

Norges miljø- og biovitenskapelige universitet  
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave 2014  
30 stp

# Vurdering av alternative forsterkninger av Kolmila bru.

Assessment of Methods for Strengthening of  
Kolmila Bridge.

Newton Balasubramaniam

## **Forord**

Denne mastergradsoppgaven er skrevet våren 2014 ved, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, institutt for matematiske realfag og teknologi, og i samarbeid med SWECO AS.

Jeg vil først og fremst takke min hovedveileder Dr. Ing. Christian O. Sørensen ved institutt for matematiske realfag og teknologi som veiledet meg gjennom oppgaven.

I SWECO AS har jeg mange å takke. Jeg vil rette en spesiell takk til min veileder Kjetil Rørvik. Jeg vil også takke Amund Geicke og Olav Hauvik. Deres faglige innsikt og kunnskap har vært en stor inspirasjonskilde for meg. Takk for all verdifull veiledning gjennom denne masteroppgaven.

Jeg vil også takke alle som har bidratt i arbeidet med oppgaven.

Takk til familie og venner for støtten og oppmuntringen dere har gitt meg gjennom denne krevende prosessen.

Jeg håper oppgaven kommer til nytte for SWECO AS.

## Sammendrag

I Norge har vi mange skogsbilveger, og mange av disse har bruer som ble bygget på 1950- og 60-tallet. På den tiden var det helt andre laster ved dimensjonering av bruer enn hva vi har i dag. I forbindelse med uttak av skog er det ofte nødvendig å kontrollere om bruene har tilstrekkelig bæreevne. Kolmila bru i Hattfjelldal kommune har to spenn, ett over elva på 26 meter og ett over land på 8 meter. Den er én av mange eldre stålbjelkebruer med tredekke på skogsbilvegene som må forsterkes for å tilfredsstille krav som stilles for tunge vogntog.

I 2012 ble det utført en såkalt spesialinspeksjon av brua, hvor tilstanden for bæresystemet og øvrige elementer ble registrert, og forslag til utbedring ble utarbeidet. I inspeksjonsrapporten antas brua å være underdimensjonert for Bk10, den høyeste bruksklassen som gjenspeiler brukslasten som tillates å trafikkere brua.

Bæreevnen til brua måtte bestemmes, men da selve grunnlaget for dokumentasjonen til brua i form av prosjekteringsarbeid og byggetegninger mangler, ble det i første omgang med god hjelp av inspeksjonsrapporten og skogkonsulenter i Hattfjelldal utarbeidet nødvendig grunnlagsmateriale, som byggetegninger og beskrivelse av utbedringstiltak.

Etter en gjennomregning av hovedbæresystemet, ble bruas bæreevne klassifisert til Bk6, den laveste bruksklassen. Mange ulike forsterkningsmetoder er omtalt, og blant disse fremstår følgende som mest aktuelle:

- Alternativ A – Legge inn ekstra bjelker
- Alternativ B – Forsterkning av bærebjelker ved hjelp av stålplater eller kanalprofiler
- Alternativ C – Anvendelse av strekkstagsystem

Alternativene er prosjektert og byggekostnadene for hvert av dem er estimert.

Konklusjonen, etter analysen og drøftingen av resultatene, er at den beste forsterkningsmetoden for Kolmila bru er å legge inn ekstra bjelker for det korteste bruspennet, og anvende strekkstagsystem for det lengste bruspennet. En kostnadsvurdering viser at det er tre ganger så dyrt å bygge en ny bru fremfor å rehabilitere den gamle brua. Forskjellen er så stor at selv om vedlikeholdskostnadene er lavere og levetiden er lengre, vil livssyklus-kostnaden over et 100-års perspektiv bli større for ei ny bru enn for en rehabilitert bru som krever noe mer vedlikehold i løpet av samme periode. Dermed er det ikke gunstig å totalutskifte Kolmila bru.

## Summary

Norway is home to many forest roads and many bridges were constructed on these roads in the 1950s and 60s. There has been a complete change in the type of vehicles that travel on these bridges and this means that the loads applied on the bridges in those times are different from those of today's, hence the bridges must be examined to estimate if they are strong enough to withstand today's load. One such bridge is the Kolmila Bridge in Hattfjelldal municipality. The bridge has two spans; one above the river at 26 meters and the other above the land at 8 meters. It is one of many older steel beam bridges with timber decks on forest road that needs to be enhanced to meet the requirements imposed by heavy trucks.

In 2012, a special inspection of the bridge was performed. The condition of the load bearing structure and other elements were found to be deficient according to current requirements. The findings of the study established that the bridge had design limitations for user class 10, the highest user class that reflects the user load permitted on the bridge.

The load bearing capacity of the bridge had to be determined for this project, but key aspects that form the very basis of the documentation, of engineering and design drawings were unavailable. However, relying on the inspection report and forestry consultants in Hattfjelldal for initial background material, structure design plans were drawn and several recommendations were formulated as remedial measures to rectify the design limitations.

An analysis of the main load bearing structure revealed that the bridge's load bearing capacity conformed to user class 6, the lowest possible rating. Many different strengthening methods are discussed, among which the following stand out as the most common:

- Option A - Adding extra beams
- Option B - Reinforcement of beams using steel plates or U channels
- Option C - Application of tension rod system

The structural design of the alternatives listed above was evaluated. Additionally, the cost of each option was estimated.

The conclusion, after analysis and discussion of the results, is that the best strengthening method for Kolmila Bridge is to add extra beams for the shortest bridge span, and apply tension rod system to the longest bridge span. Considering design and cost-benefit analysis it was deduced that it would cost three times as much to design an entirely new bridge as opposed to rehabilitating the existing bridge. The difference is so great that even though maintenance costs are lower and the design life is longer for a new bridge compared to the rehabilitated of the old bridge, the life cycle cost (LCC) from a 100 - year perspective will be larger for the new bridge than for the rehabilitated bridge and therefore, it is not recommended that Kolmila Bridge be entirely replaced.



## Terminologi

Nedenfor er det en liste med enkle forklaringer på ord og uttrykk som benyttes terminologien for bruer.

Aksellast:	Aksellast er den samlede lasta som overføres av alle hjul på en aksel.
Brudekke:	Underlag for trafikken på brua.
Brukar:	Landkar eller pilar.
Bærebjelker:	Bjelker av stål, som står for hovedbæresystemet når det gjelder stålbjelkebruer. Bjelkene ligger parallelt med kjøreretningen under brudekke.
Landkar:	Den bærende konstruksjonen hviler på et landkar i hver ende. Landkaret lages ofte av betong eller murt stein, og fører laster fra hovedbæresystemet og ned til grunnen.
Overbygning:	Overbygningen består av en bærende konstruksjon og et brudekke, og føres fra den ene enden av brua til den andre.
Pilar:	Konstruksjonselement som settes opp som støtte for overbygningen i spennet mellom landkarene.
Skrensekant:	Kjørebanelen avgrenses av forhøyde skrensekantar på hver side i kjøreretningen. Elementet kan hindre at kjøretøy kjører utfor.
Slitelag:	Også kalt slitedekke, fungerer som beskyttelse mot slitasje fra trafikken på brua. Slitelaget kan bestå ulike materialer avhengig av brutype. På stålbjelkebruer ligger slitelaget av tre oppå strøveden.
Spennvidde:	Horisontal avstand mellom senter opplager på det ene brukaret til det neste.
Strøved:	Trebjelker som ligger på tvers av kjøreretningen på bærebjelkene, og utgjør sekundærbæresystemet.
Tverrbærere:	Konstruksjonselement som hovedsakelig skal forhindre vipping av bærebjelker, og ligger på tvers av kjøreretningen. Elementet kan utformes på mange måter.

## Symbolliste

### *Store latinske bokstaver*

A	Aksellast
$A_v$	Skjærareal
$A_{ef}$	Effektiv kontaktflate under trykk vinkelrett på fiberretningen
$B_{bru}$	Total brubredde
$B_{kjøre}$	Føringsavstand/Kjørebane
$F_1$	Oppspenningskraft for strekkstag
$F_2$	Oppspenningskraft for strekkstag I rammekonstruksjon
$F_{E,90,d}$	Dimensjonerende hjullast
$F_{t,11,Rd}$	Dimensjonerende strekkapasitet for strekkstag
$F_{t,22,Rd}$	Dimensjonerende strekkapasitet for strekkstag i rammekonstruksjon
$F_{t,11,Ed}$	Dimensjonerende strekkraft for strekkstag
$F_{t,22,Ed}$	Dimensjonerende strekkraft for strekkstag i rammekonstruksjon
G	Karakteristisk genlast
$G_{k,j,sup}$	Øvre karakteristiske Verdi for en permanent påvirkning j
$G_d$	Dimensjonerende egenlast
$G_{stål}$	Egentlast for stål
$G_{tre}$	Egentlast for tre
H	Hjullast
$H_{tot}$	Høyden til det sammensatte tverrsnittet
I	Treghtetsmoment / 2. arealmoment
$L_A$	Spennvidde A
$L_B$	Spennvidde B
$L_{Bjelke}$	Bjelkelengde
$L_{UPE}$	Lengde av kanalprofil
$L_p$	Lengde av stålplate
$M_{A,d}$	Dimensjonerende moment på grunn av aksellast
$M_{Ed}$	Dimensjonerende moment
$M_{c,Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet
$M_{y,Ed}$	Dimensjonerende moment om y-aksen
$M_{y,pl,Rd}$	Dimensjonerende plastisk momentkapasitet om y-aksen
$N_{b,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet ved bøyingsknekking for en stav med sentrisk trykk
$N_{c,Rd}$	Tverrsnittets dimensjonerende aksialkraftkapasitet ved trykkpåkjenning
$N_{Ed}$	Dimensjonerende aksialkraft
$Q_{ki}$	Karakteristisk verdi for den dominerende variable påvirkningen i
$S_y$	Statisk moment om y-aksen
V	Totalvekt
$V_{Ed}$	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd}$	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet
$V_{xy}$	Totalvekt per kvadratmeter
$V_{z,Ed}$	Dimensjonerende skjærkraft retning z-akse
$V_{z,pl,Rd}$	Dimensjonerende plastisk skjærkraft retning z-akse
W	Motstandsmoment
$W_{y,pl}$	Plastisk motstandsmoment om y-aksen

### *Små latinske bokstaver*

a	akselavstand
$b_{ef}$	Effektiv bredde
$f_{c,90,d}$	Dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fiberretningen
$f_d$	Dimensjonerende materialfasthet
$f_{m,k}$	Karakteristisk bøyefasthet
$f_{m,d}$	Dimensjonerende bøyefasthet

$f_{v,k}$	Karakteristisk skjærfasthet
$f_{v,d}$	Dimensjonerende skjærfasthet
$f_y$	Flytegrense for stål
$g$	Tyngdens akselerasjon
$k_{cr}$	Oppsprekkingsfaktor til bruk for å bestemme skjærmotstand
$k_{mod}$	Fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse
$m$	Kilogram per løpemeter
$m.o.h.$	Meter over havet
$q_{bd}$	Jevnt fordelt last fra brudekkets egenvekt
$r$	Hulkilradius
$t_f$	Flenstykkelse
$t_p$	Platetykkelse
$t_w$	Stegtykkelse

#### Latinske bokstaver

$\Upsilon_{G,j,sup}$	Partialfaktor for permanent påvirkning $j$
$\Upsilon_{M0}$	Materialfaktor for stål
$\Upsilon_m$	Materialfaktor for stål med ukjent stålkvalitet
$\Upsilon_{stål}$	Materialtetthet for stål
$\Upsilon_{tre}$	Materialtetthet for tre
$\Upsilon_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning $i$
$\delta$	Maksimal opptredende nedbøyning
$\delta_{maks}$	Maksimal tillatt nedbøyning
$\xi$	Reduksjonsfaktor
$\sigma_{c,90,d}$	Dimensjonerende trykkspenning vinkelrett på fiberretningen
$\phi$	Vinkelen mellom skråstiver og landkar
$\Psi_{0,i}$	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning $i$

# Innholdsfortegnelse

1. Innledning.....	1
1.1 Problemstilling .....	1
2. Grunnlagsmateriale .....	2
2.1 Bruas utforming.....	3
2.2 Flomvannstand .....	4
2.3 Bruinspeksjon.....	5
2.3.1 Tilstandsregistrering.....	5
2.3.2 Tiltak .....	6
3. Bæreevnen til Kolmila bru .....	8
3.1 Beregningsgrunnlag.....	8
3.2 Beregninger .....	11
3.2.1 Avgrensninger .....	11
3.2.2 Bruklassifisering.....	12
4. Forsterkning av Kolmila bru .....	13
4.1 Forsterkningsmetoder .....	13
4.1.1 Legge inn ekstra bjelker .....	13
4.1.2 Forkorte spennvidden ved hjelp av skråstiver .....	16
4.1.3 Forkorte spennvidden ved hjelp av søyle .....	18
4.1.4 Forsterkning av eksisterende bærebjelker ved hjelp av kanalprofiler eller stålplater.....	18
4.1.5 Anvendelse av strekkstagsystem .....	20
4.1.6 Underliggende fagverk .....	23
4.1.7 Extradosed .....	23
4.2 Vurdering og valg av aktuelle forsterkningsmetoder .....	24
4.3 Dimensjonering .....	25
4.3.2 Dimensjonering av alternativ A – Legge inn ekstra bjelker.....	26
4.3.3 Dimensjonering av alternativ B – Forsterkning av bærebjelker ved hjelp av stålplater eller kanalprofiler .....	27
4.3.4 Dimensjonering av alternativ C – Anvendelse av strekkstagsystem .....	28
5. Kostnadsberegninger.....	30
5.1 Forutsetninger.....	30
5.2 Felleskostnader for alle alternativer. ....	33
5.3 Byggekostnader for alternativ A .....	33
5.4 Byggekostnader for alternativ B.....	34
5.5 Byggekostnader for alternativ C.....	35

5.6 Sammenligning av byggekostnadene .....	37
6. Drøfting av analysen .....	39
6.1 Drøfting av forutsetningene.....	39
6.2 Drøfting av resultatene .....	40
7. Konklusjon .....	41
8. Referanser.....	42
Vedlegg .....	43
Vedlegg A – Bruklassifiseringsberegninger.....	44
Vedlegg B – Kontrollberegning ved BkT8 trippelboggilast for spennvidde A.....	50
Vedlegg C – Kontrollberegning ved BkT8 vogntoglast for spennvidde B .....	54
Vedlegg D – Dimensjonering av alternativ A .....	59
Vedlegg E – Dimensjonering av alternativ B.....	65
Vedlegg F – Dimensjonering av alternativ C .....	77
Vedlegg G – Dimensjonering av tredekke .....	87
Vedlegg H – Utarbeidede tegninger .....	90
Vedlegg I – Spesialinspeksjonsrapport, Kolmila bru .....	95

## Figurliste

Figur 1: Oversiktskart over bruas beliggenhet .....	2
Figur 2: Oppriss av Kolmila bru med relevante betegnelser .....	3
Figur 3: Bruoverbygningen med relevante betegnelser .....	4
Figur 4: Bruoverbygningen med relevante betegnelser .....	4
Figur 5: Oversiktstabell over tillatte trafikklaster for ulike lasttyper og bruksklasser .....	9
Figur 6: Bredden av lastfelt .....	10
Figur 7: Lastfeltenes plassering i plan .....	10
Figur 8: Legge inn ekstra bjelker .....	14
Figur 9: Utrivningstendens av landkar/pilar .....	15
Figur 10: Forsterkning ved innføring av skråstivere .....	16
Figur 11: Forklaringsskisse ved bruk av skråstivere .....	17
Figur 12: Massive landkar med bakmur .....	17
Figur 13: Forsterkning ved innføring av søyle .....	18
Figur 14: Forsterkning av eksisterende bærebjelker .....	18
Figur 15: Strekkstag .....	20
Figur 16: Strekkstag med èn rammekonstruksjon på midten .....	20
Figur 17: Utformingsforslag av rammekonstruksjon .....	21
Figur 18: Strekkstag med to rammekonstruksjoner .....	22
Figur 19: Underliggende fagverk .....	23
Figur 20: Hengverk .....	23
Figur 21: Eksisterende bjelker .....	25
Figur 22: 2 x IPE 300 legges inn som ekstrabjelker for spennvidde A .....	26
Figur 23: 2 x HE900 A legges inn som ekstra bjelker for spennvidde B .....	26
Figur 24: Alternativ C – Oppriss for spennvidde A .....	28
Figur 25: Alternativ C – Oppriss for spennvidde B .....	29
Figur 26: Alternativ C – Snitt A-A for spennvidde B .....	29
Figur 27: Vedlikeholssystem 1 .....	30
Figur 28: Typisk tverrprofil av ei stålbelebru med tredekke .....	31
Figur 29: Dimensjoner for lager .....	32
Figur 30: Lagerdetalj .....	32
Figur 31: Sammenligning av byggekostnader for spennvidde A .....	37
Figur 32: Sammenligning av byggekostnader for spennvidde B .....	37
Figur 33: Sammenligning av byggekostnadene - søylediagram .....	38
Figur 34: Sammenligning av byggekostnadene - linjediagram .....	38

Figur 35: Lastene plassert i ugunstigste og gunstigste stilling i tverretningen.....	44
Figur 36: Kjøretøylast – lasttilfelle som gir størst bøyemoment.....	45
Figur 37: Kjøretøylast – lasttilfelle som gir størst skjærkraft.....	45
Figur 38: Trippelboggilast – lasttilfelle som gir størst bøyemoment.....	46
Figur 39: Trippelboggilast – lasttilfelle for som gir størst skjærkraft.....	47
Figur 40: Vogntoglast – lasttilfelle for som gir størst bøyemoment.....	48
Figur 41: Vogntoglast – lasttilfelle for som gir størst skjærkraft.....	48
Figur 42: Trippelboggilast – BkT8 bøyemoment.....	51
Figur 43: Momentdiagram for trippelboggilast – BKT8.....	52
Figur 44: Trippelboggilast – BkT8 skjærkraft.....	52
Figur 45: Skjærkraftdiagram for trippelboggilast – BKT8.....	53
Figur 46: Vogntoglast – BkT8 bøyemoment (1).....	55
Figur 47: Vogntoglast – BkT8 bøyemoment (2).....	55
Figur 48: Momentdiagram for vogntoglast – BKT8.....	56
Figur 49: Vogntoglast – BkT8 skjærkraft.....	57
Figur 50: Alternativ A – spennvidde A.....	59
Figur 51: Alternativ A momentdiagram – spennvidde A.....	60
Figur 52: Alternativ A nedbøyning – spennvidde A.....	61
Figur 53: Alternativ A – spennvidde B.....	62
Figur 54: Alternativ A momentdiagram – spennvidde B.....	63
Figur 55: Alternativ A nedbøyning – spennvidde B.....	64
Figur 56: Avstand mellom stålplate og opplager.....	65
Figur 57: Alternativ B.1 – spennvidde A.....	66
Figur 58: Alternativ B.1 nedbøyning – spennvidde A.....	68
Figur 59: Alternativ B.1 – spennvidde B.....	69
Figur 60: Alternativ B.1 nedbøyning – spennvidde B.....	70
Figur 61: Alternativ B.2 – spennvidde A.....	72
Figur 62: Alternativ B.2 nedbøyning – spennvidde A.....	73
Figur 63: Alternativ B.2 – spennvidde B.....	75
Figur 64: Alternativ B.2 nedbøyning – spennvidde B.....	76
Figur 65: Alternativ C.1 – spennvidde A.....	77
Figur 66: Alternativ C.1 nedbøyning ved kun egenvekt– spennvidde A.....	78
Figur 67: Alternativ C.1 aksialdiagram – spennvidde A.....	78
Figur 68: Alternativ C.1 momentdiagram – spennvidde A.....	79
Figur 69: Alternativ C.1 skjærkraftdiagram – spennvidde A.....	79
Figur 70: Alternativ C.1 nedbøyning – spennvidde A.....	80

Figur 71: Alternativ C.1 – spennvidde B.....	81
Figur 72: Egenskaper for strekkstag.....	82
Figur 73: Alternativ C.1 nedbøyning ved kun egenvekt– spennvidde B.....	82
Figur 74: Alternativ C.1 aksialdiagram – spennvidde B .....	83
Figur 75: Alternativ C.1 momentdiagram – spennvidde B .....	83
Figur 76: Alternativ C.1 skjærkraftdiagram – spennvidde B .....	84
Figur 77: Alternativ C.1 nedbøyning – spennvidde B.....	84
Figur 78: Alternativ C.2 – spennvidde B.....	85
Figur 79: Kritiske detaljer for alternativ C .....	86
Figur 80: Detalj C.2 – spennvidde B.....	86
Figur 81: Lasttilfeller for dimensjonering av tredekke.....	87
Figur 82: Lastutbredelse ved hjullast .....	89

## Tabelliste

Tabell 1: Oppsummering av spesialinspeksjonsrapportens tilstandsregistrering.....	5
Tabell 2: Oversikt over anbefalte tiltak .....	6
Tabell 3: Lastfaktorer ved kontroller i bruddgrensetilstanden .....	11
Tabell 4: Lastfaktorer ved kontroller i bruksgrensetilstanden.....	11
Tabell 5: Bruklassifisering .....	12
Tabell 6: Dimensjoneringsresultater for alternativ B .....	27
Tabell 7: Felleskostnader for alle alternativer .....	33
Tabell 8: Byggekostnad – Alternativ A, spennvidde A.....	33
Tabell 9: Byggekostnad – Alternativ A, spennvidde B.....	34
Tabell 10: Byggekostnad – Alternativ B.1, spennvidde A.....	34
Tabell 11: Byggekostnad – Alternativ B.1, spennvidde B .....	35
Tabell 12: Byggekostnad – Alternativ B.2, spennvidde A .....	35
Tabell 13: Byggekostnad – Alternativ C, spennvidde A .....	36
Tabell 14: Byggekostnad – Alternativ C, spennvidde B .....	36
Tabell 15: Lastkombinasjoner .....	44
Tabell 16: Kontroll av bøyemoment ved kjøretøylast .....	45
Tabell 17: Kontroll av skjær ved kjøretøylast .....	46
Tabell 18: Kontroll av nedbøyning ved kjøretøylast.....	46
Tabell 19: Kontroll av bøyemoment ved trippelboggilast.....	47
Tabell 20: Kontroll av skjær ved trippelboggilast.....	47
Tabell 21: Kontroll av nedbøyning ved trippelboggilast.....	47



Tabell 22: Kontroll av bøyemoment ved vogntoglast .....	48
Tabell 23: Kontroll av skjær ved vogntoglast .....	49
Tabell 24: Kontroll av nedbøyning ved vogntoglast .....	49

# 1. Innledning

I Norge har vi mange skogsbilveger, og mange av disse har bruer som ble bygget på 1950- og 60-tallet. På den tiden var det helt andre dimensjoner på kjøretøyene enn det er på dagens kjøretøy som trafikkerer bruene. Tømmerbilene kjørte med mye mindre lass enn det som er vanlig i dag. Dagens fullastede tømmerbiler med tilhengere med en totalvekt på rundt 60 tonn, er mye større enn datidens maksimale totalvekt på kjøretøyene. Bruene som ble bygget på 50- og 60-tallet ble forståelig nok dimensjonert for datidens kjøretøystørrelse og trafikkvolum og dermed tåler de ikke belastninger fra dagens tømmerbiler og maskintransport. Disse bruene er typiske flaskehalser på skogsbilvegene som transportørene møter. Det hender at tømmerbiler må kjøre med halv lass over strekninger der bruer ikke tåler fullastede tømmerbiler. For at disse bruene skal tilfredsstillere dagens krav til bæreevne må de enten forsterkes eller utskiftes. [7, 12]

Kolmila bru, utført i 1951, i Hattfjelldal kommune har to spenn, et over elva på 26 meter og et over land på 8 meter. Den er en av mange eldre stålbjelkebruer med tredekke som må forsterkes på skogsbilvegene for å tilfredsstillere krav som stilles for tunge vogntog. Tilstanden til brua har blitt vurdert ved enkle inspeksjoner og nødvendige tiltak for dens drift og vedlikehold har blitt gjennomført gjennom bruas levetid. Ved siste befaring på brua i 2012, utførte Safe Control AS en spesialinspeksjon på vegne av Statskog. Tilstanden på bæresystemet og øvrige elementer ble vurdert, og forslag til utbedring ble utarbeidet. Det ble fastslått at brua har skader og mangler som påvirker bæreevnen og trafiksikkerheten, og antatt at brua ikke tilfredsstiller krav som stilles for tunge vogntog.

SWECO AS deltar i anbudskonkurransen, hvor Statskog er byggherre. Denne gjelder utskifting av overbygningen til Kolmila bru for å oppnå dagens høyeste bruksklasse, Bk10, samt generell rehabilitering av landkar og pilar på den mest kostnadseffektive måten. Denne oppgaven har som mål å finne fram til billigere forsterkningsmetoder som alternativ til ny overbygning.

## 1.1 Problemstilling

Denne tekniskøkonomiske analysen har som mål å svare på følgende problemstilling:

**Hvilken forsterkningsmetode er den mest lønnsomme for Kolmila bru, og kan det eventuelt være rimeligere med en totalutskiftning av brua?**

For å kunne besvare problemstillingen tas det hensyn til parametere som:

- Tilstanden til brua
- Lastvirkning
- Byggekostnader
- Byggetid

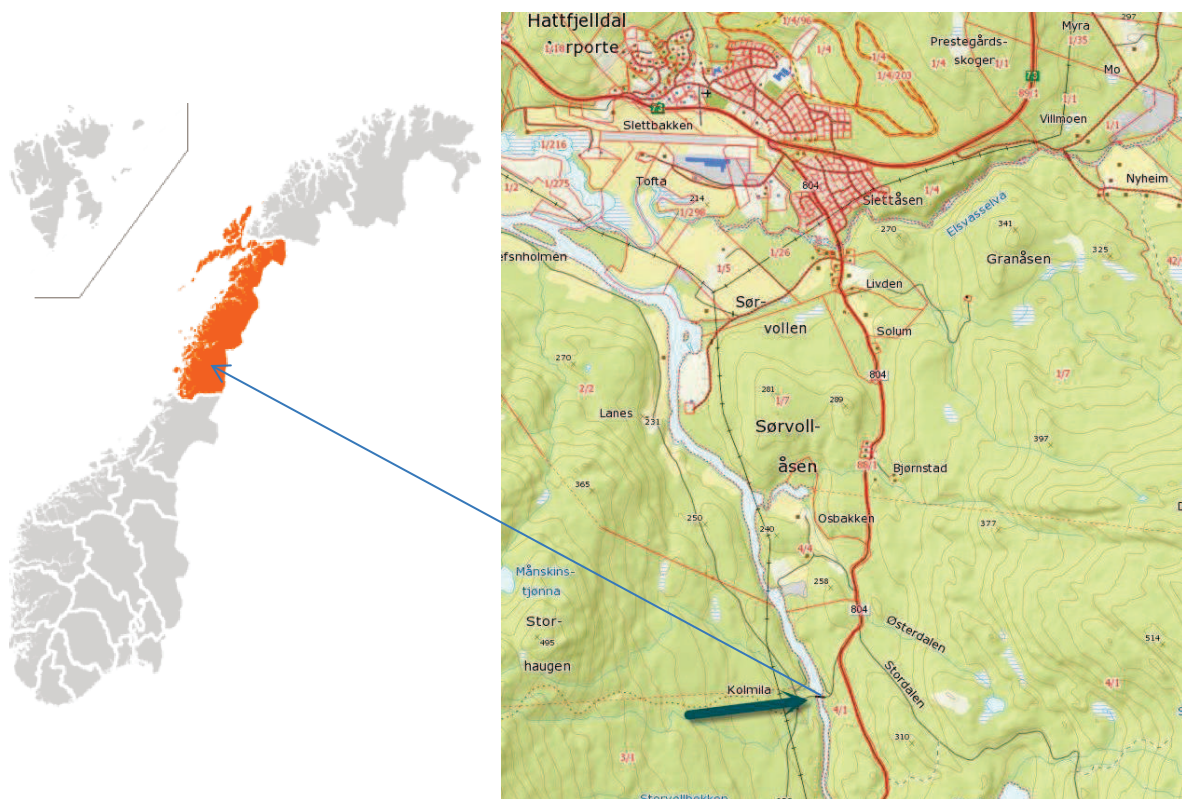
## 2. Grunnlagsmateriale

«Grunnlaget for dokumentasjonen til bruer ligger i prosjekteringsarbeidet og byggetegninger»[13].

Brudata, tegninger og byggebeskrivelser er nyttig grunnlagsmateriale for prosjektering av bruforsterkninger. Som regel er slikt materiale tilgjengelig i lokale registre/arkiv hos kommune eller fylke, men for Kolmila bru finnes ikke denne viktige informasjonen[13].

Det finnes lite historisk dokumentasjon på brukonstruksjonen. Skogkonsulenten Halle Heggli i Hattfjelldal, ansatt i Statskog siden 1986, er blant dem som kjenner brua best. Heggli var villig til å dele sin kjennskap om Kolmila bru. Først og fremst er brua bygget for tømmertransport. Det var Statens vegvesen som stod for bruprojektet, utført i 1951. Før spesialinspeksjonen i 2012, var det en inspeksjon av brua i 1980. Rundt midten av 1990-tallet ble både tredekket og rekkverket byttet ut med nytt. Påstøp på landkar og vingemur ble utført samtidig. Det er tenkelig at kryssavstiverne i stål er sveist på under samme periode. Etter spesialinspeksjonen i 2012 er intet foretatt.

Kolmila bru ligger ca. 3 km rett sør for Hattfjelldal sentrum i Nordland fylke i Norge.



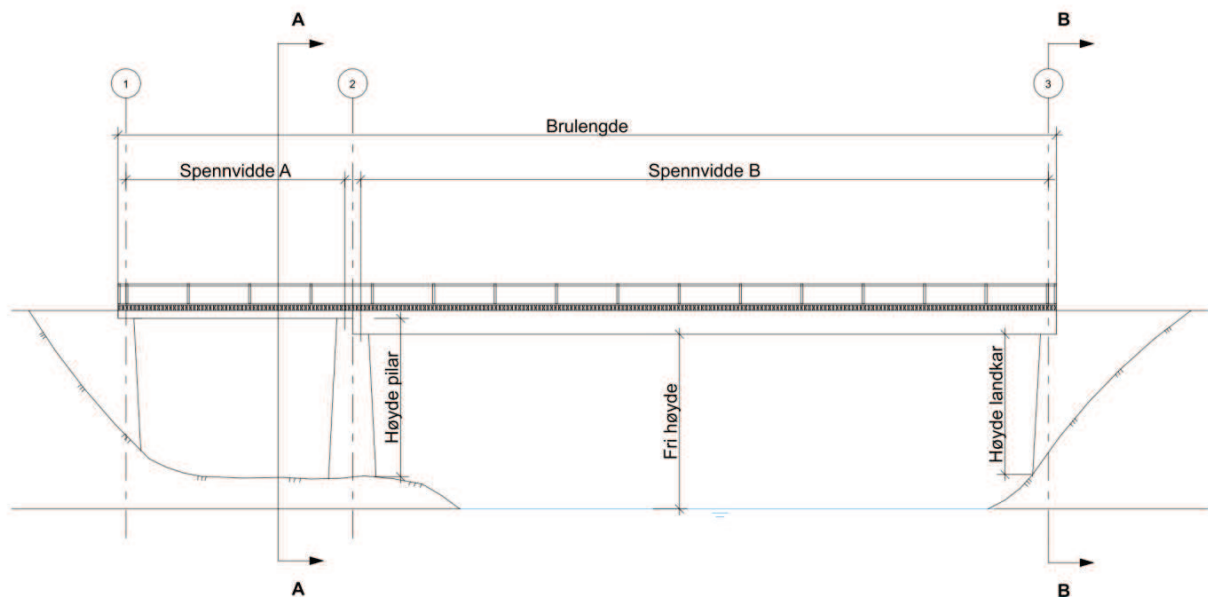
Figur 1: Oversiktskart over bruas beliggenhet i forhold til Hattfjelldal sentrum i Nordland fylke i Norge [21].

## 2.1 Bruas utforming

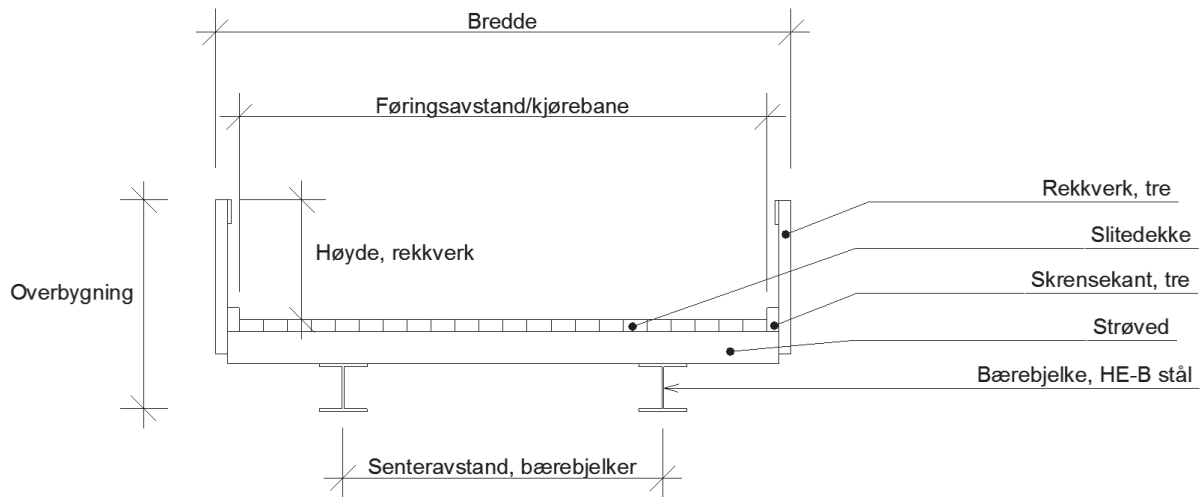
På grunnlag av antagelser og tilgjengelig data, dvs. bilder og målinger gjort av skogkonsulenten Trond Nordås og Statskog i forbindelse med spesialinspeksjonen, er det, som en del av oppgaven, i henhold til Håndbok 139 [3] utarbeidet nødvendige tegninger av oppriss, tverrprofiler og situasjonskart som grunnlag for videre arbeid i oppgaven. Disse tegningene finnes i vedlegg G.

Det er forutsatt at alle mål som lengder, spennvidder, bredder, føringer, høyder og dybder som er gjengitt i inspeksjonsrapporten og oppmålinger gjort i ettertid er målt horisontalt/vertikalt. Både spennvidde A og B er definert som senteravstanden mellom opplagerne, der opplager antas å være plassert på midten av landkarhylla/pilarhylla. Landkarene/pilaren antas å stå vinkelrett på kjøreretningen.

Figurene 2 og 3 illustrerer akseinndeling og definisjoner på ulike mål og elementer som refereres til videre i oppgaven. Akseinndelingen er sett fra oppstrøm side.



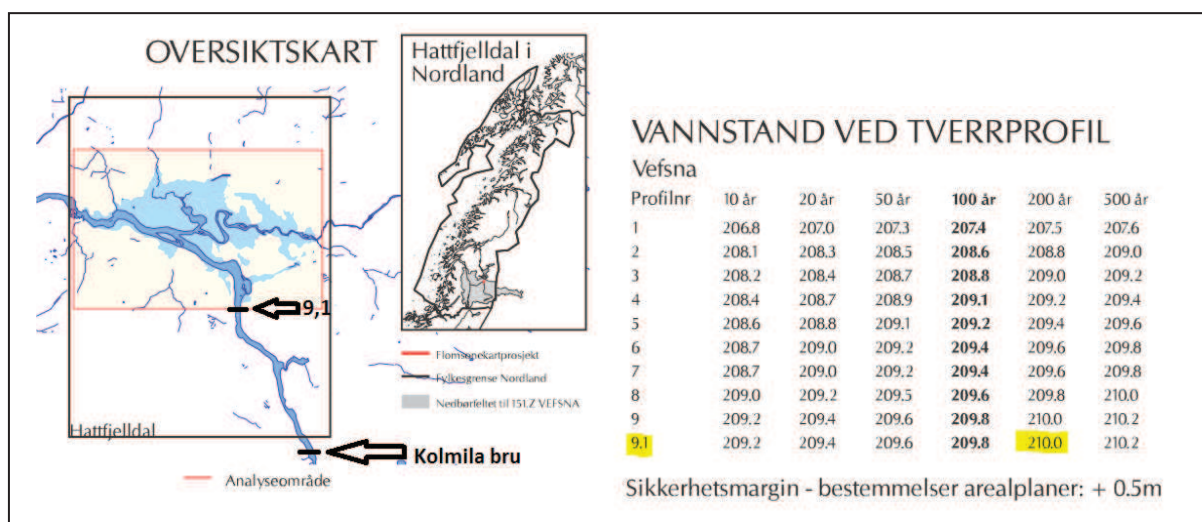
Figur 2: Oppriss av Kolmila bru med relevante betegnelser.



Figur 3: Bruoverbygningen med relevante betegnelser.

## 2.2 Flomvannstand

Siden det er kjent at Vefsna elva går under brua, er det viktig å ta hensyn til flom ved vurdering av forsterkningselementer på undersiden av overbygningen, som for eksempel underliggende fagverk. Det er i forbindelse med oppgaven ikke utført flomlinjeberegninger. Som figur 4 viser, er vannstanden ved en 200-årsflom valgt til 210,0 m.o.h. Verdien er ikke eksakt men en antagelse basert på NVEs analyser gjort på et avgrenset område i Hattfjelldal. Til høyre i samme figur vises en oversikt for vannstanden ved ulike tverrprofiler. Det er funnet ut at profilnummer 9,1 er det nærmeste profilet for brua. Siden fallet til elva er relativt lite mellom Kolmila bru og profil 9,1, er verdien for nevnte profilnummer egnet til bruk.



Figur 4: Oversikt over flomvannstand i Hattfjelldal kommune [22].

## 2.3 Bruinspeksjon

Safe Control AS utførte, på vegne av Statskog, spesialinspeksjon av Kolmila bru i 2012. De har utarbeidet en inspeksjonsrapport som danner hovedgrunnlaget for oppgaven. Se Vedlegg I [6].

Tilstanden for bæresystemet og øvrige elementer ble registrert, og forslag til utbedring ble utarbeidet. Rapporten er omfattende og gir et klart bilde av bruas forfatning og dermed er det mulig å beskrive nødvendige tiltak for rehabilitering av brua.

### 2.3.1 Tilstandsregistrering

Safe Controls tilstandsregistrering for ulike konstruksjonselementer er gjengitt i tabell 1.

Tabell 1: Oppsummering av spesialinspeksjonsrapportens tilstandsregistrering [6].

<b>Konstruksjons- element</b>	<b>Tilstandsregistrering</b>	
<b>Fylling</b>	Fyllingen som består av steinmurer og fyllmasser av stein og grus, er begrodd av mose, busker og trær som anbefales fjernet. Den viktigste årsaken til anbefalingen er at røttene på trærne har potensiale til å skape sprengning i steinmurene.	
<b>Landkar</b>	Landkarene er av betong og har noe riss/sprekker og kalkutfelling	
	<b>Akse 1</b> Landkar akse 1 har noe støpesår på pøstøpt vingemur.	<b>Akse 3</b> Det er to mindre utvaskinger av betong mot fjell og brudd i betongen med løse deler på landkarvingen når det gjelder landkar akse 3.
<b>Pilar</b>	Pilaren har en mindre utvasking og små riss/sprekker og kalkutfelling. Skadene er ikke like store som for landkarene.	
<b>Hovedbjelker</b>	Det er totalt fire hovedbjelker i stål, hvorav de to største som sannsynligvis er DIP 90 (HE 900B) går over det lengste spennet på omtrent 26 m og de to andre, sannsynligvis DIP30 (HE 300B) som går over det korte spennet på 8,275 m. Det er spesielt oppdaget noe korrosjon i øvre flens og ved opplagring.	
	<b>Spennvidde A</b> De løse treplankene som er benyttet som sideveisavstivning har ingen funksjon.	<b>Spennvidde B</b> Det er både kryssavstivere i stål og tre. De to som er i stål er sannsynligvis sveiset på i ettertid, og de resterende som er av tre har ingen funksjon. Ved opplagringspunktene er det støpt endetverrberer.
<b>Lager/ lageravsats</b>	Lageravsatsene har ikke blitt vedlikeholdt og rengjort slik at grus og skitt som tildekker har gjort det vanskelig for inspeksjon.	
	<b>Spennvidde A</b>	<b>Spennvidde B</b>

	Det er sannsynligvis brukt stålplater med klemmer for sidestyling på landkar.	Det er montert fastlager og rullelager i stål på henholdsvis pilar og landkar.
<b>Brudekke</b>	Ifølge inspeksjonsrapporten: Strøved av dimensjon 75 x 200 mm c/c 150 mm utgjør sekundærbæresystemet. Begynnende råte er synlig på bjelkeendene, dermed er det et tegn til at det skjuler seg skader innover i bjelkene også.	
<b>Slitelag</b>	Slitelaget som består av treplanker har omfattende råteskader.	
<b>Fuge/ fugekonstruksjon</b>	En viktig årsak til at det er mye grus og skitt på lager/lageravsatser er manglende etablering av fugekonstruksjoner på brua.	
<b>Brurekkverk</b>	<b>Tre</b>	<b>Stål</b>
	Brua har ikke kjøresterkt rekkverk. På grunn av dets lave høyde og dårlig innfesting er det også utrygt for gående. Det er tegn til begynnende råte på rekkverket.	På landkarene er rekkverket av vinkelstål, og i likhet med trekkverket har også disse en høyde som er lavere enn dagens standard og ikke kjøresterkt.

### 2.3.2 Tiltak

Safe Control anbefaler, i sin rapport, tiltak vist i tabell 2.

Tabell 2: Oversikt over anbefalte tiltak [6].

<b>Konstruksjons-Element</b>	<b>Tiltak</b>
<b>Fylling</b>	Mose, busker og trær i nærheten fjernes.
<b>Landkar</b>	Avskallinger, støpesår, utvasking, riss og sprekker utbedres med mekanisk reparasjon samtidig som bevegelige deler på betongvingen fjernes og deretter påstøpe ny del av vingemur.
<b>Pilar</b>	De største sår og sprekker repareres.
<b>Hovedbjelker</b>	Sandblåsing av rust, før overflatebehandling med sinkmaling. All sideveis avstivning erstattes med nytt, unntatt endetverrbærerne ved opplager for spennvidde B. Se kapittel 4.3.1.
<b>Lager/ lageravsats</b>	Rengjøring av samtlige lageravsats. Nye lagere etableres.
<b>Brudekke</b>	Hele sekundærbæresystemet, altså strøved, skiftes ut da det er uvisst om de har ønsket bæreevne.
<b>Slitelag</b>	Skiftes ut.

<b>Fuge/ fugekonstruksjon</b>	Tette fugeløsninger etableres.
<b>Brurekkverk</b>	Byttes til nytt.



### 3. Bæreevnen til Kolmila bru

Det er vanlig å klassifisere veibruer i brukklasser som betegner de tillatte laster på ulike veier [13]. Byggherrens, altså Statskogs ønske er å forsterke brua slik at den tilfredsstillende kravene ved høyeste bruksklasse, altså Bk10.

Siden dokumentasjon for tidligere klassifisering av brua ikke er kjent, er det nødvendig å foreta en gjennomregning av konstruksjonen. Konstruksjonselementenes kapasiteter kontrolleres mot de enkelte brukklassenes tillatte trafikklaster, og kapasiteten til det svakeste elementet vil være dimensjonerende ved klassifisering av brua [13].

#### 3.1 Beregningsgrunnlag

*Statens vegvesen håndbok 238 (Normaler): Bruklassifisering* (Håndbok 238), er selve regelverket for brukklassifisering og de definerte størrelsene på brukslastene som skal benyttes, gjelder som minimumskrav ved klassifisering av eksisterende bruer[2].

Med brukslast menes den trafikklaster som tillates kjørt fritt på brua, og ofte angis denne som bruksklasse. Følgende brukklasser benyttes:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

Hver bruksklasse angir den maksimalt tillatte aksellast, totalvekt og last fra akselkombinasjoner, samt avstanden mellom akslene for ulike lastkonfigurasjoner. Figur 5, hentet fra Håndbok 238, viser de gjeldene vertikale laster for hver av brukklassene. Følgende forkortelser er brukt i figuren:

- H=Hjullast
- A=Aksellast
- V=Totalvekt

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) $H_{kN}$	Bruksklasser				
			Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A <sub>1</sub>	65	40	40	30
		A <sub>2</sub>	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A <sub>1</sub>	70	60	50	40
		A <sub>2</sub>	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig						
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

(\*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebannen.

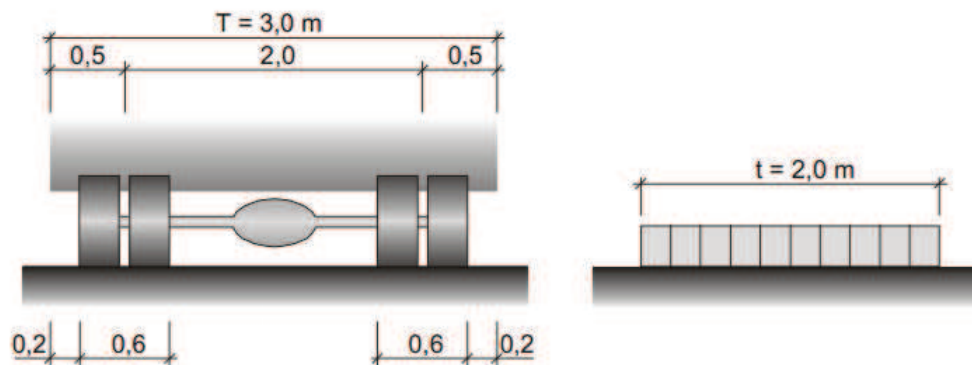
Figur 5: Oversiktstabell for tillatte trafikklaster for ulike lasttyper med tilhørende lastkonfigurasjoner for de forskjellige bruksklassene [2].

Håndboka beskriver videre at trafikklaster skal plasseres på brua i den mest ugunstige posisjon i lengde- og tverretningen innenfor føringsavstanden. For definisjon av føringsavstand, se figur 3. Den mest ugunstige lastkonfigurasjonen gjengitt i figuren skal velges for det enkelte konstruksjonselement. Kapasiteten til det svakeste elementet vil være dimensjonerende ved klassifisering av brua.

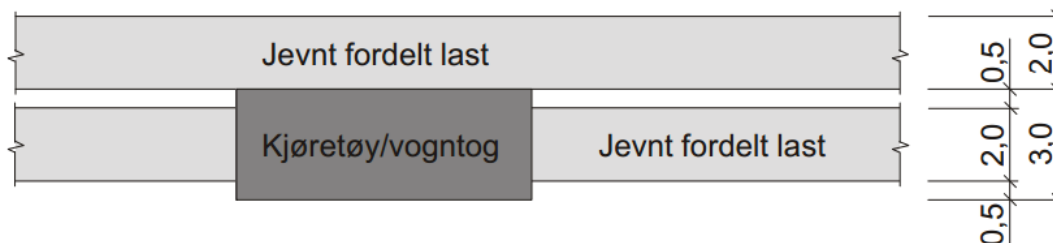
I tverretningen plasseres lastene i mest ugunstige stilling innenfor føringsbredden. Figurene under illustrerer henholdsvis de ulike breddebehovene og lastfeltenes plassering i planet.

Bredden for tunge kjøretøy/vogntog er definert som 3,0 m, mens for lett trafikklaster, den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m, skal kunne oppta en bredde på 2 m. Figur 6 viser bredden av lastfelt.

Det forutsettes at lastene i samme lastfelt har samme eksentrisitet. Se figur 7.



Figur 6: Bredden av lastfelt [2].



Figur 7: Lastfeltenes plassering i plan [2].

I Håndbok 238 er det stilt krav til at følgende egenvekter benyttes:

- Stål = 77 kN/m<sup>3</sup>
- Tre = 8 kN/m<sup>3</sup>

Kapasitetskontroll utføres i henhold til gyldige standarder, men i Håndbok 238 det er gitt spesielle verdier for materialfaktorer og materialfastheter som benyttes ved brukklassifisering.

For bruer med ukjent stål kvalitet antas St. 37, nå betegnet S 235. Materialfaktoren,  $\gamma_m$ , for konstruksjonsstål brukt i perioden da brua ble bygget er 1,20. [2]

Følgende grensetilstander kontrolleres:

- Bruddgrensetilstand
  - Bøyemoment
  - Skjærkraft
- Bruksgrensetilstand
  - Nedbøyning

Beregninger utføres etter partialfaktormetoden. Håndbok 238 oppgir veiledende verdier for lastfaktorer som er foreldet og ugyldige i dag. Derfor er både lastfaktorer og lastkombinasjoner hentet fra NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010 [15]. En forenkling av Tabell NA.A2.4 (B) er vist i tabell 3.

Tabell 3: Lastfaktorer ved kontroller i bruddgrensetilstanden. Tabell NA.A2.4 (B) i NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010 [15].

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P Egenlast, G	Variable laster, Q For trafikklast
<b>a</b>	$\gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$ $= 1,35 \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$ $= 1,35 \cdot 0,7 \cdot Q_{ki}$ $= 0,945 \cdot Q_{ki}$
<b>b</b>	$\xi \cdot \gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$ $= 0,89 \cdot 1,35 \cdot G_{k,j,sup}$ $= 1,2 \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{Q,i} \cdot Q_{ki}$ $= 1,35 \cdot Q_{ki}$

Kombinasjon **a** vil gi størst utslag for tunge konstruksjoner, og **b** for lette konstruksjoner. Beregningene for Bk6, den laveste bruklassen, viser at kombinasjon **b** er dimensjonerende. Dermed vil kombinasjon **b** også være dimensjonerende for resterende bruklasser, Bk8, BkT8 og Bk10, som opererer med større trafikklast.

Håndbok 185, Bruprosjektering pkt. 5.1.2.1, oppgir at maksimal tillatt nedbøyning på grunn av trafikklast alene er  $L/350$ , hvor  $L$  = lengden av bruspenet [1].

Kontrollen utføres i henhold til NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6 [15]. Ettersom lastkombinasjonen *ofte forekommende*, gjelder for trafikklast, vil lastfaktorer vist i tabell 4 gjelde.

Tabell 4: Lastfaktorer ved kontroller i bruksgrensetilstanden. NS-EN 1990, Tabell NA.A2.6 [15].

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P Egenlast, G	Variable laster, Q For trafikklast
<b>Ofte forekommende</b>	$1,0 \cdot G_{k,j,sup}$	$\Psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$ $= 0,7 \cdot Q_{ki}$

## 3.2 Beregninger

Alle beregninger er utført ved hjelp av dataprogrammet *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Robot). Disse er vist i vedlegg A. Det er foretatt noen håndberegninger, vist i vedlegg B og C, for å kontrollere resultatene.

### 3.2.1 Avgrensninger

Forutsetninger og antagelser som ligger til grunn for beregningene:

- Det er mulig å ta hensyn til mange ulike laster blant lastklassene *permanente laster*, *variable laster*, *deformasjonslast* og *ulykkeslast* ved brukklassifisering. Men i denne oppgaven er det kun tatt hensyn til de vertikale lastene *egenlast*, og *trafikklast*. Selv om *snølast* er en viktig vertikallast regnes den ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer.

- Kun hovedbæresystemet er kontrollert, altså bærebjolkene i stål. Som nevnt tidligere i tabell 2, øvrige konstruksjonselementer, unntatt landkarene og pilaren, forutsettes utskiftet med nye elementer.
- Landkarene og pilaren har tilstrekkelig kapasitet.
- De utarbeidede tegningene i vedlegg H danner grunnlag for alle mål.
- Spennvidde A og B betraktes hver for seg da vi har et statisk system med to fritt opplagte spenn.
- Det er kun overflatekorrosjon på bærebjolkene, følgelig antas at bjolkene er i god nok forfatning for full utnyttelse.

### 3.2.2 Bruklassifisering

Beregningsresultatene i vedlegg A viser at begge spennviddene tilfredsstillers BkT8-krav i bruddgrensetilstanden. I bruksgrensetilstanden er nedbøyningskravet tilfredsstillt ved BkT8 og Bk6 for henholdsvis spennvidde A og B. Dermed klassifiseres brua til Bk6.

Dersom man hadde sett bort fra kontroller i bruksgrensetilstanden som ikke er et krav i henhold til Håndbok 238, og kun fokusert på bruddgrensetilstanden ville brua blitt klassifisert til BkT8.

*Tabell 5: Bruklassifisering*

	Bruddgrensetilstand	Bruksgrensetilstand
Spennvidde A (L= 8 m)	BkT8	BkT8
Spennvidde B (L= 26 m)	BkT8	Bk6
For hele brua	<b>Bk6</b>	

Bærebjolkene har ikke bæreevnen som kreves for at brua skal klassifiseres til Bk10, og dermed er det nødvendig å forsterke brukonstruksjon for å oppnå ønsket bruksklasse.

I bruddgrensetilstanden er utnyttelsesgraden til bærebjolkene ved Bk10 for spennvidde A og B henholdsvis 1,12 og 1,04. Se Vedlegg A. Ser man bort ifra nedbøyningskravet, er det ikke påkrevd omfattende forsterkning for å oppnå en fullverdig Bk10-bru. Da dette er en skogsbilvegbru er det mulig å anskaffe spesialtillatelse fra vegdirektoratet om redusert krav med hensyn til nedbøyning. Likevel er det i denne oppgaven bestemt å ta hensyn til dagens krav til maksimal nedbøyning, L/350.

## 4. Forsterkning av Kolmila bru

I dette kapitlet drøftes ulike forsterkningsmetoder med hensyn på virkning, utførelse og kostnader. På grunnlag av vurderingen er det valgt å dimensjonere tre alternativer som fremstår som aktuelle.

### 4.1 Forsterkningsmetoder

Det finnes mange metoder å forsterke en stålbejelkebru på. I denne oppgaven drøftes følgende metoder:

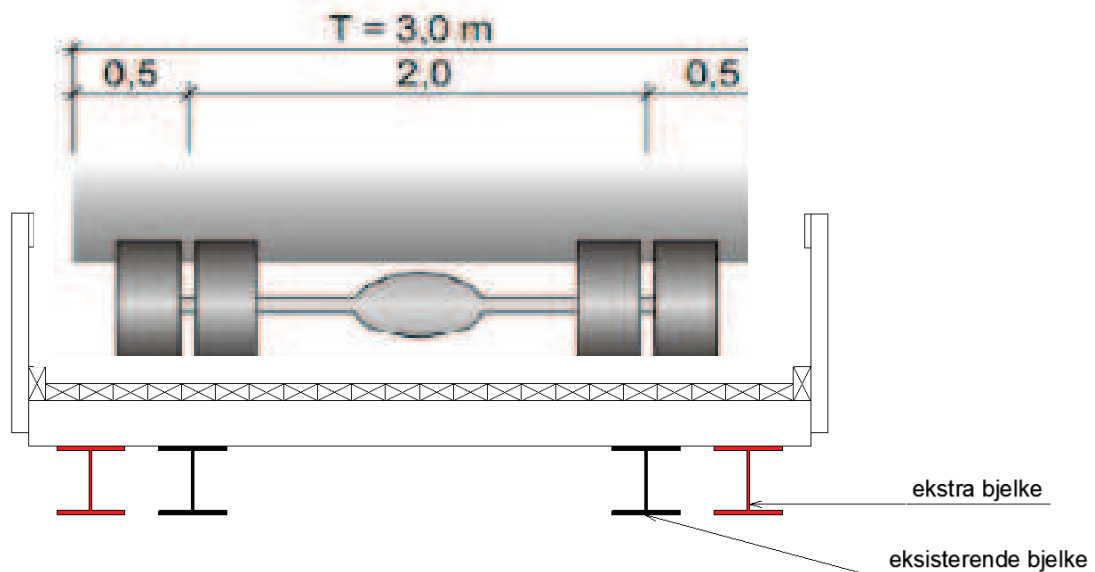
- Legge inn ekstra bærebjelker
- Forkorte spennvidden ved hjelp av
  - Skråstiver
  - Søyle
- Forsterkning av eksisterende bærebjelker ved hjelp av
  - Stålblader
  - Kanalprofiler
- Anvendelse av strekkstagsystem
- Underliggende fagverk
- Hengverk

Det er en forutsetning at det benyttes bolteforbindelser fremfor sveiseforbindelser uansett forsterkningsmetode, på grunn av manglende kjennskap til stålets kjemiske sammensetning. Eksisterende stålbejelker ble muligens fremstilt uten tilsetning av deoksydasjonsmiddel og kan klassifiseres som uttett stål, et hyppig benyttet materiale før i tiden. Den kjemiske sammensetningen kan medføre herdesprekker, varmsprekker og porer ved sveising. Videre kan dette føre til elding og sprøhet. [14]

Når det gjelder sekundærbæresystemet, er det i inspeksjonsrapporten anbefalt at det eksisterende tredekket skiftes ut med et nytt dekke av samme type, men som tilfredsstillende kravene for Bk10 [6]. Altså blir alternative metoder for sekundærbæresystemet ikke vurdert.

#### 4.1.1 Legge inn ekstra bjelker

Den kanskje enkleste og raskeste metoden er å legge inn ekstra stålbejelker ved siden av de eksisterende stålbejelkene, slik som vist i figur 8. Ulempen ved en slik løsning er transportutfordringen som oppstår, spesielt for bruspenn B som krever 26 meter lange bjelker.



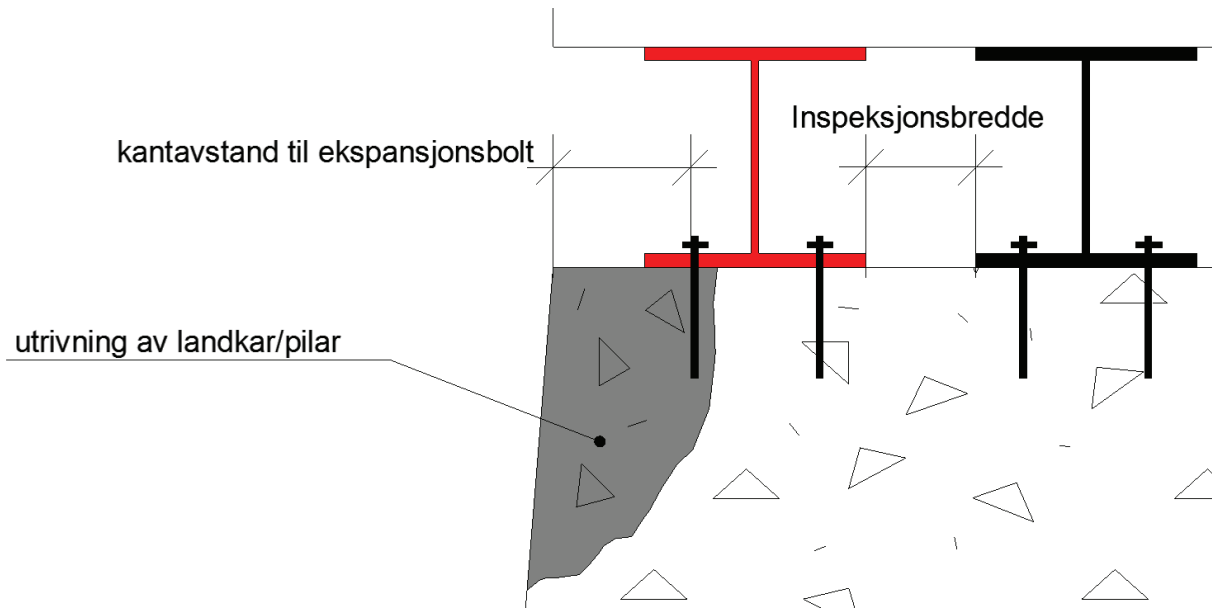
Figur 8: Legge inn ekstra bjelker[2].

I likhet med de eksisterende bjelkene, må de nye bjelkene festes til det nye tredekket. I tillegg er det nødvendig å etablere nye opplagre for de nye bjelkene.

Man kan se bort fra vipping av bjelkene, dersom alle de fire bjelkene fastholdes tilstrekkelig til det nye tredekket som antas å være stivt.

Resultatene som fremtrer ved brukklassifisering viser at omfattende forsterkning ikke er nødvendig for å oppnå brukklasse Bk10 i bruddgrensetilstanden. Dermed kan man mest sannsynlig benytte bjelker av mindre dimensjoner, altså bjelker med lavere profilhøyde enn de eksisterende, slik at understøp ved opplegg må vurderes dersom overflensen skal oppnå kontakt med brudekket og få samme krumning ved bøyning. Lastene fordeles bedre mellom bjelkene ved å legge inn mest mulig like bjelker som de eksisterende, og på den måten er det enklere å tilfredsstille nedbøyningskravet.

En utfordring ved denne metoden er mangel på tilstrekkelig bredde på landkar-/pilarhylle. Bjelkene bør ikke legges inntil hverandre, da det begrenser kvaliteten på inspeksjons- og vedlikeholdsarbeid på grunn av redusert fremkommelighet mellom bjelkene. Det er hensiktsmessig med minst 20 cm mellom bjelkene, men bjelkene kan ikke legges for nærme hyllekanten på grunn av utrivningsfare av landkar/pilar når eventuelt kantavstanden til forankringsbolt blir kritisk. Dette er vist i figur 9.



Figur 9: Utrivningstendens av landkar/pilar.

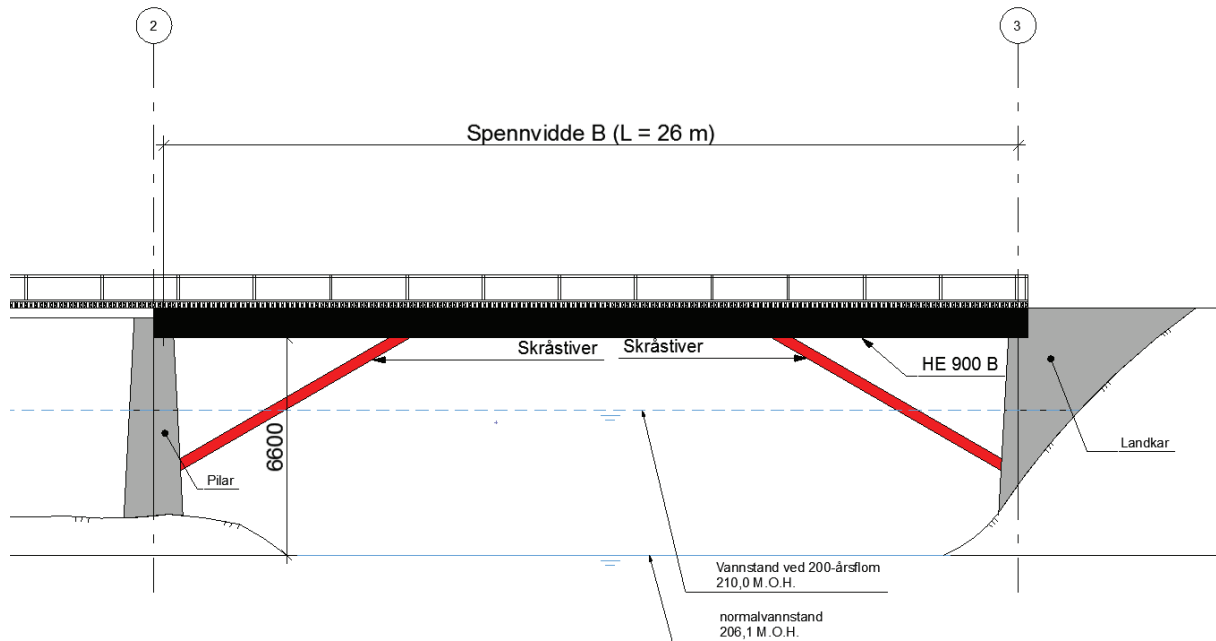
Man kan legge nye bjelker mellom de eksisterende bjelkene i stedet, men det gir liten effekt da dimensjonerende senteravstand mellom hjultrykkene er 2 m som er lik gjeldene senteravstand for eksisterende bjelker.

Siden det er bestemt at brudekket skal utskiftes, er det relativt enkelt å flytte eksisterende bjelker nærmere hverandre. Nye bjelker kan da legges inn på utsiden, som vist i figur 9, med en viss «inspeksjonsbredde» uten at kantavstanden til ekspansjonsbolten blir kritisk, men kantavstanden kan likevel være kritisk i kjøreretningen og må kontrolleres.

Økonomisk sett vil arbeidskostnadene bli lave, sammenlignet med andre forsterkningsmetoder da byggetiden er relativt lav.



#### 4.1.2 Forkorte spennvidden ved hjelp av skråstiver

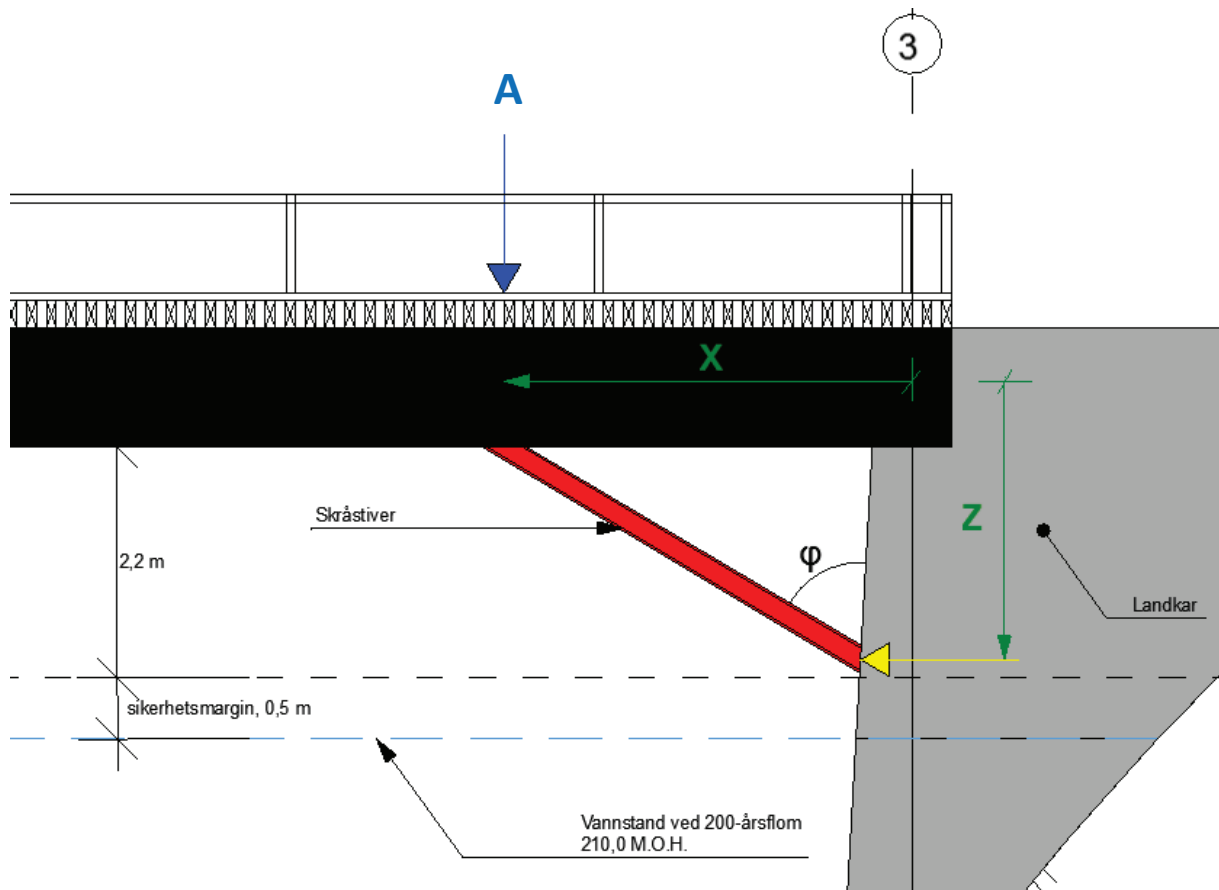


Figur 10: Forsterkning ved innføring av skråstivere.

Når spennvidden forkortes ved hjelp av skråstivere som vist i figur 10, oppstår det trykkrefter i stiverne ved trafikklaster på brubanen, noe som videre resulterer i innføring av laster på landkar/pilar. Grunnet manglende dokumentasjon av konstruksjonen er det uvisst om styrken til landkar/pilaren, og observert forfatning, gjengitt i inspeksjonsrapporten (Vedlegg I), er negativ [6]. Betongens fasthet må eventuelt undersøkes ved hjelp av kjerneprøver.

Av figur 11 ser man at horisontalkomponenten, kraften som må tas opp av landkaret, ved en aksellast A, blir mindre når vinkelen  $\phi$  blir mindre. Denne vinkelen blir mindre når x blir mindre, altså når reduksjonen av spennvidden blir liten, og/eller når z blir større, altså forankring av stiverne i landkar nærmere vannstanden. Flom og isgang er fenomener som kan belaste stiverne betraktelig. Dermed kan Z-verdien begrenses av vannstanden ved 200-års flom på 210,0 m.o.h. med en sikkerhetsmargin på  $\pm 0,5$  m, det vil si at maksimal z-verdi blir ca. 2m for begge spenn. Begrensningen gjør at det blir vanskelig å oppnå en betydelig reduksjon av spennvidden uten at landkaret blir utsatt for store krefter, spesielt for bruspenn B (L=26 m).

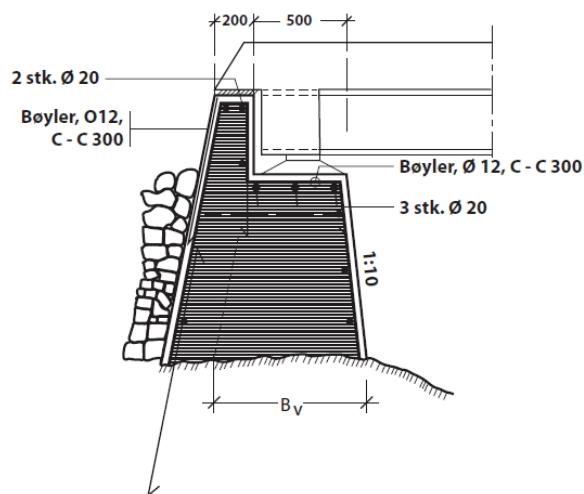
Lastsituasjonen illustrert i figur 11 antyder også fare for lokal knekking av steget til den eksisterende H-bjelken på grunn av den konsentrerte trykkraften der skråstiveren møter H-bjelken. Steget bør muligens avstives med tverrgående stegavstivningsplater.



Figur 11: Forklaringsskisse ved bruk av skråstivere.

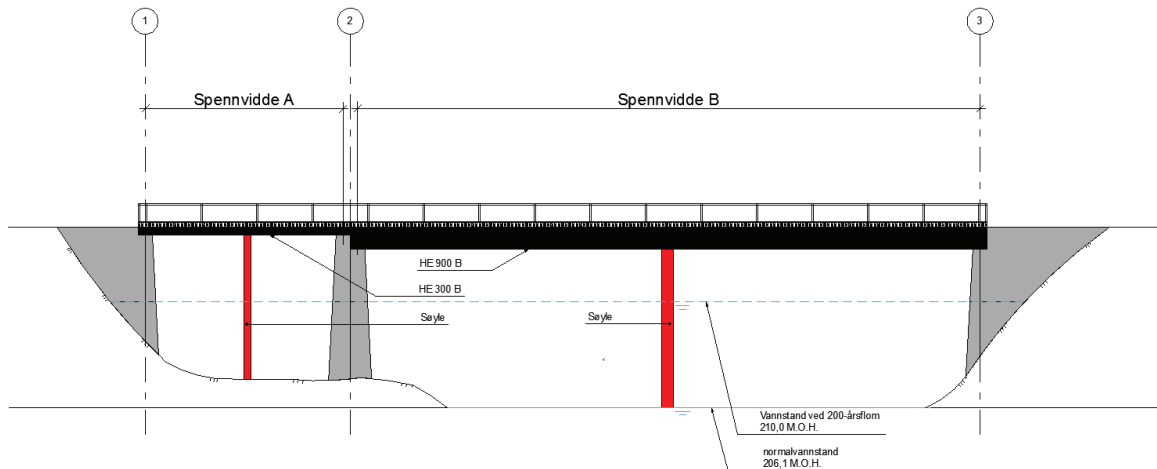
Ved stor last midt i spennet oppstår det tendenser til oppløft av bjelkene ved lageravsatsene. Altså bør nye lagere utformes på en måte som forhindrer dette.

Lokal forsterkning av landkar i forbindelse med innføringen av store punktlaster må vurderes spesielt. Det samme gjelder den skrudde forbindelsen til eksisterende bjelker.



Figur 12: Massive landkar med bakmur (bjelkebru). [13]

#### 4.1.3 Forkorte spennvidden ved hjelp av søyle



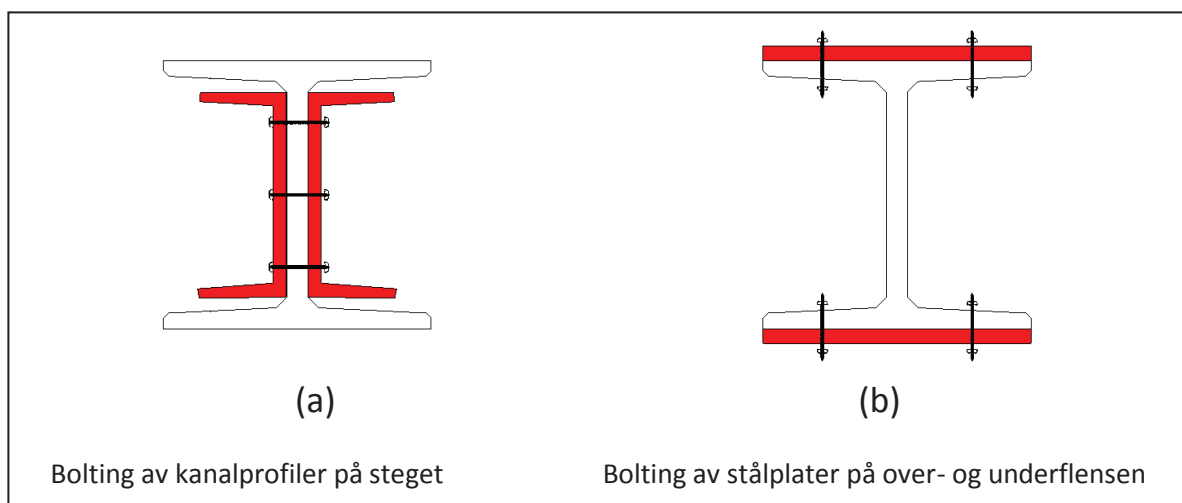
Figur 13: Forsterkning ved innføring av søyle på midten av spennvidden.

Ved å innføre en såkalt pendelsøyle, søyle som kun tar opp vertikale krefter, i midten av hvert spenn vil man få en radikal reduksjon av spennviddene. Det er sannsynlig at det må til store søyledimensjoner dersom søylene skal dimensjoneres for aksialkreftene forårsaket av trafikkklaster, og påkjenninger fra flom og isgang.

I likhet med metoden ved bruk av skråstiver, er det for denne fare for lokal knekking av steget som følge av søyle-bjelke forbindelse på midten av spennvidden. Steget bør muligens avstives.

Kostnadene ved etablering av nytt søylefundament er som regel store, og avhenger av de geotekniske forholdene. Metoden er uaktuell på grunn av flom og isgang. Ved fjell i dagen kan metoden være aktuell for midlertidig forsterkning i forbindelse med tømmertransport. Grunnundersøkelser må gjennomføres ved vurdering av en slik forsterkning.

#### 4.1.4 Forsterkning av eksisterende bærebjelker ved hjelp av kanalprofiler eller stålplater



Figur 14: Forsterkning av eksisterende bærebjelker ved hjelp av kanalprofiler(a) eller stålplater(b).

Bjelkeprofiler kan forsterkes ved innfesting av plater og/eller profiler på mange måter. Det sammensatte tverrsnittet får et økt treghetsmoment som igjen gir økt bøyestivhet. Da det er valgt å unngå sveiseforbindelser, må det vurderes bolteforbindelser og ulempen ved dette er en reduksjon av opprinnelig tverrsnitt i form av boltehull som reduserer kapasiteten til bjelkene.

Sveiseforbindelser er gunstigere med hensyn til kontinuerlig fastholdelse av forsterkningselementet i lengderetningen. Bolteforbindelser gir diskontinuitet. Derfor må en sørge for tilstrekkelig oppspenning av bolter, slik at friksjonsforbindelse oppnås.

Det er her valgt å studere to alternativer, a og b, som illustrert i figur 14. Ved alternativ a, boltes to kanalprofiler sammen ved steget. Kanalprofilen UPE leveres med høydedimensjoner opptil 400 mm (UPE400). For spennvidde A vil UPE200 være største tillatte kanalprofil, da høydedimensjonen begrenses av HE300 B-bjelkens steghøyde ( $H - 2 \cdot (t_r - r)$ ), men for spennvidde B derimot er steghøyden til HE900 B-bjelkene omtrent dobbelt så høy som den største kanalprofilen UPE400. For spennvidde B er det usikkert om en kan oppnå nødvendig forsterkning ved denne metoden.

Vedlikeholdsmessig er alternativ a, i figur 14, ugunstig på grunn av smale rom mellom H-bjelkens flens og kanalprofil.

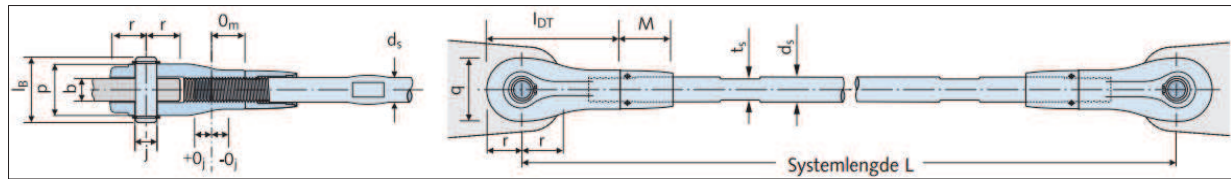
Alternativ b, i figur 14, illustrerer en annen metode for bjelkeforsterkning. Stålplater boltes på over- og underflensen. Ved denne metoden økes motstandsmomentet mer effektivt enn ved alternativ a, på grunn av større avstand til forsterkningselementene fra det sammensatte tverrsnittets nøytralakse. Økt motstandsmoment gir økt bøyestivhet.

Forsterkningselementene behøver ikke å spenne over hele H-bjelkens lengde, da deres oppgave er hovedsakelig å utligne differansen mellom bøyemomentkapasiteten og maksimalt opptredende bøyemoment på midten av spennvidden. Altså kan lengden av disse være noe mindre enn spennvidden.

Dersom fukt trenger inn mellom kontaktflaten til stålelementene som danner det sammensatte tverrsnittet, kan man risikere at det oppstår korrosive miljø lokalt på tverrsnittet. Utførelsen blir krevende med store krav til renhet og forspenning av bolter.

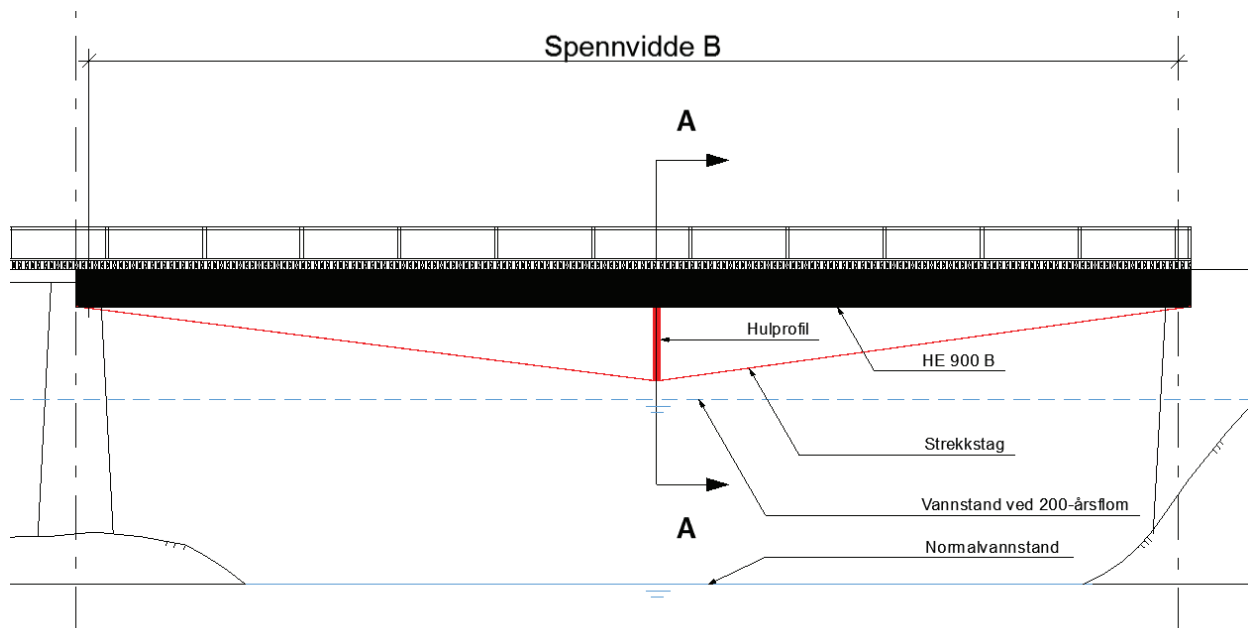
Material- og transportkostnadene blir sannsynligvis betydelig lavere i forhold til arbeidskostnadene som tilkommer på byggeplassen. Det er en tidkrevende oppgave å montere elementene sammen. Mange hull skal bores både i eksisterende bærebjelker og nye forsterkningselementer. Det optimale hadde vært om hullene for forsterkningselementene ble forboret og overflatebehandlet på fabrikken, men for eksisterende bjelker må dette gjøres på byggeplassen.

#### 4.1.5 Anvendelse av strekkstagsystem

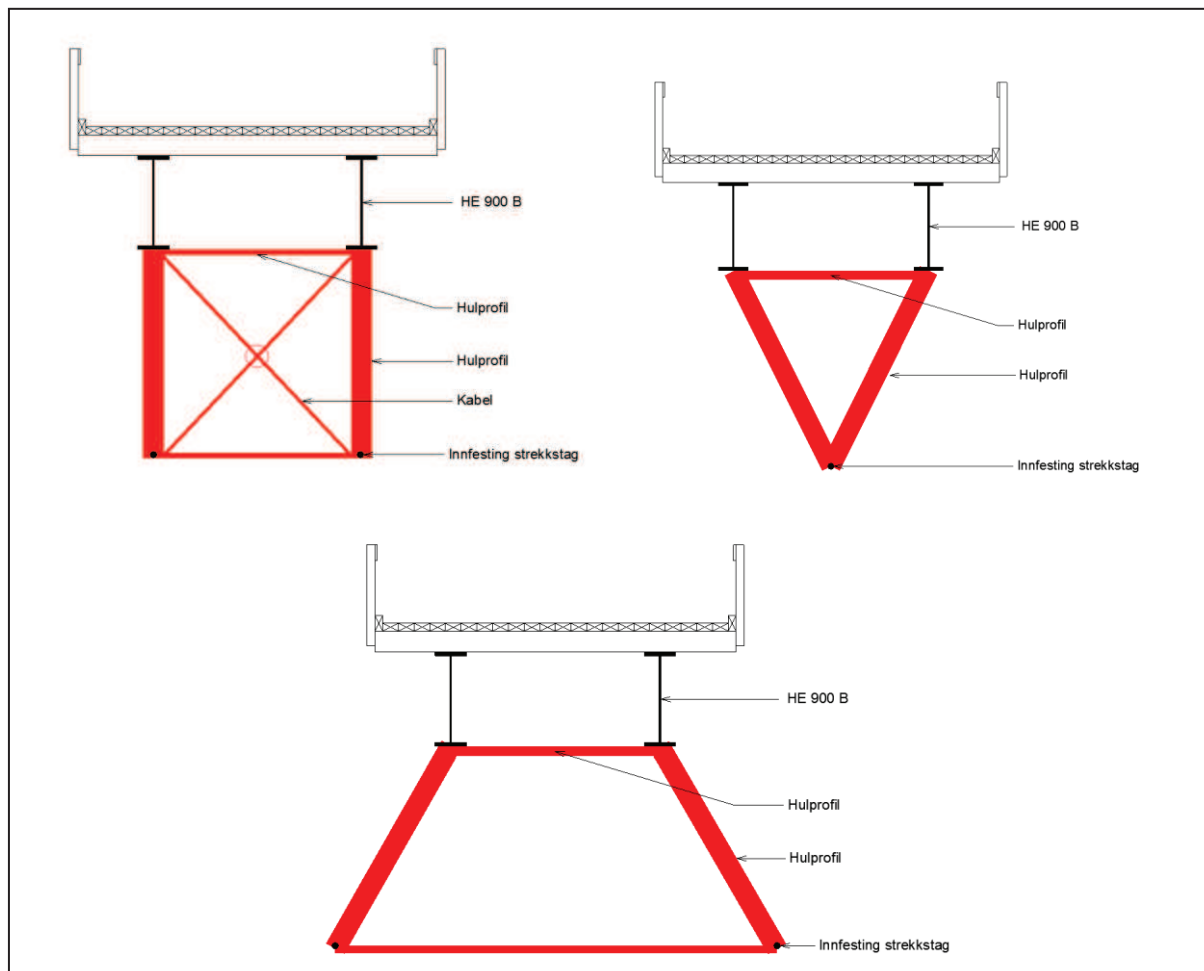


Figur 15: Strekkstag.[16]

En mer moderne forsterkningsmetode er bruk av høyfaste strekkstag i kombinasjon med en eller flere rammekonstruksjoner. Figur 16 eksemplifiserer prinsippet for spennvidde B. Strekkstag monteres til underflensen av bærebjelken nær opplagerne og føres mot midten av spennvidden med en helning som muliggjør innfesting på undersiden av rammekonstruksjonen som for eksempel kan utformes på en av måtene i figur 17. Jo større strekkstaghelning, eller høyere rammekonstruksjon, jo større trykkraft vil opptre i de vertikale stavene i rammen, noe som fører til redusert bøyning av eksisterende bjelker. Nyttverdien er altså størst ved bruk av høyst mulig rammer.

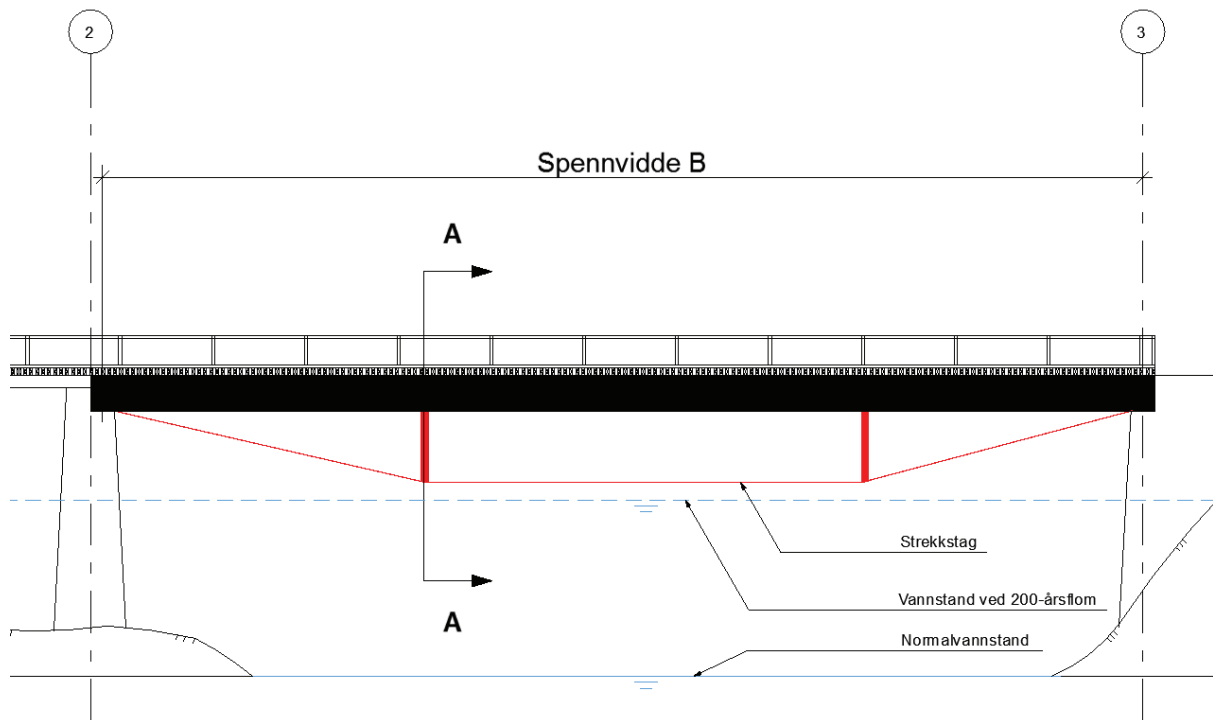


Figur 16: Strekkstag med en rammekonstruksjon på midten.



Figur 17: Utformingsforslag av rammekonstruksjon. Snitt A-A i figur 16 og 18.

Som for «skråstivermetoden» må det tas hensyn til flomhøyden. Rammehøyden begrenses av vannstanden ved 200-års flom. Det fører til en maksimal rammehøyde lik ca. 2m. For spennvidde A på 8 meter vil metoden ha størst effekt. For spennvidde B på 26 m kan effekten muligens økes ved for eksempel å benytte to adskilte rammekonstruksjoner, som i figur 18, noe som kan undersøkes nærmere ved beregning.



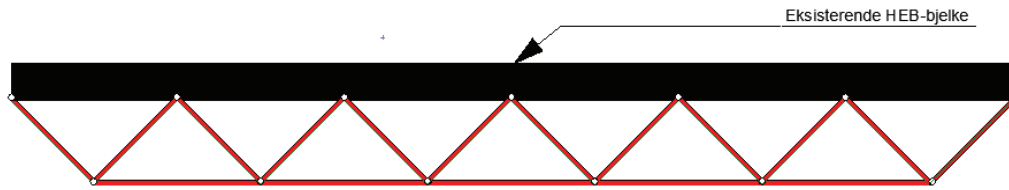
Figur 18: Strekkstag med to rammekonstruksjoner.

En stor fordel ved denne metoden er at strekkstagene kan forspennes, ved bruk av hydraulisk oppspenningsutstyr, med en viss kraft som gir null nedbøyning forårsaket av egenvekten til hele brukonstruksjonen.[10]

Det bør kontrolleres for vipping av bærebjolkene. Nøytralaksen til bærekonstruksjonen forskyves i forhold til opprinnelig plassering av nøytralakse for H-bjolkene, ved anvendelse av strekkstagsystem. Selv om overflensen fastholdes i brudekket, kan det oppstå trykk i underflensen som følge av nøytralakseforskyvning.

Ved detaljdimensjonering er det noen spesielle effekter å ta tak i. Trykkraften vinkelrett på H-bjelken fra rammen kan forårsake knekking av H-bjolkens steg. Ved etablering av stegavstivningsplater kan fenomenet avverges. Strekkraften i stagene kan forårsake uttrekk av underflensen til H-bjelken ved innfestingen. Også her kan tverrgående plater på steget, som fører uttrekksspenningen via platen over til skjær i steget benyttes.

#### 4.1.6 Underliggende fagverk



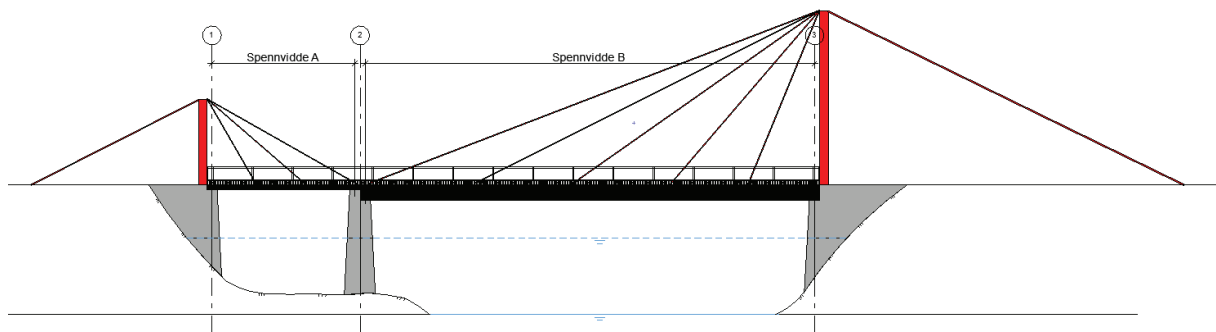
Figur 19: Underliggende fagverk.

Ved valg av en fagverkskonstruksjon på undersiden av de eksisterende stålbjelkene vil det være konservativt å klassifisere brukonstruksjonen som en fagverksbru, da summen av kreftene i hvert knutepunkt i et fagverk er lik null ved et statisk system. Det foreligger altså en utfordring med tanke på etablering av ideelle forbindelser mellom overgurt, eksisterende stålbjelke i dette tilfelle, og et delvis fagverksystem som kunne vært prefabrikkert. Prinsippet er illustrert ved figur 19.

Et slikt tiltak gir ikke samme virkning som ved en tradisjonell fagverksbro.

#### 4.1.7 Extradosed

En extradosed bru er en kombinasjonsbru hvor skråstag fra stive tårn festes til for eksempel bærebjelker i overbygningen, som illustrert ved figur 20 [24]. Dette er kanskje den dyreste løsningen. Det må bygges tårn i hver bruende. Kabler eller strekkstag må festes til tverrbærere som må etableres, og forankring av endekabler på land kan bli en kostbar affære. Metoden er estetisk attraktiv, men i denne oppgaven er dette irrelevant fordi dette er en skogsbilvegbru.



Figur 20: Hengverk.

Som en kuriositet kan det nevnes at det foreløpig ikke er bygd noen bruer av denne typen i Norge. Den første, Harpe bru, er nylig ferdig prosjektert for bygging [25].



## 4.2 Vurdering og valg av aktuelle forsterkningsmetoder

Å legge inn ekstra bjelker anses å være forsterkningsmetoden med kortest byggetid, og dermed vil sperring av brua forhåpentligvis få små konsekvenser for trafikkavviklingen. Det gir også forholdsvis lave arbeidskostnader. Denne tradisjonelle metoden er aktuell for videre dimensjonering.

Det er mange ulemper ved å redusere spennvidden ved innføring av skråstiver eller søyle. Forsterkning ved hjelp av søyle er på grunn av flom og isgang kun aktuelt som midlertidig forsterkning. Metoden behandles ikke videre oppgaven.

Skråstiver gir ugunstig lastvirkning på eksisterende bjelker. Forsterkningsmetoden anses å være uaktuell, og behandles ikke videre i oppgaven.

Montasje av kanalprofilene kan være en krevende oppgave, men siden materialkostnadene antageligvis er lave i forhold til andre forsterkningsmetoder, er det forsøkt å dimensjonere alternativ a og b som illustrert i figur 14.

«Strekstaggmetoden» er en interessant og sjelden variant, som er aktuell.

Montering av fagverk på undersiden av bærebjelkene kan bli en tidkrevende prosess med tanke på utfordringer knyttet til utforming av ideelle knutepunkter, og dermed kan dette bli kostbart. Generelt er metoden mest relevant ved omfattende forsterkningstiltak, og dermed uaktuell i denne sammenhengen.

Ombygging til extradosed bru egner seg godt med hensyn til estetikk, hvilke i denne oppgaven er irrelevant da det dreier seg om en skosbilvegbru. Metoden er relativt kostbar og kanskje mest relevant ved nyprosjektering av bruer. Da metoden viser seg å være urealistisk, vises det ikke mer til denne videre.

## 4.3 Dimensjonering

Avslutningsvis i forrige delkapittel, 4.1.2, ble det valgt å se nærmere på følgende alternativer:

- Alternativ A – Legge inn ekstra bjelker (Vedlegg D)
- Alternativ B – Forsterkning av bjelker ved hjelp av stålplater eller kanalprofiler (Vedlegg E)
- Alternativ C – Anvendelse av strekkstagsystem (Vedlegg F)

Dimensjoneringsberegningene er forholdsvis omfattende og ført som vedlegg. I dette kapitlet er forutsetninger for beregningene beskrevet, før presentasjon av dimensjoneringsresultatene.

### 4.3.1 Felles forutsetninger

Forutsetningene nevnt i kapittel 3.2.1, gjelder fremdeles. Det prosjekteres for en levetid på minst 40 år, hvorefter omfattende rehabilitering må påregnes.

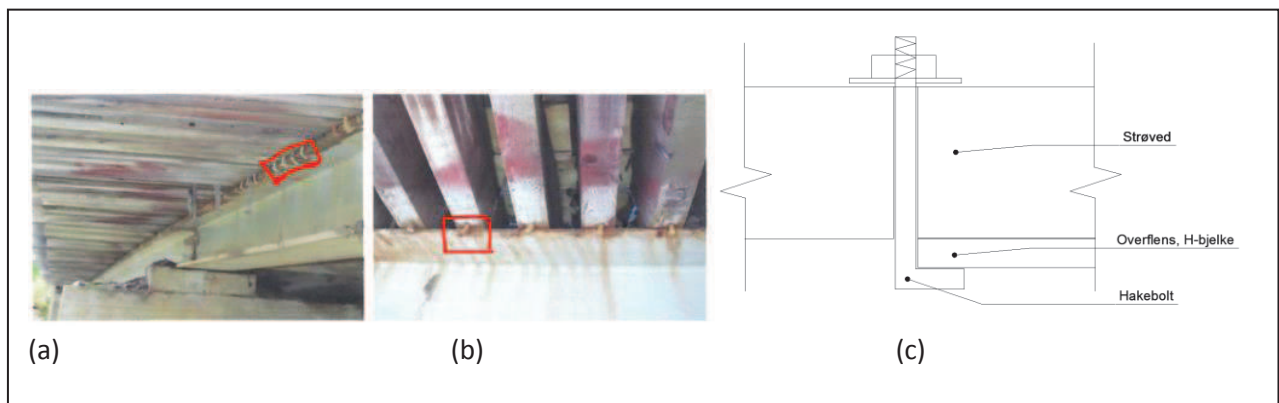
Dimensjoneringsberegningene er gjort for hånd for alternativ B, og hovedsakelig ved hjelp av Robot for de øvrige alternativene. Beregningene har som formål å verifisere metoder og danne grunnlag for vurdering av kostnader. Detaljdimensjoneringen er derfor utelatt.

Nytt tredekke er dimensjonert og vist i Vedlegg G. Beregningene viser at det skal brukes strøved C30 75 x 200mm c/c 125mm som legges på tvers av kjøreretningen og slitelag 150 x 75mm legges i lengderetningen. Siden det ikke er noe minimumskrav til fri kjørebredde er det valgt samme bredde som for det eksisterende dekket, 3,3 m. Føringskanten/skreusekanten kan utformes som vist i figur 28. Det er ikke dimensjonert nytt rekkverk for brua, men det er vist skisser for type rekkverk som skal brukes i kapittel 5.1.

Det antas at dimensjonert brudekke for alternativ B og C, også kan brukes ved alternativ A.

For spennvidde B, bevares de eksisterende endetverrbærerne som antas å være i god forfatning. Se tabell 2. For spennvidde A, Det kan for eksempel støpes ut en betongbjelke, med omtrent samme høyde som stålbjelkene, som gir nærmest en stiv skive mellom bjelkene. Endetverrbærere er ikke dimensjonert.

Det antas at tredekket får en skivevirkning forutsatt at slitelagene festes tilstrekkelig til strøvedene. Det antas at vippeavstivning ikke er nødvendig, dersom bærebjelkene festes til strøved på samme måte som i dag, illustrert i inspeksjonsrapporten til Safe Control. Figur 21 viser det benyttede festemiddelet er hakebolter, det vil si bolter med hake. På denne måten festes hvert strøved til bærebjelkene.

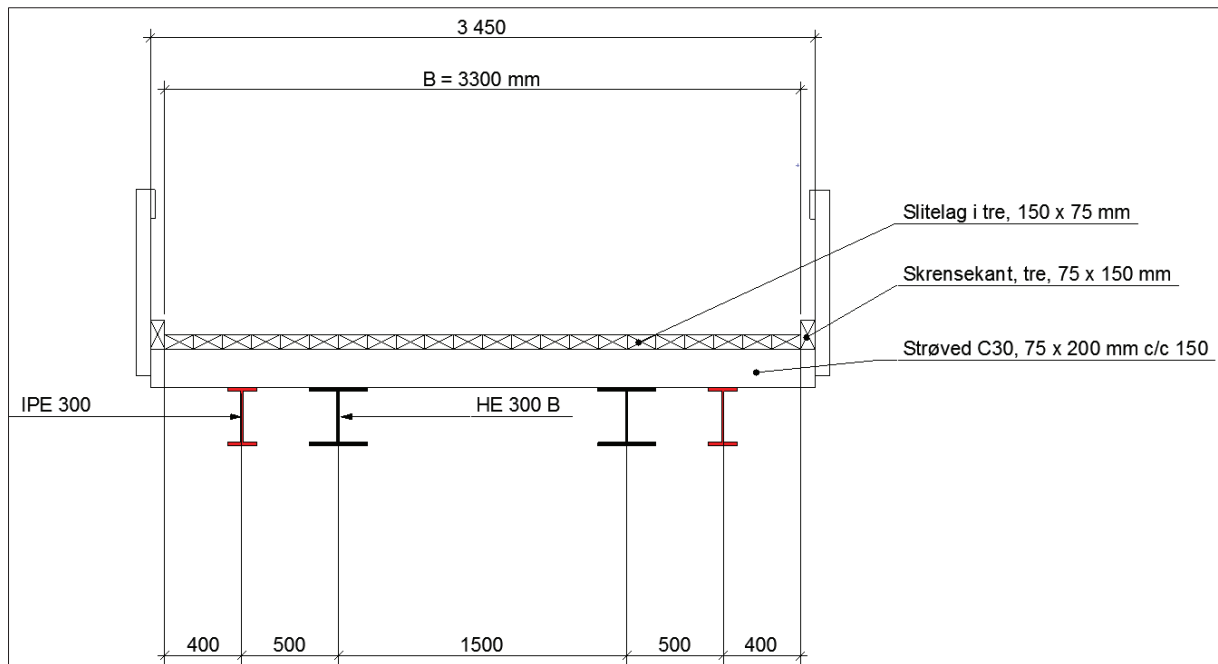


Figur 21: Eksisterende bjelker [6].

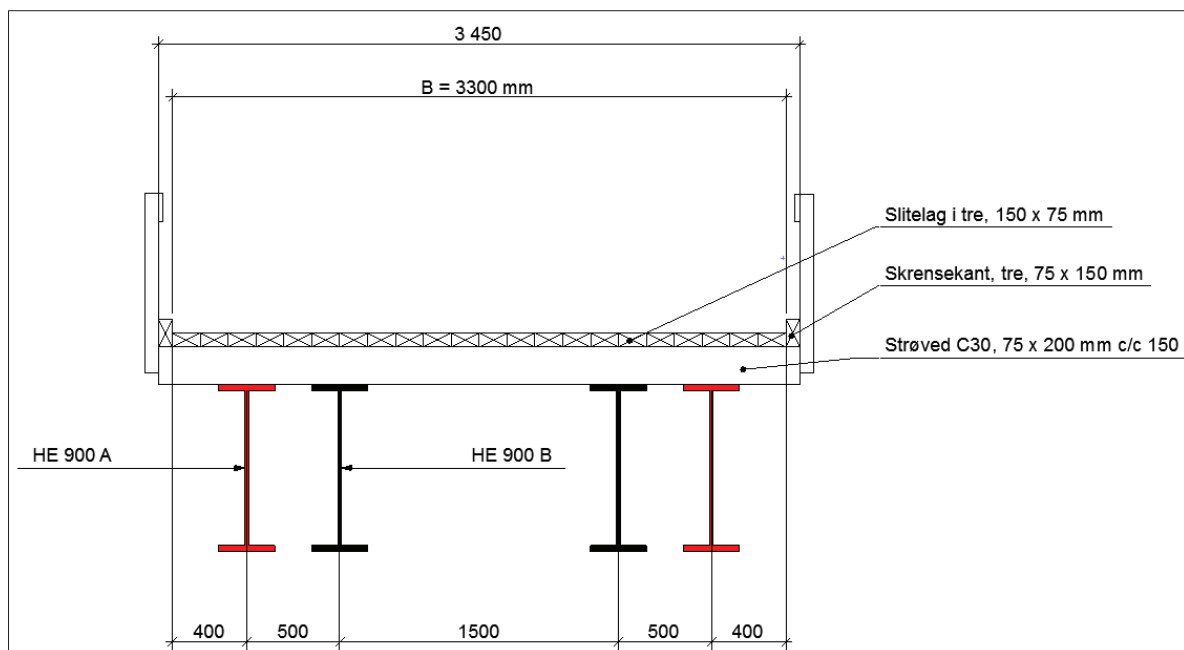
#### 4.3.2 Dimensjonering av alternativ A – Legge inn ekstra bjelker

Dimensjonering av ekstra bjelker for begge spennviddene er beskrevet i vedlegg D. Resultatene er illustrert ved figurene 22 og 23, hvor de nye bjelkene er rødfarget. Det legges inn 2 x IPE 300 og 2 x HE900 A for henholdsvis spennvidde A og B. Disse bjelkene har samme lengde som de eksisterende bjelkene for hver spennvidde.

Som man forstår av figurene 22 og 23, med endelige dimensjoner, har man valgt å redusere senteravstanden mellom de eksisterende bjelkene fra 2m til 1,5m.



Figur 22: 2 x IPE 300 legges inn som ekstrabjelker for spennvidde A.



Figur 23: 2 x HE900 A legges inn som ekstra bjelker for spennvidde B.

Det antas at vipping av bjelkene ikke er noe problem da alle bærebjelkene fastholdes tilstrekkelig til det stive tredekket, samtidig som etablering av endetverrbærere, for eksempel betongbjelke. Ved å støpe ut en betongbjelke med høyde lik stålbjelkene, får man nærmest en stiv skive mellom bjelkene. Alle eksisterende sideveisavstivere må fjernes, fordi avstandene mellom eksisterende bjelker endres.

### 4.3.3 Dimensjonering av alternativ B – Forsterkning av bærebjelker ved hjelp av stålplater eller kanalprofiler

Dimensjoneringsberegningene i vedlegg E ga resultatene som er vist i tabell 5. Forsterkningselementene er rødfarget. Lengden til forsterkningselementene er 2 m kortere enn betraktet spennvidde. Ved bruk av plater og kanalprofiler er det henholdsvis fire og tre boltehull per snitt, og elementene festes til eksisterende bjelker ved hjelp av M20-bolter. Nødvendig antall bolter og boltkvalitet er ikke beregnet.

Tabell 6: Dimensjoneringsresultater for alternativ B.

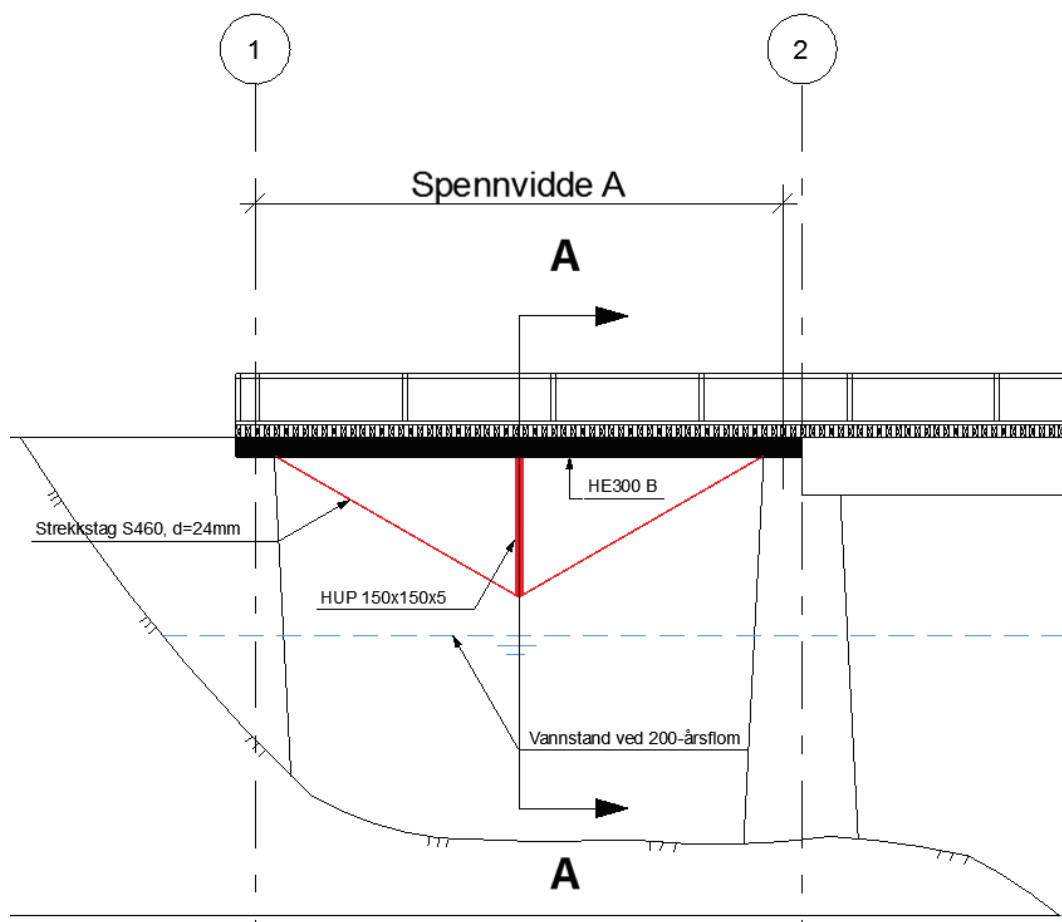
Spennvidde	Forsterkning ved bruk av	
	Stålplater (Alternativ B.1)	Kanalprofiler (Alternativ B.2)
<b>A</b>	<p>PL 300 x 10 mm på over- og underflensen.</p>	<p>UPE-200 på hver side av steget til HE300 B.</p>
<b>B</b>	<p>PL 300 x 30 mm på over- og underflensen.</p>	<p>Metoden er uaktuell for spennvidden da det kreves noe større kanalprofil enn den største tilgjengelige på markedet.</p>

#### 4.3.4 Dimensjonering av alternativ C – Anvendelse av strekkstagsystem

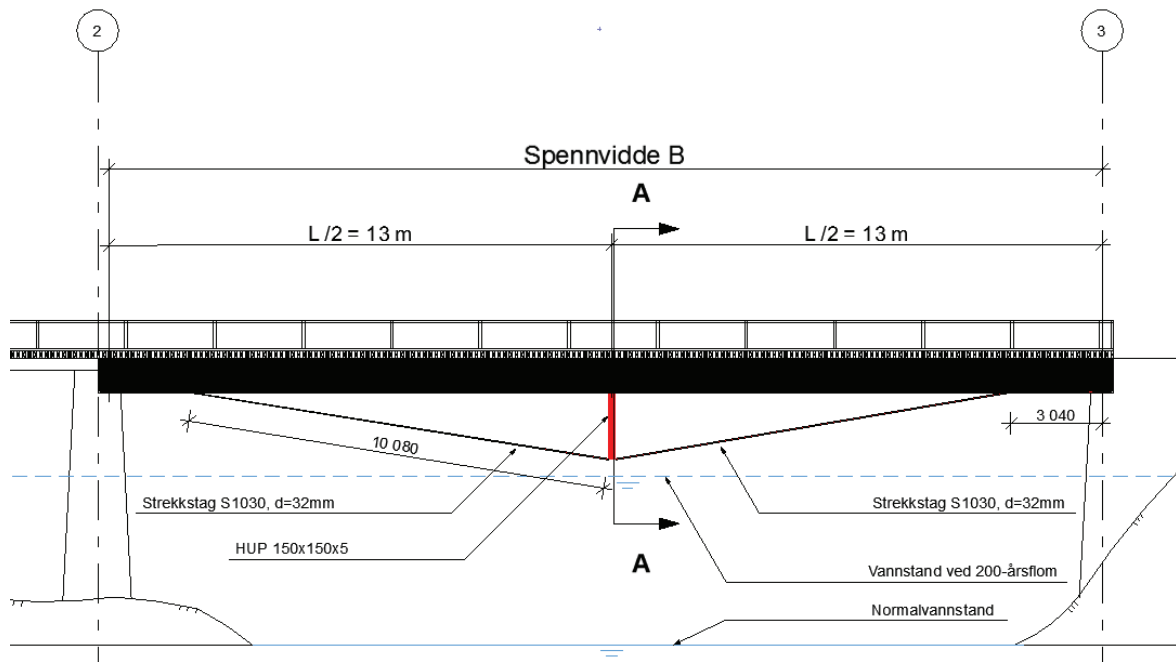
Dimensjoneringsberegningene er vist i vedlegg F. Resultatene er vist i figur 24 for spennvidde A og 25 for B. Figurene viser hovedkonstruksjonen med dimensjonene for ulike elementer. Figur 26 viser dimensjoner for rammekonstruksjonen for spennvidde B. Samme ramme benyttes for spennvidde A. For øvrige dimensjoner som ikke er vist i figurene, som for eksempel lengder og forspenningskraft av strekkstag, vises det til vedlegget.

For spennvidde B er det forsøkt to forskjellige alternativ, C.1 og C.2. Med C.2 menes det at man benytter to rammekonstruksjoner som vist i figur 18. Av dimensjoneringsberegningene fremgår det at elementdimensjonene for C.2 blir de samme som for alternativ C.1. Hovedforskjellen mellom alternativene er antall rammekonstruksjoner, og siden alternativ C.2 krever det dobbelte, blir kostnadene større enn for alternativ C.1. Dermed er alternativ C.2 uaktuelt for spennvidde B.

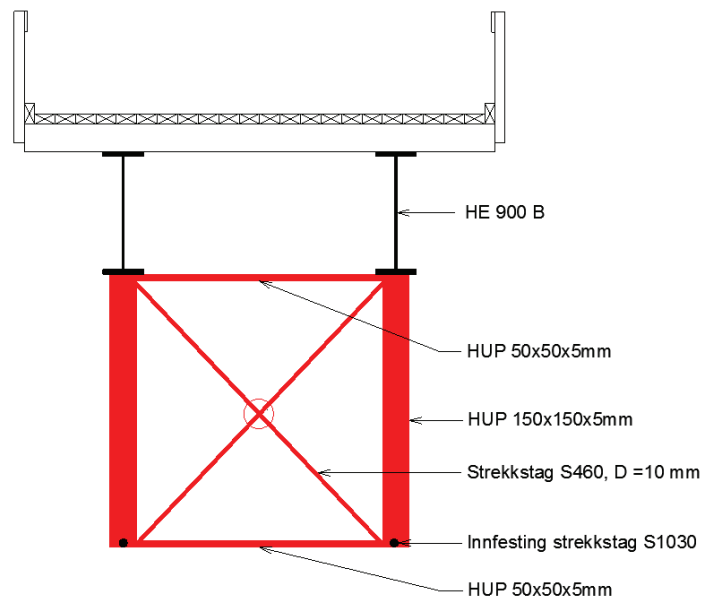
I kapittel 4.1.5 ble det kjent at detaljutformingen ved innfesting av strekkstag og rammekonstruksjon til H-bjelken, er spesiell. Det er gitt forslag til utforming av detaljen for innfestingen av strekkstag til H-bjelken. Se vedlegg F. For innfestingen av rammen til H-bjelken kan stegavstivere monteres på samme måte.



Figur 24: Alternativ C – Oppriss for spennvidde A.



Figur 25: Alternativ C – Oppriss for spennvidde B.



Figur 26: Alternativ C – Snitt A-A for spennvidde B.

## 5. Kostnadsberegninger

Hensikten med dette kapitlet er å anslå totale byggekostnader for hvert alternativ, A, B og C. De aktuelle alternativene har noen felles byggekostnader, som beregnes. Videre beregnes total byggekostnad spesifikt for hvert enkelt alternativ.

For å kunne beregne kostnadene for de ulike forsterkningsalternativene er det satt opp en del felles forutsetninger for alle alternativene, samt forutsetninger som gjelder bestemt for hvert alternativ.

### 5.1 Forutsetninger

Alle nye materialers spesifikasjoner er i samsvar med kravene i Norsk standard. Videre forutsettes det at bruk av nødvendige verktøy og utstyr ved bygging inkluderes under arbeidskostnader.

Omtrent alle enhetskostnader er basert på erfaringstall i Sweco Norge AS. Enhetskostnaden for råmaterialet stål er en vektbasert kostnad som til vanlig ligger på rundt 15-20 kr/kg. Enhetskostnaden for bygging, gitt som summen av material- og arbeidkostnad, er benyttet for å beregne totale byggekostnader. For alternativ A er verdien satt til 40 kr/kg, mens for B, 120 kr/kg. Årsaken til den relativt store forskjellen kommer av tidkrevende montasjearbeid som kreves for alternativ B i forhold til A. Merk at leveranse og nødvendig utstyr for montasje er inkludert i prisen. Samme tankegang gjelder for andre elementer som er tatt med i kostnadsberegningen, og derfor vil totale byggekostnader kun gjelde som estimater.

For brudekke følges skogbrukets kursinstitutt's anbefalinger som lyder:

«All strøved beskyttes med grunnmurspapp på overside. Alt treverk generelt CU-impregneres til trykkimpregneringsklasse A. Alle treskruer skal være varmforsinket».[17]

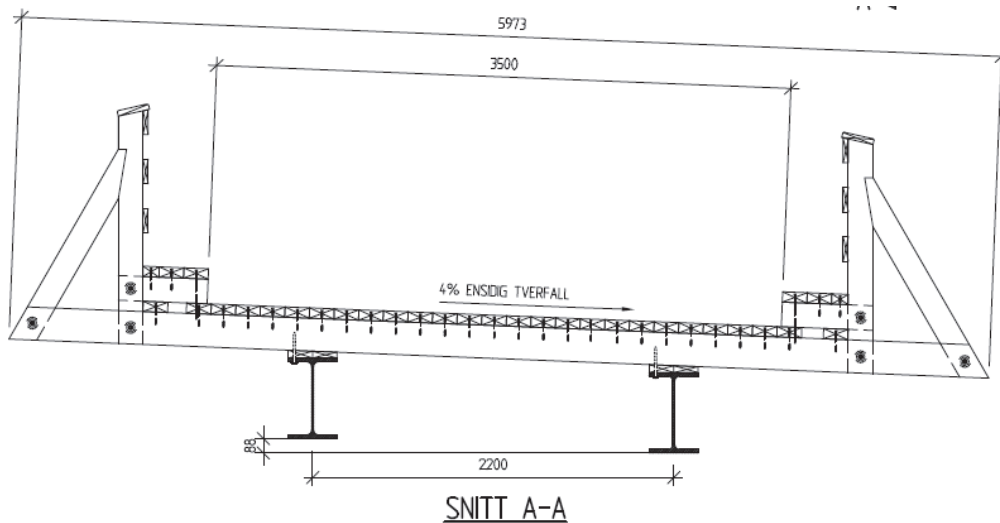
Rust på eksisterende bjelker fjernes ved sandblåsing, det vil si at sand og trykkluft i et visst blandingsforhold blåses gjennom en slange. Overflatebehandling utføres med Statens Vegvesens vedlikeholdssystem 1, som beskrevet i Håndbok 026, Prosesskode 2. Figur 27, hentet fra denne boka viser hva systemet innebærer.[4]

<p><b>Vedlikeholdssystem 1: Sinkrik epoksy primer (minst 90 vektprosent sink i den tørre filmen) pluss epoksy/polyuretan</b></p> <p>Forbehandling (minimumskrav som skal tilfredsstilles):</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Fjerning av løstsittende maling og korrosjonsprodukter</li><li>• Avfetting med egnet vaskemiddel og spyling med rent ferskvann</li><li>• Blåserensing:</li></ul> <p>Renhet: Sa 2.5 Ruhet: Medium G, Ry5= 50-85 µm</p> <p>Beleggsystem:</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. 40-75 µm sinkrik epoksy primer</li><li>2. Min. 125 µm epoksy mastik</li><li>3. 60-100 µm polyuretan eller polyuretan-akryl</li></ol> <p>For første og siste streg velges tykkelse i samsvar med produsentens anvisninger for den aktuelle malingsstype (konferer produktdatablad)</p> <p>Total beleggtykkelse: Minimum 225 µm</p>
--

Figur 27: Vedlikeholdssystem 1.[4]

Det er bestemt å utføre rekkverket i treverk da det er hensiktsmessig å benytte samme materiale som for dekket. Det velges et typisk rekkverk som gjengitt i utarbeidede typetegninger, publisert av Skogbrukets Kursinstitutt. Figur 28 viser en typisk tverrprofil av ei stålbjelkebru med tredekke. I

beskrivelsen står: «Rekkverksstolpene blir festet med M12 gjennomgående bolter med 2 stk Ø75 tosidig bulldog per forbindelse. Strøved som blir lagt ut for innfesting av rekkverksstolper skal være fingerskjøtt» [17]. Rekkverkstolpene plasseres med en viss senteravstand, for eksempel c/c 1500mm, symmetrisk om midten av brua [18].



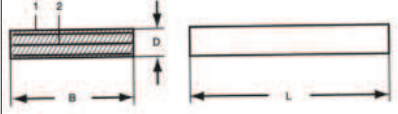
Figur 28: Typisk tverrprofil av ei stålbelebru med tredekke. [18]

Avskallinger, støpesår, utvasking, riss og sprekker utbedres med mekanisk reparasjon samtidig som bevegelige deler på betongvingen fjernes og deretter påstøpes ny del av vingemur [6].

I dag er det ingen fugekonstruksjon på brua. Det er en av hovedårsakene til at mye grus og smuss har samlet seg ved lager/lageravsatser. Derfor etableres nye og tette fugeløsninger. Utformingen av disse er ikke beskrevet.

Det er bestemt at nye lagere etableres etter grundig rengjøring av samtlige lageravsatser. Skogbrukets kursinstitutt anbefaler lagertype Lasoflon Ga 150x200x28 for spennvidde A og Ga 200x300x41 for spennvidde B.[17] Figur 29 viser dimensjoner for lager av denne typen, hentet fra ELASTO-BLOKK-lagersystem. Denne viser at lagrene er dimensjonert for en maksimal vertikal belastning lik 400 kN og 750 kN for henholdsvis spennvidde A og B. Selv om disse lagrene velges, bør en sjekke at tillatt forskyvning gjengitt i figuren er tilfredsstillende.



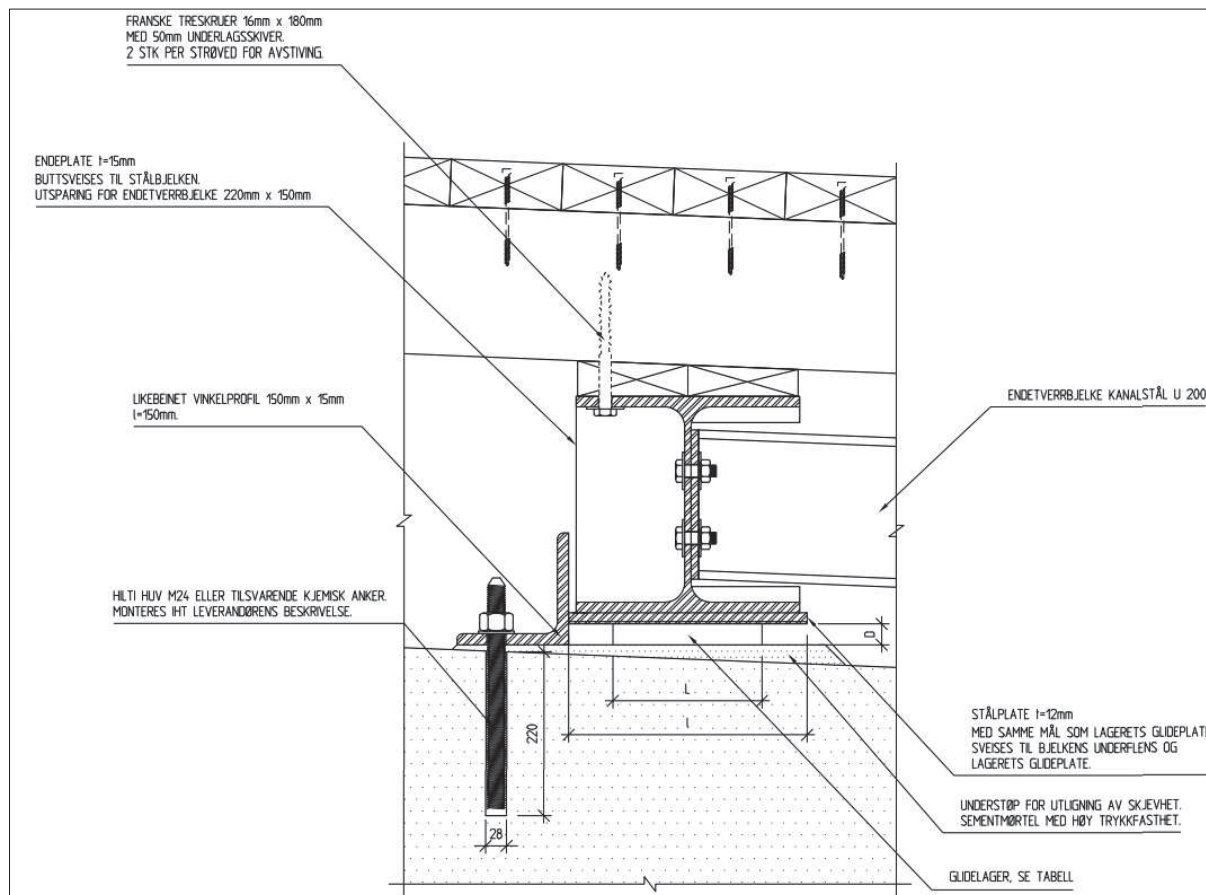


1 = Stålblater  
2 = Gummilag

Vertikal Belastning*		Dimensjoner			Tippvinkel (rotasjon over)		Tillatt Forskyvning	Gummihøyde (uten stålblater)	
Nmax. kN	Nmin. kN	B mm	L mm	D mm	B % <sub>se</sub>	L % <sub>se</sub>	mm	h mm	Vekt ca. kg
150	30	100	150	14	6,0	4,0	7	10	0,65
				21	12,0	8,0	11	15	1,0
				28	18,0	12,0	14	20	1,35
400	60	150	200	14	3,5	2,0	7	10	1,30
				21	7,0	4,0	11	15	1,90
				28	10,5	6,0	14	20	2,50
				35	14,0	8,0	18	25	3,20
750	120	200	300	19	3,5	2,0	9	13	3,80
				30	7,0	4,0	15	21	5,8
				41	10,5	6,0	20	29	7,8
				52	14,0	8,0	26	37	9,8
1500	200	250	400	19	2,5	1,2	9	13	6,50

Figur 29: Dimensjoner for lager.[8]

Figur 30 viser et forslag til lagerdetaljen[19]. I denne oppgaven festes bærebjelken til strøved ved hjelp av hakebolter. I figuren er det brukt franske treskruer.



Figur 30 – Lagerdetalj – utklipp.[19]

## 5.2 Felleskostnader for alle alternativer.

Tabell 6 viser kostnader som er like uansett alternativ. Summen blir brukt videre ved beregning av totale byggekostnader.

Tabell 7: Felleskostnader for alle alternativer.

Material	Lengde (m)	Areal (m <sup>2</sup> )	Volum	Antall (stk)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Riving av eksisterende tredekke						50 000
Tredekke (strøved+slitelag)		128			800 kr/m <sup>2</sup>	102 400
Rekkverk	69,75				700 kr/m	48 825
Lager				8	10000 kr/stk	80 000
Mekanisk reoperasjon av landkar/pilar			500 liter		300 kr/l	150 000
Rydding og fjerning av vegetasjon			5		RS (Rundsum)	20 000
Vedlikeholssystem 1		186			1000 kr/m <sup>2</sup>	186 000
Fugekonstruksjoner					RS	30 000
<b>SUM felleskostnader</b>						<b>667 225</b>

## 5.3 Byggekostnader for alternativ A

Det er valgt å benytte samme lagertype og festemiddel til tredekket for alle bjelkene. Nye bjelker overflatebehandles ved varmforsinkning på fabrikken.

### Spennvidde A

Tabell 8: Byggekostnad – Alternativ A, spennvidde A.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> /m)	Vekt (kg/m)	Antall (stk)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (25%)						166 806
Stål, IPE 300	2•8,875		42,2		40 kr/kg	29 962
Varmforsinkning	2•8,875	1,16			500 kr/m <sup>2</sup>	10 295
Lagere				4	10000 kr/stk	40 000
SUM						247 063
Rigg og drift (20% av Sum)						49 413
<b>Total byggekostnad</b>						<b>296 476</b>

## Spennvidde B

Tabell 9: Byggekostnad – Alternativ A, spennvidde B.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> /m)	Vekt (kg/m)	Antall (stk)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (75%)						500 419
Stål, HE900 A	2•26,6		252		40 kr/kg	536 256
Varmforsinking	2•26,6	2,9			500 kr/m <sup>2</sup>	77 140
Lagere				4	10000 kr/stk	40 000
SUM						1 153 815
Rigg og drift (20% av SUM)						230 763
<b>Total byggekostnad</b>						<b>1 384 578</b>

## 5.4 Byggekostnader for alternativ B

### Alternativ B.1 - Forsterkning av bjelker ved hjelp av stålplater

#### Spennvidde A

Tabell 10: Byggekostnad – Alternativ B.1, spennvidde A.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> )	Volum (m <sup>3</sup> )	Vekt (kg/m <sup>3</sup> )	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (25%)						166 806
Stålplater, PL10	4•(8,275-2)		0,0873	8000	120 kr/kg	83 808
Varmforsinking		15,06			500 kr/m <sup>2</sup>	7 530
SUM						258 144
Rigg og drift (20% av SUM)						51 629
<b>Total byggekostnad</b>						<b>309 773</b>

## Spennvidde B

Tabell 11: Byggekostnad – Alternativ B.1, spennvidde B.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> )	Volum (m <sup>3</sup> )	Vekt (kg/m <sup>3</sup> )	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (75%)						500 419
Stålplater, PL30	4•(26-2)		0,9	8000	120 kr/kg	864 000
Varmforsinking		57,6			500 kr/m <sup>2</sup>	28 800
SUM						1 393 219
Rigg og drift (20% av SUM)						278 644
<b>Total byggekostnad</b>						<b>1 671 863</b>

## Alternativ B.2 - Forsterkning av bjelker ved hjelp av kanalprofiler

### Spennvidde A

Tabell 12: Byggekostnad – Alternativ B.2, spennvidde A.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> /m)	Volum (m <sup>3</sup> )	Vekt (kg/m)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (25%)						166 806
Stål, UPE 200	4•(8,27 5-2)			22,8	120 kr/kg	68 674
Varmforsinking	4•(8,27 5-2)	0,69			500 kr/m <sup>2</sup>	17 319
SUM						252 799
Rigg og drift (20% av SUM)						50 560
<b>Total byggekostnad</b>						<b>303 359</b>

## 5.5 Byggekostnader for alternativ C

Macalloy bar and cable systems leverer høyfaste strekkstag med stålqualität S1030 under navnet *Macalloy post tensioning bar*. Stagene forspennes ved bruk av hydraulisk oppspenningsutstyr. S 460-stag er også tilgjengelig fra samme leverandør. Enhetsprisen for stagene er hentet fra leverandøren og inkluderer levering og montasje.

## Spennvidde A

Tabell 13: Byggekostnad – Alternativ C, spennvidde A.

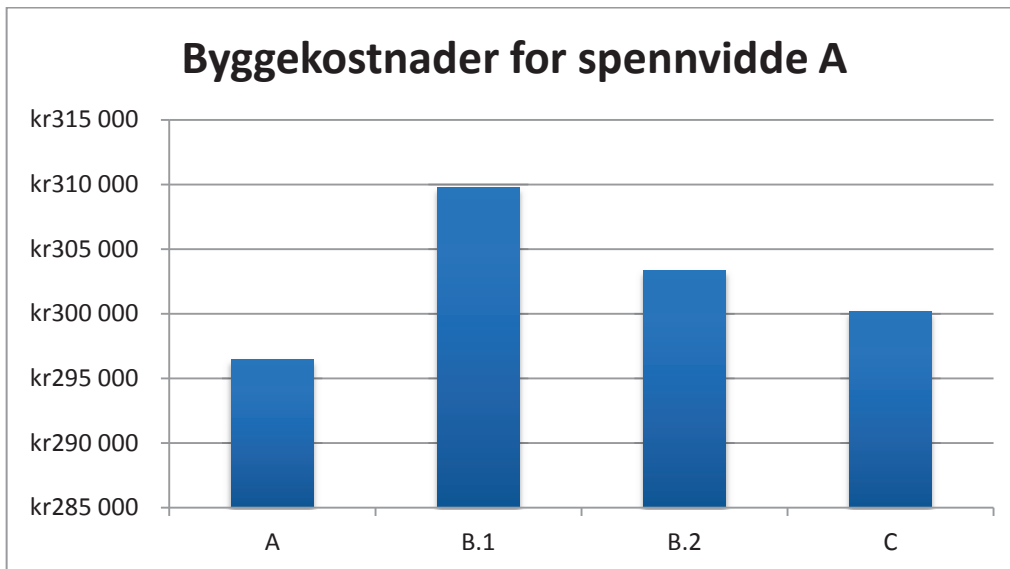
Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> /m)	Volum (m <sup>3</sup> )	Vekt (kg/m)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (25%)						166 806
Strekstag (rustfritt)	4•4,25				4000 kr/m	68 000
Strekstag ramme (rustfritt)	2•2,53				2000 kr/m	10 120
HUP 150x150x5	2•1,55	0,587		22,6	40 kr/kg	2 802
HUP 50x50x5	2•2	0,187		6,82		1 091
Varmforsinking av HUP					500 kr/m <sup>2</sup>	1 284
SUM						250 104
Rigg og drift (20% av SUM)						50 021
<b>Total byggekostnad</b>						<b>300 125</b>

## Spennvidde B

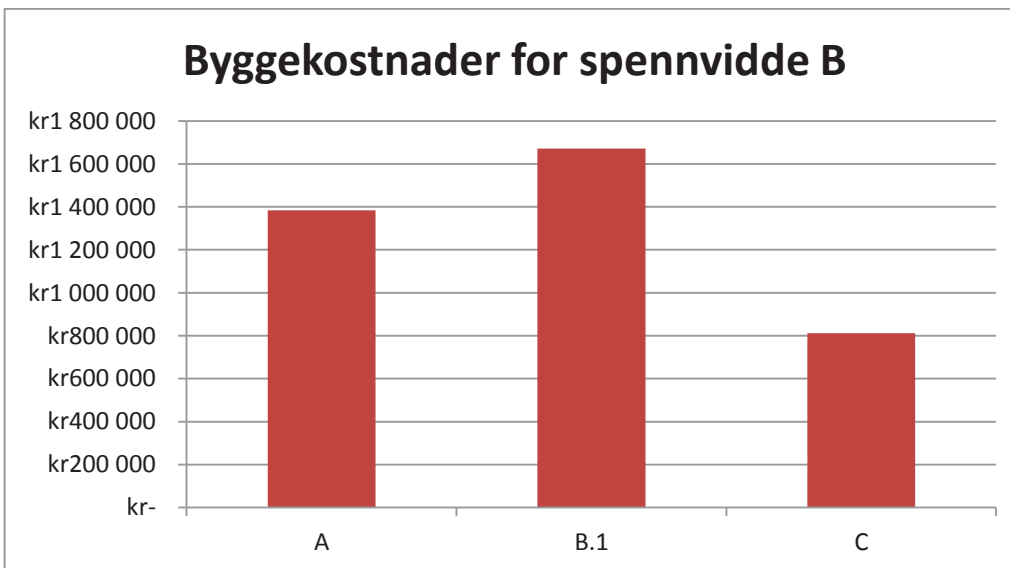
Tabell 14: Byggekostnad – Alternativ C, spennvidde B.

Material	Lengde (m)	Overfl. (m <sup>2</sup> /m)	Volum (m <sup>3</sup> )	Vekt (kg/m)	Enhetskostnad	Totalkostnad (kr)
Andel felleskostnader (75%)						500 419
Strekstag (rustfritt)	4•10,08				4000 kr/m	161 280
Strekstag ramme (rustfritt)	2•2,53				2000 kr/m	10 120
HUP 150x150x5	2•1,55	0,587		22,6	40 kr/kg	2 802
HUP 50x50x5	2•2	0,187		6,82	40 kr/kg	1 091
Varmforsinking av HUP					500 kr/m <sup>2</sup>	1 284
SUM						676 996
Rigg og drift (20% av SUM)						135 399
<b>Total byggekostnad</b>						<b>812 396</b>

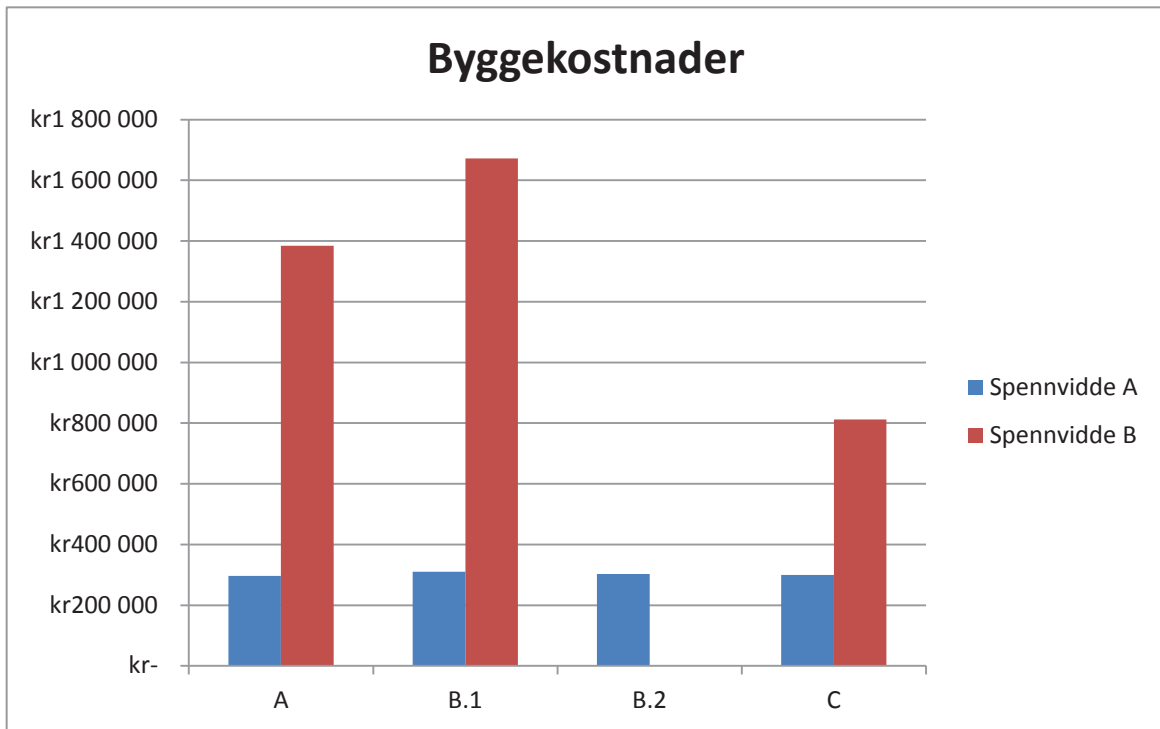
## 5.6 Sammenligning av byggekostnadene



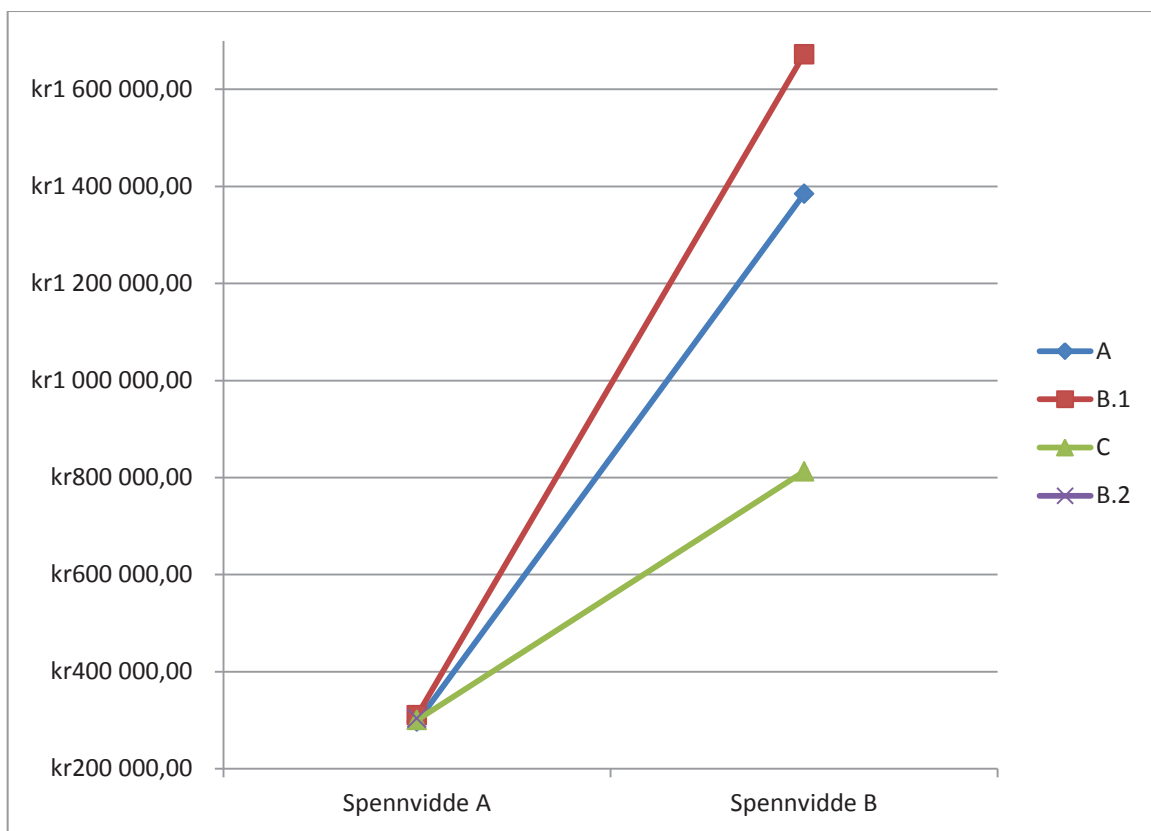
Figur 31: Sammenligning av byggekostnader for spennvidde A.



Figur 32: Sammenligning av byggekostnader for spennvidde B.



Figur 33: Sammenligning av byggekostnadene – søylediagram



Figur 34: Sammenligning av byggekostnadene - linjediagram

## 6. Drøfting av analysen

Drøftingen av analysen vil særlig omhandle:

- Forutsetninger og forenklinger som ligger til grunn for denne tekniskøkonomiske analysen.
- Andre momenter enn kostnader som påvirker valget av forsterkningsmetode for brua.

### 6.1 Drøfting av forutsetningene

Dersom en ser bort ifra nedbøyningsbegrensningen, er det ikke påkrevd omfattende forsterkning for å oppnå en fullverdig Bk10-bru. Se kapittel 3.2.2. Selv om det er mulig å anskaffe spesialtillatelse, om redusert krav for nedbøyning, fra vegdirektoratet siden, ble det i denne oppgaven bestemt å ta hensyn til gjeldene krav for vegbruer. Dette betyr at materialdimensjonene kunne blitt noe mindre ved en eventuell spesialtillatelse for nedbøyningskrav, noe som igjen kunne ført til noe lavere byggekostnader.

Forskjellige forsterkningsmetoder ble presentert og vurdert i kapittel 4.1, og valget av de mest aktuelle metodene er kun basert på de som ble gjengitt. Det er altså en mulighet for at det finnes andre forsterkningsmetoder som er bedre enn de som er nevnt i analysen.

For brua ble det valgt å legge et nytt tredekke av samme type som eksisterende, uten å vurdere andre muligheter. En annen type brudekke kunne kanskje senket kostnadene, men på en annen side er det usikkert om rekkverkskostnadene blir den samme, da denne avhenger av type brudekke.

Landkarenes og pilarens kapasitet er ikke kontrollert som følge av manglende dokumentasjon. Det bør derfor sjekkes om disse elementene er kapable til å takle lastene som de blir utsatt for.

I bygg- og anleggsbransjen er prisene på byggematerialer og anleggsarbeid konjunkturavhengig. Det vil si at kostnadene kan bli lavere i tider med lite aktivitet, noe som vil påvirke de totale byggekostnadene for brua.

Vedlikeholdskostnadene for de ulike alternativene vil sannsynligvis variere, men en vurdering av denne kostnaden er ikke foretatt i analysen. Det er for eksempel ikke undersøkt om strekkstag krever spesiell vedlikehold. Prisen for dette kan være vesentlig ulik vedlikeholdskostnaden for H-bjelker. Livssyklus-kostnadene er altså avhengig av forsterkningsmetoden som velges. «Livssyklus-kostnader er summen av kapitalkostnad og alle kostnader til forvaltning, drift, vedlikehold og utvikling i brukstiden og restkostnad ved avhending»[20]. Dersom en ønsker å analysere dette, må vedlikeholdskostnadene sees i forhold til levetiden for brua.



## 6.2 Drøfting av resultatene

Av resultatene for kostnadsberegning fremgår det at forsterkning ved hjelp av ekstra bjelker (Alternativ A) gir laveste byggekostnad for spennvidde A, og strekkstag (Alternativ C) for spennvidde B. En kombinasjon av alternativ A og C for henholdsvis spennvidde A og B er altså mest lønnsomt ved forsterkning av brua. Det gir en total byggekostnad på ca. 1,1 millioner kroner.

Alternativ B.1, forsterkning ved hjelp av plater, er den dyreste metoden for begge spennviddene. Figuren under viser hvor konsentrert byggekostnadene er for spennvidde A er i forhold til B med relativt store variasjoner mellom alternativene. For spennvidde A, er mest kostbare alternativ, B.1, kun 4 % dyrere enn det rimeligste, altså A. For spennvidde B derimot, er alternativ B.1 drøye 106 % dyrere enn C. Tallene sier noe om hvilken økonomisk betydning valg av alternativ har for de respektive spennviddene. Betydningen er liten for spennvidde A, og motsatt for B.

For spennvidde B er alternativ C den billigste forsterkningsmetoden. Alternativ A er den nest billigste metoden for denne spennvidden, men den er ca. kr 600.000,- eller 70% dyrere enn alternativ C. Den kostnadsmessige forskjellen er så stor at verken hensynet til byggetid eller fremtidige vedlikeholdskostnader kan endre valget om at Alternativ C er best.

Gitt at alternativ C velges for spennvidde B, vil den totale byggekostnaden for brua bli ca. 1,1 millioner kroner uansett valg av alternativ for spennvidde A. Vi kan med god signifikans si at denne kostnaden er lik den mest lønnsomme kombinasjonen, da den relative forskjellen er kun 1 %. Dermed kan valget for spennvidde A være bestemt av andre parametere som byggetid eller vedlikeholdskostnader. Det er ofte ønskelig at byggetiden blir kortest mulig og at brua krever lite vedlikehold. Det beste valget er alternativ A, med tanke på disse parameterne.

Den bratte stigningskurven til alternativ B.1 indikerer at for kortere spennvidder enn spennvidde A, ca. 8 m, kan denne forsterkningsmetoden, altså forsterkning ved hjelp av stålplater, være et rimeligere valg. Ved å undersøke kostnadene for mange vilkårlige spennvidder kan denne problemstillingen avklares.

## 7. Konklusjon

Konklusjonen, etter analysen og drøftingen av resultatene, er at den beste forsterkningsmetoden av Kolmila bru er å legge inn ekstra bjelker for det korteste bruspennet og anvende strekkstagsystem for det lengste bruspennet. Inkludert andre rehabiliteringselementer vil byggekostnaden anslagsvis ligge på ca. kr 1.100.000,-

Om det er mer nytteverdi å rehabilitere fremfor å totalutskifte brua er interessant. Swecos beregningsmodell for byggekostnadsoverslag for nyprosjekterte betongplatebruer, som er den rimeligste brutypen, gir at en ny bru på dette stedet vil koste ca. kr 3.200.000,- Det er altså tre ganger så dyrt å bygge ei ny bru fremfor å rehabilitere brua. Forskjellen er så stor at selv om vedlikeholdskostnadene er lavere og levetiden er lengre, vil livssyklus-kostnaden over et 100-års perspektiv bli større for ei ny bru enn for en rehabilitert bru som krever noe mer vedlikehold i løpet av samme periode. Dermed er det ikke gunstig å totalutskifte Kolmila bru.

## 8. Referanser

1. Statens vegvesen, *Håndbok 185: Bruprosjektering*. 2011.
2. Statens vegvesen, *Håndbok 238: Bruklassifisering*. 2003.
3. Statens vegvesen, *Håndbok 139: Tegningsgrunnlag*. 2007.
4. Statens vegvesen, *Håndbok 026: Prosesskode 2 Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier*. 2012.
5. Standard Norge, *Norsk Standard NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*.
6. Statskog, *Spesialinspeksjon: Rapport 43-12*. 2012.
7. Arve Rannov Akervold, *Opprusting av bruer på skogsbilveger*. 1998: Ås.
8. Spenneteknikk, *ELASTO BLOK lagersystemer for bruer*. 2008.  
<http://spenneteknikk.no/brosjyrer/ELASTO-BLOKK-lagersystem.pdf>
9. Verlag von Wilhelm Ernst Sohn, *BETON-KALENDER*. 1979. Tyskland.
10. Macalloy S1030 Post Tensioning Bar.  
<http://macalloy.com/products-and-services/macalloy-1030-and-s1030-post-tensioning-bar>
11. Standard Norge, *Norsk Standard NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Almene regler og regler for bygninger*.
12. Statens landbruksforvaltning. 2013.  
<https://www.slf.dep.no/no/eiendom-og-skog/skogbruk/narings-og-miljotiltak/30-mill.kroner-ekstra-til-skogsveier>
13. Truls-Erik Johnsrud, Skogbrukets kursinstitutt (SKI), *Inspeksjon av bruer på landbruksveger*. 2012.
14. Henning Johansen, *Sveisbare konstruksjonsstål*. 2008.
15. Standard Norge, *Norsk Standard NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010, Eurokode: Grunnlag for prisjektering av konstruksjoner*.
16. HALFEN, Teknisk produktinformasjon: *DETAN STREKKSTAGSYSTEM*. 2011.
17. Skogbrukets kursinstitutt (SKI), Typetegninger for bruer, Stålbjelkebru med tredekke Generelle data.  
[http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/Generelle%20data%20for%20landbruksvegbru%20type%201%20\(3\).pdf](http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/Generelle%20data%20for%20landbruksvegbru%20type%201%20(3).pdf)
18. Skogbrukets kursinstitutt (SKI), Typetegninger for bruer, Stålbjelkebru med tredekke Oversikt.  
[http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/K01-1%20\(3\).pdf](http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/K01-1%20(3).pdf)
19. Skogbrukets kursinstitutt (SKI), Typetegninger for bruer, Stålbjelkebru med tredekke Detaljer.  
[http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/K01-2%20\(3\).pdf](http://www.skogkurs.no/landbruksvegbruer/PDF/Type%201%20stalbjelke%20med%20tredekke/K01-2%20(3).pdf)
20. Rådgivende ingeniørers forening (RIF), *2310 – Livssykluskostnader for bygninger*.  
[http://www.rif.no/index.php?page=shop.product\\_details&flypage=flypage.tpl&category\\_id=6&product\\_id=17&vmccchk=1&option=com\\_virtuemart&Itemid=4](http://www.rif.no/index.php?page=shop.product_details&flypage=flypage.tpl&category_id=6&product_id=17&vmccchk=1&option=com_virtuemart&Itemid=4)
21. Statsbudsjettet, Fylkesoversikt.  
<http://www.statsbudsjettet.no/Statsbudsjettet-2014/Fylkesoversikt/Nordland/>
22. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), *Flomsonkart, Prosjekt: Hattfjelldal*.  
<http://www.nve.no/PageFiles/5296/Hattfjelldal%20100-%C3%A5rsflom.pdf?epslanguage=no>

23. Norsk Stål.  
<http://produktkatalog.norskstaal.no/>
24. Wikipedia.  
[http://en.wikipedia.org/wiki/Extradosed\\_bridge](http://en.wikipedia.org/wiki/Extradosed_bridge)
25. Johs Holt as. *Harpe bru*.  
[http://www.vegvesen.no/\\_attachment/397773/binary/682863?fast\\_title=harpe+bru](http://www.vegvesen.no/_attachment/397773/binary/682863?fast_title=harpe+bru)

## Vedlegg

Oversikt over vedlegg:

Vedlegg A	-Bruklassifiseringsberegninger
Vedlegg B	-Kontrollberegning ved BkT8 trippelboggilast for spennvidde A
Vedlegg C	-Kontrollberegning ved BkT8 vogntoglast for spennvidde B
Vedlegg D	-Dimensjonering av alternativ A
Vedlegg E	-Dimensjonering av alternativ B
Vedlegg F	-Dimensjonering av alternativ C
Vedlegg G	-Dimensjonering av tredekke
Vedlegg H	-Utarbeidede tegninger
Vedlegg I	-Spesialinspeksjon av Statskog

## Vedlegg A – Bruklassifiseringsberegninger

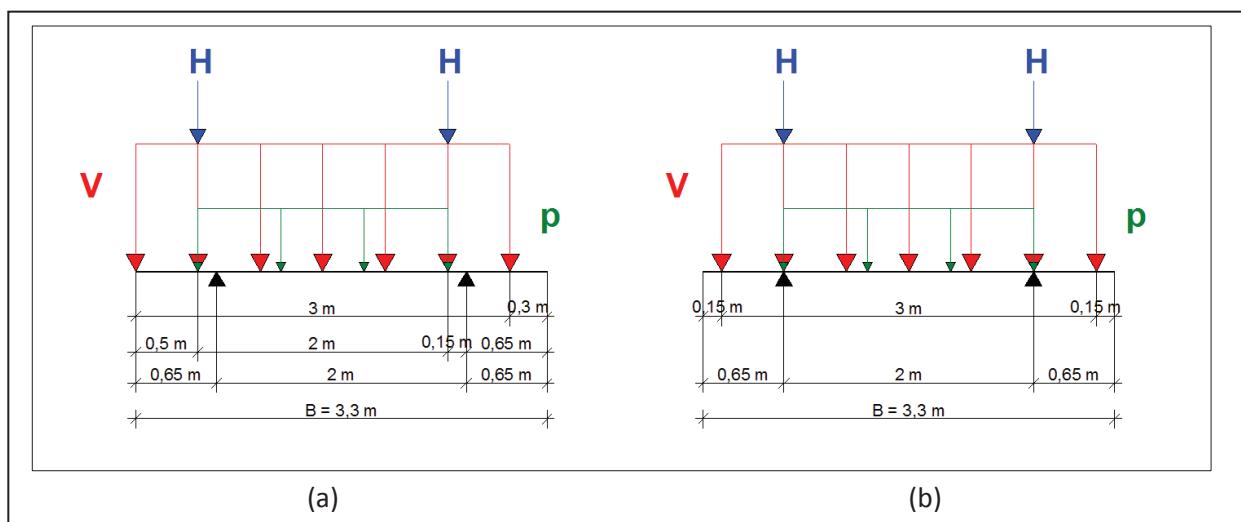
Det er gjort kontroller for bøyemoment og skjærkraft i bruddgrensetilstanden, og nedbøyningskontroller i bruksgrensetilstanden for alle bruksklasser og spennvidder, A og B, i Robot. I henhold til Håndbok 238 skal det for hver spennvidde kun velges en av lasttypene som vist i figur 5. Lasttypen som gir den ugunstigste lastvirkningen velges.

Dimensjonering av nytt tredekke er vist i vedlegg G. Dekket som er brukt i Robot-modellen er sterkt nok til å overføre lastene til stålbjelkene, og de oppgitte lastene i figur 5 er omregnet til flatelaster og punktlaster for å muliggjøre plassering av lastene på dekket. Egenlasten er grovberegnet for begge bruspennene A og B til henholdsvis  $2,38 \text{ kN/m}^2$  og  $3,36 \text{ kN/m}^2$ , og beregningen er vist i vedlegg B og C.

I programmet er den dimensjonerende materialfasthet innstilt til:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{235}{1,2} = 195,83 \text{ N/mm}^2$$

Figur 35 viser hvordan lastene er plassert ved ugunstige og gunstigste stilling. Lastene må plasseres i ugunstigste stilling som gir ugunstigste lastvirkning. Opplagerne i figuren tilsvarer stålbjelkene.



Figur 35: Lastene plassert i ugunstigste (a) og gunstigste (b) stilling i tverretningen.

Lastverdiene for de ulike lasttypene er hentet fra figur 5.

Følgende lastkombinasjoner er brukt for de ulike grensetilstandene:

Tabell 15: Lastkombinasjoner

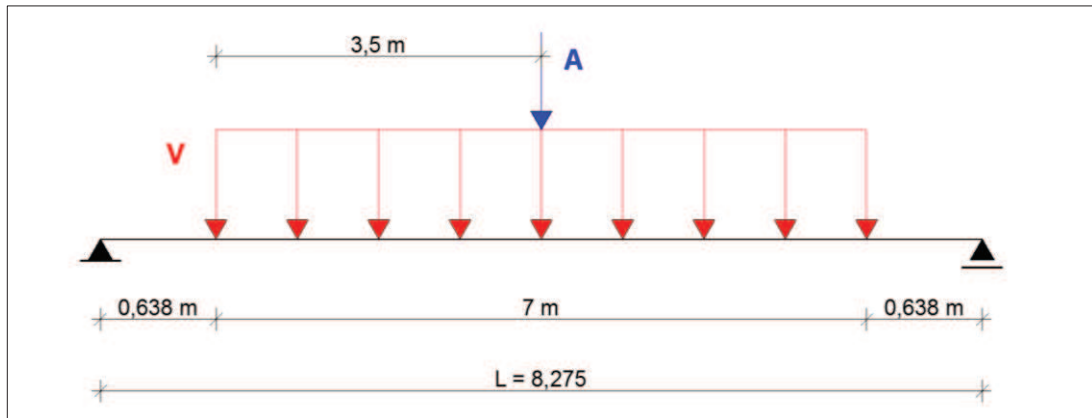
Grensetilstand	Permanente laster, P Egenlast, G	Variable laster, Q For trafikklaster
<b>Brudd</b>	$= 1,2 \cdot G_{k,j,\text{sup}}$	$= 1,35 \cdot Q_{ki}$
<b>Bruks</b>	$= 1,0 \cdot G_{k,j,\text{sup}}$	$= 0,7 \cdot Q_{ki}$

## Resultater for spennvidde A

For spennvidde A er det kontrollert for både trippelboggilast og kjøretøylast på grunn av usikkerheten knyttet hvilken lasttype som gir den ugunstigste lastvirkningen.

### Kjøretøylast

#### Bøyemoment

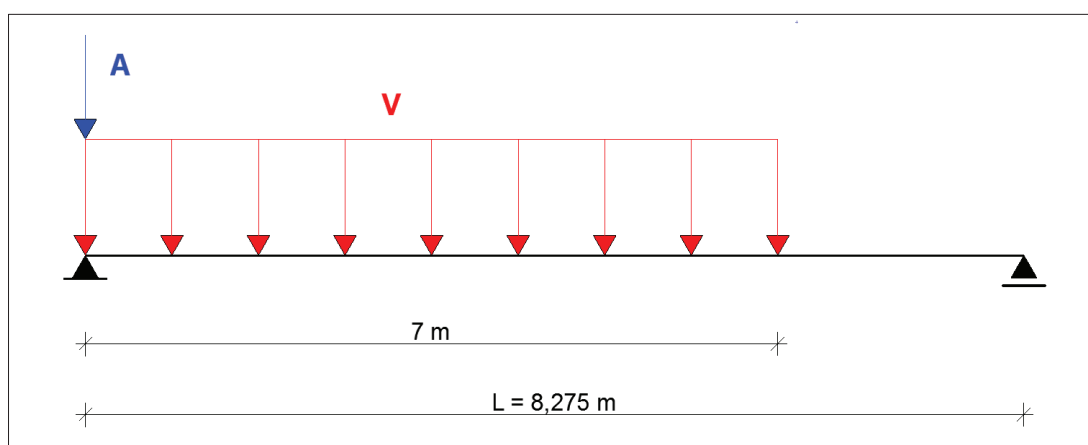


Figur 36: Kjøretøylast – lasttilfelle som gir størst bøyemoment

Tabell 16: Kontroll av bøyemoment ved kjøretøylast

Brukkasse	V (kN)	$V_{xy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	A (kN)	H (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{y,pl,Rd}$ (kNm)	Utnyttelsesgrad
BK6	180	8,57	24	12	188,09	365,98	0,51
BK8	220	10,48	32	16	225,12		0,62
BKT8	280	13,33	32	16	261,95		0,72
BK10	300	14,29	40	20	286,71		0,78

#### Skjærkraft



Figur 37: Kjøretøylast – lasttilfelle som gir størst skjærkraft

Tabell 17: Kontroll av skjær ved kjøretøylast

Bruklasse	V (kN)	$V_{xy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	A (kN)	H (kN)	$V_{z,Ed}$ (kNm)	$V_{z,pl,Rd}$ (kN)	Utnyttelsesgrad
BK6	180	8,57	24	12	72,42	535,36	0,14
BK8	220	10,48	32	16	84,53		0,16
BKT8	280	13,33	32	16	101,80		0,19
BK10	300	14,29	40	20	108,16		0,20

## Nedbøyning

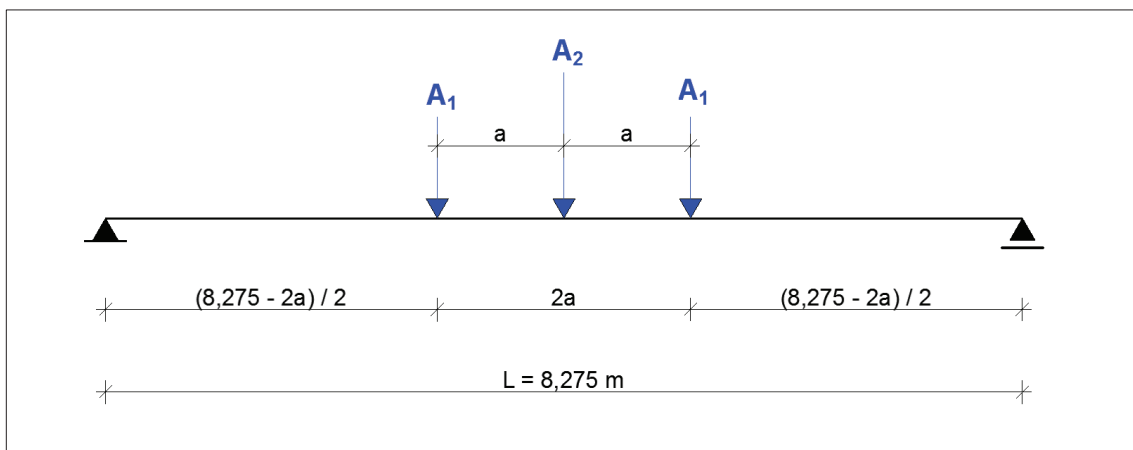
Tabell 18: Kontroll av nedbøyning ved kjøretøylast

Bruklasse	Nedbøyning (mm)	Tillat nedbøyning	Vurdering
BK6	14	$\frac{L}{350} = 23,6 \text{ mm}$	OK
BK8	17		OK
BKT8	19		OK
BK10	21		OK

## Trippelboggilast

For denne lasttypen er det også foretatt en håndberegning når det gjelder BKT8 for å kontrollere resultatet.

## Bøyemoment

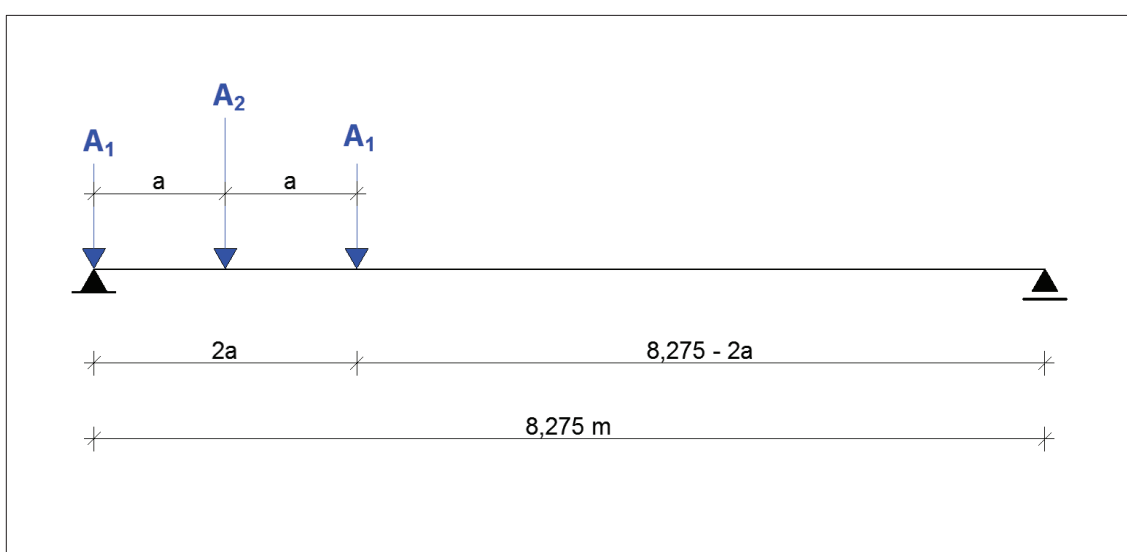


Figur 38: Trippelboggilast – lasttilfelle som gir størst bøyemoment

Tabell 19: Kontroll av bøyemoment ved trippelboggilast

Brukkasse	A <sub>1</sub> (kN)	H <sub>1</sub> (kN)	A <sub>2</sub> (kN)	H <sub>2</sub> (kN)	a (m)	M <sub>y,Ed</sub> (kNm)	M <sub>y,pl,Rd</sub> (kNm)	Utnyttelses- grad
BK6	40	20	56	28	1,2	217,64	365,98	0,59
BK8	50	25	84	42		283,59		0,77
BKT8	60	30	84	42		306,30		0,84
BK10	70	35	140	70	1,3	410,08		1,12

## Skjærkraft



Figur 39: Trippelboggilast – lasttilfelle for som gir størst skjærkraft

Tabell 20: Kontroll av skjær ved trippelboggilast

Brukkasse	A <sub>1</sub> (kN)	H <sub>1</sub> (kN)	A <sub>2</sub> (kN)	H <sub>2</sub> (kN)	a (m)	V <sub>z,Ed</sub> (kNm)	V <sub>z,pl,Rd</sub> (kN)	Utnyttelses- grad
BK6	40	20	56	28	1,2	80,60	535,36	0,15
BK8	50	25	84	42		105,29		0,20
BKT8	60	30	84	42		111,44		0,21
BK10	70	35	140	70	1,3	152,08		0,28

## Nedbøyning

Tabell 21: Kontroll av nedbøyning ved trippelboggilast

Brukkasse	Nedbøyning (mm)	Tillat nedbøyning	Vurdering
BK6	16	$\frac{L}{350} = 23,6 \text{ mm}$	OK
BK8	20		OK
BKT8	22		OK
BK10	28		X



## Resultater for spennvidde B

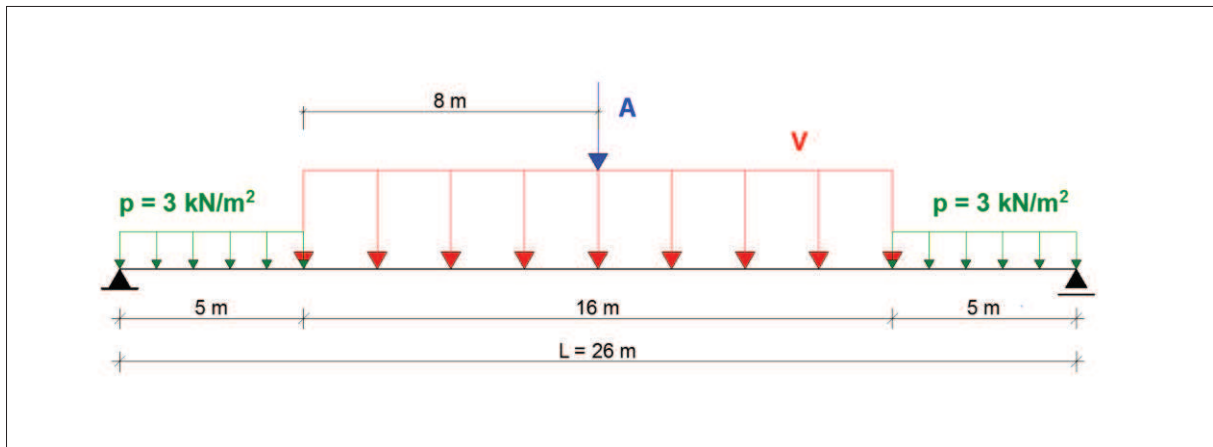
Vogntoglasten er valgt for bruspenn B.

### Vogntoglast

For denne lasttypen er det også foretatt en håndberegning når det gjelder BkT8 for å kontrollere resultatet.

Last på grunn av lettere blandet trafikk foran og/eller bak vogntoglasten er en jevnt fordelt last  $p = 3 \text{ kN/m}^2$ .

### Bøyemoment

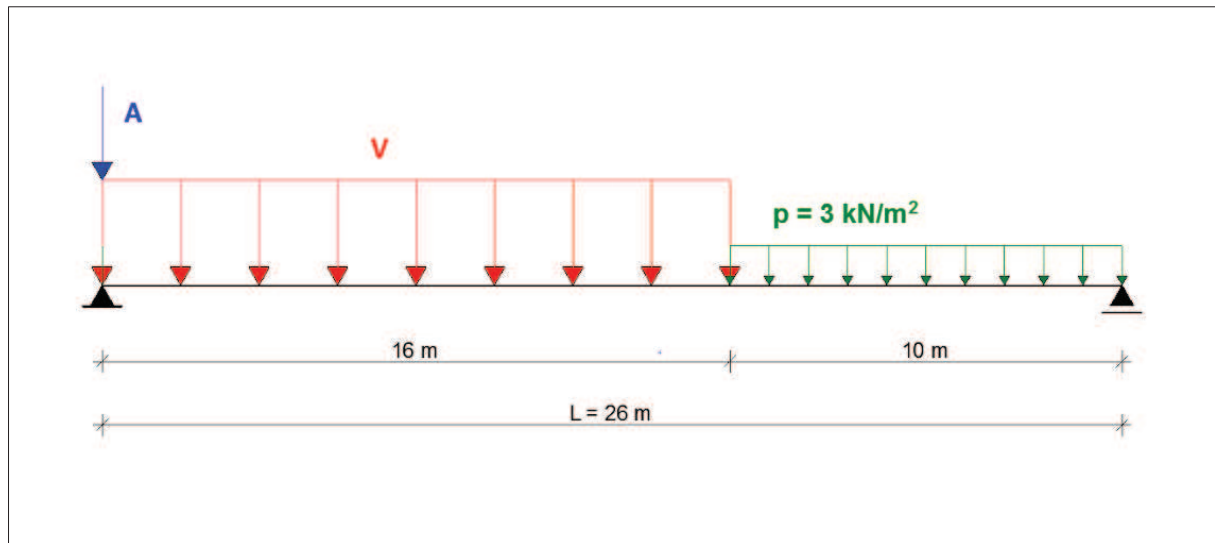


Figur 40: Vogntoglast – lasttilfelle for som gir størst bøyemoment

Tabell 22: Kontroll av bøyemoment ved vogntoglast

Brukkategori	A (kN)	H (kN)	V (kN)	$V_{xy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{y,pl,Rd}$ (kNm)	Utnyttelsesgrad
BK6	24	12	280	5,83	1709,33	2464,54	0,69
BK8	32	16	320	6,67	1888,93		0,77
BKT8	32	16	400	8,33	2165,10		0,88
BK10	40	20	500	10,42	2552,67		1,04

## Skjærkraft



Figur 41: Vogntoglast – lasttilfelle for som gir størst skjærkraft

Tabell 23: Kontroll av skjær ved vogntoglast

Brukkasse	A (kN)	H (kN)	V (kN)	$V_{xy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{z,Ed}$ (kN)	$V_{z,pl,Rd}$ (kN)	Utnyttelsesgrad
BK6	24	12	280	5,83	241,89	2 130,98	0,11
BK8	32	16	320	6,67	263,50		0,12
BKT8	32	16	400	8,33	305,29		0,14
BK10	40	20	500	10,42	358,37		0,17

## Nedbøyning

Tabell 24: Kontroll av nedbøyning ved vogntoglast

Brukkasse	Nedbøyning (mm)	Tillat nedbøyning	Vurdering
BK6	71	$\frac{L}{350} = 74\text{mm}$	OK
BK8	77		X
BKT8	86		X
BK10	99		X

## Vedlegg B – Kontrollberegning ved BkT8 trippelboggilast for spennvidde A

### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_A$	= 8,275 m
Lengde bjelke	$L_{Bjelke,A}$	= 8,875 m
Total brubredde	$B_{bru}$	= 3,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 300 B
Stålkvalitet (Se kapittel 3.1)		S 235
Materialfaktor (Se kapittel 3.1)	$\gamma_m$	= 1,20
Høyde, bjelkeprofil	$h$	= 300 mm
Bredde, flens	$b$	= 300 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 11 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 19 mm
Radius, flensbue-steg	$r$	= 27 mm
Tverrsnittsareal	$A$	= $14,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Statisk moment	$S_y$	= $934 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Plastisk motstandsmoment om y-akse	$W_{y,pl}$	= $2 \cdot S_y = 1\,868 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Senteravstand bærebjelker	$c/c$	= 2,0 m
Egenvekt, stål	$\gamma_{stål}$	= 77 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt, tre	$\gamma_{tre}$	= 8 kN/m <sup>3</sup>

### Karakteristiske laster på konstruksjonen

Egenlast: Egenlasten er en jevnt fordelt last og inkluderer vekt av brudekke (strøved, slitelag og rekkverk) og bærebjelker. Volumene av trematerialene er grovberegnet.

$$G_{tre} = \gamma_{tre} \cdot V_{tre} = 8 \cdot 6,85 = 54,81 \text{ kN}$$

$$G_{stål} = \gamma_{stål} \cdot V_{stål} = \gamma_{stål} \cdot A \cdot L_{Bjelke,A} = 77 \cdot 14,9 \cdot 10^3 \cdot 8,875 = 10,18 \text{ kN}$$

$$G = (G_{tre} + G_{stål}) / L_A = 7,85 \text{ kN/m}$$

Trafikklast: Siden føringsavstanden er 3,3 m og senteravstanden mellom bærebjelkene er 2,0 m får vi et tillegg for fri kjøring, altså når lastene står i ugunstigste stilling som vist i figur 35. Ved elementær statikkberegning blir dette tillegget 15 %. Dermed blir de karakteristiske lastene:

$$\text{Aksellaster: } A_1 = 60 \text{ kN} \cdot 1,15 = 69 \text{ kN}$$

$$A_2 = 84 \text{ kN} \cdot 1,15 = 96,6 \text{ kN}$$

## Dimensjonerende laster

Lastkombinasjon a bruker lastfaktor 1,2 og 1,35 for henholdsvis egenlast og trafikklast. De dimensjonerende lastene blir da:

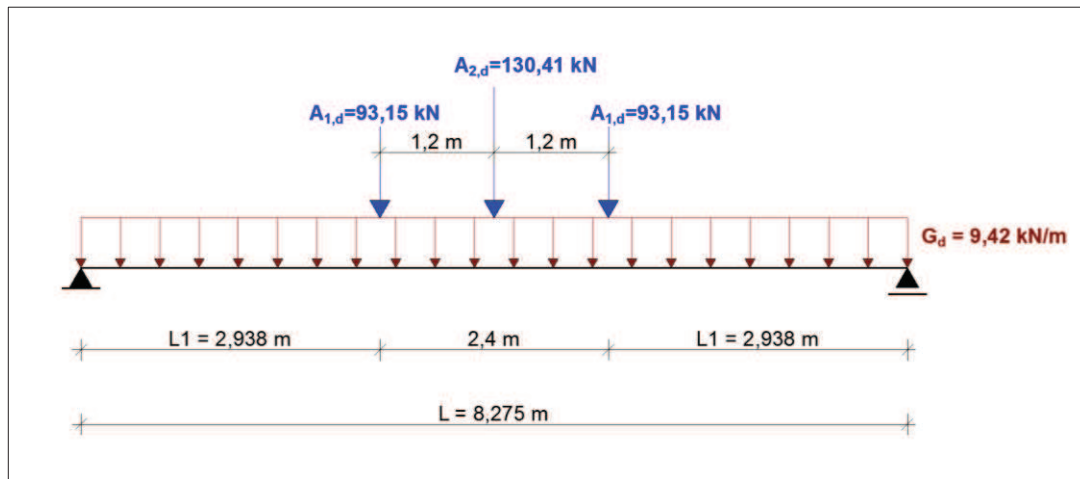
$$\text{Egenlast: } G_d = G \cdot 1,2 = 9,42 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aksellaster: } A_{1,d} = A_1 \cdot 1,35 = 93,15 \text{ kN}$$

$$A_{2,d} = A_2 \cdot 1,35 = 130,41 \text{ kN}$$

## Maksimalt bøyemoment

Størst bøyemomentbelastning oppnås ved følgende lastsituasjon, figur 42.



Figur 42: Trippelboggilast – BkT8 bøyemoment

$$M_{A1,d} = A_{1,d} \cdot L1 = 93,15 \cdot 2,938 = 273,67 \text{ kNm}$$

$$M_{A2,d} = \frac{A_{2,d} \cdot L}{4} = \frac{130,41 \cdot 8,275}{4} = 269,79 \text{ kNm}$$

$$M_{G,d} = \frac{G_d \cdot L^2}{8} = \frac{9,42 \cdot 8,275^2}{8} = 80,63 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 624,09 \text{ kNm}$$

Den plastiske momentkapasiteten for de to bærebjelkene blir:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (2)

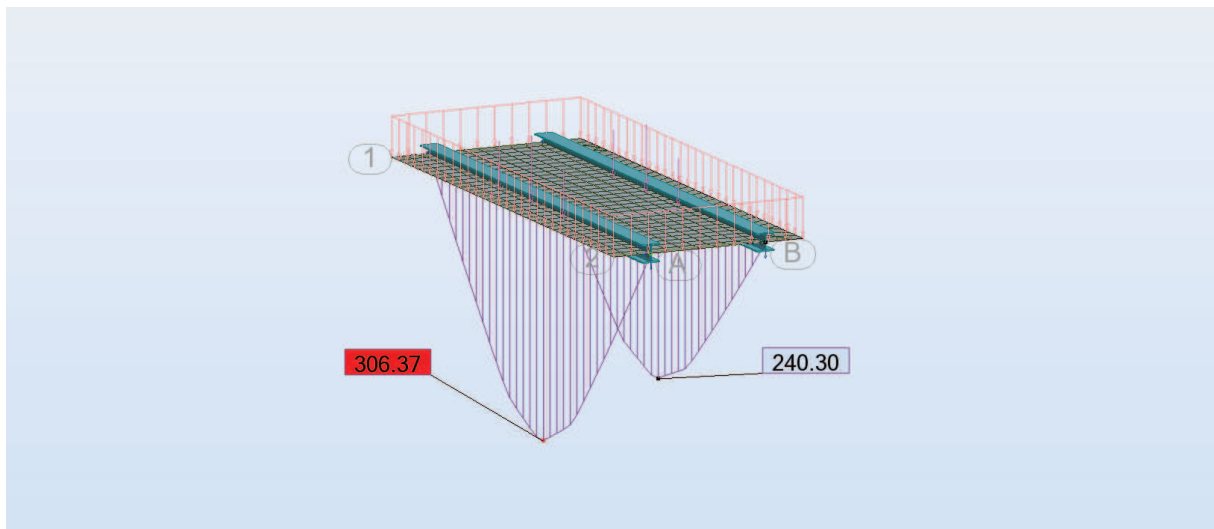
$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_m} = 2 \cdot (1\,868 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) = 731,62 \text{ kNm}$$

### Kontroll av momentkapasitet:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{624,09 \text{ kNm}}{731,62 \text{ kNm}} = 0,85 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

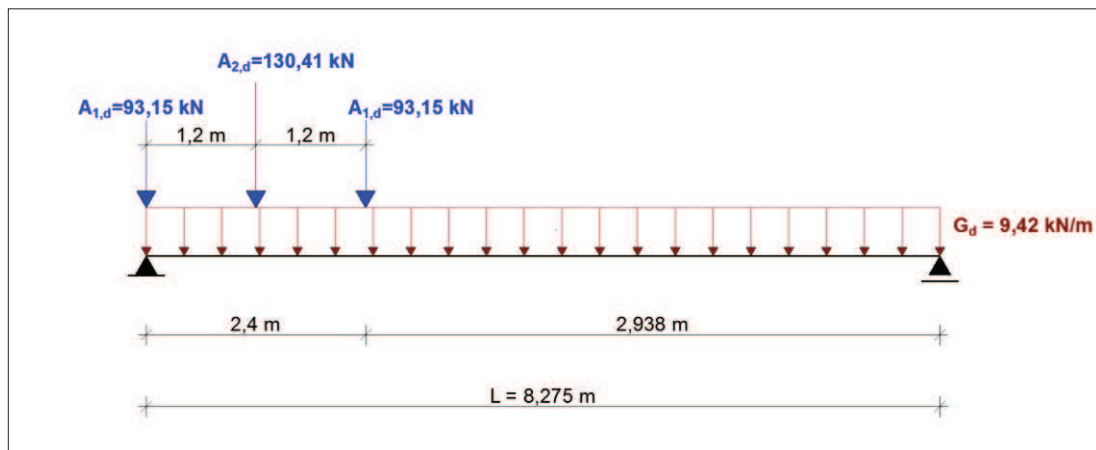
Vi ser at både  $M_{Ed}$ ,  $M_{pl,Rd}$  og utnyttelsesgraden på **0,85** stemmer meget godt med resultatene i Robot. Figur 43 viser momentdiagrammer med tilhørende maksimalverdier for bærebjelkene. Resultatene fra Robot oppgir at utnyttelsesgraden til den mest belastede bjelken er 0,84. Se tabell 19.



Figur 43: Trippelboggilast – BkT8 bøyemoment

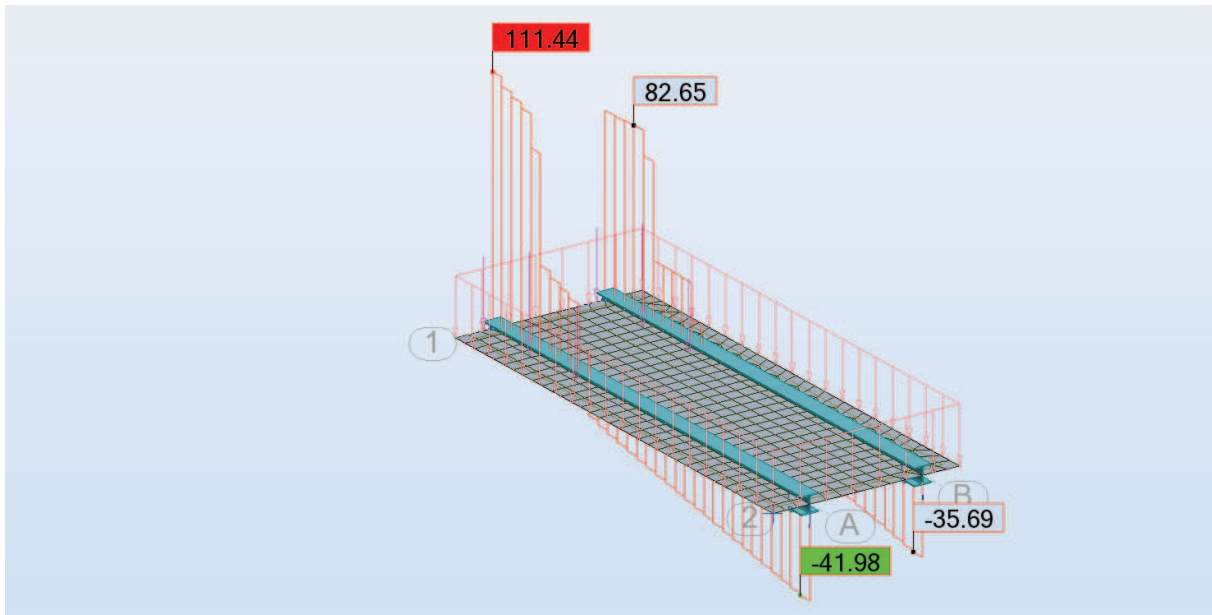
### Kontroll av skjærspenning

Maksimal skjærspenning får vi når trippelboggilasten er plassert inntil opplager som figur 44 illustrerer.



Figur 44: Trippelboggilast – BkT8 skjærkraft

Maksimal skjærkraft for lastkonfigurasjonen er lest av skjærkraftdiagrammet i Robot til å være  $V_{Ed} = 111,44 \text{ kN}$ . Figur 45 viser skjærkraftdiagrammet for bærebjelkene.



Figur 45: Skjærkraftdiagram for trippelboggilast – BkT8

### Dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (2)

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m}$$

Skjærarealet  $A_v$  fastsettes ved NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (3) a)

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 14,9 \cdot 10^3 - 2 \cdot 300 \cdot 19 + (11 + 2 \cdot 27) \cdot 19 = 4 \, 735 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{4735 (235 / \sqrt{3})}{1,20} = 535,36 \text{ kN}$$

### Kontroll av skjærkraftkapasitet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (1)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{111,14 \text{ kN}}{535,36 \text{ kN}} = 0,21 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

## Vedlegg C – Kontrollberegning ved BkT8 vogntoglast for spennvidde B

### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Lengde bjelke	$L_{Bjelke,B}$	= 26,6 m
Total brubredde	$B_{bru}$	= 3,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 900 B
Stålkvalitet (Se kapittel 3.1)		S 235
Materialfaktor (Se kapittel 3.1)	$\gamma_m$	= 1,20
Høyde, bjelkeprofil	$h$	= 900 mm
Bredde, flens	$b$	= 300 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 18,5 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 35 mm
Radius, flensbue-steg	$r$	= 30 mm
Tverrsnittsareal	$A$	= $37,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Statisk moment	$S_y$	= $6\,290 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Plastisk motstandmoment om y-akse	$W_{y,pl}$	= $2 \cdot S_y = 12\,580 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Senteravstand bærebjelker	$c/c$	= 2,0 m
Egenvekt, stål	$\gamma_{stål}$	= 77 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt, tre	$\gamma_{tre}$	= 8 kN/m <sup>3</sup>

### Karakteristiske laster på konstruksjonen

Egenlast: Egenlasten er en jevnt fordelt last og inkluderer vekt av brudekke (strøved, slitelag og rekkverk) og bærebjelker. Volumene av trematerialene er grovberegnet.

$$G_{tre} = \gamma_{tre} \cdot V_{tre} = 8 \cdot 26,76 = 214,08 \text{ kN}$$

$$G_{stål} = \gamma_{stål} \cdot V_{stål} = \gamma_{stål} \cdot A \cdot L_{Bjelke,B} = 77 \cdot 37,1 \cdot 10^3 \cdot 26 = 74,27 \text{ kN}$$

$$G = (G_{tre} + G_{stål}) / L_B = 11,09 \text{ kN/m}$$

Trafikklaster: Siden føringsavstanden er 3,3 m og senteravstanden mellom bærebjelkene er 2,0 m får vi et tillegg for fri kjøring, altså når lastene står i ugunstigsste stilling som vist i figur 35. Ved elementær statikkberegning blir dette tillegget 15 %. Dermed blir de karakteristiske lastene:

$$\text{Vogntoglast: } V = 400 \text{ kN} / 16 \text{ m} \cdot 1,15 = 28,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jevnt fordelt last: } p = 6 \text{ kN/m} \cdot 1,15 = 6,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aksellast: } A = 32 \text{ kN} \cdot 1,15 = 36,8 \text{ kN}$$

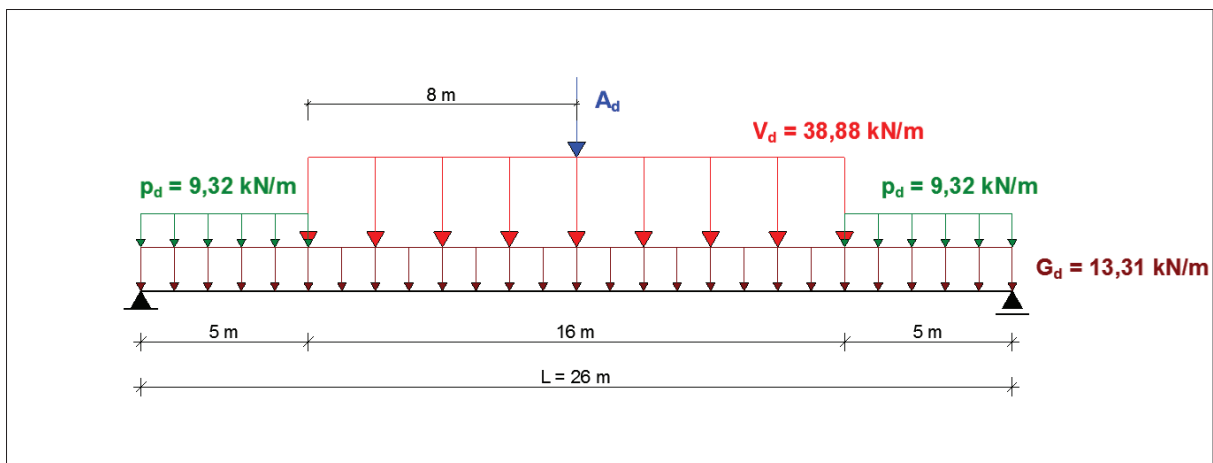
## Dimensjonerende laster

Lastkombinasjon **a** bruker lastfaktor 1,2 og 1,35 for henholdsvis egenlaster og trafikklast. De dimensjonerende lastene blir da:

Egenlast:	$G_d$	=	$G \cdot 1,2$	=	<b>13,31 kN/m</b>
Vogntoglast:	$V_d$	=	$V \cdot 1,35$	=	<b>38,88 kN/m</b>
Jevnt fordelt last:	$p_d$	=	$p \cdot 1,35$	=	<b>9,32 kN/m</b>
Aksellast:	$A_d$	=	$A \cdot 1,35$	=	<b>49,68 kN</b>

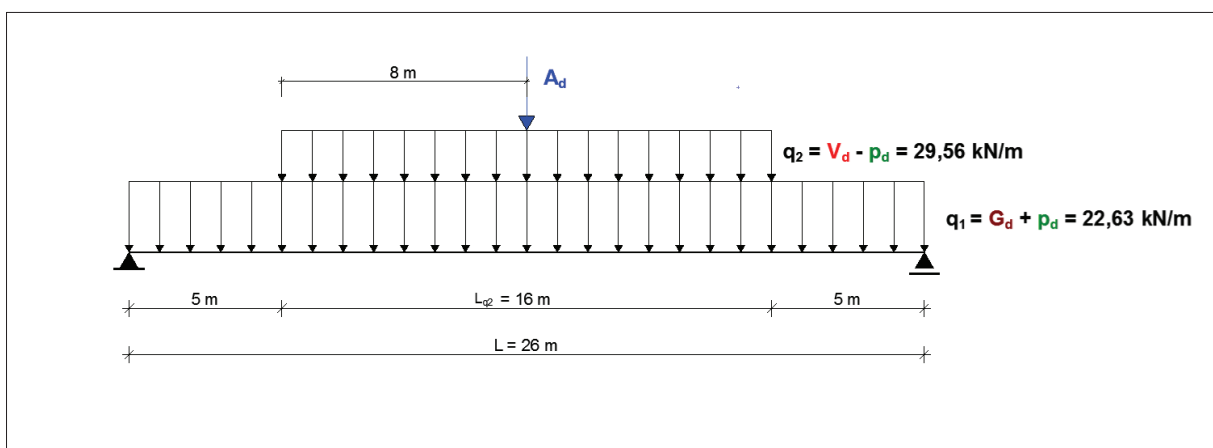
## Maksimalt bøyemoment

Størst bøyemomentbelastning oppnås ved følgende lastsituasjon, figur 46.



Figur 46: Vogntoglast – BkT8 bøyemoment (1)

For å gjøre beregningene enklere blir noen av linjelastene sammenslått som vist i figur 47.



Figur 47: Vogntoglast – BkT8 bøyemoment (2)



Beregning av maksimalt bøyemoment for  $q_2$  er gjort ved å følge formelen i punkt 22 i tabell 2.3 i *BETON-KALENDER* [9].

$$M_{Ad} = \frac{A_d \cdot L}{4} = \frac{49,68 \cdot 26}{4} = 322,92 \text{ kNm}$$

$$M_{q1} = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = \frac{22,63 \cdot 26^2}{8} = 1\,912,24 \text{ kNm}$$

$$M_{q2} = \frac{q_2 \cdot L \cdot L_{q2}}{8} \left(2 - \frac{L_{q2}}{L}\right) = \frac{29,56 \cdot 26 \cdot 16}{8} \left(2 - \frac{16}{26}\right) = 2\,128,32 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 4\,363,48 \text{ kNm}$$

Den plastiske momentkapasiteten for de to bærebjelkene blir:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (2)

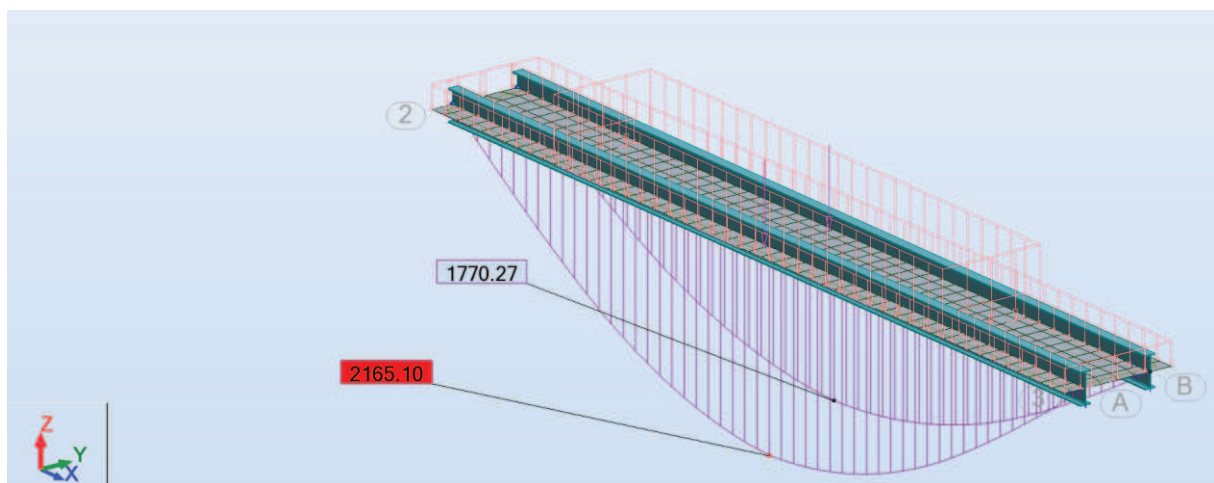
$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_m} = 2 \cdot (12\,580 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) = 4\,927,08 \text{ kNm}$$

**Kontroll av momentkapasitet:**

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{4\,363,48 \text{ kNm}}{4\,927,08 \text{ kNm}} = 0,89 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

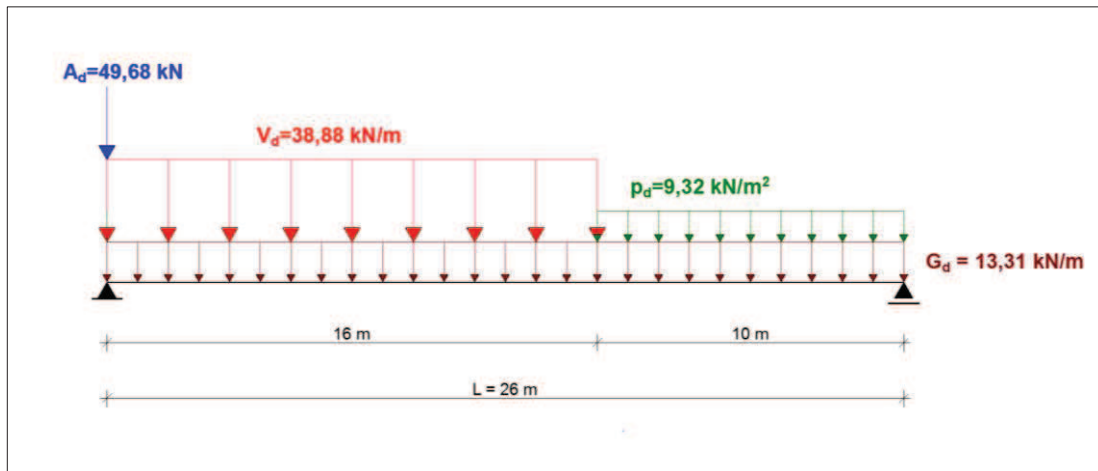
Vi ser at både  $M_{Ed}$ ,  $M_{pl,Rd}$  og utnyttelsesgraden på **0,89** stemmer meget godt med resultatene i Robot. Figur 48 viser momentdiagrammer med tilhørende maksimalverdier for bærebjelkene. Resultatene fra Robot oppgir at utnyttelsesgraden til den mest belastede bjelken er 0,88. Se tabell 22.



Figur 48: Momentdiagram for vogntoglast – BkT8

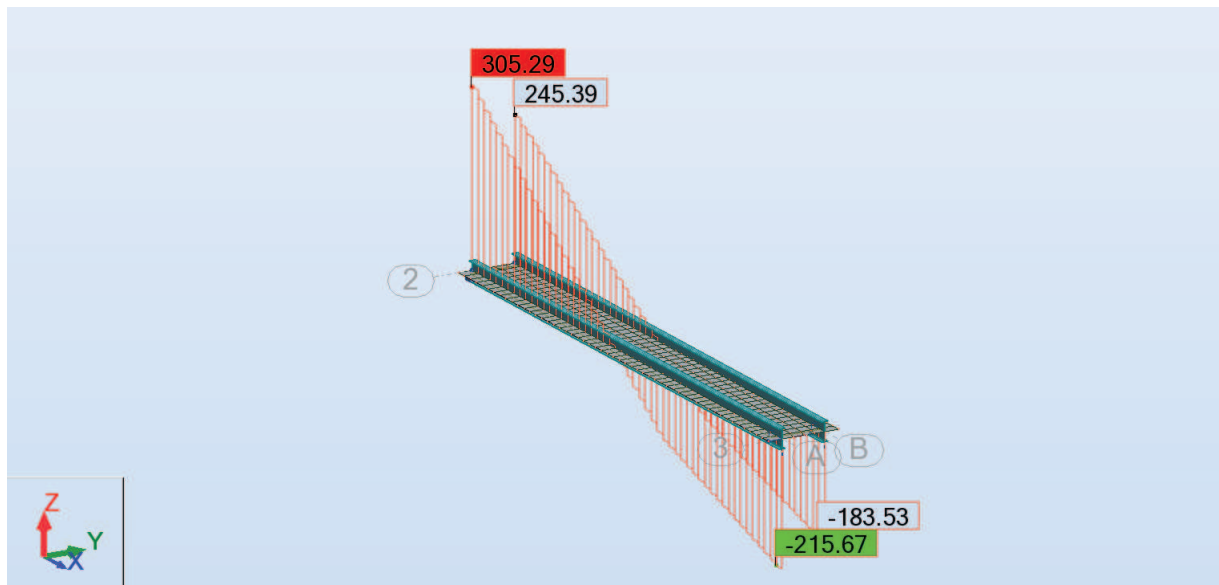
## Kontroll av skjærspenning

Maksimal skjærspenning får vi når vogntoglasten er plassert inntil en opplagring som figur 49 illustrerer.



Figur 49: Vogntoglast – BkT8 skjærkraft

Maksimal skjærkraft for lastkonfigurasjonen er lest av skjærkraftdiagrammet i Robot til å være  $V_{Ed} = 305,29$  kN. Figur 50 viser skjærkraftdiagrammet.



Figur 50: Skjærkraftdiagram for vogntoglast – BkT8

## Dimensjonerende plastisk skjærkraftkapasitet

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (2)

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m}$$

Skjærarealet  $A_v$  fastsettes ved NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (3) a)

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 37,1 \cdot 10^3 - 2 \cdot 300 \cdot 35 + (18,5 + 2 \cdot 30) \cdot 35 = 18\,847,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{18847,5 (235 / \sqrt{3})}{1,20} = \mathbf{2\ 130,98\ kN}$$

### **Kontroll av skjærkraftkapasitet**

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.6 (1)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{305,29\ \text{kN}}{2130,98\ \text{kN}} = \mathbf{0,14} < 1,0 \quad \Rightarrow \mathbf{OK}$$

## Vedlegg D – Dimensjonering av alternativ A

Alle beregninger er utført ved hjelp av dataprogrammet *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Robot).

Egenvekta øker noe. Tillegget kommer av ekstra bjelker, og er beregnet for begge spennviddene.

### Spennvidde A

#### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_A$	= 8,275 m
Lengde bjelker	$L_{Bjelke}$	= 8,875 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 300 B
Stålkvalitet (Se kapittel 3.1)		S 235
Materialfaktor (Se kapittel 3.1)	$\gamma_m$	= 1,20
Ekstra bærebjelker, stål	2 stk.	IPE 300
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor	$\gamma_{m0}$	= 1,05
vekt	$m$	= 42,2 kg/m
Tyngdens akselerasjon	$g$	= 9,81 N/kg

Dimensjonerende lastsituasjon er vist i figur 38.

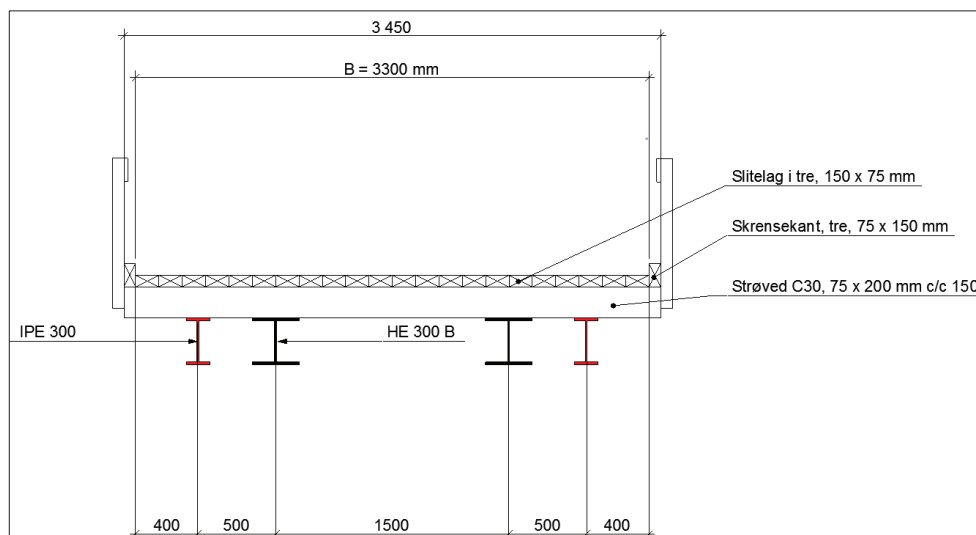
Ifølge figur 5 er verdiene for trippelboggilast ved Bk10:

$$A_1 = 70 \text{ kN}$$

$$A_2 = 140 \text{ kN}$$

$$a = 1,3 \text{ m}$$

Figur 50 viser dimensjonene i tverretningen.



Figur 50: Alternativ A – spennvidde A

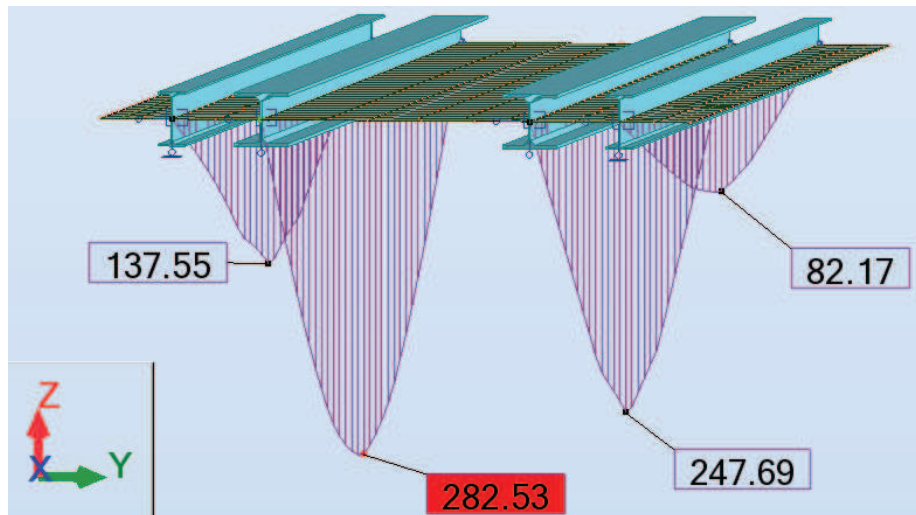
Egenvektstillegg på grunn av ekstra bjelker

$$G_{IPE} = 2 \cdot m \cdot L_{Bjelke} \cdot g = 2 \cdot 42,2 \cdot 8,875 \cdot 9,81 = 7,35 \text{ kN}$$

Dette gir en jevnt fordelt last over brubanen, som legges inn i programmet

$$G = \frac{G_{IPE}}{L_A * B_{kj\ddot{o}re}} = \frac{7,35}{8,275 * 3,3} = 0,27 \text{ kN/m}^2$$

Figur 51 viser momentdiagrammene for bjelkene.



Figur 51: Alternativ A momentdiagram – spennvidde A

Av figur 51 kan vi lese av maksverdiene for bøyemoment.

$$M_{Ed,HEB} = 282,53 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,IPE} = 137,55 \text{ kNm}$$

Plastisk momentkapasitet fra programmet

$$M_{pl,Rd,HEB} = 365,98 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,IPE} = 212,32 \text{ kNm}$$

### Kontroll av momentkapasitet:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed,HEB}}{M_{pl,Rd,HEB}} = \frac{282,53 \text{ kNm}}{365,98 \text{ kNm}} = 0,77 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK for HE300 B}$$

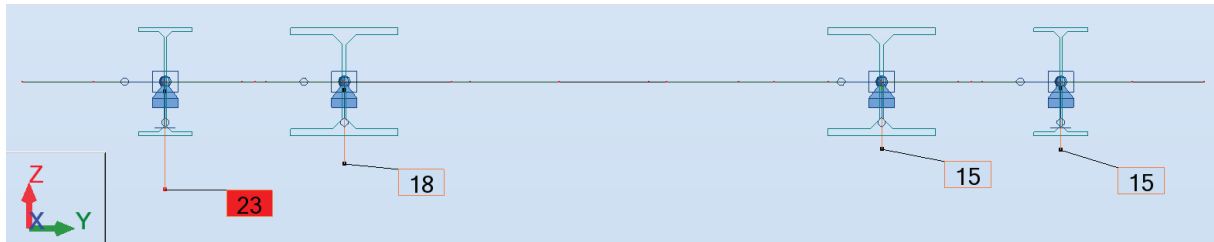
$$\frac{M_{Ed,IPE}}{M_{pl,Rd,IPE}} = \frac{137,55 \text{ kNm}}{212,32 \text{ kNm}} = 0,65 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK for IPE 300}$$

### Skjærkapasitet

Kontroll av skjærkapasiteten for lastsituasjonen illustrert ved figur 39 er gjort i programmet, men ikke vist her. Utnyttelsen er relativt lav, omtrent 10 %.

### Nedbøyningskontroll

Figur 52 viser maksimal nedbøyning for bjelkene på spennmidten. IPE300 får størst nedbøyning.



Figur 52: Alternativ A nedbøyning – spennvidde A

HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta_{\text{maks}} = L_A / 350 = 8,275\text{m} / 350 = 24 \text{ mm} > \delta = 23 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

## Spennvidde B

### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Lengde bjelker	$L_{Bjelke,B}$	= 26,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 900 B
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Ekstra bærebjelker, stål	2 stk.	HE 900 A
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor	$\gamma_{m0}$	= 1,05
vekt	m	= 252 kg/m
Tyngdens akselerasjon	g	= 9,81 N/kg

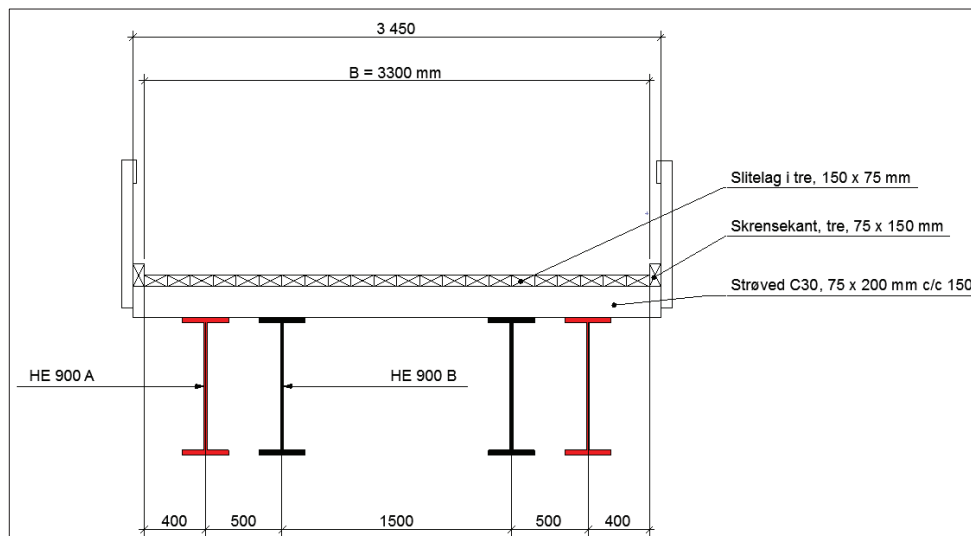
Dimensjonerende lastsituasjon er vist i figur 40.

Ifølge tabell 5 er verdiene for vogntoglast ved Bk10:

A= 70 kN

V= 140 kN

Figur 53 viser dimensjonene i tverretningen.



Figur 53: Alternativ A – spennvidde B

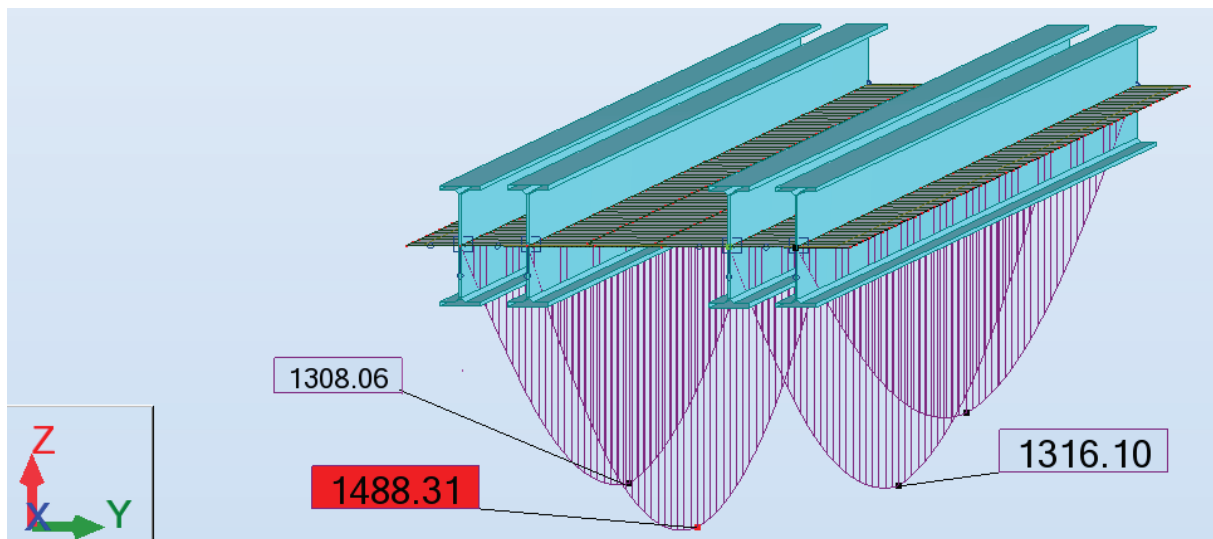
Egenvektstillegg på grunn av ekstra bjelker

$$G_{IPE} = 2 \cdot m \cdot L_{Bjelke} \cdot g = 2 \cdot 252 \cdot 26,6 \cdot 9,81 = 131,5 \text{ kN}$$

Dette gir en jevnt fordelt last over brubanen, som legges inn i programmet

$$G = \frac{G_{IPE}}{L_A \cdot B_{kjøre}} = \frac{131,5}{8,275 \cdot 3,3} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Momentdiagrammer for bjelkene er vist i figur 54.



Figur 54: Alternativ A momentdiagram – spennvidde B

Av figur 54 kan vi lese av maksverdiene for bøyemoment.

$$M_{Ed,HEB} = 1488,31 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,HEA} = 1\ 308,06 \text{ kNm}$$

Plastisk momentkapasitet fra programmet

$$M_{pl,Rd,HEB} = 2\ 464,54 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,HEA} = 3\ 655,35 \text{ kNm}$$

#### Kontroll av momentkapasitet:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed,HEB}}{M_{pl,Rd,HEB}} = \frac{1\ 488,31 \text{ kNm}}{2\ 464,54 \text{ kNm}} = 0,60 < 1,0$$

=> **OK for HE900 B**

$$\frac{M_{Ed,HEA}}{M_{pl,Rd,HEA}} = \frac{1\ 308,06 \text{ kNm}}{3\ 655,35 \text{ kNm}} = 0,36 < 1,0$$

=> **OK for HE900 A**

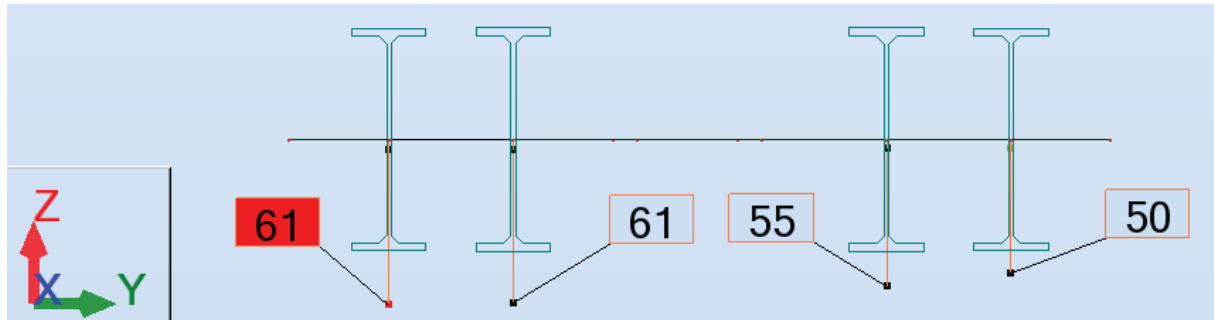


### Skjærkapasitet

Kontroll av skjærkapasiteten for lastsituasjonen illustrert ved figur 41 er gjort i programmet, men ikke vist her. Utnyttelsen er relativt lav.

### Nedbøyningskontroll

Figur 55 viser maksimal nedbøyning for bjelkene på spennmidten.



Figur 55: Alternativ A nedbøyning – spennvidde B

Håndbok 185 pkt. 5.1.2.1

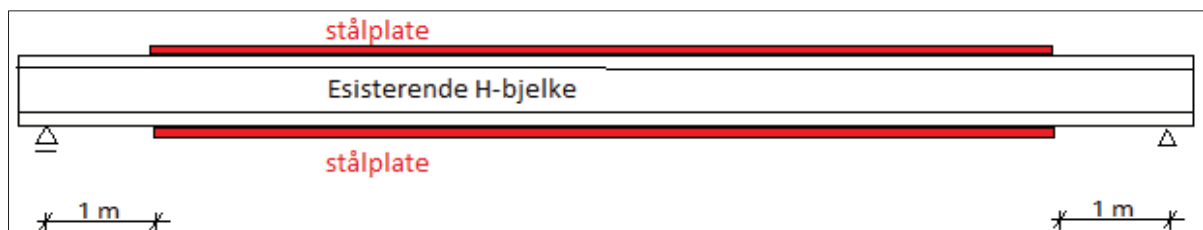
$$\delta_{\text{maks}} = L_A / 350 = 26\text{m} / 350 = 74 \text{ mm} > \delta = 61 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

## Vedlegg E – Dimensjonering av alternativ B

Det er dimensjonert for begge måtene som illustrert ved figur 14. Det er totalt fire dimensjoneringsberegninger, to for hver spennvidde, i dette vedlegget.

Man har valgt stål kvalitet S355 for forsterkningsmaterialene, plater og kanalprofiler. Det sammensatte tverrsnittet kontrolleres ikke for skjær. Bakgrunnen for det er den høye skjærkapasiteten som vi vet er større enn den dimensjonerende skjærkraften selv uten forsterkning.

Forsterkningsmaterialene behøver ikke å spenne over hele H-bjelkens lengde, da deres oppgave er hovedsakelig å utligne differansen mellom bøyemomentkapasiteten og maksimal bøyemoment som opptrer på midtten av spennvidden. Det benyttes en lengde som er to meter mindre enn spennvidden som betraktes. Prinsippet er illustrert ved figur 56.



Figur 56: Avstand mellom stålplate og opplager

Det er ikke tatt høyde for krav til kantavstander for boltehullene, så disse bør kontrolleres. Det forutsettes at M20-bolter med en viss kvalitet har tilstrekkelig kapasitet mot avskjæring. Boltehullene har en diameter,  $d = 22$  mm, som er mindre enn anbefalt maksimal diameter,  $d_{\text{maks}} = 28$  mm, for både HE300 B og HE900 B [23]. Kvaliteten på boltene og nødvendig antall bolter pr lengdeenhet kan bestemmes ved kontrall av avskjæring og hullkanttrykk. For avskjæring kan følgende benyttes:

For bolter fås en skjærstrøm

$$q(x) = \frac{V(x) \cdot S}{I}$$

$V$  = dimensjonerende skjærkraft

$I$  = Det sammensatte tverrsnittets treghetsmoment

$S$  = 1. arealmoment av tverrsnittet utenfor det betraktete snitt

Nødvendig antall bolter pr lengdeenhet

$$n = q / P_{Rd}$$

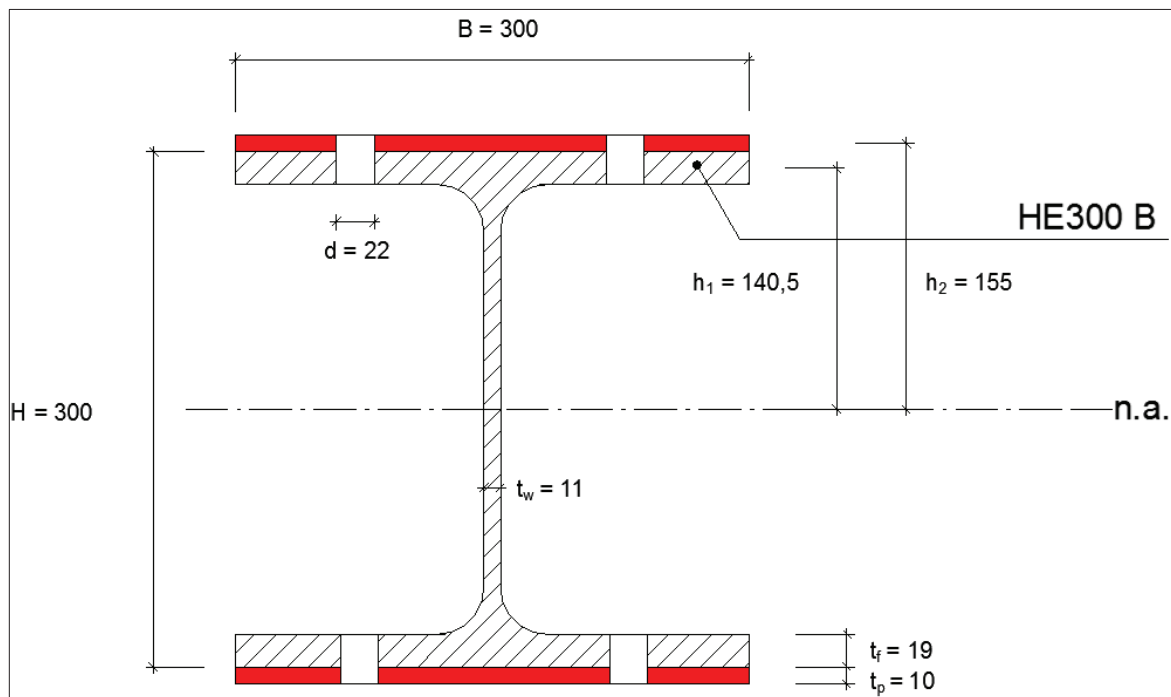
$P_{Rd}$  = boltens dimensjonerende skjærfasthet

## Alternativ B.2 – Forsterkning av bjelker ved bolting av plater på over- og underflensen.

### Spennvide A

#### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_A$	= 8,275 m
Bolt		M20
Hulldiameter for bolt	$d$	= 22 mm
Eksisterende bærebjelker	2 stk.	HE 300 B
Lengde	$L_{bjelke}$	= 8,875 m
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Tregghetsmoment	$I_y$	= $251,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$S_y$	= $934 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	$H$	= 300 mm
Bredde	$B$	= 300 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 19 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 11 mm
Stålplate	2 stk.	PL 10
Lengde	$L_p$	= 6,275 m
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor (Se b.grunnl)	$\gamma_{m0}$	= 1,05
Materialtetthet	$\gamma_{stål}$	= 8 kN/m <sup>3</sup>
Bredde	$B_{pl}$	= 300 mm
Tykkelse	$t_p$	= 10 mm



Figur 57: Alternativ B.1 – spennvidde A

### Momentkapasitet

NS-EN-1993-1-1, 6.2.5., for tvernsnittsklasse 1 og 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl,HE300B} \cdot f_{y,S235} / \gamma_{m,HB238}) + (W_{pl,p} \cdot f_{y,S355} / \gamma_{m0})$$

Generelt er plastisk motstandsmoment gitt ved

$$W_{pl} = 2 \cdot S \quad , \text{ hvor } S \text{ er 1. arealmoment av tvernsnittet}$$

$$W_{pl,HE300B} = 2 \cdot (S - A_{d,HE300B} \cdot h_1) = 2 \cdot (934 \cdot 10^3 - 140,5 \cdot 44 \cdot 19) = 1 \, 633 \cdot 10^3 \, \text{mm}^3$$

$$W_{pl,p} = 2 \cdot (A_p - A_{d,p}) \cdot h_2 = 2 \cdot (300 \cdot 10 - 44 \cdot 10) \cdot 155 = 793,6 \cdot 10^3 \, \text{mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (1 \, 633 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) + (793,6 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1,05) \\ = 588 \, \text{kNm}$$

Bøyemoment på grunn av egenvekta til platene er beregnet til

$$M_{G,p} = \gamma_{stål} \cdot A_p \cdot L_A^2 / 8 = 77 \cdot (2 \cdot 0,01 \cdot 0,3) \cdot 8,275^2 / 8 = 3,95 \, \text{kNm}$$

### Dimensjonerende moment

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} + M_{G,p} = 410 + 3,95 = 414 \, \text{kNm} < M_{c,Rd} = 588 \, \text{kNm} \quad 70\% \text{ utnyttelse} \Rightarrow \text{OK}$$

$M_{y,Ed}$  er hentet fra tabell 19.

### Kontroll av nedbøyning

Nedbøyningen er avhengig av det sammensatte tverrsnittets stivhet, EI.

Tregghetsmomentet for det sammensatte tverrsnittets blir

$$I = I_{HE300B} + I_{p110} - I_{hull} \\ = I_{HE300B} + 2 \cdot (B \cdot t_p^3 / 12 + B \cdot t_p \cdot h_2^2) - 2 \cdot [2 \cdot d \cdot (t_f + t_p)^3 / 12 + 2 \cdot d \cdot (t_f + t_p) \cdot (H_{tot} / 2 - (t_f + t_p) / 2)^2] \\ = 341,7 \cdot 10^6 \, \text{mm}^4$$

Maksimal nedbøyning kan enkelt regnes ut i Robot da vi allerede fra tidligere beregninger har en modell for den dimensjonerende lastsituasjonen illustrert ved figur 38.

Ifølge figur 5 er verdiene for trippelboggilast ved Bk10:

$$A_1 = 70 \, \text{kN}$$

$$A_2 = 140 \, \text{kN}$$

$$a = 1,3 \, \text{m}$$

Egenvekta settes på som en jevnt fordelt last.

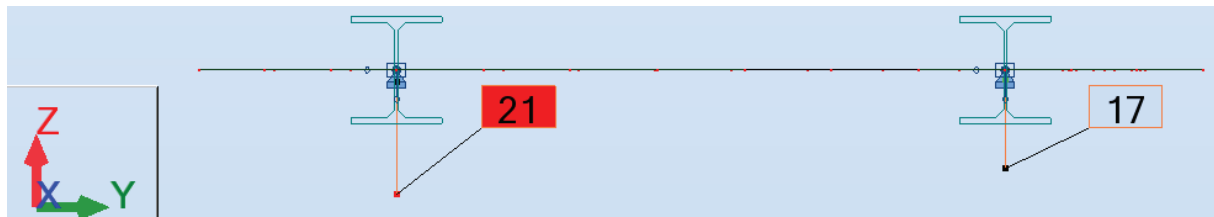
Vi benytter profilstål HE360 A som har et tregghetsmoment som er veldig lik men mindre enn den utregnede verdien for det sammensatte tverrsnittet.

$$I_{HE360A} = 341,7 \cdot 10^6 < I = 348,9 \cdot 10^6 \, \text{mm}^4$$

Figur 58 viser at vi får en maksimal nedbøyning på spennmidten

HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta = 21 \, \text{mm} < \delta_{maks} = L_A / 350 = 8,275 / 350 = 24 \, \text{mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

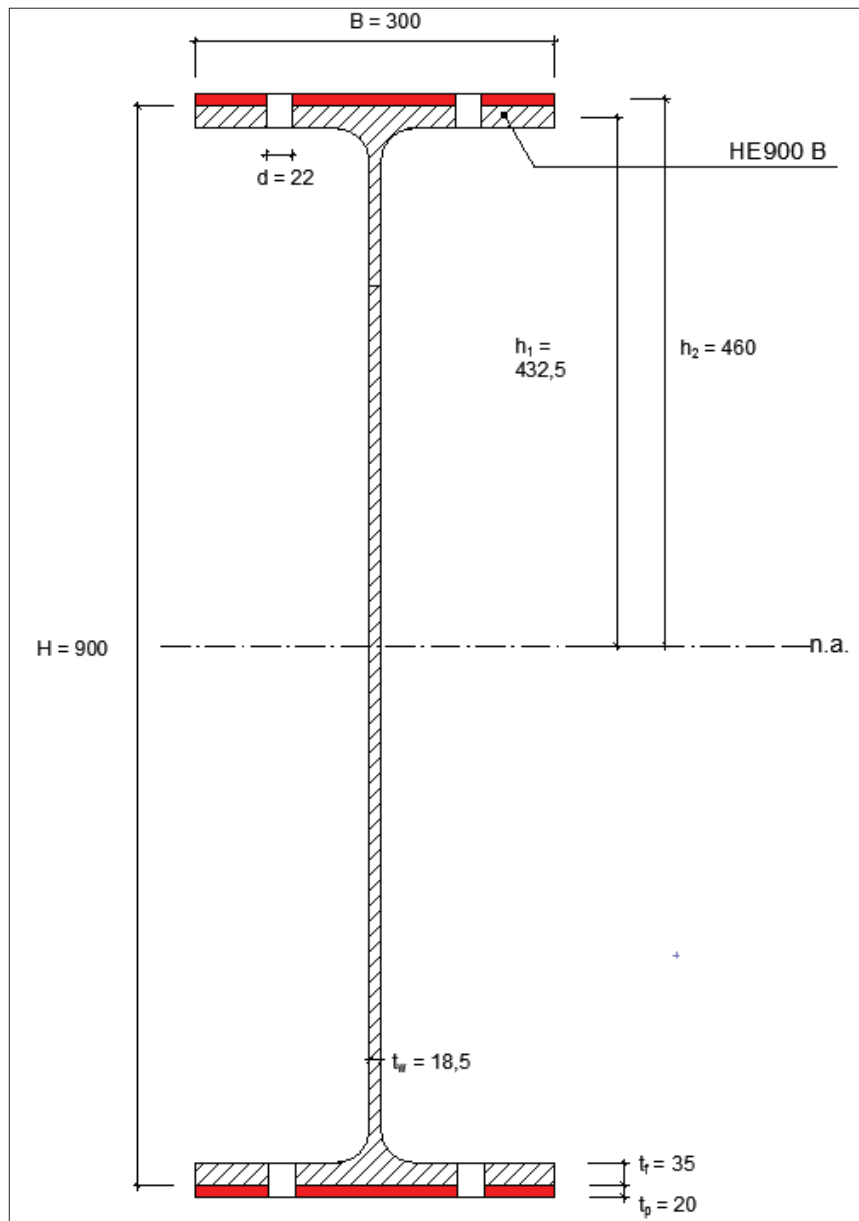


Figur 58: Alternativ B.1 nedbøyning – spennvidde A

## Spennvidde B

### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Bolt		M20
Hulldiameter for bolt	d	= 22 mm
Eksisterende bærebjelker	2 stk.	HE 900 B
Lengde	$L_{bjelke}$	= 26,6 m
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Treghetsmoment	$I_y$	= $4\,941 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$S_y$	= $6\,290 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	H	= 900 mm
Bredde	B	= 300 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 35 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 18,5 mm
Stålplate	2 stk.	PL 30
Lengde	$L_p$	= 24 m
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor	$\gamma_{m0}$	= 1,05
Materialtetthet	$\gamma_{stål}$	= $8 \text{ kN/m}^3$
Bredde	$B_{pl}$	= 300 mm
Tykkelse	$t_p$	= 30 mm



Figur 59: Alternativ B.1 – spennvidde B

Prøver platetykkelse  $t_p=20$  mm, som vist i figur 59.

NS-EN-1993-1-1, 6.2.5., for tvernsnittsklasse 1 og 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl,HE900B} \cdot f_{y,S235} / \gamma_{m,HB238}) + (W_{pl,p} \cdot f_{y,S355} / \gamma_{m0})$$

$$W_{pl,HE900B} = 2 \cdot (S - A_{d,HE900B} \cdot h_1) = 2 \cdot (6\,290 \cdot 10^3 - 432,5 \cdot 44 \cdot 35) = 11\,247,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,p} = 2 \cdot (A_p - A_{d,p}) \cdot h_2 = 2 \cdot (300 \cdot 20 - 44 \cdot 20) \cdot 460 = 4\,710,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} &= (11\,309,5 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) + (4\,505,6 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1,05) \\ &= 3\,795 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bøyemoment på grunn av egenvekta til platene er beregnet til

$$M_{G,p} = \gamma_{stål} \cdot A_p \cdot L_B^2 / 8 = 77 \cdot (2 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 10^{-6}) \cdot 26^2 / 8 = 78,1 \text{ kNm}$$

## Dimensjonerende moment

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} + M_{G,p} = 2\,553 + 78 = 2\,631 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 3\,795 \text{ kNm} \quad 69\% \text{ utnyttelse} \Rightarrow \text{OK}$$

$M_{y,Ed}$  er hentet fra tabell 22.

## Kontroll av nedbøyning

Nedbøyningen er som nevnt avhengig av det sammensatte tverrsnittets stivhet, EI.

Tregghetsmomentet for det sammensatte tverrsnittets blir

$$\begin{aligned} I &= I_{HE900B} + I_{pl20} - I_{hull} \\ &= I_{HE900B} + 2 \cdot (B \cdot t_p^3 / 12 + B \cdot t_p \cdot h_2^2) - 2 \cdot [2 \cdot d \cdot (t_f + t_p)^3 / 12 + 2 \cdot d \cdot (t_f + t_p) \cdot (H_{tot} / 2 - (\frac{t_f + t_p}{2}))^2] \\ &= 6\,315,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Maksimal nedbøyning kan enkelt regnes ut i Robot da vi allerede fra tidligere beregninger har en ferdigmodell for den dimensjonerende lastsituasjonen illustrert ved figur 40.

Ifølge tabell 5, er verdiene for vogntoglast ved Bk10:

$$A = 40 \text{ kN}$$

$$V = 500 \text{ kN}$$

Egenvekta settes på som en jevnt fordelt last.

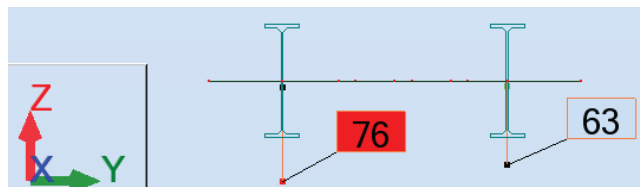
Selv om vi benytter profilstål HE1000 B som har et tregghetsmoment

$$I_{HE1000B} = 6\,447 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 > I = 6\,315,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, \text{ blir nedbøyningen større enn den maksimalt tillatte.}$$

Figur 60 viser at vi får en maksimal nedbøyning på spennmidten .

HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta = 76 \text{ mm} > \delta_{maks} = L_A / 350 = 8,275 / 350 = 74 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Ikke OK}$$



Figur 60: Alternativ B.1 nedbøyning – spennvidde B

Vi kan forsøke å øke platetykkelsen.

HE1000 M har et tregghetsmoment som gir en nedbøyning på 68 mm, som er mindre enn den maks tillatte. Vi kan regne ut hvor mye tykkere platene må bli for å få samme tregghetsmoment som en HE100 M-bjelke.

$$I_{HE1000M} = 7\,223 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 > I = 6\,315,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{tillegg}} = I_{HE1000M} - I = 907,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Regner ut nødvendig tykkelsesøkning av platene

$$I_{\text{tillegg}} = 2 \cdot [(B-2 \cdot d) \cdot t^3 / 12 + (B-2 \cdot d) \cdot t \cdot (H/2)^2]$$

$$\Rightarrow t \approx 10 \text{ mm}$$

Trehetsmomenttillegget,  $I_{\text{tillegg}}$ , kan oppnås ved å øke platetykkelsen ytterligere med 10 mm, slik at den totale tykkelsen ender på 30 mm.  $\Rightarrow$  **Må benytte stålplate  $t=30$  mm.**

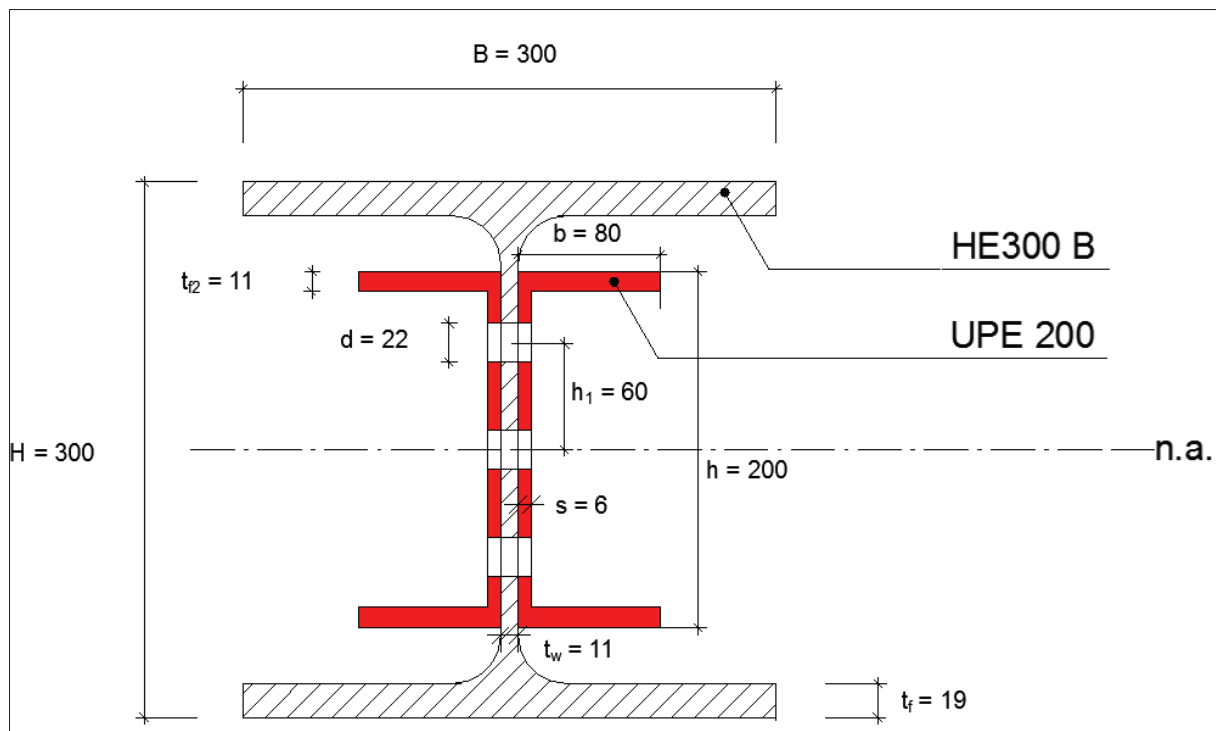


## Alternativ B.2 – Forsterkning ved bolting av kanalprofiler

### Spennvidde A

#### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_A$	= 8,275 m
Bolt	M20	
Hulldiameter for bolt	$d$	= 22 mm
Eksisterende bærebjelke	2 stk.	HE 300 B
Lengde	$L_{bjelke}$	= 8,875 m
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Tregghetsmoment	$I_y$	= $251,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$S_y$	= $934 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	$H$	= 300 mm
Bredde	$B$	= 300 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 19 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 11 mm
Kanalprofiler	2 stk.	UPE 200
Lengde	$L_{UPE}$	= 6,275 m
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor	$\gamma_{m0}$	= 1,05
Materialtetthet	$\gamma_{stål}$	= 22,8 kg/m
Tregghetsmoment	$I_y$	= $19,09 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$W_{pl,y}$	= $196 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	$h$	= 200 mm
Bredde	$b$	= 80 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 11 mm
Stegtykkelse	$s$	= 6



Figur 61: Alternativ B.2 – spennvidde A

Det er valgt UPE 200. Ingen andre kanalprofiler har en tverrsnittshøyde som fyller ut mellomrommet mellom flensene til H-bjelken bedre en denne.

### Momentkapasitet

NS-EN-1993-1-1, 6.2.5., for tverrsnittsklasse 1 og 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl,HE300B} \cdot f_{y,S235} / \gamma_{m,HB238}) + 2 \cdot (W_{pl,UPE200} \cdot f_{y,S355} / \gamma_{m0})$$

$$W_{pl,HE300B} = 2 \cdot (S - A_{d,HE300B} \cdot h_1) = 2 \cdot (934 \cdot 10^3 - 11 \cdot 22 \cdot 60) = 1\,839 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Det kan vises at det plastiske motstandsmomentet for en UPE200-profil med hull er

$$W_{pl,UPE200} = 196 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (1\,839 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) + 2 \cdot (196 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1,05) = 493 \text{ kNm}$$

Bøyemoment på grunn av egenvekta til UPE-profilene er beregnet til

$$M_{G,p} = 2 \cdot m_{UPE200} \cdot g \cdot L_A^2 / 8 = 2 \cdot 22,8 \cdot 9,81 \cdot 8,275^2 / 8 = 3,83 \text{ kNm}$$

### Dimensjonerende moment

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} + M_{G,p} = 410 + 3,83 = 414 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 493 \text{ kNm} \quad 84\% \text{ utnyttelse} \Rightarrow \text{OK}$$

$M_{y,Ed}$  er hentet fra tabell 19.

### Kontroll av nedbøyning

Nedbøyningen er beregnet på samme måte som tidligere.

Det kan vises at treghetsmomentet for det sammensatte tverrsnittets blir

$$I = I_{HE300B} + I_{UPE200} - I_{hull} = 286,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Den dimensjonerende lastsituasjonen er den samme som tidligere, illustrert ved figur 38.

Vi benytter profilstål HE340 A som har et treghetsmoment som er veldig lik men mindre enn den utregnede verdien for det sammensatte tverrsnittet.

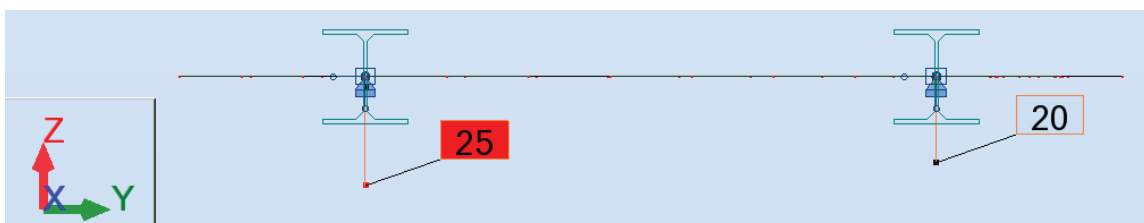
$$I_{HE340A} = 276,9 \cdot 10^6 < I = 286,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Figur 62 viser at vi får en maksimal nedbøyning på spennmidten

HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta = 25 \text{ mm} > \delta_{maks} = L_A / 350 = 8,275 / 350 = 24 \text{ mm}$$

**Godkjenner nedbøyningen da HE1000 A har et mindre treghetsmoment enn den beregnede verdien for det sammensatte tverrsnittet og antar at nedbøyningen blir omtrent lik maksimalt tillatt nedbøyning.  $\Rightarrow$  OK**

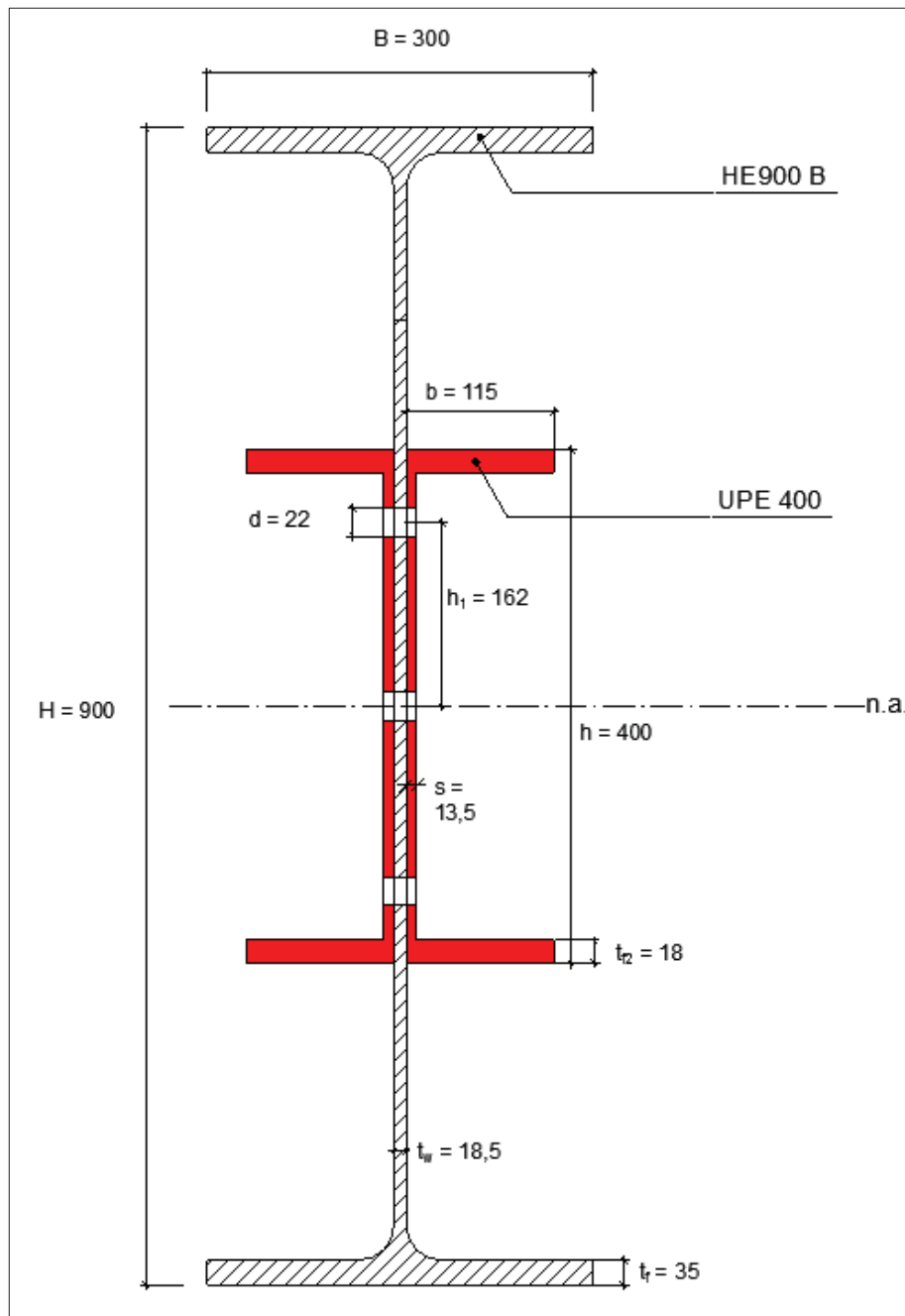


Figur 62: Alternativ B.2 nedbøyning – spennvidde A

## Spennvidde B

### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_A$	= 26 m
Bolt		M20
Hulldiameter for bolt	$d$	= 22 mm
Eksisterende bærebjelker	2 stk.	HE 900 B
Lengde	$L_{bjelke}$	= 26,6 m
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Tregghetsmoment	$I_y$	= $4\,941 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$S_y$	= $6\,290 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	$H$	= 900 mm
Bredde	$B$	= 300 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 35 mm
Stegtykkelse	$t_w$	= 18,5 mm
Kanalprofiler	2 stk.	UPE 400
Lengde	$L_{UPE}$	= 24 m
Stålkvalitet		S 355
Materialfaktor (Se b.grunnl)	$\gamma_{m0}$	= 1,05
Materialtetthet	$\gamma_{stål}$	= 22,8 kg/m
Tregghetsmoment	$I_y$	= $209,81 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Statisk moment	$W_{pl,y}$	= $1\,141,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Høyde	$h$	= 400 mm
Bredde	$b$	= 115 mm
Flenstykkelse	$t_f$	= 18 mm
Stegtykkelse	$s$	= 13,5 mm



Figur 63: Alternativ B.2 – spennvidde B

UPE400 er den største kanalprofilen som er tilgjengelig. Dets tverrsnittshøyde fyller ikke mer enn halve mellomrommet mellom flensene til HE900B-bjelken.

### Momentkapasitet

NS-EN-1993-1-1, 6.2.5., for tverrsnittsklasse 1 og 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl,HE900B} \cdot f_{y,S235} / \gamma_{m,HB238}) + 2 \cdot (W_{pl,UPE400} \cdot f_{y,S355} / \gamma_{m0})$$

$$W_{pl,HEB900} = 2 \cdot (S - A_{d,HE900B} \cdot h_1) = 2 \cdot (6\,290 \cdot 10^3 - 18,5 \cdot 22 \cdot 162) = 12\,448 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Det kan vises at det plastiske motstandsmomentet for en UPE400-profil med hull er

$$W_{pl,UPE400} = 1\,141,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (12\,448 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,20) + 2 \cdot (1\,141,4 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1,05) \\ = 3\,209 \text{ kNm}$$

Bøyemoment på grunn av egenvekta til UPE-profilene er beregnet til

$$M_{G,p} = 2 \cdot m_{UPE200} \cdot g \cdot L_A^2 / 8 = 2 \cdot 72,2 \cdot 9,81 \cdot 8,275^2 / 8 = 12,1 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed} = M_{y,Ed} + M_{G,p} = 2\,553 + 12,1 = 2\,565 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 3\,209 \text{ kNm} \quad 80\% \text{ utnyttelse} \Rightarrow \text{OK}$$

$M_{y,Ed}$  er hentet fra tabell 22.

### Kontroll av nedbøyning

Nedbøyningen er beregnet på samme måte som tidligere.

Det kan vises at treghetsmomentet for det sammensatte tverrsnittets blir

$$I = I_{HE900B} + I_{UPE400} - I_{hull} \\ = 5\,308,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Den dimensjonerende lastsituasjonen er illustrert ved figur 40.

Selv om vi benytter profilstål HE1000 A som har et treghetsmoment

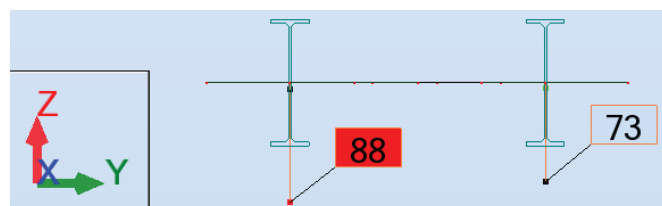
$$I_{HE1000A} = 5\,538 \cdot 10^6 > I = 5\,308 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, \text{ blir nedbøyningen større enn den maksimalt tillatte.}$$

Figur 64 viser at vi får en maksimal nedbøyning på spennmidten

HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta = 88 \text{ mm} > \delta_{maks} = L_A / 350 = 8,275 / 350 = 74 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Ikke OK}$$

**Da det ikke finnes noen større UPE-profiler enn, må det søkes om spesialtillatelse med tanke på nedbøyning ved benyttelse av denne metoden.**



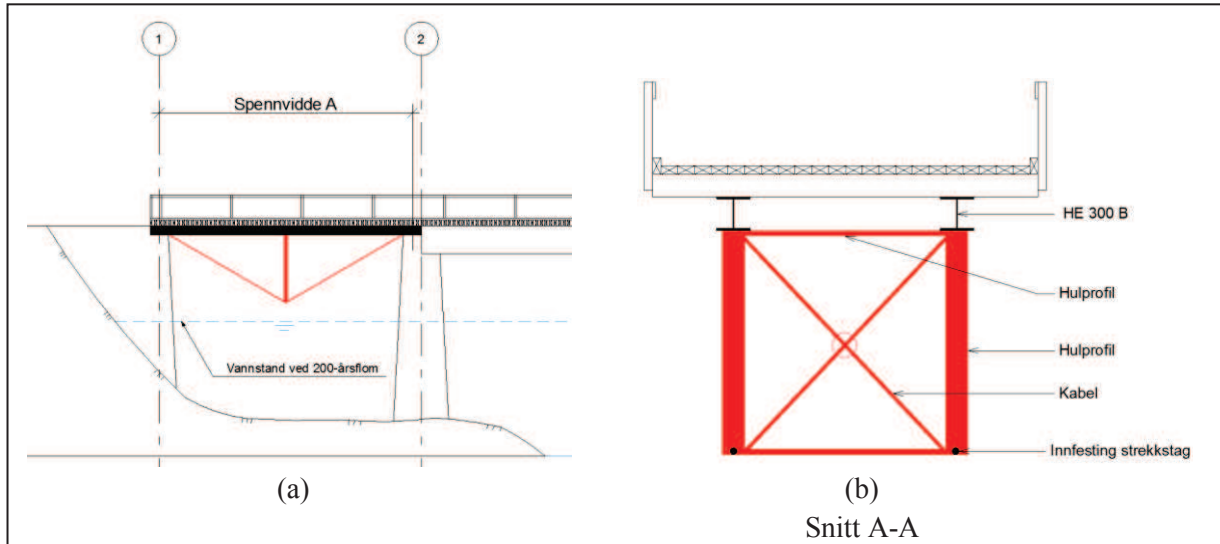
Figur 64: Alternativ B.2 nedbøyning – spennvidde B

## Vedlegg F – Dimensjonering av alternativ C

Beregninger er utført ved hjelp av dataprogrammet *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Robot).

### Alternativ C.1

#### Spennvidde A



Figur 65: Alternativ C.1 – spennvidde A

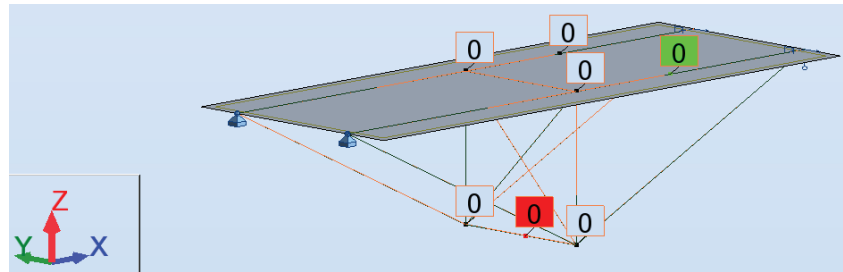
#### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Lengde bjelke	$L_{Bjelke,B}$	= 26,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 300 B
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Strekstag	4 stk.	Diameter=24mm
Stålkvalitet		S 460
Oppspenning	$F_1$	= 26,6 kN
Lengde stag, program (systemlinjer)		= 4,60 m
Lengde stag, virkeligheten		= 4,25 m
Rammekonstruksjon		
Strekstag	2 stk.	d=10mm
Stålkvalitet		S 460
Oppspenning	$F_2$	= 10 kN
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2,83 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2,53 m
Vertikale staver	2 stk.	VF HUP 150x150x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 1,7 m
Horisontale staver	2 stk.	VF HUP 50x50x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2 m

Materialfaktor for nye stålelementer

$$\gamma_{m0} = 1,05$$

Alle fire strekkstag er forspent med en kraft på 26,6 kN for å få null nedbøyning på grunn av egenvekta alene. Figur 66 viser nedbøyningen forårsaket av egenvekta ved nevnte oppspenningskraft.



Figur 66: Alternativ C.1 nedbøyning ved kun egenvekt – spennvidde A

Dimensjonerende lastsituasjon er vist i figur 38.

Ifølge figur 5, er verdiene for trippelboggi ved Bk10:

$$A_1 = 70 \text{ kN}$$

$$A_2 = 140 \text{ kN}$$

Figurene 67 viser aksialdiagrammer med lokale verdier for konstruksjonen.

Dimensjonerende strekkraft ved brudd

For strekkstag brukt i rammekonstruksjonen

$$F_{t,22,Rd} = \frac{460}{1,05} * (\pi * 5^2) = 34,4 \text{ kN} > F_{t,22,Ed} = 13,72 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

For resterende strekkstag

$$F_{t,11,Rd} = \frac{460}{1,05} * (\pi * 12^2) = 198,19 \text{ kN} > F_{t,22,Ed} = 147,79 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

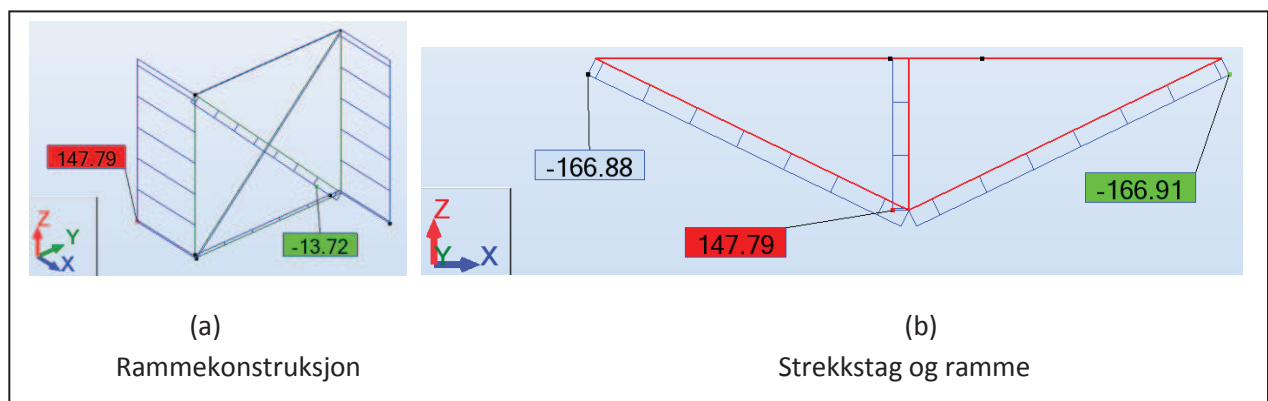
Kontroll av trykk og knekking av vertikale staver (ramme)

Programmet gir følgende kapasiteter for trykk og knekking

$$N_{c,Rd} = 958,84 \text{ kN} > N_{Ed} = 147,79 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$N_{b,Rd} = 901,88 \text{ kN} > N_{Ed} = 147,79 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Utnyttelsesgraden for horisontale staver i rammekonstruksjonen er under 20%.



Figur 67: Alternativ C.1 aksialdiagram – spennvidde A

Bærebjolkene blir utsatt for både bøyning og aksialkraft. Trykkraften som opptrer i bærebjelken er beregnet til 150,29 kN. Siden det er antatt at bærebjolkene festes tilstrekkelig ved hjelp av hakebolter til strøvedene i tredekket som betraktes som en stiv skive er ikke knekking av bærebjolkene et problem.

Selv om overflensen til bærebjolkene er fastholdt til tredekket og antar at vipping ikke er et problem, må det sjekkes at nøytralaksen til konstruksjonen ikke passerer underflensen til bærebjolkene i negativ Z-retning, slik at man får trykk i hele bærebjolkens tverrsnitt som kan forårsake vipping. Det kan vises at nøytralaksen til konstruksjonen forskyves kun 50,1 mm i negativ Z-retning i forhold til bærebjolkens lokale nøytralakse, og er ukritisk med tanke på vipping.

#### Kontroll av momentkapasitet for HE900 B:

Figurene 68 og 69 viser henholdsvis moment- og skjærkraftdiagrammet for den mest belastede HE900 B- bjelken.

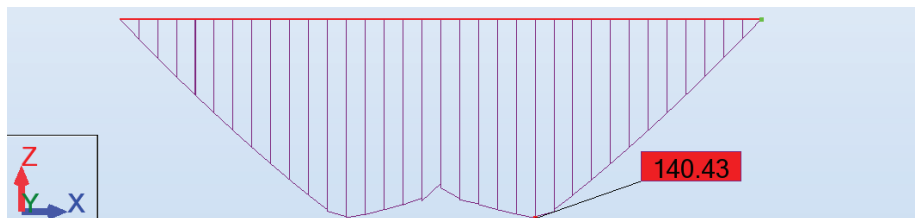
NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed,HEB}}{M_{pl,Rd,HEB}} = \frac{140,43 \text{ kNm}}{365,98 \text{ kNm}} = 0,65 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

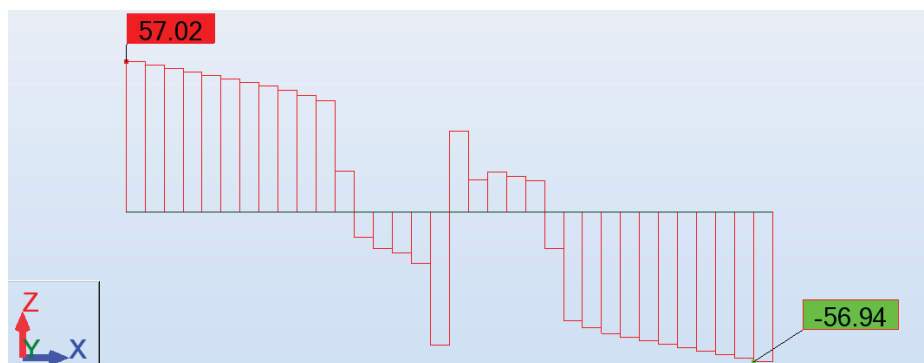
#### Kontroll av skjær for HE900 B:

Skjærkraftkapasiteten til HE900 B, i tabell 20, ble regnet ut til

$$V_{z,p1,Rd} = 535,36 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 57,02 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$



Figur 68: Alternativ C.1 momentdiagram – spennvidde A



Figur 69: Alternativ C.1 skjærkraftdiagram – spennvidde A



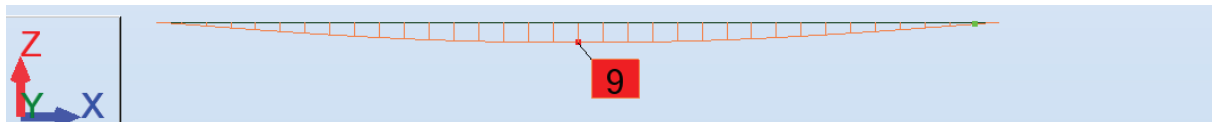
Maksimalt opptredende skjærkraft fås ved lastsituasjonen illustrert ved figur 39. Det kan vises at også denne skjærkraften er langt mindre enn den dimensjonerende skjærkapasiteten.

### Nedbøyningskontroll

Figur 70 viser maksimal nedbøyning for den mest belastede HE900 B- bjelken.

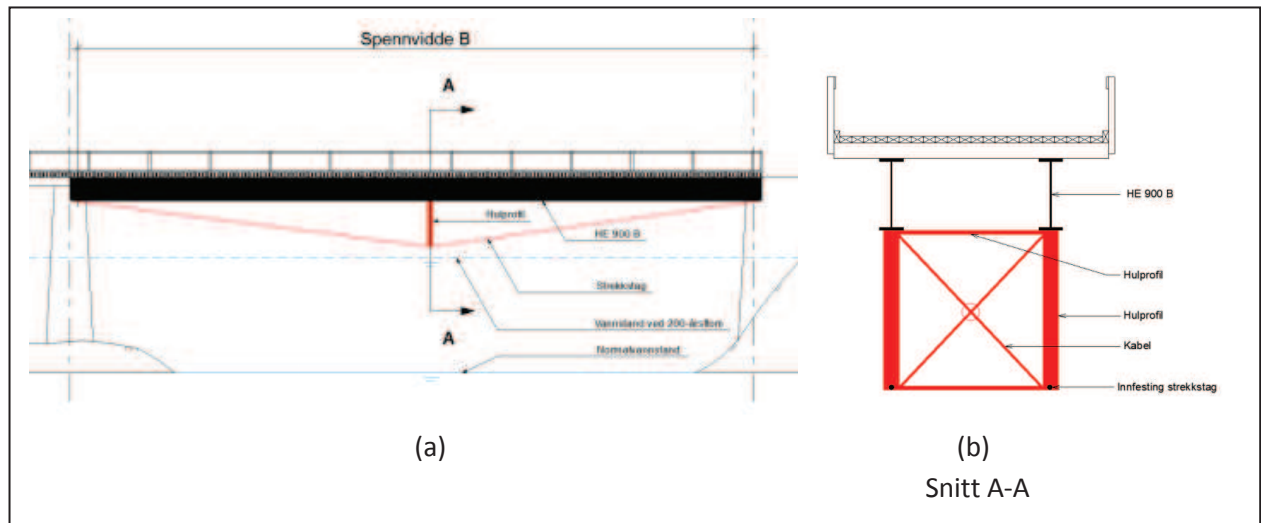
HB185 pkt. 5.1.2.1

$$\delta_{\text{maks}} = L_A / 350 = 8,275\text{m} / 350 = 24 \text{ mm} > \delta = 9 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$



Figur 70: Alternativ C.1 nedbøyning – spennvidde A

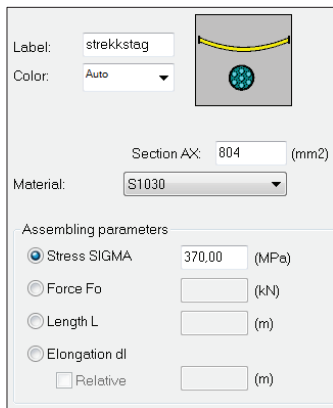
## Spennvidde B



Figur 71: Alternativ C.1 – spennvidde B

### Faktorer og opplysninger

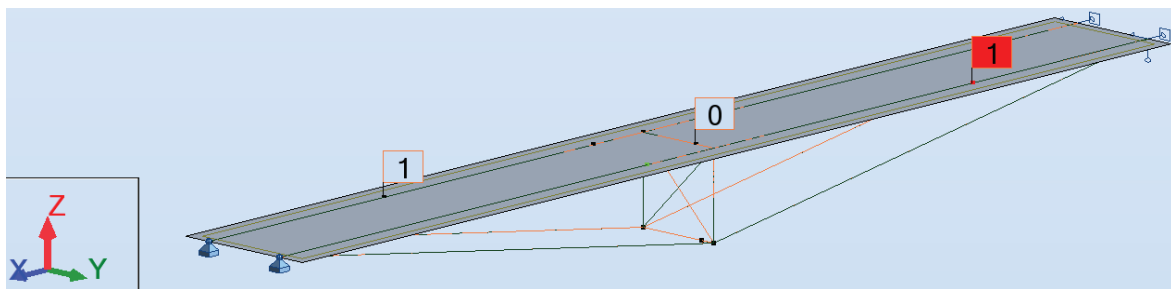
Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Lengde bjelke	$L_{Bjelke,B}$	= 26,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 900 B
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Strekkestag	4 stk.	Diameter = 32 mm
Stålkvalitet		S 1030
Oppspenningskraft	$F_1$	= 300 kN
Lengde stag, program (systemlinjer)		= 13,15 m
Lengde stag, virkeligheten		= 10,08 m
Rammekonstruksjon		
Strekkestag	2 stk.	D = 10 mm
Stålkvalitet		S 460
Oppspenningskraft	$F_2$	= 26,6 kN
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2,83 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2,53 m
Vertikale staver	2 stk.	VF HUP 150x150x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 1,55 m
Horisontale staver	2 stk.	VF HUP 50x50x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2 m
Materialfaktor for nye stålelementer	$\gamma_{m0}$	= 1,05



Det er valgt stag med stålqualität S1030 som ikke finnes i regneprogrammet. Ved hjelp av et verktøy i programmet har det vært mulig å egendefinere stål dimensjoner.

Alle strekkstag med diameter på 32 mm er forspent med en kraft på 300 kN som tilsvarer en spenning på  $370 \text{ kN/mm}^2$ , for å få ingen nedbøyning på grunn av egenvekt alene. Figur 72 viser hvordan dette er innstilt i Robot. Figur 73 viser nedbøyningsverdier for de eksisterende stålbjelkene. Nedbøyningen blir maksimalt 1 mm, og 0 på midten av spennvidden.

Figur 72: Egenskaper for strekkstag



Figur 73: Alternativ C.1 nedbøyning ved kun egenvekt– spennvidde B

Dimensjonerende lastsituasjon er vist i figur 40.

Ifølge tabell 5 er verdiene for vogntoglast ved Bk10:

A= 70 kN

V= 140 kN

Figurene 74 viser aksialdiagrammer med lokale verdier for konstruksjonen.

Dimensjonerende strekkraft ved brudd

For S1030 strekkstag

$$F_{t,1030,Rd} = \frac{1030}{1,05} * (\pi * 16^2) = 788,9 \text{ kN} > 522,09 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

For S460 strekkstag (ramme)

$$F_{t,1030,Rd} = \frac{460}{1,05} * (\pi * 5^2) = 34,4 \text{ kN} > 11,02 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

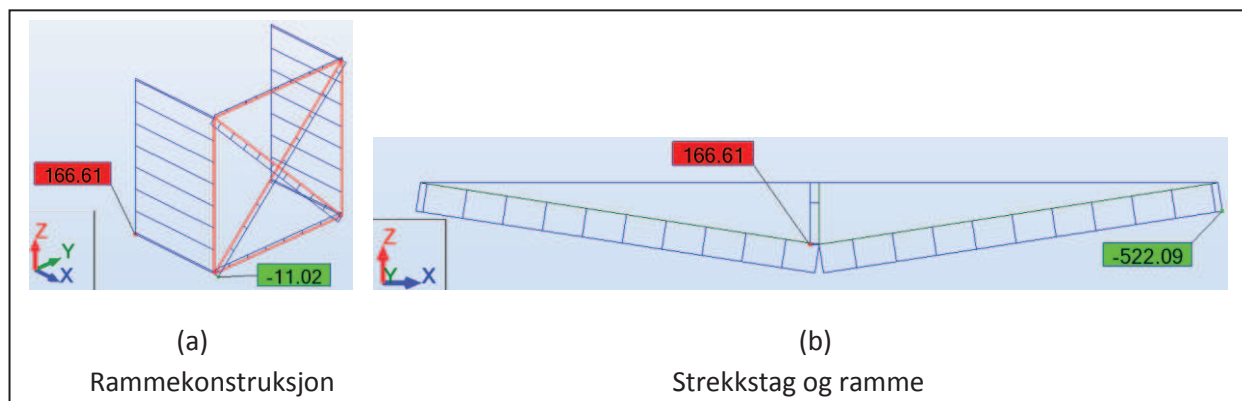
Kontroll av trykk og knekking av vertikale staver (ramme)

Programmet gir følgende kapasiteter for trykk og knekking

$$N_{c,Rd} = 958,12 \text{ kN} > N_{Ed} = 166,61 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$N_{b,Rd} = 901,88 \text{ kN} > N_{Ed} = 166,61 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Utnyttelsesgraden for horisontale staver i rammekonstruksjonen er under 20%



Figur 74: Alternativ C.1 aksialdiagram – spennvidde B

Bærebjelkene blir utsatt for både bøyning og aksialkraft. Trykkraften som opptrer i bærebjelken er beregnet til 511,65 kN. Siden det er antatt at bærebjelkene festes tilstrekkelig ved hjelp av hakebolter til strøvedene i tredekket som betraktes som en stiv skive er ikke knekking av bærebjelkene et problem.

Selv om overflensen til bærebjelkene er fastholdt til tredekket og antar at vipping ikke er et problem, må det sjekkes at nøytralaksen til konstruksjonen ikke passerer underflensen til bærebjelkene i negativ Z-retning, slik at man får trykk i hele bærebjelkens tverrsnitt som kan forårsake vipping. Det kan vises at nøytralaksen til konstruksjonen forskyves kun 42,4 mm i negativ Z-retning i forhold til bærebjelkens lokale nøytralakse, og er ukritisk med tanke på vipping.

### Kontroll av momentkapasitet for HE900 B

Figurene 75 og 76 viser henholdsvis moment- og skjærkraftdiagrammet for den mest belastede HE900 B- bjelken.

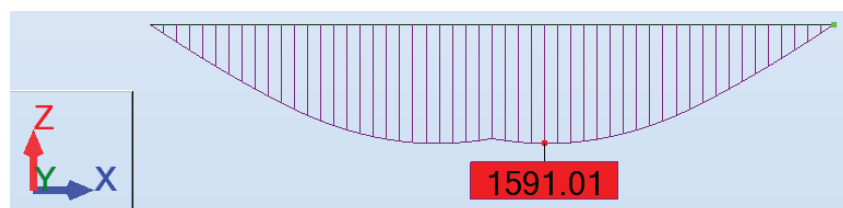
NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt. 6.2.5 (1)

$$\frac{M_{Ed,HEB}}{M_{pl,Rd,HEB}} = \frac{1\,591,01 \text{ kNm}}{2\,464,54 \text{ kNm}} = 0,65 < 1,0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

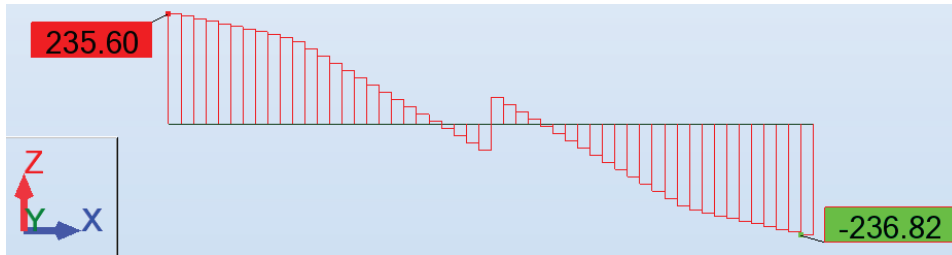
### Kontroll av skjær for HE900 B

Skjærkraftkapasiteten til HE900 B regnet vi ut til å være (se tabell 22)

$$V_{z,pl,Rd} = 2\,130,98 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 235,60 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{OK}$$



Figur 75: Alternativ C.1 momentdiagram – spennvidde B



Figur 76: Alternativ C.1 skjærkraftdiagram – spennvidde B

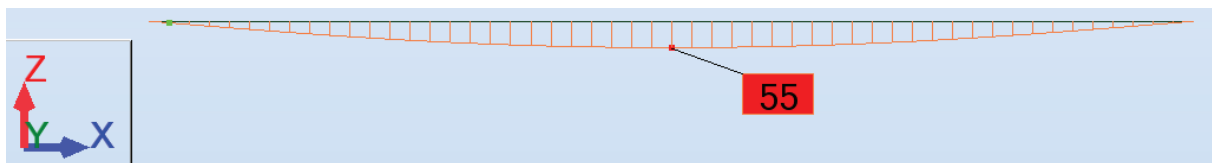
Maksimalt opptredende skjærkraft fås ved lastsituasjonen illustrert ved figur 41. Det kan vises at også denne skjærkraften er langt mindre enn den dimensjonerende skjærkapasiteten

### Nedbøyningskontroll

Figur 77 viser maksimal nedbøyning for den mest belastede HE900 B- bjelken.

HB185 pkt. 5.1.2.1

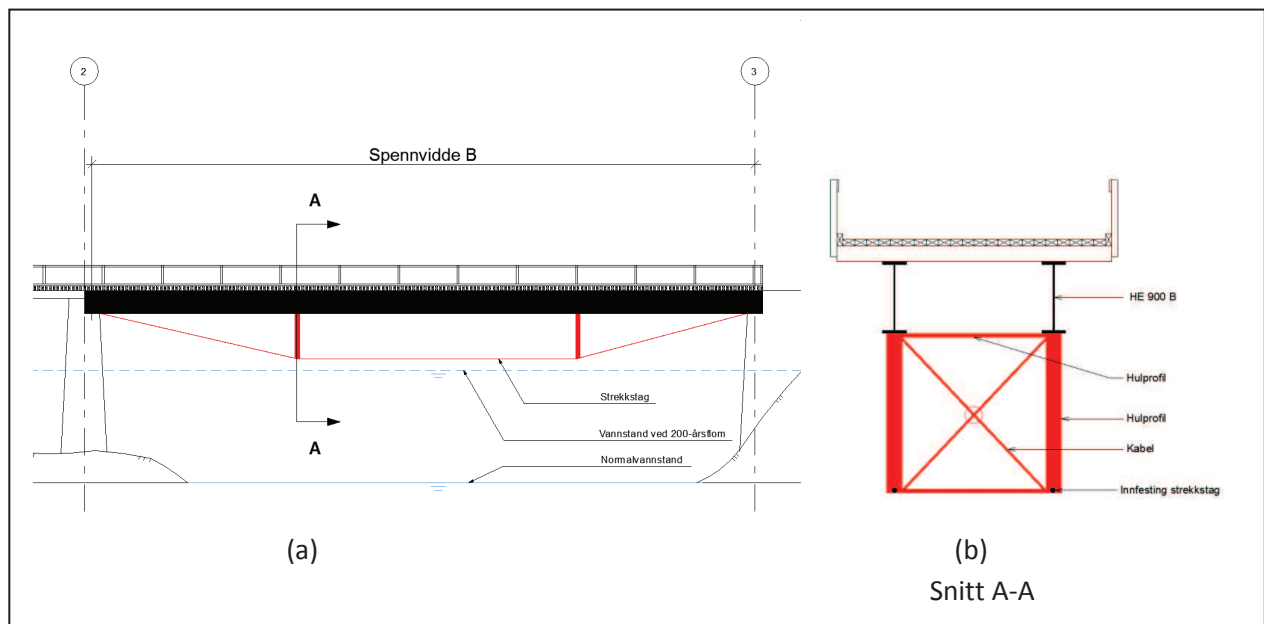
$$\delta_{\text{maks}} = L_A / 350 = 26\text{m} / 350 = 74 \text{ mm} > \delta = 55 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$



Figur 77: Alternativ C.1 nedbøyning – spennvidde B

## Alternativ C.2

### Spennvidde B



Figur 78: Alternativ C.2 – spennvidde B

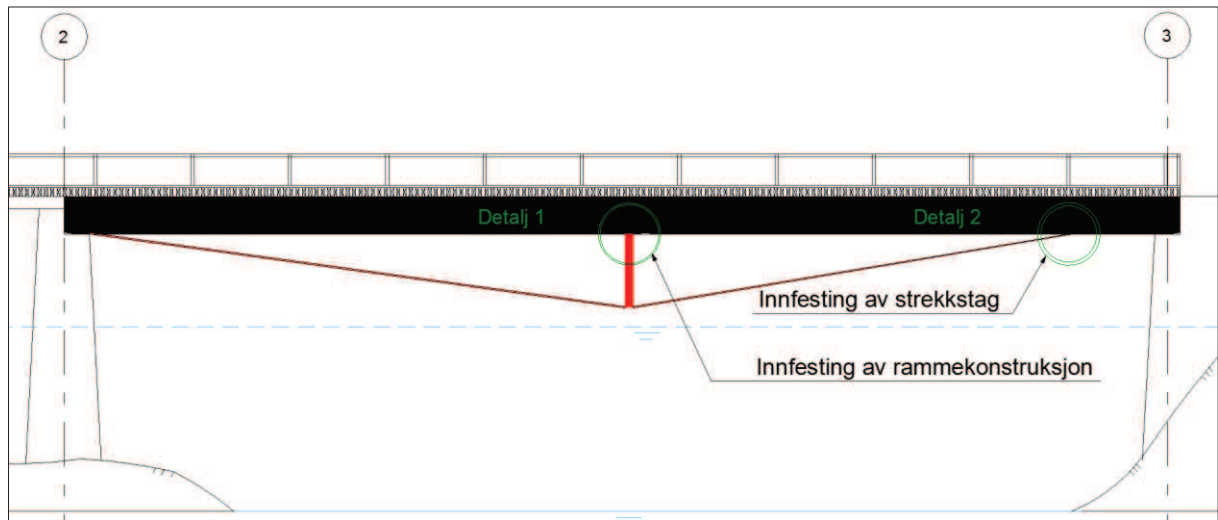
### Faktorer og opplysninger

Spennvidde	$L_B$	= 26 m
Lengde bjelke	$L_{Bjelke,B}$	= 26,6 m
Føringsavstand	$B_{kjøre}$	= 3,3 m
Bærebjelker, stål	2 stk.	HE 900 B
Stålkvalitet		S 235
Materialfaktor	$\gamma_m$	= 1,20
Strekstag	6 stk.	Diameter= 32 mm
Stålkvalitet		S 1030
Hellende stag	4 stk.	
Lengde program (systemlinjer)		= 6,80 m
Lengde virkeligheten		= 5,42 m
Liggende stag		
Lengde program (systemlinjer)		= 10 m
Lengde virkeligheten		= 10 m
Rammekonstruksjon	2 stk.	identiske
Strekstag	2 stk.	d= 10 mm
Stålkvalitet		S 460
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2,83 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2,53 m
Vertikale staver	2 stk.	VF HUP 150x150x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 1,55 m
Horisontale staver	2 stk.	VF HUP 50x50x5mm
Stålkvalitet		S 355
Lengde stav, program (systemlinjer)		= 2 m
Lengde stav, virkeligheten		= 2 m
Materialfaktor for nye stålelementer	$\gamma_{m0}$	= 1,05

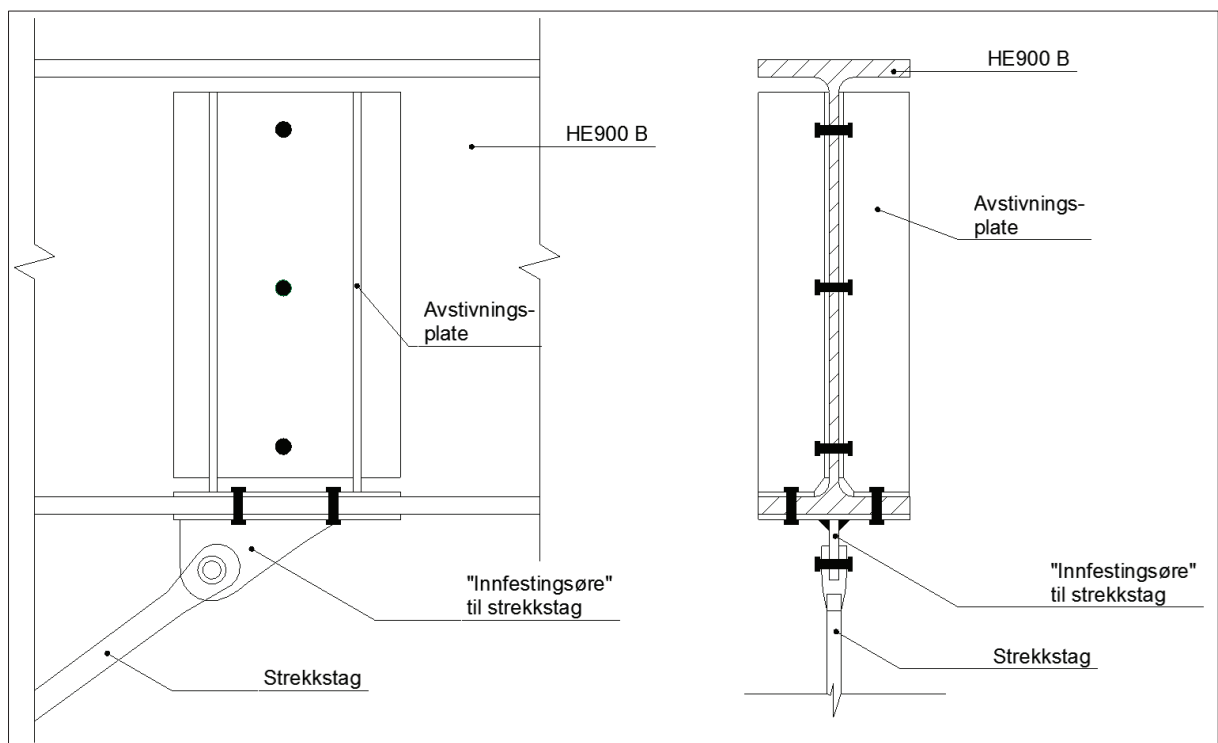
Beregningene for alternativ C.2 er gjort på samme måte som for alternativ C.1, men ikke vist siden beregningene er nokså like.

Strekkestagsystemet, inkludert rammekonstruksjoner, kan anskaffes prefabrikkert. Dette må festes til de eksisterende bærebjelkene på byggeplassen. Se kapittel 4.1.5. *Detalj 1* og *Detalj 2*, i figur 79, henholdsvis innfesting av rammekonstruksjon og strekkstag, må utformes med bolteforbindelser.

Forslag til utforming av *Detalj 2* er vist i figur 80. Samme prinsipp kan benyttes for *Detalj 1*.



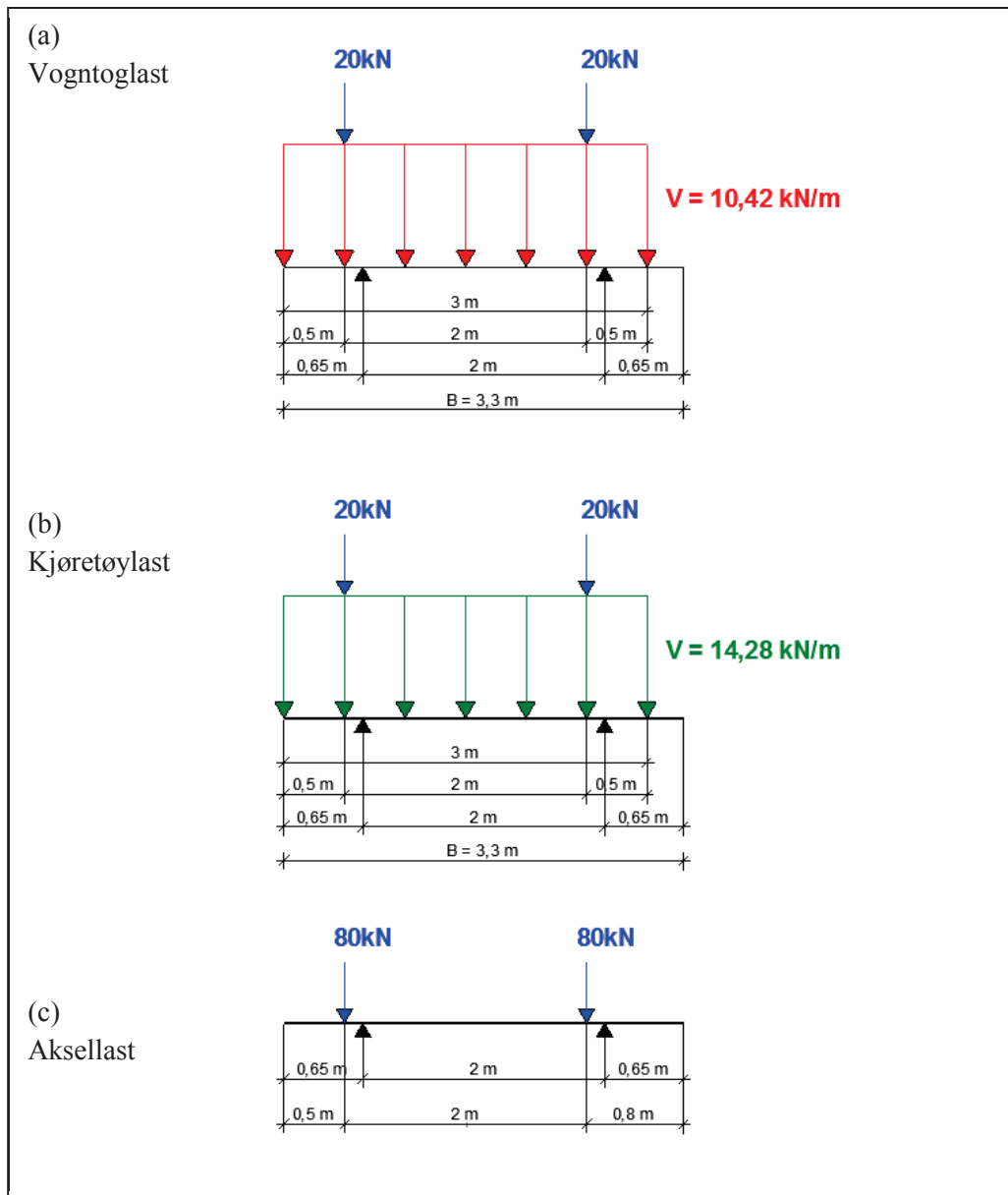
Figur 79: Kritiske detaljer for alternativ C.



Figur 80: Detalj 2 – spennvidde B

## Vedlegg G - Dimensjonering av tredekke

Sjekker for aksellast, vogntoglast og kjøretøylast for Bk10 fra tabell 5. Figur 81 viser lasttilfellene. Ifølge håndbok238 er anleggsflaten til hjullasta, altså lastene som er fargelagt i blått, i kjøreretningen lik 200 mm og 600 mm i tverretningen [2]. De to opplagrene representerer stålbjelkene. Denne beregningen vil kun gjelde for forsterkningsalternativ B og C da alternativ A har fire stålbjelker. Det antas at det dimensjonerte tredekket har tilstrekkelig kapasitet for alternativ A også.



Figur 81: Lasttilfeller for dimensjonering av tredekke

Jevnt fordelt last fra brudekkets egenvekt

Utrekningene tar utgangspunkt i et massivt tredekke med total brubredde  $B_{bru}=3,6$  m og tykkelse  $h_{bd}=275$  mm, og ser bort fra egenvekta til rekkverk. For en meter bre stripe av dekket får vi:

$$q_{bd} = h_{bd} \cdot 1 \cdot \gamma_{tre} \cdot \gamma_G = 0,275 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 1,2 = 2,64 \text{ kN/m}$$



### Dimensjonerende bøyemoment

Største moment fås ved aksellast i samme posisjon som figur 81.

$$M_{Ed} = 17,04 \text{ kN/m}$$

### Dimensjonerende skjærkraft

Største skjærkraft inntreer når aksellasten står symmetrisk på kjørebanelen.

$$V_{Ed} = 56,38 \text{ kN}$$

Prøver strøved 3''8'' kvalitet C30, ( $l'' = 254 \text{ mm}$ )  
75 x 200 mm, c/c 125 mm. Bruker slitelag av 150 x 75 mm.

Prøver kvalitet C30.

C30:

E-modul	12 000	N/mm <sup>2</sup>
$f_{mk}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{vk}$	4,0	N/mm <sup>2</sup>

NS-EN 1995+NA:2010 NA. 2.3

$$\gamma_M = 1,25 \quad \text{for konstruksjonstre}$$

NS-EN 1995-1-1+NA:2010 Tabell 3.1

$$k_{mod} = 0,65 \quad \text{for klimaklasse 3}$$

$$f_{md} = f_{mk} \cdot k_{mod} / \gamma_{m,tre}$$

$$f_{vd} = f_{vk} \cdot k_{mod} / \gamma_{m,tre}$$

$$A = 75 \cdot 200 = 15\,000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{75 \cdot 200^3}{12} = 500 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{75 \cdot 200^2}{6} = 50 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

### Momentkapasitet strøved

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W = 30 \cdot \frac{0,65}{1,25} \cdot 50 \cdot 10^4 = 7,8 \text{ kNm}$$

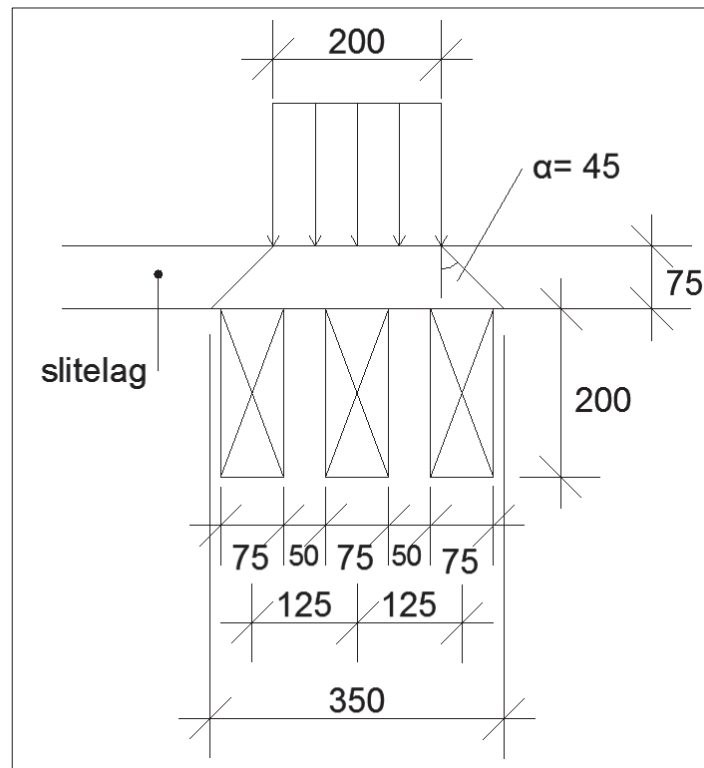
### Skjærkapasitet strøved

NS-EN 1995 6.1.7

$b_{ef} = b \cdot k_{cr}$  der  $k_{cr} = 0,67$  for konstruksjonstre

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = 4,0 \cdot \frac{0,65}{1,25} \cdot 200 \cdot 0,67 \cdot 150 = 41,8 \text{ kN}$$

Det antas at kreftene fordeler seg utover tre strøved, som vist i figur 82. Vi ser at bredden av to strøved er mindre enn fordelingsbredden til lasten dersom man antar utbredelsen i slitelaget er 45 grader. Som nevnt er anleggsflaten til hjullasta i kjøreretningen lik 200 mm. Dimensjonerende hjullast er  $F_{E,90,d} = 80 \text{ kN} \cdot 1,35 = 108 \text{ kN}$



Figur 82: Lastutbredelse ved hjullast

$$\Rightarrow M_{Rd} = 3 \cdot 7,8 = 23,4 \text{ kNm}$$

$\Rightarrow$  OK

$$\Rightarrow V_{Rd} = 3 \cdot 41,8 = 125,4 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  OK

### Kontroll av oppleggstrykk

NS-EN 1995-1-1:2004 6.1.5

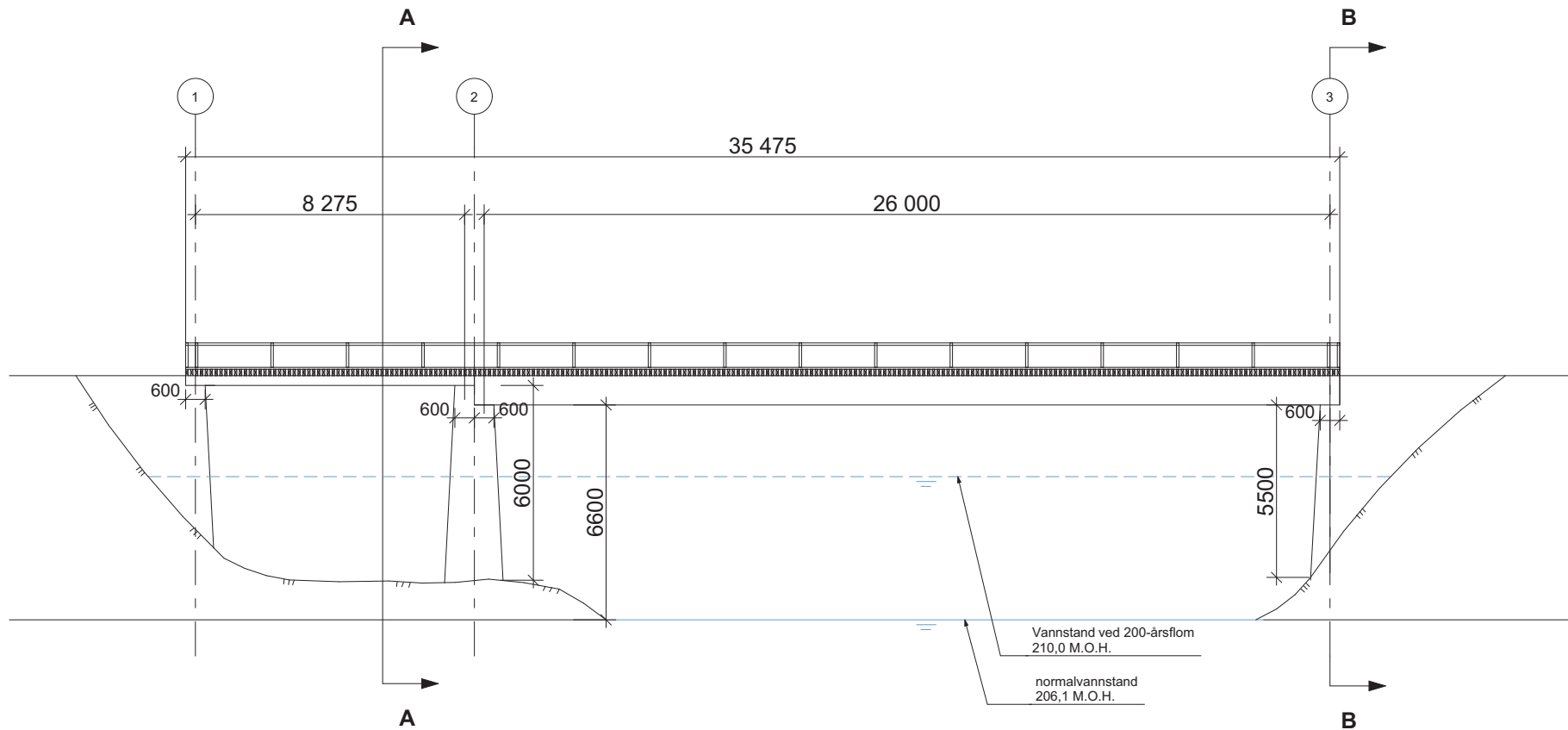
$$F_{c,90,d} = \sigma_{c,90,d} \cdot A_{ef} = k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot A_{ef} = 1,5 \cdot \left(2,7 \cdot \frac{0,65}{1,25}\right) \cdot ((300 + 2 \cdot 30) \cdot 150)$$

$$= 170,6 \text{ kN} < F_{E,90,d} = 108 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  OK

Strøved C30, 75 x 200 mm c/c 125 mm og slitelag 150 x 75 mm benyttes.

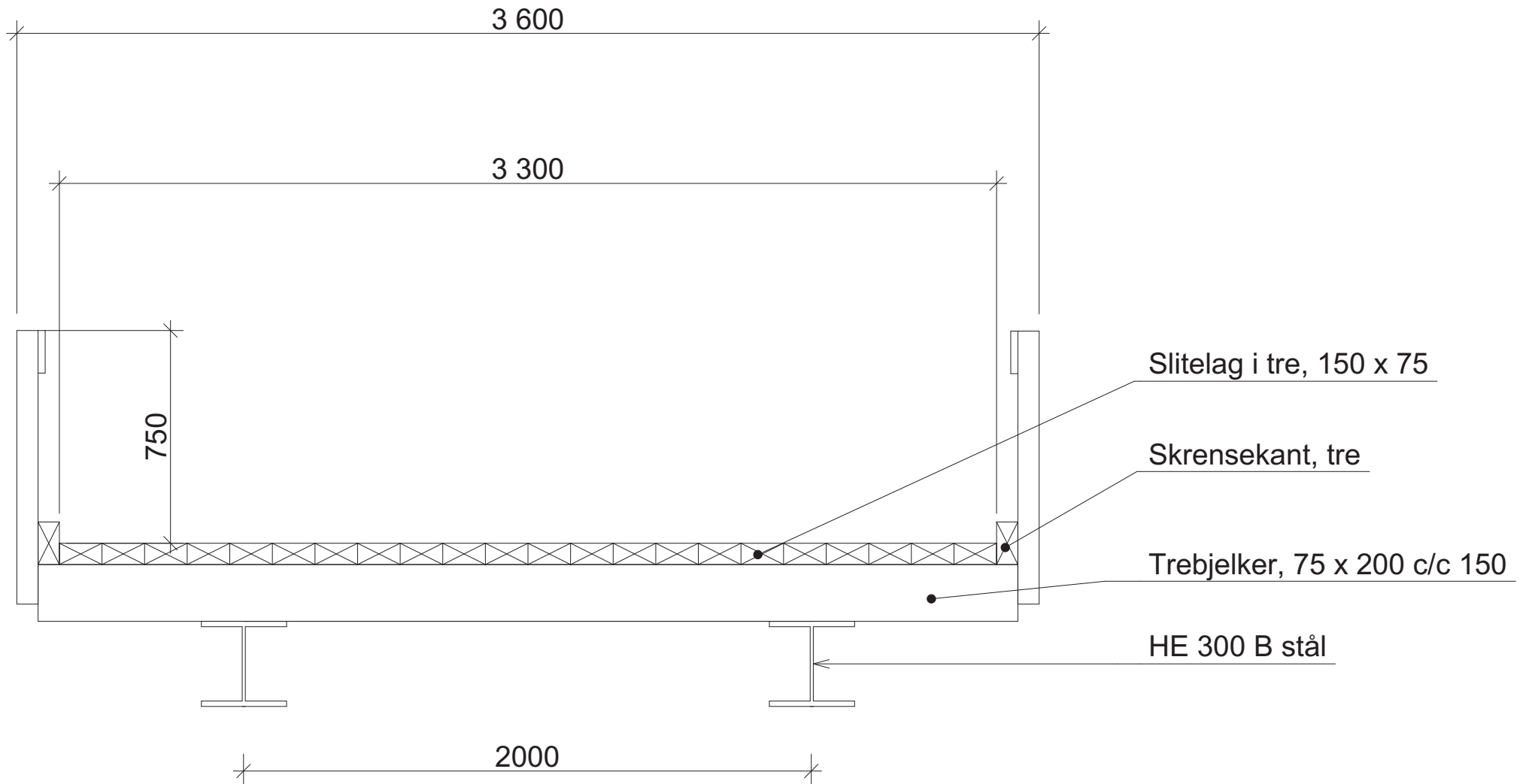
## **Vedlegg H – Utarbeidede tegninger**



Kolmila bru - Oppriss

Målestokk:  
1:200

Tegner:  
Newton  
Balasubramaniam

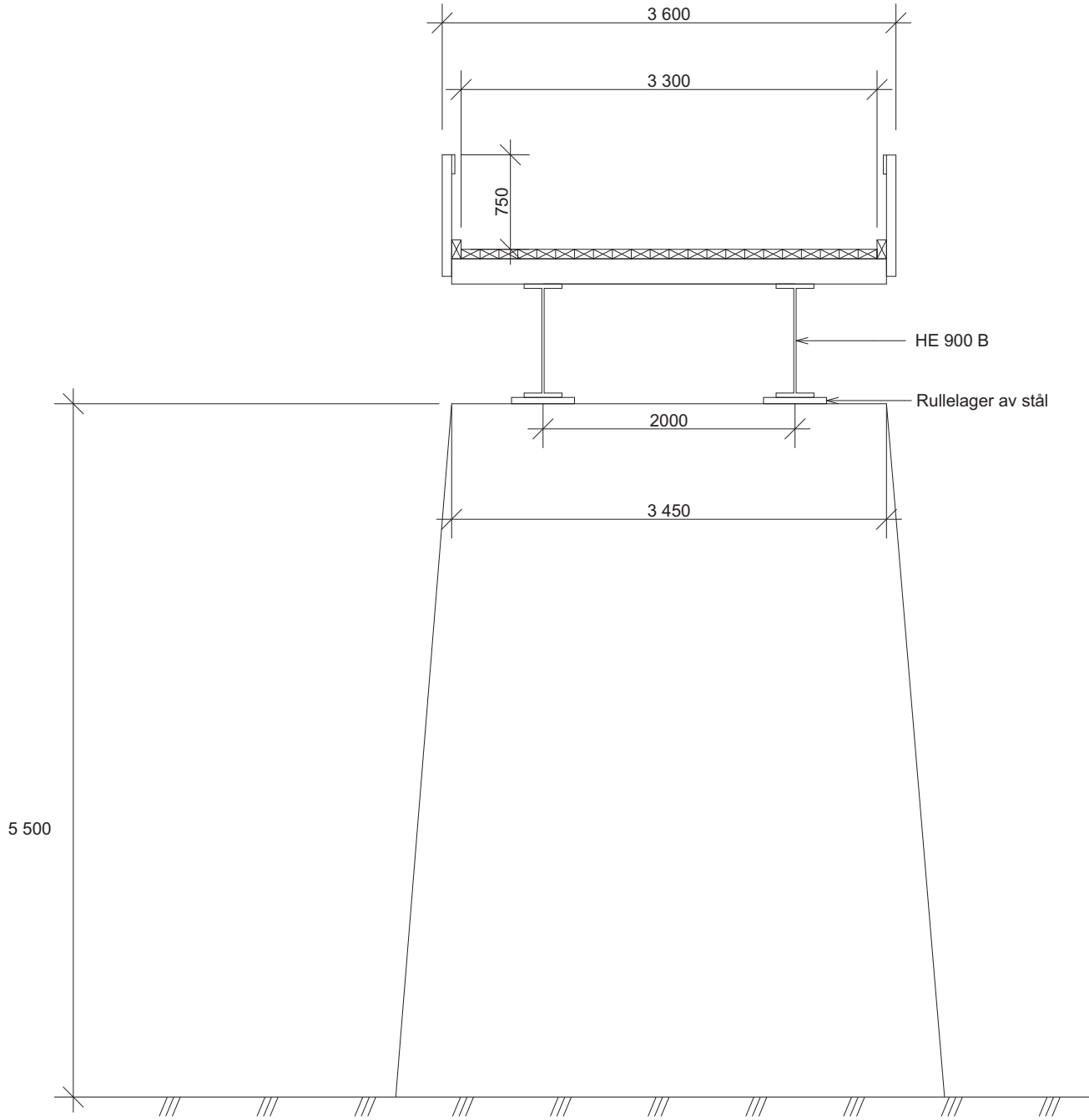


**Snitt A - A**

**Kolmila bru - Tverrprofil**

Målestokk:  
1:20

Tegner:  
Newton  
Balasubramaniam



**Snitt B - B**

**Kolmila bru - Oppriss m/ landkar**

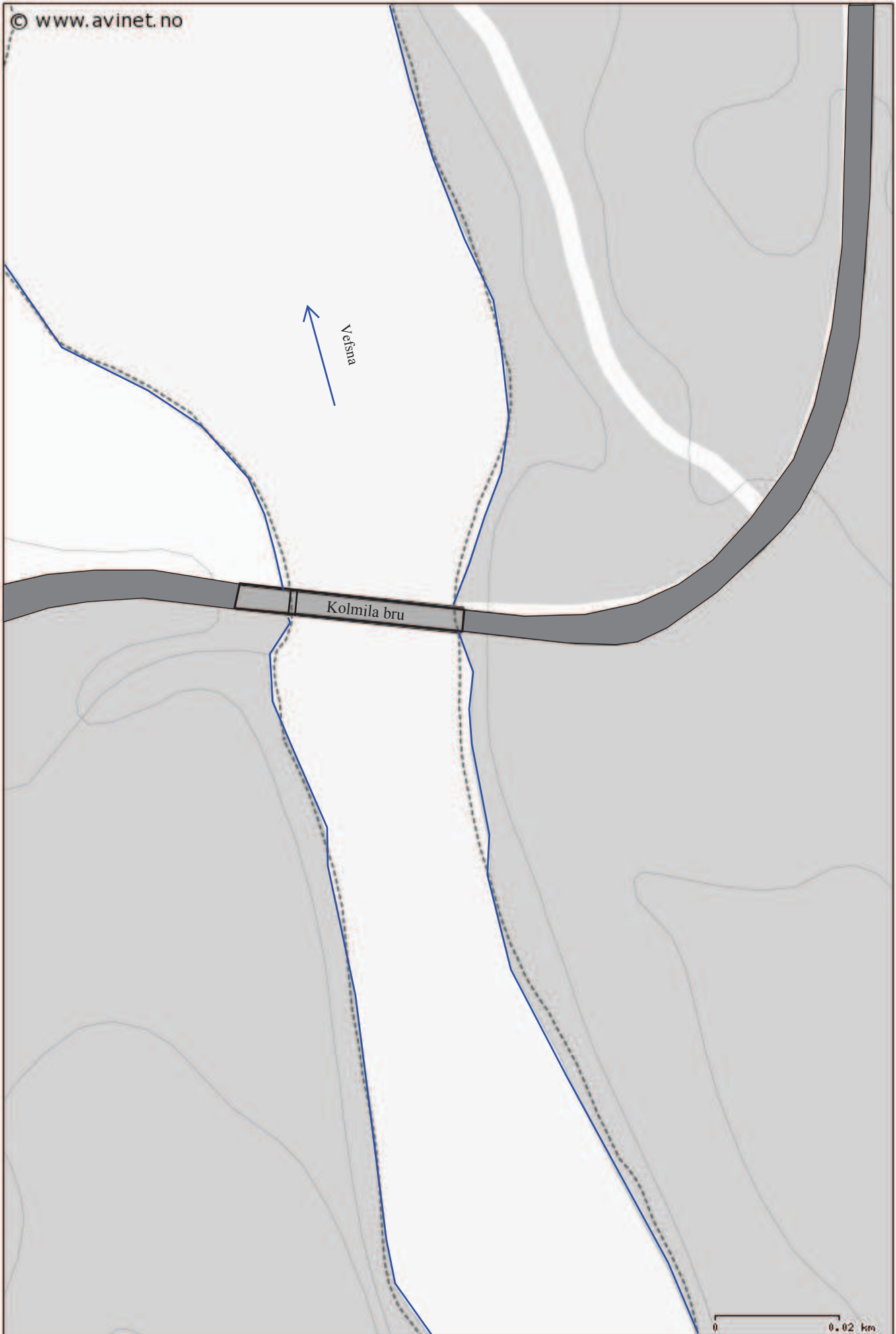
Målestokk:

1:50

Tegner:

Newton

Balasubramaniam



## **Vedlegg I – Spesialinspeksjonsrapport, Kolmila bru**





# Statskog

Spesialinspeksjon

Rapport 43-12

## Kolmilabru



**Konstruksjon  
Kolmila bru i Hattfjelldal**

Oktober 2012




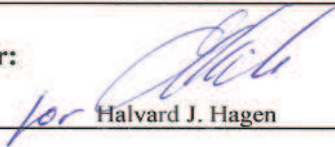
## RAPPORT - SPESIALINSPEKSJON

Stålelementer- Betongelementer- Øvrige elementer

**TYPE OBJEKT:**

Stålbjelkebru med tredekke

Kolmila brua  
Hattfjelldal

<b>INSPEKSJON UTFØRT PÅ VEGNE AV:</b> Statskog	<b>RAPPORT NR.</b> 43 – 12
<b>INSPEKSJON UTFØRT AV:</b>  4993 SUNDEBRU TLF. 37 15 84 90	Hans Lunden - Ingeniør bygg Halvard Hagen - UPKN- RPKN
<b>INSPEKSJONSGRAD:</b>	Visuell Ikke destruktiv Destruktiv
<b>FØLGENDE OBJEKTER BLE INSPISERT:</b>	
Element B4 – Fylling Element C1 - Landkar Element C2 - Pilar Element D21- Hovedbjelke Element E1 - Brudekke(sekundærbærer) Element E2 - Slitelag / Fuktisolasjon	Element H11 - Lager / lageravsats Element H13 - Fuge / Fugekonstruksjon Element H15 - Rekkverk
<b>Sted:</b> Sundebru <b>Dato:</b> 10.10.2012	<b>Signatur:</b>  Halvard J. Hagen

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 1	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------

<b>1.0 Innledning</b> .....		<b>3</b>
<b>2.0 Konklusjon</b> .....		<b>4</b>
<b>3.0 Definisjoner</b> .....		<b>5</b>
<b>4.0 Tilstandsvurdering:</b> .....		<b>6</b>
4.1 B4 Fylling:	V3	6
4.2 C1 Landkar av betong: .....		7
4.2.1 Landkar akse 1-1:	V2 M2 .....	7
4.2.2 Landkar akse 3-4:	B2 V3 T3 .....	8
4.3 C2 Pilar akse 2-2	V2 .....	10
4.4 D21 Hovedbjelker .....		11
4.4.1 Hovedbjelker akse 1-2	B2 V3 .....	11
4.4.2 Hovedbjelker akse 2-3	B2 V3	12
4.5 H 11 Lager / lageravsats akse 1-1, 2-2 og 3-3	V3 .....	14
4.5.1 Lager / lageravsats akse 1-1.....		14
4.5.2 Lager / lageravsats akse 2-2.....		15
4.5.3 Lager / lageravsats akse 3-3.....		16
4.6 E1 Brudekke ( sekundærbæresystem)	B3 V3.....	17
4.7 E2 Slitelag / fuktisolasjon akse 1-3	B4 V4 T4 .....	18
4.8 H13 Fuge / Fugekonstruksjon	V3 .....	19
4.9 H15 Rekkverk	V4T4... ..	20
4.9.1 H15 Brurekkverk akse 1-3	V4T4... ..	20
4.9.2 H15 Brurekkverk akse 0-1 og 3-4	V4T4..... ..	21
4.9.3 H15 Tilstøtende veirekkverk	V4T4..... ..	22
<b>5.0 Sammendrag:</b> .....		<b>23</b>

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 2	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------



## 1.0 Innledning

Etter anmodning fra Statskog har vi gjennomført registrering og spesialinspeksjon av tilstand på hovedbæresystemet, landkar og øvrige elementer, med spesielt henblikk på bæreevne, trafiksikkerhet og vedlikeholdskostnader på Kolmilbrua i Hattfjelldal.

Målsetting for inspeksjonen er å fastslå tilstanden på bæresystemet og øvrige elementer, samt å utarbeide forslag til tiltak.

Vi har den 22.09.2012 utført spesialinspeksjon på Kolmilbrua i Hattfjelldal. Brua er en Stålbjelkebru med tredekke, med en total konstruksjonslengde på totalt 50,7 m, og med et hovedspenn på 26 m. Brua går over elva Vefsna ca. 5 km utenfor Hattfjelldal sentrum, og brua er svært vesentlig for skogsbilveger på sørvestsiden av elva. Akseinndeling: Sett fra oppstrøm side.

Brua har to spenn med stålbjelker som hovedbæring, et over elva på 26 m med mest sannsynlig DIP 90 stålbjelker og et over land på 8,2 m med mest sannsynlig DIP 30.

Det er to landkar av betong med steinmurer som forlengelse av vingemurer og en pilar av betong.

Som sekundærbæring er det benyttet trebjelker av dimensjon 75 x 200 med c/c 150 mm.

Slitelaget består av tre i dimensjonen 150 x 75 mm.

Rekkverk på brudelen består av trestolper med håndlist av langsgående trevirke 24 x 260 mm. på toppen og på innsiden 34 x 125 mm. Det er også fotlist av tre. Høyden på brurekkverket er 750 mm.

Rekkverk på vingemurer er av vinkelstål, hovedsakelig vinkelstål 75 x 75 x 5 mm. Den ene siden har trevirke som håndlist.

Tilstøtende vei har grusdekke.

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 3	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------

## 2.0 Konklusjon

Etter befaring 22.09.2012 viser det seg at brua har store skader og mangler som går direkte på bæreevnen og trafikksikkerheten.

Slitelaget er usedvanlig hardt angrepet av råte i de deler av slitelaget som ikke tidligere er byttet.

Vi varslet derfor Trond Nordås på tlf. Mandag 24.09.2012 om dette og anbefalte å sperre bruk av brua for alle større kjøretøy en personbiler frem til skadene på slitelaget er byttet ut. Bruas kapasitet kontroll regnes og skiltes etter beregnet kapasitet.

Det er meget tvilsomt om denne brua selv med denne midlertidige reparasjonen gir tilfredsstillende styrke til den bruk den er tiltenkt. Det anbefales å utføre en beregning av bruksklassen for å kunne si noe sikkert om dette. Det knytter seg også usikkerhet til bæreevnen til sekundærbjelkene og hvor hardt angrepet av råte de er. De har antagelig kort brukstid igjen så derfor bør de antagelig byttes uansett. Det er også brudd i en del av landkarets vingemur akse 1, oppstrøms, som har beveget seg ut og må påregnes reparert.

Rekkverk både på bru, landkar og tilstøtende vei er IKKE kjøresterkt og gir en falsk trygghet. Dette bør også byttes og oppgraderes til dagens standard.

Vi anbefaler snarest en midlertidig reparasjon av slitelaget, og deretter å foreta en bruksklassevurdering, og skilte brua etter beregnet kapasitet. Deretter kan det foretas en rehabilitering av eksisterende bru.

Dersom det er ønskelig å få en fullverdig BK 10 bru kan dette f. eks. løses ved å legge inn to ekstra bjelker, eller bygge en ny bru på samme stedet med 2 nye større stålbjelker og litt kortere spenn.

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 4	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------



### 3.0 Definisjoner

#### Visuell registrering :

Statens Vegvesens Håndbok 136 "Inspeksjonshåndbok for bruer" er lagt til grunn for den etterfølgende skadevurdering.

#### SKADEGRAD

1	:	Liten skade/mangel	Ingen tiltak nødvendig
2	:	Middels skade/mangel	Tiltak innen 4 – 10 år
3	:	Stor skade/mangel	Tiltak innen 1 – 3 år
4	:	Kritisk skade	Tiltak straks eller innen ½ år

#### SKADEKONSEKVENNS

B	:	Skade/mangel som truer Bæreevnen
T	:	Skade/mangel som truer Trafikksikkerheten
V	:	Skade/mangel som kan øke Vedlikeholdskostnadene
M	:	Skade/mangel som kan påvirke Miljø/estetikk

Skadeangivelsen er satt opp etter "Anbefaling av tiltak" i punkt 4.0 Tilstand/utbedringsbeskrivelse.

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 5	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------

## 4.0 Tilstandsvurdering:

### 4.1 B4 Fylling:

V3

Fyllingen består av steinmurer og fyllmasser av stein og grus.  
Den har begroing av mose, busker og trær.



#### 4.1.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales at mose og begroing fjernes i og i nærheten av steinmurer, og spesielt røttene på trærne kan på sikt utvikle seg slik at det kan bli sprengning i steinmurene og det anbefales å fjerne trær og busker og smøre på fks. Roundup på stubbene.

Prisestimat kr 20.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 - 12	Dato: 26.09.2012	Side: 6	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------



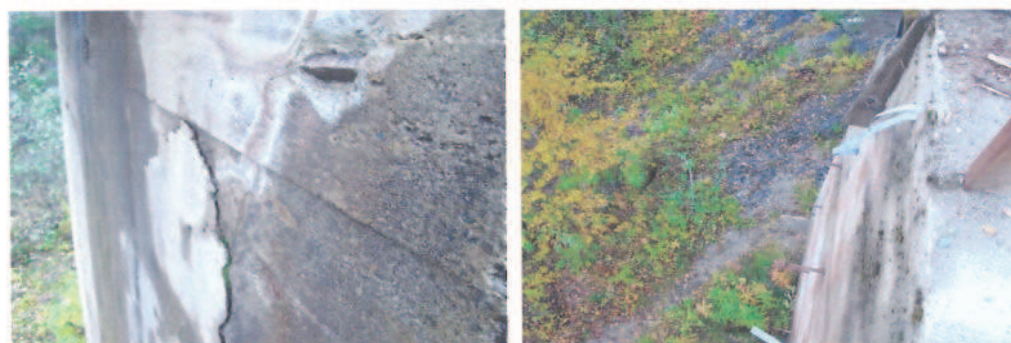
## 4.2 C1 Landkar av betong:

### 4.2.1 Landkar akse 1-1: V2 M2

Landkar akse 1-1 har noe riss / sprekker og kalkutfelling.



Det er noe avskalling, gjenstående forskaling og forskalingsstag.



Påstøpt vingemur har mye støpesår.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 7	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------

#### 4.2.1.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales å fjerne forskalingsrester og stag. Utbedre avskallinger og støpesår med mekanisk reparasjon, samtidig som resten av brua rehabiliteres.

Prisestimat kr 40.000,-

#### 4.2.2 Landkar akse 3-4:

**B3 V3 T3**

Landkaret har en del riss / sprekker.



Det er to mindre utvaskinger av betong mot fjell.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 8	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------



Landkaret har en del kalkutfelling.



Det som er mest bekymringsfullt er brudd i betongen med bevegelse i deler av landkarvingen oppstrøms.



#### 4.2.2.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales at de løse deler på betongvingen fjernes og det armeres og støpes ny del av vingemur som er skadet, og ellers mekanisk reparasjon av utvasking og sprekker. Alternativt etablere ny kappestøp på utsiden av eksisterende landkar.

Prisestimat rep. skadet betongdel og mekanisk rep. kr 100.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 9	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	------------	------------------

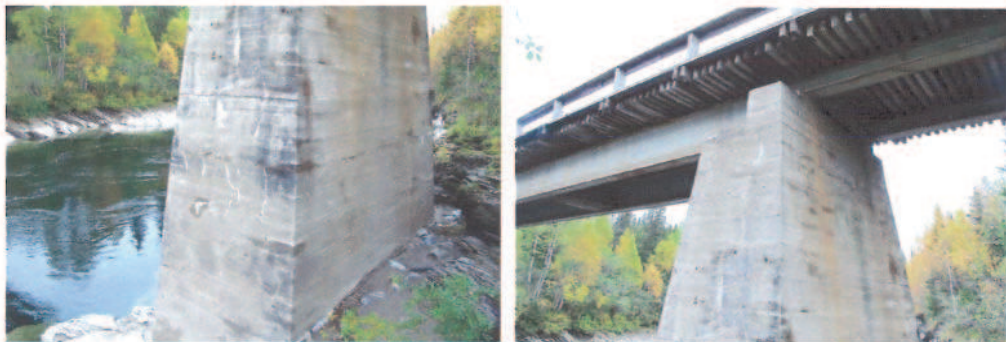
### 4.3 C2 Pilar akse 2-2

V2

Liten utvasking underkant betong fundament.



Litt mindre riss / sprekker og kalkutfelling.



#### 4.3.1 Anbefaling av tiltak:

Det bør vurderes mekanisk reparasjon av de største sår og sprekker samtidig som resten av brua rehabiliteres.

Prisestimat kr 20.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 10	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

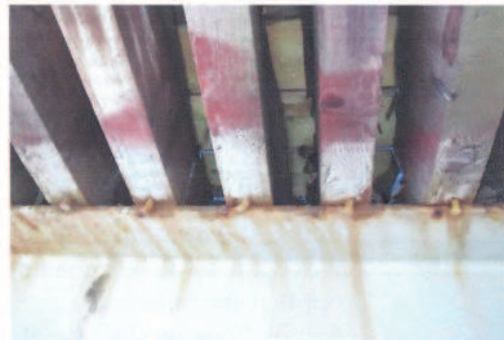


## 4.4 D21 Hovedbjelker

### 4.4.1 Hovedbjelker akse 1-2

B2 V3

2 stk. hovedbjelker i stål, sannsynligvis DIP 30, med dimensjon 300 x 300 mm. med flenstykke på 20 mm. De har et fritt spenn på 8 275 mm. Hovedbjelkene har noe korrosjon, spesielt i øvre flens og ved opplagring. Det er til dels mye grus på opplagringspunktene, og de er delvis tildekket. Det medfører unødig slitasje og fremprovoserer korrosjon, så det kan ikke ses bort fra at det kan være en del korrosjon som er skjult ved opplagringspunktene.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 11	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

Som sideavstiving er det benyttet en treplank som ved akse 1 og 2 er løse, og de har liten funksjon.



#### 4.4.1.1 Anbefaling av tiltak:

Det bør kontrolleres om bjelkene har ønsket styrke, og hvis de har det bør det foretas en overflatebehandling av stålbjelkene ved første anledning og gjerne sammen med utskifting av sekundærbjelkene. Hvis de ikke har ønsket styrke byttes de samtidig med sekundærbjelkene og det etableres nye endetverrbærere og eventuelt nødvendig kryssavstivning.

Prisestimat overflatebehandling eksisterende bjelker og montere nye stål avstivere kr 100.000,-

#### 4.4.2 Hovedbjelker akse 2-3

**B2 V3**

2 stk. hovedbjelker i stål, sannsynligvis DIP 90, med dimensjonen 900 x 300 mm. med flenstykkelse ~36 mm. Og de har et fritt spenn på ~26 m. Hovedbjelkene har noe korrosjon, spesielt i øvre flens og ved opplagringspunktene. Det er til dels mye grus på opplagringspunktene og de er delvis tildekket. Det medfører unødig slitasje og fremprovoserer korrosjon, så det kan ikke ses bort fra at det kan være en del korrosjon som er skjult ved opplagringspunktene.

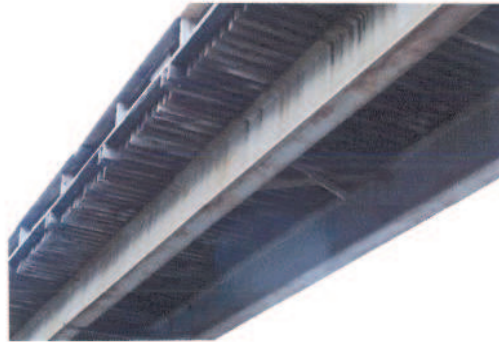


Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 12	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

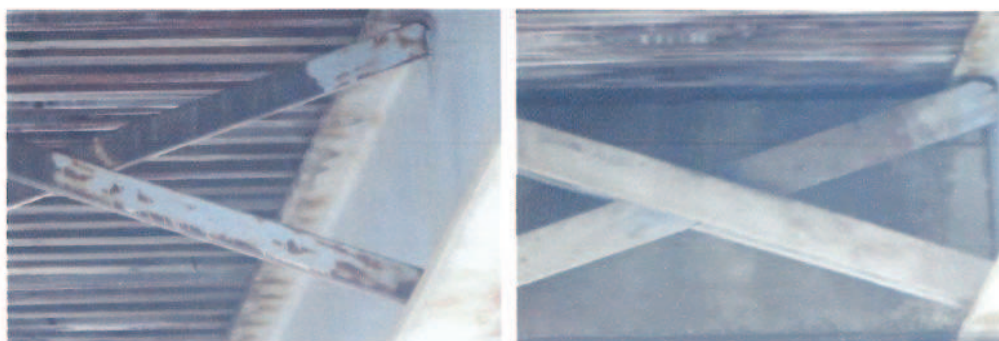




Det er 2 kryssavstivere i stål som det ser ut til er sveiset på i ettertid.  
Resterende kryss er av tre og har liten eller ingen funksjon, og noen har veltet.  
Det er støpt endetverrbærer mellom bjelkene ved opplagringspunktene.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 - 12	Dato: 26.09.2012	Side: 13	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



#### 4.4.2.1 Anbefaling av tiltak :

Det bør kontrolleres om bjelkene har ønsket styrke, og hvis de har det bør det foretas en overflatebehandling av stålbjelkene ved første anledning og gjerne sammen med utskifting av sekundærbjelkene. Hvis de ikke har ønsket styrke byttes de ut samtidig med sekundærbjelkene.

Prisestimat overflatebehandling eksisterende bjelker og etablere ny kryssavstiving kr 300.000,-

### 4.5 H 11 Lager / lageravsats akse 1-1, 2-2 og 3-3

V3

#### 4.5.1 Lager / lageravsats akse 1-1

Stålbjelkene ligger rett på betongen, muligens på en stålplate. Det er klemmer for sidestyring.

Det er til dels mye grus og skitt på lageravsats som vanskeliggjør inspeksjon og tærer unødig på eventuelle lager og stålbjelkene.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 14	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



#### 4.5.1.1 Anbefaling av tiltak :

Lageravsats rengjøres. Ved rehabilitering av brua etableres det nye lager tilpasset bjelkene og spennet på disse.

Prisestimat: Ved å etablere 2 stk. nye neopren blokklager med sidestyring av vinkelstål kr 50.000,-

#### 4.5.2 Lager / lageravsats akse 2-2-

Lageravsatene bærer preg av ikke å ha blitt vedlikeholdt og rengjort. For hovedspennet er det montert fastlager av stål. For det minste spennet er det muligens en stålplate.



#### 4.5.2.1 Anbefaling av tiltak:

Lageravsats rengjøres. Ved rehabilitering av brua etableres det nye lager tilpasset bjelkene og spennet på disse, eventuelt overflatebehandling av eksisterende hvis eksisterende bjelker beholdes.

Prisestimat nye lager på de minste bjelkene med sidestyring som nevnt over og overflatebehandling av stål fastlager på hovedspennet kr 50.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 15	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

### 4.5.3 Lager / lageravsats akse 3-3:

Lager er av type rullelager av stål. Det er også her mye grus og smuss og det bærer preg av lite vedlikehold og manglende rengjøring som hindrer lagret å bevege seg.



#### 4.5.3.1 Anbefaling av tiltak:

Lageravsats rengjøres. Ved rehabilitering av brua etableres det nye lager tilpasset bjelkene og spennet på disse, eventuelt overflatebehandling av eksisterende hvis eksisterende bjelker beholdes.

Prisestimat overflatebehandling eksisterende kr 30.000,-

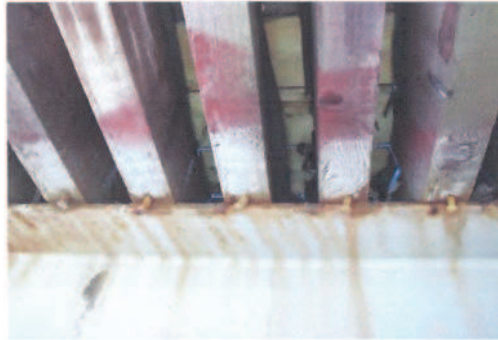
Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 16	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



#### 4.6 E1 Brudekke ( sekundærbæresystem)

B3 V3

Sekundærbæresystemet består av trebjelker av dimensjon 75 x 200 mm. med c/c 150 mm. Trebjelkene har tegn på begynnende råte, spesielt i ytterste del, men kan også ha skader innover i bjelkene. Det knytter seg også en usikkerhet til om styrken er tilstrekkelig til ønsket bruksklasse.



##### 4.6.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales å bytte sekundærbjelkene samtidig som resten av brua rehabiliteres.

Prisestimat bytte av sekundærbjelker til trykkimpregnert trevirke kr 150.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 - 12	Dato: 26.09.2012	Side: 17	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

#### 4.7 E2 Slitelag / fuktisolasjon akse 1-3

B4 V4 T4

Slitelaget er av treplank dimensjon 150 x 75 mm. Det har omfattende råteskader. Det er ikke fuktisolasjon på brua.



Slitelaget er så råte at dette hullet ble pirket opp bare med skotuppen. Kniven kan stikkes inn til langt ned på håndtaket i store deler av brudekket.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 18	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



Det er byttet noen få plank i senere tid.



#### 4.7.1 Anbefaling av tiltak:

Det ble varslet til Trond Nordås pr. tlf. første arbeidsdag etter inspeksjon, at brua bør stenges til slitelaget er byttet, eventuelt maksimalt personbiltrafikk. Når slitelaget fjernes bør en også sjekke tilstanden på sekundærbjolkene. Dette utføres som akutt førstehjelp.

Det bør sammen med resten av brua foretas styrkeberegning også på sekundærbjolkene og en snarlig oppgradering for å kunne ferdes trygt på denne.

Prisestimat på bytte av hele slitelaget samtidig med sekundærbjolkene kr 100.000,-

#### 4.8 H13 Fuge / Fugekonstruksjon

V3

Det er ikke etablert noen fugekonstruksjon på brua. Det er sterkt medvirkende til at det er mye grus og smuss på lager / lageravsatser.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 19	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------

#### 4.8.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales at det etableres tette fugeløsninger som hindrer vann, grus og smuss å komme ned på lageravsatsen, samtidig som brua rehabiliteres. Hvis det opprettholdes tilsvarende dekkeløsning som i dag så bør det felles ned en 16 mm. stålplate over fugespalten.

Prisestimat: Ved å etablere nedsenket stålplate begge ender som fuge kr 30.000,-

#### 4.9 H15 Rekkverk

V4 T4

##### 4.9.1 Brurekkverk akse 1-3

Brurekkverk er av tre og er ikke kjøresterkt. Rekkverket er også veldig lavt for gående og innfesting er dårlig. Det har en høyde på 750 mm. mot dagens standard på 1 200 mm. Det har også begynnende råteskader. Rekkverket skaper en falsk trygghet.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 20	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



#### 4.9.1.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales å sette opp skilt umiddelbart om at rekkverk er dårlig, alternativt stenge brua for fri ferdsel. Videre bør det byttes til nytt kjøresterkt brurekkverk så snart som praktisk mulig.

Hvis det er sterk nok konstruksjon i brudekket til å bruke samme løsning som i dag, anbefales det å montere f.eks. HE200B som festes til hovedbjelkene og legges sammen med sekundærbjelkene c/c2,0 m. til innfesting av nytt brurekkverk.

Prisestimat nytt brurekkverk inkl. stålbjelker kr 400.000,-

#### 4.9.2 Brurekkverk akse 0-1 og 3-4

Brurekkverk på landkarene er av vinkelstål 70 x 70 x 5 mm. med en høyde på ~800 mm. mot dagens standard på 1 200 mm. Det har store defekter, påkjørsler og deformasjoner, og det er ikke kjøresterkt. Den ene enden er av tre med stålstolper. Rekkverket har også veldig skarpe og trafikkfarlige ender.



Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 21	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



#### 4.9.2.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales å sette opp skilt umiddelbart om at rekkverk er dårlig, alternativt stenge brua for fri ferdsel. Videre bør det byttes til nytt kjøresterkt brurekkverk så snart som praktisk mulig. Det bores ned boltegrupper i eksisterende betong på landkarvinger for montering av brurekkverk.

Prisestimat brurekkverk på eksisterende landkar vingemurer kr 180.000,-

#### 4.9.3 Tilstøtende veirekkverk:

Tilstøtende veirekkverk mangler helt.



#### 4.9.3.1 Anbefaling av tiltak:

Det anbefales å sette opp skilt umiddelbart om at veirekkverk mangler, alternativt stenge brua for fri ferdsel. Videre bør det monteres tilstøtende overgangsrekkverk med veirekkverk avslutninger så snart som praktisk mulig.

Prisestimat godkjent overgangs- og veirekkverk avslutninger kr 130.000,-

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 22	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------



## 5.0 Sammendrag:

I forbindelse med denne spesialinspeksjonen har vi observert en del omfattende skader og mangler. Det mest akutte er slitelaget som har omfattende råteskader, og rekkverk som er så dårlig at det gir falsk trygghet.

Det er også lite sannsynlig at denne brua slik som den er konstruert, vil holde styrkemessig til tungtrafikk slik som tømmertransport. Dette bør kontrollberegnes og skiltes etter beregnet kapasitet.

Derfor anbefaler vi en midlertidig reparasjon slik at den kan brukes av mindre kjøretøy frem til det er foretatt beregninger på styrken. Det anbefales også at det foretas en større oppgradering av hele brukonstruksjonen, så snart som praktisk mulig. Dette fordi det er omfattende feil og mangler som nevnt i rapporten over, som går både på bæreevnen og trafikksikkerheten.

*Prisestimat flikking på eksisterende bru koster anslagsvis  
kr 1.700.000,-  
+ Riggkostnader som erfaringsmessig utgjør ca. kr 400.000,-*

*Alternativt kan det vurderes å oppgradere brua til BK10  
Et alternativ som kan vurderes er å overflatebehandle  
eksisterende bjelker samt legge inn to nye bjelker for å oppnå  
BK 10.*

*Et annet alternativ er da å redusere elveløpet og hovedspennet  
til ca. 24 m. med å flytte landkar akse 3-4 og pilarakse 2-2, bytte  
av hele brudekket, breddeutvide begge landkar slik at en vil få  
ca. 4,0 m. kjørebredde, og tilhørende arbeider inkl. nytt rekkverk  
etter dagens standard kan beløpe seg til ca. kr 3.000.000,-  
+ riggkostnader som erfaringsmessig utgjør ca. kr1.000.000,-  
I et konkurransegrunnlag kan begge alternativene beskrives.*

Skrevet av: Halvard J. Hagen	Kontrollert av: Hans Lunden	Rapport nr: 43 – 12	Dato: 26.09.2012	Side: 23	Av totalt: 23
---------------------------------	--------------------------------	------------------------	---------------------	-------------	------------------





Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
67 23 00 00  
[www.nmbu.no](http://www.nmbu.no)