



# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av brukonstruksjon - Løvstien

Structural design of bridge construction - Løvstien

**Herman Kvale Ferstad**

**Martin Lien**

Byggingeniør

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap/Institutt for byggfag/BYG150

Veileder: Jan Bernt Husebø

21.05.21

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. *Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.*

## Forord

Denne bacheloroppgaven markerer avslutningen på byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet i Bergen. Omfanget av oppgaven tilsvarer 20 studiepoeng, og ble gjennomført våren 2021.

Ved valg av oppgave var det viktig for vår del å finne et prosjekt som var utfordrende og hadde potensiale til å utvikles. Oppgaven handler om en brukonstruksjon som skal bygges ved foten av Løvstakken. Ettersom dimensjonering av bruer ikke har vært en prioritet ved undervisningen på studiet, har dette prosjektet gitt oss en mulighet til å fordype oss i dette feltet. Det har vært spennende å få innsikt i hvordan en slik konstruksjon kan dimensjoneres og vi tar med oss denne kunnskapen videre i arbeidslivet. Vi har valgt å fokusere på hvordan vi kan optimalisere konstruksjonen og fremlegge forslag til knutepunkt mellom de ulike konstruksjonsdelene.

Vi ønsker å takke vår veileder Jan Bernt Husebø, for god veiledning og for å ha gitt oss gode råd underveis i prosessen. Vi vil også takke Sweco for tildeling av oppgaven og for at de var så behjelpelige med grunnlaget for prosjektet.

Bergen, 21.05.2021



Martin Lien



Herman Kvale Ferstad

## Sammendrag

Denne rapporten tar for seg dimensjonering av et bæresystem av stål, samt forslag til knutepunkt, for en brukonstruksjon. Det er vektlagt å optimalisere profilstørrelsene i bæresystemet, med hensyn på å redusere kostnader og CO<sub>2</sub>-utslipp. Ved utforming av knutepunkt ble det lagt til grunn at forbindelsene skulle være montasjevennlig og robust.

Oppgaven er gitt av konsulentselskapet Sweco, og omhandler den planlagte brukonstruksjonen på Løvstien i Bergen. Dette er en gangbru som skal gå langs foten av Løvsstakken, med et bæresystem av stål og overflatedekke av tre. I denne rapport er dimensjoneringen blitt avgrenset til et utsnitt av brua.

Det er blitt benyttet relevant teori fra standarder og håndbøker for bruer, for å danne dimensjoneringsgrunnlaget for brukonstruksjonen. Her er det blitt foretatt beregninger og vurderinger av ulike laster som vil inntreffe på bæresystemet. I tillegg til mennesker, er det prosjektert for at et servicekjøretøy skal kunne benytte brua.

Konstruksjonen har blitt modellert opp i beregningsprogrammet Robot Structural Analysis og påført ulike lasttilfeller som vil inntreffe på konstruksjonen. De dimensjonerende kreftene fra Robot ble benyttet ved dimensjoneringen av de ulike konstruksjonsdelene.

Kapasitetskontroller for både planlagte og alternative stålprofilene ble utført i henhold til Eurokode 3. Det ble kommet frem til at de alternative profilstørrelsene har tilstrekkelig kapasitet, samtidig som både CO<sub>2</sub>-utslipp og kostnader reduseres betydelig.

Ved forslag til utforming av knutepunkt har det blitt vurdert både sveiste og boltede forbindelser mellom konstruksjonsdelene. Med tanke på at konstruksjonen skal oppføres i et krevende terreng ble det konstatert at boltede forbindelser vil være den mest egnede løsningen, da den er enkel å montere og den vil bidra til fleksibilitet i konstruksjonen.

## Abstract

This bachelor's thesis addresses a structural analysis of a steel support system, as well as proposals for junctions, for a bridge construction. It is emphasised to optimize the steel profile sizes in the carrying system, with regard to reducing costs and CO<sub>2</sub>-emissions. When designing junctions, the objective was that the connections would be simple to assemble and solid.

The thesis has been given by the consulting company Sweco and deals with the planned bridge construction at Løvstien in Bergen. This is a pedestrian bridge that will follow the lower parts of Løvestakken. The construction is built of a steel support system and a surface covering consisting of wood. In this thesis, the structural analysis has been limited to a section of the bridge.

Relevant theory has been used from Norwegian standards and manuals for bridges to form the foundation of the structural analysis. It has been calculated and considered various loads that will occur in the carrying system. In addition to humans, the bridge is designed in order for a service vehicle to be used.

It has been created a model of the steel structure in Robot Structural Analysis, which is a finite element analysis software. Various load cases that will occur on the structure, has been applied to the model. The forces from Robot were used in the design of various structure components. Capacity controls for both the planned and alternative steel profile sizes were completed in accordance with Eurocode 3. It was concluded that the alternative profile sizes have sufficient capacity, and significantly reduces both CO<sub>2</sub> emissions and costs.

Both welded and bolted connections have been considered in the proposal of junction design. Considering that the construction will be built in a demanding terrain, it was concluded that bolted connections will be the most suitable solution, because it is simple to assemble and will contribute to flexibility in the construction.

## Innholdsfortegnelse

Forord .....	2
Sammendrag .....	3
Abstract .....	4
Figurliste .....	8
Tabelliste .....	9
1. Innledning .....	10
1.1 Prosjektbeskrivelse .....	10
1.2 Vurderingskriterier .....	11
1.3 Avgrensninger .....	11
1.4 Bakgrunn .....	12
1.5 Beskrivelse av bæresystem .....	13
1.6 Problemstilling .....	14
2. Metode .....	15
2.1 Robot Structural Analysis Professional .....	15
2.2 AutoCAD .....	15
2.3 PTC Mathcad Prime 3.0 .....	16
2.4 Norsk standard og eurokoder .....	16
2.5 Håndbok N400 Statens Vegvesen .....	17
2.6 Environmental Product Declaration .....	17
3. Lastberegning .....	18
3.1 Lastklassifisering .....	18
3.2 Permanente påvirkninger .....	18
3.2.1 Egenlast .....	18
3.3 Variable påvirkninger .....	19
3.3.1 Snølast .....	19
3.3.1.1 Fonning .....	20
3.3.2 Vindlast .....	20
3.3.2.1 Vindklasser .....	20
3.3.2.2 Vindhastighetstrykk .....	20
3.3.2.3 Vindpåvirkning på bruer .....	23
Vindkraft i x-retning .....	24
Vindkraft i y-retning .....	24
Vindkraft i z-retning .....	25
Vindkraft på skråstag .....	25
3.3.3 Termisk last .....	25

3.3.4 Trafikkklaster .....	26
3.3.4.1 Vertikal belastning .....	26
3.3.4.2 Horisontal belastning .....	26
3.3.5 Ulykkeslaster .....	27
3.3.5.1 Seismisk last.....	27
3.3.5.2 Kollisjonslaster.....	27
3.3.5.3 Eksplosjonslaster .....	27
3.3.5.4 Skredlaster.....	27
4. Dimensjoneringsgrunnlag.....	28
4.1 Grensetilstander .....	28
4.2 Pålitelighetsklasse .....	28
4.3 Partialfaktormetoden .....	29
4.4 Tverrsnittsklasser .....	29
4.5 Lastkombinasjoner bruddgrense.....	30
5. Modelling i Robot Structural Analysis .....	31
5.1 Modelleringskriterier.....	32
5.1.1 Forenklet modell .....	34
5.1.2 Modell med ledd mellom HE240B og HE240A .....	35
5.1.3 Modell med flyttet skråstag .....	35
5.1.4 Endring av skråstagene med strekkstag .....	36
5.2 Lastplassering i Robot.....	37
5.3 Dimensjonerende tverrsnittskrefter .....	38
5.4 Kontrollberegninger .....	39
5.4.1 Fremgangsmåte.....	39
6. Dimensjonering av bæresystem .....	41
6.1 Hoved-tverrbjelker HE240B.....	41
6.2 Langsgående bjelker HE240A .....	45
6.3 Sekundære tverrbjelker HE200A .....	46
6.4 Kapasitetskontroll for alternative H-profil .....	48
6.4 Skråstag RHSS120x120x6,3 .....	49
6.4.1 Alternative tilfeller for RHSS120x120x6,3 .....	50
Tilfelle 1 – Endring av vinkel mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B.....	50
Tilfelle 2 – Sideveis endring av plassering av skråstag .....	50
Tilfelle 3 – Kontinuerlig knutepunkt mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B.....	51
6.5 Sammenligning av utnyttelse .....	51
6.6 Nedbøyning .....	52

6.6.1 Nedbøyning for planlagt konstruksjon.....	52
6.6.2 Nedbøyning for alternative profiler .....	53
7. Miljøpåvirkning og kostnad .....	54
7.1 Miljøpåvirkning.....	54
7.2 Kostnad.....	56
8. Dimensjonering av knutepunkt .....	56
8.1 Sveiste knutepunkt.....	57
8.1.1 Kontroll av gurtstav og stegstav i sveiset knutepunkt.....	57
8.1.2 Sveiset knutepunkt mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B .....	59
8.2 Boltet knutepunkt mellom skråstag og hoved-tverrbjelke .....	62
8.2.1 HE240B og RHSS120x120x6,3.....	62
8.2.2 HE200B og RHSS100x100x6,3.....	65
8.3 Knutepunkt mellom HE240A og HE240B.....	66
8.4 Knutepunkt mellom HE240A og HE200A .....	67
9. Diskusjon .....	69
9.1 Profilstørrelser.....	69
9.2 Plassering av skråstag.....	70
9.3 Knutepunkt.....	71
10. Konklusjon .....	73
10.1 Profilstørrelser.....	73
10.2 Plassering av skråstag.....	73
10.3 Knutepunkt.....	74
Forslag til videre arbeid.....	75
Litteraturliste.....	76

## Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av de fire etappene fra Bergen Kommune [3].	10
Figur 2: Etappe 4, delstrekning 2 består av 3 forskjellige deler [3].	11
Figur 3: Markering av området som skal dimensjoneres [4].	12
Figur 4: Utklipp fra Solibri-modell av bæresystemet til brukonstruksjonen [4].	13
Figur 5: Utklipp fra Robot. Målsatte spennvidder og lengder på bjelker i millimeter.	14
Figur 6: Illustrasjon av høyde på byggestedet.	21
Figur 7: Helningsgrad på den første delen av stigningen. Hentet fra Norges kart [20].	22
Figur 8: Avstand fra byggstedet til kategori I [20].	23
Figur 9: Vindkrefter i x-, y- og z-retning [19, s. 74].	24
Figur 10: Illustrasjon av kjøretøy med krefter og avstand mellom hjulene.	26
Figur 11: Illustrasjon av område som skal modelleres [4].	32
Figur 12: Utklipp fra Robot av modellert konstruksjon.	33
Figur 13: Utklipp fra Robot av konstruksjonen med ledd og opplager.	33
Figur 14: Utklipp fra Robot av forenklet modell med målsetninger i meter.	34
Figur 15: Utklipp fra Robot med lengder av bjelke og søyle, samt vinkelen mellom delene.	34
Figur 16: Utklipp fra Robot av modell med ledd mellom HE240B og HE240A.	35
Figur 17: Utklipp fra Robot av modell med 50 graders vinkel mellom bjelke og søyle.	36
Figur 18: Utklipp fra Robot av modell med flyttet skråstag.	36
Figur 19: Utklipp fra Robot av lastfordelingen på konstruksjonen.	37
Figur 20: Utklipp fra Robot med momentdiagram for den mest påkjente bjelken.	39
Figur 21: Utklipp fra Robot hvor HE240B-bjelkene er markert med blått.	41
Figur 22: Utklipp fra Robot hvor HE240A-bjelkene er markert med blått.	45
Figur 23: Utklipp fra Robot hvor HE200A-bjelkene er markert med blått.	46
Figur 24: Utklipp fra Robot hvor RHSS120x120x6,3 er markert med blått.	49
Figur 25: Utklipp fra utnyttelseskontroll i Robot.	51
Figur 26: Utklipp fra Robot hvor den mest utnyttede bjelken er markert i blått.	52
Figur 27: Utklipp fra Robot som viser den største nedbøyningen for den lengste HE240B-bjelken.	53
Figur 28: Utklipp fra Robot som viser den største nedbøyningen for en HE200A-bjelke.	53
Figur 29: Utklipp fra EPD, Norsk Stål [36, s. 6].	55
Figur 30: Y-knutepunktet modellert i AutoCAD.	57
Figur 31: Utklipp fra AutoCAD av sveiset knutepunkt mellom HE240B og RHSS120x120x6,3.	60
Figur 32: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet sett ovenfra og fra siden.	60
Figur 33: Retningene til de ulike spenningene i en sveis [38, s.43].	61
Figur 34: Utklipp fra AutoCAD som viser en boltet forbindelse mellom bjelke og skråstag.	63
Figur 35: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet fra siden og ovenfra.	63
Figur 36: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet mellom HE200B og RHSS100x100 ovenfra.	65
Figur 37: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet mellom HE240B og HE240A.	66
Figur 38: Utklipp fra AutoCAD av knutepunktet mellom HE200A og HE240A.	67
Figur 39: Utklipp fra AutoCAD av knutepunktet mellom HE200A og HE240A.	68



## Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over standarder .....	17
Tabell 2: Egenlaster .....	19
Tabell 3: Faktorer for beregning av snølast.....	20
Tabell 4: Reduksjonsfaktorer for basisvindhastighet .....	20
Tabell 5: Faktorer for beregning av stedsvindhastighetstrykk.....	22
Tabell 6: Verdier av variabler for beregning av vindlast .....	22
Tabell 7: Tverrsnittsklasser for prosjekterte stålprofiler.....	30
Tabell 8: Lastkombinasjoner.....	31
Tabell 9: Dimensjonerende krefter ved ulike lasttilfeller .....	38
Tabell 10: Sammenligning av Robot og håndberegninger .....	40
Tabell 11: Utnyttelse for HE240A ved ulike krefter.....	45
Tabell 12: Utnyttelse for HE240A ved kombinerte krefter og spenninger.....	46
Tabell 13: Utnyttelse for HE200A ved ulike krefter.....	47
Tabell 14: Utnyttelser for HE200A ved kombinerte krefter og spenninger .....	47
Tabell 15: Utnyttelser for ulike krefter på alternativer H-profil.....	48
Tabell 16: Utnyttelse for dimensjonerende krefter på RHSS 120x120x6.3.....	50
Tabell 17: CO2-utslipp fra opprinnelige og alternative profiler .....	55
Tabell 18: Pris for opprinnelige og alternative profiler .....	56
Tabell 19: Utnyttelse for sveis .....	60
Tabell 20: Utnyttelse for boltet forbindelse med ulike profiler .....	65

# 1. Innledning

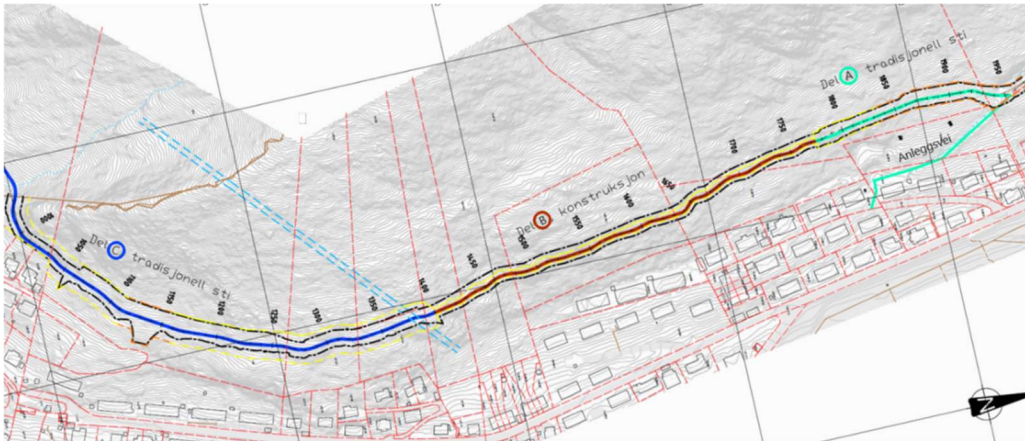
## 1.1 Prosjektbeskrivelse

Løvtien er en turvei i Bergen som er planlagt å følge nedre del av Løvstakken fra Langegården i sør til Melkeplassen i nord. I dag er det ingen forbindelse mellom Kristian Brings vei og Fredlundsvingen, noe som gjør at stien ikke er kontinuerlig. Turveien har gjennom årene blitt til gjennom bygging av ulike etapper og delstrekninger, og nå gjenstår kun den siste delstrekningen, etappe 4 del 2, før stien er sammenhengende (se figur 1). Det er et krevende og kupert terreng i området, noe som gjør at en utbygging av tradisjonell tursti med graving og sprengning ville medført stor risiko for skred fra Løvstakken. Det er derfor planlagt en 400-450 meter lang brukonstruksjon som skal følge terrenget mellom Solheimslien og Grønnestølen. Det er konsulentselskapet Sweco AS som har fått tildelt oppdraget med å prosjektere brukonstruksjonen, samt to landkar i hver ende av broen. Konstruksjon vil bestå av et bæresystem av stål og et brudekke av tre [1]. Allerede i 2001 vedtok Bergen kommune i sin friluftsmelding at Løvtien skulle oppføres, og det var tenkt at en slik trasé skulle stå ferdig i 2012. Etter år med forsinkelser har byrådet nå satt et mål om at innbyggerne skal kunne benytte en komplett tursti innen 2024 [2].



Figur 1: Illustrasjon av de fire etappene fra Bergen Kommune [3].

I figur 2 er det illustrert hvor etappe 4, delstrekning 2 skal utformes. Del A (grønn linje) og del B (blå linje) skal bestå av en tradisjonell grussti slik som store deler av Løvtien allerede er utformet. Del B (rød linje) er området der det er planlagt en brukonstruksjon.



Figur 2: Etappe 4, delstrekning 2 består av 3 forskjellige deler [3].

## 1.2 Vurderingskriterier

Beregninger og vurderinger er basert på et ønske om å optimalisere konstruksjonen, med hensyn til økonomi og bærekraft. Ved å se på mulige løsninger for å benytte så lite materiale som mulig, samtidig som sikkerhet og funksjonalitet ivaretas, vil en få økonomiske besparelser og reduserte utslipp ved produksjon av materialer. Ved utforming av knutepunkt er det vektlagt at forbindelsen skal ha tilstrekkelig kapasitet og være enkel å montere på byggeplass.

## 1.3 Avgrensninger

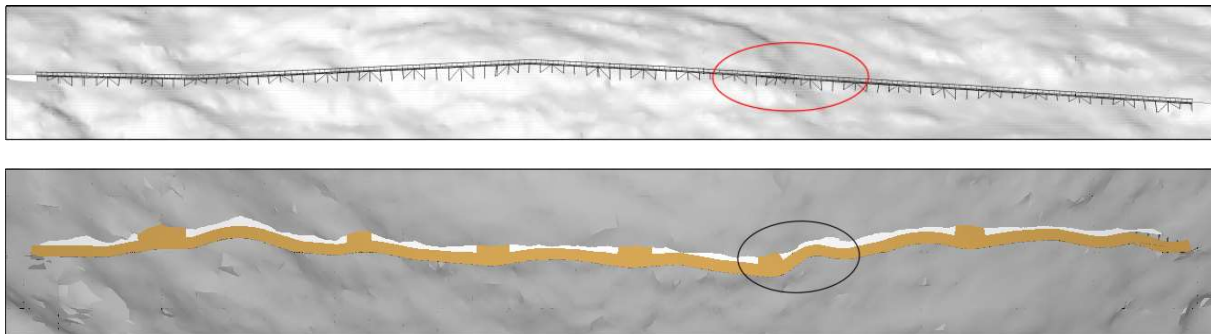
På bakgrunn av prosjektets omfang har vi valgt å avgrense oppgaven på flere områder, for å ha tilstrekkelig tid og kapasitet til å rekke over de ulike aspektene av dimensjoneringen vi ønsket.

Opgaven ble spisset mot bæresystemet av stål og knutepunktene mellom de ulike stålprofilene. Knutepunkter mellom berg og stålprofiler vil ikke bli dimensjonert, og antas dermed å ha tilstrekkelig kapasitet. Bjelkene og dekket av tre, som vil utgjøre bruas overflate, er ikke inkludert i dimensjoneringen, og ble dermed antatt å ha god nok kapasitet for de kreftene som vil oppstå.

Siden den totale lengden på brua strekker seg over 400-450 m, var det naturlig å velge et utsnitt av brua som kunne være representativt for de kreftene som oppstår på bruas stålprofiler. Det ble vurdert til at området av brua som i størst grad vil svinge, var det mest spennende og utfordrende (se figur 3). Årsaken til dette er at det vil være mer komplisert å beregne fordeling av krefter på de ulike stålprofilene i dette området, da lastbredden varierer for de ulike stålprofilene. Den delen av brua som ble fokusert på, strekker seg over ca. 30 m. Her vil det i realiteten ligge en rasteplass, hvor tredekket og alle tverrbjelkene skal innfestes i fjellet. Dette vil ikke bli tatt hensyn til i rapporten, slik at brudekket regnes å ha en konstant bredde, og kun hoved-tverrbjelkene spennes inn i fjellet. Strekkstagene av stål for

langsgående avstivning vil ikke dimensjoneres, men enkelte av kreftene som vil oppstå i disse vil bli nevnt. Virkningene som vil oppstå på konstruksjonen i sin helhet vil ikke bli analysert.

Grensetilstandene som blir lagt vekt på i denne rapporten er brudd- og bruksgrensetilstand. Dermed utelates både ulykkes- og utmattingsgrensestilstand.



Figur 3: Markering av området som skal dimensjoneres [4].

#### 1.4 Bakgrunn

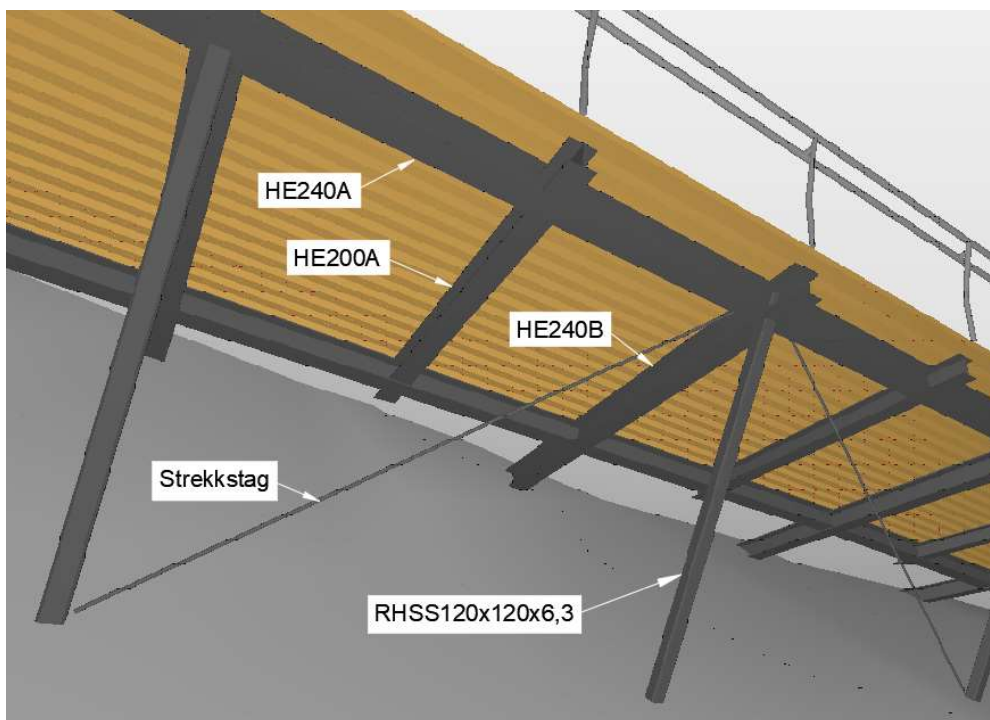
Det er knyttet mange utfordringer til byggingen av denne brukonstruksjonen, blant annet forhåndsbestilling av stålprofiler, valg av kran og plassering av denne. I prosjekteringen av konstruksjonen har det blitt benyttet en DWG-fil som terrenggrunnlag. Når terrenget skal renskes i området det skal bygges, vil det kunne oppstå formasjoner i terrenget som ikke vil kunne avdekkes i en DWG-fil. Dette kan for eksempel være en stor løs stein, der en hadde tenkt til å plassere bunnen av et skråstag. Dermed kan det være problematisk å forhåndsbestille profiler i gitte lengder, da det i senere tid kan oppdages at disse ikke passer inn på grunn av terrenget. Ved utforming og montering av knutepunkt mellom profilene kan det også oppstå utfordringer hvis lengdene og vinklene mellom profilene ikke samsvarer med terrenggrunnlaget.

I dag står stålindustrien for ca. 7 % av det totale CO<sub>2</sub>-utslippet i verden. Stål er et byggemateriale som kan resirkuleres og benyttes til andre formål etter sin brukstid. Likevel er det store utfordringer knyttet til utslipp ved produksjonen av stål og transport til og fra byggested [5]. Det er derfor hensiktsmessig å begrense mengden stål som benyttes i prosjekter. Ved å benytte mindre stål vil også kostnadene reduseres.

### 1.5 Beskrivelse av bæresystem

Bæresystemets utforming er basert på grunnlag og modeller gitt av Sweco ved overlevering av oppgaven, og er utformet av stålprofiler av ulik form og størrelse. I lengderetningen av brua ligger det to HE240A-profiler på hver sin side av brudekket. Disse profilene ligger innenfor de to ytterkantene av brudekket, med en varierende avstand. Underveis i rapporten vil HE240A-profilene også bli omtalt som *de langsgående* bjelkene.

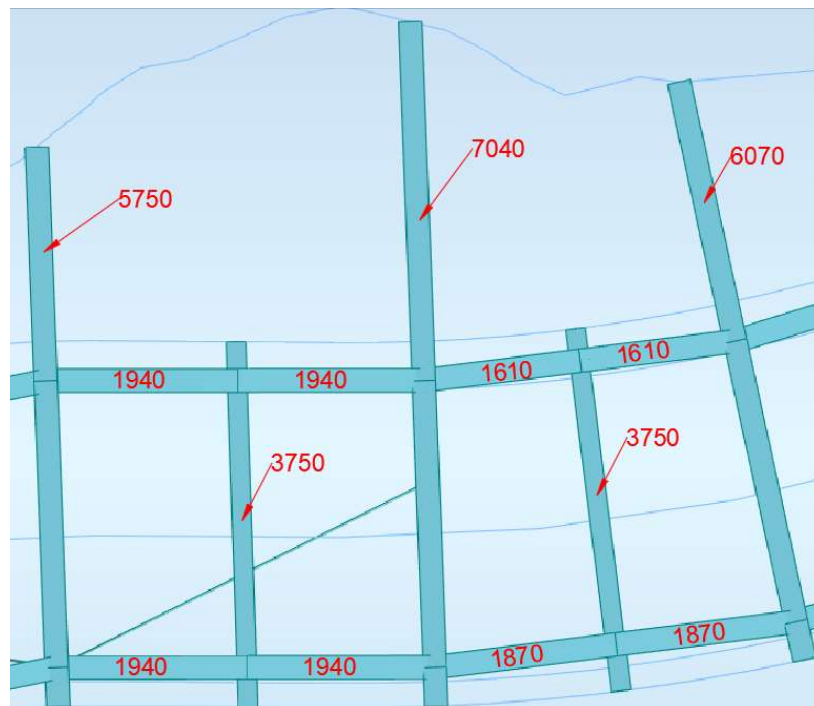
I brudekkets bredderetning ligger det tverrbjelker med annethvert HE240B- og HE200A-profil. Alle HEA- og HEB-profiler ligger i samme plan, slik at ingen profiler ligger over noen andre. HE240B-profilene er innfestet i fjellet i den ene enden og hviler på et skråstag av RHSS120x120x6,3 på den andre siden. HE200A-profilene er festet til de langsgående HE240A-profilene, slik at hvert HE200A-profil ligger tilnærmet parallelt med et HE240B-profil på hver side. HE240B-profilene vil også bli omtalt som *hoved-tverrbjelker*, mens HE200A-profilene også vil bli omtalt som *sekundære tverrbjelker* underveis i rapporten. Figur 4 viser hvordan bæresystemet er utformet.



Figur 4: Utklipp fra Solibri-modell av bæresystemet til brukonstruksjonen [4].

HE200A-profilene har en konstant lengde lik brudekkets bredde på 3,75 m. Disse vil få en utkrager på utsiden av hvert HE240A-profil, da HE240A-profilene ligger med en variabel avstand innenfor brudekkets bredde. HE200A-profilene bæres av HE240A-profilene i de fleste områdene av bruas løp, med unntak av ved rasteplassene. Her festes både HE240B- og HE200A-profilene inn i fjellet. Som nevnt under avgrensninger, vil dette neglisjeres i denne

rapporten. Lengdene på både hoved-tverrbjelkene og de langsgående bjelkene vil variere (se figur 5).



Figur 5: Utklipp fra Robot. Målsatte spennvidder og lengder på bjelker i millimeter.

Toppen av skråstaget vil treffe bunnflensen til HE240B-profilet rett under HE240A-profilets steg. Skråstaget står med en vinkel på HE240B-profilet på omtrent 60 grader inn mot fjellet, men varierer noe i de ulike knutepunktene. Bunnen av skråstagene er leddet innfestet i fjellet.

For hver fjerde hoved-tverrbjelke er det to strekkstag som går inn i knutepunktet mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B. Disse festes i bunn av skråstagene på hver side av det aktuelle knutepunktet.

Over bæresystemet av stål ligger det trebjelker med dimensjoner 198x48mm i lengderetningen av brua. Over disse ligger et tredekke accoya, som utgjør bruas overflate.

## 1.6 Problemstilling

På grunnlag av informasjonen vi har blitt tildelt i forbindelse med oppgaven, er det presisert at bæresystemet av stål er regnet konservativt med hensyn til kapasitet. I vår bacheloroppgave ønsker vi å se på muligheter for å gå ned i profilstørrelser i bæresystemet av stål, med hensyn til bærekraft og økonomi. Kan de planlagte stålprofilene byttes ut med mindre profiler av samme type, samtidig som sikkerhet og funksjonalitet ivaretas?

På bakgrunn av det krevende terrenget vil det også være interessant å se på om konstruksjonen er følsom for endringer av skråstagets plassering.

I tillegg vil vi se på hvilke knutepunkt som vil passe inn i utformingen av det planlagte bæresystemet, da det er ulike fordeler og ulemper med forskjellige typer knutepunkt. Kriteriene som legges det til grunn, er at knutepunktene skal være montasjevennlig og ha god kapasitet.

På bakgrunn av dette har vi kommet frem til følgende problemstilling:

### ***Optimalisering av stålprofiler og forslag til knutepunkt i bæresystemet til brukonstruksjonen på Løvestien.***

## 2. Metode

For å kunne besvare problemstillingen har det blitt benyttet beregningsprogram til modellering og analyse av konstruksjonen. Statistiske analyser og dimensjonering er utført i henhold til Norsk standard, ved bruk av både generelt regelverk for konstruksjoner og særegne regler for bruer. I tillegg har også Håndbok N400 Bruprosjektering blitt benyttet som veiledning for dimensjoneringen. Ved å beregne utnyttelsen til ulike profiler på grunnlag av de opptredende kreftene, vil det være mulig å optimalisere konstruksjonen og vurdere hvorvidt profilstørrelsene kan reduseres. Kriteriene som ble lagt til grunn for knutepunktene, er at de skal være robuste og montasjevennlig. Videre i dette kapittelet vil anvendelse av ulike programvarer og standarder bli belyst.

### 2.1 Robot Structural Analysis Professional

Robot er et analytisk beregningsprogram, hvor en kan modellere konstruksjoner, påføre laster og beregne dimensjonerende krefter [6]. Det er også mulig å importere DXF- og DWG-filer, noe som gjør at en kan modellere opp konstruksjonen etter faktiske forhold. Dette medfører at det oppnås et mer realistisk situasjonsbilde av konstruksjonen og det legger til rette for at beregningene kan bli så nøyaktig som mulig. Ettersom vi har opparbeidet oss erfaring med Robot gjennom studiet, var det hensiktsmessig å velge nettopp denne programvaren.

### 2.2 AutoCAD

AutoCAD er en programvare som blir benyttet for å utforme presise tegninger av konstruksjoner i både 2D og 3D [7]. Programmet har blitt brukt til å fremstille de aktuelle

knutepunktene med korrekt målsetting og utforming. Tegningene i AutoCAD gir en tydelig oversikt over knutepunktene fra forskjellige snitt.

### 2.3 PTC Mathcad Prime 3.0

PTC Mathcad Prime er et verktøy for å utføre matematiske beregninger. Programmet tillater brukeren å definere variabler med både verdier og måleenheter, som videre kan brukes i kombinerte formler og ligninger. Variablene kan redefineres i senere tid, noe som gjør det mulig å forandre og justere for eventuelle endringer eller feil. I tillegg tillater programmet å skrive tekst. Samlet sett gjør det at Mathcad er et godt verktøy for å komme frem til og fremvise resultater på en ryddig og oversiktlig måte. Mathcad har i denne rapporten blitt brukt til å utføre håndberegninger, blant annet til kontrollregning av Robot og nødvendige beregninger for krefter og kapasiteter.

### 2.4 Norsk standard og eurokoder

I henhold til kravene i Byggeteknisk forskrift §10-2(3) blir beregningene utført etter eurokoder med nasjonale tillegg [8]. «Eurokodene er en felles europeisk serie av standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål» [9]. I tabell 1 ligger en oversikt over de benyttede standardene.

Betegnelse	Tittel	Forkortelser
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	<b>EC</b>
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	<b>EC1-1</b>
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster. Snølaster	<b>EC1-3</b>
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster	<b>EC1-4</b>
NS-EN 1991-2:2003+NA:2010	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklaster på bruer	<b>EC1-2</b>



NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	<b>EC3-1</b>
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser	<b>EC3-8</b>
NS-EN 1993-2:2006+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 2: Bruer	<b>EC3-2</b>
NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer	<b>EC8-2</b>

Tabell 1: Oversikt over standarder.

## 2.5 Håndbok N400 Statens Vegvesen

«Denne vegnormalen er utarbeidet med hjemmel i Samferdselsdepartementets forskrifter etter vegloven §13. Forskriftene i denne vegnormalen gir rammer for vegens utforming og standard, og gjelder alle offentlige veger» [10, s. 3]. Ved prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner skal Håndbok N400 benyttes. Den inneholder krav til pålitelighet, bæreevne, trafiksikkerhet, fremkommelighet, vedlikehold og bestandighet [10, s. 19].

## 2.6 Environmental Product Declaration

Environmental Product Declaration, med forkortelsen EPD, er «et kortfattet dokument som oppsummerer miljøprofilen til en komponent, et produkt eller en tjeneste» [11]. En EPD opprettes på bakgrunn av en livsløpsanalyse etter ISO 14040-14044. Formålet med en EPD er å gjøre det mulig for kunder å sammenligne og velge ulike produkter innen samme kategori, på grunnlag av produktenes miljøprofil [11].

I denne rapporten vil denne typen miljødeklarasjoner bli benyttet som et grunnlag for å undersøke miljøgunstige konsekvenser ved valg av stålprofiler.

### 3. Lastberegning

I dette kapitlet blir ulike laster tilknyttet konstruksjonen gjennomgått. Fremgangsmåte og vurderinger blir fremstilt her, mens utfyllende beregninger ligger i vedlegg A.1-A.4.

#### 3.1 Lastklassifisering

I henhold til Håndbok N400 skal laster klassifiseres ved permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger. De karakteristiske lastene som blir funnet, danner grunnlaget for videre dimensjonering [10, s. 59].

#### 3.2 Permanente påvirkninger

I henhold til N400 blir permanente påvirkninger definert som tilnærmet konstante påvirkninger innenfor tidsrommet som vurderes. Slike påvirkninger kan være egenlast, tyngde av ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet, jordtrykk og vanntrykk [10, s. 59].

##### 3.2.1 Egenlast

Egenlast blir definert som tyngden av de permanente delene på konstruksjonen [10, s. 59]. De permanente konstruksjonsdelene som blir vektlagt i denne rapporten er tyngden av de ulike stålprofilene, rekkverk, bjelkelag av tre og dekke av accoya. Andre permanente deler, slik som benker, sikringsnett og ledelist, tas ikke med i videre beregninger da de ikke vil ha en betydelig innvirkning på den globale analysen av konstruksjonen. Det henvises til vedlegg A.1 for fullstendig beregning av egenlast.

Ved beregning av egenlasten til stålprofilene ble verdier for kilogram per meter hentet fra Norsk Stål sine tekniske tabeller [12, s. 29–41]. For å gjøre om til kraft per meter ble verdiene multiplisert med tyngdeakselerasjonen.

Det vil plasseres et kontinuerlig rekkverk på den ene siden av brukonstruksjonen, som vist i figur 4. Vekten av rekkverket er hentet fra VIK Ørsta og tilsvarer 36 kg/m [13].

Det kommer frem i prosjektet at det skal benyttes bjelkelag av dimensjonen 198x48mm. Det antas fasthetsklasse C24 og i henhold til EC1-1 tillegg A.3 gir dette en tyngdetetthet på 4,2 kN/m<sup>3</sup> [14, s. 26]. Ved å multiplisere tyngdetettheten med høyden og den totale bredden av bjelkene, og deretter dividere på brudekkets bredde, ble lasten fra bjelkene beregnet til en flatelast på 0,40 kN/m<sup>2</sup>.

For overflatedekket av accoya ble densiteten på 512 kg/m<sup>3</sup> multiplisert med høyden av dekket, noe som ga en flatelast på 0,17 kN/m<sup>2</sup> [15].

I tabell 2 ligger oversikt over egenlastene for konstruksjonen:

Konstruksjonsdel	Linjelast [kN/m]	Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ]
HE200A	0,42	
HE240A	0,59	
HE240B	0,82	
RHSS 120x120x6,3	0,22	
Bjelkelag (198x48mm)		0,40
Accoya (34mm)		0,17
Rekkverk (Vikafjell GS)	0,40	

Tabell 2: Egenlaster.

### 3.3 Variable påvirkninger

«Laster fra variable påvirkninger er laster som varierer i tid, ...» [10, s. 61]. Dette omfatter naturlaster, trafikklaster, støt- og forøyningslaster fra ferje, samt andre variable laster. Innen naturlaster inngår laster som skyldes klima på byggestedet eller andre forhold gitt av naturen. Dette omhandler blant annet vindlast, snølast, islast og termiske påvirkninger. Andre variable laster kan være belastning på konstruksjonen under installasjoner, vedlikehold og fabrikasjon. Det skal også tas hensyn til midlertidige laster som i en begrenset tidsperiode belaster konstruksjonen. Dette kan være lagring av materiale eller fra kjøretøy og utstyr under utførelsen av byggingen [10, s. 61].

I denne rapporten vil kun variable påvirkninger i konstruksjonens brukstid inkluderes. Derav naturlaster, trafikklaster og ulykkeslaster. Med andre ord vil ikke laster som påføres under bruas byggefase, eller laster fra lagring av materiale, medregnes.

#### 3.3.1 Snølast

Snølaster på konstruksjonen er beregnet ut ifra EC1-3 [16]. Som en forenkling ble formel (5.1) i kapittel 5 – Snølaster på tak, brukt til å bestemme snølasten på brua. Høyeste punkt på konstruksjonen ble funnet til å være 138,8 moh. ut ifra Solibri-modellen overlevert av Sweco. Den faktiske høyden er under høydegrensen,  $H_g$ , for Bergen kommune, som er satt til 150 m tabell NA.4.1(901). Dette medførte at karakteristisk snølast på mark,  $s_k$ , ble satt lik grunnverdien  $s_{k0}$ , etter punkt NA.4.1(1). Den termiske koeffisienten  $C_t$  og eksponeringskoeffisienten  $C_e$  ble satt til 1,0, mens formfaktoren  $\mu_i$  ble satt til 0,8 fra tabell 5.2 i EC1-3 (se tabell 3). Fra formel (5.1) ble snølasten på brua beregnet til 1,6 kN/m<sup>2</sup>. Se vedlegg A.2 for fullstendig utregning.

Faktor	Beskrivelse	Verdi
$\mu_i$	Formfaktor	0,8
$C_e$	Eksponeeringskoeffisient	1,0
$C_t$	Termisk koeffisient	1,0

Tabell 3: Faktorer for beregning av snølast.

### 3.3.1.1 Fonning

Det kan samle seg noe snø langs stolpene på rekkverket av broen. Konstruksjonens beliggenhet og høyde over havet tilsier derimot at det er lite sannsynlig at det vil oppstå betydelige mengder med snøfonning. Likevel ble lasten som ville oppstå ved en fonning på 0,5 meter beregnet. Her ble det egenvekten av snø satt lik  $300 \text{ kg/m}^3$  [17], og snødybden lik 0,5 meter. Dette medførte en last lik  $1,47 \text{ kN/m}^2$ . Dette er lavere enn beregnet snølast for brua. Fonning av snø vil derfor ikke bli vurdert ytterligere i rapporten.

### 3.3.2 Vindlast

#### 3.3.2.1 Vindklasser

Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes ut ifra tre ulike vindlastklasser. Brukonstruksjonen på Løvstien kan defineres som en bjelkebro [18], noe som gjør at konstruksjonen faller innunder vindlastklasse 1 [10, s. 62]. For brukonstruksjoner i denne klassen beregnes lastvirkninger fra vind på grunnlag av produktet av topphastighetstrykket og kraftfaktorer [10, s. 64]. Det henvises til vedlegg A.3 for fullstendig beregning av vindlast.

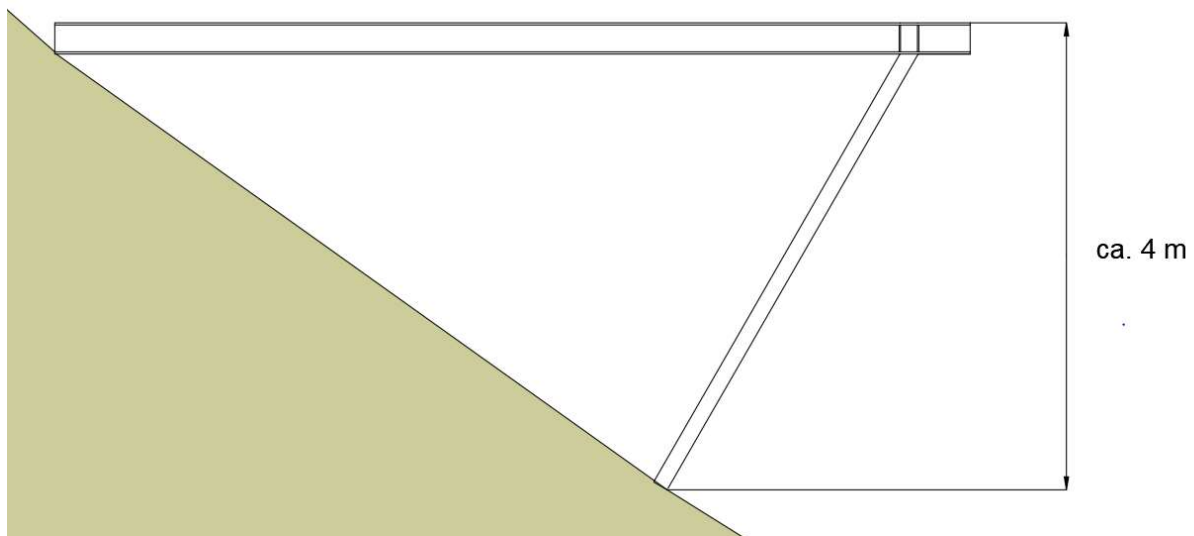
#### 3.3.2.2 Vindhastighetstrykk

Vindlaster på konstruksjonen er beregnet ut ifra EC1-4 [19]. Referansevindhastigheten i Bergen kommune er satt til  $26 \text{ m/s}$  etter tabell NA.4(901.1). Basisvindhastigheten er bestemt ut ifra referansevindhastigheten kombinert med ulike faktorer med muligheter for reduksjon av basisvindhastighet. Reduksjonsfaktorene er konservativt satt til 1,0 for brukonstruksjonen (se tabell 4). Basisvindhastighet ble da lik som referansevindhastigheten funnet for Bergen kommune.

Faktor	Beskrivelse	Verdi
$C_{alt}$	Høydefaktor	1,0
$C_{dir}$	Retningsfaktor	1,0
$C_{season}$	Årstidsfaktor	1,0
$C_{prob}$	Sannsynlighetsfaktor	1,0

Tabell 4: Reduksjonsfaktorer for basisvindhastighet.

Tabell NA.4.1 angir en beskrivelse av seks ulike terrengruhetskategorier, fra 0-IV, med tilhørende parametere. Konstruksjonen ligger i et område omgitt av spredte trær og noen få bygninger i nærheten. Ut ifra dette ble konstruksjonen konkludert med å befinne seg i terrengruhetskategori II. For å beregne terrengruhetsfaktoren  $c_r(z)$  i formel (4.4), ble den lokale høyden på brukonstruksjonen forenklet satt til fire meter på grunnlag av plantegninger fra Sweco. Dette er skissert i figur 6. Selv om høyden vil variere noe langs bruas lengde, på grunn av terreng og høydeforskjeller, vil det være en tilstrekkelig tilnærming for beregning av terrengruhetsfaktoren.

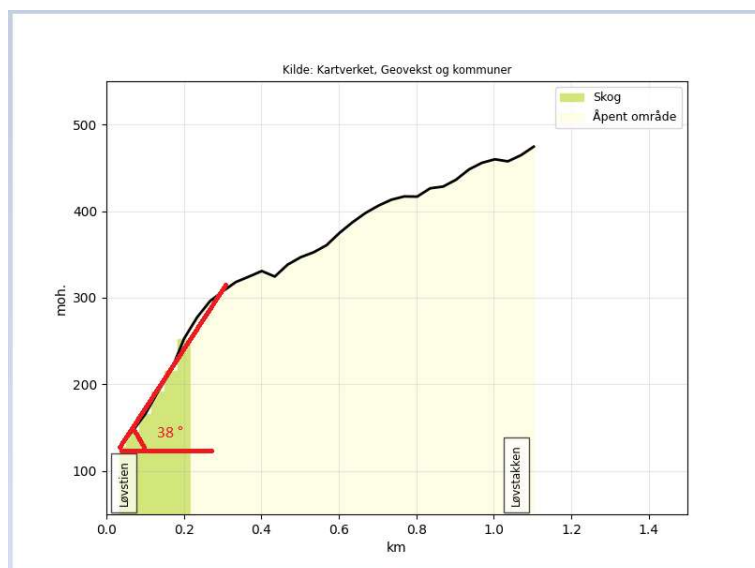


Figur 6: Illustrasjon av høyde på byggestedet.

Byggestedet ligger i tilknytning til Løvstakken. Det ble derfor tatt hensyn til en økning av vindhastighet i dette området. Terrengformfaktoren  $c_0$  og turbulensfaktoren  $k_1$  vil styre påvirkningene fra terreng på turbulensintensiteten, stedsvindhastigheten, stedsvindhastighetstrykket og vindkasthastighetstrykket. Beregningene må vurderes fra alle mulige retninger vinden kan komme fra. Der er derfor utført beregninger for vind på både le- og lo-side.

For å påvise påvirkningene på lo-side blir det benyttet en numerisk beregning etter punkt A.3 i tillegg A, for å bestemme terrengformfaktoren,  $c_0$ . Denne beregningen tar ikke hensyn til turbulensfaktoren  $k_1$ . Den ble dermed satt lik den anbefalte verdien lik 1,0 etter NA.4.4(1).

Som vist i figur 7 tilsvarer helningen opp fjellsiden en vinkel på ca. 38 grader. På bakgrunn av dette ble terrengformfaktor og turbulensfaktor for påvirkninger på le-side bestemt ut ifra figur NA.4 (901.5).



Figur 7: Helningsgrad på den første delen av stigningen. Hentet fra Norges kart [20].

Tabell 5 viser verdiene for terrengruhetsfaktor, terrengformfaktor og turbulensfaktor for både le- og lo-side.

Faktor	Beskrivelse	Verdi - Le-side	Verdi - Lo-side
$c_r(z)$	Terrengruhetsfaktor	0,83	0,83
$c_0(z)$	Terrengformfaktor	0,90	1,07
$k_1$	Turbulensfaktor	1,75	1,00

Tabell 5: Faktorer for beregning av stedsvindhastighetstrykk.

Videre ble stedsvindhastigheten og turbulensintensiteten beregnet fra henholdsvis ligning (4.3) og (4.7), for både le- og lo side. Deretter ble stedsvindhastighetstrykket, og til slutt vindkasthastighetstrykket beregnet for begge sider etter ligning (4.8) i punkt NA.4.5 (1). Se tabell 6 for resultater fra de aktuelle beregningene.

Forkortelse	Beskrivelse	Verdi - Le-side	Verdi - Lo-side
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet	19,48 m/s	23,07 m/s
$I_v(z)$	Turbulensintensitet	0,44	0,21
$q_m(z)$	Stedsvindhastighetstrykk	0,24 kN/m <sup>3</sup>	0,33 kN/m <sup>3</sup>
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykk	0,97 kN/m <sup>2</sup>	0,83 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 6: Verdier av variabler for beregning av vindlast.

Som vist i tabell 6 ble det beregnede vindkasthastighetstrykket for le-side størst. Denne vil til sikker side benyttes som det gjeldende vindkasthastighetstrykket på konstruksjonen.

Siden byggestedet ligger nærmere enn 10 km fra naboområder med vesentlig annen ruhet måtte det tas hensyn til justering av  $V_m$  og  $I_v$  på grunn av ruhetsvariasjon, etter punkt NA.4.3.2(2). Dette ble gjort ved å bestemme overgangssonefaktoren  $k_3$  i tabell V.1. Området med glattere ruhet, sone A, ble vurdert til å være et kystnært område, altså terrengruhetskategori I. Avstanden fra byggested til sone A ble målt til ca. 4 km (se figur 8). Ved interpolering ble  $k_3$  funnet til å være 1,02.



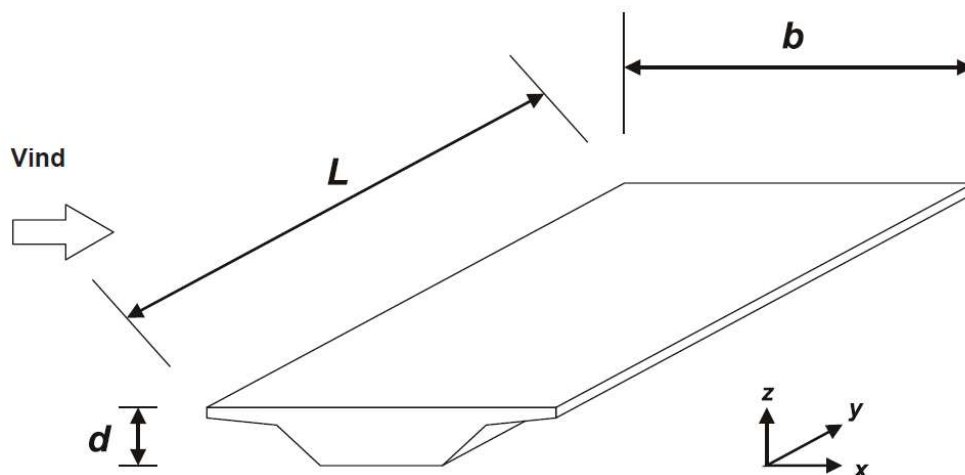
Figur 8: Avstand fra byggestedet til kategori I [20].

Dermed ble karakteristisk vindhastighetstrykk,  $q_{kast}$ , beregnet som produktet av vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ , for le-side og overgangssonefaktoren  $k_3$ :

$$q_{kast} = q_p(z) \cdot k_3 = 0,97 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,02 = \mathbf{0,99 \text{ kN/m}^2}$$

### 3.3.2.3 Vindpåvirkning på bruer

Vurdering av vindpåvirkninger på brua ble gjort etter kapittel 8 i EC1-4. Vindpåvirkninger på bruer fordeles som krefter i x-, y-, og z-retning. Her er x-retning definert som retningen parallelt med brudekkets bredde, y-retning er lengderetningen av brua, og z-retning er retningen normalt på brudekket (se figur 9). Vindpåvirkninger på bruas rekkverk direkte ble ikke beregnet, da det ble antatt å gi liten effekt på lastsituasjonen.



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

Figur 9: Vindkrefter i x-, y- og z-retning [19, s. 74].

#### Vindkraft i x-retning

Punkt 8.2, merknad 3 sier: «For vanlige brudekker med et spenn som er mindre enn 40 m (...) er det vanligvis ikke nødvendig med en dynamisk beregning» [19, s. 75]. Spennene for brudekket på denne brukonstruksjonen vil være rundt 4 meter. Dette medførte at vindkraft i x-retning ble beregnet etter forenklet metode i punkt 8.3.2, under forutsetningen om at det er en bru der dynamisk beregning ikke er nødvendig.

For vurdering av kraftfaktoren  $C_{f,x}$ , etter punkt 8.3.1, ble det vurderte at brua ikke har fri omstrømning ved endene. Dette medførte at  $C_{f,x}$  ble funnet til å være lik 1,3 etter figur 8.3. Referansearealet for vindkraften ble satt lik produktet av maks spennvidde mellom hovedtverrbjelkene og brudekkets tykkelse. For bruas tykkelse ble det tatt hensyn til rekkverket, ved å legge til en sikkerhetsfaktor på 0,3 m etter tabell 8.1. Vindkraft i x-retning ble dermed beregnet fra formel (8.2) til å være 2,39 kN.

Denne ble til slutt beregnet til en linjelast på **0,98 kN/m** langs brudekkets lengderetning.

#### Vindkraft i y-retning

Punkt NA.8.3.4(1) gir anbefalt verdi for vindkrefter i y-retning for bjelkebruer. Denne ble dermed satt til 50% av vindkreftene i x-retning. Vindkraft i y-retning ble dermed beregnet til en last lik 1,20 kN, og videre fordelt som en linjelast langs bredden av brua lik **0,49 kN/m**.



### *Vindkraft i z-retning*

Ved beregning av vindkraft i z-retning ble det antatt at det ikke er utført vindtunellprøvinger. Dermed ble kraftfaktoren  $c_{f,z}$  satt til 0,9, etter merknad 1 under punkt 8.3.3(1).

Referansearealet ble satt lik produktet av maks spennvidde mellom hoved-tverrbjelkene og den totale bredden av brudekket. Vindkraft i z-retning ble beregnet til en vertikal last lik 13,15 kN.

Denne ble beregnet til en jevnt fordelt last normalt på brudekket lik **0,88 kN/m<sup>2</sup>**. Denne vil opptre som en varierende linjelast over tverrbjelkene, avhengig av spennviddene mellom dem.

Det ble kontrollert at denne verdien ikke er dimensjonerende for hovedsystemet.

Standarden er ikke godt tilpasset for bruer plassert i en skråning slik som i dette tilfellet. Hvis vindkraften i z-retning hadde vært kritisk for systemet, ville det vært hensiktsmessig å utføre forsøk med vindtunnel eller ved hjelp av numerisk simulering [21].

### *Vindkraft på skråstag*

EC1-4 inneholder ikke en særegen fremgangsmåte for beregning av vindkraft på skråstag i en brukonstruksjon. Dermed ble punkt 5.3(2), som tar for seg beregning av vindkraft som virker på en konstruksjonsdel, anvendt for å bestemme vindkraft på skråstagene.

Konstruksjonsfaktoren  $c_s c_d$ , som inngår i ligning (5.3), ble satt til 1,0 etter merknad 2 i punkt 8.2(1). Dette gjelder for konstruksjoner hvor en dynamisk beregning ikke er nødvendig, noe som ble vurdert til å stemme for brukonstruksjonen under beregning av vindkrefter i x-retning. Kraftfaktoren  $c_f$  ble beregnet fra ligning (7.9) til å være 1,8. Lengden av skråstaket ble forenklet satt til 4,0 m og bredden lik 120 mm, som tilsvarer hulprofilets bredde. Produktet av disse ble benyttet som skråstagens referanseareal. Vindkraften på skråstaket fra ligning (5.3) ble da beregnet til 0,84 kN.

Denne ble omgjort til en linjelast lik **0,21 kN/m** langs hulprofilets lengderetning.

### 3.3.3 Termisk last

Det kommer frem av Håndbok N400 punkt 5.4.8.1 at termiske påvirkninger skal beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-5 [10, s. 73]. Temperaturforskjellene i området anses å variere i liten grad. Utsnittet av konstruksjonen vurderes til å være tilstrekkelig fleksibelt, slik at det kun vil oppstå mindre tvangskrefter på grunn av temperaturendringer. Av den grunn vil det ikke bli utført beregninger for termisk last. Det vil i kapittel 8.3 bli foreslått tiltak i et knutepunkt for å håndtere eventuelle tvangskrefter som kan oppstå.

### 3.3.4 Trafikklaster

Trafikklaster blir etter Håndbok R412 definert som belastning i vertikal og horisontal retning på blant annet gangbane og skulder fra både fotgjengere og kjøretøy [22, s. 13]. På Løvstien er det planlagt at personer og et servicekjøretøy fra Bergen kommune skal kunne benytte brukonstruksjonen. For beregning av trafikklaster ble EC1-2 anvendt [23]. Videre henvises det til vedlegg A.4 for beregning av trafikklast.

#### 3.3.4.1 Vertikal belastning

I de tilfellene hvor det ikke vil være samtidig trafikklast, settes den jevnt fordelte lasten,  $q_{fk}$ , lik  $5 \text{ kN/m}^2$  etter punkt NA. 5.3.2.1. I tillegg til jevnt fordelt last, skal brukonstruksjonen prosjekteres for et kjøretøy. For dette prosjektet ble det spesifisert at servicekjøretøyet fra Bergen kommune skal tilsvare en Ford Ranger [4]. Standarden definerer lasten fra et tjenestekjøretøy til  $80 \text{ kN}$  og  $40 \text{ kN}$  på to akslinger, etter punkt NA.5.3.2.3(1). Videre definerer standarden også en akselavstand på  $3 \text{ m}$  og en hjulavstand på  $1,3 \text{ m}$ . Det vil være uaktuelt for et kjøretøy med så store laster å kjøre på bruene. Derfor er det valgt å ta utgangspunkt i lastene som vil oppstå fra servicekjøretøyet (Ford Ranger) i dimensjoneringen. Kjøretøyet har en lengde på omtrent  $5,3 \text{ m}$  og bredde på  $1,85 \text{ m}$ . Avstanden mellom venstre og høyre hjul er  $1,56 \text{ m}$ , mens avstanden mellom fremre og bakre aksling er  $3,22 \text{ m}$  (se figur 10). Etter grunnlaget fra Sweco, velges en vekt på  $3600 \text{ kg}$  fordelt på fire hjul (se vedlegg A.4). Videre fordeles kraften, som følge av vekten på kjøretøyet, på både fremre og bakre aksling. Belastningen på den fremre akslingen ble satt til  $16 \text{ kN}$ , mens belastningen på den bakre akslingen ble satt til  $20 \text{ kN}$ .



Figur 10: Illustrasjon av kjøretøy med krefter og avstand mellom hjulene.

#### 3.3.4.2 Horisontal belastning

Det stilles også krav til kjøretøyet horisontale belastning på gangbruene. I henhold til NA. 5.4(2) ble den horisontale komponenten  $Q_{fk}$  i bruas lengderetning satt lik den største verdien av enten 10% av total jevnt fordelt last eller 60% av totalvekten av tjenestekjøretøyet. I tillegg ble den horisontale kraften i tverretning satt lik 25% av den horisontale komponenten i lengderetning [23, s. 9 i NA.].

### 3.3.5 Ulykkeslaster

«Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som et resultat av en uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser ...» [10, s. 75]. Det vil i denne rapporten bli foretatt en vurdering av seismisk last, kollisjonslaster, eksplosjonslaster og skredlaster.

#### 3.3.5.1 Seismisk last

For å kunne vite om konstruksjonen trenger å bli dimensjonert for seismisk last, må konstruksjonen plasseres i en seismisk klasse. I henhold EC8-2 tabell NA.2(901) vil gang- og sykkelbruer havne innenfor seismisk klasse 1 [24, s. 2 i NA.]. Dette medfører at det ikke stilles noen spesielle krav til analysemetode, ifølge tabell NA.2(904) [24, s. 3 i NA.]. Det fremgår også av Håndbok N400 punkt 5.4.9.3 at det ikke stilles krav til seismisk analyse for konstruksjonen, da den ligger i kategori 0 [10, s. 74].

#### 3.3.5.2 Kollisjonslaster

Det er planlagt at et servicekjøretøy fra Bergen Kommune skal kunne benytte bruene når det er behov for det, som nevnt i kapittel 3.3.4.1. Ettersom de bærende elementene er plassert under brudekke, vil ikke konstruksjonens kritiske bæresystem være utsatt for en eventuell kollisjon med servicekjøretøyet. Det er derfor valgt å ikke utføre beregninger for kollisjonslast.

Det er ikke blitt gjort beregninger av innfestingen til rekkverket som vil være plassert på gangbane-skulderen. Det tiltenkte rekkverket vil mest sannsynlig kunne ta opp noe av kraften en kollisjon medfører, da kjøretøyet vil holde en lav hastighet når den kjører på bruene.

#### 3.3.5.3 Eksplosjonslaster

Det vil i utgangspunktet være liten sannsynlighet for at det kan oppstå enten brann eller en eksplosjon på brukonstruksjonen. Bruene vil plasseres i god avstand fra omkringliggende byggverk som eventuelt kan være en kilde til en brann. Det er også lav risiko for at servicekjøretøyet vil eksplodere på bruene og deretter sette i gang en brann. På bakgrunn av dette er det valgt å ikke se nærmere på eksplosjonslast.

#### 3.3.5.4 Skredlaster

Gangbruens plassering gjør den utsatt for ras og skred fra Løvstakken. Senest i april 2021 var det et skred som ble utløst i nærheten av brukonstruksjonen tiltenkte plassering [25]. Direktoratet for byggkvalitet definerer skred fra fast fjell på to måter. Et steinsprang eller steinskred vil oppstå når en eller flere steiner fra fast fjell løsner og faller nedover en fjellside til terrenget flater ut. Forskjellen mellom de nevnte tilfellene er at steinskred omfatter et

større volum enn det steinsprang gjør [26]. Det er allerede sett på mulige skadekonsekvenser av skred og steinsprang på gangbruen i en tidligere bacheloroppgave ved HVL. Her konkluderes det med at gangbruen vil være sårbar for større steinskred og steinsprang [27]. Det finnes en rekke tiltak som kan benyttes for å minimere faren for skred og ras. Eksempler på dette er fangvoller eller -nett, rensk, bolting eller sprøytebetong i skjæringer for å nevne noen [28]. Uten slike tiltak vil ikke den planlagte konstruksjonen ha kapasitet for skred, og det må medregnes reparasjon eller utskiftning hvis konstruksjonen blir utsatt for skred. Det vil ikke bli utført beregninger med hensyn til skredlast videre i denne rapporten.

## 4. Dimensjoneringsgrunnlag

I henhold til EC skal en konstruksjon prosjekteres og utføres slik at den kan motstå alle påvirkninger og forhold som kan oppstå under utførelse og bruk [29, s. 21].

Brukonstruksjonen på Løvestien skal ifølge EC dimensjoneres for en brukstid på 100 år etter punkt NA.A2.1.1 [29, s. 111].

### 4.1 Grensetilstander

En konstruksjon har oppnådd en grensetilstand når den ikke lenger oppfyller de gjeldende krav som den er dimensjonert for [30, s. 97]. Det defineres fire ulike grensetilstander i henhold til EC:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

I rapporten vil det hovedsakelig bli lagt vekt på dimensjonering innenfor bruddgrensetilstand i tillegg til enkelte kontroller i bruksgrensetilstand. Bruddgrensetilstand gir en tydelig definert kapasitet på brukonstruksjonen. Denne tilstanden kan ses i sammenheng med risikoen for brudd i bærende deler av konstruksjonen. Det skal ved dimensjonering av konstruksjonen påvises at den dimensjonerende verdien for lastvirkningen ikke skal overskride den dimensjonerende verdien for den tilsvarende kapasitet.

### 4.2 Pålitelighetsklasse

Det stilles krav om at konstruksjonen skal klassifiseres ved hjelp av pålitelighetsklassene definert i tabell NA.A1(901) i EC [29, s. 105]. Pålitelighetsklassen avhenger av omfanget av bruddkonsekvensen for konstruksjonen. På grunn av stor bruddkonsekvens, blir bruer plassert i pålitelighetsklasse 3 [30, s. 96]. Byggverk i denne pålitelighetsklassen skal ha et

bærende hovedsystem slik at et brudd i en del av konstruksjonen ikke fører til et totalt sammenbrudd av byggverket [30, s. 97].

#### 4.3 Partialfaktormetoden

I henhold til EC skal det ved bruk av partialfaktormetoden påvises at ingen aktuelle grensetilstander overskrider noen av de dimensjonerende tilfellene. Dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter blir benyttet i videre beregninger [29, s. 32]. Det innebærer blant annet bruk av partialfaktorer for laster og materialer i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor. For å øke lastpåkjenningen til konstruksjon benyttes lastfaktoren  $\gamma_G$ . Verdier for denne lastfaktoren hentes fra tabell NA.A2.4(B) i EC [29, s. 116]. Videre anvendes materialfaktoren,  $\gamma_M$ , for å redusere karakteristisk fasthet under beregningen av ulike kapasiteter. Den aktuelle verdien av denne faktoren er hentet fra det nasjonale tillegget i EC3-2 og gir forskjellige verdier avhengig av hva som skal dimensjoneres [31, s. 5 i NA.].

#### 4.4 Tverrsnittsklasser

Tverrsnittsklassifisering er basert på forholdet mellom tykkelsen og bredden på de ulike trykkpåkjennte delene av et tverrsnitt, der et tverrsnitt klassifiseres etter den tverrsnittsdelen som har høyest klasse. Trykkpåkjennte deler defineres som deler som helt eller delvis opplever trykk for den aktuelle lastkombinasjonen [32, s. 40]. Med andre ord er det «effekten av lokal knekking av trykkpåkjennte tverrsnittsdeler som påvirker tverrsnittskapasiteten» [30, s. 115].

Det er fire tverrsnittsklasser, der nummer 1 er den mest gunstige, og nummer 4 er den minst gunstige. For klasse 1 og 2 kan kapasiteter regnes ut ifra plastisk analyse [32, s. 40–41]. For tverrsnitt i denne klassen blir hele tverrsnittet plastifisert før noen av tverrsnittdelene får lokal knekking [30, s. 116]. For tverrsnittsklasse 3 beregnes kapasitet elastisk [32, s. 40]. Her vil ingen av delene i tverrsnittet knekke før flytegrensen er nådd, men minst en av delene vil få lokal knekking før tverrsnittet er plastifisert [30, s. 116]. For tverrsnittsklasse 4 vil det oppstå lokal knekking i en eller flere deler av tverrsnittet før flytegrensen nås. For å ta hensyn til reduksjon av kapasitet på grunn av lokal knekking, kan effektiv bredde benyttes [32, s. 40].

For å kunne bestemme tverrsnittsklassene for de ulike profilene i konstruksjonen, ble Stålhandbok del 1:2012 benyttet [33, s. 59, 63, 123]. Disse verdiene tar utgangspunkt i EC3-1 og angir tverrsnittsklasse for S355. Tabell 7 gir en oversikt over tverrsnittsklassene for profilene.

Profil	Stålkvalitet	Tverrsnittsklasser	
		Kun bøyning om y-y akse	Kun trykk
HE200A	S355	2	2
HE240A	S355	2	2
HE240B	S355	1	1
RHSS120x120x6,3	S355	1	1

Tabell 7: Tverrsnittsklasser for prosjekterte stålprofiler.

Ved dimensjonering av stålprofiler er det til sikker side valgt å benytte elastiske kapasitetskontroller, selv for de profilene det er mulig å beregne plastisk kapasitet for. Ved beregning av kapasitet for knutepunkt er det blitt benyttet både elastisk og plastisk analyse.

Om det skulle blitt foretatt en mer omfattende vurdering av skred, ville det vært gunstig at alle stålelementer i konstruksjonen var i tverrsnittsklasse 1. I og med at profilene blir plastifisert før noen av tverrsnittsdelene får lokal knekking, vil det være større sannsynlighet for kun å få lokale ødeleggelser, samtidig som brua beholder sin integritet. Dette vil begrense skadeomfang og eventuelt reparasjonsarbeid i ettertid.

#### 4.5 Lastkombinasjoner bruddgrense

Det blir definert tre ulike sett med ligninger for lastkombinasjoner i EC. Valg av sett avhenger av hvilken type bruddgrensekontroll som skal gjennomføres. I dette tilfellet er det hensiktsmessig å velge sett B (STR/GEO) for kapasitetskontroll. Videre ble det vurdert hvorvidt det er gunstig å benytte seg av ligning 6.10a eller 6.10b. Hvis egenvekten av konstruksjonen er vesentlig større enn opptredende nyttelast, skal ligning 6.10a benyttes. Dersom nyttelasten er større enn en tredjedel av egenvekten benyttes ligning 6.10b. Dette er tilfellet på konstruksjonen, og derfor vil denne ligningen bli benyttet videre. I lasttilfellene der det vil forekomme andre variable laster vil faktoren,  $\psi_0$ , bli multiplisert med gjeldende lastfaktor for den variable lasten. Verdiene for  $\psi_0$  for gangbruer ble hentet fra tabell NA.A2.2 i EC [29, s. 113]. Ved beregning av lastkombinasjoner skal ikke snølast og trafikklast kombineres etter punkt NA.A2.2.3(3) [29, s. 111]. Det vil heller ikke være hensiktsmessig å kombinere trafikklasten på konstruksjonen fra hverken gr1 (jevnt fordelt last) eller gr2 (servicekjøretøy) med vindlasten. Det har blitt tatt hensyn til flere ulike lastkombinasjoner på de ulike konstruksjonsdelene.

Tabell 8 viser en oversikt over lastkombinasjonene som gir dimensjonerende krefter på systemet. Karakteristiske verdier for permanente laster vil være konstante, uavhengig av lastkombinasjoner. Disse inkluderer egenvekt av stålprofilene, rekkverk, trebjelker og dekket av accoya. Lastene virker på ulike steder på konstruksjonen, noe som førte til at verdier for

laster av egenvekt ikke ble inkludert i tabellen nedenfor. Lastfaktorene,  $\gamma_g$ , vil variere for de ulike lastkombinasjonene, og er også inkludert i tabellen.

Lastkombinasjon	Last	Karakteristisk last	$\psi_0$	$\gamma_g$	Faktorisert last
<b>LK1</b>	Permanente laster			1,2	
	Snølast	1,6 kN/m <sup>2</sup>		1,5	2,4 kN/m <sup>2</sup>
	Nedadrettet vindlast	0,88 kN/m <sup>2</sup>	0,7	1,6	0,99 kN/m <sup>2</sup>
<b>LK2</b>	Permanente laster			1,2	
	Oppadrettet vindlast	0,88 kN/m <sup>2</sup>		1,6	1,4 kN/m <sup>2</sup>
<b>LK3</b>	Permanente laster			1,0	
	Vindlast x-retning	1,27 kN/m <sup>2</sup>		1,6	2,0 kN/m <sup>2</sup>
<b>LK4</b>	Permanente laster			1,2	
	Jevnt fordelt trafikklast	5 kN/m <sup>2</sup>		1,35	6,75 kN/m <sup>2</sup>
<b>LK5</b>	Permanente laster			1,2	
	Kjøretøy – fremre aksling	16 kN		1,35	21,6 kN
	Kjøretøy – bakre aksling	20 kN		1,35	27 kN

Tabell 8: Lastkombinasjoner.

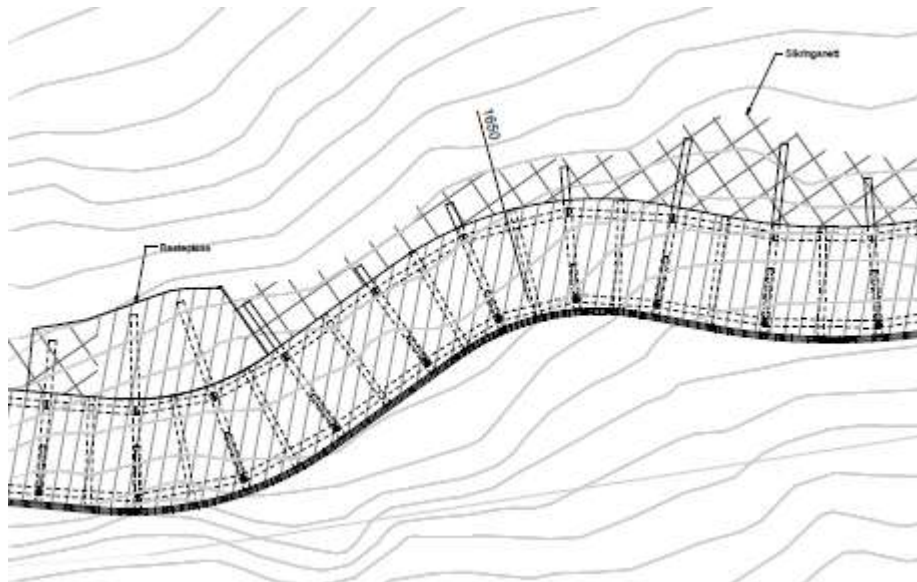
## 5. Modellering i Robot Structural Analysis

For å kunne analysere hvilke effekter ulike laster har på systemet i sin helhet, ble Robot Structural Analysis benyttet for å modellere opp konstruksjonen. Gjennom modelleringsprosessen har det blitt utformet ulike varianter av konstruksjonen for å utforske hvordan bæresystemet responderte på dette.

Det har i tillegg blitt modellert opp noen ulike tilfeller for plasseringen av skråstagene i konstruksjonen, for å vurdere hvilke effekter det vil medføre om foten av skråstagene ikke kan plasseres der de er tiltenkt.

## 5.1 Modelleringskriterier

Utformingen av modellen tok utgangspunkt i området som er mest svingete og som har betydelig varierende lengder på bjelker og skråstag. Figur 11 viser en illustrasjon på det tiltenkte området hvor konstruksjonen skal modelleres opp. Dette området består av ti hoved-tverrbjelker og skråstag.

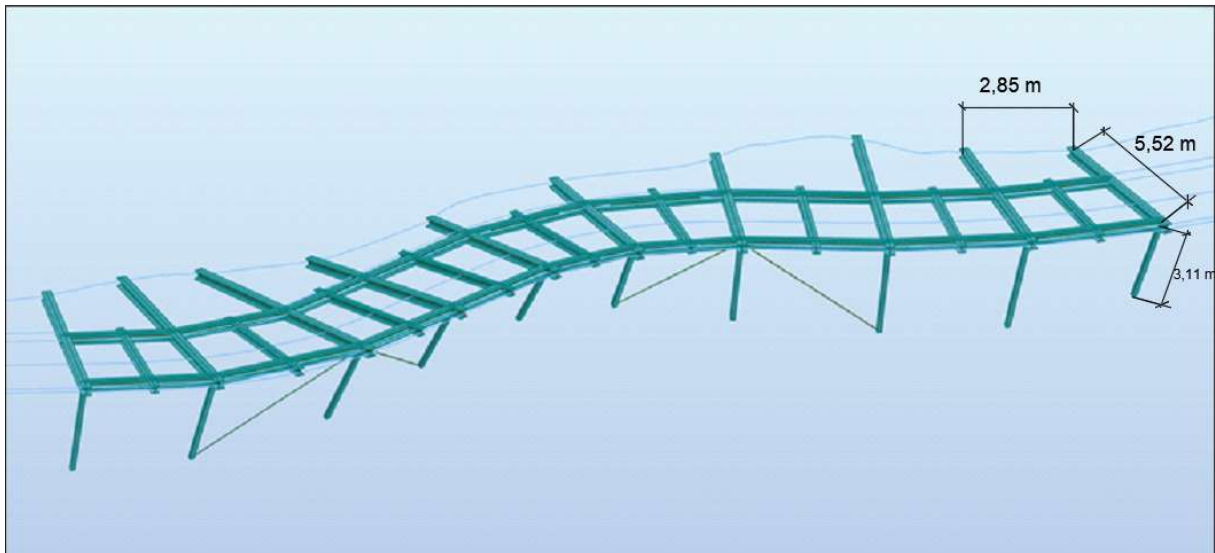


Figur 11: Illustrasjon av område som skal modelleres [4].

I området hvor konstruksjonen ble modellert opp, vil det være et fall langs bruene som må tas hensyn til. For å kunne utforme modellen så nøyaktig som mulig, ble en Solibri-modell av hele konstruksjonen og en DWG-fil av veimodellen i 3D fra Sweco lagt til grunn. DWG-filen ble benyttet som en veiledning for hvor profilene skulle plasseres. Solibri-modellen gjorde det mulig å innhente ulike verdier, som blant annet høyder, lengder og plassering av profiler langs bruene. Ut ifra de ulike verdiene, ble det kommet frem til at vinkelen mellom HE240B og RHSS120x120 tilsvarte omtrent 60 grader på samtlige bjelker.

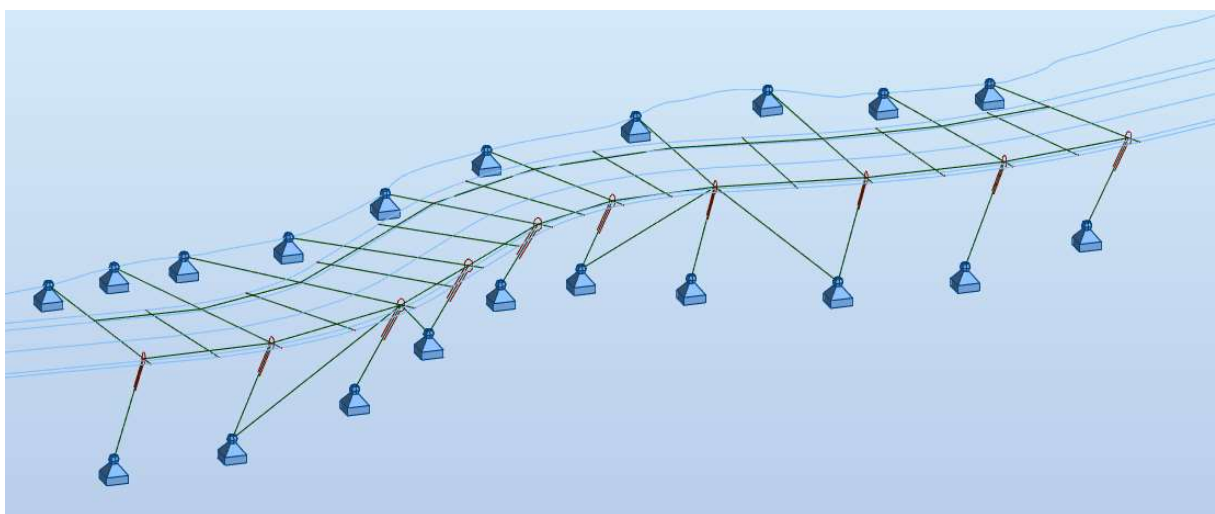
I Robot ble det plassert noder langs HE240B-bjelkene for å kunne plassere HE240A-bjelkene i riktig avstand. Fra plantegningen innhentet fra Sweco var det tiltenkt at HE240A-bjelkene skulle plasseres ved knutepunktet mellom HE240B og RHSS120x120, mens den andre skulle plasseres 2,95m lenger inn på HE240B-bjelken. HE200A-bjelkene ble plassert mellom hoved-tverrbjelkene langs bruene. Den utragende delen av HE200A-profilen vil variere i lengde ettersom konstruksjonen svinger. For fullstendig målsetting av modellene henvises det til vedlegg B.1.





Figur 12: Utklipp fra Robot av modellert konstruksjon.

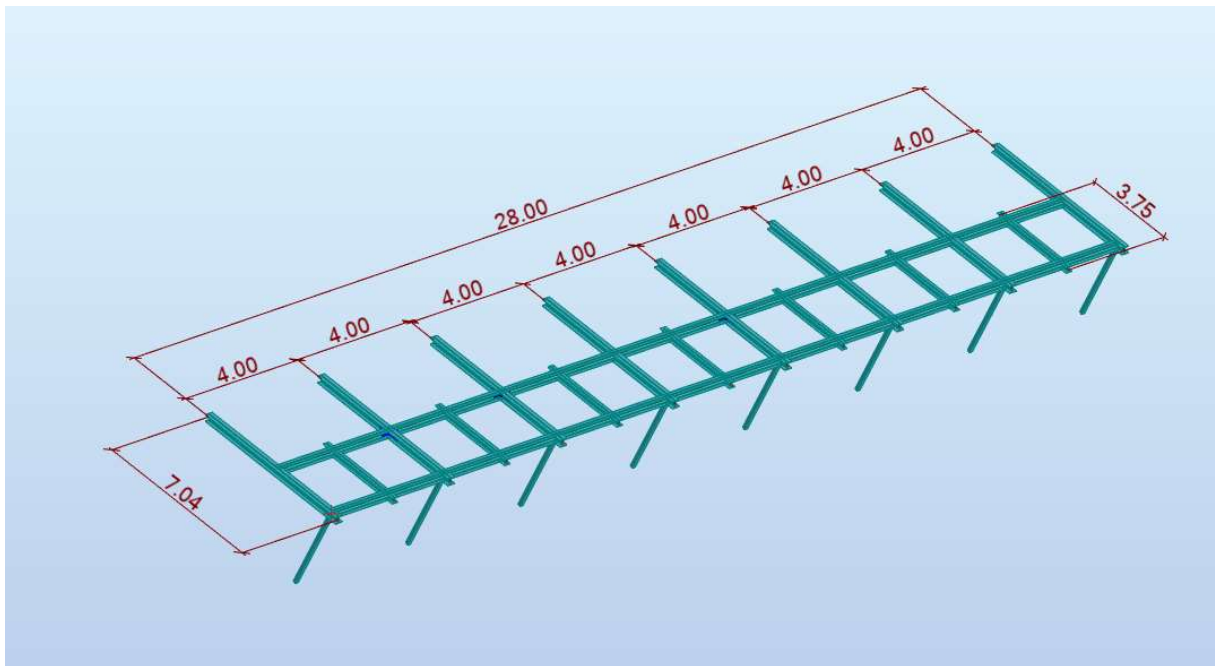
Etter at bjelkene og søylene på konstruksjonen var plassert langs veimodellen, ble opplagerbetingelser og ledd innført. Innfestingen mellom terreng og henholdsvis HE240B-bjelker og RHSS120x120-profiler ble valgt ut ifra fanen *Geometry*, og deretter *Supports*. Her ble funksjonen *Pinned* benyttet for begge tilfellene. Innføringen av ledd i modellen ble gjort manuelt, da Robot ikke tar hensyn til dette ved beregningen. Det var ønskelig å legge inn ledd i knutepunktet mellom RHSS120x120 og HE240B, slik at det ikke oppstår momentoverføring mellom konstruksjonsdelene. Dette ble utført gjennom fanen *Geometry* og videre med funksjonen *Releases* (se figur 13). Denne modellen blir heretter omtalt som *Modell 1*.



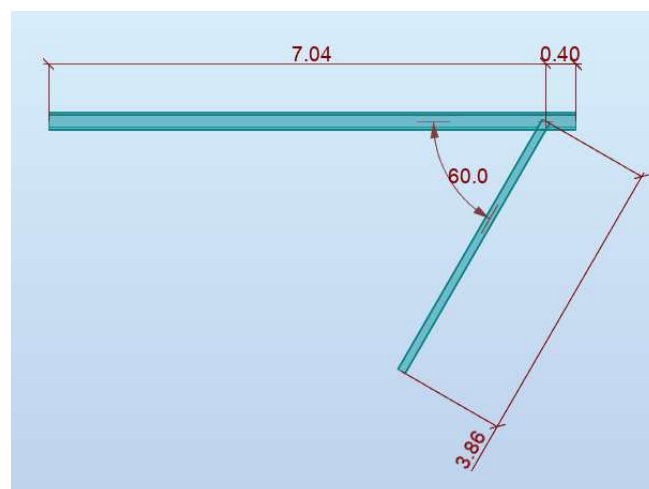
Figur 13: Utklipp fra Robot av konstruksjonen med ledd og opplager.

### 5.1.1 Forenklet modell

Det har også blitt utformet en forenklet modell for et rett strekke, for å kunne sammenligne verdier opp mot modell 1. I denne forenklede modellen ble den lengste hoved-tverrbjelken med det lengste skråstaget fra modell 1 benyttet. Den lengste HE240B-bjelken er 7,04 meter lang, mens skråstaget har en lengde på 3,86 m. Vinkelen mellom disse tilsvarer 60 grader. Avstanden mellom hoved-tverrbjelkene ble satt til 4,0 m og HE200A-profilene fikk den samme lengden som i modell 1, lik brudekkets bredde på 3,75 m. Verdiene for denne modellen er illustrert i figur 14.



Figur 14: Utklipp fra Robot av forenklet modell med målsetninger i meter.

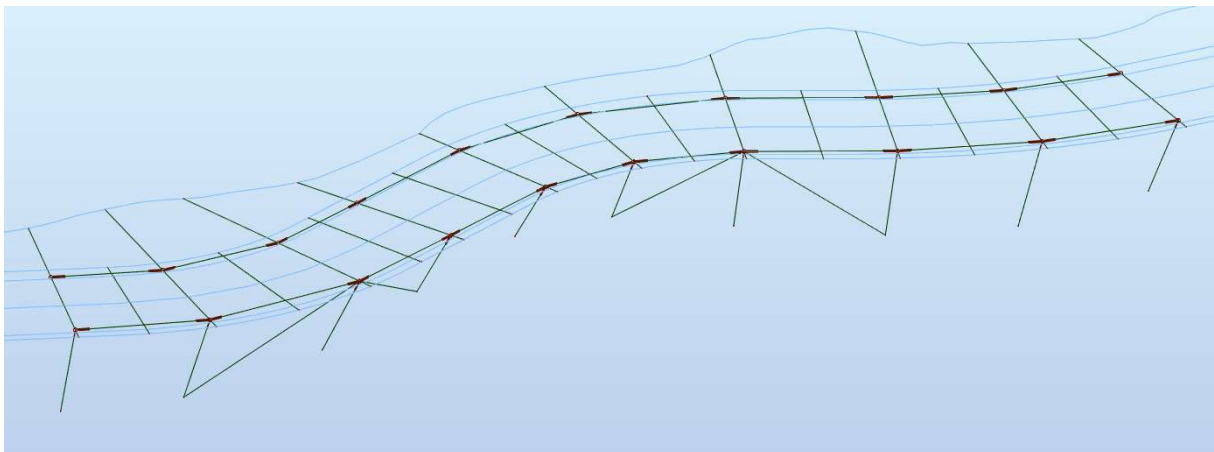


Figur 15: Utklipp fra Robot med lengder av bjelke og søyle, samt vinkelen mellom delene.

I den forenkledde modellen ble kun jevnt fordelt trafikklaster plassert på konstruksjonen. De opptredende kreftene for denne modellen ble større enn for modell 1, da lengdene på både hoved-tverrbjeltene, de langsgående bjeltene og skråstagene er i gjennomsnitt større for den forenkledde modellen. Det vurderes at det er lite realistisk at lengdene er i denne størrelsesordenen, noe som medfører at dette er en beregning som vil være for konservativ. Ut ifra plantegninger fra Sweco vil ikke den forenkledde modellen reflektere den faktiske konstruksjonen. På de rette strekkene for den faktiske konstruksjonen vil lengdene på hoved-tverrbjeltene vil som oftest være kortere, og det samme gjelder for spennvidden mellom hoved-tverrbjeltene. I tillegg vil skråstagenes lengde variere, og i snitt være kortere, på grunn av høydeforskjeller i terrenget. De opptredende kreftene som oppstod i den forenkledde modellen vil derimot ikke være usannsynlig store i forhold til de som inntreffer på modell 1. Dette bekrefter på at kreftene som oppstår i modell 1, ligger i en sannsynlig størrelsesorden. Den forenkledde modellen og dens opptredende krefter vil ikke bli vurdert ytterligere i rapporten.

#### 5.1.2 Modell med ledd mellom HE240B og HE240A

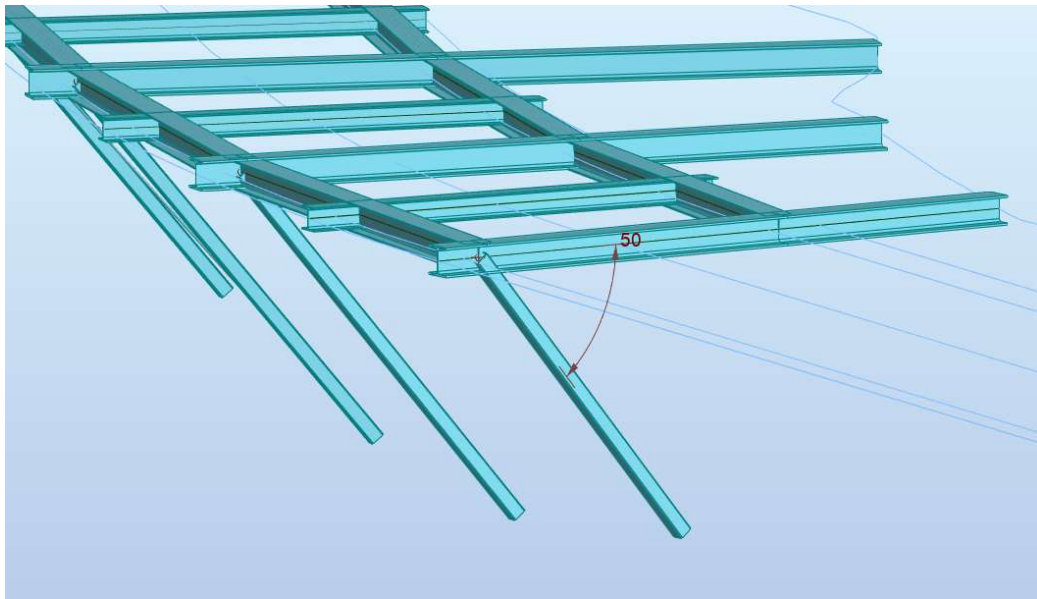
Det har blitt sett på en modell med leddet innfesting mellom HE240B- og HE240A-bjeltene. (se figur 16). Dette vil medføre at det ikke vil oppstå noen momentoverføring mellom disse bjeltene, samt at HE240A-bjeltene ikke vil være kontinuerlige. Det fører også til at det vil oppstå et større feltmoment på bjeltene og konstruksjonen blir mer sårbar for deformasjon.



Figur 16: Utklipp fra Robot av modell med ledd mellom HE240B og HE240A.

#### 5.1.3 Modell med flyttet skråstag

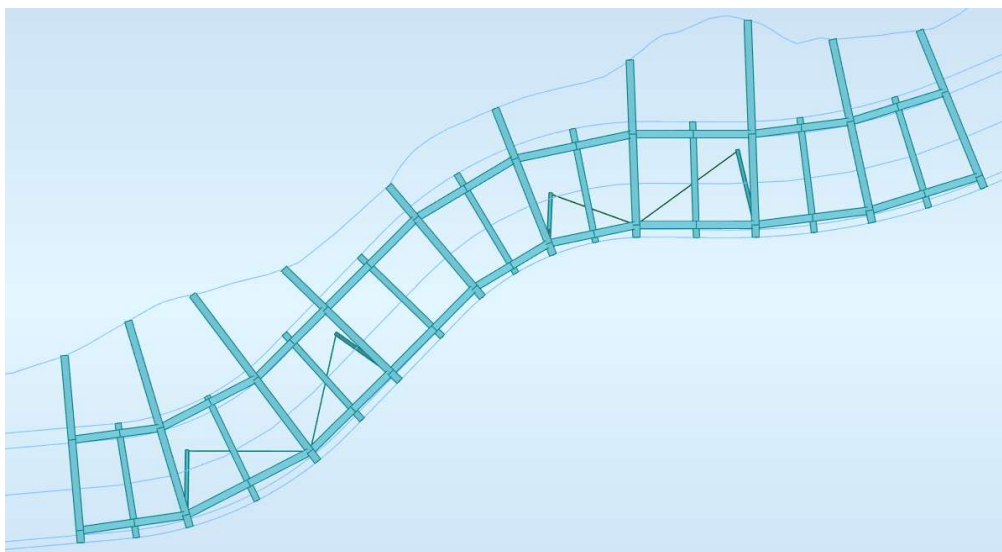
For å kunne analysere effekten av å flytte skråstagene ble det modellert en konstruksjon der skråstagene er flyttet 0,5 m i lokal x-retning, samt 0,3 m i lokal z-retning. Dette vil gi en mindre vinkel mellom hoved-tverrbjeltene og skråstagene som er tilnærmet 50 grader (se figur 17).



Figur 17: Utklipp fra Robot av modell med 50 graders vinkel mellom bjelke og søyle.

#### 5.1.4 Endring av skråstagene med strekkstag

Det har også blitt laget en modell der skråstagene med strekkstag har blitt flyttet. Dette gjelder de fire hulprofilene hvor strekkstag kommer inn. Her ble foten av to og to av skråstagene flyttet 0,5 m i lokal x- og y-retning mot hverandre. Dette medførte at skråstagene ikke lenger lå parallelt med HE240B-profilene (se figur 18). Hvilke effekter dette vil ha for systemet vil bli nærmere gjennomgått i kapittel 6.4.1.

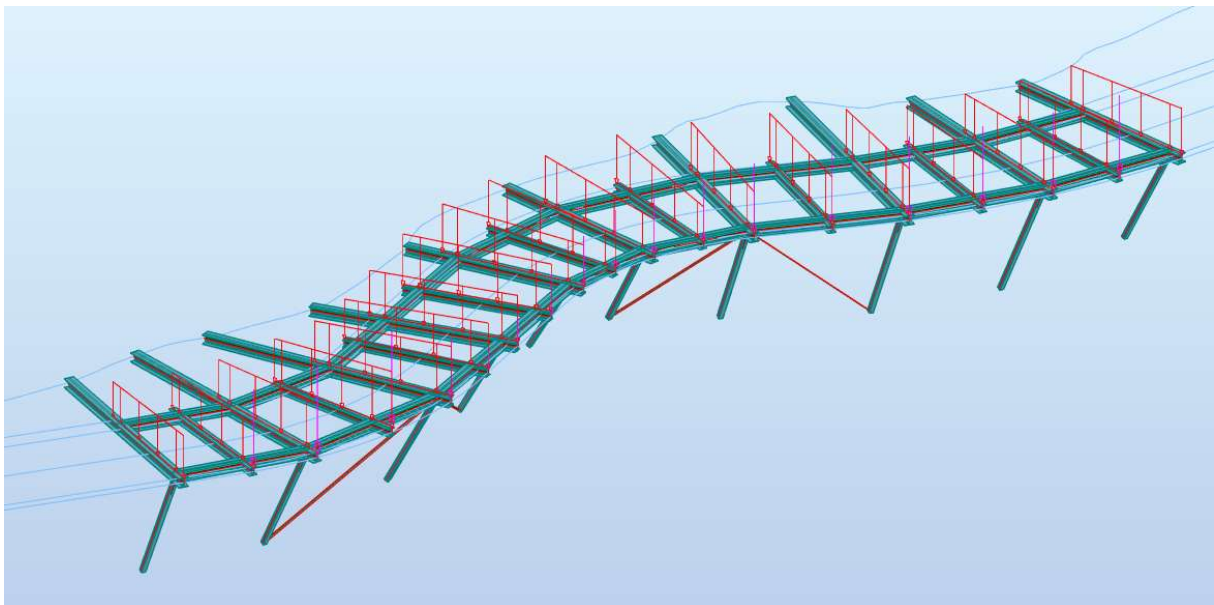


Figur 18: Utklipp fra Robot av modell med flyttet skråstag.

## 5.2 Lastplassering i Robot

I denne rapporten var det hensiktsmessig å analysere hvilke effekter de ulike lastene har på bæresystemet av stål. De vertikale lastene ble plassert på alle tverrbjelkene i den modellerte konstruksjonen som vist i figur 19. Siden tverrbjelkene har ulike spennvidder, vil de nedadrettede linjelastene være trapes-formet. Den største verdien av trapes-lasten vil være der det er størst lastbredde. I tillegg til plassering av egenlast fra bjelkelag av tre og overflatedekke, har det blitt plassert en punktlast fra rekkverk på hver ende av tverrbjelkene. Dette er i utgangspunktet en linjelast, som ble gjort om til en punktlast ved å multiplisere med spennviddene mellom tverrbjelkene. Disse spennviddene er definert i vedlegg A.6.

Videre har bjelkene blitt belastet i både x- og y-retning, for påkjenningene fra vindlast. På søylene ble det påført en lokal linjelast fra vind, slik at den virker vinkelrett på skråstagene. For å kunne finne kreftene som kommer fra servicekjøretøyet ble det forsøkt å plassere punktlaster på grunnlag av kjøretøyets lengder. Lastene ble plassert på både HE240B-profilene og HE200A-profilene for å kunne analysere hvilken plassering som ga de mest ugunstige tverrsnittskreftene. I tillegg til vertikal belastning, vil kjøretøyet også gi laster i horisontal retning både langsmed og på tvers av bruene. Det ble undersøkt for eventuelle ugunstige plasseringer for den jevnt fordelte trafikklaster. Ved å plassere lasten på kun to HE240B-bjelker og en HE200A-bjelke, vil det oppstå mindre tverrsnittskrefter sett opp mot til å plassere lasten på samtlige bjelker. Dette tilfellet vil dermed ikke bli dimensjonerende.



Figur 19: Utklipp fra Robot av lastfordelingen på konstruksjonen.

### 5.3 Dimensjonerende tverrsnittskrefter

Tverrsnittskreftene som blir brukt videre i rapporten er hentet fra *Modell 1*. Ved å benytte funksjonen *Diagrams for Bars* under fanen *Results*, kan valgte tverrsnittskrefter fremstilles. Torsjonsmomentet som oppstår på konstruksjonen, er svært lite etter analyse i Robot. Det er derfor vurdert at bæresystemet ikke er avhengig av å bære på torsjon, og vil ikke bli vurdert videre.

Tabell 9 viser de største dimensjonerende kreftene på ulike konstruksjonsdeler for forskjellige lastkombinasjoner. Som vist i tabellen oppstår det både trykkraft og strekkraft for profilene, selv for det samme lasttilfellet. Tverrbjelkene vil i hovedsak få aksialkrefter i form av strekk, men det oppstår noe trykk på utkragerene. Dette antas å komme fra de langsgående bjelkenes aksialkraft med vinkel inn på tverrbjelkene. Senere vil det derfor bli kontrollert for både aksialstrekk og aksialtrykk i samme profil.

Lasttilfelle	$M_{y.Ed}$ [kNm]	$M_{z.Ed}$ [kNm]	$V_{z.Ed}$ [kN]	$N_{t.Ed}$ [kN]	$N_{c.Ed}$ [kN]
<b>HE240B</b>					
Jevnt fordelt trafikklast	85,44	1,61	51,95	51,89	0,09
Vind i y-retning	13,41	10,82	7,60	10,73	0,02
Vind i x-retning	13,52	0,86	7,68	3,97	4,21
<b>HE240A</b>					
Jevnt fordelt trafikklast	33,11	0,83	20,33	2,60	2,43
Vind i y-retning	5,04	4,91	3,65	10,92	8,05
Vind i x-retning	5,07	2,32	3,67	0,76	0,70
<b>HE200A</b>					
Jevnt fordelt trafikklast	15,39	0,55	24,14	1,13	0,14
Trafikklast fra kjøretøy	1,5	2,13	2,61	0,41	0,51
Vind i y-retning	1,46	1,95	2,64	0,90	0,88
Vind i x-retning	1,51	0,14	2,62	1,45	1,56
<b>RHSS 120x120x6,3</b>					
Jevnt fordelt trafikklast	0,24	0,03	0,25	0	107,04
Vindlast på søyle	0,43	0,03	0,44	0	18,61

Tabell 9: Dimensjonerende krefter ved ulike lasttilfeller



Figur 20: Utklipp fra Robot med momentdiagram for den mest påkjente bjelken.

#### 5.4 Kontrollberegninger

For å kontrollere beregninger i Robot ble Mathcad benyttet til håndberegninger. Her ble beregningene avgrenset i stor grad, da hensikten kun var å få en bekreftelse på at modelleringen i Robot var utført på korrekt måte og om resultatene fra modellen var sannsynlige. For å kontrollere opptredende krefter på konstruksjonen ble det kun regnet krefter fra permanente laster. Det ble kun regnet krefter på den lengste HE240B-bjelken, samt de to HE200A-profilene på hver side og de fire nærliggende HE240A-profilene. De aktuelle bjelkene som ble tatt utgangspunkt i, er de samme som vist i figur 5. Denne HE240B-bjelken ble valgt etter en antagelse av at denne ville få størst opptredende moment i felt av bjelken. Det kunne også vært hensiktsmessig å regne på HE240B-profilet som hadde størst lastbredde for lastene fra trebjelker og tredekket. Hensikten var derimot å kontrollere at Robot-modellen stemte, ikke å finne de dimensjonerende kreftene for bjelkene.

Under håndberegningene ble knutepunktene mellom HE240A- og HE240B-profilene og mellom HE240B og skråstaket regnet leddet. Dette ble gjort for å enklere finne krefter ved å benytte teori om null moment i leddede knutepunkt. HE240A-profilene ble regnet kontinuerlige gjennom HE200A-bjolkene. Kraftene som ble beregnet under håndberegninger ble til slutt sammenlignet med den leddete modellen fra Robot. Det henvises til vedlegg B.2 for detaljert beregninger av krefter.

##### 5.4.1 Fremgangsmåte

Lastene fra trebjelker og overflatedekke ble, som i Robot, fordelt som trapesformet linjelast over tverrbjelkene. HE240B-profilene er de eneste «horisontale» bjelkene som bærer krefter direkte, siden bjelkene er festet i fjell og hviler på et skråstag i andre enden. På grunn av dette var det naturlig å først beregne påkjenningen på de sekundære tverrbjelkene på hver

side av HE240B-profilen. Deretter ble krefter beregnet gjennom HE240A-profilene inn mot HE240B-profilen.

I de statiske systemene for HE200A-profilene ble HE240A-profilene regnet som opplagere, slik at HE200A-profilen fungerte som en fritt opplagt bjelke med en utkrager på hver side av oppleggene. Bjelkene ble da belastet med en jevnt fordelt last fra egenvekt stål, en trapesformet linjelast fra egenvekt tre, samt en punktlast fra rekkverk ytterst på utkrageren lengst fra fjellet.

Etter å ha funnet opplagerkrefter og momenter i HE200A-profilene, ble opplagerkreftene benyttet som punktlaster midt på de aktuelle HE240A-profilene. HE240A-profilene fikk da et statisk system der HE240B-profilene på hver side fungerte som opplegg i hver ende, og et felt med en jevnt fordelt last fra egenvekt stål, samt en punktlast fra HE200A-profilen. Videre ble feltmomenter og de vertikale opplagerreaksjonene funnet.

Det statiske systemet for HE240B-profilen, ble definert som en fritt opplagt bjelke med et opplager ved innfesting i fjellet, og et opplager i form av skråstaget RHSS120x120x6,3 på den andre siden. Lasten på bjelken bestod av en jevnt fordelt last fra egenvekt stål over hele bjelken, en trapesformet linjelast fra tre, punktlaster fra skjærkreftene fra HE240A-profilene og en punktlast fra rekkverket på enden av utkrageren.

For å beregne krefter i skråstaget, RHSS120x120x6.3, ble opplagerkraften som ble funnet i beregninger for HE240B-profil dekomponert for å finne aksialkraft i toppen av skråstaget. Trykkraften i bunn ble beregnet ved å summere egenvekten av profilen og kraften i toppen av skråstaget.

Til slutt ble aksialkraft i HE240B-profilen, som oppstår på grunn av skråstagets vinkel, beregnet. Denne ble beregnet som en gjennomgående strekkraft fra knutepunktet over skråstag til innfesting i fjellet.

I tabell 10 vises forskjellene på noen av kreftene i enkelte bjelker fra håndberegningen sett opp mot Robot. Her er det noen små forskjeller i kreftene som er beregnet. Dette antas å komme fra virkninger av systemet som en helhet, som ikke fanges opp i håndberegningene. Resultatene viser derimot at kreftene fra Robot er realistiske og troverdige. Tall og resultater fra Robot vil dermed benyttes som grunnlag for dimensjoneringen.

Profil	Kraft	Robot	Håndberegninger
HE200A (til høyre)	$M_y$	1,24 kNm	1,30 kNm
HE240 (til høyre nærmest fjell)	$M_y$	2,66 kNm	2,76 kNm
HE240B	$M_y$	15,00 kNm	15,73 kNm
RHSS120x120x6.3	$N_c$	18,87 kN	19,32 kN

Tabell 10: Sammenligning av Robot og håndberegninger.



## 6. Dimensjonering av bæresystem

Kapasitetskontroller i bruddgrense er utført i henhold til EC3-1 kapittel 6 - Bruddgrensetilstander. Det er utført kontroller for alle de ulike stålprofiltypene i den planlagte konstruksjonens bæresystem. I tillegg er det utført kontroller for alternative HEA- og HEB-profil for å se på utnyttelser ved en eventuell reduksjon av profilstørrelser. Kapasiteter er elastisk beregnet for samtlige stålprofiler. Utnyttelser er beregnet ut ifra dimensjonerende krefter fra modell 1 i Robot.

Skjærknekking vil ikke påvirke kapasiteten for noen av H-profilene, da de aktuelle profilene oppfyller slankhetskravet for stål kvalitet S355 [30, s. 126]. Kapasiteten til RHSS-profilet vil heller ikke bli påvirket av skjærknekking etter ligning (6.22):

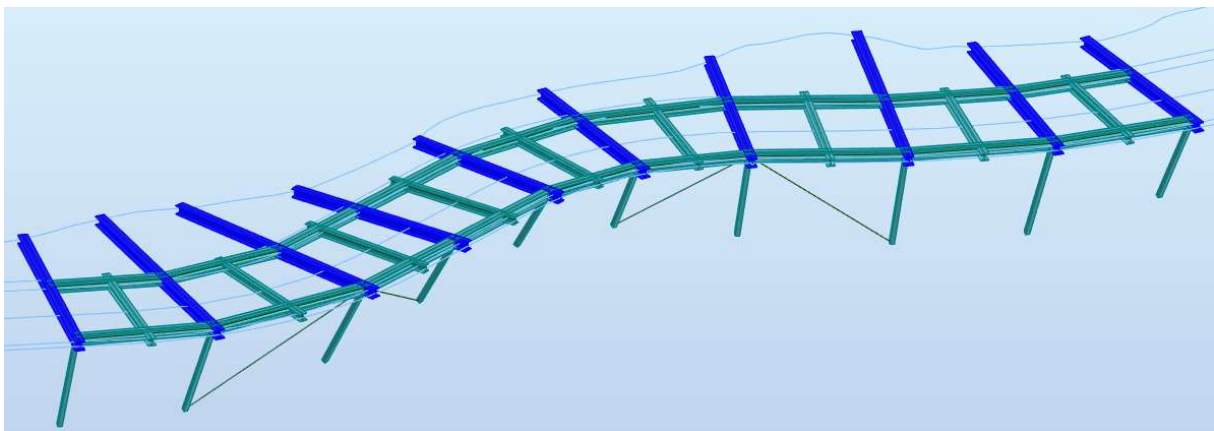
$$\frac{h_w}{t_w} = 19,05 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = 58,58$$

Nedenfor fremlegges utnyttelser for ulike krefter på hvert av profilene i konstruksjonen, inkludert de mest sentrale formlene.

I kontrollene er det konservativt ikke tatt hensyn til at enkelte av de dimensjonerende kreftene oppstår i ulike bjelker i konstruksjonen. Det vil si at kontrollene for kombinerte krefter og spenninger vil gi en litt høyere utnyttelse enn det ville gjort hvis bjelkene hadde blitt kontrollert hver for seg. For fullstendig beregning av kapasitetskontroll henvises det til vedlegg C.1-C.8.

### 6.1 Hoved-tverrbjelker HE240B

I beregningene for HE240B-profilet er det først utført kontroller for de enkelte kreftenes utnyttelser på profilet. Deretter er det utført kontroller for kombinerte krefter og spenninger. HE240B-profilenes plassering i konstruksjonen er vist i figur 21.



Figur 21: Utklipp fra Robot hvor HE240B-bjelkene er markert med blått.

### Kontroll kapasitet for aksialstrekk etter punkt 6.2.3

Dimensjonerende strekkraft:

$$N_{Ed} = 51,89 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet for strekk:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3420,9 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,015$$

### Kontroll kapasitet for bøyningmoment etter punkt 6.2.5

Dimensjonerende bøyningmoment om sterk akse:

$$M_{Ed,y} = 85,44 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende kapasitet bøyningmoment, sterk akse:

$$M_{Rd,y} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 302,72 \text{ kNm}$$

Utnyttelse bøyningmoment om sterk akse:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = 0,28$$

Dimensjonerende bøyningmoment om svak akse:

$$M_{Ed,z} = 10,82 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende kapasitet bøyningmoment, svak akse:

$$M_{Rd,z} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 105,53 \text{ kNm}$$

Utnyttelse bøyningmoment om svak akse:

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = 0,10$$

Det ble undersøkt om aksialkraften ville påvirke momentkapasiteten etter punkt 6.2.9.1 (4). Her oppfylte profilet kriteriene i formel (6.33), (6.34) og (6.35), noe som konstaterte at aksialkraften ikke trengte å bli tatt hensyn til for momentkapasitet om både y-y akse og z-z akse.

### Kontroll kapasitet for skjærkraft etter punkt 6.2.6

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = 51,95 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} * A_w = 383,83 \text{ kN}$$

Utnyttelse skjærkraft:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,14$$

Med en utnyttelse på under 50 % kan det sees bort fra reduksjon av momentkapasitet og aksialtrykkapasitet på grunn av skjær, ifølge punkt 6.2.10(2) [32, s. 57].

### Kontroll kapasitet for bøyeknekking etter punkt 6.3.1

Dimensjonerende trykkraft:

$$N_{Ed} = 4,21 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet bøyeknekking, sterk akse:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2403,52 \text{ kN}$$

Utnyttelse bøyeknekking sterk akse:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = 0,002$$

Dimensjonerende kapasitet bøyeknekking, svak akse:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2277,21 \text{ kN}$$

Utnyttelse bøyeknekking svak akse:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = 0,002$$

Ved beregning av kapasitet mot bøyeknekking ble knekk lengden for sterk akse satt til 6,571 m. Dette er lengden mellom fjell og opplageret ved skråstaket for den lengste HE240B-bjelken. For svak akse fastholdes profilet mot knekking i knutepunktet i fjellet, og ved begge knutepunktene med HE240A. Knekk lengden for svak akse ble dermed satt til 3,69 m, som er lengden mellom fjellet og knutepunktet med HE240A nærmest fjellet. Ut ifra utnyttelsen er ikke profilet følsomt for bøyeknekking. Dette var også forventet, da dimensjonerende trykkraft for var svært liten. Med visshet om at kapasiteten for bøyeknekking god, er dermed også kapasitet for trykkraft god nok.

### Kontroll kapasitet for vipping etter punkt 6.3.2

Dimensjonerende bøyingsmoment om sterk akse:

$$M_{Ed,y} = 85,44 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende momentkapasitet mot vipping:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 263,19 \text{ kNm}$$

Utnyttelse vipping:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{b,Rd}} = 0,33$$

For beregning av vippekapasitet ble generelt tilfelle i punkt 6.3.2.2 benyttet. Kritisk vippemoment,  $M_{cr}$ , ble beregnet ut ifra punkt B.12.3.4 i NS 3472 [34, s. 120].

Vippelengden ble satt til avstanden mellom innfesting i fjell og knutepunkt mellom HE240B og HE240A for den lengste HE240B-bjelken i konstruksjonen, med en verdi på 3,69 m. Dette på grunn av at flensene vil fastholdes i begge disse punktene.

I tabell B.4 ble det antatt tosidig gaffellagring for å finne de ulike faktorene i formelen for  $M_{cr}$ . Det ble også beregnet vippekapasitet for valsede profiler i punkt 6.3.2.3. Denne ga en

høyere kapasitet, men vippekapasiteten for generelt tilfelle ble konservativt benyttet som profilets vippekapasitet.

### **Kombinerne krefter og spenninger ved dimensjonerende lasttilfelle**

For å kontrollere de kombinerte kreftene og spenningene som oppstår i profilet, er det utført beregninger for både lasttilfellet med jevnt fordelt last, vind i y-retning og vind i x-retning. I beregningene nedenfor vil det bli gjort rede for resultater fra lasttilfellet med jevnt fordelt last, da det med god margin ga høyest utnyttelser for profilet. Beregninger for de øvrige lasttilfellene er inkludert i vedlegg C1.

På grunn av at det oppstår aksialtrykk på utkrageren for profilet, ble det sjekket for virkningene av kombinert bøyning og aksialtrykk etter punkt 6.3.3(4). Det dimensjonerende moment for HE240B-profilet kan ikke benyttes, da dette oppstår på et annet sted på bjelken. Dermed ble støttemoment over skråstaget kombinert med aksialtrykket for utkrageren. Utnyttelsen for kombinert bøyning og trykk var svært lav og inkluderes dermed ikke nedenfor, men er å finne i vedlegg C1.

### **Lineær summering etter punkt 6.2.1 (7)**

(6.2)

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Ed,z}} + \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,31 < 1,0$$

Profilet oppfyller dimensjoneringskriteriet i ligning (6.2) for påkjenning av en kombinasjon av aksialkraft og moment om sterk og svak akse.

### **Von Mises spenningskontroll etter 6.2.1 (5)**

Som en kontroll ble flytekriteriet i punkt 6.2.1 (5) benyttet for å kontrollere kombinasjonen av spenningene i tverrsnittet.

(6.1)

$$\sigma_x = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{W_y} + \frac{M_{Ed,z}}{W_z} = 100,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_w} = 25,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 109,95 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322,73 \text{ N/mm}^2$$

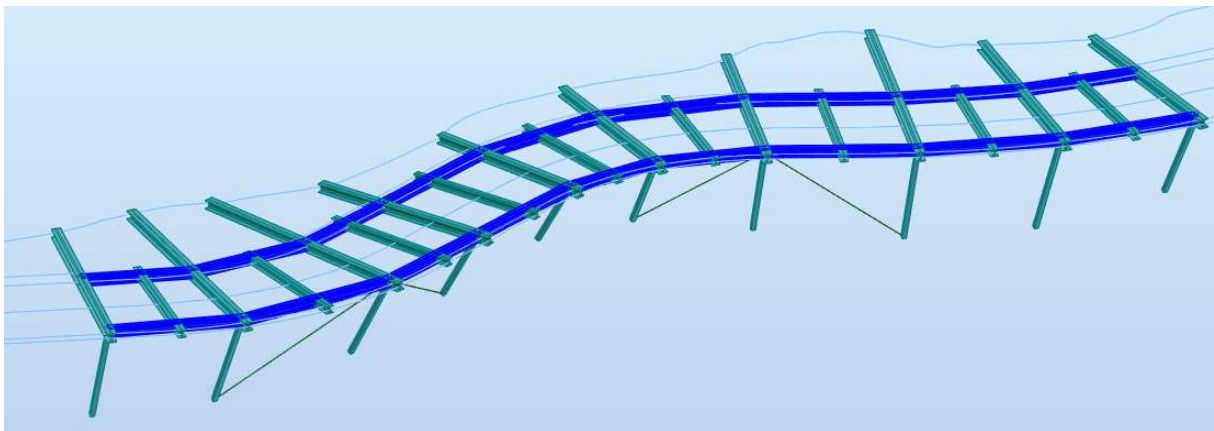
$$\frac{109,95 \text{ N/mm}^2}{322,73 \text{ N/mm}^2} = 0,34 < 1,0$$

## Oppsummering utnyttelse HE240B

HE240B har god kapasitet for opptredende krefter. Von Mises spenningskontroll gir dimensjonerende utnyttelse på 34%.

### 6.2 Langsgående bjelker HE240A

For beregning av kapasiteter og utnyttelser på de langsgående bjelkene, HE240A, ble tilsvarende fremgangsmåte og formler benyttet som for hoved-tverrbjelken. HE240A-profilenes plassering i konstruksjonen er vist i figur 22.



Figur 22: Utklipp fra Robot hvor HE240A-bjelkene er markert med blått.

Utnyttelsene for de dimensjonerende kreftene er vist i tabell 11. Her er utnyttelser om sterk og svak akse, referert til som Y for sterk akse, og Z for svak akse. For fullstendige beregninger, se vedlegg C2.

Kraft	Skjær	Aksialstrek k	Moment Y	Moment Z	Vipping	Knekking Y	Knekking Z
Utnyttelse	0,07	0,004	0,15	0,07	0,16	0,004	0,004

Tabell 11: Utnyttelse for HE240A ved ulike krefter

Ved beregning av kapasitet for vipping ble generelt tilfelle benyttet. Profilets flenser vil fastholdes i både knutepunktet med HE240B og med HE200A. Dermed ble det lengste spennet mellom hoved-tverrbjelke og sekundær tverrbjelke, 2,28m, satt som vippelengde for HE240A profilet.

For bøyeknekking ble knekk lengden for sterk akse satt lik den totale lengden av det lengste HE240A profilet i konstruksjonen, på 4,53 m. Bjelken fastholdes om sterk akse kun ved knutepunktene med HE240B. Knekk lengden for svak akse ble satt lik vippelengden, da profilet fastholdes om svak akse ved knutepunktet med både HE240B og HE200A.

Utnyttelsen for skjærkraft ble beregnet til 7%, noe som medfører at det kan sees bort fra reduksjon av moment- og aksialtrykkapasitet, ifølge punkt 6.2.10 (2).

For HE240A ble krefter fra tre ulike lasttilfeller vurdert da kombinasjoner av krefter og spenninger skulle beregnes. Lasttilfellene var de samme som for HE240B-profilet. Lasttilfellet med jevnt fordelt trafikklaster ga høyest utnyttelse. I tabell 12 er utnyttelser for kombinert bøyning og aksialtrykk, lineær summering og Von Mises spenningskontroll fremlagt.

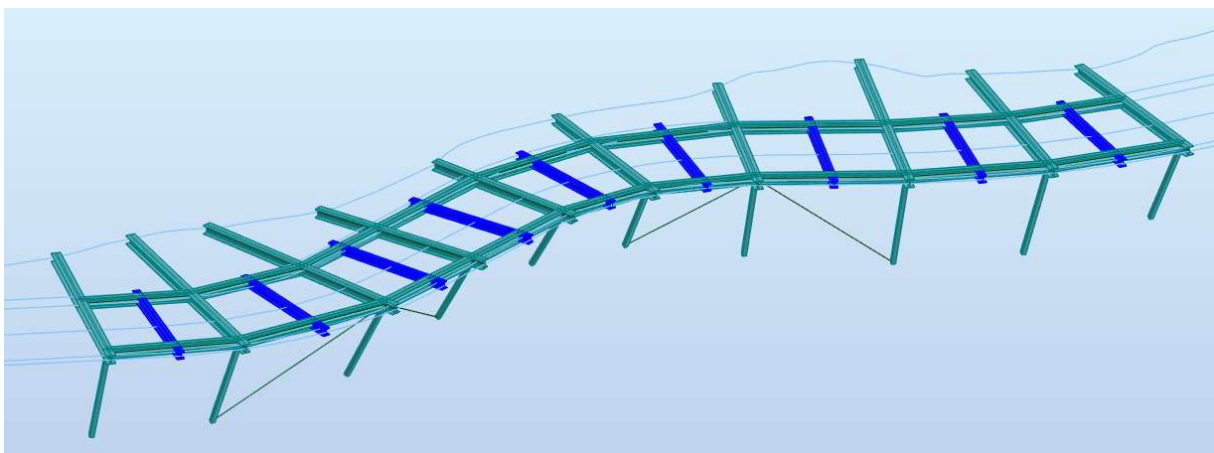
Kombinasjon	Kombinert M + N	Lineær summering	Von Mises spenningskontroll
Utnyttelse	0,176	0,164	0,179

Tabell 12: Utnyttelse for HE240A ved kombinerte krefter og spenninger.

Som vist, får HE240A-profilet en dimensjonerende utnyttelse på 17,9% i Von Mises spenningskontroll. Utnyttelsen er svært lav, og profilet har mye kapasitet å gå på i forhold til de påkjenningene det utsettes for.

### 6.3 Sekundære tverrbjelker HE200A

Kapasiteter og utnyttelser for HE200A profilet ble beregnet på likt grunnlag som for HE240A- og HE240B-profilene. Plasseringen for HE200A-profilene i konstruksjonen er vist i figur 23.



Figur 23: Utklipp fra Robot hvor HE200A-bjelkene er markert med blått.

I tabell 13 vises utnyttelser for ulike krefter. Aksialkraft alene er ikke inkludert på grunn av svært lav utnyttelse for dette. Videre henvises det til vedlegg C.3 for fullstendig beregning.

Kraft	Skjærkraft	Moment Y	Moment Z	Vipping	Knekking Y	Knekking Z
Utnyttelse	0,12	0,12	0,05	0,16	0,001	0,002

Tabell 13: Utnyttelse for HE200A ved ulike krefter.

Generelt tilfelle i punkt 6.3.2.2 ble benyttet for å beregne vippekapasitet. Lengden for vipping ble satt til 3,75 m, altså den totale lengden av HE200A profilene. Dette er konservativt, da knutepunktene mellom HE200A og HE240A vil fastholde flensene. Vippelengden vil da i realiteten være litt mindre, men denne vil variere for de ulike bjelkene langs konstruksjonen.

Ved kapasitetsberegning for knekking, ble knekk lengden for både sterk og svak akse konservativt satt til 3,75 m.

Utnyttelsen for skjærkraft med elastisk kapasitet ble beregnet til 0,16. Dette medfører at det kan sees bort fra reduksjon av moment- og aksialtrykkapasitet.

I tillegg til kontroll av de dimensjonerende kreftene alene, ble kombinerte virkninger av fire ulike lasttilfeller undersøkt for HE200A-profilet. Dette var lasttilfellene; jevnt fordelt trafikklast, vind i y-retning, vind i x-retning og trafikklast fra kjøretøy. For de kombinerte virkningene ble, også for dette profilet, lasttilfellet med jevnt fordelt trafikklast dimensjonerende ved kombinerte virkninger. Utnyttelsene for denne lastkombinasjonen er fremvist i tabell 14. For kombinert bøyning og trykk ble støttemomentet over knutepunktet med de langsgående profilene benyttet.

KOMBINASJON	Kombinert M + N	Lineær summering	Von Mises spenningskontroll
UTNYTTELSE	0,04	0,14	0,18

Tabell 14: Utnyttelser for HE200A ved kombinerte krefter og spenninger.

Som vist i tabellen, ble dimensjonerende utnyttelse lik 18%, fra Von Mises spenningskontroll. Dette tilsier at profilets kapasitet er lite utnyttet for de dimensjonerende kreftene som oppstår.

### Vurdering av gjeldende H-profil

De gjeldende H-profilene i konstruksjonen har totalt sett lav utnyttelse for de krefter som er medregnet. HE240B-profilet får den høyeste utnyttelsen blant H-profilene, på 34%. For HE240A- og HE200A-profilene ligger utnyttelsen på omtrent halvparten av dette.

Utnyttelsene åpner opp for å benytte andre profiler av mindre størrelser i bæresystemet. Dette vil bli utført i neste delkapittel.

#### 6.4 Kapasitetskontroll for alternative H-profil

Kapasitetskontroll for alternative H-profil ble gjennomført på samme måte som for de opprinnelige profilene. Det ble utført kontroller for to alternative profiler for hvert av de ulike H-profilene, med en og to profilstørrelser ned fra det gjeldende systemet. Selv om kreftene i realiteten vil bli noe mindre på grunn av en nedgang av profilstørrelse, og dermed også egenvekt, ble de samme dimensjonerende kreftene for de opprinnelige profilene benyttet. Kraftene fra egenvekten av stålprofilene utgjør kun en liten av de dimensjonerende kreftene. For kombinerte krefter og spenninger ble det kun sjekket for det dimensjonerende lasttilfellet, som for alle profilene var jevnt fordelt trafikklaster.

Resultater for kontroller av alternative profil for de ulike bjelkene er vist i tabell 15. Utnyttelser for aksialtrekk og aksialtrykk alene, samt knekking om begge akser, er utelatt fra tabellen da utnyttelsene var svært mye lavere enn for de andre kreftene. For fullstendige beregninger, se vedlegg C.5-C.7.

PROFIL	UTNYTTELSE						
	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Skjær	Vipping	Kombinert M + N	Lineær summering	Von Mises
<b>ALTERNATIV TIL HE240B</b>							
HE220B	0,36	0,13	0,16	0,42	0,01	0,40	<b>0,43</b>
HE200B	0,46	0,17	0,18	0,55	0,01	0,51	<b>0,54</b>
<b>ALTERNATIV TIL HE240A</b>							
HE220A	0,20	0,09	0,08	0,22	<b>0,233</b>	0,22	0,230
HE200A	0,26	0,11	0,10	0,29	<b>0,31</b>	0,28	0,30
<b>ALTERNATIV TIL HE200A</b>							
HE180A	0,16	0,06	0,14	0,21	0,06	0,18	<b>0,23</b>
HE160A	0,22	0,09	0,16	0,29	0,08	0,24	<b>0,29</b>

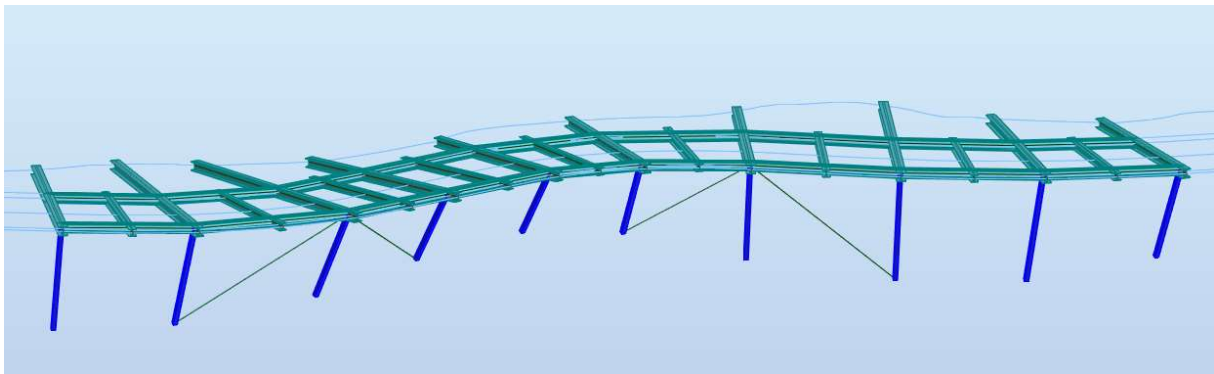
Tabell 15: Utnyttelser for ulike krefter på alternativer H-profil.



Som vist i tabell 15 har alle de alternative H-profilene god nok kapasitet for opptredende krefter. Alternativer for HE240B-profilet får høyest utnyttelse, men er fremdeles bare litt over 50% utnyttet. Med tanke på at dimensjonerende krefter fra det opprinnelige systemet er benyttet, vil utnyttelsene i realiteten ligge noe lavere enn det som er beregnet.

#### 6.4 Skråstag RHSS120x120x6,3

Kapasitetskontroll av hulprofilet, RHSS120x6,3, ble utført på grunnlag av de samme formlene som for H-profilene. Skråstagenes plassering i konstruksjonen er vist i figur 24.



Figur 24: Utklipp fra Robot hvor RHSS120x120x6,3 er markert med blått.

Hulprofil er ikke følsomme for vipping etter punkt 6.3.2.1(2). Dermed er ikke vippekontroll en del av kapasitetskontrollen for hulprofilet.

Dimensjonerende aksialkraft for hulprofilet kommer fra lasttilfellet med jevnt fordelt trafikklast og gir trykk i skråstaget.

Da hulprofilet er symmetrisk utformet vil det ikke være noen forskjell på kapasitet mot knekking for y-y og z-z akse. Kapasiteten mot bøyeknekkning, beregnet etter punkt 6.3.1, er dermed gjeldende for begge akser av profilet. Knekkelengden for skråstagene settes lik lengden av profilene da de er leddet innfestet i begge ender [30, s. 143]. Til sikker side ble knekkelengden satt lik det lengste profilet i konstruksjonen, til tross for at dimensjonerende aksialtrykk opptrer i en kortere stav.

Tabell 16 viser resultatene fra kapasitetskontrollene for hulprofilet. Dimensjonerende krefter kommer fra ulike lastkombinasjoner og utnyttelsene for disse er vist i tabellen. For utnyttelse ved kombinerte krefter og spenninger ble det utført beregninger for utnyttelser fra to lasttilfeller; jevnt fordelt trafikklast og vindlast på skråstag. Jevnt fordelt trafikklast ble lasttilfellet som ga den høyeste utnyttelsen, og er dermed dimensjonerende. Kun kombinasjon av krefter fra dette tilfellet er inkludert i tabell 16.

Utnyttelser for både moment om z-z-akse og for skjærkrefter ble svært lave, og er dermed utelatt i tabell 16.

Kraft	Aksialtrykk	Knekking	Moment Y	Kombinert M + N	Lineær summering	Von Mises
Utnyttelse	0,12	0,19	0,01	<b>0,20</b>	0,13	0,13

Tabell 16: Utnyttelse for dimensjonerende krefter på RHSS120x120x6.3.

Tabell 16 viser at hulprofilet har svært god kapasitet for de opptredende kreftene. Profilet får en dimensjonerende utnyttelse på kun 20% ved kombinert bøyemoment og aksialtrykk. Av den grunn er det også gjennomført kontroll av et alternativt hulprofil, RHSSx100x100x6.3. Fremgangsmåten var den samme som for det opprinnelige hulprofilet, og dimensjonerende utnyttelse ble for dette profilet lik 32%. Også her ble utnyttelsen høyest for kombinert bøyning og trykk fra lasttilfellet med jevnt fordelt trafikklaster (se vedlegg C.8).

I tillegg er det blitt undersøkt hvilke endringer i krefter som oppstår hvis skråstaget ikke kan oppføres nøyaktig slik det er tiltenkt. Det ble vurdert ulike konsekvenser ved endring av plassering av skråstagets bunn og vinkelen i forhold til HE240B, samt hvilke krefter som oppstår hvis knutepunktet mellom HE240B og RHSS120 regnes kontinuerlig.

#### 6.4.1 Alternative tilfeller for RHSS120x120x6,3

##### *Tilfelle 1 – Endring av vinkel mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B*

I dette tilfellet ble vinkelen for samtlige skråstag i modellen endret til å være 50 grader på HE240B-profilene. Her ble knutepunktet mellom profilene fortsatt regnet leddet. Vinkelendringen medførte at dimensjonerende trykkraft i hulprofilet økte, fra 107 kN til 122 kN. Økningen kommer av at lastene treffer RHS-profilet med en vinkel som er ca. 10 grader mindre. Dette medfører at hulprofilet må virke med en større aksialtrykkraft mot knutepunktet for å kunne ta opp kreftene. Dimensjonerende moment og skjærkraft i bjelken ble derimot mindre enn for modell 1. Økningen i aksialkraft vil ikke påvirke hulprofilet i vesentlig grad, siden den har en dimensjonerende knekkapasitet på 559 kN. Som vist i den fullstendige kapasitetskontrollen for den gjeldende modellen, er også utnyttelsen for kombinert moment og trykk svært lav. Det vil derfor ikke bli utført kontroller for disse, da utnyttelsen fremdeles vil være lav for en økning på litt over 20 kN for aksialtrykkraft.

##### *Tilfelle 2 – Sideveis endring av plassering av skråstag*

I dette tilfellet ble de fire skråstagene som har strekkstag festet i seg, flyttet to og to nærmere hverandre med 0,5 m, både i lokal x- og y-retning for hvert profil. Dimensjonerende aksialtrykk i skråstaget fikk da en verdi på 115 kN, altså lavere enn for

tilfellet med endring av vinkel til 50 grader. Skjærkrefter og momenter ble også mindre i dette tilfelle enn for modell 1. Det som også er verdt å nevne her er at strekkstagene for horisontal avstivning fikk en økning i aksialkraft. I modell 1 fikk strekkstagene kun aksialstrekk, men i dette tilfellet fikk noen av stagene en trykkraft. I modell 1 ble dimensjonerende strekkraft i strekkstagene lik 3,81 kN. Til sammenligning ble dimensjonerende trykkraft på strekkstagene lik 11,49 kN i dette tilfellet. Største strekkraft på strekkstagene her ble 4,34 kN.

#### *Tilfelle 3 – Kontinuerlig knutepunkt mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B*

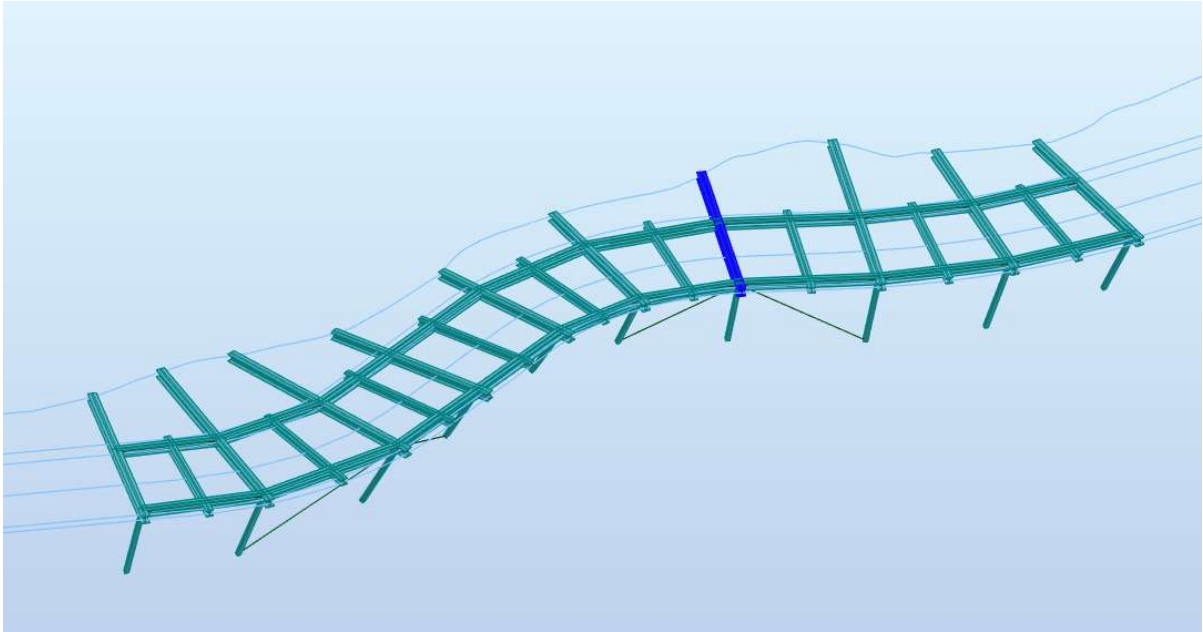
I dette tilfelle ble samtlige knutepunkt mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B-bjelkene regnet kontinuerlige. Det oppstår da momentoverføring mellom HE240B-profilet og hulprofilet. I dette tilfellet er dimensjonerende aksialtrykkraft uendret i forhold til modell 1. Det oppstår derimot en økning i både opptredende moment og skjærkraft i hulprofilet. Dimensjonerende moment og skjærkraft ble henholdsvis 7,78 kNm og 3,22 kN. Det ble ikke utført nøyaktige beregninger for utnyttelser ved dette tilfellet, da beregnet kapasitet for hulprofilet er mye høyere enn de opptredende kreftene.

### 6.5 Sammenligning av utnyttelse

Det har blitt utført kontroll av utnyttelsen ved hjelp av Robot. For å vurdere de ulike utnyttelsene blir funksjonen *Steel Design* brukt. Videre var det hensiktsmessig å velge at hoved-tverrbjelkene skulle bli analysert. Ved å benytte funksjonen *Calculations* viser programmet de ulike utnyttelsene til bjelkene med kombinasjonen som ble dimensjonerende. Resultatet viste at den høyeste utnyttelsen kom fra Von Mises spenningskontroll og tilsvarte 29 % (se figur 25). Dette resultatet gjelder for bjelken som er vist i figur 26.

12		HEB 240	S355	28.62	48.49	0.29	108 Komb 8 trafikk
----	---	---------	------	-------	-------	------	--------------------

Figur 25: Utklipp fra utnyttelseskontroll i Robot.



Figur 26: Utklipp fra Robot hvor den mest utnyttede bjelken er markert i blått.

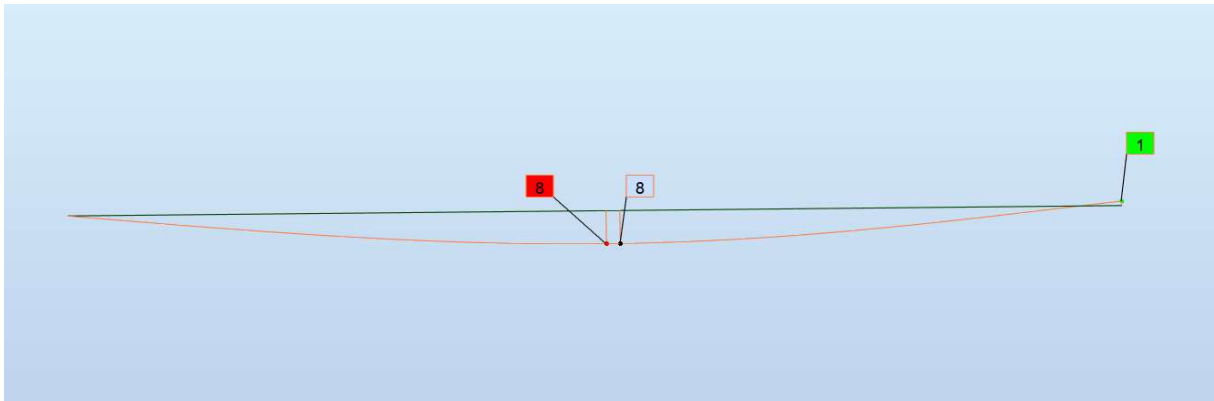
Kontrollen utført i kapittel 6.1, viser at Von Mises spenningskontroll ga en dimensjonerende utnyttelse på 34 %. Denne utnyttelsen avviker fra resultatet i Robot med 5 %. Dette skyldes blant annet at det er blitt benyttet materialfaktorer,  $\gamma_{M0}$  og  $\gamma_{M1}$ , lik 1.1 for håndberegningene. Denne verdien for materialfaktor er særegen for bruer, og er ikke tatt hensyn til i kontrollen i Robot. En annen vesentlig årsak er at kontrollberegningene i kapittel 6.1 er basert på dimensjonerende krefter fra ulike bjelker i konstruksjonen, mens for Robot er det kun beregnet utnyttelse for hver enkelt bjelke.

## 6.6 Nedbøyning

Ifølge Håndbok N400 skal ikke konstruksjonen ha større nedbøyning enn  $L/350$ , der L er lik lengden av det aktuelle spennet [10, s. 44]. Det skal også tas hensyn til hvorvidt det vil forekomme en oppbøyning på konstruksjonen. Et kriterium for denne betraktningen er at en ser på karakteristisk jevnt fordelt trafikklaster alene. Det er valgt å kontrollere nedbøyningen til HE240B-profilet, da denne ga den største nedbøyningen i Robot.

### 6.6.1 Nedbøyning for planlagt konstruksjon

Det ble først analysert nedbøyning for den planlagte konstruksjonen, som tilsvarer Modell 1. For å finne den største nedbøyningen på konstruksjonsdelene ble funksjonen *Exact deformation for bars* under fanen *Results* og *Diagrams for bars* benyttet. Resultatet viser at den lengste HE240B-bjelken fikk den største deformasjonen, som tilsvarte 8 mm (se figur 27).



Figur 27: Utklipp fra Robot som viser den største nedbøyningen for den lengste HE240B-bjelken.

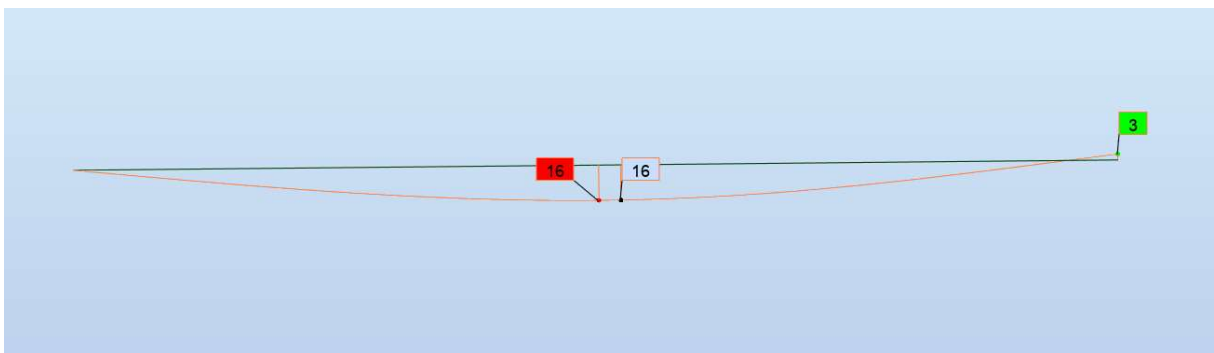
Videre vil det oppstå en oppbøyning fra den utkragende delen til HE240B-profilet på utsiden av knutepunktet med skråstaget og de langsgående bjelkene, lik 1 mm. For å kontrollere deformasjonen ble lengden til det betraktete spenn satt fra opplageret mot berg til knutepunktet, og tilsvarte 6,64 meter.

$$8 \text{ mm} < \frac{6640 \text{ mm}}{350} \approx 19 \text{ mm}$$

Resultatet viser at systemet ikke overskrider kravet for deformasjon.

#### 6.6.2 Nedbøyning for alternative profiler

Ved en eventuell reduksjon av profilstørrelser vil deformasjonen på bjelkene bli større. Dette skyldes at annet arealmoment blir redusert, og bjelkene er dermed mer sårbare for nedbøyning. Videre er det modellert opp en konstruksjon med mindre profilstørrelser. HE240B ble erstattet med HE200B, HE240A ble erstattet med HE200A og HE200A ble erstattet med HE160A. For å finne deformasjonen på denne konstruksjonen ble den samme fremgangsmåten, som beskrevet i kapittel 6.6.1, benyttet.



Figur 28: Utklipp fra Robot som viser den største nedbøyningen for en HE200A-bjelke.

Figur 28 viser at deformasjonen til konstruksjonen med alternative profil øker med det dobbelte av den planlagte konstruksjonen, altså 16mm. Nedbøyningen er fortsatt under kravet på 19 mm, men ved å gå ned ytterligere i profilstørrelser vil ikke konstruksjonen ha tilstrekkelig kapasitet for karakteristisk trafikklast. Et tiltak for å kompensere for denne nedbøyningen er å bygge profilene med overhøyde [35].

## 7. Miljøpåvirkning og kostnad

For å undersøke fordelene ved å gå ned i profilstørrelser i bæresystemet av stål, ble det utført beregninger for miljø- og kostnadmessige konsekvenser ved en nedgang på to profilstørrelser for de ulike profilene i konstruksjonen. De miljømessige vinningene er basert på CO<sub>2</sub>-utslippene fra stålets livsløp, mens økonomiske besparelser er beregnet på grunnlag av pris per kg stål.

### 7.1 Miljøpåvirkning

For beregning av bæresystemets påvirkning på miljøet ble miljødeklarasjonen for bjelker og formstål fra Norsk Stål benyttet [36]. Beregningen tok for seg antall kilo CO<sub>2</sub> som slippes ut i løpet av de ulike fasene av bjelkenes livsløp, fra råvarer til demontering og resirkulering. For å sammenligne den planlagte løsningen med alternative profiler for konstruksjonen, ble det gjort beregninger på det totale utslippet fra begge løsningene. For de alternative profilene ble HE200A benyttet i stedet for HE240B, HE200A i stedet for HE240A, og HE160A i stedet for HE200A. Ved å målsette og summere de totale lengdene for hver profiltipe i konstruksjonen, kunne også den totale massen av stålprofilene for konstruksjonen bestemmes ved hjelp av Norsk Stål sine tekniske tabeller [12]. De alternative profilene medførte en reduksjon på 4277 kg stål.

**LCA: Resultater**
**Systemgrenser (X=inkludert, MND=modul ikke deklarerert, MNR=modul ikke relevant)**

Product stage				Construction installation stage	User stage								End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjons/ installasjonsfase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftninger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruks/ gjenvinning/ resirkulering- potensiale	
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D	
X	X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	X	X	X	X	X	

**Miljøpåvirkning (Environmental impact)**

Parameter	Unit	A1-A3	A4	C1	C2	C3	C4	D
GWP	kg CO <sub>2</sub> -eq	1,18E+00	2,68E-02	5,67E-02	1,47E-02	8,20E-05	2,59E-04	-3,31E-01
ODP	kg CFC11 -eq	7,59E-09	5,04E-09	9,82E-09	2,86E-09	9,00E-12	8,60E-11	-1,37E-08
POCP	kg C <sub>2</sub> H <sub>4</sub> -eq	4,12E-04	4,05E-06	9,50E-06	2,37E-06	2,25E-08	7,91E-08	-2,31E-04
AP	kg SO <sub>2</sub> -eq	3,03E-03	6,29E-05	4,30E-04	4,76E-05	5,11E-07	1,89E-06	-1,48E-03
EP	kg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> -eq	3,19E-04	8,26E-06	9,36E-05	7,99E-06	7,86E-08	3,34E-07	-4,93E-04
ADPM	kg Sb -eq	3,78E-07	8,32E-08	2,45E-10	3,31E-08	6,00E-12	5,00E-12	-6,40E-06
ADPE	MJ	1,11E+01	4,04E-01	7,84E-01	2,30E-01	7,62E-04	7,28E-03	-3,11E+00

Figur 29: Utklipp fra EPD, Norsk Stål [36, s. 6].

I figur 29 er CO<sub>2</sub>-utslippene for de ulike fasene av stålets livsløp markert i gult. Utslippene er høyest i profilenes omdanning fra råvarer til produksjon. I tillegg vil det forekomme utslipp ved transport til byggestedet. På slutten av profilenes livsløp vil det også utvikles en del utslipp, knyttet til demontering, transport og avfallsbehandling. I profilenes brukstid i konstruksjonen er ikke omfanget av utslipp deklarerert, men antas å være minimale, og vil dermed ikke medregnes her. Etter stålprofilene er håndtert som avfall kan det meste gjenbrukes og resirkuleres, noe som vil trekkes fra i CO<sub>2</sub>-regnskapet [36]. Verdiene for CO<sub>2</sub>-utslipp fra tabellen i EPD-en ble multiplisert med total masse av de ulike stålprofilene. Resultatene for beregning av CO<sub>2</sub>-utslipp for både planlagte og alternative stålprofil er gitt i tabell 17. Se fullstendig utregning i vedlegg D.1.

OPPRINNELIG		ALTERNATIV	
PROFIL	CO <sub>2</sub> -UTSLIPP (KG)	PROFIL	CO <sub>2</sub> -UTSLIPP (KG)
HE240B	4671	HE200B	3441
HE240A	3679	HE200A	2581
HE200A	2581	HE160A	972
RHSS120X120X6,3	646	RHSS100x100x6.3	530
<b>TOTAL</b>	<b>11577</b>	<b>TOTAL</b>	<b>7524</b>

 Tabell 17: CO<sub>2</sub>-utslipp fra opprinnelige og alternative profiler.

Ved å benytte de alternative profilene vil CO<sub>2</sub>-utslipp reduseres med 4053 kg. Dette tilsvarer en nedgang på 35%.

## 7.2 Kostnad

For å beregne økonomiske besparelser ved reduksjon av profilstørrelser, ble en prislister fra 2018 levert av Norsk Stål benyttet. Prisene er oppgitt i pris per kg stål, og varierer for de ulike typene profiler [37].

Ved å benytte total masse for ulike stålprofiler fra beregning av CO<sub>2</sub>-utslipp ble prisregnskapet for opprinnelige og alternative profil slik som vist i tabell 18.

OPPRINNELIG		ALTERNATIV	
PROFIL	PRIS (NOK)	PROFIL	PRIS (NOK)
HE240B	119 247	HE200B	86 951
HE240A	95476	HE200A	65 886
HE200A	65 886	HE160A	24 634
RHSS120X120X6,3	22 710	RHSS100X100X6,3	17 612
<b>TOTAL</b>	<b>298 221</b>	<b>TOTAL</b>	<b>195 083</b>

Tabell 18: Pris for opprinnelige og alternative profiler.

Den totale prisforskjellen ved å benytte alternative stålprofiler vil bli i overkant av 100 000 kr, som tilsvarer en prisreduksjon på 34,6 %. Se vedlegg D.2 for utregning.

## 8. Dimensjonering av knutepunkt

Det har blitt vurdert ulike utforminger av knutepunkt mellom de ulike konstruksjonsdelene. Ved vurdering av knutepunkt har det blitt vektlagt forskjellige kriterier. I utformingen av knutepunktet mellom RHSS120x120 og HE240B har det blitt vurdert om forbindelsen skal være leddet eller om den skal overføre moment. I praksis vil tilfellet være at forbindelsen ligger et sted mellom disse tilnærmingene. Derfor har det blitt tatt hensyn til at det vil oppstå momentoverføring, og gjort beregninger for om knutepunktet holder for denne belastningen. Det har ikke blitt utført beregninger på innfestingen mellom berg og henholdsvis HE240B-profilet og RHSS120x120-profilet.

Det har også blitt vurdert om bolteleddforbindelser kan være en løsning for forbindelsen mellom HE240B og RHSS120x120. Fordelen med dette er at knutepunktet vil være leddet og

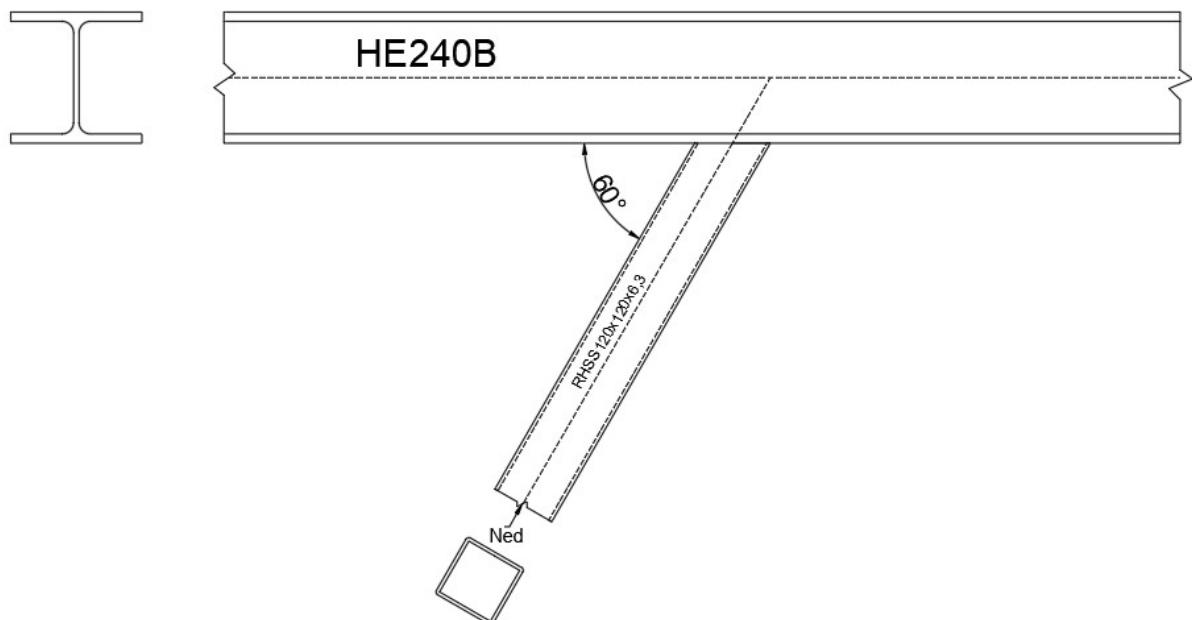


kun ta trykkrefter. Denne utformingen er derimot vurdert til å være mindre robust enn boltede forbindelser og sveis, og er derfor ikke beregnet.

## 8.1 Sveiste knutepunkt

### 8.1.1 Kontroll av gurtstav og stegstav i sveiset knutepunkt

Kapittel 7.6 i EC3-8 ble benyttet for å kontrollere det sveiste knutepunktet mellom RHSS 120x120x6,3 og HE240B [38, s. 128]. Tabell 7.20 ble benyttet for å kontrollere om knutepunktet, med hoved-tverrbjelken som gurtstav og hulprofilet som stegstav, lå innenfor gyldighetsområdet. Dette ble gjort for å bekrefte at det var mulig å benytte kapasitetsformler i tabell 7.21 og 7.22 for det aktuelle knutepunktet. Forbindelsen er skissert i figur 30.



Figur 30: Y-knutepunktet modellert i AutoCAD.

Knutepunktet ble vurdert til å tilhøre knutepunkttypen *Y-knutepunkt* i figur 7.1. Dermed ble formel for Y-knutepunkt benyttet i tabell 7.21 for å bestemme dimensjonerende kapasitet for aksialkraft i hulprofilet. Vinkelen mellom profilene ble forenklet satt til 60 grader, selv om denne vil variere i mindre grad for konstruksjonen. Kapasitet og utnyttelse for både flytning i grutstavens steg og brudd i stegstaven beregnet som vist nedenfor. Se vedlegg E.1 for fullstendig utregning.

Flytning i grutstavens steg:

$$N_{1.Rd.1} = \frac{f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w}{\sin(\theta_1)} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 1224,1 \text{ kN}$$

Brudd i stegstav:

$$N_{1.Rd.2} = \frac{2 \cdot f_{y1} \cdot t_1 \cdot p_{eff}}{\gamma_{M5}} = 695,4 \text{ kN}$$

Minste kapasitet blir dimensjonerende:

$$N_{1.Rd} = 695,4 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft i knutepunktet:

$$N_{Ed} = 107,04 \text{ kN}$$

Utnyttelse aksialkraft:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{1.Rd}} = 0,15$$

Tabell 7.22 ble benyttet for å beregne knutepunktets kapasitet og utnyttelse for moment. Også her ble både flytning i gurtstavens steg og brudd i stegstaven vurdert.

Flytning i gurtstavens steg:

$$M_{ip.1.Rd.1} = \frac{0,5 \cdot f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w \cdot (h_1 - t_1)}{\gamma_{M5}} = 60,28 \text{ kNm}$$

Brudd i stegstav:

$$M_{ip.1.Rd.2} = \frac{f_{y1} \cdot t_1 \cdot p_{eff} \cdot h_z}{\gamma_{M5}} = 77,53 \text{ kNm}$$

Minste kapasitet blir dimensjonerende:

$$M_{ip.1.Rd} = 60,28 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment i knutepunktet:

$$M_{Ed} = 7,88 \text{ kNm}$$

Utnyttelse moment:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{ip.1.Rd}} = 0,13$$

Ut ifra beregningene er utnyttelsen for både aksialkraft og moment er lav for både brudd i stegstav og flytning i gurtstavens steg.

### 8.1.2 Sveiset knutepunkt mellom RHSS120x120x6,3 og HE240B

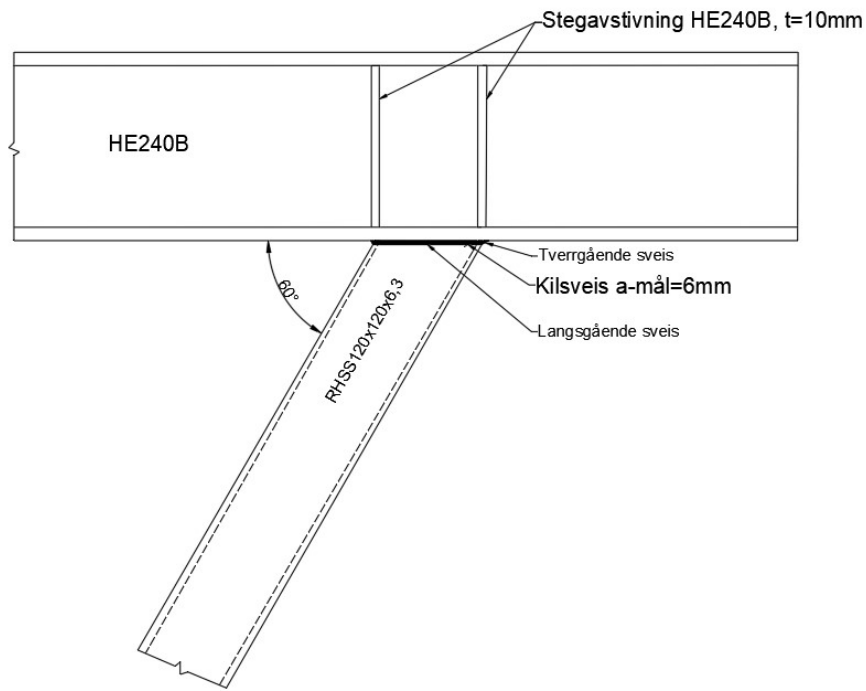
Ved å sveise med kilsveis rundt toppen av hulprofilet til bunnflensen av H-profilet vil en oppnå en kontinuerlig overgang mellom konstruksjonsdelene, og knutepunktet vil være tilnærmet momentstivt. Fordelene ved å benytte sveis er at det er enkelt å utføre, krever lite utstyr og at man unngår å svekke tverrsnittet slik som boltehull vil [39, s. 89]. I dette tilfellet benyttes kreftene fra Robot som oppstod fra den jevnt fordelte trafikklaster, som vil gi aksial-, skjær- og momentkrefter på hulprofilet. De dimensjonerende tverrsnittskreftene opptrer ikke på samme skråstag, men det er disse som benyttes for kontroll av knutepunktet. Siden det er en vinkel mellom konstruksjonsdelene, ble kreftene dekomponert slik at de virker langsmed og normalt på knutepunktet. Beregningene av knutepunkt er utført i henhold til EC3-8. Se vedlegg E.2 for fullstendig utregning.

Dimensjonerende moment i knutepunktet:  $M_{ed} = 7,78 \text{ kNm}$

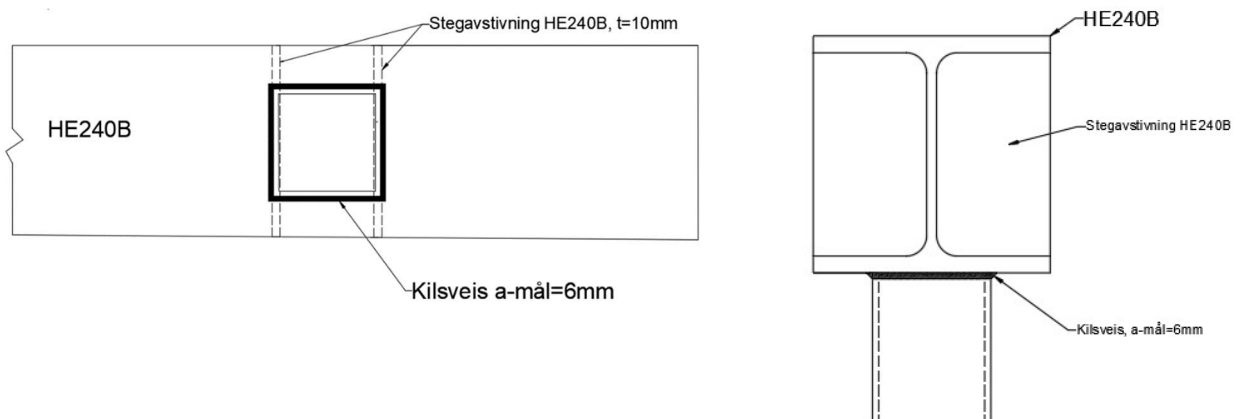
Dimensjonerende skjærkraft:  $V_{ed} = 56,88 \text{ kN}$

Dimensjonerende aksialkraft:  $N_{ed} = 96,64 \text{ kN}$

Det ble først utført en beregning for å finne nødvendig a-mål, der sveisen er jevnsterk med skråstaket. Siden det ble benyttet en plastisk lastfordeling først, ble flytespenning benyttet istedenfor bruddfasthet for å regne til sikker side. Ved å benytte flytespenning S355 og godstykkelsen til skråstaket, ble det vurdert at a-målet skulle settes lik 6 mm. Dette tilfredsstillende også minimumskravet fra Håndbok N400 på a-mål lik 4 mm [10, s. 101]. Det ble utført både en plastisk og elastisk lastfordeling. I den plastiske lastfordelingen ble det valgt at den langsgående sveisen på begge sider tar skjærkraften, mens både normalkraften og kraftparet fra moment tas av den tverrgående sveisen på to sider etter punkt 4.9(2). Avstanden mellom kraftparet ble satt til lengden av den avskjærende toppen av hulprofilet, som tilsvarer 138,6 mm. Ved å legge inn to stivere i steget på hoved-tverrbjelken rett over flensene til skråstaket, vil forbindelsen være stiv for eventuelle rotasjoner som kan oppstå. Dette vil også gi en god kraftoverføring mellom konstruksjonsdelene. Utformingen av knutepunktet blir fremstilt i figur 31 og 32.



Figur 31: Utklipp fra AutoCAD av sveiset knutepunkt mellom HE240B og RHSS120x120x6,3.



Figur 32: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet sett ovenfra og fra siden.

Resultatet fra beregningen med den plastiske lastfordelingen viste at sveisen har god kapasitet for påkjenningene (se tabell 19).

	DIMENSJONERENDE KREFTER	KAPASITET	UTNYTTELSE
<b>MOMENT</b>	7,78 [kNm]	14,9 [kNm]	<b>0,52</b>
<b>SKJÆR</b>	56,8 [kN]	303,0 [kN]	<b>0,19</b>

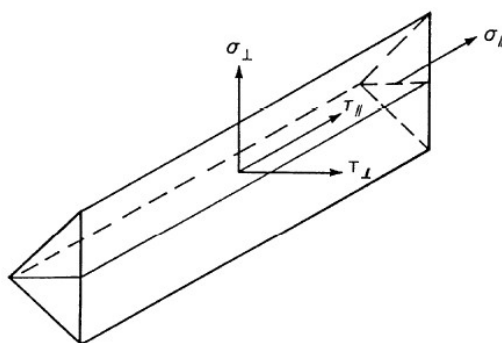
Tabell 19: Utnyttelse for sveis

For å øke sveisens kapasitet, ble elastisk lastfordeling benyttet. Ved hjelp av retningsmetoden ble de opptredende spenningene i knutepunktet funnet, og kontrollert opp mot kapasiteten etter formel (4.1) [38, s. 43]. Kraftene ble fordelt i samsvar med den plastiske lastfordelingen. Med denne metoden ble sveisen «brettet ned» og spenningene ble beregnet ut ifra arealet som sveisen utgjør. Aksialkraften fordeler seg utover hele sveisearealet, mens skjærkraften fordeler seg på de langsgående sveisene som har lengde lik 138,6 mm. For å finne spenningene som kommer av moment ble både annet arealmoment for tverrsnittet til skråstaget, og avstanden fra ytterkant profil inn til senter av profilet beregnet.

De opptredende spenningene i sveisen er vist nedenfor.

$$\sigma_N = 30,5 \frac{N}{mm^2} \quad \tau = 34,2 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_M = 55,2 \frac{N}{mm^2}$$

Videre ble spenningene fra aksialkraft og moment lagt sammen, slik at dette utgjør normalspenningene på sveisen. Sveisen ble først kontrollert for de tverrgående sveisene, og deretter for de langsgående sveisene. Ved påvisning av kapasitet ses det bort fra normalspenningen  $\sigma_{\parallel}$  parallelt med akse etter punkt 4.5.3.2(5). Spenningen fra aksialkraft og moment ble dekomponert slik at den virker normalt på sveisesnittet, og utgjør  $\sigma_{\perp}$ . Videre ble skjærspenning normalt på sveisen,  $\tau_{\perp}$ , satt lik  $\sigma_{\perp}$ . Ved å sette verdiene inn i formel (4.1), ble det vurdert til at sveisen har god nok kapasitet for begge betingelsene i formelen. For å kontrollere grunnmaterialet ble kapasiteter innhentet fra kapasitetskontrollen fra RHSS120x120x6,3 i kapittel 6.4, og videre ble utnyttelsene beregnet ut ifra de dimensjonerende kreftene på hulprofilet. I figur 33 er de ulike spenningene i en sveis illustrert.



Figur 33: Retningene til de ulike spenningene i en sveis [38, s.43].

For modellen med flyttet skråstag, der vinkelen mellom tverrbjelken og skråstaget tilsvarer 50 grader, vil det oppstå utfordringer knyttet opp mot bruken av kilsveis etter punkt

4.3.2.1(2). Når vinkelen er under 60 grader, anbefaler standarden å benytte buttsveis med delvis gjennomsveising.

Et annet alternativ er å sveise hele tverrsnittet med full gjennombrenning. Dette medfører at sveisen får lik kapasitet som profilet, slik at forbindelsen vil ha god nok kapasitet for påkjenningene. Dette vil derimot medføre mer arbeid med knutepunktet da skråstaget må tilpasses i toppen, og vil ikke vurderes ytterligere i rapporten.

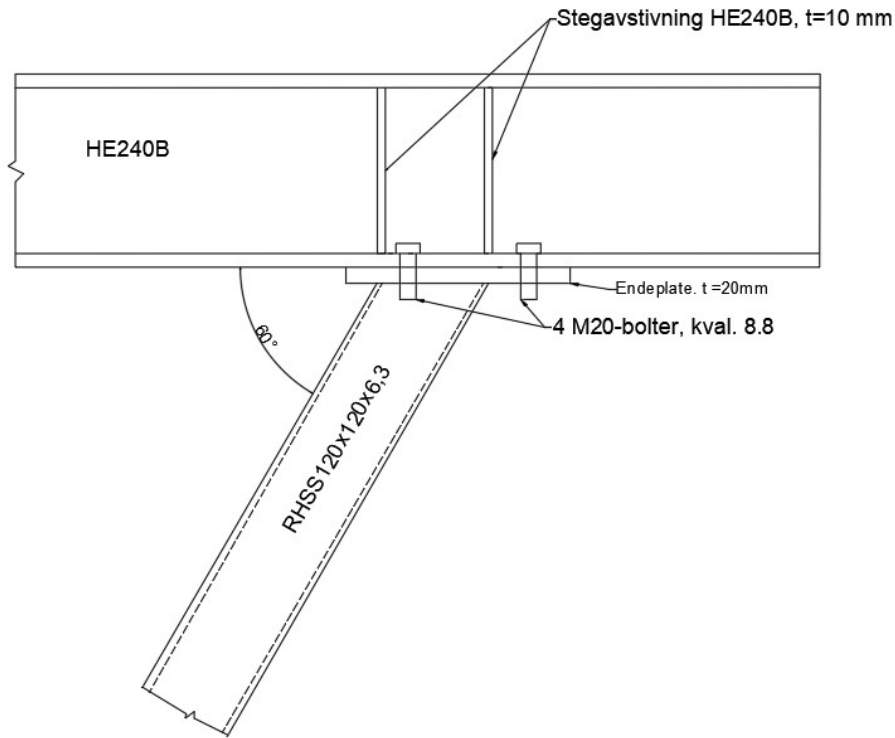
Det har også blitt kontrollert om sveisen har for lang overlappskjøt, noe som vil føre til at spenningene i sveisen ikke vil bli jevnt fordelt [40, s. 421]. Siden lengden av sveisen var mindre enn 150 multiplisert med a-målet, vil det ikke være nødvendig å redusere kapasiteten etter punkt 4.11 i EC3-8 [38, s. 47].

Siden det er en vinkel mellom skråstaget og hoved-tverrbjelken vil det være ulike kapasiteter for de tverrgående sveisene. Vinkelen til den ene sveisesiden danner 120 grader, mens den andre danner 60 grader. Spenningskomponentene  $\sigma_{\perp}$  og  $\tau_{\perp}$  ble bestemt ved likevekt parallelt med og normal på skråstagets vegg. Sveisegruppen vil være sentrisk belastet og ved å addere kapasitetene til sveisene ble den totale aksialkraftkapasiteten bestemt [40, s. 409]. Her ble det vurdert til at sveisen med størst vinkel får den minste kapasiteten (se vedlegg E.3 for fullstendig utregning).

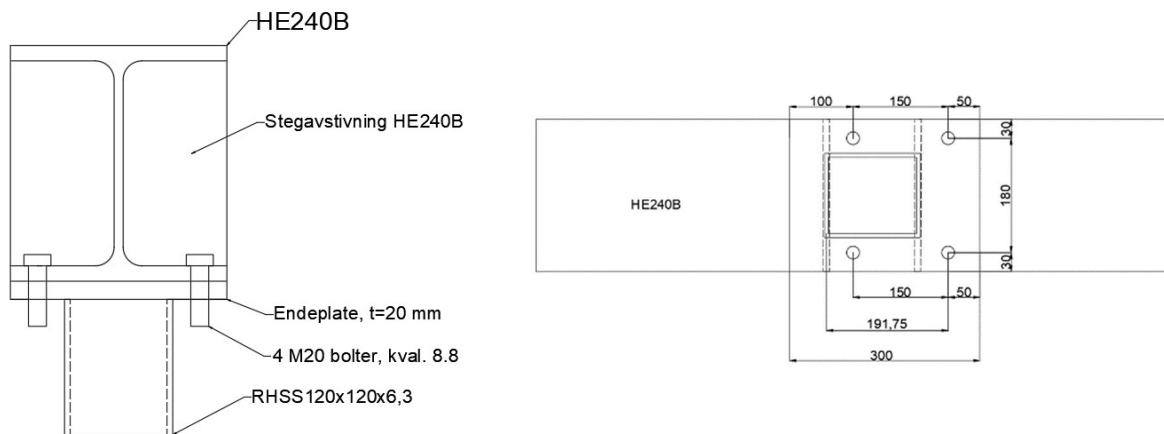
## 8.2 Boltet knutepunkt mellom skråstag og hoved-tverrbjelke

### 8.2.1 HE240B og RHSS120x120x6,3

En annen utforming for forbindelsen mellom skråstaget og hoved-tverrbjelken, er en boltet forbindelse med en endeplate sveiset på skråstaget. Denne forbindelsen vil i utgangspunktet være delvis bøyingsstiv [40, s. 425]. Dette medfører at det kan være utfordrende å vite om knutepunktet er leddet eller om det overføres moment. Det er dermed valgt å gjennomføre kontroll av knutepunktet med full momentoverføring for å se om knutepunktet har tilstrekkelig kapasitet, da det ikke kan utelukkes at det oppstår momentvirkninger. Kontroller ble utført i henhold til EC3-8 kapittel 3. Knutepunktet vil bestå av fire M20 bolter med fasthetsklasse 8.8, samt en endeplate som skiller hulprofilet fra hoved-tverrbjelken (se figur 34 og 35). Skruer i fasthetsklasse 8.8 produseres fra seigherdede stål med middels karboninnhold [40, s. 348]. Endeplaten er vurdert til å ha en tykkelse på 20 mm, en bredde på 240 mm og en lengde på 300 mm. Hulprofilet sveises til endeplaten, og sveisen antas å ha tilstrekkelig kapasitet. Etter punkt 8.8 i Håndbok N400 skal det ikke brukes skruer uten forspenning i bærende konstruksjoner [10, s. 99]. Det ble derfor valgt skruer i kategori B etter punkt 3.4.1(1)b).



Figur 34: Utklipp fra AutoCAD som viser en boltet forbindelse mellom bjelke og skråstag.



Figur 35: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet fra siden og ovenfra.

Videre ble knutepunktet dimensjonert for avskjæring, hullkanttrykk, strekkapasitet i bruddgrenstilstand og friksjonskapasitet i bruksgrensetilstand. En avskjæringsforbindelse vil si at det ikke oppstår en lastoverføring før skrueskiftet kommer til anlegg mot hullkanten. Etter at forbindelsen har kommet i kontakt med hullkanten vil det oppstå en komplisert spenningstilstand mellom grunnmaterialet, skruene og endeplaten [40, s. 362]. Det er tilstrekkelig å anta at forbindelsen ovenfor vil gå til brudd når den skjæres av i ett snitt. Ved hullkanttrykkapasitet antas det, som en forenkling, et jevnt fordelt kontaktrykk over

projeksjonen av skrueskaftets diameter og grunnmaterialets tykkelse. Hvis kantavstanden mellom skruen og endeplaten er for liten, vil et brudd oppstå ved at en del av grunnmaterialet, i tilknytning til skruen, rives ut [40, s. 363]. Minimums- og maksimumsavstander ble kontrollert etter tabell 3.3. Det er den største strekkraften i hoved-tverrbjelkene som blir benyttet som dimensjonerende aksialkraft i knutepunktet. Siden det bare er ett snitt i knutepunktet mellom hoved-tverrbjelken og endeplaten, blir opptredende boltekraft lik for både avskjæring og hullkanttrykk. Alle kontrollene gir tilfredsstillende utnyttelser, og med tanke på at det har blitt sett på fullstendig momentoverføring vil knutepunktet ha god kapasitet. Se fullstendig utregning i vedlegg E.4.

Dimensjonerende boltekraft:  $F_{v.ed} = 12,97 \text{ kN}$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet:  $F_{v.rd} = 94,1 \text{ kN}$

Dimensjonerende hullkanttrykkkapasitet:  $F_{b.rd} = 151,45 \text{ kN}$

Som for sveiste forbindelser vil ikke spenningene i en lang skrueforbindelse være jevnt fordelt. Dette vil si at endeskruene er mer belastet enn de indre [40, s. 379]. Det ble vurdert om dimensjonerende avskjæringskapasitet måtte reduseres etter punkt 3.8. Siden avstanden mellom første og siste festemiddel var mindre enn 15 ganger boltediameteren var det ikke behov for å redusere kapasiteten. Kontrollen av grunnmaterialet ble utført etter EC3-1 og siden tykkelsen av bunnflensen er tynnere enn endeplaten, er det denne som ble kontrollert. Både tverrsnittet med og uten hull ble vurdert, og det ble påvist god kapasitet for både moment og aksialkraft.

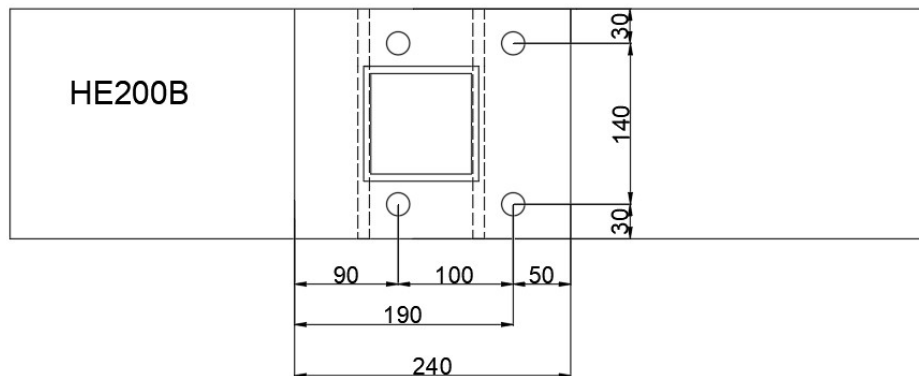
For å kunne redusere muligheten for hevarmeffekt på endeplaten, var det ønskelig at platen skulle ha svært god kapasitet for momentkrefter. Avstanden mellom kraftparet og hulprofilet ble satt til 50 mm, slik at det oppstod et moment på 2,45 kNm. Ved å analysere ulike tykkelser på endeplaten, ble det påvist at en endeplate med tykkelse 20mm gav en utnyttelse like over 50%. Dette anses som en tilstrekkelig utnyttelse for å unngå å utføre ytterligere beregninger for hevarmeffekt.

Det ble også for denne forbindelsen valgt å legge inn to stivere i steget til hoved-tverrbjelken, for å kunne motvirke eventuelle rotasjoner i knutepunktet. Disse tverrgående stiverne vil føre oppleggskreftene inn i steget på hoved-tverrbjelken, og dermed gi en god kraftoverføring.



### 8.2.2 HE200B og RHSS100x100x6,3

Siden det har blitt sett på profiler med mindre størrelse, har det også blitt vurdert hvilken effekt dette vil ha på den boltede forbindelsen. Ved å benytte HE200B istedenfor HE240B, vil det være mindre plass for boltegruppen. Det viser seg at det ikke vil være plass til boltene hvis en benytter HE200B med det opprinnelige skråstaget RHSS120x120x6,3. Derfor har dette skråstaget blitt byttet ut med RHSS100x100x6,3. Videre gjennomføres kapasitetskontrollen som beskrevet i det forrige delkapittelet. Det henvises til vedlegg E.4 for fullstendig utregning. Knutepunktet er illustrert i figur 36.



Figur 36: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet mellom HE200B og RHSS100x100 ovenfra.

Det ble også i dette tilfellet valgt fire M20 bolter med fasthetsklasse 8.8, men for endeplaten ble tykkelsen økt til 25mm for å ta hensyn til hevarmeffekt. Som det kommer frem av figur 36, har avstandene mellom boltegruppene blitt redusert, mens kantavstandene er de samme. Dette medførte at kravet for minimumsavstander fortsatt var oppfylt. I tabell 20 blir forskjellen i utnyttelsen for de ulike bjelkene illustrert.

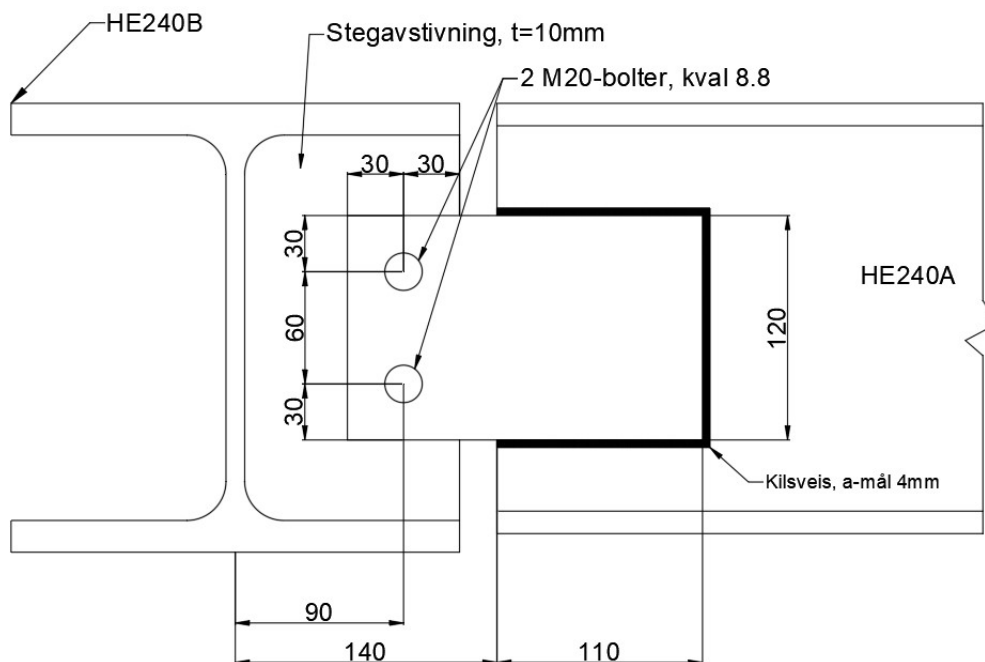
KNOTEPUNKT	UTNYTTELSE					
	Avskjæring	Hullkanttrykk	Strekk	Gjennomlokking	Grunnmateriale	
					Aksial	Moment
HE240B og RHSS120	0,138	0,086	0,144	0,086	0,039	0,180
HE200B og RHSS100	0,138	0,097	0,145	0,070	0,054	0,285

Tabell 20: Utnyttelse for boltet forbindelse med ulike profiler.

### 8.3 Knutepunkt mellom HE240A og HE240B

Knutepunktene mellom hoved-tverrbjelkene og de langsgående bjelkene ble utformet etter Detaljhåndbokseriens *bjelke-bjelkeforbindelser*, da dette er et mer tradisjonelt knutepunkt [41]. Siden modellen med ledd mellom HE240B og HE240A ga lavere skjærkrefter enn for modell 1, ble kraften fra modell 1 til sikker side benyttet. Det har blitt sett på ulike utforminger av knutepunktet, men det har blitt vurdert at en forbindelse med en laskeplate er den mest ideelle for konstruksjonen [41, s. 29]. I dette tilfellet vil det bli sveiset på en stegavstivning på HE240B-bjelken, mens laskeplaten vil bli sveiset rundt alle sidene på HE240A-bjelken. Laskeplaten ble satt til en høyde lik 120 mm og en tykkelse lik 15 mm. Det ble valgt to M20 bolter med fasthetsklasse 8.8. Videre ble dimensjonerende avskjæringskapasitet, samt hullkantrykkapasitet for både stiverplaten og laskeplaten beregnet.

Det har også blitt vurdert hvorvidt det er fornuftig å benytte avlange hull i det boltede knutepunktet for at forbindelsen kan respondere på eventuelle tvangskrefter på konstruksjonen. Siden det ikke blir sett på den totale konstruksjonen som en helhet, vil ikke dette bli beregnet videre. Se vedlegg E.6 for fullstendig beregning av knutepunktet.



Figur 37: Utklipp fra AutoCAD som viser knutepunktet mellom HE240B og HE240A.

For å kunne bestemme skjærkraftkapasiteten til boltegruppen, ble rotasjonscenter for boltene analysert. Den dimensjonerende skjærkraften til boltegruppen ble funnet ved hjelp av formel 15 i detaljhåndbokserien [41, s. 31]. For å beregne forbindelsens utnyttelse for

skjærkraft, ble den største skjærkraften på de langsgående bjelkene benyttet, som vist nedenfor. Nødvendig a-mål på kilsveisen ble beregnet til 4mm rundt alle sider.

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{n \cdot F_{Rd}}{\sqrt{1 + \left(\frac{y}{x_{rc}}\right)^2}} = 62,60 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = 20,33 \text{ kN}$$

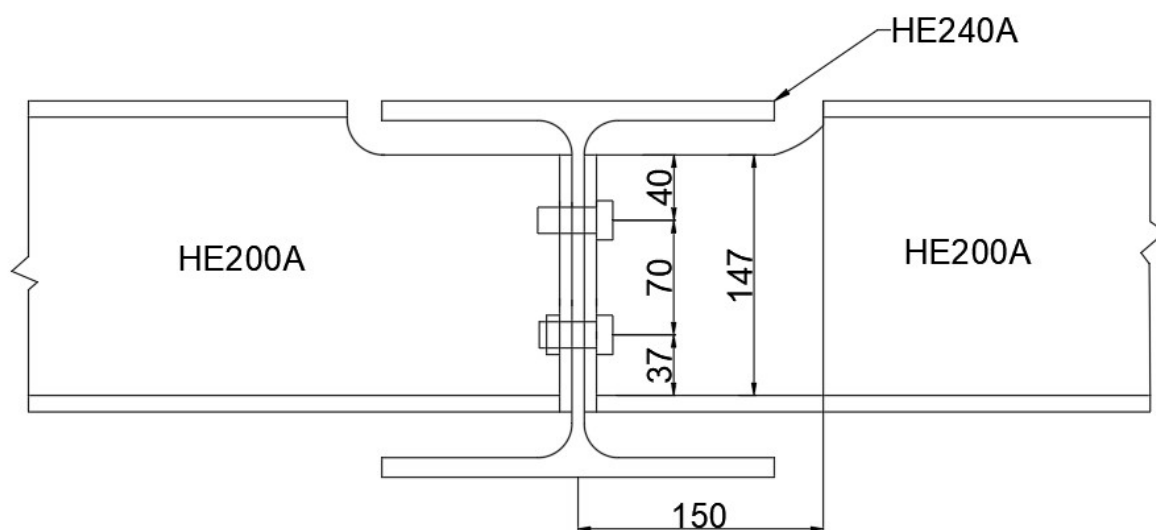
Utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.325$$

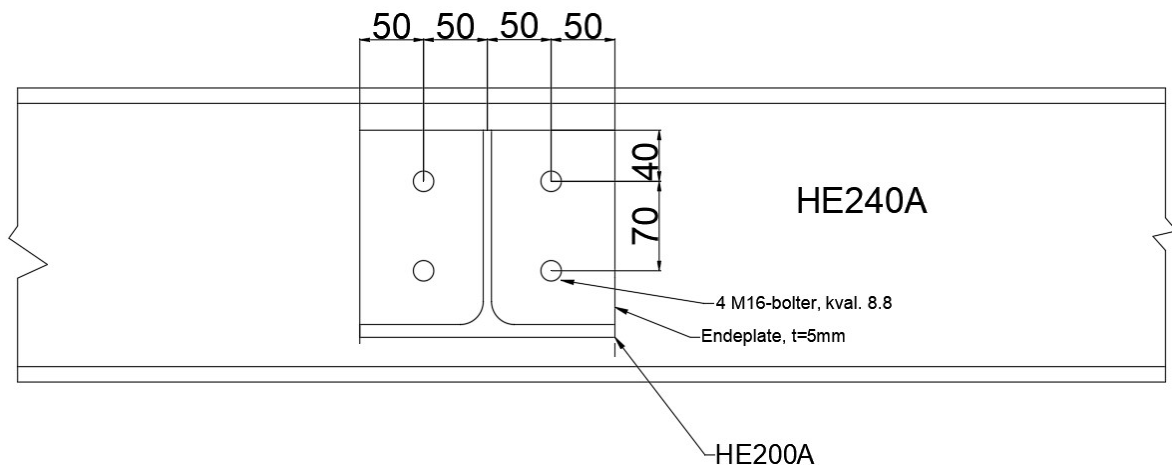
Resultatet fra beregningen viser at boltegruppen har god kapasitet for påkjenningene, med en utnyttelse lik 32,5 %.

#### 8.4 Knutepunkt mellom HE240A og HE200A

Det siste knutepunktet det har blitt utført beregninger på, er forbindelsen mellom de sekundære tverrbjelkene og de langsgående bjelkene. Her er det blitt valgt å feste en endeplate på de sekundære tverrbjelkene, samt fire M16 bolter med fasthetsklasse 8.8 på hver side av steget til disse. Det vil være en utkrager på den andre siden av de langsgående bjelkene, som også vil festes med en endeplate på steget til HE240A-bjelkene (se figur 38 og 39).



Figur 38: Utklipp fra AutoCAD av knutepunktet mellom HE200A og HE240A.



Figur 39: Utklipp fra AutoCAD av knutepunktet mellom HE200A og HE240A.

For å kontrollere boltegruppen ble kapasitet for avskjæring, hullkanttrykk og strekk beregnet. Bolteforbindelsen ble kontrollert for skjærkraften på begge sider av HE240A-profilen. Det vil oppstå et moment i knutepunktet på grunn av utkrageren på HE200A-profilen. Dette medfører at det oppstår et kraftpar mellom de øverste og nederste boltene i forbindelsen. Videre ble det dimensjonert for at de øverste boltene tar strekkkraften, mens de nederste boltene tar skjærkraften. Siden det er to snitt i forbindelsen vil skjærkraften halveres, og de to nederste boltene vil ha god kapasitet. Nødvendig a-mål ble beregnet til 4 mm på alle sider mellom endeplaten og de sekundære tverrbjelkene.

Ved utformingen av dette knutepunktet fjernes toppflensen til HE200A-profilen, som vist i figur 38, for at bjelkene skal ha lik høyde i konstruksjonen. Dette medfører at den reduserte bjelkeenden må kontrolleres opp mot den dimensjonerende skjærkraften. Det ble beregnet en ny plastisk tverrsnittsmodul,  $W_{pl}$ , og dermed en ny kapasitet for skjær [41, s. 24]. som vist i beregningene nedenfor.

Plastisk tverrsnittsmodul: 
$$W_{pl} = \frac{b \cdot t_f}{4} + \frac{h' \cdot t_w}{2} \left[ t_f + h' \left( 1 - \frac{t_w}{2 \cdot b} \right) \right] = 8,4 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Dimensjonerende skjærkapasitet: 
$$V_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{e_b \cdot \gamma_{M0}} = 163,7 \text{ kN}$$

Utnyttelse skjærkraft: 
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.147$$

Etter beregning av dette knutepunktet viser resultatet at boltegruppen er har god kapasitet for kreftene som inntreffer på knutepunktet. For fullstendig beregning av forbindelsen henvises det til vedlegg E.7.

## 9. Diskusjon

### 9.1 Profilstørrelser

Ved å benytte de alternative profilene HE200B, HE200A, HE160A og RHSS100x100x6,3, fører det til en reduksjon på ca. 4300 kg stål. Dette utgjør en kostnadsnedgang på omtrent 100 000 kr og en reduksjon av CO<sub>2</sub>-utslipp tilsvarende ca. 4 tonn. Dette er svært gunstig både med tanke på prosjektets kostnad og bærekraftighet. Beregningene som er utført gjelder kun for utsnittet av konstruksjonen som ligger innenfor avgrensningen i rapporten. Denne strekningen utgjør ca. 30 m av den 400-450 m lange konstruksjon. De miljømessige og kostnadmessige besparelsene vil altså totalt sett for hele konstruksjonen mer enn tidobles hvis de alternative profilene benyttes.

Som vist i beregninger under kapasitetskontroller, har alle de ulike profilene i konstruksjonen lav utnyttelse for de lastene som er inkludert i avgrensningen. Utnyttelsene er også konservativt beregnet, da enkelte av de dimensjonerende kreftene på de ulike profiltypene er hentet fra de største opptredende kreftene på ulike bjelker i konstruksjonen. Ved å benytte de alternative profilene vil nedbøyningen for hoved-tverrbjelken doubles. Selv om kravet ikke overskrides, ligger nedbøyningen på kun 3 mm under den som er tillatt. Om det skulle bli vurdert at dette var for usikkert, er det mulig å bygge stålprofilene med en overhøyde for å unngå å havne i nærheten av maksimal tillatt nedbøyning. Totalt sett tilsier utnyttelsene at det er gode muligheter for å gå ned i profilstørrelse for alle stålprofilene. Kapasiteter er beregnet elastisk, selv om stålprofilene befinner seg i tverrsnittsklasse 1 eller 2. Ved å benytte plastisk kapasitetskontroll ville kapasiteten for profilene økt ytterligere.

Det kan virke som en åpenbar løsning å gå ned både en eller to profilstørrelser for alle stålbjelker i konstruksjonen, da kapasitetene for opptredende krefter er gode. Til tross for dette, er det flere faktorer som må legges til grunn for om det er aktuelt å gå ned i profilstørrelser. Det er knyttet flere usikkerheter til prosjektet, som kan ha innvirkning på kreftene som oppstår.

Den største usikkerheten ligger i lengden på tverrbjelkene som skal festes i fjellet, samt vinkelen og lengden på skråstagene. Den foreløpige modellen av brukonstruksjonen er modellert med hensyn på overflaten av det omkringliggende terrenget. Når byggeprosessen settes i gang, og utgraving og rensk av overflater begynner, kan det oppdages store variasjoner i hvor egnet det er å plassere innfesting av tverrbjelker og fundamenter for skråstagene. Det kan blant annet være sprekker i fjellet, store steiner, eller ustabile løsmasser, som gjør det umulig å plassere bjelkene slik som det er tiltenkt. Innfestingen av tverrbjelkene kan eksempelvis ende opp med å være en meter lenger inn mot fjellet enn antatt, noe som gir større spenn, og dermed større momentkrefter i bjelkene. Dette kan også føre til en økt nedbøyning for hoved-tverrbjelkene. I tillegg påvirker dette trykkreftene i skråstaket, da de må virke med en større opplagerkraft under HE240B-profilene. På grunn av denne usikkerheten er det en fordel at konstruksjonen er tilpasningsdyktig og robust med

tanke på kapasiteter, som en sikkerhet hvis noe skulle endre seg i forhold til den tiltenkte modellen.

Det er en fordel at profilenes størrelser passer bra med hverandre, både med tanke på estetikk, men også med tanke på kraftoverføring ved knutepunkter. Det er derfor en fordel at profilstørrelsene for de ulike tverrbjelkene, og de langsgående bjelkene, er i noenlunde lik størrelsesorden. Som vist i beregninger er det blant H-profilene, HE240A- og HE200A-profilene som har lavest utnyttelse. Hvis en hadde gått ned to profilstørrelser for HE200A-profilene, ville det vært en vesentlig forskjell på disse profilene, sett opp mot HE240A-profilene. Det anses derfor å være en god vurdering å endre alle H-profilene i like stor grad, hvis det skulle bli aktuelt å gå ned i profilstørrelse for noen av bjelkene.

Konstruksjonen er dimensjonert for å kunne bære et servicekjøretøy av typen Ford Ranger. I fremtiden kan vekten av servicebilene som kommunen benytter seg av, bli større. Dette taler for at det kan være hensiktsmessig å ha litt ekstra kapasitet å gå på.

Med tanke på skredfare vil konstruksjonen være svært utsatt, uavhengig av profilstørrelsene på brua. Hvis en større steinblokk lander på en eller flere av bjelkene i bæresystemet, vil det oppstå ekstreme krefter som vil være svært krevende å ta opp for en enkel stålbjelke. Det vil derfor være hensiktsmessig å tilstrebe at det kun oppstår lokale ødeleggelser på brua. På grunn av dette er det en fordel at profilene har en del kapasitet å gå på, og at konstruksjonen i sin helhet har tilstrekkelig stabilitet, slik at systemet beholder sin integritet ved et eventuelt steinskred.

Det er også en fordel at H-profilene har en viss bredde på flensene, med tanke på opplegg for de langsgående trebjelkene. Brede profiler gir en større kontaktflate for kreftene som går fra bjelkelaget ned til profilene. Lasten fordeler seg dermed på et større areal, noe som gir et lavere kontaktrykk på H-profilene. Hvis det benyttes mindre profiler, vil kontaktrykket bli større, noe som kan gjøre at flensen vil bøye seg eller knekke. Dette er noe som burde vurderes ved en eventuell reduksjon av profilstørrelser.

Brua skal som sagt dimensjoneres for en levetid på 100 år. Gjennom årenes løp vil stålet slites og kapasiteten svekkes. Hvis konstruksjonen er bygget svært robust og har høy kapasitet, kan denne levetiden forlenges hvis det er tilstrekkelig med kapasitet igjen. Det er dermed et bærekraftig tiltak å ha en del ekstra kapasitet å gå på, hvis det kan forhindre at brua må renoveres eller rives etter 100 år. Som vist i kapittel 6.1 og 6.4 vil både HE240B og HE200B som hoved-tverrbjelke ha mye kapasitet til overs.

## 9.2 Plassering av skråstag

Det er blitt beregnet krefter ved alternative tilfeller for skråstagets plassering og utformingen av knutepunktet mellom skråstaget og hoved-tverrbjelken. For de tilfellene som er undersøkt, oppstod det små variasjoner for kreftene i profilet. Hulprofilet har god kapasitet, og vil være fleksibelt mot disse endringene. Hvis det skulle oppstå større endringer

enn de som er blitt sett på i denne rapporten, bør det vurderes om det vil påvirke hulprofilet i større grad. Hvis vinkelen mellom skråstaket og hoved-tverrbjelken eksempelvis reduseres til 30-40 grader, vil trykkreftene i hulprofilet øke betydelig.

Hvis flere av de alternative tilfellene kombineres, kan det også øke kreftene i skråstaket. Om knutepunktet regnes kontinuerlig samtidig som vinkelen endres, vil det oppstå momentkrefter på samme tid som trykkraften øker. Dette vil gi en større utnyttelse for kombinert bøyning og aksialtrykk, og bør finregnes på om dette skulle bli aktuelt.

### 9.3 Knutepunkt

Ved vurdering av hvilke knutepunkt som er best egnet for konstruksjonen, ble ulike faktorer vektlagt. Ettersom det vil være krevende å montere konstruksjonen i terrenget, var det ønskelig å utforme knutepunkt som er fleksible og ikke for avanserte. Det sveiste knutepunktet mellom hoved-tverrbjelken og skråstaket vil være en god løsning hvis avstandene og vinkelen er fastsatt, og stålentreprenøren kan sveise disse konstruksjonsdelene før de ankommer byggeplass. Dette kan effektivisere monteringsstiden, men vil på en annen side stille høyere krav til transport og kran på byggeplass. Det er hensiktsmessig å unngå sveising på byggestedet, da dette vil være krevende på grunn av terrenget. Det vil også være en ulempe å sveise på byggeplass hvis konstruksjonsdelene har blitt overflatebehandlet på forhånd, da dette må etterbehandles på nytt på byggeplass.

Den boltete forbindelsen vil være mer fleksibel enn den sveiste forbindelsen. Skråstaket kan da festes i berg, før hoved-tverrbjelken kan løftes på plass og forbindelsen mellom disse festes med bolter. Det har også blitt vurdert hvilke effekter som oppstår i knutepunktet, ved mindre profiler. Det ble vurdert at hvis størrelsen på hoved-tverrbjelken reduseres, må også skråstaket reduseres. Her ble det vurdert at ved å gå ned i profilstørrelse både for skråstaket og hoved-tverrbjelken, vil ikke utnyttelsen for knutepunktet øke betydelig.

Ved valg av knutepunktet mellom HE240B-profilet og HE240A-profilet var det hensiktsmessig å vektlegge at utformingen av forbindelsen skulle være enkel å montere og ha god nok kapasitet for påkjenningene. Den dimensjonerende skjærkraften i forbindelsen ble til sikker side satt lik kraften fra modell 1. I realiteten vil skjærkraften være mindre ved et leddet knutepunkt. Til tross for dette hadde boltegruppen svært lav utnyttelse, noe som tilsier at det vil være mulig å benytte en mindre boltestørrelse. Den aktuelle bolteforbindelsen er dimensjonert for normale hull. Ved å se på konstruksjonen i sin helhet, kan det oppstå betydelige tvangskrefter som følge av temperaturendringer. Det ble dermed vurdert å benytte avlange boltehull for å motvirke kreftene som oppstår på grunn av utvidelse og sammentrekning. Dette vil føre til at knutepunktet er mer fleksibelt for denne typen påkjenning. Tvangskreftene fører til at det ikke vil være hensiktsmessig å sveise de langsgående bjelkene på hoved-tverrbjelkene, siden det kan oppstå store spenninger.

En løsning for konstruksjonens utforming er å plassere de langsgående bjelkene over hovedtverrbjelkene. Fordelen med denne løsningen er at monteringstiden reduseres. Ulempene er derimot at høyden på konstruksjonen vil øke. Opprinnelig ligger trebjelkene i lengderetningen av brua, og spenner mellom tverrbjelkene. I dette tilfellet vil trebjelkene bli lagt i tverretningen av brua, med spenn mellom de langsgående bjelkene. Dette er vurdert til å være upraktisk og vil svekke konstruksjonens estetikk. Det ville også medført at trebjelkene måtte avstives i lengderetning av brua.

Det siste knutepunktet som ble vurdert var mellom HE240A- og HE200A-profilene. I dette knutepunktet vil HE200A-profilene festes til steget til HE240A-profilet med endeplate og bolter på hver side. Grunnen til at denne utformingen ble valgt er at det oppnås en høy grad av symmetri og forbindelsen vil være forholdsvis enkel å montere. Beregningene utført i kapittel 8.4 kom frem til at forbindelsen har god kapasitet for de aktuelle påkjenningene.

En annen mulighet for det sistnevnte knutepunktet er å benytte en påsveiset endeplate med to skruer. I denne forbindelsen benyttes en halv endeplate, som er sveiset til HE200A-profilet, på begge sidene av steget til HE240A-profilet. Denne løsningen medfører også en god symmetri og fordeling av krefter, samtidig som materialbruken reduseres.



## 10. Konklusjon

### 10.1 Profilstørrelser

Etter en totalvurdering av rapportens resultater og diskusjoner, er det flere vesentlige faktorer som avgjør hvorvidt det vil være gunstig å gå ned i profilstørrelse.

Konstruksjonens planlagte stålprofiler har svært god kapasitet for de lastene som er medregnet i denne rapporten. Ved å benytte to størrelser mindre for H-profilene, og én størrelse mindre for hulprofilet, viste det seg at alle bjelkene i utsnittet av konstruksjonen hadde tilstrekkelig kapasitet. Det fremkom at den høyeste utnyttelsen for de alternative profilene oppstod i hoved-tverrbjelken, tilsvarende 54 %.

De alternative stålprofilene medfører en reduksjon i stålmengde, tilsvarende 4277 kg. I et miljømessig perspektiv fører dette til en nedgang for CO<sub>2</sub>-utslipp på omtrent 4 tonn, og en prisnedgang på ca. 100 000 kr. Da dette kun gjelder for utsnittet som er beregnet i rapporten, vil de totale resultatene for miljø og kostnad mer enn tidobles for hele konstruksjonen.

Usikkerheten knyttet til de reelle lengdene på stålprofilene i brukonstruksjonen, tilsier at større krefter kan oppstå enn først antatt. Dette gjør at det vil være en fordel å ha god kapasitet i profilene. I tillegg kan bruas levetid forlenges etter prosjektert levetid, hvis den gjenværende kapasiteten i stålet er tilstrekkelig. Ved å velge stålprofiler med høyere kapasitet er sannsynligheten for dette større.

For å konkludere, vil det være mulig å benytte to profilstørrelser mindre for H-profilene, og en profilstørrelse mindre for hulprofilet, på bakgrunn av profilenes kapasitet. Det er en forutsetning at de reelle lengdene ikke endrer seg i vesentlig stor grad fra det som er prosjektert.

Likevel er det etter all sannsynlighet enkelte hensyn som ikke er dekket i denne rapporten, som vil ha en innvirkning på profilenes utnyttelser. Det presiseres at resultatene som foreligger, kun er basert på det som faller innenfor rapportens avgrensning.

### 10.2 Plassering av skråstag

Hvis det oppstår mindre endringer av skråstagets plassering, vil ikke dette gi nevneverdige utslag for kreftene som oppstår. Likevel kan det oppstå større krefter om endringen av plassering blir vesentlig større, eller at de ulike tilfellene for endringer kombineres. I så fall vil det være nødvendig å foreta ytterligere beregninger. Det konkluderes med at konstruksjonen ikke er følsom for mindre endringer av skråstagets plassering.

### 10.3 Knutepunkt

Forslagene av knutepunktene som har blitt lagt frem i denne rapporten viser seg å ha tilstrekkelig kapasitet for belastningen på brukonstruksjonen. Det ble vurdert både boltede og sveiste forbindelser.

Den sveiste forbindelsen mellom skråstaget og hoved-tverrbejelken vil kunne effektivisere monteringstiden, ved at konstruksjonsdelene sveises sammen som en ramme før de ankommer byggeplass. Dette vil derimot stille høyere krav til kapasitet for både transport og kran. Det vurderes dermed at dette ikke vil være den beste løsningen for det aktuelle knutepunktet.

Det ble også vurdert en bolteforbindelse mellom RHSS120x120x6,3- og HE240B-profilet. Denne vil i større grad være fleksibel og samtidig forholdsvis enkel å montere på byggeplass. Knutepunktet ble også vurdert for de alternative profilstørrelsene. Bolteforbindelsen ble ved begge tilfeller beregnet til å ha god kapasitet, og konkluderes med å være den beste løsningen for dette knutepunktet.

De foreslåtte bolteforbindelsene mellom HE240A- og HE200A-profilene, samt HE240A- og HE240B-profilene ble beregnet til å ha svært god kapasitet for de gitte belastningene. Disse forbindelsene vurderes å være både robust og montasjevennlig.

Avslutningsvis, konkluderes det med at de foreslåtte boltede forbindelsene vil være egnede utforminger av knutepunktene for brukonstruksjonen på Løvtien.

## Forslag til videre arbeid

I denne rapporten har det blitt sett på forslag til knutepunkt mellom konstruksjonsdelene i bæresystemet. Som en forlengelse av dette ville det vært interessant å analysere knutepunktene mellom stålprofiler og fundament i fjell.

En annen tilnærming til videre arbeid, er å se på laster som vil oppstå under oppføring av konstruksjonen. Da terrenget rundt brukonstruksjonen har en utfordrende kurvatur, vil det være nødvendig med tilgang på en kran som kan løfte på plass de ulike konstruksjonsdelene. Hvis det blir benyttet en mobil kran på konstruksjonen, vil denne medføre en betydelig last.

Et annet interessant aspekt er å analysere effektene de ulike lastene vil ha på systemet, over dens totale lengde. Ved denne tilnærmingen ville vurderingen av termiske laster, samt innfesting av brukonstruksjonen ved landkarene i hver ende, vært mer aktuell.

## Litteraturliste

- [1] Sweco AS, *Bygger bro mellom Melkeplassen og Kråkenes*, 2020. Hentet fra: <https://www.sweco.no/nyheter/nyhetsartikler/2020/bygger-bro-mellom-melkeplassen-og-krakenes/>. Lastet ned: 21.01.2021.
- [2] T.R. Hjertholm, *Ferdig om fire år hvis alt klaffer*, 2020. Hentet fra: <https://www.ba.no/5-8-1209846>. Lastet ned: 21.01.2021.
- [3] M. V. Sæbø. "Løgstien." bergenkommune.no. Hentet fra: <https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/vi-bygger-bergen/veier-byrom-og-parker/park-og-natur/lovgstien>. (Lastet ned: 10.02.2021).
- [4] E. Gullbrå Viken - konsulent Sweco, *Grunnlag Løvgstien*, personlig kommunikasjon, 27.01.21.
- [5] Norsk stål, *Grønnere – Stålproduksjon i dag*, 2021. Hentet fra: <https://www.norskstaal.no/Default.aspx?ID=6474>. Lastet ned: 12.05.2021.
- [6] Autodesk Inc, *Robot Structural Analysis Professional*, 2021. Hentet fra: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview>. Lastet ned: 03.02.2021.
- [7] Autodesk Inc, *AutoCAD LT | 2D-utkast- og tegneprogramvare*, 2021. Hentet fra: <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview>. Lastet ned 15.03.2021.
- [8] Direktoratet for byggkvalitet, *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning - Kapittel 10 Konstruksjonssikkerhet*, 2017. Hentet fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/>. Lastet ned: 10.02.2021.
- [9] Standard Norge, *Eurokoder, u.å.* Hentet fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>. Lastet ned: 10.02.2021
- [10] Statens vegvesen, *Håndbok N400 Bruprosjektering*, Statens Vegvesen, 2015. Hentet fra: [https://www.vegvesen.no/\\_attachment/865860/binary/1030718?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf). Lastet ned 10.02.2021.

- [11] EPD Norge, *Hva er en EPD?*, u.å. Hentet fra: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>  
Lastet ned: 11.05.2021.
- [12] Norsk Stål, *Tekniske tabeller*, u.å. Hentet fra:  
<https://www.norskstaal.no/Files/Files/Norsk-Stal-Tekniske-Tabeller.pdf>. Lastet ned:  
11.03.2021.
- [13] O. Svendsen - salgskonsulent VIK Ørsta, *Vekt av Vikafjell gang og sykkelbrurekkverk*,  
personlig kommunikasjon, 15.03.2021.
- [14] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og  
nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019
- [15] McKay Timber, *Technical Information*, u.å. Hentet fra: [https://mckaytimber.com.au/wp-  
content/uploads/2016/12/Accoya.pdf](https://mckaytimber.com.au/wp-content/uploads/2016/12/Accoya.pdf). Lastet ned 21.01.2021.
- [16] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, NS-EN 1991-  
1-3:2003+A1:2015+NA:2018, 2018.
- [17] H. Lippestad og Astrid Sommertvedt. "Så tung er snøen". Yr.no. Hentet fra:  
<https://www.yr.no/artikkel/sa-tung-er-snoen-1.6346988t>. (Lastet ned: 17.03.2021.)
- [18] Fra papirleksikonet Store norske leksikon, bjelkebro, *Store norske leksikon*, 2020.  
Hentet fra: <http://snl.no/bjelkebro>. Lastet ned: 12.05.2021
- [19] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN  
1991-1-4:2005+NA:2009, 2009.
- [20] Kartverket, (u.å), "Kartsøk Løvstakken", Norgeskart.no. Hentet fra:  
[https://norgeskart.no/#!/?project=norgeskart&layers=1004&zoom=14&lat=6730832.  
12&lon=-32766.19&markerLat=6730832.119249315&markerLon=-  
32766.18988578031&panel=searchOptionsPanel&drawing=\\_Ic4cncBeLQ5a5UiNusg&  
sok=L%C3%B8vstakken](https://norgeskart.no/#!/?project=norgeskart&layers=1004&zoom=14&lat=6730832.12&lon=-32766.19&markerLat=6730832.119249315&markerLon=-32766.18988578031&panel=searchOptionsPanel&drawing=_Ic4cncBeLQ5a5UiNusg&sok=L%C3%B8vstakken). Lastet ned 20.02.2021.
- [21] Statens Vegvesen, *Kan beregne hvordan bruer reagerer på kraftig vind*, u.å. Hentet  
fra: [https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/nyhetsarkiv/kan-beregne-  
hvordan-bruer-reagerer-pa-kraftig-vind](https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/nyhetsarkiv/kan-beregne-hvordan-bruer-reagerer-pa-kraftig-vind). Lastet ned: 14.05.2021.

- [22] Statens vegvesen, *Håndbok R412 Bruklassifisering*, Statens Vegvesen, 2014. Hentet fra: <http://img4.custompublish.com/getfile.php/3774333.2344.srebtddyqqy/HB+R412.pdf?return=www.moy.vgs.no>. Lastet ned: 10.02.2021.
- [23] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, 2010.
- [24] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning - Del 2: Bruer*, NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014, 2014.
- [25] S. Rognsvåg, G.J. Braadland, og J. Bolstad. "Store steinblokker rasa ned nær bustadområde i Bergen." nrk.no. Hentet fra: <https://www.nrk.no/vestland/store-steinblokker-rasa-ned-naer-bustadomrade-i-bergen-1.15447315>. (Lastet ned 09.04.2021).
- [26] Direktoratet for byggkvalitet, *Utbygging i fareområder*, 2017. Hentet fra: <https://dibk.no/saksbehandling/kommunalt-tilsyn/temaveiledninger/utbygging-i-fareomrader-bokmal/6.-skred/6.1.-skredtyper/>. Lastet ned: 12.03.2021.
- [27] A. Dada, A. Omar, og S. Torsvik, "Prosjektering av brokonstruksjon - Løvtien, etappe 4, del 2 Design of bridge structure - Løvtien, stage 4, part 2", HVL, Bergen, Norge, 25.05.2020. Hentet fra: <https://hvlopen.brage.unit.no/hvlopen-xmlui/handle/11250/2659098>.
- [28] Statens Vegvesen, *Sikring av veger mot steinskred*, 2011. Hentet fra: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2582754/VD%20rapport%2032.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Lastet ned: 12.03.2021.
- [29] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016.
- [30] Norsk Stålforbund, *Stål Håndbok Del 3:2010*, 3. utg. Oslo, Norge: Norsk Stålforbund, 2010.
- [31] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer*, NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, 2009
- [32] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015.

- [33] Norsk Stålforbund, *Stål Håndbok Del 1:2012*, 6. utg. Oslo, Norge: Norsk Stålforbund, 2012.
- [34] *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*, NS 3472:2001, 2001.
- [35] Norsk Stålforbund, *Sveiste bjelker*, u.å. Hentet fra: <https://www.stalforbund.no/sveiste-bjelker/>. Lastet ned: 12.05.2021.
- [36] EPD Norge, *EPD Bjelker og formstål fra Norsk Stål*, 2020. Hentet fra: [https://www.epd-norge.no/getfile.php/1316047-.1604945871/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-2526-1260\\_Bjelker-og-Formstal.pdf](https://www.epd-norge.no/getfile.php/1316047-.1604945871/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-2526-1260_Bjelker-og-Formstal.pdf). Lastet ned: 12.05.2021.
- [37] Norsk Stål, *Prisliste*, 2018. Hentet fra: <https://pub.webbook.no/norskstaal/prisliste/files/assets/common/downloads/publication.pdf?uni=23991e697f16800de03b267059857752>. Lastet ned 12.05.2021.
- [38] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, 2009.
- [39] J. Eie, *Stålkonstruksjoner*, 2.utg. Oslo, Norge: NKI Forlaget, 2010.
- [40] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 3. utg, Bergen, Norge: Fagbokforlaget, 2020.
- [41] Norsk Stålforbund, *Bjelke-bjelkeforbindelser*, Oslo, Norge: Norsk Stålforbund, 2016.