



BACHELOROPPGAVE:

Dimensjonering av nettverksbru

FORFATTERE:

Arne Bring Fugllien

Erik Lokreim Slapgard

Fredrik Øiahals Slungård

Dato:

14.05.2013

Presentasjon av oppgaven

Tittel:	Dimensjonering av nettverksbru	Dato: 14.05.13
Deltakere:	Arne Bring Fugllien <hr/> Erik Lokreim Slapgard <hr/> Fredrik Øiahals Slungård	
Veiledere:	Marthin Landgraff – HiG <hr/> Johannes Veie – Statens Vegvesen	
Oppdragsgiver:	Statens Vegvesen v/ Brukontoret region Øst	
Stikkord/nøkkelord	Nettverksbru, forbindelser, limtrebuer, stag <hr/>	
Antall sider/ord:125/14 001	Antall vedlegg:19	Publiseringsavtale inngått: ja
<p>Kort beskrivelse bacheloroppgaven:</p> <p>Oppgaven tar utgangpunkt i dimensjoneringen av ny nettverksbru over Rv. 3 ved Alvdal. Gruppen ser nærmere på dimensjoneringen av buekonstruksjonen, innfestingsalternativer og stagene. Resultatet av disse beregningene blir sett i sammenheng med estetiske krav og vurderinger av disse.</p> <p>Resultateten av dimensjoneringen bygger på Håndbok 185 utgitt av Statens vegvesen, Eurokode 1 (laster), Eurokode 3 (stål) og Eurokode 5 (tre). Estetiske krav og vurderinger er gjort for å fremheve treet som byggemateriale. Til dimensjoneringen av buen er programmene Fokus Konstruksjon og Robot Structural Analysis brukt. Ved beregninger av stag og innfestinger er det benyttet Excel.</p>		

Forord

Bacheloroppgaven er valgt med utgangspunkt i vår utdanning ved Høgskolen i Gjøvik, Ingeniørfag – bygg konstruksjon.

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Statens Vegvesen våren 2013 på Høgskolen i Gjøvik. På grunn av økt interesse for bruk av limtre i brukonstruksjoner ønsker Statens Vegvesen å tilegne seg mer kunnskap om massive limtrebuer og innfestingsmetoder. Gruppen skal se nærmere på et alternativ for en planlagt bru over RV3 i Alvdal der hovedbæresystemet består av massive limtrebuer.

Brualternativet vi skal se nærmere på er en nettverksbru som er en lite utbredt brutype i Norge. Det har derfor vært vanskelig å finne norsk litteratur om denne typen bruer. Vi har brukt mest litteratur på engelsk og programmene vi bruker for beregninger er selvlært. Gruppen fikk tidlig en utfordring da vår veileder ved Høgskolen i Gjøvik, Marthin Landgraff, ble langtidssykemeldt, noe som førte til et tettere samarbeid med Statens Vegvesen.

Arbeidet med denne oppgaven har gitt oss vanskeligheter siden mye av stoffet har vært ukjent, og det har vært tidkrevende å komme gjennom litteratur på engelsk og tilegne seg ferdigheter i programmene vi brukte. Gruppen har fått erfare at arbeidsfordelingen har vært jevnt fordelt under hele oppgaven og at det er en stor glede å mestre et nytt og ukjent tema.

Vi vil benytte anledningen til å takke oppdragsgiver og veileder Statens Vegvesen, Region Øst ved Johannes Veie for god støtte og veiledning under oppgaven. Vi vil også takke Marthin Landgraff og Harald Fallsen for god hjelp underveis.

14.05.13

Gjøvik

Dato

Sted

Arne Bring Fugllien

Fredrik Øiahals Slungård

Erik Lokreim Slaggard

Arne Bring Fugllien

Fredrik Øiahals Slungård

Erik Lokreim Slaggard

Innholdsfortegnelse

Presentasjon av oppgaven	I
Forord	II
Innholdsfortegnelse	III
Tabelloversikt	VI
Figuroversikt	VII
Formeloversikt.....	VIII
Sammendrag	XI
Abstract	XII
1. Innledning	1
1.1 Problemstilling	1
1.2 Hovedmålsetting.....	2
1.3 Estetiske krav	2
1.4 Omfang	2
2. Teori	3
2.1 Nettverksbruer	3
2.2 Limtre og limtrebruer i Norge.....	4
2.3 Stål	10
2.4 Betong.....	26
2.5 Laster	26
2.6 Faktorer brukt i beregningene.....	32
2.7 Elementmetoden	34
3. Metode.....	36
3.1 Prosjekteringsregler.....	36
3.2 Programvare	37
3.3 Øvrige metoder.....	38
4. Resultater.....	39
4.1 Vind.....	39
4.2 Jordskjelv	39
4.3 Vertikale trafikklaster	39
4.4 Horisontale trafikklaster	39
4.5 Gang- og sykkelbane.....	40
4.6 Beregning av stagene	40

Dimensjonering av nettverksbru

4.7	Nedbøyning.....	40
4.8	Beregning av dybelforbindelse	41
4.3	T-forbindelse.....	43
4.5	Presentasjon av resultater i programmene.....	45
5.	Analyse.....	48
5.1	Beregning av nettverksbruen	48
5.2	Strekkstag	48
5.3	T-forbindelse.....	48
5.4	Dybelforbindelse.....	50
5.5	Vindlast	52
5.6	Trafikklast	52
5.6	Limtrebuen	52
6	Konklusjon og drøfting.....	55
7	Kildeliste.....	i
8	Vedlegg.....	i
	Vedlegg A, Snitt i kjøreretning.....	i
	Vedlegg B, Skisse T - Forbindelse.....	ii
	Vedlegg C, Skisse dybelforbindelse, Alternativ 1a.....	iii
	Vedlegg D, Skisse dybelforbindelse, alternativ 2a.....	iv
	Vedlegg E, dybelkapasitet ved limtreindustriens metode	v
	Vedlegg F, Dybelkapasitet, Eurokodens metode:.....	ix
	Vedlegg G, Bolteleddsforbindelse	xiii
	Vedlegg H, Skjøteplate med 3 laskeplater.....	xiii
	Vedlegg I, Dimensjonering av flensen på T-forbindelsen.....	xiv
	Vedlegg J, K-sveis ved sammenføring av steg og flens	xiv
	Vedlegg K, Utmattingsberegninger	xv
	Vedlegg L, Vindlastberegning	xvi
	Vedlegg M, Koordinater stag.....	xvii
	Vedlegg N, Lastkombinasjoner	xix
	Vedlegg O, Utklipp fra Robot.....	xxi
	Vedlegg P, Resultat analyse rette stag	xxii
	Vedlegg Q, Kapasitetsberegning i vindfagverk.....	xxiii
	Vedlegg R, Beregningsrapport fra Focus Konstruksjon	xxiv

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg S, Mailkorrespondanse li

Tabelloversikt

Tabell 1: Lastfaktorer brukt i utmattingsgrensetilstanden	16
Tabell 2: Minimumskrav til avstand i dybelforbindelse	21
Tabell 3: Lastfelt og størrelse på resterende lastfelt	27
Tabell 4: Faktorer i vindberegningen	29
Tabell 5: Kraftfaktoren C for bruer	29
Tabell 6: Faktorer i seismisk beregning	30
Tabell 7: Lastkombinasjonsfaktorer i ulike grensetilstander	31
Tabell 8: Materialfaktorer for limtre	32
Tabell 9: Materialfaktor for stål	32
Tabell 10: Partialfaktor og detaljkategori for utmattingsberegninger.....	33
Tabell 11: Faktorer brukt i dybelberegning.....	33
Tabell 12: Faktorer brukt i beregninger av T-forbindelse	34
Tabell 13: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 1a	41
Tabell 14: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 1b	41
Tabell 15: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 2a	41
Tabell 16: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 2b	41
Tabell 17: Resultat av bolteleddsforbindelse, to laskeplater	42
Tabell 18: Dimensjoner skjøteplate	43
Tabell 19: Resultat av bolteleddsforbindelse, tre laskeplater	43
Tabell 20: Dimensjoner flens.....	44
Tabell 21: Stegets lengde og sveisens a_{nom} -mål	44
Tabell 22: Resultat bolteleddsforbindelse	45

Figuroversikt

Figur 1: Prinsippskisse av nettverksbru (Tveit 2011)	3
Figur 2: Formfeil	6
Figur 3: Knekk lengder for trykkstaver	6
Figur 4: Prinsippskisse av konstruktiv beskyttelse.....	8
Figur 5: Tverrstreksbrudd i forbindelse	9
Figur 6: Ulike typer sveis	12
Figur 7: Akselavstand tung transport iht. lastmodell 3 (Egenprodusert illustrasjon)	14
Figur 8: Prinsippskisse Bolteleddsforbindelse	17
Figur 9: Lastbilde av friksjonsfri bolt	18
Figur 10: Momentkapasiteten til ukappet (t.v.) og kappet dybel (t.h.) (Fallsen 2012a).....	21
Figur 11: Avstander i bolteforbindelse	22
Figur 12: Aksellaster, jevnt fordelte laster og restområde lastmodell 1.	27
Figur 13: Aksel lastmodell 2	27
Figur 14: Lengder på laskeplater	42
Figur 15: Perspektiv bilde av bruene modellert i Robot Structural Analysis.	46
Figur 16: Skjærfordeling i limtrebuen, hentet fra Focus Konstruksjon	54

Formeloversikt

Formel 1: Friksjonskraft.....	10
Formel 2: Knusning vinkelrett på trefibrene.....	10
Formel 3: Knusning parallelt med fibre.....	10
Formel 4: Spenningskontroll sveis i henhold til retnings metoden.	13
Formel 5: Spenning normalt på sveisesnittet	13
Formel 6: Spenning parallelt med sveisesnittet.....	13
Formel 7: Antall tunge kjøretøy i hver retning.....	15
Formel 8: Antall sykluser detaljen tåler.	15
Formel 9: Normalspenning normalt på sveisesnittet og skjærspenning i sveisesnittet normalt på lengderetningen.	15
Formel 10: Skjærspenning i sveisesnittet parallelt med lengderetningen til sveisen.	15
Formel 11: Dimensjonerende spenning i sveisen.	16
Formel 12: Dimensjonerende spenning i sveisens tå.....	16
Formel 13: Minste avstand fra hullkant til belastet ende.....	18
Formel 14: Minste avstand fra hullkant til kant.....	18
Formel 15: Avskjæringskapasitet.	18
Formel 16: Hullkantrykk kapasitet.....	18
Formel 17: Momentkapasitet.	18
Formel 18: Opptredende moment.....	19
Formel 19: Kontroll av kombinasjon moment og hullkantrykk.	19
Formel 20: Hullkantrykk kapasitet, utskifting.....	19
Formel 21: Momentkapasitet, utskifting.	19
Formel 22: Opptredende moment, utskifting.....	19
Formel 23: Kontaktrykk opptredende, utskifting.	19

Dimensjonering av nettverksbru

Formel 24: Kontakttrykk kapasitet, utskifting.....	19
Formel 25: Maksimal avstand mellom innslissede plater.....	22
Formel 26: Avstand fra ytterkant trevirke til ytterste slisseplate ved bruk av flere 4 slisseplater.....	22
Formel 27: Avstand fra ytterkant trevirke til ytterste slisseplate ved bruk av 2 slisseplater ..	22
Formel 28: Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning.....	22
Formel 29: Faktor for kraft som virker vinkelrett på fibrene.....	22
Formel 30: Faktor for kraft som virker i vinkel i forhold til fibrene	23
Formel 31: Karakteristisk hullkantfasthet med kraftvinkel α i forhold til fiberretning.....	23
Formel 32: Avstand mellom boltene i fiberretning.....	23
Formel 33: Antall effektive dybler på en rekke.....	23
Formel 34: Karakteristisk dybelkapasitet ved bruk av flere slisseplater, limtreindustriens metode	23
Formel 35: Karakteristisk dybelkapasitet ved bruk av 2 slisseplater	23
Formel 36: Karakteristisk dybelkapasitet, Eurokodens metode	23
Formel 37: Dimensjonerende dybelkapasitet.....	23
Formel 38: Karakteristisk kapasitet ved splitting i forbindelse.....	23
Formel 39: Dimensjonerende kapasitet ved splitting	23
Formel 40: Vertikalkomponent til strekkraften i forbindelsen	23
Formel 41: Glidning i forbindelsen.....	24
Formel 42: Lastfaktor	24
Formel 43: Stivhetsmodul per forbindelse per skjærflate	24
Formel 44: Dimensjonerende kapasitet kabel, pkt. 5.10.3.2 håndbok 185.....	24
Formel 45: Opptredende nedbøyning for utkrager.	25
Formel 46: Opptredende nedbøyning for spenn med opplagere.....	25

Dimensjonering av nettverksbru

Formel 47: Minimum motstandsmoment.....	25
Formel 48: Opptredende skjærspenning.	25
Formel 49: Maksimalt skjærspenning.	25
Formel 50: Jamføringsspenning.	25
Formel 51: Maksimal bøyespenning.	26
Formel 52: Basisvindhastigheten	30
Formel 53: Resultantkraften fra vindlast i x – retning	30
Formel 54: Spissverdi for berggrunnens akselerasjon	30

Sammendrag

I oppgaven er det sett nærmere på en nettverksbru i forbindelse med bygging av ny bro på Rv. 3 i Alvdal. Hensikten med oppgaven er å se nærmere på dimensjoneringen av trebuene, vindfagverket, stagene og innfestingen mellom stagene og buen. Estetiske krav og sammenhengen mellom de ulike konstruksjonsdelene vil også bli vurdert. Buene utføres som limtre med fasthetsklasse GL32c, vindfagverket som massivtre med kvalitet C14 og S355 for alt av stål.

Brua består av et kontinuerlig spenn på 88 meter med to bærende limtrebuer. Buenes høyeste punkt er 15 meter over dekket. Stålstagene består av kryssende stenger som er i konstant strekk. Kjørebanelen er totalt 8m bred med gangveg på utsiden av trebuene.

Prosjekteringen av brua har foregått ved hjelp av Eurokode 1 (Laster), Eurokode 3 (Stål), Eurokode 5 (Tre) og Håndbok 185 utgitt av Statens vegvesen. Dimensjoneringen av knutepunkter og laster er utført i Excel, mens dimensjoneringen av trebuen og vindfagverket er gjort ved hjelp av Robot Structural Analysis og Fokus Konstruksjon.

Opgaven tar hensyn til trafikklast, vindlast og egenlasten til konstruksjonen. På grunn av oppgavens omfang er det valgt å se vekk ifra dimensjonering av dekket og landkarene. Det er heller ikke sett nærmere på dimensjoneringen av landkar. Dimensjoneringen av innfestingene og stagene vil ta utgangspunkt i den største strekkraften som oppstår i staget. Buen ble dimensjonert ut ifra verste lastkombinasjon med tanke på vind, trafikk og egenvekt.

Den ferdige dimensjonen på buen ble 800x1200mm, mens dimensjonene på vindfagverket ble 200x200mm for de skråstilte stavene og 300x300mm for de horisontale. For stålstagene ble det valgt å bruke Pretec strekkstag med en diameter på 48mm. Etter diskusjoner innad i gruppa ble det av estetiske hensyn valgt å bruke dybelforbindelsen med to laskeplater.

Videre arbeid bør gå ut på å optimalisere stagene slik at kreftene blir bedre fordelt til buen. Det bør også jobbes videre med innfestingsalternativene. Da særlig med tanke på T-forbindelsen og utmatting i sveisen samt kontroll av trykkreftene parallelt med fibrene som følge av den innfelte platen. Det bør også jobbes videre med å optimalisere dybelforbindelsen med hensyn på avstander og antall effektive dybler.

Abstract

Title:	Dimensioning of the network arch bridge	Date:	14.05.13
Participants/	Arne Bring Fugllien <hr/> Erik Lokreim Slaggard <hr/> Fredrik Øiahals Slungård		
Supervisors:	Marthin Landgraff – HiG <hr/> Johannes Veie – Statens Vegvesen		
Employer	The Norwegian Public Roads Administration		
Keywords	Network arch bridge, connections , glued laminated timber		
(3-5)			
Number of pages/words: 125/14001	Number of appendix: 19	Availability: open	
Short description of the bachelor thesis: The basis of this assignment is the dimensioning of a new network arch bridge above Rv. 3 in Alvdal. We look closer at the dimensioning of the arch structure, connection alternatives and hangers. The results of these calculations are considered along with the aesthetic requirements and the assessments of these. The results of these dimensions are built on Handbook 185 published by Statens vegvesen, Eurocode 1 (loads), Eurocode 3 (steel) and Eurocode 5 (wood), while the aesthetic requirements are evaluated by the group's knowledge. The programs we used for the dimensioning of the arch Fokus Konstruksjon and Robot Structural Analysis were used. We used Excel for the calculations of the hangers and connections.			

Dimensjonering av nettverksbru

1. Innledning

Steien Bru i Alvdal fører Rv 3 over Glomma der eksisterende bru per i dag har høye vedlikeholdskostnader og bærer preg av stor slitasje. En mulighetsstudie utført av Statens Vegvesen har konkludert med at eksisterende bru bør erstattes. Estetikken er en sentral forutsetning for prosjekteringen av bruene på grunn av egenidentiteten til lokalsamfunnet i Alvdal. Brukonstruksjonens hovedbæresystem består derfor av limtre. Gruppen skal se nærmere på alternativet som innebærer en nettverksbru bestående av bærende trebuer, stålstag og betongdekke.

Brualternativet som oppgaven dreier seg rundt er en nettverksbru med et spenn på over 88m. Statens vegvesen er derfor interessert i å vite mer om bærende limtre over så store spenn. Bærende limtrebjelker skal prøves i dimensjonen 600 x 800mm og skrå bueplan for å øke sidestabilitet samt gi en estetisk effekt. Dekket vil bestå av betong for å gi en stødig og stabil konstruksjon, der dekket vil bli festet til limtrebuen via skrå stålstag med antatt diameter på 30mm. Stagene vil bli festet til buen med enten dybler eller sveiseplate. Brua vil ha en kjørebane mellom buene på 8m, totalt ha en bredde på ca. 18m og høyde 15m. Avstiving for å ta opp krefter i horisontalplanet vil bestå av fagverk i limtre på 300x300mm og 200x200mm.

1.1 Problemstilling

Hvilken forbindelse bør benyttes mellom stålstagene og limtrebuen slik at estetikken til limtrebuen blir fremhevet og ivaretatt i så stor grad som mulig?

1. Hva blir minst mulige dimensjon på limtrebuen?
2. Hvordan bør stagene og innfestingene utformes og dimensjoneres?
3. Hvordan skal estetikken til limtrebuen ivaretas?

1.2 Hovedmålsetting

Dimensjonere en slank nettverksbru med limtrebuer og optimale innfestingsmetoder som påvirker estetikken positivt.

Målsettinger:

- Tegne 3-D modell i Robot Structural Analysis og 2-D modell i Focus Konstruksjon for å oppnå realistiske og fornuftige resultat.
- Beregne minst to innfestingsmetoder som lar seg gjennomføre i praksis basert på programmenes resultater.
- Optimalisere løsninger slik at det i størst grad oppfyller estetiske krav uten å redusere styrken til buen.
- Skissere detaljtegninger av innfestingene.
- Hvordan påvirker innfestingen av strekkstagene estetikken til limtrebuen?
- Sammenligne rette og skrå stag.

1.3 Estetiske krav

- Minst mulig volum på tverrsnittet av buen.
- Innfestingen av stagene skal i minst mulig grad påvirke egenidentiteten til trevirket.
- Få et positivt inntrykk av trevirke som byggemateriale.

1.4 Omfang

Oppgaven vil hovedsakelig fokusere på bæresystemet, altså stagene, buen og innfestingene. I samarbeid med veileder og Statens Vegvesen ble gruppen enig om at det ikke vil være noen hensikt å dimensjonere dekket. Selv om betongdekket skal forankres til strekkstagene vil betongen bli dimensjonert på kjente og velprøvde metoder. Det er også sett bort ifra opplagere og setninger på brukarene siden gruppen ikke har forutsetninger for å gjøre kvalifiserte vurderinger på dette.

Gruppen har bestemt at oppgaven ikke skal omhandle livsløpsanalyse som opprinnelig stod i forprosjektet på grunn av svakt vurderingsgrunnlag. Det er av samme grunn sett bort ifra økonomi- og miljøanalyse.

Dimensjonering av nettverksbru

Det er ikke testet for dynamisk respons eller virvelavløsninger på grunn av vind, siden dette regnes å ligge utenfor bachelornivå.

Det er ikke beregnet innfesting mellom buen og vindfagverket og forbindelsene innad i fagverket.

2. Teori

2.1 Nettverksbruer

Nettverksbruer som vi kjenner dem i dag kom først på tegnebrettet mens Per Tveit skrev sin masteroppgave ved NTH (dagens NTNU) i 1955. I motsetning til «Nielsen brigde» hvor stagene kun krysser hverandre en gang, er et av kravene til nettverksbruer at stagene krysser hverandre minst to ganger (se Figur 1). På tross av at Norge har verdens slankeste nettverksbru i Brandanger er ikke byggemetoden særlig kjent her til lands. Det er midlertidig en populær byggestil i Tyskland og Japan, særlig i forbindelse med jernbanebruer.



Figur 1: Prinsippskisse av nettverksbru (Tveit 2011)

I publikasjonen til Per Tveit «About the Network Arch», figur 4 er det satt opp en liste over hva som kjennetegner en optimal nettverksbru (Tveit 2011):

1. De fleste stagene krysser hverandre minst to ganger.
2. Det er lite bøyemoment i buen og dekket.
3. Strekkraften er dominerende i dekket og stagene.
4. Trykkraften er dominerende i buekonstruksjonen.
5. Buen er godt støttet i bueplanet, altså vindfagverket.
6. Høyfast stål er godt utnyttet (Hovedsakelig i buen).

Dimensjonering av nettverksbru

7. *Det er langsgående forspente kabler i dekket.*

(Vår oversettelse)

I Per Tveits publikasjoner anbefales det en buehøyde på 15 % i forhold til lengden. Stigningstallet er ifølge forfatteren i all hovedsak begrenset av estetiske hensyn, og av lokale forhold. Det anbefales likevel at stigningstallet ligger mellom 15 – 20 %, publikasjonen gjelder for stålbuer, men det forutsettes at samme antagelser gjelder for buer i limtre.

Nettverksbruer er kjent for å være slanke konstruksjoner som har vesentlig mindre materialkostnader i forhold til andre brutyper, særlig i forhold til bruer med vertikale stag. «Great Belt Bridge» i Danmark og Calbe bru i Saale, Tyskland har begge vertikale stag. Et nettverksalternativ her ville medført en reduksjon i materialkostnader på 25 – 30 % i *Great Belt bridge*. (Tveit 2011) Mens det i Tyskland ville medført en reduksjon på 35 – 40 % av materialkostnadene per m² bru. (Tveit 2006) Av disse er det særlig stålkostnadene som reduseres betraktelig. Per Tveit antar at en bru med vertikale stag vil bruke 2 – 4 ganger så mye stål i forhold til et lignende nettverksbrualternativ. (Tveit 2011)

En nettverksbru med overbygning av limtrebuer holder betongdekket som er plassert under og mellom buen på plass med hjelp av skråstilte strekkstag i stål. Limtrebuen vil dermed ta opp egenvekten og nyttelasten på bruene ved hjelp av stagene. En nettverksbru vil fordele kreftene jevnt utover buen ved at det alltid er strekk i stagene mellom buen og dekket. Stagene er jevnt fordelt i buen, der symmetrien gjør fire og fire stag like. Derfor krever en buebru en stabil og jevn kraft fra et dekke med høy egenvekt for å sikre seg mot avslapning i stagene. Buene blir stabilisert sideveis ved hjelp av fagverk eller rammer som også tar imot horisontale trykk- og strekkrefter fra vind og laster som virker på bruene. (Olle Carling 2002)

2.2 Limtre og limtrebruer i Norge

Limtreteknikken ble utviklet og patentert av Otto Karl Friedrich Hetzer i 1901, men bare for rette bjelker. I 1906 ble derimot også krumme limtrebjelker patentert. De første limtrekonstruksjonene kom til Norge i 1916, men ble ikke noen umiddelbar suksess. Produksjonen som til da hadde foregått på limtrefabrikken i Mysen ble derfor stengt i 1924, og brant ned kort tid etterpå uten at produksjonen ble gjenopptatt. Det var derfor ikke noen produksjon av limtre i Norge før Moelven åpnet sin fabrikk i 1959. (Limtre (2000))

Dimensjonering av nettverksbru

Trebruer over korte spenn er svært vanlig i Norge, på grunn av økonomiske hensyn har det tidligere vært en utfordring å lage bruer med større spenn på grunn av konkurranse med stål og betong. De siste 20 årene har det derimot vært stor utvikling og innovasjon innenfor limtreindustrien, som har ført til større konkurransedyktighet i forhold til andre materialer. Denne utviklingen førte bl.a. til oppføringen av Evenstad bru i 1996 og Tynset bru i 2001, begge med bærende trebuer. Tynset bru regnes i dag som verdens lengste limtrebue med et hovedspenn på 70m og to sekundære spenn på 27m.(Norconsult)

For å produsere limtre kreves det styrkesortert trevirke av furu eller gran. Normalt benyttes gran, men for konstruksjoner som er utsatt for mye fuktighet benyttes trykkimpregnert furu. Fuktigheten i de ulike lamellene ligger mellom 8-15 % når de limes sammen, hvor differansen mellom to lameller ikke skal overstige 4 %. Det finnes to måter limtreet kan bygges opp på:

1. Homogent limtre der alle lamellene har samme styrke og fasthet.
2. Kombinert limtre der lamellene ytterst har bedre kvalitet enn de midtre siden det er i de ytre delene kreftene oppstår. For denne typen må lamellene vende samme vei i hele tverrsnittet for å unngå store egenspenninger i trevirket.

For å øke spennet til bjelken benyttes det fingerskjøter som limes sammen før bjelken blir presset sammen slik at limet får herdet. Etter herdingen blir bjelken høvlet til det ønskede tverrsnittet før det sendes ut til anlegget for montering.(Olle Carling 2002)

For produksjon av buede limtrebjelker er begrensningen 300mm i bredden, men ved behov for større tverrsnitt kan flere elementer limes sammen til ønsket dimensjon. Litteraturen fra dette avsnittet er hentet fra *Trebruhåndboken, rev. 2012-09-06x, Statens vegvesen* som ikke er publisert.

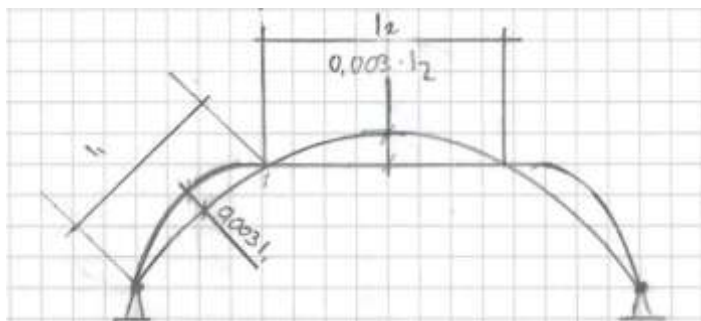
For å bygge buebru i limtre benyttes det vanligvis tverrsnitt med konstant høyde, og bueformen slik at opptredende moment blir minst mulig. Det gjøres ved at bueformen følger trykklinjen til dominerende last, som ofte er en parabel eller sirkelformet. For å begrense de horisontale kreftene som oppstår i opplagrene bør buehøyden være minimum 0,15 ganger spennvidden på buen. For buer med spenn over 60m bør buen produseres i 3 eller flere

Dimensjonering av nettverksbru

segmenter som monteres sammen med momentstive forbindelser på grunn av produksjon og transport.

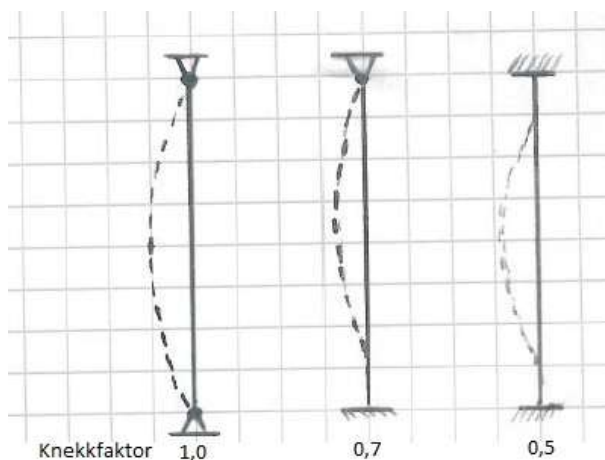
Som regel er buer slanke konstruksjoner, ved dimensjonering er det derfor viktig å ta hensyn til deformasjon og formfeil som oppstår under påkjenning av ulike lasttilfeller. Snittkreftene som oppstår ved deformasjon eller formfeil legges til de tidligere beregnede lastene.

Dimensjoneringen skjer da uten reduksjon i trykkfastheten i forhold til knekkning. Formfeilen antas å være lik deformasjonen og antas å ha en høyde på $0,003L$ (se Figur 2). Denne type beregninger, ikke-lineære eller 2.ordens teori, er kompliserte og i praksis blir disse beregningene ofte utført av analyseprogrammer.



Figur 2: Formfeil

Buen kan alternativt beregnes som statisk uforanderlig (1.ordens teori) og dermed ta hensyn til innvirkning fra tilleggskrefter ved å redusere dimensjonerende fasthet. Dette gjøres ved å benytte en slankhetsavhengig faktor som bestemmes likt som ved trykk og bøyning av søyler utfra opplagringsmetode (Figur 3). (Olle Carling 2002)



Figur 3: Knekk lengder for trykkstaver

2.2.1 Beskyttelse av trevirket

Trekonstruksjoner som er utsatt for klimatiske påkjenninger bør ha en eller annen konstruktiv beskyttelse, hovedsakelig for å unngå råte og soppangrep. For bærende konstruksjoner vil også bevegelser i trevirket som følge av fuktighetsendringer være en faktor som bør unngås.

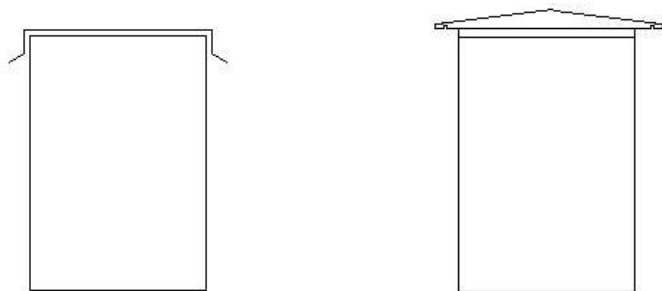
Den vanligste beskyttelsen er trykkimpregnering av trevirket. I Norge gjøres dette ved å bruke Cu – impregnering som presses inn i porene helt inn til kjerneveden. Forbindelsen danner da tungløselige salter som ikke vaskes ut. (Leksikon 2007) Denne metoden har midlertidig enkelte problemer ved bruk i forbindelse med limtre siden lamellene må høvles før sammenliming. Dette fører til at en stor del av impregneringsmiddelet høvles bort før liming. Som følge av dette vil trevirket i tilfeller hvor konstruksjonen er særlig utsatt for klimatiske påkjenninger vil i tillegg bli kreosotimpregnert, siden denne typen ikke gir samme problemer med oppsprekking i trevirket som følge av uttørking.

For brukonstruksjoner i limtre vil det i de aller fleste tilfeller være nødvendig med dobbeltimpregnering, dvs. saltimpregnerte lameller som impregneres med kreosotolje etter liming. Dette er den desidert beste metoden, men også den dyreste. (Olle Carling 2002)

Litteraturen i avsnittene under er hentet fra *Trebruhåndboken, rev. 2012-09-06x, Statens vegvesen* som ikke er publisert. I utgangspunktet vil to lags impregnering beskytte trevirket mot vær og vind. Likevel har Statens vegvesen erfart at trevirket blir svekket og det vil danne seg sprekker etter kort tid. Statens vegvesen anbefaler derfor konstruktiv beskyttelse på det sterkeste for hindre inntrengning av vann.

Den mest brukte konstruktive beskyttelsen i dag er beslag av enten kobber eller sink på oversiden av buen. Beslaget dekker hele oversiden og trekkes litt nedover sidene med en knekk på slutten. Hensikten med det er at vannet som renner av beslaget ikke skal renne videre på siden av buen. Beslagene kan monteres enten rett på buen, men da med fare for kondens. Alternativt kan de lektes opp for lufting, men det er mer arbeidskrevende og ikke fullt så robust.

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 4: Prinsippsskisse av konstruktiv beskyttelse

Kobber er et materiale med lang levetid, god anvendelighet og motvirkende effekt på for eksempel sopp og er derfor et førstevalg. Grunnen til at kobber har en motvirkende effekt på sopp og råte er at vannet som er i kontakt med kobberet tar med seg ioner. For øvrig vil dette hadde en negativ virkning på lavere-verdige metaller, for eksempel sink og stål, i form av rustdannelse over lengere tid. Hvis for eksempel innfestingen av stagene forankres i overkanten av buen kan det oppstå rustdannelse i disse.

Sink skaper derimot ingen konflikter med andre stålkomponenter og kan anvendes på samme måte som kobber. Negative sider er at levetiden er kortere enn kobber og montering er vanskeligere ved kjølige temperaturer.

Alternativt til beslag kan det bygges «tak» på buen i trevirke. Ved å lekte opp buen og kle lektene med trevirke med vinkel vil vannet renne av. Enden av «taket» skal ha dryppnese og stikke ut slik at vann ikke kan trenge inn i luftingen. Denne løsningen har veldig kort levetid og krever derfor mye vedlikehold, men er dog mindre kostbar enn beslag ved montering.

2.2.2 Fagverk

Litteraturen i avsnittene under er hentet fra *Trebruhåndboken, rev. 2012-09-06x, Statens vegvesen* som ikke er publisert. For å avstive buene benyttes vindfagverk for å stabilisere konstruksjonen i horisontalplanet. For vindfagverk av tre er det viktig å holde kravet til fri høyde, siden avstivningssystemer ikke har styrken til å tåle påkjøring. Påkjøringskraft på bruene kan neglisjeres dersom fri høyde mellom vindfagverk til dekket tilfredsstillende minstekravene. For at påkjøringslast kan neglisjeres må fri høyde være på minst 5,90m i følge Håndbok 017 (Statens Vegvesen 2008).

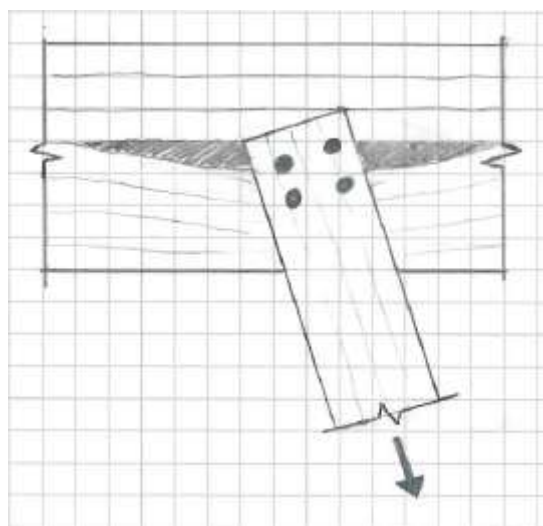
Dimensjonering av nettverksbru

Avstander mellom bærende segmenter vil påvirke utformingen av vindfagverket. Ved lengder som utgjør knekingsfare på tverrgående fagverk, vil disse lengdene bli redusert ved at trykk- og strekkstaver monteres midt på bjelken med en vinkel opp til bærekonstruksjonen, et såkalt k-fagverk.

2.2.3 Tverrstrekk

I buede konstruksjoner vil det oppstå radielle spenninger i trevirket som følge av lastkombinasjoner som gir positivt moment i buen, dvs. momenter som følge av vindlast eller ujevnt fordelte laster (Olle Carling 2002). Det er særlig viktig å kontrollere for tverrstrekk som følge av opphengte laster siden disse vil skape store lokale spenninger som ofte kan bli dimensjonerende for selve bjelken. Vanligvis oppstår bruddet i det forbindelsesmiddelet som ligger lengst unna belastet kant (se

Figur 5). Bruddet kommer som følge av den vertikale komponenten til opplagerkraften, ved krefter som ikke virker vinkelrett på trevirket vil det derfor være nødvendig med dekomponering av kraften. (Fallsen 2012a)



Figur 5: Tverrstreksbrudd i forbindelse

2.2.4 Trykkegenskaper og friksjon

T-forbindelsen forankres på oversiden av limtrebuen med en plate som kalles for flens. Den gjennomgående platen blir kalt for steg. Kraften som overføres til flensen har en angrepsvinkel α som gir en kraft i x-retningen og y-retningen i forhold til flensen. Kraften i y-retning vil bli tatt opp av trykkegenskapene til limtre vinkelrett på fibrene. Kraften i x-retning kan bli tatt opp av enten friksjonskraft eller av trevirket hvis platen slisses ned (Vedlegg B, Skisse T - Forbindelse).

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed} \quad \text{Formel 6.1, (Standard 2009b)}$$

Formel 1: Friksjonskraft

Der $C_{f,d}$ er friksjonsfaktor og $N_{c,Ed}$ er kraft i y-retning.

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{F_y}{b_L - t_p b_p} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 2: Knusning vinkelrett på trefibrene.

Der kraften i y-retning blir fordelt på effektivt areal, som er areal av platen minus utfresingen i buen.

$$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{F_x}{t b} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 3: Knusning parallelt med fibre.

Der kraften i x-retningen blir fordelt på kontaktarealet mellom enden av trykkplaten og trevirket.

Ved kontroll av knusning vinkelrett på fibrene er trykkfastheten basert på en rapport fra Norsk Treteknisk Institutt (institutt 2013). Rapporten er utarbeidet for norske forhold der kapasiteten tvers på fibrene økes til $5,7 \text{ kN/mm}^2$ fra standardens verdi $3,0 \text{ kN/mm}^2$ (Fallsen, Trekompendium, Tabell 2) (Fallsen 2012a).

2.3 Stål

Stål er et av de mest brukte konstruksjonsmaterialene og har et bredt bruksområde innenfor mange ulike fagfelt. På grunn av dette finnes det flere typer stål som har varierende egenskaper avhengig av bruksområdet og hvilke påkjenninger det blir utsatt for.

Dimensjonering av nettverksbru

Fremstillingsmetoden er i hovedsak lik for alle ståltyper, med noe variasjon av tilsetningsstoffer. Dette er stoffer som kan gi stålet ønskede egenskaper i forhold til bruksområde. (Leksikon 2009)

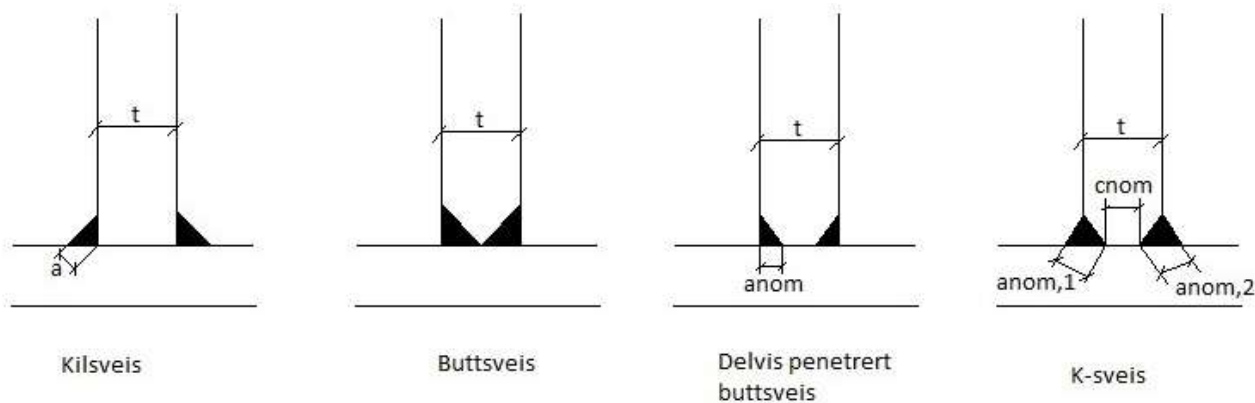
Stål er et meget anvendelig og fleksibelt materiale som på grunn av sine gode styrkeegenskaper brukes i konstruksjoner med store påkjenninger og store spenn. Innfestingen i stålkonstruksjoner består i de fleste tilfeller av bolter, sveis eller en kombinasjon av disse. En av de største svakhetene til stål er en svært dårlig bærekapasitet ved brann, allerede ved 600 °C har stålet mistet all sin bærekapasitet. Det er derfor viktig å ta høyde for dette ved dimensjonering av konstruksjonen for å unngå kollaps. Siden en av hovedbestanddelene i stål er jern er det også et korrosjonsutsatt materiale, dette kan unngås ved å galvanisere stålet.

2.3.1 Sveis

For å forme ønskede forbindelser benyttes sveis for å sammenføre ulike komponenter. Den vanligste sveisemetoden for konstruksjoner i stål er lysbuesveising. Stålet varmes opp til 4000-5000°C rundt lysbuen som danner seg mellom stålkomponentene. Det gjør at stålet smelter og det vil bli en fullstendig sammensmelting, sammen med tilslaget. Det finnes ulike typer sveiser der noen egner seg til detaljer med enten stor strekkraft, stor skjærkraft eller en kombinasjon av begge.

Kilsveis brukes på stål der vinkelen på sveisefugen ikke faller utenfor 60 og 120 grader. Kilsveis kan deles opp, men det anbefales ikke i korrosive miljøer. Bruksområde vil være konstruksjoner der sveisen utsettes for statisk last. Fremgangsmåte ved beregning av kapasitet i sveisen gjøres i henhold til «retnings metoden». Kraften som belaster sveisen dekomponeres til kraft langsmed eller parallelt med sveisen. Kreftene blir beregnet om til spenninger ved å dele på sveisens areal. Sveisen beregnes ofte med hensyn på sveisens tykkelse, eller a-mål som er et mål på hvor tykk sveisen er(Figur 6).

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 6: Ulike typer sveis

Buttsveis brukes ofte på konstruksjoner som er utsatt for utmattingspåkjennte laster som for eksempel trafikkerte bruer eller oljeplattformer. Buttsveis er derfor godt egnet siden det er full gjennomsveising av grunnmaterialet. Avsett fra elektroden er såkalt «overmatchende» slik at sveisen fasthet vil være av høyere kvalitet enn grunnmaterialet. Det betyr at en buttsveis i seg selv ikke trenger å beregnes, men det svakeste grunnmaterialet må kontrolleres.

Delvis gjennomsveisa buttsveis dimensjoneres som en kilsveis, men på grunn av vanskeligheter med å dokumentere a -mål beregnes sveisens størrelse med et tillegg på 2mm, som er a_{nom} . (Figur 6)

K-sveis er en kombinasjon av delvis gjennomsveiset buttsveis og kilsveis. På grunn av kilsveisen som forsterker den delvis gjennomsveiset buttsveisen kan sveisen beregnes som en buttsveis hvis $a_{nom,1}$ og $a_{nom,2}$ ikke overstiger tykkelsen til steget i T-forbindelsen. I tillegg skal c_{nom} ikke være større en den minste av $t/5$ og 3mm. Hvis sveisen ikke innfrir disse kravene skal den beregnes som en kilsveis.

Stegene som går gjennom limtrebuen skal sveises fast til flensen som ligger på toppen av buen. Stagene vil komme vinkelrett på bolteleddforbindelsen slik at den gjennomgående platen vil sveises til trykkplaten med en vinkel. Vinkelen vil variere etter hvilket stag som skal festes til buen/innfesting. Derfor må det produseres 18 forskjellige komponenter, da fire og fire vil være identiske på grunn av symmetrien. Innfestingen vil bli kontrollert på to steder, der kraften er størst i y -retning og der kraften er størst i x -retning.

Dimensjonering av nettverksbru

Spenningsene blir beregnet og skal ikke overstige materialets spenningskapasitet. Følgende kontroll ble utført.

$$\frac{f_u}{1,25\beta_w} \geq \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 4: Spenningskontroll sveis i henhold til retnings metoden.

f_u er strekkapasiteten til stålet og blir hentet ut fra tabell 3.1 i stålstandarden. β_w er korrelasjonsfaktoren som hentes fra tabell 4.1 i stålstandarden.

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{L_{eff}a\sqrt{2}}, \text{ hvor minstekravet er } \sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 5: Spenning normalt på sveisesnittet

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{a \cdot L_{eff}} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 6: Spenning parallelt med sveisesnittet.

Der a er størrelsen på sveisen og L_{eff} effektiv sveiselengde.

2.3.2 Utmatting av sveis

Eurokoden bruker SN-kurven som utgangspunkt for kontroll av utmatting. SN-kurven viser sammenhengen mellom utmattingsfastheten og antall lastsykluser som en forbindelse tåler. For brukonstruksjoner skal levetidmetoden benyttes. Levetidmetoden sørger for at konstruksjonen er dimensjonert for hele levetiden i tillegg til at det ikke vil være behov for regelmessig kontroll.

Utmattingsbrudd i stål forekommer ofte i forbindelse med sveiser og stålforbindelser. Det starter med mikrosprekker, som ofte allerede finnes i sveisen. Eksempler på utmattingsbrudd er boreplattformen Aleksander L. Kielland i Nordsjøen som veltet på grunn av et utmattingsbrudd i en bærende bjelke, eller Signaturtogene til NSB der den maksimale hastigheten umiddelbart måtte begrenses fra 210 til 160 km/t etter et utmattingsbrudd i en aksling.

Dimensjonering av nettverksbru

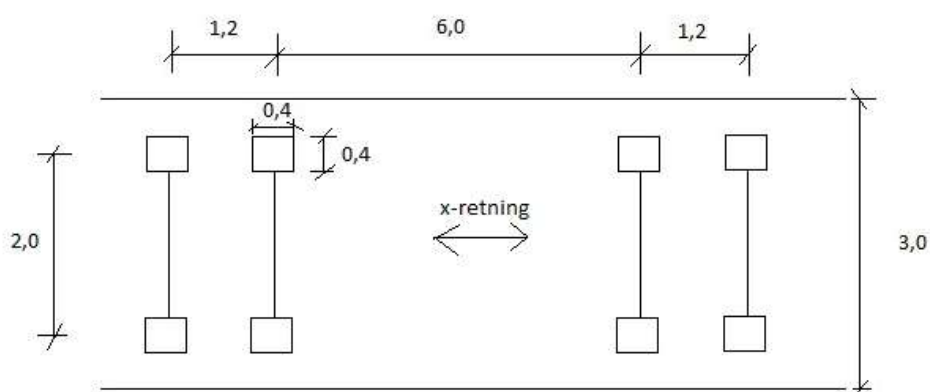
Mikrosprekkene vil etter hvert utarte seg til makrosprekker ettersom lastsyklusene går. Det foregår da en irreversibel sprekkdannelse, slik at en ny lomme åpner og lukker seg for hver lastsyklus.

Ved dimensjonering av bruer med tungtrafikk skal en sveis kontrolleres for utmatting på grunn av syklusene brua blir utsatt for. Spenningene fordeler seg jevnt i for eksempel en stålplate, men siden sveiser kan ha små microsprekker og ruglete overflate vil spenningskonsentrasjonen variere i sveisen. Da kan microsprekken utvikle seg til større sprekker som etter hvert kan gi utmattingsbrudd.

For å forebygge mot spenningskonsentrasjoner i en sveis kan det gjøres forskjellige tiltak. Etter at sveisen er lagt kan man slippe sveisen jevn for å fjerne små sprekker og ujevnheter. Ofte må det slipes så mye som 0,5 til 1mm for at dette skal ha effekt. Andre alternativer kan være å varme opp sveisen i etterkant eller hamre på den. Hovedpoenget er at egenspenningen i sveisen skal endre seg til trykk der en eventuell utmattingsprekk kan forekomme.

I henhold til trafikklaststandarden for bruer nasjonalt tillegg skal utmatting beregnes etter lastmodell 3, så sant ikke annet er bestemt i prosjektbeskrivelsen.

Lastmodell 3 skal representere tungbiltransport. Fire akslinger på 120kN med avstander og kontakt flate i henhold til standarden(se Figur 7), plasseres med mest ugunstige utfall.



Figur 7: Akselavstand tung transport iht. lastmodell 3 (Egenprodusert illustrasjon)

Dimensjonering av nettverksbru

For å finne ut hvor mange sykluser brua må dimensjoneres for brukes en stokastisk regnemetode, det vil at antall sykluser beregnes på bakgrunn av statistikk. Deler på 0,5 for å finne tungbiltrafikken i hver retning.

$$N = 0,02 * 365 * 100 * \text{ÅDT} * 0,5 \quad (\text{Standard 2010b})$$

Formel 7: Antall tunge kjøretøy i hver retning.

ÅDT er årsgjennsnitttrafikken på aktuell vei, og er for dette prosjektet 8000.

Tabell 8.5 i NS-EN 1993-1-9 angir detaljkategori for kontroll av sveisen og sveisens tå. I henhold til nasjonalt tillegg og levetidmetoden blir γ_{Mf} satt lik 2,0 for dimensjonering av T-forbindelsen siden sveisen mellom steget og flensen ligger ned mot trevirket og vil derfor være vanskelig å kontrollere. Ved dimensjonering av skjøteplate settes γ_{Mf} lik 1,35 siden sveisen kan kontrolleres. I tillegg vil et eventuelt utmattingsbrudd i sveisen ikke føre til umiddelbart sammenbrudd av konstruksjon eller forbindelsen. γ_{Ff} er lik 1,0. Tar utgangspunkt i $2 * 10^6$ lastvekslinger og stigningstall lik 3 i SN-kurvene.

$$N = 2 * 10^6 * \left(\frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_{Ff}} \right)^3 \quad (\text{Larsen 2010})$$

Formel 8: Antall sykluser detaljen tåler.

For å finne opptredende spenning i sveisen må kraften i opplageret dekomponeres.

$$\Delta\sigma_{\perp} = \Delta\tau_{\perp} = \frac{F_y}{L_{eff} a \sqrt{2}} \quad (\text{Larsen 2010})$$

Formel 9: Normalspenning normalt på sveisesnittet og skjærspenning i sveisesnittet normalt på lengderetningen.

$$\Delta\tau_{\parallel} = \frac{F_x}{a * L_{eff}} \quad , \quad \Delta\tau_{\parallel} = \Delta\tau_w < \Delta\tau_c \quad (\text{Larsen 2010})$$

Formel 10: Skjærspenning i sveisesnittet parallelt med lengderetningen til sveisen.

Spenningen sveisen skal kontrolleres for og som skal settes inn for $\Delta\sigma$ er resultanten av normalspenningen normalt på sveisesnittet og skjærspenning i sveisesnittet normalt på lengderetningen.

$$\sigma_w = \sqrt{\Delta\sigma_{\perp}^2 + \Delta\tau_{\perp}^2} \quad (\text{Larsen 2010})$$

Dimensjonering av nettverksbru

Formel 11: Dimensjonerende spenning i sveisen.

Ved kontroll av sveisens tå skal spenningen i selve stålplaten beregnes og settes inn for $\Delta\sigma$.

$$\sigma = \frac{F}{t*b} \quad (\text{Larsen 2010})$$

Formel 12: Dimensjonerende spenning i sveisens tå.

Kraften som innfestinga skal ta opp er beregnet i Robot Structural Analysis etter utmattingsgrensetilstanden. Håndbok 185 avsnitt 4.3.2.5 gir følgende lastfaktorer for ikke utmattingsvirkende laster.

Permanente laster	Forspenning	Øvrige deformasjonslaster	Variable laster		
			Trafikklaster	Naturlaster	Øvrige nyttelaster
1,0	1,0	1,0	0,0	0,5	1,0

Tabell 1: Lastfaktorer brukt i utmattingsgrensetilstanden

Lastfaktor på lasttoget settes til 1,0.

2.3.3 Bolteleddforbindelser

For å feste stagene til innfestingen på en effektiv måte er det vanlig å bruke en bolteleddforbindelse. Bolteleddforbindelsen kan lages på to måter. Enten ved at staget er utstyrt med et «øye» som kan monteres mellom to innfestingsplater (Vedlegg C, Skisse dybelforbindelse, Alternativ 1a) eller at staget er utstyrt med en gaffel som monteres på en innfestingsplate (Vedlegg B, Skisse T - Forbindelse).

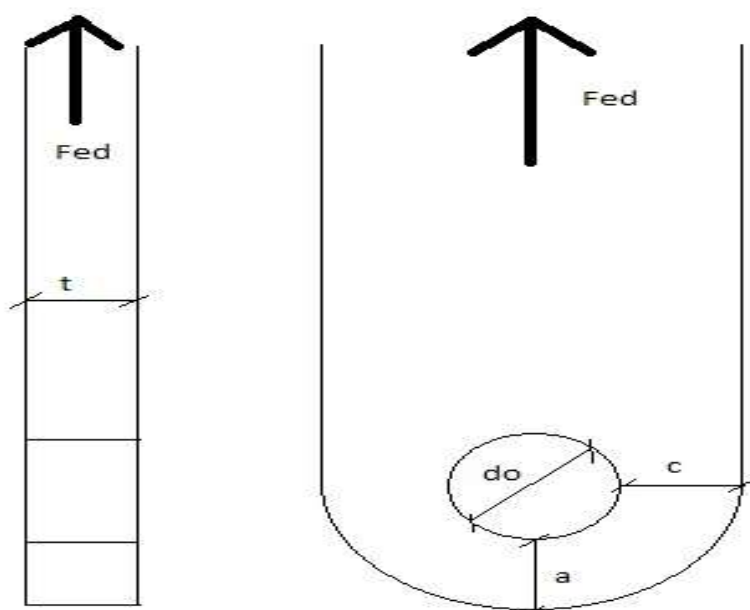
Det som gjør bolteleddforbindelsen godt egnet til innfesting av hengestag eller hengevaiere er at forbindelsen er tilnærmet friksjonsfri. Siden bolten er glatt vil komponentene gli tilnærmet fritt mot hverandre. For at bolten ikke skal skli ut, skrues det fast en skive på hver side av bolten som har større diameter enn bolthullet.

Forbindelsen dimensjoneres enten med utgangspunkt i gitt tykkelse på platen der minimums avstander til belastet kant og belastet ende beregnes. Alternativ to er at minimumsavstander beregnes med utgangspunkt i bolten, og tykkelsen t beregnes ut ifra gitte geometriske mål.

Dimensjonering av nettverksbru

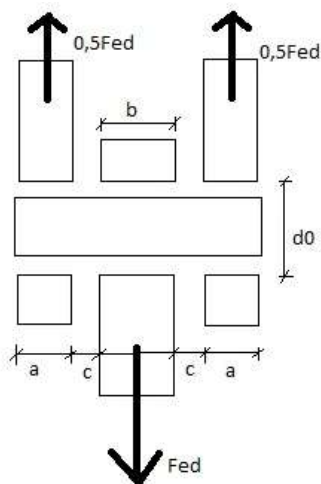
I noen tilfeller kan konstruksjonen kreve en tynnere platetykkelse enn det som passer i gaffelen. Det kan løses ved å sveise på sirkulære utforinger rundt bolthullet slik at minste avstand mellom steget og gaffelen opprettholdes til 2mm.

Resterende beregninger gjøres i henhold til tabell 3.10 i NS-EN 1993-1-8. Ved behov kan også forbindelsen dimensjoneres for utskifting av bolt, hvis for eksempel hengekabel eller stag er skadet eller av andre årsaker trenger å byttes. Hvis det er aktuelt skal verste lasttilfelle i bruksgrensetilstand legges til grunne for beregningene(Standard 2009b).



Figur 8: Prinsippsskisse Bolteleddsforbindelse

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 9: Lastbilde av friksjonsfri bolt

$$a \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2tf_y} + \frac{2d_0}{3} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 13: Minste avstand fra hullkant til belastet ende.

$$c \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2tf_y} + \frac{d_0}{3} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 14: Minste avstand fra hullkant til kant.

De geometriske minste kravene ligger til grunn for å utføre kontroll av kapasiteten til bolten og hullkanttrykk. Ved kapasitetskontroll legges resultatene fra testing i Robot Structural Analysis i bruddgrensetilstand for grunne. γ_{M0} settes like 1,05. Bruker tabell 3.10 i NS EN 1998-1-8 for dimensjonering av bolten. Følgende formler brukes.

$$A \geq \frac{F_{v, Ed}\gamma_{M2}}{0,6f_{up}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 15: Avskjæringskapasitet.

Avskjæringskapasitet er ikke nødvendig å kontrollere siden leverandør leverer gaffel med bolt. Vi har gått ut ifra Pretec og Bridon sine produktlister for stag-dimensjon og forbindelse. Produktene deres leveres med bolt slik at bolten også er dimensjonert for samme kapasitet som staget og forbindelsen.

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5tdf_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 16: Hullkanttrykk kapasitet.

$$M_{Rd} = \frac{1,5W_e t f_{yp}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 17: Momentkapasitet.

Dimensjonering av nettverksbru

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (2a + 4c + b) \quad (\text{Standard 2009b})$$

Bolten blir sett på som en bjelke med opplager i sideplatene og belastes med hullkanttrykket fra platen i midten.

Formel 18: Opptredende moment.

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 19: Kontroll av kombinasjon moment og hullkanttrykk.

I tillegg vil forbindelsen bli dimensjonert for utskifting av bolten, slik at eventuelle reparasjoner eller utskiftninger av stag vil være mulig. Da skal maksimalkraft fra bruksgrensetilstand brukes. $\gamma_{M6,ser}$ settes lik 1,0.

$$F_{b,Rd,ser} = \frac{0,6tdf_y}{\gamma_{M6,ser}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 20: Hullkanttrykk kapasitet, utskifting.

$$M_{Rd,ser} = \frac{0,8W_{el}f_{yp}}{\gamma_{M6,ser}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 21: Momentkapasitet, utskifting.

$$M_{Ed,ser} = \frac{F_{Ed,ser}}{8} (2a + 4c + b) \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 22: Opptredende moment, utskifting.

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 * \sqrt{\frac{E(d_0-d)F_{Ed,ser}}{td^2}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 23: Kontakttrykk opptredende, utskifting.

Der kravet er $\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd}$.

$$f_{h,Rd} = \frac{2,5f_y}{\gamma_{M6,ser}} \quad (\text{Standard 2009b})$$

Formel 24: Kontakttrykk kapasitet, utskifting.

Beregningsmetoden gjelder for både dybelforbindelsen og T-forbindelsen. Dybelforbindelsen med to laskeplater kobles til staget med en øyeforbindelse, mens dybleforbindelsen med tre laskeplater må skjøtes med en plate med to boltopplegg slik at øyeforbindelsen kan forankres der. T-forbindelsen derimot kobles til gaffelhodet på staget via et bolthull i steget.

2.3.4 Laskeplater med stavdybler

Stavdybler blir brukt i treindustrien for å låse innslissede laskeplater til treverket.

Innfestingen er skjult i treverket og gir en sterk forbindelse som bevarer estetikken.

Stavdybler er glatte sylindriske stålstaver som innslisses i forborede hull i treverket. Ved bruk av slike dybler er det viktig at hullet ikke har en diameter som er større enn selve dybelen.

Det er derfor strenge krav til avvik i forhold til dybeldiameter (+0/-0,2mm). Av samme grunn som over er det også viktig at dyblene har minimalt med avvik, kravet her er +0,1/0mm.

Selve beregningsgrunnlaget er det samme som for bolter, men har i motsetning til boltforbindelser ikke kapasitet i akseretningen. Et annet problem kan være oppsprekking ved fuktighetsendringer i treverket, noe som svekker forbindelsen. Det er derfor viktig at all montering skjer i samme klima som konstruksjonen skal stå. (Norsk treteknisk institutt 2007)

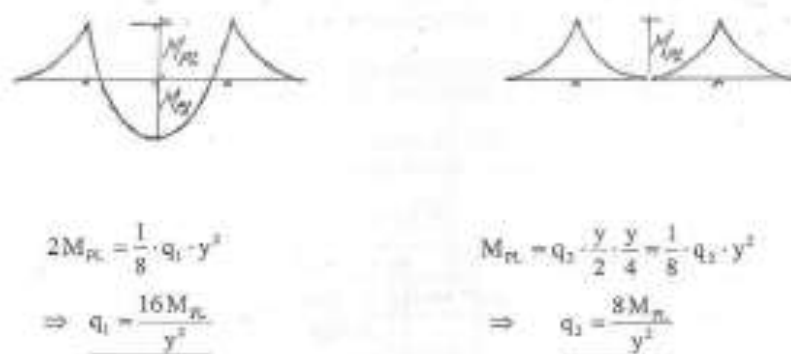
Selve forbindelsen består av innslissede stålplater med gjennomgående ståldybler. Antallet varierer fra ulike prosjekt og det finnes ingen teoretiske begrensinger, verken på antall slisseplater eller antall dybler. Begrensende faktor vil være dimensjonene på treverket.

(Fallsen 2012a)

En av farene ved å bruke slike forbindelser er glidning som følge av at dyblene ikke blir fastholdt på samme måte som en bolt. Dette skjer når forbindelsen blir utsatt for vekselvis trykk- og strekkrefter. I oppgaven er ikke dette et faremoment siden stagene skal være i konstant strekk, dermed vil dyblene alltid være i spenn. Likevel vil det oppstå glidning som følge av at dyblene bøyes ved laskeplatene siden disse da «trekkes» nedover.

Det finnes to måter å beregne dybelkapasitet på, den ene bygger på Eurokode 5. Denne metoden deler dybelen opp i to deler mellom hver laskeplate. Dette reduserer kapasiteten betraktelig siden flyteleddet midt i dybelen mistes når denne kappes i to. Limtreindustriens bruddmodell regner derimot med full utnyttelse av dybelen, noe som gir vesentlig større kapasitet.

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 10: Momentkapasiteten til ukappet (t.v.) og kappet dybel (t.h.) (Fallsen 2012a)

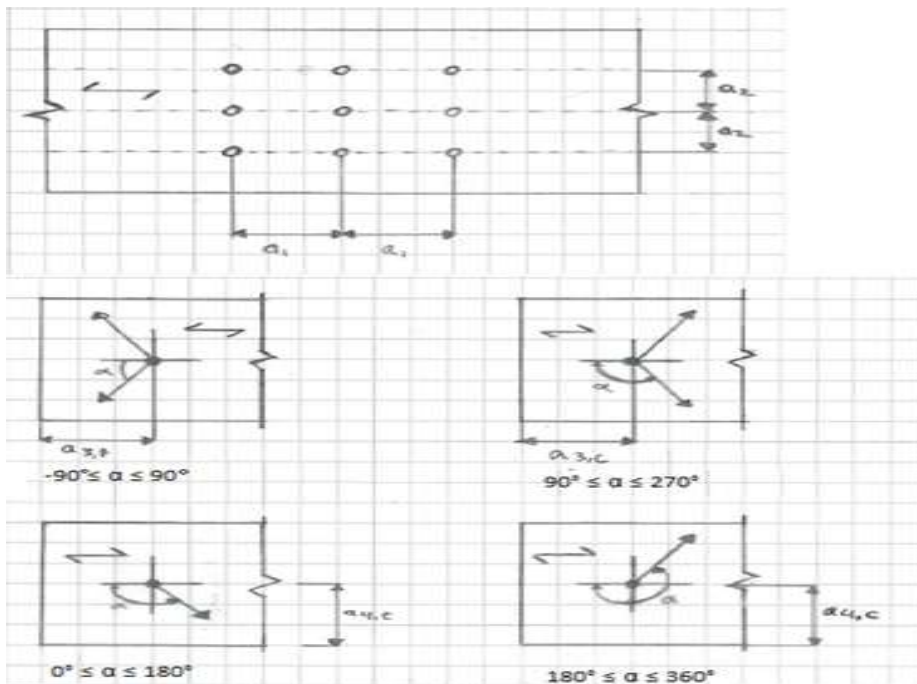
Radielle strekkspenninger oppstår i bjelker med krumning slik at σ_x får en radiell komponent. I denne oppgaven er det derfor testet for globalt tverrstreksbrudd ved største positivt opptredende moment. Det er også testet for lokal utrivning i trevirket ved forbindelsen. (Fallsen 2012a)

For at trevirkets kapasitet skal kunne utnyttes maksimalt stiller standarden krav til avstander både innad i forbindelsen og avstanden fra ytterste forbindelsesmiddel til belastet/ubelastet kant i trevirket (se figur 2). Hvis avstandene ikke kan overholdes eller må reduseres av ulike hensyn må kapasiteten i forbindelsen reduseres, det etterstrebes derfor at disse kravene overholdes.

Avstand og kant-/endeavstand	Minimumskrav og kant-/endeavstand
a_1 Parallelt med fiberretning	$(4 + \cos\alpha) \cdot d$
a_2 Vinkelrett på fiberretning	$4d$
$a_{3,t}$ Belastet ende	Størst av $(7d$ og $80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ Ubelastet ende	Størst av $[(1 + 6 \cdot \sin\alpha) \cdot d$ og $4d]$
$a_{4,t}$ Ubelastet ende	Størst av $[(2 + 2 \cdot \sin\alpha)d$ og $3d]$
$a_{4,c}$ Ubelastet kant	$3d$

Tabell 2: Minimumskrav til avstand i dybelforbindelse

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 11: Avstander i bolteforbindelse

2.3.5 Formler brukt i sammenheng med dybelforbindelser.

$$y = \sqrt{\frac{4,8 \cdot f_{u,k}}{f_{h,0,k} \cdot k_{\alpha}} \cdot d^{1,6}} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 25: Maksimal avstand mellom innslissede plater

$$x = \frac{1}{2} \cdot [b + y - n \cdot (y + t)] \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 26: Avstand fra ytterkant trevirke til ytterste slisseplate ved bruk av flere 4 slisseplater

$$x = \frac{1}{2} \cdot (b - y - 2 \cdot t) \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 27: Avstand fra ytterkant trevirke til ytterste slisseplate ved bruk av 2 slisseplater

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot d) \rho_k \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 28: Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Formel 29: Faktor for kraft som virker vinkelrett på fibrene

$$k_{\alpha} = \frac{1}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (\text{Fallsen 2012a})$$

Dimensjonering av nettverksbru

Formel 30: Faktor for kraft som virker i vinkel i forhold til fibre

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 31: Karakteristisk hullkantfasthet med kraftvinkel α i forhold til fiberretning

$$a_1 = \sqrt{\frac{0,3 \cdot f_{u,k}}{f_{h,0,k} \cdot k_\alpha} \cdot d^{1,6} + \frac{x^2}{2}} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 32: Avstand mellom boltene i fiberretning

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 33: Antall effektive dybler på en rekke

$$F_{v,Rk} = f_{h,\alpha,k} \cdot k_\alpha \cdot d \cdot [(n-1) \cdot y + 4 \cdot a_1 - 2 \cdot x] \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 34: Karakteristisk dybelkapasitet ved bruk av flere slisseplater, limtreindustriens metode

$$F_{v,Rk} = f_{h,0,k} \cdot k_\alpha \cdot d [y + 4 \cdot a_1 - 2 \cdot x] \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 35: Karakteristisk dybelkapasitet ved bruk av 2 slisseplater

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{array} \right\} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 36: Karakteristisk dybelkapasitet, Eurokodens metode

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 37: Dimensjonerende dybelkapasitet

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \sqrt{\frac{h_e}{(1 - \frac{h_e}{h})}} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 38: Karakteristisk kapasitet ved splitting i forbindelse

$$F_{90,Rd} = F_{90,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 39: Dimensjonerende kapasitet ved splitting

$$F_{v,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin \alpha \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 40: Vertikalkomponent til strekkraften i forbindelsen

Dimensjonering av nettverksbru

$$0,25 \cdot \frac{h_{ap}}{r} \cdot \sigma_m^{m\ddot{o}ne} - 0,6 \cdot q_d \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

$$u_{fin} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + u_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) + \sum u_{inst,Qi} \cdot (\psi_0 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

(Fallsen 2012a)

Formel 41: Glidning i forbindelsen

$$u_{inst} = \frac{Q/n}{K_{ser}} \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 42: Lastfaktor

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \cdot 2 \text{ (Fallsen 2012a)}$$

Formel 43: Stivhetsmodul per forbindelse per skjærflate

2.3.6 Skråstag

I nettverksbruer benyttes skråstilte strekkstag eller kabler av stål. Disse fordeler kreftene fra dekket til den bærende bukonstruksjonen. Et av problemene ved bruk av slike stag er faren for avslapning i et eller flere stag som følge av den usymmetriske lasten (trafikklasten). Ved avslapning er ikke staget lenger i strekk, dvs. det mister evnen til å ta opp krefter. De nærmeste stagene må da ta opp kreftene, noe som kan føre til varige deformasjoner eller i verste fall brudd i et eller flere stag. Dette er derimot svært sjelden, en av grunnene til dette er det forholdsvis høye antallet stag som tar opp og fordeler krefter. Det bør likevel unngås siden buen da får en vesentlig lastøkning som følge av dette.

Ved oppføring lages stagene for korte slik at de må spennes opp før de kan festes til dekket, dette er med på å øke stivheten til nettverksbruen siden staget da blir trukket ned og satt i spenn. Det er svært viktig at denne prosessen gjøres så nøyaktig som mulig siden det er vanskelig å forutse hvordan etterstramming av et stag påvirker andre deler av konstruksjonen. (Tveit 2011)

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_m} \text{ (Vegvesen 2011)}$$

Formel 44: Dimensjonerende kapasitet kabel, pkt. 5.10.3.2 håndbok 185

Ved bruk av strekkabler blir kapasiteten til kabelen vesentlig redusert.

2.3.6 Plate

Det vil bli dimensjonert to plater i oppgaven, flensen i T-forbindelsen og skjøteplaten i bolteleddforbindelsen. Disse vil bli utsatt for store spenninger og må kontrolleres for spesielt nedbøyning og moment. Skjær må også kontrolleres. Etter samtaler med Harald Fallsen har vi satt maksimalt nedbøyningskrav til $a/700$, der a er avstanden for aktuelt spenn.

$$\delta = \frac{ql^4}{8EI}, \quad \delta \geq \frac{l}{700} \quad (\text{Haugan 2007})$$

Formel 45: Opptredende nedbøyning for utkrager.

Der l er lengden på utkragerne, q er største opptredende kraft i bruksgrensetilstand, E er elastisitetsmodul til stål og I er treghetsmomentet til «bjelken».

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI} - \frac{M_B l^2}{16EI}, \quad \delta \geq \frac{l}{700} \quad (\text{Haugan 2007})$$

Formel 46: Opptredende nedbøyning for spenn med opplagere.

$$W_y \geq \frac{M_d}{f_d} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 47: Minimum motstandsmoment

Der f_d er dimensjonerende flytespenning til stålet og W er motstandsmomentet til bjelken.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 48: Opptredende skjærspenning.

Der V_{Ed} er maksimalt skjærspenning i bjelken og A er tverrsnittets areal. Skjærspenningen skal ikke overstige:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{f_d}{\sqrt{3}} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 49: Maksimalt skjærspenning.

Jamføringspenning er nødvendig å kontrollere siden maksimalt moment og skjær opptrer på samme sted.

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \quad (\text{Fallsen 2012c})$$

Formel 50: Jamføringsspenning.

Dimensjonering av nettverksbru

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_y} \text{ (Fallsen 2012c)}$$

Formel 51: Maksimal bøyespenning.

Platene blir dimensjonert i henhold til gjeldende standarder.

2.4 Betong

Betong er et sterkt byggemateriale som blir anvendt i mange ulike konstruksjoner og byggeprosjekter, der i blant dekker på kjørebuer. Betongen har høy egenvekt på omtrent 25 kN/m³ og er i sammenheng med nettverksbro et aktuelt materiale for å gi nødvendig tyngde og stabilitet i konstruksjonen. Betong har høy trykkfasthet, men må kombineres med armering for å oppnå kapasitet over større spenn.

2.5 Laster

2.5.1 Trafikklast

Trafikklast vil naturlig nok være utslagsgivende faktor for dimensjoneringen av limtrebuen og innfestingene. Kapasiteten til brua skal være dimensjonert for hvert av de fire lastsenarioene som er nevnt nedenfor. Trafikklastene er i henhold til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.

Lastmodell 1 beskriver det mest hyppige og typiske lastsenarioet. Det er representert ved to aksellaster i hvert lastfelt som symboliserer tunge kjøretøy. Resten av lastfeltet er belastet med en jevnt fordelt last som tilsvarer lette kjøretøy. Restområdet blir også belastet med en jevnt fordelt last. Akslingene og den jevnt fordelte lasten blir plassert i verst mulig tilfelle. Den jevnt fordelte lasten i lastfelt 1 reduseres iht. til NA.4.3.2 NS-EN 1991-2 med korreksjonsfaktoren α_{q1} .

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

Trafikklast beregnes i henhold til Håndbok 185 som viser til Trafikklaststandard for bruer. Standarden er tatt fra Eurokode 1 med et nasjonalt tillegg, som gjør standarden tilpasset for norske forhold.

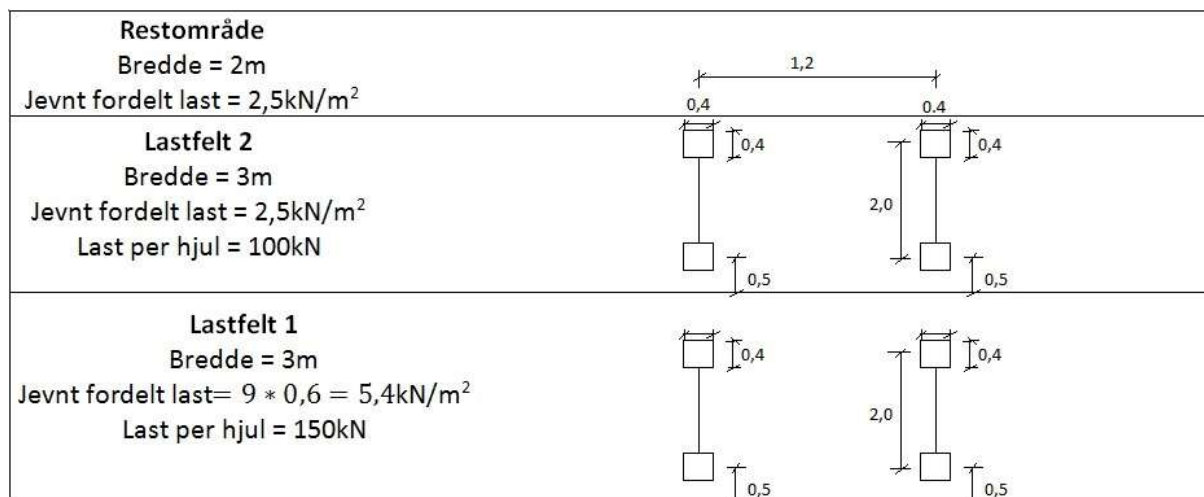
Beregning av antall lastfelt og størrelse på rest felt. Antar fortauskant $\geq 150\text{mm}$

Dimensjonering av nettverksbru

Bredde på kjørebane	Antall lastfelt	Bredde på lastfelt	Bredde på restområde
$6m \leq w \rightarrow 8m$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 2$	3m	$w - 3 * n_1 = 2m$

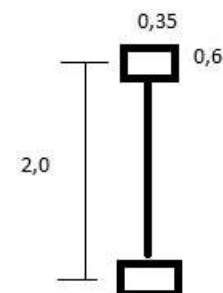
Tabell 3: Lastfelt og størrrelse på resterende lastfelt

Lastfeltene er plassert slik at belastningen blir verst mulig. I dette tilfellet plasseres lastfeltene ved siden av hverandre med restområde på den ene siden av kjørebanelen.



Figur 12: Aksellaster, jevnt fordelte laster og restområde lastmodell 1.

Lastmodell 2 skal utsette brua for en dynamisk lastvirkning. β_Q settes lik 1,0 som det nasjonale tillegget anbefaler. Dermed skal en aksel på 400kN, som representerer et kjøretøy, om figur 13. Lasten plasseres på brua med det mest ugunstige utfallet. Kontaktflate og bredde på akselen er som figur 13. S



Figur 13: Aksel lastmodell

Lastmodell 3 tar for seg spesialkjøretøy. Denne lastmodellen vurderes individuelt for hvert enkelt prosjekt. I samtaler med Statens Vegvesen har vi bestemt oss for å neglisjere denne lastmodellen.

Lastmodell 4 representerer en folkemengde. Denne lastmodellen er aktuell for konstruksjoner nære eller i tettbebygde strøk og derfor aktuell for Steien bru. En jevnt fordelt last på 5kN/m^2 plasseres med mest ugunstige utfall på brua.

2.5.2 Horisontale laster

Kreftene opptrer i lengderetning og samme plan som kjørebanelen. Maksimal kraft er 900kN, som virker i både positiv og negativ retning. Utregningen skjer i henhold til gjeldende formler som bygger på lastene fra lastmodell 1.

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

Der $\alpha_{Q1} = 1,0$ og $\alpha_{q1} = 0,6$.

Tverrlast skal beregnes og skal opptre samtidig med bremse- og akselrasjonskreftene. Det beregnes som 25 % av bremse- og akselrasjonskraften.

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{1k}$$

Sentrifugallast beregnes ved bruk av radius på brudekket og lastmodell 1. Beregner karakteristiske verdier ved bruk av tabell 4.3 i Eurokode 1 del 2 Trafikklast på bruer.

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{når} \quad r > 1500m$$

2.5.2 Gang- og sykkelbane

Lastsenarioet med jevnt fordelt last skal representere de myke trafikantene som ferdes på gang og sykkelbanen. Ved test av trafikklast og last i gang og sykkelbanen reduseres den jevnt fordelte lasten. Den konsentrerte lasten representerer utstyr ved eventuelle monteringer, kontroller eller reparasjoner. Tjenestekjøretøy kan være belastninger som brøytebil eller utrykningskjøretøy.

Tre laster å ta hensyn til:

- Jevnt fordelt last, $q_{fk} = 5\text{kN/m}^2$ uten trafikk
 $= 2,5\text{kN/m}^2$ med trafikk
- Konsentrert last, $Q_{fwk} = 10\text{kN}$, kontaktflate $0,1 \times 0,1$
- Tjenestekjøretøy, to akslinger på 80kN og 40kN.

(Standard 2010a)

2.5.3 Vindlast iht. Håndbok 185 og NS-EN 1991-1-4

Basis vindhastigheter og faktorer er gitt iht. til NS-EN 1991-1-4.

Dimensjonering av nettverksbru

Verdi	Hva
$v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$	Basis vindhastighet i Alvdal
$c_{dir} = 1,0$	Vindfaktor
$c_{season} = 1,0$	Sesong bestemt faktor
$c_{prob} = 1,04$	Sannsynlighet for at en 100 års storm inntreffer
$c_{alt} = 1,0$	Vindfaktor
$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$	Lufttettheten
$K_w = 1,66$	Vindlastfaktor
$L_{bru} = 88,223 \text{ m}$	Bruas lengde

Tabell 4: Faktorer i vindberegningen

c_{prob} er angitt med en returperiode på 50 år, for konstruksjoner med en forventet levetid på 100 år beregnes c_{prob} ved å legge til 4 % til $v_{b,0}$, jamfør figur NA.4 (901.1) i standarden. Mens Vindlastfaktoren k_w er hentet fra Fallsens kompendium i konstruksjonslære 2.

Standarden opererer også med en kraftfaktor for vindlast på bruer, hvor z_e er høyden fra bakkenivå til sentrum av dekket, verdiene er gitt iht. Tabell 8.2 i standarden.

b/d_{tot}	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

Tabell 5: Kraftfaktoren C for bruer

NS-EN 1994-1-4:(Standard 2009a)

Vindpåvirkninger danner krefter i sideretning av brua, altså vinkelrett på kjørebanelen. I beregningene er forenklet metode etter pkt. 8.3.2: «kraft i x-retning – Forenklet metode» i standarden brukt.

Vindlastfaktoren C er hentet fra tabell 8.2 i standarden og beregnet v.h.a. interpolering. Referansearealet, $A_{ref,x}$ regnes som summen av sideflatene til brua (unntatt stagene).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \text{ (Standard 2009a)}$$

Dimensjonering av nettverksbru

Formel 52: Basisvindhastigheten

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \text{ (Standard 2009a)}$$

Formel 53: Resultantkraften fra vindlast i x – retning

$A_{ref,x}$ beregnes vha. figur 8.5 og tabell 8.1 i NS-EN 1991-1-4. I oppgaven er det regnet med med åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider. d_{tot} regnes da som høyden til sideflaten til dekket og høyden til buen + 0,6 m.

2.5.4 Snølast

Iht. håndbok 185, punkt 2.8.5 opptrer ikke snølast samtidig med trafikklaster hvis det regnes med at brua ryddes for snø. Vi har derfor valgt å se bort ifra denne lasten siden trafikklaster vil være det mest ugunstigste lasttilfellet. (Vegvesen 2011)

2.5.5 Jordskjelv

Siden 2004 har det vært et krav at konstruksjoner skal sjekkes for seismiske påvirkninger iht. Eurokode 8. Geologiske undersøkelser av grunnen har konkludert med at grunnen består av *meget faste masser*. Seismisk last kontrolleres derfor som *grunntype B*. (Fallsen 2012b)

N61,9 og E10,6 (koordinater Alvdal)	$a_{g40Hz} = 0,3$
Seismisk klasse 3	$y_1 = 1,4$

Tabell 6: Faktorer i seismisk beregning

$$a_g = y_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40Hz}) \text{ (Fallsen 2012b)}$$

Formel 54: Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

2.5.6 Lastkombinasjoner

		Egenlast	Vindlast	Lasttog	Trafikklast jevnt fordelt	
Lastmodell 1	Bruddlast 6.10 a	1,35	1,6*0,7	1,35*0,7	1,35*0,7	NS-EN 1990:2002/NA:2008
	Bruddlast 6.10 b	0,89*1,3 5	1,6*0,7	1,35	1,35	NS-EN 1990:2002/NA:2008
	Utmatting	1,0	0,5	1,0	0,0	Håndbok 185
	Brukslast 6.15b	1,0	-	1,0	0,7	Fallsen, Konstruksjonlære 2, tabell NA.A1.1
Lastmodell 2	Bruddlast	0,89*1,3 5	-	1,35	-	NS-EN 1990:2002/NA:2008
	Ulykkeslast	1,0	1,0	0,7	1,0	NS-EN 1990:2002/NA:2008

Tabell 7: Lastkombinasjonsfaktorer i ulike grensetilstander

2.6 Faktorer brukt i beregningene

2.6.1 Limtre

I oppgaven benyttes kreosotimpregnert limtre i fasthetsklasse GL32c og klimaklasse 2 iht. Statens vegvesens håndbok 185, punkt 5.5.4.1.4.(Vegvesen 2011)

Standard	Materialfaktor (γ_m)	Type
NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010	1,15	Limtre
NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010	1,3	Forbindelsesmidler

Tabell 8: Materialfaktorer for limtre

2.6.2 Stål

I henhold til Håndbok 185, pkt. 5.4.2.1.3 benyttes stål kvalitet S355.(Vegvesen 2011)

Standard	Materialfaktor (γ_m)	Type
NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008	$\gamma_{M,0} = 1,05$	Tverrsnitt stålstag
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	$\gamma_{M,2} = 1,25$	Kapasitet skruer, nagler, bolter i bolteledd, sveis og hullkantrykk
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	$\gamma_{M,6} = 1,0$	Bolter i bruksgrensetilstand

Tabell 9: Materialfaktor for stål

2.6.3 Utmatting

I henhold til Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-9: Utmattingspåkjente konstruksjoner(NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010).

Standard	Partialfaktor	Type
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	$\gamma_{Ff} = 1,0$	Partialfaktor for ekvivalent konstant amplitudespenning
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	$\gamma_{Mf} = 2,0/1,35$	Partialfaktor for utmattingsfasthet

	Detaljkategori	
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	36*	Utmattingsfasthet for normalspenning
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	45	Utmattingsfasthet for normalspenning
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	71	Utmattingsfasthet for normalspenning
NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010	80	Utmattingsfasthet for skjærspenning

Tabell 10: Partialfaktor og detaljkategori for utmattingsberegninger

2.6.4 Dybler og laskeplater

Iht. Håndbok 185, pkt. 5.5.5.2.8 utføres både slisseplatene og dyblene i syrefast stål.

Tabell	Kilde	Verdi
Tabell 3.1	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008	$f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Table 2	Kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$
Tabell 3.1	NS-EN 1991-1-1:2004+A1:2008+NA2010	$k_{mod} = 0,9$
Tabell NA.2.3	NS-EN 1991-1-1:2004+A1:2008+NA2010	$\gamma_m = 1,3$
Tabell A1.1	NS-EN 1990:2002+NA:2008	$\psi_0 = 0,7$
Tabell A1.1	NS-EN 1990:2002+NA:2008	$\psi_2 = 0,3$
Tabell 3.2	NS-EN 14080	$k_{def} = 0,8$

Tabell 11: Faktorer brukt i dybelberegning

2.6.5 T-forbindelse

Tabell	Kilde	Verdi
Tabell 3.1	Kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$k_{mod} = 0,9$
Tabell 2, side 3-8	Kompendium i dimensjonering av	$f_{c,90,g,k} = 5,7 \text{ N/mm}^2$

	trekonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	
Tabell 2, side 1-13	Kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$f_{c,0,g,k} = 26,5N/mm^2$
Tabell 47	Haugan	$C_{f,d} = 0,5$
Tabell 50	Haugan	$E = 2,1 * 10^5$
Tabell 3.1	Kompendium i dimensjonering av stålkonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$f_y = 355N/mm^2$
Tabell 3.1	Kompendium i dimensjonering av stålkonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$f_u = 500N/mm^2$
Tabell 4.1	Kompendium i dimensjonering av stålkonstruksjoner, Harald B. Fallsen, 2012	$\beta_w = 0,9$

Tabell 12: Faktorer brukt i beregninger av T-forbindelse

2.7 Elementmetoden

Elementmetoden ble utviklet i takt med de første digitale datamaskinene på 1950 – tallet.

Flyindustrien ledet an utviklingen, men den spredte seg etter hvert til andre disipliner.

Likevel var det ikke før 1970-tallet at metoden fikk et solid matematisk fundament.

Elementmetoden bruker differensialligninger eller integralligninger til å beskrive matematiske problemer og er i dag et av de viktigste verktøyene innen matematisk problemløsning. (Leksikon 2009)

3. Metode

For å få en forståelse for hva nettverksbruer er, har gruppen brukt Per Tveit sine publikasjoner om nettverksbruer. Tveit er en av verdens fremste eksperter på denne brutypen og det ble derfor valgt å benytte tidligere publikasjoner og notater skrevet av Tveit. Dette ble gjort for å få en bedre forståelse av fordelene ved å bruke denne brutypen og få en forståelse for hvordan denne brutypen oppfører seg ved ulike lastkombinasjoner og oppføringsmåter.

Gruppen kommer også til å benytte seg av tidligere publikasjoner ved HiG etter anbefaling fra veileder Marthin Landgraff for å få en bedre forståelse av oppbygning av oppgaven.

Brua og innfestingene dimensjoneres ved bruk av håndbok 185 og de aktuelle Eurokodene. I tilfeller hvor håndboken er ulik Eurokodene har håndboken forrang. Som supplement til Eurokodene kommer gruppen til å bruke kompendiene skrevet av Harald B. Fallsen og annen relevant litteratur.

Manuelle beregningsmetoder er gjennomført med anerkjente metoder iht. til gjeldende standarder. For utrekningen av de ulike lastene brukes det manuelle beregningsmetoder for å finne størrelsen på de aktuelle lastene. Disse dataene blir lagt inn i Robot Structural Analysis som regner ut ulike lastkombinasjoner og hvilke av disse som blir dimensjonerende for selve brua. For å kontrollere resultatene fra Robot Structural Analysis er Focus Konstruksjon også brukt. 3-D modellen i Robot ble svært stor. Det ble derfor nødvendig å begrense testingen på grunn av at beregningene kunne ta opp mot 9 timer å gjennomføre.

3.1 Prosjekteringsregler

I Norge er det Statens vegvesen som har utarbeidet håndbok 185 om bruprosjektering, der håndboken har rang over Eurokodene. Prosjekteringen skjer etter HB 185 som refererer til Eurokodene og omhandler prosjektering, kontroll og godkjenning av bruer. Bruer skal dimensjoneres etter ulike lastkombinasjoner samt kontrolleres for utmatting på grunnlag av de mange vekslingene mellom lastene på konstruksjonen.

Etter våren 2010 skal all prosjektering av konstruksjoner være i henhold til Eurokode. Eurokodene erstatter de gamle NS – standardene og er felles for hele eurosonen. I tillegg er

det utarbeidet nasjonale tillegg som tar for seg spesielle lokale forhold som klima, sikkerhet osv.

Her brukes tre ulike Eurokoder: Eurokode 1 (NS-EN 1991-1-1) for laster, Eurokode 3 (NS-EN 1993) for stålkonstruksjoner og Eurokode 5 (NS-EN 1995) for trevirke.

Lastkombinering er utført i henhold til gjeldende standarder. Det har vært nødvendig å utføre kontroll i bruddgrensetilstand, utmattingsgrensetilstand og bruksgrensetilstand for å kunne gjennomføre påkrevde beregninger.

3.2 Programvare

3.2.1 Robot Structural Analysis 2013

Dette programmet er et avansert verktøy hvor det er mulig å modellere og simulere store, omfattende bygg og utføre konstruksjonsanalyse i flerdimensjonale modeller. Robot er til hjelp for å beregne krefter, moment, deformasjoner, nedbøyning og annen nødvendig informasjon. Programmet bruker elementmetoden for å utføre analysen av modellen i forskjellige materialer som tre, limtre, stål, betong og bruker materialparametere for å gjøre korrekte beregninger. Robot utfører både lineære og ikke-lineære analyser for å beregne kreftene i en konstruksjon som kan presenteres i tabellform og grafisk.

3.2.2 Focus Konstruksjon 2013

Focus Konstruksjon er et program som utfører statiske analyser av 2D og 3D konstruksjoner. Focus beregner søyler, bjelker og rammer i tre, limtre, stål og betong. Programmet benytter lineære og ikke-lineære analyser for å beregne krefter, momenter, nedbøyning, deformasjoner og kapasitetsutnyttelse i modellen ved hjelp av matriser.

3.2.3 Ikke-lineær løsningsmetode

For begge programmene vil vi benytte en ikke-lineær løsningsmetode siden modellene består av ulike materialer som ikke vil oppføre seg lineært i ulike sammenhenger. Dermed vil beregningene bli utført trinnvis for å finne tilstander der det blir likevekt i modellen. (Autodesk 2013)

3.3 Øvrige metoder

- Manuelle beregninger utføres hovedsakelig ved hjelp av regneark i Excel.
- Detaljtegninger vil bli produsert i Autodesk – AutoCAD.
- Sveisene er dimensjonert etter NS EN 1993-1-8 «Directional method». I tillegg er stål kompendiet til Harald Fallsen og «Dimensjonering av stålkonstruksjoner» brukt som støtte litteratur. Metoden bygger på at kreftene skal dekomponeres slik at de enten følger sveisen parallelt eller står vinkelrett på.
- Det blir dimensjonert for brudd i et stag, dette regnes også for å være tilstrekkelig dimensjonering for brann, påkjørsel og utskiftning av et stag.
- Limtreindustriens kapasitetsberegninger og Eurokodens metode er lagt til grunn videre i beregningene av dybelkapasitet i brudd.
- Dimensjonering for trykk tvers på fiberretningen ved T-forbindelsen brukes utregningsmodellen til Treteknisk/SINTEF Byggforsk/UMB.

4. Resultater

4.1 Vind

Ved utrekningen ble det valgt å bruke den jevnt fordelte lasten som kom til å virke på buen som følge av resultatkraften F_w . Den jevnt fordelte lasten ble: $\frac{F_w}{l} = 2,39 \text{ kN/m}^2$

(Se Vedlegg L, Vindlastberegning). Det vil si at vindlasten vil treffe dekke og buen i sideretning.

4.2 Jordskjelv

I dette tilfellet blir $a_g = 0,336 \text{ m/s}^2$. Jamfør NS-EN 1998-1:2004+NA2008 pkt. 3.2.1.5 kan seismisk last neglisjeres hvis $a_g \leq 0,39 \text{ m/s}^2$. Det er derfor sett vekk ifra seismisk last i denne oppgaven.

4.3 Vertikale trafikklaster

Etter beregninger med lastmodell 1 i bruddgrensetilstand viste det seg at tilfelle 6.10b var dimensjonerende. Som følge av det er kun likning 6.10b brukt ved kontroll av lastmodell 2. Kontroll av ulykkeslast er gjort på konservativ side og resultatet viser at bruddlasten vil være dimensjonerende (Vedlegg N, Lastkombinasjoner).

4.4 Horisontale trafikklaster

Bremse- og akselerasjonskrefter

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \quad \text{hvor} \quad 180\alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{1k} \leq 900(\text{kN})$$

$$Q_{1k} = 0,6 * 1 * 2 * 300 + 0,1 * 0,6 * 9 * 3 * 88,22 = 502,9 \text{ kN}$$

Tverrlast

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{1k} = 0,25 * 502,9 = 125,7 \text{ kN}$$

Sentrifugallast

Radius på brudekke er 0.

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{når} \quad r > 1500 \text{ m}$$

Dimensjonering av nettverksbru

Dermed er sentrifugallast lik null

Horisontale laster er beregnet for hånd. Gruppen har ikke testet lastene i analyse-program på grunn av mangel på kunnskap og ferdigheter.

4.5 Gang- og sykkelbane

For oppgaven vår vil det være det lasttilfellet som gir størst mulig kraft i stagene som er aktuelt. Dermed blir lasttilfelle 1 brukt i beregningene våre (Vedlegg N, Lastkombinasjoner).

4.6 Beregning av stagene

Gruppen fikk anbefalinger fra SVV om å se nærmere på to alternativer, «Bridon Locked Coil Strand» og «Pretec Strekkstag system ASDO». Vi har valgt å bruke Pretec ASDO strekkstagsystem ASDO 520S M48.

Kapasiteten til Pretec stagene er allerede regnet ut iht. Eurokode EC3 med del sikkerhetsfaktorer, det er derfor ikke nødvendig å kapasitetsberegne disse. Tallene videre i oppgaven er derfor hentet direkte fra Pretec's tekniske tabeller. (Pretec)

4.7 Nedbøyning

For beregning av nedbøyning ble Focus Konstruksjon 2013 og Robot Structural Analysis benyttet. Dette ga en nedbøyning på henholdsvis 111,1 mm og 105 mm i bruksgrensetilstand. I håndbok 185, punkt 5.1.2.1 er maks nedbøyning satt til $L/350$, noe som tilsvarer 252 mm. Nedbøyning for brua ligger derfor innenfor kravene som stilles.

4.8 Beregning av dybelforbindelse

4.8.1 Alternativ 1a (limtreindustriens metode):

Detalj	Antall	Tykkelse/diameter/bredde (mm)
Laskeplate	2	20x560
Dybel	4x5	14
Glidning		0,16

Tabell 13: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 1a

4.8.2 Alternativ 1b (Eurokodens metode):

Detalj	Antall	Tykkelse/diameter/bredde (mm)
Laskeplate	2	20x560
Dybel	9x9	14
Glidning		0,01

Tabell 14: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 1b

4.8.3 Alternativ 2a (Limtreindustriens metode):

Detalj	Antall	Tykkelse/diameter/bredde (mm)
Laskeplate	3	20x440
Dybel	5x5	10
Glidning		0,28

Tabell 15: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 2a

4.8.4 Alternativ 2b (Eurokodens metode):

Detalj	Antall	Tykkelse/diameter/bredde (mm)
Laskeplate	3	20x530
Dybel	10x11	10
Glidning		0,01

Tabell 16: Sammendrag av resultat for dybelforbindelse, alternativ 2b

For utrekningen av forbindelsen se Vedlegg E, dybelkapasitet ved limtreindustriens metode og Vedlegg F, Dybelkapasitet, Eurokodens metode:.

Stag	α	3 laskeplater	2 laskeplater
		Tot lengde	Tot lengde
1	80	658	850
2	78	670	864
3	76	683	879
4	74	697	895
5	72	712	913
6	70	729	931
7	69	737	941
8	67	755	962
9	65	775	984
10	61	818	1032
11	59	842	1059
12	57	868	1088
13	55	897	1120
14	53	927	1153
15	51	960	1190
16	49	996	1229
17	47	1036	1273
18	45	1079	1320

Figur 14: Lengder på laskeplater

4.8.5 Bolteleddsforbindelse ved to laskeplater

Lakseplatene kontrolleres for minsteavstand til belastet ende og belastet kant som gjennomgående plate i innfestingsmetode 1 for å finne geometriske minstemål. I tillegg utføres det kontroll av boltehull i platen ved utskifting av bolt ved bruksgrensetilstand og ordinær kontroll ved bruddgrensetilstand (Vedlegg G, Bolteleddsforbindels).

	a	c	t	d_0	d
Laskeplate	60	41	20	50	48

Tabell 17: Resultat av bolteleddsforbindelse, to laskeplater

4.3.3 Bolteleddsforbindelse ved tre laskeplater

Ved skjøteplaten er laskeplatene sett på som opplagere og bolteplatene sett på som punktlaster. Gruppen forenkler beregningene ved å se på platen som en fritt opplagt bjelke. Bruker så 3-momentlikningen for å finne opptredende moment- og skjærkrefter.

Den tverrgående plata må kontrolleres for nedbøyning, skjærspenning, bøyespenning og jamføringspenning. Kontrollene er utført ved å se på plata som en bjelke der laskeplatene

Dimensjonering av nettverksbru

er opplegg og bolteleddforbindelsen er to punkt laster. Utfra kontrollene gir dette en plate som er 20mm tykk og 250mm bred (Vedlegg H, Skjøteplate med 3 laskeplater). Lengden på plata blir bestemt ut fra påkrevd sveiseareal.

Det blir brukt buttsveis i sammenføringene, som for øvrig ikke trenger å beregnes. Det er fordi en gjennomgående buttsveis har høyere kapasitet enn selve stålet. På grunn av utmatting har vi allikevel utført en kontroll som tilsier at lengden på platen skal være 440mm (Vedlegg K, Utmattingsberegninger).

	L	B	t
Skjøteplate	440	250	20

Tabell 18: Dimensjoner skjøteplate

Selve bolteleddforbindelsen blir som i alternativ 1. Bruker buttsveis og da gir a-målet seg selv siden sveisen er sterkere enn stålet.

	a	c	t	d ₀	d	a _{sveis}	L
Bolteleddforbindelse	60	45	20	50	48	buttsveis	x

Tabell 19: Resultat av bolteleddsforbindelse, tre laskeplater

4.3 T-forbindelse

4.3.1 Festeplate i overkant av bue

Ved flensen i T-forbindelsen vil kraften fordele seg på hver halvdel av flensen. Flensen blir sett på som en utkragende bjelke med jevnt fordelt last.

Anser aktuelt område på limtrebuen som en rett bjelke, slik at trykket vil opptre vinkelrett og parallelt med fibrene. Kapasiteten parallelt med fibrene vil i praksis bli redusert.

Konservative kalkulasjoner viser at friksjonskraften i stor grad vil redusere kraften i x-retning ved verste tilfelle, men er likevel ikke tatt med i beregningene.

$$F_{f,Rd} = 0,5 * 533,9 \sin 49^{\circ} = 201,5 \text{ kN} \quad (\text{Formel 1})$$

Dimensjonering av nettverksbru

Kontroll av knusning vinkelrett og parallelt med fibrene gav følgende resultat(Vedlegg I, Dimensjonering av flensen på T-forbindelsen).

	B	L	t
Flens	400	700	50

Tabell 20: Dimensjoner flens

4.3.2 Sveis og utmatting

Sveisen er kontrollert i henhold til retnings metoden(Vedlegg J, K-sveis ved sammenføring av steg og flens) og levetidsmetoden(Vedlegg K, Utmattingsberegninger). Levetidsmetoden er dimensjonerende og er utslagsgivende for sveisens a-mål og lengde.

Forbindelsen blir betegnet som en T-forbindelse. Det skal da først og fremst kontrolleres for utmattingsbrudd i sveisens tå. I tillegg skal det kontrolleres for utmattingsbrudd i sveisens rot siden det er en delvis gjennomsvising i den gjennomgående platen. Resultatet gir 18 forskjellige løsninger som produseres 4 ganger. Lengden på steget til T-forbindelsen vil variere med vinkelen. Sveisens a-mål vil også variere.

Stag	α	anom	L
1	80	13	1368
2	78	17	1376
3	76	18	1386
4	74	18	1398
5	72	18	1410
6	70	17	1424
7	69	17	1432
8	67	17	1450
9	65	16	1470
10	61	15	1516
11	59	15	1542
12	57	14	1572
13	55	14	1604
14	53	14	1640
15	51	13	1680
16	49	12	1724
17	47	11	1774
18	45	6	1828

Tabell 21 Stegets lengde og sveisens a_{nom} -mål

Dimensjonering av nettverksbru

Lengde på steget måles fra underkant av flens til bunn av flens. Fra minste til største lengde varierer det med 46cm. Størrelsen på sveisen er beregnet nøyaktig, men det er lagt til 2mm siden det er vanskelig å dokumentere hvor stor sveisen faktisk er.

Sveisen skal slipes for å fjerne eventuelle spenningskonsentrasjoner og mikrosprekker.

4.3.3 Bolteleddsforbindelse

Gaffelhodet var dimensjonerende for tykkelsen på steget, for å unngå brudd i bolten på grunn av moment. Ellers er de geometriske målene lik som de andre bolteforbindelsene (Vedlegg G, Bolteleddsforbindelse). Vedlegget viser beregningsprosedyre.

	a	c	t	d ₀	d
Bolteleddsforbindelse steg	60	45	40	50	48

Tabell 22: Resultat bolteleddsforbindelse

4.5 Presentasjon av resultater i programmene

4.5.1 Robot Structural Analysis

Endelig 3-D modell i Robot Structural Analysis har følgende mål:

Pilhøyde – 15,05 m

Lengde mellom opplager – 88,22 m

Buelengde – 94,92 m

Total bredde – 18,8 m

Antall strekkstag – 72 stk. med vinkel 46 til 78 grader. (Se vedlegg)

Avstand mellom innfestinger på buen – 2,5m (Vedlegg M, Koordinater stag)

Buedimensjon – 800 x 1200 mm

Vindfagverk 300 x 300 mm og 200 x 200 mm (se Vedlegg O, Utklipp fra Robot)

Hellingsvinkel på buen – 83 på horisontalplanet

Dimensjonering av nettverksbru

(Se vedlegg Vedlegg A, Snitt i kjøreretning)



Figur 15: Perspektiv bilde av bruens modellert i Robot Structural Analysis.

Det er ikke lagt ved rapportene fra Robot Structural Analysis siden det ble laget flere modeller med forskjellige lastsenarioer for å redusere beregningstiden. Derfor har vi heller ingen fullstendige rapporter fra Robot. Men alle laster er lagt inn i excel og summert som vedlegg N viser.

4.5.2 Største lastpåkjenning

Resultatene i Robot Structural Analysis er basert på lastberegningene i denne oppgaven. Beregningene er her gjort med ikke-lineær analyse.

Oppsummering av verste strekkraft i stag	
Last:	Fx i kN
Lastmodell 1	631,6
Lastmodell 2	424,3
Ulykkeslast	490,5

Dimensjonering av nettverksbru

Vind	1,2
Brukslast	397,4
Utmatting	339,6

Se Vedlegg N, Lastkombinasjoner for fullstendig oppsummering for alle strekkstag.

4.5.3 Resultater Focus Konstruksjon

2-D modellen i Focus er basert på 3-D modellen i Robot og skal være identisk til disse geometriske målene.

I Focus Konstruksjon ble buen 800 x 1200 utnyttet 59% i brukslast og 74 % i brudd.

Kapasitetsutnyttelsen er vurdert utfra aksial/bøyning, skjær/torsjon, tverrstrekk.

Ved brudd fikk vi følgende i utnyttelse:

-tverrstrekk gir utnyttelse til 3% av kapasiteten.

- 17% for skjær og torsjon

- 73 % for bøyning/aksial krefter

(Se Vedlegg R, Beregningsrapport fra Focus Konstruksjon)

5. Analyse

5.1 Beregning av nettverksbruen

Beregningen av stagkraften og nettverksbruen er gjort i Robot Structural analysis, det er disse som ligger til grunn i videre beregninger av stag og forbindelser. Gruppen har valgt å dimensjonere alle stag og forbindelser etter staget som får størst strekkraft siden det virker unødvendig arbeidskrevende å dimensjonere hvert enkelt stag og forbindelse avhengig av strekkraften i det aktuelle staget. Det er derfor valgt å dimensjonere etter størst strekkraft i de ulike lasttilfellene.

5.2 Strekkstag

Bridons alternativ består av en høyfast stålkabel. Gruppen besluttet derfor å gå videre med Pretec's alternativ siden dette ga bedre kapasitetsutnyttelse av staget og en slankere profil både på staget og i forbindelsen.

For å gi buen en jevn påkjenning ble stagene festet til buen med 2,5m mellomrom. Helningen på stagene går fra 46 grader og øker med 2 grader for hvert stag opp til 78 grader i forhold til betongdekket. Stagene krysser hverandre opptil 3 ganger, med unntak av stagene i nedre del av buen som krysses kun en gang.

5.3 T-forbindelse

Tanken bak dimensjoneringen av T-forbindelsen var å lage en effektiv innfesting som kunne sammenlignes med dybelforbindelsen. For tungt trafikkerte bruer vil dette i mange tilfeller være dimensjonerende. For denne brua er årsdøgntrafikken 8000 kjøretøy og gruppen har derfor antatt at utmattning ville være av dimensjonerende karakter, noe det også viste seg å være. Dette har ikke vært en del av pensum og det medførte at gruppen måtte tilegne seg kunnskap på egenhånd. Utmattingsberegningen baserer seg på NS-EN 1993-1-9 der formelen for antall lastsykluser tar utgangspunkt i tungbiltransport på 2 %. Gruppen har tatt utgangspunkt i samme beregning, men det er trolig høyere andel av tungbiltrafikk på Riksveg 3, men er ikke tatt med i beregningene.

Dimensjonering av nettverksbru

Det kan derfor være usikkerhet i utmattingsberegningene, det har derfor vært fokus på å være på konservativ side gjennom beregningene. Etter samtaler med Statens Vegvesen har vi kommet fram til at beregningene virker fortlørlige og realistiske.

Bolteleddet til T-forbindelse var en utfordring siden leverandørene av strekkstagsystem hadde ugunstige dimensjoner for innfestingen. Gruppen har hatt kontakt med både norske Pretec og tyske Bridon (se Vedlegg). I håndbok 185 blir strekkapasiteten til kablene, som bridon produserer, redusert betraktelig. I tillegg har kabelhodet som Bridon leverer større dimensjoner enn Pretec sitt, noe som passet T-forbindelsen dårlig. Derfor vurderte vi Pretec sine løsninger som mest anvendelig for vår løsning. Tykkelsen på steget måtte økes litt for å passe i kabelhodet til staget. Et alternativ til å øke platetykkelsen ville vært å sveise på sirkulære utforinger ved bolthullet, men siden utfresingen i limtrebuen måtte vært like stor for å få steget igjennom valgte vi å unngå den detaljen.

Samtlige formler ble satt opp i Excel-ark slik at endringer av verdier ville gå raskt. På bakgrunn av det har vi kunnet optimalisere løsningen til det ytterste da vi har hatt mulighet for å endre parametere ettersom kontroller har blitt utført.

Flensen på T-forbindelsen vil bli utsatt for stort trykk mot trevirket og trykket fordeler seg som en jevnt fordelt last der halvparten av kraften fra staget fordeler seg til hver side. For å bekrefte nødvendig tykkelse og bredde på utkragerne på flensen har vi dimensjonert platen som en utkragende bjelke.

Siden platen er felt ned i buen av estetiske årsaker har vi kontrollert flensen for knusning parallelt med fibre. Ved den innfestingen med størst kraft i x-retning ga det en økning på 10mm i flenstykkelse. Under beregningene ble det kun sett på lokale lastbilder der limtrebuen er antatt tilnærmet rettlinjet. I praksis vil ikke enden av flensen treffe fibre parallelt, men med en liten vinkel slik at trykkfastheten på limtreet blir redusert. Som en sikkerhet vil friksjon mellom flensen og limtreet halvere kraften i x-retning i det verste tilfellet. Gruppen har ikke beregnet med friksjon på grunn av manglende litteratur og svake kilder.

Dimensjonering av nettverksbru

Problemet med at innfestingen går tvers gjennom buen er at det vil oppstå inntrenging av vann, dette kan føre til råte og soppkader. Dette kan løses ved å dekke oversiden av limtrebuen med enten beslag eller trevirke.

T-forbindelsen oppfyller derfor målsettingen vår om at den kan realiseres, den fremhever trevirket ved at den kun vil synes i underkant av buen og den er dimensjonert for hele bruens levetid.

5.4 Dybelforbindelse

Etter diskusjoner innad i gruppen ble det besluttet at limtreindustriens metode har forrang foran Eurokodens. Dette gjøres fordi Eurokoden reduserer kapasiteten til dyblene betraktelig uten at gruppen ser noen grunn til dette. Det ble valgt å gå videre med to alternativer, det ene bestående av to laskeplater med tykkelse, $t = 20$ mm, det andre bestående av tre laskeplater med tykkelse, $t = 20$ mm.

Ved dimensjonering etter limtreindustriens metode ble tverrstrekkkapasiteten til trevirket dimensjonerende, dette kommer av trevirkets lave strekkfasthet vinkelrett på fiberretningen. Det var derfor viktig at antall dybler på tvers av fiberretningen var så høyt som mulig siden dette økte tverrstrekkkapasiteten betraktelig. Fordelen med limtreindustriens metode er at både dybelens og trevirkets strekkfasthet utnyttes i større grad.

På grunn av den reduserte dybelkapasiteten ved Eurokodens beregningsmetode vil ikke tverrstrekket lenger være dimensjonerende. Det ble derfor nødvendig å øke antallet dybler for å tilfredsstille bruddkravet. Dette førte til en overdimensjonering av tverrstrekkkapasiteten til trevirket i forbindelsen. Etter gruppens skjønn er reduksjonen av denne kapasiteten unødvendig, særlig ved bruk av flere laskeplater. Mens limtreindustriens metode tar hensyn til kraftbildet i slike tilfeller velger Eurokoden å kappe dybelen mellom hver laskeplate.

I *Alternativ 1* vil det være nødvendig med en tykkere laskeplate på grunn av hullkantkapasiteten i overgangen mellom plate og stag. Denne forbindelsen vil også føre til større lokale spenninger i trevirket siden kreftene fra staget kun overføres til to plater. Gruppen hadde også problemer med å optimalisere forbindelsen siden endringer i antall

Dimensjonering av nettverksbru

dybler her førte til større endringer enn ved bruk av tre laskeplater (se Vedlegg F, Dybelkapasitet, Eurokodens metode:).

Alternativ 2 består av tre laskeplater som fordeler kreftene til trevirket og dyblene. Dette gjør at det er mulig å redusere dybeldiameteren. Noe som gjør det lettere å optimalisere forbindelsen med til tverrstrekksbrudd og dybelkapasitet.

En av svakhetene ved å bruke en slik forbindelse er overgangen mellom staget og laskeplatene siden det vil være nødvendig med en sveist plate mellom disse. I forbindelse med dette kan det da oppstå tretthetsbrudd i stålplaten. På grunn av lite kunnskap om dimensjonering av plater har gruppen forenklet beregningene ved å se på platen som en bjelke. I praksis har forbindelsen momentstive ledd slik at laskeplater og boltehullplater vil bli utsatt for moment i tillegg til normalkraft. Skjøteplaten ligger i underkant av limtrebuen slik at sveisen kan inspiseres og kontrolleres for eventuelle sprekker i sveisen. I tillegg vil trolig ikke et brudd i sveisen føre til umiddelbar kollaps av verken forbindelsen eller konstruksjonen. Derfor har gruppen vurdert at γ_{Mf} kan settes lik 1,35 uten at det går utover bærekraft eller sikkerheten til innfestingen.

Siden dyblene står vinkelrett på staget for å forhindre moment i forbindelsen ble det nødvendig å regne ut antall effektive dybler i fiberretningen. Dette er vanligvis ikke et problem, i dette tilfellet ble derimot hele forbindelsen vridd i forhold til fiberretningen i buen. Det kan derfor tenkes at også antall effektive dybler vinkelrett på fibre burde være redusert. Det er derimot ikke tatt høyde for dette i oppgaven og kun antall effektive dybler i fiberretningen er redusert. Dette medfører at beregnet kapasitet kan være for høy i forhold til den faktiske kapasiteten. Det er derimot større sannsynlighet for overdimensjonering av forbindelsen siden minimumskravet til innbyrdes avstand mellom dyblene, $a_{1,t}$, er brukt i beregningene. Denne avstanden kan økes siden dette påvirker dybelkapasiteten positivt.

Det ble også oppdaget at tverrstrekkskapasiteten er sterkt avhengig av avstanden til belastet kant, $a_{4,t}$, mellom nederste dybel og undersiden av buen. Men ved plassering av dybelforbindelsen i senter av buen, vil avstanden til belastet kant øke slik at kapasiteten øker betraktelig.

5.5 Vindlast

Under beregningene av vindlast ble det raskt klart at de fleste beregningene som var nødvendige for brukonstruksjoner angående vindlaster lå utenfor bachelornivå. Gruppen valgte derfor å bruke den forenklete metoden som standarden angir. Det fremgår midlertidig av Per Tveits publikasjoner at vind ikke vil være dimensjonerende for brutypen, selv over store spenn. Etter gruppens skjønn vil denne lasten ikke ha innvirkning på selve dimensjoneringen siden vindfagverket i all hovedsak bestemmes ut ifra dimensjonene på buen. Dette bestemmes i all hovedsak av estetiske hensyn for å unngå et vindfagverk som framstår som uproporsjonert i forhold til buen.

5.6 Trafikklast

Trafikklastene har vært den største utfordringen å kalkulere i dataprogrammene gruppen har brukt. På grunn av ulike lastsenarioer og reduksjonsfaktorer ved spesielle tilfeller har gruppen brukt mye tid på å tolke standarden korrekt. Gruppen har sett spesielt etter de lastene som vil utsette brua for største belastning globalt.

Gruppen har kontrollert brua for lastmodell 1 og 2 kombinert med gang og sykkeltrafikk og sett bort fra lastmodell 3 og 4 siden disse ikke er av dimensjonerende karakter.

Etter analyse i Robot Structural Analysis viste det seg at Lastmodell 1 var dimensjonerende for bruddgrensetilstand.

5.6 Limtrebuen

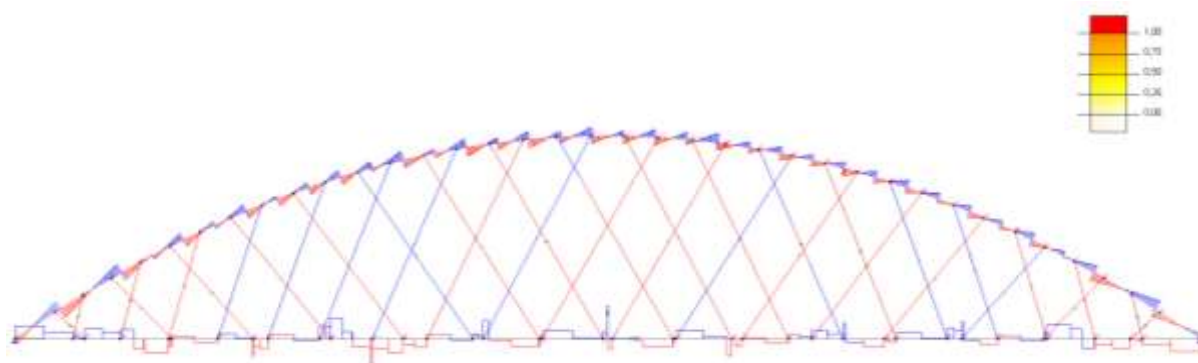
For å finne en slank limtrebue, som samtidig tålte lastene måtte vi kjøre flere tester for å finne en bue som tilfredsstilte de estetiske krav som er stilt i oppgaven. Etter modelleringen av grunnmodellen av bruen, ble trafikk- og naturlastene lagt inn i modellen. Det ble kjørt tester for å finne verste lasttilfelle for buen og stagene. Utfra testene har vi endt opp med en bue på 800 x 1200mm som er bjelken med minst volum som verken knekker i eller ut av planet, holder kravet om nedbøyning, samt tåler samtlige lastkombinasjoner. Beregningene i Robot Structural Analysis er gjort med ikke-lineær analyse. Utfra teorien om knekking og tverrstrekk antar vi resultatet i Robot Structural Analysis som korrekte og at buedimensjonen 800 x 1200 er både tilfredsstilt med minste volum og samtidig estetisk anvendelig i videre prosjektering.

Dimensjonering av nettverksbru

På grunn av at ferdighetene i Robot Structural Analysis var lik null da modelleringen startet, ble modelleringen svært tidkrevende. Etter utallige timer med prøving og feiling ble modellen ferdig rett før påske. Men lastberegningene viste seg å være den største utfordringen. Her har vi en svært stor modell med mange ulike objekter som skal være med på å bestemme hvordan kreftene skal fordeles. Derfor tok beregningene med bevegelige laster svært lang tid. Opp mot 9 timer med beregninger fra programmets side måtte til for å få ut svarene vi søkte. Dessverre hadde vi ingen støttespillere vedrørende bruk av dette programmet slik at feil i modellen som førte til blanke resultater ikke ble oppdaget før beregningene var ferdige. Det ble derfor prøvd forskjellige endringer for å få de ønskede resultatene. Det er derimot vanskelig å si noe om hvor godt dette grunnlaget er siden det er gjort visse forenklinger i selve modellen. Siden det ikke er mulig å lage buede limtrebjelker i Robot Structural Analysis ble buen parametrisert som en plate med buform og limtreegenskapene til GL32c. Alternativet var å lage svært mange små rette bjelker og knytte disse sammen som en buform. For å sammenligne svarene besluttet gruppen å modellere buen i Fokus Konstruksjon.

I Fokus Konstruksjon har gruppen på grunn av begrenset med tid valgt å lage en 2-D modell for å sammenligne svarene. Gruppen har i denne modellen laget buede limtresegmenter og påført de tilsvarende lastene. Her ble det utført kontroll av buen på 600x800 som gruppen allerede hadde forkastet i Robot Structural Analysis på grunn av usannsynlig stor nedbøyning. I Fokus Konstruksjon kan man enkelt finne kapasitetsutnyttelsen etter beregningene og fikk på 600 x 800 en kapasitetsutnyttelse på over 1,5. Herifra ble det utført tester av nye bjelkedimensjoner først på grunn av svært rask beregning etter bytte av buedimensjon. Her endte gruppen opp med en bue på 800 x 1200 som også ble testet i Robot.

Dimensjonering av nettverksbru



Figur 16: Skjærfordeling i limtrebuen, hentet fra Focus Konstruksjon

Som figuren viser er det ikke store skjærspenninger i buen, og at kreftene blir jevnt fordelt langs hele buen. Det vil altså ikke intreffe de store spenningene i treverket med denne brumodellen, og momentene i buen vil heller ikke bli betydelige siden spenningene er såpass jevnt fordelt.

Størst nedbøyning oppstod når lastoget sto midt på bruene, og ga begge modellene omtrent lik nedbøyning. Selv om resultatene i Focus Konstruksjon ga større strekkrefter i stagene, hadde vi allerede låst svarene vi fikk i Robot Structural Analysis for beregningene av innfestningene. Men forholdet på nedbøyningen tilsier at dette er i forhold til hverandre.

Modellen i Focus Konstruksjon ga avslapping i to stag lengst ut mot opplagene, men dette var ikke tilfellet i Robot Structural Analysis. Gruppen antar at det vil gi strekk i disse stagene på grunn av egenvekten til betongen, siden Robot ga stagene strekk på over 200 kN. Derfor kan det være et avvik i modelleringen i Focus, siden forskjellen er så stor. Det vil derfor være nødvendig å kontrollere for dette nøyer ved videre arbeid for denne brua med den plasseringen av stag som er benyttet i oppgaven. Dette er på grunn av at buen vil få usymmetrisk spenningsbilde og kan føre til økt kapasitetsutnyttelse som kan være kritisk for bæreevnen.

For å sammenligne en bru med rette stag med nettverksbro har gruppen enkelt gjort en test for å sammenligne lastene i Robot Structural Analysis som oppstår i stagene. Etter anbefaling fra Johannes Veie med avstand 7-8m ble det prøvd ut en modell med 7,5m mellom hvert vertikale stag. Her ga egenvekten en såpass høyere belastning i hvert stag, slik at videre bevis med trafikklast ikke var nødvendig da rette stag alt fikk større strekk enn maks belastning i nettverksbroen. (Se Vedlegg P, Resultat analyse rette stag)

Dimensjonering av nettverksbru

Som følge av at antall stag ble redusert vil dette medføre at spenningene innad i buden ikke blir fordelt på samme måte som ved bruk av skråstilte stag, og kapasiteten til buen vil bli redusert betraktelig av radielle spenninger som oppstår på grunn av moment i buen.

Grunnen til at massive limtrebuer og rette stag ikke blir brukt ved større spenn er på grunn av nettopp dette med radielle spenninger. Momentene i buen blir for store, og lamellene som limes sammen vil sprekke. Derfor vil en nettverksbru være mer aktuell å benytte der det er ønskelig med massive limtrebuer som bærende konstruksjon.

6 Konklusjon og drøfting

Gruppen konkluderer med følgende:

- Minst mulige limtrebue blir 800x1200mm.
- Innfestingene i buen plasseres med senteravstand 2,5m, og utformes med 4x5 dybler og to laskeplater.
- Strekkstag fra Pretec med type ASDO 520S M48 med øyeforankring med vinkel fra 78 til 46 grader mot dekket.
- Estetikken til limtrebuen ivaretas ved å bruke skjulte forbindelser og velge konstruktiv beskyttelse av tre i overkant av buen.

Valget med buedimensjonen 800x1200mm ble gjort endelig på bakgrunn av styrkeforhold og slankhet. Denne bue vil ha en rektangulær form, men kan eventuelt prøves med større høyde og mindre bredde for å virke slankere. Dybelforbindelsen med to laskeplater ble valgt siden dette ble en slank, sterk og skjult innfestingsmetode som fremhever trevirket.

Forbindelsen ble dimensjonert med to laskeplater siden det gir et enklere og mindre knutepunkt til strekkstaget. Pretec ble valgt siden kapasiteten ikke ble redusert siden dette ikke er høyfast stål og gir derfor slankere dimensjoner enn kabler. Siden konstruktiv beskyttelse er nødvendig har gruppen valgt å få fram trevirket som byggemateriale, og har derfor kun dekket oversiden av buen med trebeskyttelse i tillegg til kreosotimpregneringen.

Estetikk er en sentral forutsetning ved prosjektering av bruene i Alvdal. Bruene skal ligge over Glomma og her vil en bru med høy arkitektonisk og teknisk kvalitet med sterk egenidentitet være noen av forutsetningene for prosjekteringen som nevnt innledningsvis. Disse

Dimensjonering av nettverksbru

Løsningene vil være med på å ivareta estetikken til treverket på best mulig måte med de forutsetningene gruppen hadde. Vi har prøvd å fremheve treverket ved og kun bruke innfestninger som skjules i treverket og bruke en bjelke med minst mulig volum for å ivareta slankheten.

Som konklusjonen viser er det mulig å bruke limtre som bærende konstruksjonsmateriale over lengere spenn. Dette muliggjør bruk av massive limtrebuer i prosjekter der dette tidligere ikke har vært et alternativ. I mange tilfeller vil bruk av limtre være fordelaktig foran stål- og betongalternativer, siden limtre vil gi et naturlig preg av brukonstruksjonen.

På grunn av usikkerheten i beregningene av utmattingen i T-forbindelsen har gruppen valgt å se bort i fra denne forbindelsen i konklusjonen. Forbindelsen kan være aktuell for limtrebuer med mindre tverrsnitt, i motsetning til dybelforbindelser der kapasitet er avstandsavhengig. Det anbefales derfor videre studier for å optimalisere og videreutvikle løsningen.

Dybelforbindelsen er dimensjonert utfra minimumsavstander og bør arbeides videre før denne kan anses som optimalisert. Dybelforbindelsen har ikke gitt dimensjonerende utslag i forhold til størrelsen på limtrebuen. Denne løsningen vil derfor anses som anvendelig i flere prosjekter av lik karakter på grunn av forbindelsens fleksibilitet med tanke på antall dybler. Dybelforbindelser er for øvrig utbredt innenfor brufaget og er en anerkjent og utprøvd metode innenfor trebruprojektering.

Gruppen bestemte seg tidlig for å bruke Robot Structural Analysis for å modellere brua, og analysere den i dette programmet. Det oppsto et problem når kapasitetutnyttelsen skulle avleses for buen. Det viste seg at vi burde anvendt metoden med mange korte segmenter i stedet for platen med like egenskaper som G132C. Det har derfor vært et problem å dokumentere beregningene for buen i Robot Structural Analysis. Dermed måtte gruppen bruke Focus Konstruksjon for å finne kapasitetutnyttelsen.

Resultatene for buen ble ikke som vi ønsket ved bruk av parameterisert bue. Utdraget fra rapporten viser at vindfagverket får kravene tilfredsstilt og status markert grønn som OK. Dette ville vi fått dersom buen hadde vært lagd av mange små limtreelementer formet som en bue. Siden buen ikke beregnes på samme måte som bjelker, har vi i etterkant fått erfare at resultatene heller ikke kan sammenlignes.

Dimensjonering av nettverksbru

I forhold til utgangspunktet til oppgaven som prosjekteringsoppgave er det vanskelig å se hvordan andre metoder kunne fungert bedre, og gruppen ser på metodene i oppgaven som best egnet i forhold til gruppens kunnskapsnivå. Gruppen kunne eventuelt brukt analyseprogrammer på alle beregninger i stedet for å anvende manuelle beregninger.

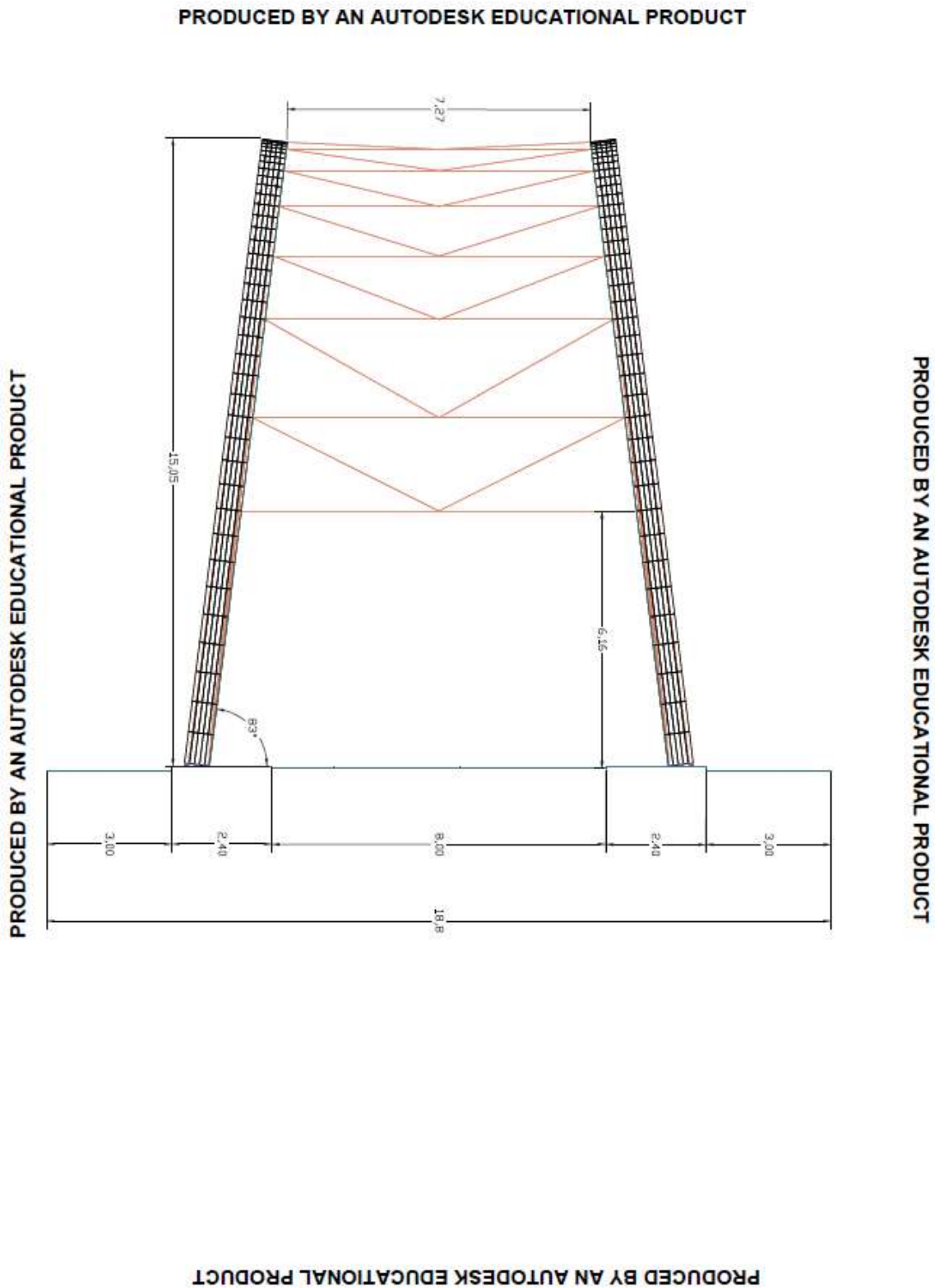
Gruppen anser kildene i oppgaven som pålitelige siden de hovedsakelig er publisert av offentlige etater. Øvrige kilder er anbefalt fra veileder i Statens Vegvesen og på HiG.

7 Kildeliste

- Autodesk (2013). "Robot Structural Analysis, Help ".
- Fallsen, H. (2012a). "Kompendium i dimensjonering av trekonstruksjoner etter Europeisk/Norsk standard NS EN 1995-1-1+NA (2009) og NS EN 1995-1-2."
- Fallsen, H. B. (2012b). "Kompendium i faget Konstruksjonslære 2."
- Fallsen, H. B. (2012c). "Kompendium i dimensjonering av stålkonstruksjoner etter (Eurocode 3) NS-EN 1993-1-1 og NS-EN 1993-1-8 (av 2008)."
- Haugan, J. (2007). Formler og tabeller.
- institutt, N. t. (2013). Prosjektering av trekonstruksjoner, trykk vinkelrett på trefiberretningen, en anbefaling.
- Larsen, P. K. (2010). Dimensjonering av stålkonstruksjoner.
- Leksikon, S. N. (2007). "treimpregnering ".
- Leksikon, S. N. (2009). "Elementmetoden."
- Leksikon, S. N. (2009). "Stål."
- Limtre, S. (2000, 10. november 2003). "Limtreboka."
- Norconsult, Ed. Tynset bru, <http://www.norconsult.no/?did=9054199&aid=9034420>.
- Norsk treteknisk institutt (2007). "Mekaniske treforbindelsesmidler."
- Olle Carling (2002). Limtreboka
- Pretec, Ed. Nye dimensjoner - ASDO - strekkstagsystem, M12 - M160.
<http://www.pretec.no/admin/common/getlmg2.asp?Fileid=1412>.
- Standard, N. (2009a). "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster ".
- Standard, N. (2009b). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser.
- Standard, N. (2010a). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer, Norsk Standard.
- Standard, N. (2010b). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-9: Utmattingspåkjennte konstruksjoner.
- Statens Vegvesen (2008). "Håndbok 017,." **Veg- og gateutforming**.
- Tveit, P. (2006). "An Introduction to the Network Arch - Lectures at NTNU."
- Tveit, P. (2011). "About the network arch."
- Vegvesen, S. (2011). "Håndbok 185."

8 Vedlegg

Vedlegg A, Snitt i kjøreretning

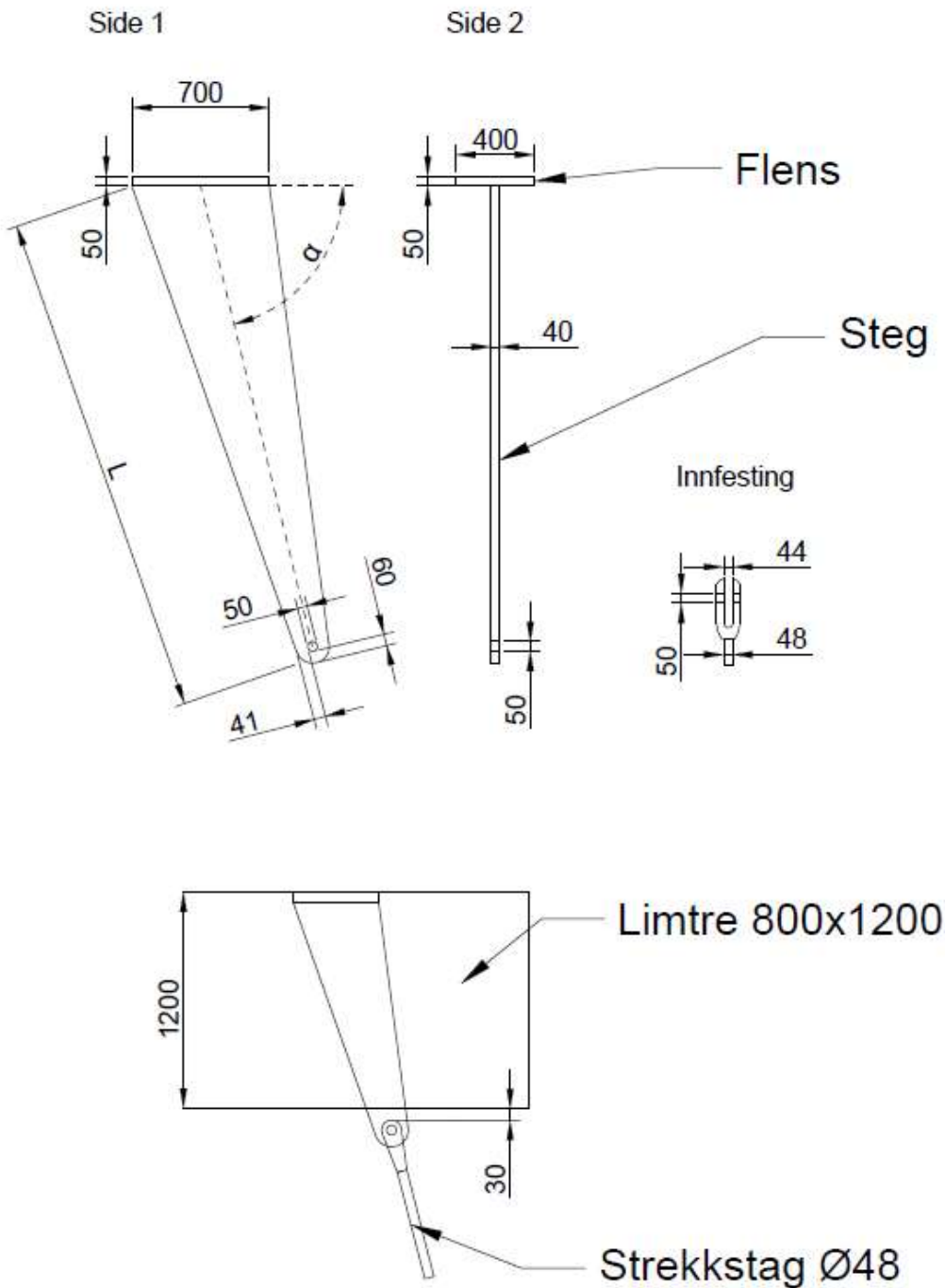


Vedlegg B, Skisse T - Forbindelse

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

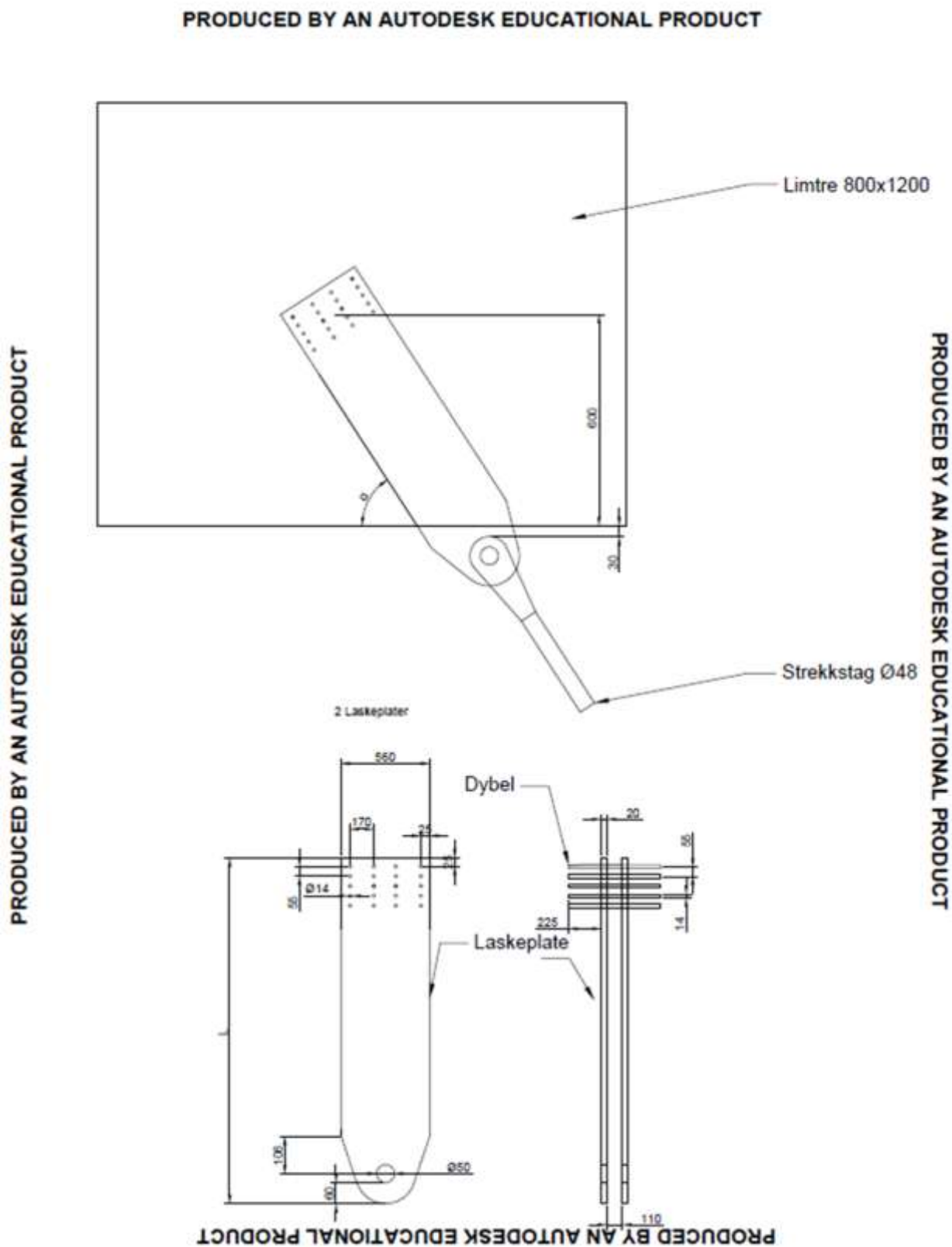
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

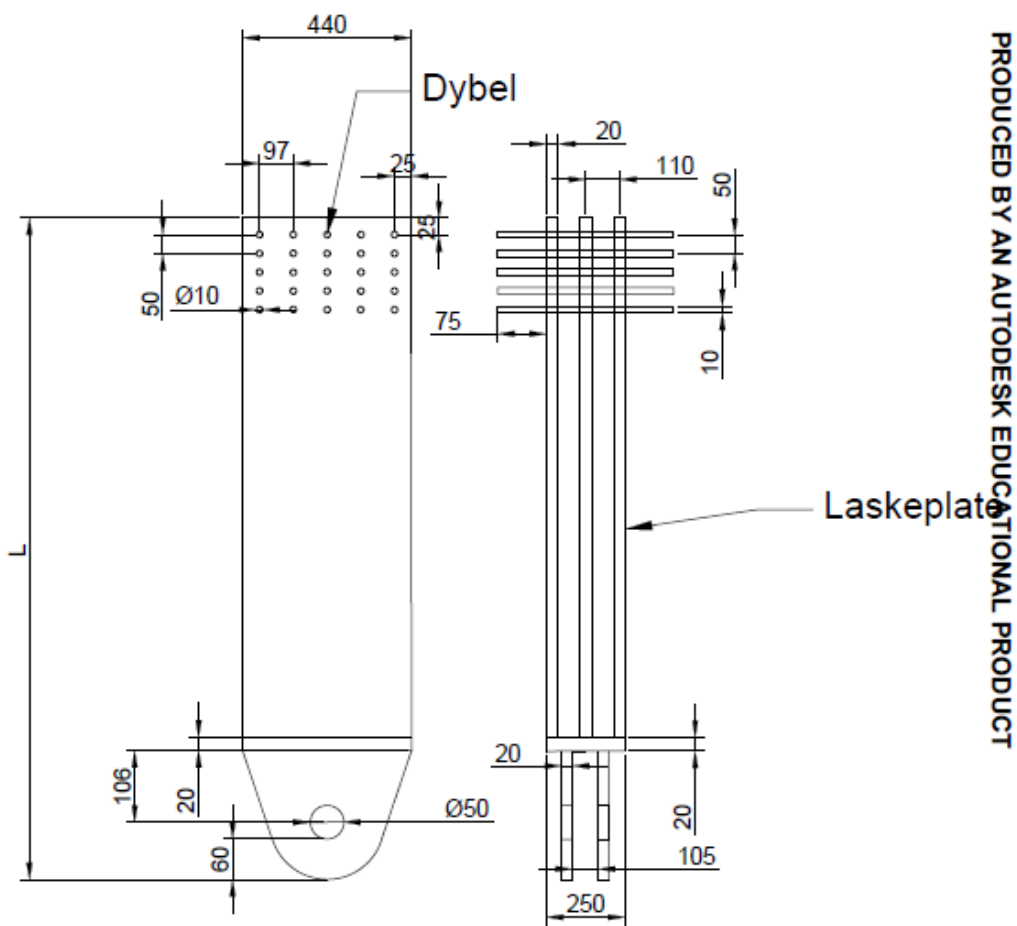
Vedlegg C, Skisse dybelforbindelse, Alternativ 1a



Vedlegg D, Skisse dybelforbindelse, alternativ 2a

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Vedlegg E, dybelkapasitet ved limtreindustriens metode

Bruddkapasitet ved 3 plater:

Kapasitetskontroll dybel			kN		240,92
Kapasitetskontroll utrivning i forbindelse			kN		111,78
Kapasitetskontroll Globalt tverrstreksbrudd					0,10
Glidning i forbindelsen			mm		0,15
Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Dybelkvalitet	S355	$f_{u,k}$	Stålkvalitet	N/mm ²	510
Antall dybler i fiberretningen			-	-	5
Antall effektive dybler i fiberretning		n_{ef}			2,38
Kraftvinkel i forhold til buen			Stag nr. 91	grader	76
Antall dybler vinkelrett på fiberretning		n_{ef}			5
Antall innslisete stålblader		n			3
Diameter på dybel		d	-	mm	10
Densitet trevirke	GL32c	ρ_k	Trekvalitet	kg/m ³	410
Kraftvinkel i forhold til dybelforbindelse		α	-	grader	90
		k_{90}		grader	1,50
		k_{α}	kraftvinkel	grader	0,75
Partialfaktor		γ_m	Materialegenskap	-	1,3
Modifikasjonsfaktor		k_{mod}	Lastvarighetsklasse	-	0,9
Totalt antall effektive dybler			-	-	11,90
Minimumsbredde laskeplate					360
Faktisk bredde av laskeplate		b			440
Tykkelse av laskeplate	S355	t	Stålkvalitet	mm	20
Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning		$f_{h,0,k}$	N/mm ²		30,3
Total kraft			kraft fra stag	kN	631
Forklaring	Hva		Betegnelse		Størrelse
Karakteristisk hullkantfasthet i trevirke	$f_{h,\alpha,k}$		N/mm ²		20,6
	y		mm		110
	x		mm		80
	a_1		mm		58
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		105819
Dimensjonerende dybelkapasitet per dybel	$F_{v,Rd}$		N		73259
Total dimensjonerende dybelkapasitet	$F_{v,Rd}$		kN		872

Minimumskrav avstander:

Betegnelse	Hva	Minimumsavstand	Minimumskrav	Alt. Minimumskr	Brukt avstand
a_1	Parallelt med	$(3 + 2 \cdot \cos\alpha)d$	17		25
a_2	Vinkelrett på fiberretning	$3 \cdot d$	24		40
$a_{3,t}$	Belastet ende	$7d: 80$	56	80	80
$a_{3,c}$	Ubelastet ende	$ \sin\alpha d: 3d$	7	24	30
$a_{4,t}$	Belastet kant	$(2 + 2 \cdot \sin\alpha)d: 3d$	30	24	40
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	$3d$	24		30

Dimensjonering av nettverksbru

Utrivning:

Hva		Betegnelse	Avhenger av	Størrelse
Modifikasjonsfaktor	k_{mod}		Lastvarighetsklasse	0,9
Partialfaktor	γ_m		Materialegenskap	1,3
Avstand belastet kant til forbinder	h_e	mm	Belastet kant	275
Høyde bjelke	h	mm	Buens høyde	1300
Bredden	b	mm	Bredde bue	800
Korreksjonsfaktor	w		Forbindelsestype	1
Kraftvinkel	α	grader	Vinkel til stag	76
Kraftstørrelse	F_{Ed}	kN	Strekraft i stag	631
Dimensjonerende utrivningskraft	$F_{v,Ed}$	kN	Kraftvinkel, strekkraft	612,3
Karakteristisk kapasitet ved splitting	$F_{90,Rk}$	kN		209,2
Dimensjonerende karakteristisk kapasitet	$F_{90,Rd}$	kN		144,8
Total dimensjonerende kapasitet		kN	Kapasitet, antall dybler vinkelrett på fiberretning	724,0
Kapasitetskontroll utrivning		kN		111,8

Glidning:

Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Massetetthet limtre	GL32c	ρ_m	Klimaklasse	kg/m ³	410
		k_{def}	Klimaklasse		0,8
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_0	Lasttype		0,7
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_2	Lasttype		0,3
Antall dybler		n			25
dybeldiameter		d			10
Stivhetsmodul		K_{ser}			180475
Egenlast		G		kN	268,6
Trafikklast		Q_1		kN	139,4
Glidning		u_{fin}		mm	0,15

Dimensjonering av nettverksbru

Brudd ved 2 plater:

Kapasitetskontroll dybel			kN		2468
Kapasitetskontroll utrivning i forbindelse			kN		57,23
Kapasitetskontroll Globalt tverstreksbrudd					0,10
Gliding i forbindelsen			mm		0,16
Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Dybelkvalitet	S355	$f_{u,k}$	Stålkvalitet	N/mm2	510
Antall dybler i fiberretningen			-	-	4
Antall effektive dybler i fiberretning		n_{ef}			2,53
Kraftvinkel i forhold til buen			Stag nr. 91	grader	76
Antall dybler vinkelrett på fiberretning		n_{ef}			5
Diameter på dybel		d	-	mm	14
Densitet trevirke	GL32c	ρ_k	Trekvalitet	kg/m3	410
Kraftvinkel i forhold til dybelforbindelse		α	-	grader	90
		k_{90}	kraftvinkel	grader	1,56
		k_{α}	Kraftvinkel	grader	0,57
Partialfaktor		γ_m	Materialege	-	1,3
Modifikasjonsfaktor		k_{mod}	Lastvarighet	-	0,9
Totalt antall effektive dybler			-	-	12,66
Minimumsbredde laskeplate					556
Faktisk bredde av laskeplate		b			560
Tykkelse av laskeplate	S355	t	Stålkvalitet	mm	20
Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning	$f_{h,0,k}$		N/mm2		28,9
Total kraft			kraft fra stag	kN	631
Forklaring	Hva		Betegnelse		Størrelse
Karakteristisk hullkantfasthet i trevirke	$f_{h,\alpha,k}$		N/mm2		18,9
	y		mm		110
	x		mm		225
	a_1		mm		160
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		353620
Dimensjonerende dybelkapasitet per dybel	$F_{v,Rd}$		N		244814
Total dimensjonerende dybelkapasitet	$F_{v,Rd}$		kN		3099

Minimumskrav avstander:

Minimumskrav Dybler					
Betegnelse	Hva	Minimumsavstand	Minimumsk	Alt. Minimum	Brukt avstand
a_1	Parallelt med fiberretning	$(3 + 2 \cdot \cos\alpha)d$	29		100
a_2	Vinkelrett på fiberretning	$3 \cdot d$	42		45
$a_{3,t}$	Belastet ende	$7d: 80$	98	80	100
$a_{3,c}$	Ubelastet ende	$[(1 + 6 \cdot \sin\alpha) \cdot d: 4d]$	13	56	60
$a_{4,t}$	Belastet kant	$(2 + 2 \cdot \sin\alpha)d: 3d$	53	42	55
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	$3d$	42		45

Dimensjonering av nettverksbru

Utrivning:

Hva		Betegnelse	Avhenger av	Størrelse
Modifikasjonsfaktor	k_{mod}		Lastvarighetsklasse	0,9
Partialfaktor	γ_m		Materialegenskap	1,3
Avstand belastet kant til forbinder	h_e	mm	Belastet kant	343
Høyde bjelke	h	mm	Buens høyde	1300
Bredden	b	mm	Bredde bue	800
Korreksjonsfaktor	w		Forbindelsestype	1
Kraftvinkel	α	grader	Vinkel til stag	76
Kraftstørrelse	F_{Ed}	kN	Strekraft i stag	631
Dimensjonerende utrivningskraft	$F_{v,Ed}$	kN	Kraftvinkel, strekkraft	612,3
Karakteristisk kapasitet ved splitting	$F_{90,Rk}$	kN		241,8
Dimensjonerende karakteristisk kapasitet	$F_{90,Rd}$	kN		167,4
Total dimensjonerende kapasitet		kN	Kapasitet, antall dybler vinkelrett på fiberretning	669,5
Kapasitetskontroll utrivning		kN		57,2

Glidning

Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Massetetthet limtre	GL32c	ρ_m	Klimaklasse	kg/m ³	410
		k_{def}	Klimaklasse		0,8
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_0	Lasttype		0,7
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_2	Lasttype		0,3
Antall dybler		n			20
dybeldiameter		d			14
Stivhetsmodul		K_{ser}			202132
Egenlast		G		kN	268,6
Trafikklast		Q_1		kN	139,4
Glidning		u_{fin}		mm	0,16

Vedlegg F, Dybelkapasitet, Eurokodens metode:

Bruddkapasitet ved 3 plater:

Kapasitetskontroll dybel			kN		55,70
Kapasitetskontroll utrivning i forbindelse			kN		1964,07
Kapasitetskontroll Globalt tverrstreksbrudd					0,10
Glidning i forbindelsen			mm		0,01
Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Dybelkvalitet	S355	$f_{u,k}$	Stålkvalitet	N/mm ²	510
Antall dybler i fiberretningen			-	-	10
Antall effektive dybler i fiberretning		n_{ef}			4,44
Kraftvinkel i forhold til buen			Stag nr. 91	grader	76
Antall dybler vinkelrett på fiberretning		n_{ef}			11
Antall innslissete stålblader		n			3
Diameter på dybel		d	-	mm	10
Densitet trevirke	GL32c	ρ_k	Trekvalitet	kg/m ³	410
Kraftvinkel i forhold til dybelforbindelse		α	-	grader	90
		k_{90}	kraftvinkel	grader	1,42
		k_{α}	kraftvinkel	grader	0,72
Partialfaktor		γ_m	Materialegenskap	-	1,3
Modifikasjonsfaktor		k_{mod}	Lastvarighetsklasse	-	0,9
Totalt antall effektive dybler			-	-	48,86
Minimumsbredde laskeplate					525
Faktisk bredde av laskeplate		b			530
Tykkelse av laskeplate	S355	t	Stålkvalitet	mm	20
Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning		$f_{h,0,k}$	N/mm ²		30,3
Total kraft			kraft fra stag	kN	631
Forklaring	Hva		Betegnelse		Størrelse
Karakteristisk hullkantfasthet i trevirke	$f_{h,\alpha,k}$		N/mm ²		21,7
	t_1		mm		67
	$M_{y,Rk}$		Nm		60910
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		20300
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		22041
Dimensjonerende dybelkapasitet per dybel	$F_{v,Rd}$		N		14054
Total dimensjonerende dybelkapasitet	$F_{v,Rd}$		kN		687

Minimumskrav avstander:

Minimumskrav Dybler					
Betegnelse	Hva	Minimumsavstand	Minimumskrav	Alt. Minimumskr	Brukt avstand
a_1	Parallelt med	$(3 + 2 \cdot \cos\alpha)d$	21		25
a_2	Vinkelrett på	$3 \cdot d$	30		40
$a_{3,t}$	Belastet ende	$7d: 80$	70	80	80
$a_{3,c}$	Ubelastet ende	$ \sin\alpha d: 3d$	9	30	30
$a_{4,t}$	Belastet kant	$(2 + 2 \cdot \sin\alpha)d: 3d$	38	30	40
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	$3d$	30		30

Dimensjonering av nettverksbru

Utrivning:

Hva		Betegnelse	Avhenger av	Størrelse
Modifikasjonsfaktor	k_{mod}		Lastvarighetsklasse	0,9
Partialfaktor	γ_m		Materialegenskap	1,3
Avstand belastet kant til forbinder	h_e	mm	Belastet kant	575
Høyde bjelke	h	mm	Buens høyde	1200
Bredden	b	mm	Bredde bue	800
Korreksjonsfaktor	w		Forbindelsestype	1
Kraftvinkel	α	grader	Vinkel til stag	103
Kraftstørrelse	F_{Ed}	kN	Strekraft i stag	631
Dimensjonerende utrivningskraft	$F_{v,Ed}$	kN	Kraftvinkel, strekkraft	612,3
Karakteristisk kapasitet ved splitting	$F_{90,Rk}$	kN		372,1
Dimensjonerende karakteristisk kapasitet	$F_{90,Rd}$	kN		257,6
Total dimensjonerende kapasitet		kN	Kapasitet, antall dybler vinkelrett på fiberretning	2576,3
Kapasitetskontroll utrivning		kN		1964,1

Glidning:

Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Massetetthet limtre	GL32c	ρ_m	Klimaklasse	kg/m ³	410
		k_{def}	Klimaklasse		0,8
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_0	Lasttype		0,7
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_2	Lasttype		0,3
Antall dybler		n			110
dybeldiameter		d			10
Stivhetsmodul		K_{ser}			794092
Egenlast		G		kN	268,6
Trafikklast		Q_1		kN	139,4
Glidning		u_{fin}		mm	0,01

Dimensjonering av nettverksbru

Brudd ved 2 plater:

Kapasitetskontroll dybel			kN		49
Kapasitetskontroll utrivning i forbindelse			kN		1721,97
Kapasitetskontroll Globalt tverrstreksbrudd					0,10
Glidning i forbindelsen			mm		0,01
Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Dybelkvalitet	S355	$f_{u,k}$	Stålkvalitet	N/mm ²	510
Antall dybler i fiberretningen			-	-	9
Antall effektive dybler i fiberretning		n_{ef}			3,89
Kraftvinkel i forhold til buen			Stag nr. 91	grader	76
Antall dybler vinkelrett på fiberretning		n_{ef}			9
Diameter på dybel		d	-	mm	14
Densitet trevirke	GL32c	ρ_k	Trekvalitet	kg/m ³	410
Kraftvinkel i forhold til dybelforbindelse		α	-	grader	90
		k_{90}	kraftvinkel	-	1,56
		k_{α}			0,65
Partialfaktor		γ_m	Materialegensk	-	1,3
Modifikasjonsfaktor		k_{mod}	Lastvarighetskl	-	0,9
Total antall effektive dybler			-	-	34,99
Minimumsbredde laskeplate					551
Faktisk bredde av laskeplate		b			560
Tykkelse av laskeplate	S355	t	Stålkvalitet	mm	20
Karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning	$f_{h,0,k}$		N/mm ²		28,9
Total kraft			kraft fra stag	kN	631
Forklaring	Hva		Betegnelse		Størrelse
Karakteristisk hullkantfasthet i trevirke	$f_{h,\alpha,k}$		N/mm ²		18,9
	t_1		mm		62
	$M_{y,Rk}$		Nm		146091
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		25272
Karakteristisk dybelkapasitet	$F_{v,Rk}$		N		29584
Dimensjonerende dybelkapasitet per dybel	$F_{v,Rd}$		N		17496
Total dimensjonerende dybelkapasitet	$F_{v,Rd}$		kN		680

Minimumsavstander krav:

Minimumskrav Dybler					
Betegnelse	Hva	Minimumsa	Minimumsk	Alt. Minimum	Brukt avstand
a_1	Parallelt med fiberretning	$(3 + 2 \cdot \cos\alpha)d$	65		30
a_2	Vinkelrett på fiberretning	$3 \cdot d$	42		45
$a_{3,t}$	Belastet ende	$7d: 80$	98	80	100
$a_{3,c}$	Ubelastet ende	$ \sin\alpha d: 3d$	13	42	45
$a_{4,t}$	Belastet kant	$(2 + 2 \cdot \sin\alpha)d: 3d$	53	42	55
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	$3d$	42		45

Dimensjonering av nettverksbru

Utrivning:

Hva		Betegnelse	Avhenger av	Størrelse
Modifikasjonsfaktor	k_{mod}		Lastvarighetsklasse	0,9
Partialfaktor	γ_m		Materialegenskap	1,3
Avstand belastet kant til forbinder	h_e	mm	Belastet kant	579
Høyde bjelke	h	mm	Buens høyde	1200
Bredden	b	mm	Bredde bue	800
Korreksjonsfaktor	w		Forbindelsestype	1
Kraftvinkel	α	grader	Vinkel til stag	76
Kraftstørrelse	F_{Ed}	kN	Strekraft i stag	631
Dimensjonerende utrivningskraft	$F_{v,Ed}$	kN	Kraftvinkel, strekkraft	612,3
Karakteristisk kapasitet ved splitting	$F_{90,Rk}$	kN		374,6
Dimensjonerende karakteristisk kapasitet	$F_{90,Rd}$	kN		259,4
Total dimensjonerende kapasitet		kN	Kapasitet, antall dybler vinkelrett på fiberretning	2334,2
Kapasitetskontroll utrivning		kN		1722,0

Glidning:

Hva	Kvalitet		Avhengig av	Betegnelse	Størrelse
Massetetthet limtre	GL32c	ρ_m	Klimaklasse	kg/m ³	410
		k_{def}	Klimaklasse		0,8
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_0	Lasttype		0,7
Lastkombinasjonsfaktor		ψ_2	Lasttype		0,3
Antall dybler		n			81
dybeldiameter		d			14
Stivhetsmodul		K_{ser}			818636
Egenlast		G		kN	268,6
Trafikklast		Q_1		kN	139,4
Glidning		u_{fin}		mm	0,01

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg G, Bolteleddsforbindelse

Bolteledd forbindelse, dybler							
Geometriske dimensjoner		Avskjæringskapasitet		Momentkapasitet		Bolt, utskifting	
A	1810	ym2	1,25	a	20	d	48
d0	50	fup	1000	b	40	$f_{h,Rd} = \frac{2,5f_y}{\gamma_{M6,ser}}$	887,5
b	350			c	2		
c	150	$A \geq \frac{F_{v,Ed}\gamma_{M2}}{0,6f_{up}}$	657,916667	r	24	$\sigma_{h,Ed} = 0,591 * \sqrt{\frac{E(d_0 - d)F_{Ed,ser}}{td^2}}$	795,343662
t	20			ymo	1,05		
F	315 800	Hullkanttrykk		fyb	900		
fy	355	ym0	1,05	$W_{el} = \frac{\pi}{4} * r^3$	10857,3442		
$\frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2tf_y}$	23,3514085	t	20	$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (2a + 4c + b)$	3473800		
$a \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2tf_y} + \frac{2d_0}{3}$	56,6847418	fy	640	$M_{Rd} = \frac{1,5W_{el}f_{yp}}{\gamma_{M0}}$	13959442,6		
$c \geq \frac{F_{Ed}\gamma_{M0}}{2tf_y} + \frac{d_0}{3}$	40,0180751	d	48	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$	SANN	$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd}$	SANN
		$F_{b,Rd} = \frac{1,5tdf_y}{\gamma_{M0}}$	877714,286				
			SANN				
Kombinasjon		Hullkanttrykk, utskifting		Momentkapasitet, utskifting			
$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1,0$	0,191380791	ym6,ser	1	ym6,ser	1		
	SANN	$F_{Ed,ser}$	198700	$M_{Ed,ser} = \frac{F_{Ed,ser}}{8} (2a + 4c + b)$	2185700		
		$F_{b,Rd,ser} = \frac{0,6tdf_y}{\gamma_{M6,ser}}$	368640	$M_{Rd,ser} = \frac{0,8W_{el}f_{yp}}{\gamma_{M6,ser}}$	7817287,83		
		$F_{Ed,ser} \leq F_{b,Rd,ser}$	SANN	$M_{Ed,ser} \leq M_{Rd,ser}$	SANN		

Vedlegg H, Skjøteplate med 3 laskeplater

Dimensjonering av skjøteplate							
3-Moment likning		Skjær		Moment		Nedbøyning	
Ma	0	Va	143,096875	Med	8900000	Mbruks	1380000
Mb	1,85039063	Vb	345,40625	fd	338,095238	bruks	236200
Mc	0	Vc	143,096875	$t = \sqrt{\frac{6M_d}{bf_d}}$	18,9463154	E	210000
P1	315,8	Dimensjonerende			SANN	I	293333,333
P2	315,8	Vmax	172700	Skjær		L	125
L1	0,125	Mmax	8900000	Ved	172700		
a1	0,0625	b	440	$t = \frac{bf_d}{V_{Ed}\sqrt{3}}$	0,49732325	$\delta = \frac{PL^3}{48EI} - \frac{ML^2}{16EI}$	0,134145233
a2	0,0625	t	20		SANN	$\delta < \frac{L}{700}$	SANN
		Bruker plate 20x250x440		Jamføringsspenning			
				t	20		
				$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{Ed}}{bt^2/6}$	303,409091		
				$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{bt}$	19,625		
				$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2}$	305,30722		
				$\sigma_j \leq f_d$	SANN		

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg I, Dimensjonering av flensen på T-forbindelsen

Dimensjonering av plate overkant bue							
		Knusning av trevirke		Nedbøyning-brukslast		Moment	
bredde	400	fvgd	2,21538462	q0	973,535	Med	25958337,2
lengde	700	fc0gd	18,3461538	a	200	fd	338,095238
tykkelse	50	fc90gd	3,94615385	E	210000		
fvgk	3,2	bp	700	b	700		
fc0gk	26,5	tp	40			$t = \sqrt{\frac{6M_d}{bf_d}}$	25,6534343
fc90gk	5,7					SANN	
kmod	0,9			$\delta = \frac{a}{700}$	0,28571429		
γm	1,3						
						Skjær	
				$t = \sqrt[3]{\frac{280a^3q_0}{Eb}}$	24,5712595	Ved	194707
Fx	350300	$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{F_y}{bL - t_p b_p}$	1,59880952	SANN		$t = \frac{bf_d}{V_{Ed}\sqrt{3}}$	0,70177017
Fy	402900						
Fx	350300	$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{F_x}{tb}$	17,515	SANN			
Fy	402900						
Fx	152798					Jamføringsspenning	
Fy	612839					t	
						$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{Ed}}{bt^2/6}$	89,0000134
						$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{bt}$	5,56305714
						$\sigma_j = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2}$	89,5200827
						$\sigma_j \leq f_d$	SANN

Vedlegg J, K-sveis ved sammenføring av steg og flens

Kun endre på markerte ruter!!!								
Bue	800x1200mm			Moment, M	0			
				Skjær, V	152797			
Plate overkant		Plate gjennom bue		Normal, N	612839			
Bredde b	400		700					
Lenge L	700		ca 2500					
Tykkelse t	50		40					
anom	18	Momentarm	0					
a	16			$\tau_{II} = \frac{V}{a * L_{eff}}$	7,14806325			
L	700							
L _{eff}	1336			$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{L_{eff} a \sqrt{2}}$	20,2723902	$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}}$	367,2	SANN
Kraft, F, kN	631600							
Kraft, Fx, N, Fparallel	152797							
Kraft, Fy, N, Fvinkelrett	612839							
Stål kvalitet fy	S355							
f _u	510			$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)}$	42,3929669	SANN		
β _w	0,9							
γ _{M2}	1,25							
$\frac{f_u}{1,25 * \beta_w}$	453,3333333							

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg K, Utmattingsberegninger

Regneark Sveis Plate overkant av bue utmatting		Kun endre på markerte ruter!!!							
Bue	800x1200			Moment, M	0				
Plate overkant		Plate gjennom bue		Skjær, V	82181				
Bredde b	400	b	700	Normal, N	329609				
Lenge L	700	l	ca2500						
Tykkelse t	50	t	40						
		Momentarm	0						
a	16								
L	700								
Leff	1336								
Kraft, F, kN	339700			$\tau_{\parallel} = \frac{V}{a * L_{eff}}$	3,84454528				
Kraft, Fx, N, Fparallel	82181			$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{L_{eff} \alpha \sqrt{2}}$	10,9032915	$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}}$	367,2	SANN	
Kraft, Fy, N, F vinkelrett	329609								
Stål kvalitet fy	S355								
fu	510								
β_w	0,9								
γ_{M2}	1,25								
$\frac{f_u}{1,25 * \beta_w}$	453,3333333								

		Utmatting			
Nobs = 0,02*365*100*ÅDT*0,5		Kontroll av sveis		Kontroll av sveisetå	
Nobs	2920000				
ÅDT	8000	$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2}$	15,4149278	$\sigma = \frac{F}{t * b}$	12,1321429
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$	10,9	$\tau_w = \tau_{\parallel} < \Delta \tau_c$	SANN		
τ_{\parallel}	3,84				
a	16				
Fasthetskl.	36	$N = 2 * 10^6 * \left(\frac{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}}{\Delta \sigma \gamma_{Ff}} \right)^3$	3184366,33	$N = 2 * 10^6 * \left(\frac{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}}{\Delta \sigma \gamma_{Ff}} \right)^3$	12757483,2
Fasthetskl.	45				
γ_{Mf}	2				
γ_{Ff}	1		SANN		SANN
t	40				
b	700				
F	339700				

Vedlegg L, Vindlastberegning

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 \cdot 24 = 25 \text{ m/s}$$

$$q_p = 1,66 \cdot 25 = 41,5 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{tot} = 1500 + 300 + 600 = 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{17\,800}{2400} = 7,42$$

$$b = 17800 \text{ mm}$$

$$C(7,42) = C(4,0) = 3,6$$

$$L = 88,233$$

$$A_{ref,x} = 1,7 \cdot 88,233 = 150 \text{ m}^2$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 3,6 \cdot 150 = 210,94 \text{ kN}$$

$$\frac{F_w}{l} = \frac{210,94}{88,233} = 2,39 \text{ kN/m}$$

Vedlegg M, Koordinater stag

Stag nr.	Koordinater bue			Koordinater dekke			Vinkel
	X	Y	Z	X	Y	Z	
9	3,75	-4,12	14,92	-4,87	-6,00	0,00	60
10	-1,25	-4,11	15,00	-9,24	-6,00	0,00	62
11	-6,25	-4,14	14,75	-13,45	-6,00	0,00	64
12	-11,20	-4,22	14,15	-17,51	-6,00	0,00	66
13	-16,10	-4,43	13,21	-21,45	-6,00	0,00	68
14	-20,93	-4,50	11,93	-25,28	-6,00	0,00	70
15	-25,66	-4,70	10,33	-29,02	-6,00	0,00	72
16	-30,26	-4,94	8,41	-32,68	-6,00	0,00	74
17	-34,72	-5,21	6,17	-36,26	-6,00	0,00	76
18	8,72	-4,18	14,49	0,34	-6,00	0,00	60
19	13,66	-4,27	13,72	5,08	-6,00	0,00	58
20	18,53	-4,41	12,61	10,02	-6,00	0,00	56
21	23,31	-4,59	11,17	15,19	-6,00	0,00	54
22	27,97	-4,81	9,41	20,61	-6,00	0,00	52
23	32,51	-5,07	7,33	26,35	-6,00	0,00	50
24	36,89	-5,37	4,94	32,44	-6,00	0,00	48
25	41,09	-5,70	2,26	38,91	-6,00	0,00	46
43	3,75	-4,12	14,92	-4,87	-5,53	0,00	60
44	-1,25	-4,11	15,00	-9,24	-5,53	0,00	62
45	-6,25	-4,14	14,75	-13,45	-5,53	0,00	64
46	-11,20	-4,22	14,15	-17,51	-5,53	0,00	66
47	-16,10	-4,43	13,21	-21,45	-5,53	0,00	68
48	-20,93	-4,50	11,93	-25,28	-5,53	0,00	70
49	-25,66	-4,70	10,33	-29,02	-5,53	0,00	72
50	-30,26	-4,94	8,41	-32,68	-5,53	0,00	74
51	-34,72	-5,21	6,17	-36,26	-5,53	0,00	76
52	8,72	-4,18	14,49	0,34	-5,53	0,00	60
53	13,66	-4,27	13,72	5,08	-5,53	0,00	58
54	18,53	-4,41	12,61	10,02	-5,53	0,00	56
55	23,31	-4,59	11,17	15,19	-5,53	0,00	54
56	27,97	-4,81	9,41	20,61	-5,53	0,00	52
57	32,51	-5,07	7,33	26,35	-5,53	0,00	50
58	36,89	-5,37	4,94	32,44	-5,53	0,00	48
59	41,09	-5,70	2,26	38,91	-5,53	0,00	46
60	-3,75	4,12	-14,92	4,87	-6,00	0,00	60
61	1,25	4,11	-15,00	9,24	-6,00	0,00	62
62	6,25	4,14	-14,75	13,45	-6,00	0,00	64
63	11,20	4,22	-14,15	17,51	-6,00	0,00	66
64	16,10	4,43	-13,21	21,45	-6,00	0,00	68
65	20,93	4,50	-11,93	25,28	-6,00	0,00	70
66	25,66	4,70	-10,33	29,02	-6,00	0,00	72
67	30,26	4,94	-8,41	32,68	-6,00	0,00	74
68	34,72	5,21	-6,17	36,26	-6,00	0,00	76
69	-8,72	4,18	-14,49	-0,34	-6,00	0,00	60
70	-13,66	4,27	-13,72	-5,08	-6,00	0,00	58

Dimensjonering av nettverksbru

71	-18,53	4,41	-12,61	-10,02	-6,00	0,00	56
72	-23,31	4,59	-11,17	-15,19	-6,00	0,00	54
73	-27,97	4,81	-9,41	-20,61	-6,00	0,00	52
74	-32,51	5,07	-7,33	-26,35	-6,00	0,00	50
75	-36,89	5,37	-4,94	-32,44	-6,00	0,00	48
76	-41,09	5,70	-2,26	-38,91	-6,00	0,00	46
77	-3,75	4,12	-14,92	4,87	-5,53	0,00	60
78	1,25	4,11	-15,00	9,24	-5,53	0,00	62
79	6,25	4,14	-14,75	13,45	-5,53	0,00	64
80	11,20	4,22	-14,15	17,51	-5,53	0,00	66
81	16,10	4,43	-13,21	21,45	-5,53	0,00	68
82	20,93	4,50	-11,93	25,28	-5,53	0,00	70
83	25,66	4,70	-10,33	29,02	-5,53	0,00	72
84	30,26	4,94	-8,41	32,68	-5,53	0,00	74
85	34,72	5,21	-6,17	36,26	-5,53	0,00	76
86	-8,72	4,18	-14,49	-0,34	-5,53	0,00	60
87	-13,66	4,27	-13,72	-5,08	-5,53	0,00	58
88	-18,53	4,41	-12,61	-10,02	-5,53	0,00	56
89	-23,31	4,59	-11,17	-15,19	-5,53	0,00	54
90	-27,97	4,81	-9,41	-20,61	-5,53	0,00	52
91	-32,51	5,07	-7,33	-26,35	-5,53	0,00	50
92	-36,89	5,37	-4,94	-32,44	-5,53	0,00	48
93	-41,09	5,70	-2,26	-38,91	-5,53	0,00	46
136	-39,01	3,63	3,63	-39,78	-6,00	0,00	78
137	39,01	-3,63	-3,63	39,78	-6,00	0,00	78
138	-39,01	3,63	3,63	-39,78	-6,00	0,00	78
139	39,01	-3,63	-3,63	39,78	-6,00	0,00	78

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg N, Lastkombinasjoner

Lastmodell 1 - Bruddlast 6.10 b					
Bruddlast 6.10 b					
Faktor	1,20	1,35	1,35	1,35	
Bar	Comb1	Trafikklast	Last tog 1	Last tog 2	Sum
	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)
9	-230,4	-79,0	-34,3	-96,1	
10	-228,5	-78,3	-34,2	-96,1	
11	-227,4	-77,9	-34,5	-97,3	
12	-227,8	-78,0	-35,3	-99,7	
13	-228,1	-78,2	-36,1	-102,4	
14	-227,2	-78,0	-37,1	-105,7	
15	-222,6	-76,7	-38,3	-109,6	
16	-206,0	-71,3	-38,1	-111,0	
17	-171,6	-60,0	-34,9	-106,2	
18	-240,8	-82,6	-35,8	-100,5	
19	-237,1	-81,5	-35,3	-99,1	
20	-230,8	-79,5	-34,5	-97,3	
21	-225,1	-77,8	-34,3	-97,2	
22	-220,2	-76,4	-34,5	-98,2	
23	-214,7	-74,9	-35,6	-102,1	
24	-196,7	-69,3	-36,7	-107,5	
25	-121,2	-43,9	-26,8	-86,9	
43	-230,4	-73,6	-43,8	-24,4	
44	-228,4	-73,0	-43,7	-24,2	
45	-227,5	-72,6	-44,2	-24,4	
46	-227,8	-72,8	-45,2	-24,9	
47	-228,1	-72,9	-46,3	-25,4	
48	-227,2	-72,7	-47,7	-25,9	
49	-222,6	-71,5	-49,2	-26,5	
50	-206,0	-66,5	-49,3	-26,0	
51	-171,6	-55,9	-45,8	-23,2	
52	-240,8	-77,1	-45,8	-25,5	
53	-237,1	-76,0	-45,1	-25,1	
54	-230,8	-74,1	-44,1	-24,4	
55	-225,1	-72,5	-44,0	-24,2	
56	-220,2	-71,2	-44,3	-24,2	
57	-214,7	-69,8	-45,8	-24,7	
58	-196,7	-64,6	-47,6	-24,9	
59	-121,2	-40,9	-35,8	-17,1	
60	-305,5	-98,1	-60,6	-33,2	
61	-299,7	-96,2	-59,6	-32,5	
62	-294,3	-94,4	-59,1	-32,1	
63	-290,1	-93,2	-59,1	-32,1	
64	-286,5	-92,0	-59,5	-32,2	
65	-282,2	-90,8	-60,0	-32,3	
66	-274,9	-88,7	-60,9	-32,5	
67	-259,2	-83,9	-61,2	-32,0	
68	-228,2	-74,4	-58,2	-29,5	
69	-322,3	-103,5	-63,9	-35,0	
70	-321,7	-103,5	-63,8	-34,9	
71	-319,8	-103,0	-63,7	-34,7	
72	-319,2	-103,1	-64,7	-35,1	
73	-319,5	-103,4	-66,2	-35,7	
74	-317,7	-103,2	-68,0	-36,4	
75	-297,6	-97,4	-68,9	-36,2	
76	-200,3	-67,0	-51,6	-24,9	
77	-305,5	-105,2	-47,4	-132,6	
78	-299,7	-103,2	-46,6	-130,7	
79	-294,3	-101,3	-46,2	-129,6	
80	-290,1	-99,9	-46,2	-130,0	
81	-286,5	-98,7	-46,4	-131,2	
82	-282,2	-97,3	-46,8	-132,9	
83	-274,9	-95,1	-47,3	-135,4	
84	-259,2	-90,0	-47,3	-137,4	
85	-228,2	-79,8	-44,5	-134,0	
86	-322,3	-111,1	-50,1	-139,9	
87	-321,7	-111,0	-49,9	-139,6	
88	-319,8	-110,5	-49,8	-139,6	
89	-319,2	-110,5	-50,5	-142,0	
90	-319,5	-110,9	-51,6	-145,6	
91	-317,7	-110,7	-52,9	-150,3	
92	-297,6	-104,5	-53,4	-153,6	
93	-200,2	-71,9	-38,9	-121,3	
136	-94,1	-33,4	-21,6	-71,8	
137	-94,1	-31,1	-29,2	-13,4	
138	-91,3	-32,5	-21,3	-71,1	
139	-91,3	-30,3	-28,8	-13,3	

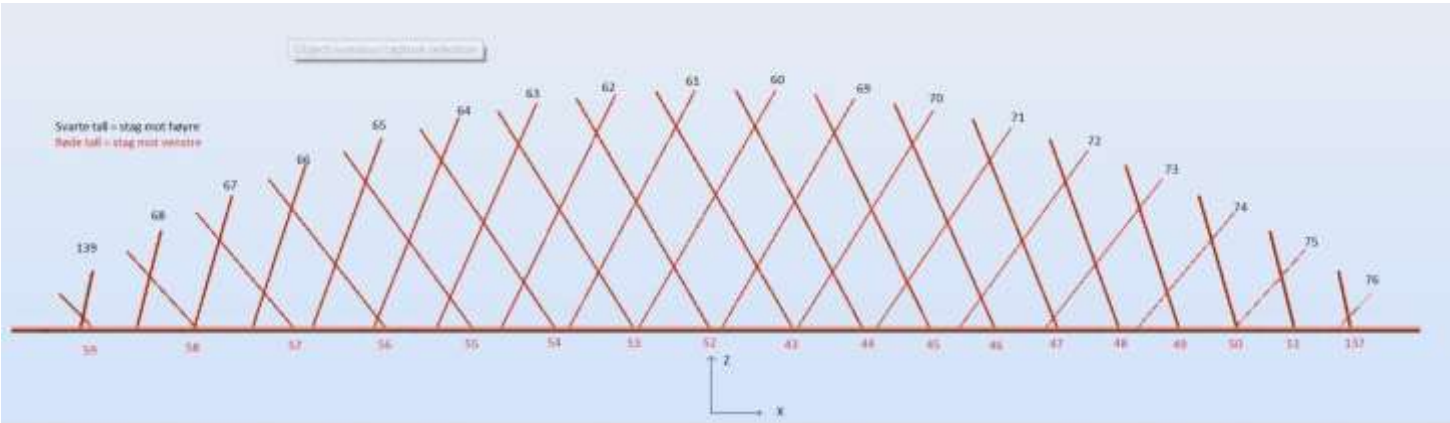
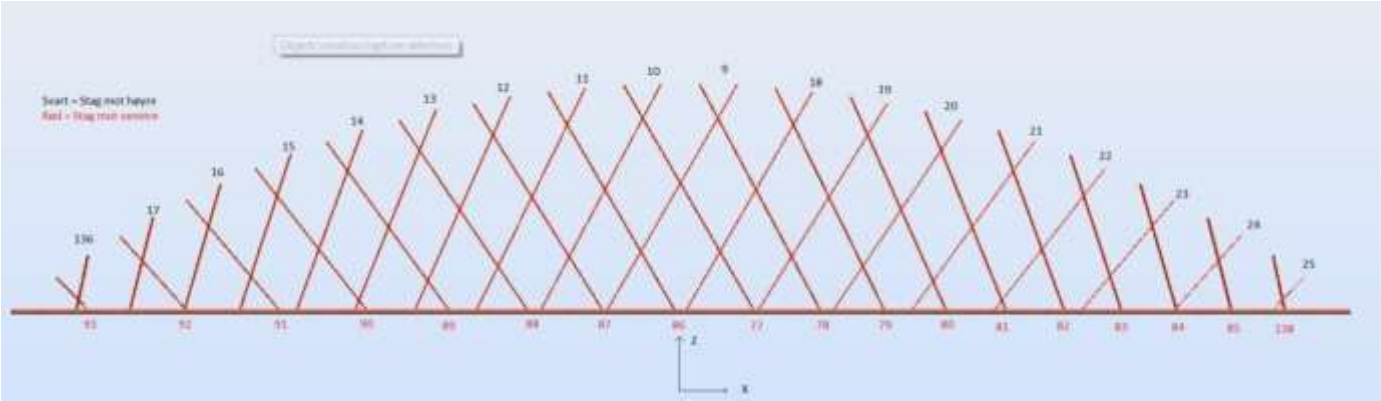
Lastmodell 2		
Bruddlast 6.10 b		
1,20	1,35	
Comb1	Last tog 3	Sum
FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)
-230,4	-68,2	-298,6
-228,5	-68,2	-296,6
-227,4	-69,0	-296,5
-227,8	-70,8	-298,5
-228,1	-72,7	-300,7
-227,2	-75,1	-302,3
-222,6	-77,8	-300,4
-206,0	-78,9	-284,9
-171,6	-75,7	-247,3
-240,8	-71,3	-312,0
-237,1	-70,3	-307,4
-230,8	-69,0	-299,9
-225,1	-69,0	-294,1
-220,2	-69,7	-289,9
-214,7	-72,5	-287,3
-196,7	-75,2	-271,9
-121,2	-60,1	-181,3
-230,4	-17,3	-247,7
-228,4	-17,2	-245,6
-227,5	-17,3	-244,8
-227,8	-17,6	-245,4
-228,1	-18,0	-246,0
-227,2	-18,4	-245,6
-222,6	-18,8	-241,4
-206,0	-18,5	-224,5
-171,6	-16,5	-188,0
-240,8	-18,1	-258,8
-237,1	-17,8	-254,9
-230,8	-17,3	-248,1
-225,1	-17,1	-242,3
-214,7	-17,5	-232,2
-196,7	-17,6	-214,4
-121,2	-12,0	-133,2
-305,5	-23,5	-329,0
-299,7	-23,0	-322,8
-294,3	-22,7	-317,0
-290,1	-22,7	-312,9
-286,5	-22,8	-309,2
-282,2	-22,9	-305,0
-274,9	-22,9	-297,8
-259,2	-22,7	-281,8
-228,2	-20,8	-248,9
-322,3	-24,8	-347,1
-321,7	-24,7	-346,4
-319,8	-24,6	-344,3
-319,2	-24,9	-344,1
-319,5	-25,3	-344,8
-317,7	-25,8	-343,5
-297,6	-25,7	-323,2
-200,3	-17,7	-218,0
-305,5	-94,0	-399,5
-299,7	-92,6	-392,4
-294,3	-91,9	-386,2
-290,1	-92,2	-382,3
-286,5	-93,0	-379,5
-282,2	-94,3	-376,4
-274,9	-95,9	-370,8
-259,2	-96,1	-355,3
-228,2	-93,4	-321,5
-322,3	-99,2	-421,5
-321,7	-99,0	-420,6
-319,8	-99,0	-418,7
-319,2	-100,6	-419,9
-319,5	-103,2	-422,7
-317,7	-106,6	-424,3
-297,6	-109,0	-406,6
-200,2	-86,2	-286,4
-94,1	-51,2	-145,3
-94,1	-9,6	-103,6
-91,3	-50,1	-141,4
-91,3	-9,3	-100,6

Dimensjonering av nettverksbru

	Ulykkeslast				Utmatting						
	1	0,7	0,7		Kjøretøy		Permanent	Natur	Øvrig	Trafikk/Øvrig	
	Comb 1	Last tog 1	Last tog 2	Sum	Faktor	1,0	1	0,5	1	0	Sum
	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)	FX (kN)
9	-238,6	-17,8	-49,8	-306,1		-47,1	-192,0	0,0	0,0	0,0	-239,1
10	-244,8	-17,9	-50,4	-313,1		-47,0	-190,4	0,0	0,0	0,0	-237,4
11	-259,4	-19,1	-53,8	-332,3		-47,3	-189,5	0,0	0,0	0,0	-236,9
12	-280,7	-21,7	-61,0	-363,3		-48,2	-189,8	0,0	0,0	0,0	-238,1
13	-292,1	-23,3	-65,9	-381,2		-49,3	-190,1	0,0	0,0	0,0	-239,3
14	-277,6	-22,0	-62,2	-361,8		-50,4	-189,4	0,0	0,0	0,0	-239,8
15	-253,9	-20,7	-59,1	-333,7		-51,5	-185,5	0,0	0,0	0,0	-237,0
16	-222,8	-19,8	-57,7	-300,3		-50,8	-171,7	0,0	0,0	0,0	-222,5
17	-179,8	-18,0	-55,0	-252,8		-45,7	-143,0	0,0	0,0	0,0	-188,7
18	-246,4	-18,6	-52,1	-317,1		-49,3	-200,6	0,0	0,0	0,0	-249,9
19	-243,0	-18,3	-51,4	-312,7		-48,4	-197,6	0,0	0,0	0,0	-246,0
20	-237,8	-17,9	-50,4	-306,1		-47,1	-192,4	0,0	0,0	0,0	-239,5
21	-233,2	-17,8	-50,4	-301,4		-46,7	-187,6	0,0	0,0	0,0	-234,3
22	-229,2	-17,9	-50,9	-298,0		-46,8	-183,5	0,0	0,0	0,0	-230,3
23	-224,9	-18,5	-52,9	-296,2		-47,6	-179,0	0,0	0,0	0,0	-226,6
24	-208,1	-19,0	-55,7	-282,8		-48,3	-163,9	0,0	0,0	0,0	-212,3
25	-131,6	-13,9	-45,0	-190,6		-34,7	-101,0	0,0	0,0	0,0	-135,7
43	-246,5	-22,7	-12,6	-281,8		-12,3	-192,0	0,0	0,0	0,0	-204,3
44	-244,4	-22,6	-12,5	-279,6		-12,2	-190,4	0,0	0,0	0,0	-202,6
45	-243,4	-22,9	-12,7	-279,0		-12,3	-189,6	0,0	0,0	0,0	-201,8
46	-243,7	-23,5	-13,1	-280,3		-12,5	-189,8	0,0	0,0	0,0	-202,3
47	-244,0	-24,1	-13,4	-281,5		-12,6	-190,1	0,0	0,0	0,0	-202,7
48	-243,2	-24,8	-13,6	-281,6		-12,8	-189,4	0,0	0,0	0,0	-202,2
49	-238,4	-25,5	-13,7	-277,7		-12,9	-185,5	0,0	0,0	0,0	-198,4
50	-220,9	-25,5	-13,4	-259,9		-12,3	-171,7	0,0	0,0	0,0	-184,0
51	-184,4	-23,7	-12,0	-220,1		-10,4	-143,0	0,0	0,0	0,0	-153,4
52	-257,7	-23,7	-13,2	-294,7		-12,9	-200,6	0,0	0,0	0,0	-213,5
53	-253,9	-23,4	-13,0	-290,3		-12,6	-197,6	0,0	0,0	0,0	-210,2
54	-247,3	-22,9	-12,7	-282,8		-12,2	-192,4	0,0	0,0	0,0	-204,6
55	-241,3	-22,8	-12,5	-276,7		-12,0	-187,6	0,0	0,0	0,0	-199,6
56	-236,2	-23,0	-12,5	-271,7		-11,9	-183,5	0,0	0,0	0,0	-195,4
57	-230,7	-23,8	-12,8	-267,2		-12,0	-179,0	0,0	0,0	0,0	-190,9
58	-211,8	-24,7	-12,9	-249,4		-11,7	-163,9	0,0	0,0	0,0	-175,7
59	-131,3	-18,6	-8,9	-158,8		-6,9	-101,0	0,0	0,0	0,0	-107,9
60	-327,2	-31,4	-17,2	-375,8		-17,3	-254,6	0,0	0,0	0,0	-271,9
61	-321,0	-30,9	-16,9	-368,8		-16,9	-249,8	0,0	0,0	0,0	-266,7
62	-315,2	-30,6	-16,7	-362,4		-16,7	-245,2	0,0	0,0	0,0	-261,9
63	-310,8	-30,6	-16,6	-358,1		-16,5	-241,8	0,0	0,0	0,0	-258,3
64	-306,9	-30,8	-16,7	-354,4		-16,4	-238,7	0,0	0,0	0,0	-255,2
65	-302,4	-31,1	-16,7	-350,2		-16,3	-235,1	0,0	0,0	0,0	-251,5
66	-294,8	-31,6	-16,8	-343,2		-16,2	-229,1	0,0	0,0	0,0	-245,4
67	-278,1	-31,7	-16,6	-326,5		-15,7	-216,0	0,0	0,0	0,0	-231,6
68	-245,3	-30,2	-15,3	-290,7		-13,8	-190,1	0,0	0,0	0,0	-203,9
69	-345,3	-33,2	-18,2	-396,6		-18,3	-268,6	0,0	0,0	0,0	-286,8
70	-344,7	-33,1	-18,1	-395,8		-18,2	-268,1	0,0	0,0	0,0	-286,3
71	-342,8	-33,0	-18,0	-393,8		-18,1	-266,5	0,0	0,0	0,0	-284,6
72	-342,4	-33,6	-18,4	-394,3		-18,2	-266,0	0,0	0,0	0,0	-284,3
73	-342,8	-34,4	-18,9	-396,1		-18,5	-266,2	0,0	0,0	0,0	-284,7
74	-341,2	-35,3	-19,1	-395,6		-18,6	-264,8	0,0	0,0	0,0	-283,4
75	-320,2	-35,7	-18,7	-374,6		-17,9	-248,0	0,0	0,0	0,0	-265,9
76	-216,6	-26,8	-12,9	-256,2		-11,3	-166,9	0,0	0,0	0,0	-178,2
77	-316,0	-24,6	-68,8	-409,3		-67,6	-254,6	0,0	0,0	0,0	-322,2
78	-310,4	-24,2	-67,7	-402,3		-66,5	-249,8	0,0	0,0	0,0	-316,2
79	-305,1	-23,9	-67,2	-396,3		-65,6	-245,2	0,0	0,0	0,0	-310,8
80	-301,2	-23,9	-67,4	-392,6		-65,3	-241,8	0,0	0,0	0,0	-307,1
81	-297,7	-24,1	-68,0	-389,8		-65,2	-238,7	0,0	0,0	0,0	-303,9
82	-293,6	-24,2	-68,9	-386,7		-65,4	-235,1	0,0	0,0	0,0	-300,5
83	-286,8	-24,5	-70,2	-381,5		-65,6	-229,1	0,0	0,0	0,0	-294,7
84	-271,4	-24,5	-71,2	-367,2		-65,0	-216,0	0,0	0,0	0,0	-281,0
85	-240,6	-23,1	-69,5	-333,2		-61,2	-190,1	0,0	0,0	0,0	-251,4
86	-334,2	-26,0	-72,6	-432,7		-71,5	-268,6	0,0	0,0	0,0	-340,1
87	-337,6	-25,9	-72,4	-435,9		-71,4	-268,1	0,0	0,0	0,0	-339,5
88	-347,4	-26,3	-73,6	-447,3		-71,3	-266,5	0,0	0,0	0,0	-337,7
89	-370,9	-28,6	-80,1	-479,6		-72,1	-266,0	0,0	0,0	0,0	-338,1
90	Ulykke	Ulykke	Ulykke	Ulykke		-73,4	-266,2	0,0	0,0	0,0	-339,6
91	-375,8	-30,0	-84,7	-490,5		-74,9	-264,8	0,0	0,0	0,0	-339,7
92	-327,7	-27,9	-80,3	-435,8		-74,4	-248,0	0,0	0,0	0,0	-322,4
93	-216,0	-20,2	-62,9	-299,0		-54,9	-166,9	0,0	0,0	0,0	-221,7
136	-96,5	-11,2	-37,2	-144,9		-27,7	-78,4	0,0	0,0	0,0	-106,1
137	-101,5	-15,1	-6,9	-123,6		-5,1	-78,4	0,0	0,0	0,0	-83,5
138	-97,1	-11,0	-36,8	-145,0		-27,1	-76,1	0,0	0,0	0,0	-103,2
139	-98,5	-14,9	-6,9	-120,3		-5,0	-76,1	0,0	0,0	0,0	-81,1

Dimensjonering av nettverksbru

Vedlegg 0, Utklipp fra Robot



Vedlegg P, Resultat analyse rette stag

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Author:

Address:

File: Bru 3.6 Rette tag 22.rtd

Project: Bru 3.6 Rette tag 22

STEEL DESIGN

CODE: *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSISTYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 40 Simple bar_40 POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 5 COMB1 (1+2+3+4)*1.00

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 335.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: Stag d60

h=60 mm

$gM0 = 1.05$

$gM1 = 1.05$

$A_y = 1800$ mm²

$A_z = 1800$ mm²

$A_x = 2827$ mm²

tw=30 mm

$I_y = 636173$ mm⁴

$I_z = 636173$ mm⁴

$I_x = 1272345$ mm⁴

$W_{ply} = 36000$ mm³

$W_{plz} = 36000$ mm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{t,Ed} = -750.59$ kN

$N_{t,Rd} = 902.09$ kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{t,Ed}/N_{t,Rd} = 0.83 < 1.00$ (6.2.3.(1))

Section OK !!!

Vedlegg Q, Kapasitetsberegning i vindfagverk

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013
 Author:
 Address:

File: Bru 5.0 800x1200 med allt comb.rtd
 Project: Bru 5.0 800x1200 med allt comb

TIMBER STRUCTURE CALCULATIONS

CODE: EN 1995-1:2004/A1:2008
 ANALYSISTYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 94 Timber Column_94

POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 16 COMB1_((3+4)*1.35+(1+2)*1.20)

MATERIAL Timber C14

$g_M = 1.30$	$f_{m,0,k} = 14.00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 8.00 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 16.00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 1.70 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0.30 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 4.30 \text{ MPa}$	$E_{0,moyen} = 7000.00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 4700.00 \text{ MPa}$	$G_{moyen} = 440.00 \text{ MPa}$	Service class: 1	Beta c = 0.20



SECTION PARAMETERS: Bjelke 300x300

ht=300 mm	$A_y = 45000 \text{ mm}^2$	$A_z = 45000 \text{ mm}^2$	$A_x = 90000 \text{ mm}^2$
bf=300 mm	$I_y = 675000000 \text{ mm}^4$	$I_z = 675000000 \text{ mm}^4$	$I_x = 1138723011 \text{ mm}^4$
tw=150 mm	$W_{ely} = 4500000 \text{ mm}^3$	$W_{elz} = 4500000 \text{ mm}^3$	
tf=150 mm			

STRESSES

$\text{Sig}_{c,0,d} = N/A_x = 5.02/90000 = 0.06 \text{ MPa}$
 $\text{Sig}_{m,y,d} = M_y/W_y = 3.13/450000 = 0.70 \text{ MPa}$
 $\text{Sig}_{m,z,d} = M_z/W_z = 4.71/450000 = 1.05 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{y,d} = 1.5 * -2.85/90000 = -0.05 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{z,d} = 1.5 * 1.83/90000 = 0.03 \text{ MPa}$
 $\text{Tau}_{torty,d} = 0.08 \text{ MPa}$, $\text{Tau}_{tortz,d} = 0.08 \text{ MPa}$

ALLOWABLE STRESSES

$f_{c,0,d} = 7.38 \text{ MPa}$
 $f_{m,y,d} = 6.46 \text{ MPa}$
 $f_{m,z,d} = 6.46 \text{ MPa}$
 $f_{v,d} = 0.78 \text{ MPa}$

Factors and additional parameters

$k_m = 0.70$ $k_h = 1.00$ $k_{mod} = 0.60$ $K_{sys} = 1.00$ $k_{cr} = 0.67$



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About Y axis:	$L_Y = 7.31 \text{ m}$	$\text{Lambda}_Y = 84.43$	$\text{Lambda}_{rel,Y} = 1.57$	$k_y = 1.86$	$LFY = 7.31 \text{ m}$	$k_{cy} = 0.35$
About Z axis:	$L_Z = 7.31 \text{ m}$	$\text{Lambda}_Z = 84.43$	$\text{Lambda}_{rel,Z} = 1.57$	$k_z = 1.86$	$LFZ = 7.31 \text{ m}$	$k_{cz} = 0.35$

VERIFICATION FORMULA:

$\text{Sig}_{c,0,d} / (k_{cz} * f_{c,0,d}) + k_m * \text{Sig}_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \text{Sig}_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0.26 < 1.00 \text{ (6.24)}$

$(\text{Tau}_{y,d} / k_{cy} + \text{Tau}_{torty,d} / k_{shape}) / f_{v,d} = 0.18 < 1.00$ $(\text{Tau}_{z,d} / k_{cz} + \text{Tau}_{tortz,d} / k_{shape}) / f_{v,d} = 0.15 < 1.00 \text{ (6.13-4)}$

LIMIT DISPLACEMENTS

Deflections	Displacements	
$v_x = 0 \text{ mm} < v_{max,x} = L/150.00 = 49 \text{ mm}$		Verified
Governing load case: LL1		
$v_y = 0 \text{ mm} < v_{max,y} = L/150.00 = 49 \text{ mm}$		Verified
Governing load case: DL1		

Section OK !!!

Prosjekttittel: Konstruksjon 1

Beregning utført: 12.05.2013 13:06:42

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	-44110	0
2	44110	0
3	3770	14960
4	-4870	0
6	-1257	15058
5	-9240	0
7	-13450	0
8	-6282	14764
9	-17510	0
10	-11252	14089
12	-16165	13046
11	-21450	0
14	-20999	11655
13	-25280	0
15	-29020	0
16	-25724	9945
17	-32680	0

Nr.	X [mm]	Z [mm]
18	-30313	7953
20	-34758	5712
19	-36260	0
22	-39032	3270
21	-39780	0
23	340	0
24	8763	14475
25	13720	13612
26	5080	0
27	18598	12391
28	10020	0
29	23377	10837
30	15190	0
31	28029	8985
32	20610	0
33	32556	6861
34	26350	0
35	36920	4512
36	32440	0
37	41103	1985
38	38910	0
39	-3770	14960
40	4870	0
41	1257	15058
42	9240	0
43	6282	14764
44	13450	0
45	11252	14089
46	17510	0
47	16165	13046
48	21450	0
49	20999	11655
50	25280	0
51	25724	9945
52	29020	0
53	-8763	14475
54	-340	0
55	-13720	13612
56	-5080	0
57	-18598	12391
58	-10020	0
59	-23377	10837
60	-15190	0
61	-28029	8985
62	-20610	0

Nr.	X [mm]	Z [mm]
63	-32556	6861
64	-26350	0
65	-36920	4512
66	-32440	0
67	-41103	1985
68	-38910	0
69	30313	7953
70	32680	0
71	34758	5712
72	36260	0
73	39032	3270
74	39780	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	Rundstål 70	A [mm ²]	3848
		I _x [mm ⁴]	2,3572e+006
		I _y [mm ⁴]	1,1786e+006
		I _z [mm ⁴]	1,1786e+006
		Total vekt [kN]	125,91
2	Rekt 2400x1000	A [mm ²]	2400000
		I _x [mm ⁴]	5,9000e+011
		I _y [mm ⁴]	2,0900e+011
		I _z [mm ⁴]	1,1520e+012
		Total vekt [kN]	5293,20
3	Limtre 800x1200	A [mm ²]	960000
		I _x [mm ⁴]	1,1878e+011
		I _y [mm ⁴]	1,1520e+011
		I _z [mm ⁴]	5,1200e+010
		Total vekt [kN]	365,51

1.3. MATERIALDATA

1 Betong Material: Betong
 Varmeutv.koeff.: 1,00e-005 °C⁻¹ Tyngdetetthet: 25,00 kN/m³
 E-Modul: 2,0000e+004 N/mm² G-Modul: 8,5000e+003 N/mm²
 Total vekt: 5293,20 kN

2 Limtre Material: Limtre
 Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C⁻¹ Tyngdetetthet: 4,02 kN/m³
 Fasthetsklasse: GL32c Lamelltykkelse: 33,3 mm
 Total vekt: 365,51 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

f_{mk} = 32,00 N/mm² f_{vk} = 3,20 N/mm²
 f_{t0k} = 19,50 N/mm² f_{c0k} = 26,50 N/mm²

$f_{t90k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$

$f_{c90k} = 5,70 \text{ N/mm}^2$

3 Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: $1,20 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Tyngdetetthet: $77,01 \text{ kN/m}^3$

E-modul: $2,1000 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

G-modul: $8,0000 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

Total vekt: 125,91 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$

$f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$

$f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$

1.4. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		RotY
			X	Z	
1	44110	0	F	F	
1	-44110	0	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.5. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lastvarighet:	C		
Lasttype:	Annen variabel		
1 Fordelt last	P1 = 17,50 kN/m X1 = -44110 mm P2 = 17,50 kN/m X2 = 44110 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
2 Fordelt last	P1 = 10,50 kN/m X1 = -44110 mm P2 = 10,50 kN/m X2 = 44110 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
3 Punktlast	P = 331,25 kN X = -27000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm	
4 Punktlast	P = 331,25 kN X = -25800 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm	

2 Egenlast

Lastvarighet:	C
Lasttype:	Permanent

1 Fordelt last	P1 = 7,29 kN/m X1 = -44110 mm P2 = 7,29 kN/m X2 = 44110 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 59,80 kN/m X1 = -44110 mm P2 = 59,80 kN/m X2 = 44110 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm

1.6. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Bruddlast

Grensetilstand: Brudd

1,20 * <Konstruksjonens tyngde>
1,35 * Nyttelast
1,20 * Egenlast
1,12 * Vindlast

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	Y-vektor
1	0,0	0,0	[0,00; 0,00]
2	0,0	0,0	[0,00; 0,00]
3	-3,9	-115,3	[0,00; 0,00]
4	0,2	-126,5	[0,00; 0,00]
6	1,5	-109,0	[0,00; 0,00]
5	0,2	-126,2	[0,00; 0,00]
7	0,1	-123,2	[0,00; 0,00]
8	7,1	-113,0	[0,00; 0,00]
9	0,1	-118,3	[0,00; 0,00]
10	11,3	-104,6	[0,00; 0,00]
12	16,3	-101,2	[0,00; 0,00]
11	0,0	-112,8	[0,00; 0,00]
14	24,8	-110,6	[0,00; 0,00]
13	-0,1	-107,3	[0,00; 0,00]
15	-0,1	-95,4	[0,00; 0,00]
16	23,9	-91,6	[0,00; 0,00]
17	-0,1	-78,7	[0,00; 0,00]
18	24,0	-77,0	[0,00; 0,00]
20	24,5	-64,9	[0,00; 0,00]
19	-0,1	-59,1	[0,00; 0,00]

Nr.	u [mm]	w [mm]	Y-vektor
22	16,1	-38,4	[0,00; 0,00]
21	-0,1	-34,2	[0,00; 0,00]
23	0,2	-125,9	[0,00; 0,00]
24	-8,2	-107,1	[0,00; 0,00]
25	-11,4	-93,6	[0,00; 0,00]
26	0,3	-123,7	[0,00; 0,00]
27	-18,8	-100,9	[0,00; 0,00]
28	0,3	-122,1	[0,00; 0,00]
29	-21,9	-93,6	[0,00; 0,00]
30	0,3	-115,7	[0,00; 0,00]
31	-20,6	-75,6	[0,00; 0,00]
32	0,3	-104,9	[0,00; 0,00]
33	-21,8	-64,9	[0,00; 0,00]
34	0,3	-92,8	[0,00; 0,00]
35	-18,3	-46,9	[0,00; 0,00]
36	0,3	-71,3	[0,00; 0,00]
37	-9,8	-22,2	[0,00; 0,00]
38	0,2	-36,8	[0,00; 0,00]
39	4,3	-110,2	[0,00; 0,00]
40	0,3	-123,8	[0,00; 0,00]
41	-1,1	-111,4	[0,00; 0,00]
42	0,3	-122,6	[0,00; 0,00]
43	-6,4	-114,6	[0,00; 0,00]
44	0,3	-118,4	[0,00; 0,00]
45	-9,4	-97,7	[0,00; 0,00]
46	0,3	-111,4	[0,00; 0,00]
47	-14,6	-95,9	[0,00; 0,00]
48	0,3	-103,3	[0,00; 0,00]
49	-21,5	-100,8	[0,00; 0,00]
50	0,3	-95,5	[0,00; 0,00]
51	-21,0	-83,7	[0,00; 0,00]
52	0,3	-84,4	[0,00; 0,00]
53	9,5	-110,7	[0,00; 0,00]
54	0,2	-126,1	[0,00; 0,00]
55	13,1	-99,4	[0,00; 0,00]
56	0,2	-126,5	[0,00; 0,00]
57	20,9	-107,6	[0,00; 0,00]
58	0,2	-125,8	[0,00; 0,00]
59	25,2	-103,0	[0,00; 0,00]
60	0,1	-121,3	[0,00; 0,00]
61	23,0	-81,8	[0,00; 0,00]
62	0,0	-113,9	[0,00; 0,00]
63	25,5	-73,2	[0,00; 0,00]
64	-0,1	-104,8	[0,00; 0,00]
65	21,2	-52,8	[0,00; 0,00]

Nr.	u [mm]	w [mm]	Y-vektor
66	-0,1	-79,9	[0,00; 0,00]
67	11,0	-24,6	[0,00; 0,00]
68	-0,1	-40,7	[0,00; 0,00]
69	-21,1	-69,9	[0,00; 0,00]
70	0,3	-70,3	[0,00; 0,00]
71	-20,8	-57,1	[0,00; 0,00]
72	0,2	-53,2	[0,00; 0,00]
73	-14,2	-34,4	[0,00; 0,00]
74	0,2	-31,0	[0,00; 0,00]

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	12500,09	9498,43	0,00
2	-12510,22	8954,73	0,00
3	0,62	-5,02	-65909,32
4	-0,28	0,15	6685,22
6	0,70	-14,59	31102,22
5	-0,44	0,27	29449,41
7	-0,36	0,30	-5898,46
8	0,73	-11,38	124100,06
9	-0,60	0,31	-43586,30
10	5,08	-20,17	228946,93
12	1,93	-16,47	320055,08
11	-0,16	0,09	-28343,58
14	-0,57	-1,40	421766,44
13	0,02	0,55	-65061,11
15	-0,62	0,93	9795,51
16	8,70	-17,54	516084,90
17	-0,71	0,49	-43529,16
18	7,16	-17,42	593211,11
20	-0,11	0,15	661544,97
19	0,48	0,59	20338,44
22	0,14	-0,22	711583,40
21	1,22	0,10	19227,30
23	-0,39	0,21	-17872,99
24	-0,16	8,34	-162598,16
25	-4,27	-24,47	-255924,02
26	-0,72	0,38	16974,88
27	-0,27	-7,45	-344729,26
28	-0,56	0,34	-6857,12
29	-1,23	-1,41	-432795,75
30	-0,40	0,19	18898,65
31	-6,54	-15,64	-514006,84
32	-0,56	0,27	-11315,47

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
33	-5,22	-12,18	-587097,05
34	-0,48	0,40	51952,45
35	-5,76	-10,00	-659802,22
36	-0,76	0,29	15665,92
37	-8,60	-13,67	-702765,20
38	-0,47	-0,35	-3916,64
39	-0,39	-8,37	66953,18
40	0,39	0,20	-11323,74
41	0,55	-7,54	-27711,76
42	0,34	0,22	-33312,36
43	-1,17	-5,29	-122598,32
44	0,30	0,30	3352,20
45	-4,78	-19,22	-221555,80
46	0,74	0,40	41045,22
47	-1,51	-12,18	-305778,06
48	0,31	0,24	14298,79
49	0,39	0,48	-397858,48
50	-0,02	0,17	27578,80
51	-4,81	-10,03	-480513,88
52	0,14	0,30	4673,11
53	-0,08	2,58	163990,46
54	0,48	0,33	13281,80
55	4,07	-21,01	262260,99
56	0,59	0,35	-19358,15
57	-0,81	-2,88	354147,74
58	0,43	0,32	6864,14
59	-1,68	6,30	454685,02
60	0,37	0,28	-16701,82
61	8,69	-20,52	547628,78
62	0,69	0,36	9305,02
63	5,62	-14,35	630250,33
64	0,73	0,83	-58694,67
65	5,53	-9,06	706071,99
66	0,79	0,38	-8327,38
67	10,25	-16,20	751109,86
68	0,48	-0,23	3591,26
69	-5,04	-11,60	-555128,75
70	0,37	0,20	43725,69
71	-1,51	-2,85	-618673,27
72	-0,32	0,13	-19066,85
73	0,12	0,20	-665015,07
74	-1,11	-0,14	-19692,44

2.2. OPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN-m]
1	44110	0	-12510,22	8954,73	0,00
1	-44110	0	12500,09	9498,43	0,00
	Sum		-10,14	18453,16	

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN-m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
1	1	-591,37	-15420,35	172,31	0,0	0,0
	3602	-807,22	-15418,45	-296,82	11,0	-24,6
	94669	-590,66	-14431,43	-162,50	0,0	0,0
2	1	591,11	335,89	-481,58	0,0	0,0
	17111	-2238,82	825,23	68,51	-0,1	-102,9
	88219	590,39	-496,73	487,05	0,0	0,0
3	0	0,00	610,84	0,00	-3,6	-109,4
	17275	0,00	610,84	0,00	0,2	-126,6
	17275	0,00	610,84	0,00	0,2	-126,6
4	0	0,00	667,39	0,00	1,7	-110,1
	17043	0,00	667,39	0,00	0,2	-125,3
	17043	0,00	667,39	0,00	0,2	-125,3
5	0	0,00	669,52	0,00	7,0	-110,4
	16412	0,00	669,52	0,00	0,1	-122,1
	16412	0,00	669,52	0,00	0,1	-122,1
6	0	0,00	725,38	0,00	12,2	-109,0
	15416	0,00	725,38	0,00	0,1	-118,7
	15416	0,00	725,38	0,00	0,1	-118,7
7	0	0,00	776,89	0,00	17,2	-106,0
	14076	0,00	776,89	0,00	0,0	-113,7
	14076	0,00	776,89	0,00	0,0	-113,7
8	0	0,00	824,91	0,00	21,7	-101,7
	12416	0,00	824,91	0,00	0,0	-107,2
	12416	0,00	824,91	0,00	0,0	-107,2
9	0	0,00	773,62	0,00	24,7	-92,9
	10477	0,00	773,62	0,00	-0,1	-95,3
	10477	0,00	773,62	0,00	-0,1	-95,3

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
10	0	0,00	557,22	0,00	25,7	-80,5
	8297	0,00	557,22	0,00	-0,1	-78,8
	8297	0,00	557,22	0,00	-0,1	-78,8
11	0	0,00	272,94	0,00	23,5	-63,1
	5906	0,00	272,94	0,00	-0,1	-58,9
	5906	0,00	272,94	0,00	-0,1	-58,9
12	0	0,00	0,00	0,00	16,1	-38,2
	3355	0,00	0,00	0,00	-0,1	-34,1
	3355	0,00	0,00	0,00	-0,1	-34,1
13	0	0,00	613,70	0,00	-8,6	-107,1
	16747	0,00	613,70	0,00	0,2	-127,0
	16747	0,00	613,70	0,00	0,2	-127,0
14	0	0,00	577,26	0,00	-13,2	-102,5
	16122	0,00	577,26	0,00	0,3	-124,7
	16122	0,00	577,26	0,00	0,3	-124,7
15	0	0,00	509,67	0,00	-17,4	-97,3
	15070	0,00	509,67	0,00	0,3	-121,1
	15070	0,00	509,67	0,00	0,3	-121,1
16	0	0,00	469,21	0,00	-20,5	-89,4
	13582	0,00	469,21	0,00	0,3	-114,9
	13582	0,00	469,21	0,00	0,3	-114,9
17	0	0,00	465,84	0,00	-22,1	-78,7
	11652	0,00	465,84	0,00	0,3	-105,8
	11652	0,00	465,84	0,00	0,3	-105,8
18	0	0,00	497,54	0,00	-21,8	-65,0
	9251	0,00	497,54	0,00	0,3	-92,6
	9251	0,00	497,54	0,00	0,3	-92,6
19	0	0,00	606,24	0,00	-18,1	-46,5
	6359	0,00	606,24	0,00	0,3	-71,4
	6359	0,00	606,24	0,00	0,3	-71,4
20	0	0,00	654,53	0,00	-9,8	-22,2
	2958	0,00	654,53	0,00	0,2	-36,8

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	2958	0,00	654,53	0,00	0,2	-36,8
21	0	0,00	499,30	0,00	4,4	-110,1
	17275	0,00	499,30	0,00	0,3	-124,8
	17275	0,00	499,30	0,00	0,3	-124,8
22	0	0,00	534,49	0,00	-0,9	-109,8
	17043	0,00	534,49	0,00	0,3	-121,9
	17043	0,00	534,49	0,00	0,3	-121,9
23	0	0,00	523,46	0,00	-6,1	-108,4
	16412	0,00	523,46	0,00	0,3	-117,1
	16412	0,00	523,46	0,00	0,3	-117,1
24	0	0,00	565,28	0,00	-10,9	-104,8
	15416	0,00	565,28	0,00	0,3	-111,7
	15416	0,00	565,28	0,00	0,3	-111,7
25	0	0,00	552,19	0,00	-15,3	-100,0
	14076	0,00	552,19	0,00	0,3	-104,1
	14076	0,00	552,19	0,00	0,3	-104,1
26	0	0,00	538,37	0,00	-19,1	-93,8
	12416	0,00	538,37	0,00	0,3	-95,4
	12416	0,00	538,37	0,00	0,3	-95,4
27	0	0,00	525,81	0,00	-21,5	-84,3
	10477	0,00	525,81	0,00	0,3	-84,3
	10477	0,00	525,81	0,00	0,3	-84,3
28	0	0,00	489,73	0,00	9,7	-109,9
	16747	0,00	489,73	0,00	0,2	-127,1
	16747	0,00	489,73	0,00	0,2	-127,1
29	0	0,00	431,77	0,00	14,7	-107,2
	16122	0,00	431,77	0,00	0,2	-126,6
	16122	0,00	431,77	0,00	0,2	-126,6
30	0	0,00	331,35	0,00	19,5	-103,9
	15070	0,00	331,35	0,00	0,2	-124,8
	15070	0,00	331,35	0,00	0,2	-124,8
31	0	0,00	283,66	0,00	23,3	-97,4

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	13582	0,00	283,66	0,00	0,1	-120,8
	13582	0,00	283,66	0,00	0,1	-120,8
32	0	0,00	377,08	0,00	25,4	-87,0
	11652	0,00	377,08	0,00	0,0	-114,9
	11652	0,00	377,08	0,00	0,0	-114,9
33	0	0,00	566,00	0,00	25,3	-73,0
	9251	0,00	566,00	0,00	-0,1	-104,5
	9251	0,00	566,00	0,00	-0,1	-104,5
34	0	0,00	661,21	0,00	20,8	-52,0
	6359	0,00	661,21	0,00	-0,1	-80,0
	6359	0,00	661,21	0,00	-0,1	-80,0
35	0	0,00	686,37	0,00	11,0	-24,6
	2958	0,00	686,37	0,00	-0,1	-40,5
	2958	0,00	686,37	0,00	-0,1	-40,5
36	0	0,00	458,21	0,00	-22,2	-72,2
	8297	0,00	458,21	0,00	0,3	-70,4
	8297	0,00	458,21	0,00	0,3	-70,4
37	0	0,00	303,28	0,00	-20,3	-56,3
	5906	0,00	303,28	0,00	0,2	-53,1
	5906	0,00	303,28	0,00	0,2	-53,1
38	0	0,00	0,00	0,00	-14,1	-34,3
	3355	0,00	0,00	0,00	0,2	-30,9
	3355	0,00	0,00	0,00	0,2	-30,9

2.4. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



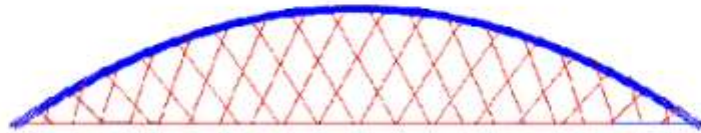
Største forskyvning: 127,1 mm

2.4.2. Moment



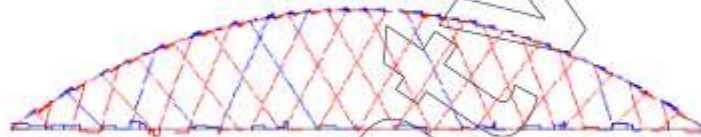
Største moment: 2238,82 kN-m

2.4.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: -15773,09 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 871,42 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. UTNYTTELSESGRAD NS 3470

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøy/Aks	Skjær/Tor	Tv.str
1	0	0,70	0,08	
	8492	0,75	0,13	
	9467	0,71	0,07	
	18934	0,64	0,05	
	28401	0,60	0,05	
	37868	0,56	0,06	
	47335	0,54	0,00	
	56802	0,55	0,09	
	66269	0,59	0,10	
	75736	0,60	0,08	

Seg. nr	Snitt [mm]	Bøy/Aks	Skjær/Tor	Tv.str
	85203	0,66	0,06	
	94670	0,66	0,08	

3.2. UTNYTTELSESGRAD NS 3472

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
3	0	0,50		0,50	
	1728	0,50		0,50	
	3455	0,50		0,50	
	5183	0,50		0,50	
	6910	0,50		0,50	
	8638	0,50		0,50	
	10365	0,50		0,50	
	12093	0,50		0,50	
	13820	0,50		0,50	
	15548	0,50		0,50	
	17276	0,50		0,50	
	4	0	0,54		0,54
1704		0,54		0,54	
3409		0,54		0,54	
5113		0,54		0,54	
6817		0,54		0,54	
8522		0,54		0,54	
10226		0,54		0,54	
11930		0,54		0,54	
13635		0,54		0,54	
15339		0,54		0,54	
17043		0,54		0,54	
5		0	0,55		0,55
	1641	0,55		0,55	
	3282	0,55		0,55	
	4924	0,55		0,55	
	6565	0,55		0,55	
	8206	0,55		0,55	
	9847	0,55		0,55	
	11489	0,55		0,55	
	13130	0,55		0,55	
	14771	0,55		0,55	
	16412	0,55		0,55	
	6	0	0,59		0,59
1542		0,59		0,59	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	3083	0,59		0,59	
	4625	0,59		0,59	
	6167	0,59		0,59	
	7708	0,59		0,59	
	9250	0,59		0,59	
	10791	0,59		0,59	
	12333	0,59		0,59	
	13875	0,59		0,59	
	15416	0,59		0,59	
7	0	0,63		0,63	
	1408	0,63		0,63	
	2815	0,63		0,63	
	4223	0,63		0,63	
	5630	0,63		0,63	
	7038	0,63		0,63	
	8446	0,63		0,63	
	9853	0,63		0,63	
	11261	0,63		0,63	
	12668	0,63		0,63	
	14076	0,63		0,63	
8	0	0,67		0,67	
	1242	0,67		0,67	
	2483	0,67		0,67	
	3725	0,67		0,67	
	4967	0,67		0,67	
	6208	0,67		0,67	
	7450	0,67		0,67	
	8691	0,67		0,67	
	9933	0,67		0,67	
	11175	0,67		0,67	
	12416	0,67		0,67	
9	0	0,63		0,63	
	1048	0,63		0,63	
	2095	0,63		0,63	
	3143	0,63		0,63	
	4191	0,63		0,63	
	5238	0,63		0,63	
	6286	0,63		0,63	
	7334	0,63		0,63	
	8381	0,63		0,63	
	9429	0,63		0,63	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	10477	0,63		0,63	
10	0	0,45		0,45	
	830	0,45		0,45	
	1660	0,45		0,45	
	2489	0,45		0,45	
	3319	0,45		0,45	
	4149	0,45		0,45	
	4979	0,45		0,45	
	5808	0,45		0,45	
	6638	0,45		0,45	
	7468	0,45		0,45	
	8298	0,45		0,45	
11	0	0,22		0,22	
	591	0,22		0,22	
	1181	0,22		0,22	
	1772	0,22		0,22	
	2363	0,22		0,22	
	2953	0,22		0,22	
	3544	0,22		0,22	
	4135	0,22		0,22	
	4725	0,22		0,22	
	5316	0,22		0,22	
	5907	0,22		0,22	
12	0	0,00		0,00	
	335	0,00		0,00	
	671	0,00		0,00	
	1006	0,00		0,00	
	1342	0,00		0,00	
	1677	0,00		0,00	
	2013	0,00		0,00	
	2348	0,00		0,00	
	2684	0,00		0,00	
	3019	0,00		0,00	
	3355	0,00		0,00	
13	0	0,50		0,50	
	1675	0,50		0,50	
	3350	0,50		0,50	
	5024	0,50		0,50	
	6699	0,50		0,50	
	8374	0,50		0,50	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	10049	0,50		0,50	
	11723	0,50		0,50	
	13398	0,50		0,50	
	15073	0,50		0,50	
	16748	0,50		0,50	
14	0	0,47		0,47	
	1612	0,47		0,47	
	3224	0,47		0,47	
	4837	0,47		0,47	
	6449	0,47		0,47	
	8061	0,47		0,47	
	9673	0,47		0,47	
	11286	0,47		0,47	
	12898	0,47		0,47	
	14510	0,47		0,47	
	16122	0,47		0,47	
15	0	0,42		0,42	
	1507	0,42		0,42	
	3014	0,42		0,42	
	4521	0,42		0,42	
	6028	0,42		0,42	
	7535	0,42		0,42	
	9042	0,42		0,42	
	10549	0,42		0,42	
	12056	0,42		0,42	
	13563	0,42		0,42	
	15070	0,42		0,42	
16	0	0,38		0,38	
	1358	0,38		0,38	
	2716	0,38		0,38	
	4075	0,38		0,38	
	5433	0,38		0,38	
	6791	0,38		0,38	
	8149	0,38		0,38	
	9508	0,38		0,38	
	10866	0,38		0,38	
	12224	0,38		0,38	
	13582	0,38		0,38	
17	0	0,38		0,38	
	1165	0,38		0,38	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	2330	0,38		0,38	
	3496	0,38		0,38	
	4661	0,38		0,38	
	5826	0,38		0,38	
	6991	0,38		0,38	
	8157	0,38		0,38	
	9322	0,38		0,38	
	10487	0,38		0,38	
	11652	0,38		0,38	
18	0	0,41		0,41	
	925	0,41		0,41	
	1850	0,41		0,41	
	2775	0,41		0,41	
	3701	0,41		0,41	
	4626	0,41		0,41	
	5551	0,41		0,41	
	6476	0,41		0,41	
	7401	0,41		0,41	
	8326	0,41		0,41	
	9251	0,41		0,41	
19	0	0,49		0,49	
	636	0,49		0,49	
	1272	0,49		0,49	
	1908	0,49		0,49	
	2543	0,49		0,49	
	3179	0,49		0,49	
	3815	0,49		0,49	
	4451	0,49		0,49	
	5087	0,49		0,49	
	5723	0,49		0,49	
	6359	0,49		0,49	
20	0	0,53		0,53	
	296	0,53		0,53	
	592	0,53		0,53	
	887	0,53		0,53	
	1183	0,53		0,53	
	1479	0,53		0,53	
	1775	0,53		0,53	
	2070	0,53		0,53	
	2366	0,53		0,53	
	2662	0,53		0,53	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	2958	0,53		0,53	
21	0	0,41		0,41	
	1728	0,41		0,41	
	3455	0,41		0,41	
	5183	0,41		0,41	
	6910	0,41		0,41	
	8638	0,41		0,41	
	10365	0,41		0,41	
	12093	0,41		0,41	
	13820	0,41		0,41	
	15548	0,41		0,41	
	17276	0,41		0,41	
22	0	0,44		0,44	
	1704	0,44		0,44	
	3409	0,44		0,44	
	5113	0,44		0,44	
	6817	0,44		0,44	
	8522	0,44		0,44	
	10226	0,44		0,44	
	11930	0,44		0,44	
	13635	0,44		0,44	
	15339	0,44		0,44	
	17043	0,44		0,44	
23	0	0,43		0,43	
	1641	0,43		0,43	
	3282	0,43		0,43	
	4924	0,43		0,43	
	6565	0,43		0,43	
	8206	0,43		0,43	
	9847	0,43		0,43	
	11489	0,43		0,43	
	13130	0,43		0,43	
	14771	0,43		0,43	
	16412	0,43		0,43	
24	0	0,46		0,46	
	1542	0,46		0,46	
	3083	0,46		0,46	
	4625	0,46		0,46	
	6167	0,46		0,46	
	7708	0,46		0,46	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	9250	0,46		0,46	
	10791	0,46		0,46	
	12333	0,46		0,46	
	13875	0,46		0,46	
	15416	0,46		0,46	
25	0	0,45		0,45	
	1408	0,45		0,45	
	2815	0,45		0,45	
	4223	0,45		0,45	
	5630	0,45		0,45	
	7038	0,45		0,45	
	8446	0,45		0,45	
	9853	0,45		0,45	
	11261	0,45		0,45	
	12668	0,45		0,45	
	14076	0,45		0,45	
26	0	0,44		0,44	
	1242	0,44		0,44	
	2483	0,44		0,44	
	3725	0,44		0,44	
	4967	0,44		0,44	
	6208	0,44		0,44	
	7450	0,44		0,44	
	8691	0,44		0,44	
	9933	0,44		0,44	
	11175	0,44		0,44	
	12416	0,44		0,44	
27	0	0,43		0,43	
	1048	0,43		0,43	
	2095	0,43		0,43	
	3143	0,43		0,43	
	4191	0,43		0,43	
	5238	0,43		0,43	
	6286	0,43		0,43	
	7334	0,43		0,43	
	8381	0,43		0,43	
	9429	0,43		0,43	
	10477	0,43		0,43	
28	0	0,40		0,40	
	1675	0,40		0,40	

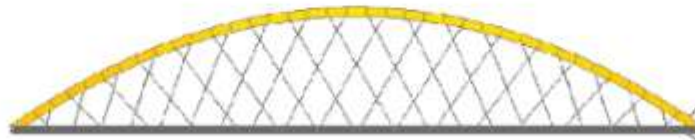
Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	3350	0,40		0,40	
	5024	0,40		0,40	
	6699	0,40		0,40	
	8374	0,40		0,40	
	10049	0,40		0,40	
	11723	0,40		0,40	
	13398	0,40		0,40	
	15073	0,40		0,40	
	16748	0,40		0,40	
29	0	0,35		0,35	
	1612	0,35		0,35	
	3224	0,35		0,35	
	4837	0,35		0,35	
	6449	0,35		0,35	
	8061	0,35		0,35	
	9673	0,35		0,35	
	11286	0,35		0,35	
	12898	0,35		0,35	
	14510	0,35		0,35	
	16122	0,35		0,35	
30	0	0,27		0,27	
	1507	0,27		0,27	
	3014	0,27		0,27	
	4521	0,27		0,27	
	6028	0,27		0,27	
	7535	0,27		0,27	
	9042	0,27		0,27	
	10549	0,27		0,27	
	12056	0,27		0,27	
	13563	0,27		0,27	
	15070	0,27		0,27	
31	0	0,23		0,23	
	1358	0,23		0,23	
	2716	0,23		0,23	
	4075	0,23		0,23	
	5433	0,23		0,23	
	6791	0,23		0,23	
	8149	0,23		0,23	
	9508	0,23		0,23	
	10866	0,23		0,23	
	12224	0,23		0,23	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	13582	0,23		0,23	
32	0	0,31		0,31	
	1165	0,31		0,31	
	2330	0,31		0,31	
	3496	0,31		0,31	
	4661	0,31		0,31	
	5826	0,31		0,31	
	6991	0,31		0,31	
	8157	0,31		0,31	
	9322	0,31		0,31	
	10487	0,31		0,31	
	11652	0,31		0,31	
33	0	0,46		0,46	
	925	0,46		0,46	
	1850	0,46		0,46	
	2775	0,46		0,46	
	3701	0,46		0,46	
	4626	0,46		0,46	
	5551	0,46		0,46	
	6476	0,46		0,46	
	7401	0,46		0,46	
	8326	0,46		0,46	
	9251	0,46		0,46	
34	0	0,54		0,54	
	636	0,54		0,54	
	1272	0,54		0,54	
	1908	0,54		0,54	
	2543	0,54		0,54	
	3179	0,54		0,54	
	3815	0,54		0,54	
	4451	0,54		0,54	
	5087	0,54		0,54	
	5723	0,54		0,54	
	6359	0,54		0,54	
35	0	0,56		0,56	
	296	0,56		0,56	
	592	0,56		0,56	
	887	0,56		0,56	
	1183	0,56		0,56	
	1479	0,56		0,56	

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab
	1775	0,56		0,56	
	2070	0,56		0,56	
	2366	0,56		0,56	
	2662	0,56		0,56	
	2958	0,56		0,56	
36	0	0,37		0,37	
	830	0,37		0,37	
	1660	0,37		0,37	
	2489	0,37		0,37	
	3319	0,37		0,37	
	4149	0,37		0,37	
	4979	0,37		0,37	
	5808	0,37		0,37	
	6638	0,37		0,37	
	7468	0,37		0,37	
	8298	0,37		0,37	
37	0	0,25		0,25	
	591	0,25		0,25	
	1181	0,25		0,25	
	1772	0,25		0,25	
	2363	0,25		0,25	
	2953	0,25		0,25	
	3544	0,25		0,25	
	4135	0,25		0,25	
	4725	0,25		0,25	
	5316	0,25		0,25	
	5907	0,25		0,25	
38	0	0,00		0,00	
	335	0,00		0,00	
	671	0,00		0,00	
	1006	0,00		0,00	
	1342	0,00		0,00	
	1677	0,00		0,00	
	2013	0,00		0,00	
	2348	0,00		0,00	
	2684	0,00		0,00	
	3019	0,00		0,00	
	3355	0,00		0,00	

Hvelvningstorsjon er ikke tatt hensyn til. Det betyr at spenningene kan være underestimert for torsjonspåkjente I-, kanal- og hatteprofiler

3.3. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 74,60 % (NS3470v5 12.1.10 (31))

Studentversjon

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. KNOTEPUNKTSDATA	SIDE: 1
1.2. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 3
1.3. MATERIALDATA	SIDE: 3
1.4. RANDBETINGELSER	SIDE: 4
1.5. LASTTILFELLER	SIDE: 4
1.6. LASTKOMBINASJON	SIDE: 5
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 5
2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER	SIDE: 5
2.1.1. Forskyvninger	SIDE: 5
2.1.2. Residualkrefter	SIDE: 7
2.2. OPPLEGGSKREFTER	SIDE: 8
2.3. SEGMENTRESULTATER	SIDE: 9
2.4. STATISKE RESULTATER GRAFISK	SIDE: 12
2.4.1. Forskyvning	SIDE: 12
2.4.2. Moment	SIDE: 13
2.4.3 Aksialkraft	SIDE: 13
2.4.4. Skjærkraft	SIDE: 14
3. KAPASITETSKONTROLL	SIDE: 14
3.1. UTNYTTELSESGRAD NS 3470	SIDE: 14
3.2. UTNYTTELSESGRAD NS 3472	SIDE: 15
3.3. KAPASITETSKART	SIDE: 25

Studentversjon

Vedlegg S, Mailkorrespondanse

Mail Pretec

 Even Andre Karlsen [Even@pretec.no] [Legg til kontakt](#) 27.04.2013 10:40
Til: Erik Lokreim Slaggard;
Kopi: Raymond Jensen;

Re: Bachelor oppgave

Denne meldingen er flagget.

Hei
Det går bra. Trenger dere hjelp så ta kontakt med Raymond.
Mvh
Even

Sendt fra min iPad

Den 26. apr. 2013 kl. 16:37 skrev "Erik Lokreim Slaggard" <erik_slaggard@msn.com>:

Hei!
Vi er tre studenter fra Høgskolen i Gjøvik som skriver bachelor oppgave om en nettverksbru i samarbeid med Statens Vegvesen. I den anledning lurer vi på om det er greit hvis vi benytter oss av nettbrosjyrene deres. I utgangspunktet trenger vi informasjon om ASDO-strekkstag systemene. I så fall vil vi nevne dere i vår kildeliste.

Med vennlig hilsen
Arne Bring Fugllien, Fredrik Slungård og Erik Lokreim Slaggard

Dimensjonering av nettverksbru

Mail Per Tveit:

Til: Per Tveit

Takk for raskt svar. Vi er takknemlig for å kunne bruke dine publikasjoner i vår oppgaveskriving. Læreren vår er Marthin Landgraff (siv.ing) og Johannes Veie (Statens Vegvesen).

Takk for hjelpen så langt!

Mvh

Arne Bring Fugllien & Co!

From: Per Tveit

Sent: Friday, January 18, 2013 1:47 PM

To: Arne Bring Fugllien

Subject: SV: Bachelor 2013

Til Arne Bring Fugllien & Co!

De er velkomne til å bruke stoff fra alle mine publikasjoner. Det er vanleg at ein viser til dei som fyrst kom fram til nye ting. Dersom de finn minst fem feil i det eg har skrive så vil eg svara på fem spørsmål frå dykk.

Kven er dykkar lærar og kven i Statens Vegvesen er det som har vist til det som eg har skrive.

Beste helsing



Per Tveit, Dr, Docent Emeritus

Agder University

N-4876 Grimstad

Norway

Office: +47 37 23 32 36

Home: +47 37 04 40 36

Fax: +47 37 25 30 01

Cell: +47 90 98 65 07

Homepage: <http://home.uia.no/gert>

Fra: Arne Bring Fugllien [mailto:arne.bf@outlook.com]

Sendt: 17. januar 2013 08:59

Til: Per Tveit

Emne: Bachelor 2013

Hei

Vi er en gruppe fra Høgskolen i Gjøvik som skal skrive en bachelor om en nettverksbru. Vi har blitt henvist til dine nettsider av Statens Vegvesen og ser du har mange gode og relevante publikasjoner innenfor vårt tema. Vi lurar derfor på om vi kan få tilatelse til å benytte disse i vår bachelor våren 2013.

Mvh Arne Bring Fugllien, Erik Lokreim Slaggard, Fredrik Øiahals Slungård