

Tor Arne Slind
Kasper H. Thorsen
Tobias Tveter

Kapasitetskontroll av Forve bru og sanntidsovervåking

Design Verification of Forve Bridge and Real-Time
Monitoring

Bacheloroppgave i bachelor ingeniørfag, bygg

Veileder: Jomar Tørset

Mai 2021

Tor Arne Slind
Kasper H. Thorsen
Tobias Tveter

Kapasitetskontroll av Forve bru og sanntidsovervåking

Design Verification of Forve Bridge and Real-Time
Monitoring

Bacheloroppgave i bachelor ingeniørfag, bygg
Veileder: Jomar Tørset
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Forve bru er en fagverksbru bygd i 1938 og er dermed 83 år gammel. Vanlig praksis er at bruer dimensjoneres for 100 år, noe som vil si 17 års estimert levetid igjen. Dette er en av mange bruer i Norge som har begrenset gjenværende levetid. Det fører til at mange bruer enten må rives eller gjennomgå kostbare oppgraderinger for å opprettholde gjeldende krav.

Litt av dagens problem er å forutsi hvilke konstruksjoner som må erstattes eller oppgraderes til enhver tid. Sanntidsovervåking som FEMM, utviklet av Ferrx, kan benyttes for å løse slike problemer. Denne type teknologi kan gi et sanntidsbilde av tilstanden til konstruksjonen, noe som kan føre til en bedre inspeksjonspraksis av konstruksjoner. Slik kan det spares ressurser på å kun oppgradere det som er nødvendig til riktig tid.

Denne oppgaven blir derfor å beregne kapasiteten til Forve bru, med hovedfokus på fagverket og bjelkene av stål. Dette gjøres etter klassifiseringene Bk 10/60 og SV12/100. På bakgrunn av originale tegninger opprettes det en modell i Tekla. Gruppen vil også bruke programvare som SAP2000 og Idea Statica for beregninger. Modellene skal opparbeides etter tegninger fra da brua ble bygd, i tillegg til endringer som er skjedd siden.

I tillegg skal enkle beregningsmodeller og håndberegninger utføres som kontrollberegning av modellene. Gruppen er interessert i å gjøre en vurdering av hvordan FEMM-teknologien fungerer, samt sammenligne resultater mot FEMM. Det kan også være interessant å nevne hvordan bruk av FEMM eller andre digitale verktøy kan føre til endringer i regelverk og metoder.

Stikkord:

- Forve bru
- Kapasitetskontroll
- Bruksklassifisering
- Sanntidsovervåking
- FEMM (Ferrx ElectroMagnetic Method)

Forord

Denne rapporten er utarbeidet som den avsluttende oppgaven på bachelorutdanningen byggingeniør med fordypning i konstruksjonsteknikk ved NTNU i Trondheim. Rapporten er utarbeidet av studentene Kasper Haugaard Thorsen, Tobias Tveter og Tor Arne Slind.

Høsten 2020 fikk vi presentert et utvalg av oppgaver fra intern veileder Jomar Tørset. Gruppen hadde et ønske om å skrive en oppgave som innebar beregninger og dimensjonering av stålkonstruksjoner. Oppgaven om Forve bru inneholdt i tillegg et dagsaktuelt tema, sanntidsovervåking som gruppen fant svært interessant.

Formålet med oppgaven var å benytte kunnskap om beregningsmetoder vi har lært i løpet av studiet, og tilegne oss ny kunnskap om konstruksjonsprinsipper. I tillegg har vi fått utforsket flere ulike dataprogrammer, sett på regler for brudimensjonering og undersøkt fremtidsrettet teknologi.

Oppgaven har utfordrende, men spennende og lærerik. Vi ser på dette som en verdifull erfaring å ta med videre i karrieren.

Vi setter stor pris på informasjon og hjelp vi har fått gjennom denne oppgaven. Harald Horn fra Ferrx har gitt oss informasjon om FEMM og resultater fra målinger. Peter Skjerstad og Igor Praskac fra Trøndelag fylkeskommune har bidratt med informasjon om brua og inspeksjonspraksis. Takk for hjelpen dere har gitt.

Vi vil også rette en stor takk til intern veileder ved NTNU, Jomar Tørset, for oppfølging og innspill gjennom oppgaven.

Trondheim, 20. mai 2021

Tor Arne Slind

Kasper H. Thorsen

Tobias Tveter

Sammendrag

Flere bruer i dag har begrenset levetid eller kapasitet igjen. Sanntidsovervåking og etablering av digital tvilling for bruer kan gi bedre kunnskap om oppgraderinger eller endringer som er nødvendig. En av bruene som overvåkes er Forve bru fra 1938.

Denne oppgaven inneholder kapasitetskontroll av Forve bru i Orkland kommune. Brua er en fagverksbru med betongdekke og ble bygd i 1938. Gjennom levetiden har den blitt oppklassifisert flere ganger og er i dag klassifisert til Bk10/60, som denne rapporten også kontrollerer mot. Oppgaven tar også for seg bruk av sanntidsovervåking, og hvordan ny teknologi kan gi en mer bærekraftig byggebransje.

Brua er tegnet i Tekla for visuell fremstilling, og for å få god oversikt over brua. For å bestemme lastfordelingen i fagverket ble det videre opprettet en analysemodell i SAP2000. Modellen er kontrollert med laster i henhold til Statens vegvesens håndbok R412. Utvalgte knutepunkter ble deretter kontrollert i programmet IDEA StatiCa. Modellene ble opparbeidet på grunnlag av originale tegninger samt tidligere rapport gjennomført av Dr. Techn. Olav Olsen.

Kapasitets- og stabilitetskontroll er utført ved håndberegninger i bruddgrensetilstand etter relevante Eurokoder og håndbøker. Enkelte knutepunkt ble også kontrollert ved håndberegning. Alle håndberegninger er utført ved hjelp av Mathcad eller Excel.

Resultatene fra kapasitetskontrollen viser at brua kan beholde klassifiseringen Bk 10/60. I tillegg viser undersøkelsene gjort av Ferrx seg å stemme relativt godt med analysene gjort i SAP2000. Til slutt er det diskutert hvordan sanntidsovervåking kan benyttes til å forbedre datagrunnlag for dimensjonering og inspeksjon av bruer.

Abstract

Today several bridges have limited service life or remaining capacity. Real-time monitoring and the establishment of digital twins for bridges can provide better knowledge about necessary upgrades or changes to be made. Forve bridge, from 1938, is one of the bridges being monitored.

This assignment contains design verification of Forve bridge in Orkland municipality. The bridge is a truss bridge with a suspended slab of concrete and was built in 1938. During its lifetime it has been reclassified several times. The bridge is today classified as Bk10/60, which is the same classification this report controls. This thesis also addresses the use of real-time monitoring, and how new technology can contribute to sustainable construction industry.

The bridge is designed in Tekla for visual representation, and to establish a good overview of the bridge. Further, an analysis model was created in SAP2000 to determine the load distribution in the truss. The model has been controlled with loads per the Norwegian Public Roads Administration's handbook R412. Selected nodes were controlled in the program IDEA StatiCa. The models were developed based on original drawings as well as a previous report carried out by Dr. Techn. Olav Olsen.

Capacity and stability verifications have been performed by manual calculations in the ultimate limit state according to relevant Eurocodes and manuals. Some nodes were also verified by use of hand calculation. All hand calculations are performed using Mathcad or Excel.

The results from the verification shows that the bridge can retain the classification Bk 10/60. In addition, the surveys done by Ferrx seem to coincide well with the analysis done in SAP2000. Finally, it is discussed how real-time monitoring can generate a large and better database for use in the design and inspection of bridges.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag	iii
Abstract.....	iv
Figurliste	xi
Tabelliste.....	xiii
1 Innledning	1
1.1 Forve bru	1
1.1.1 Historikk og beliggenhet.....	1
1.1.2 Utforming.....	1
1.2 Brustatus i Norge.....	3
1.3 Problem og avgresning.....	4
2 Regelverk	5
2.1 Standarder.....	5
2.2 Håndbøker	5
2.3 Bøker	6
3 Analysegrunnlag	7
3.1 Tekla.....	7
3.2 SAP2000.....	8
3.2.1 Design av profiler	8
3.2.2 Design av fagverk og kontroll.....	9
3.2.3 Sammenknytting av de to parallelle fagverkene	10
3.2.4 Alternativt dekke og hjulbaner.....	10
3.3 SkyCiv.....	11
3.4 IDEA StatiCa.....	11
3.4.1 Teorigrunnlag.....	12
3.5 Mathcad og Excel.....	12

4	Materialegenskaper	13
4.1	Materialfaktorer.....	13
4.2	Materialegenskaper stål.....	15
4.2.1	Mekaniske egenskaper – bruddmekanikk.....	16
4.3	Materialegenskaper Betong.....	18
5	Tverrsnitt.....	20
5.1	Tverrsnitt.....	20
5.1.1	Kontroll av tverrsnitt.....	26
5.2	Knutepunkt.....	26
5.2.1	Forbindelsene.....	26
5.2.2	Klassifisering	26
5.2.3	Nummerering og eksentrisitet.....	27
5.2.4	Spenningsfordeling rundt hull.....	29
5.2.5	Valg av knutepunkt i IDEA StatiCa.....	29
6	Laster.....	33
6.1	Permanente laster	33
6.1.1	Egenlast fra betongdekket med slitelag og rekkverk.....	33
6.1.2	Egenvekt stålprofiler og knutepunktforbindelser.....	34
6.2	Natturlaster	34
6.2.1	Vindlast.....	34
6.2.2	Andre natturlaster.....	35
6.3	Trafikklaster	36
6.3.1	Bruksklasser.....	36
6.3.2	Vertikale trafikklaster	37
6.3.3	Modellering av de ulike lasttypene i SAP2000.....	39
6.3.4	Vogntoglast med lett trafikk	44
6.3.5	Horisontale trafikklaster.....	45
6.3.6	Spesialtransport og veggrupper.....	46
6.4	Lastkombinasjoner	46

7	Kapasitet og stabilitet.....	48
7.1	Tverrsnittsklassifisering	48
7.1.1	Plastisk og elastisk tverrsnittskapasitet.....	48
7.1.2	Tverrsnittsklasser	49
7.1.3	Steg	52
7.1.4	Flens.....	52
7.1.5	Klassifiseringsoversikt.....	52
7.2	Bruddgrensetilstander.....	53
7.2.1	Strekk	53
7.2.2	Trykk.....	54
7.2.3	Bøyningsmoment	55
7.2.4	Skjær	56
7.3	Interaksjoner.....	57
7.3.1	Moment og aksialkraft	57
7.3.2	Moment og skjærkraft.....	58
7.3.3	Moment, skjær og aksialkraft	58
7.4	Samvirke.....	58
7.4.1	Kryp og svinn ved samvirke	59
7.4.2	Forenkling av samvirke.....	59
7.4.3	Effektiv bredde.....	60
7.4.4	Aksialkapasitet.....	61
7.5	Knekking	62
7.5.1	Knekklengde	62
7.5.2	Slankhet.....	64
7.5.3	Bøyeknekking	65
7.5.4	Bjelkesøyle.....	66
7.6	Vipping.....	67
8	Resultater	70
8.1	Kontroll av staver.....	70

8.2	Kontroll av endespenn.....	70
8.3	Kontroll av knutepunkter	71
8.4	Drøfting av resultater	71
8.4.1	Kontroll av staver.....	71
8.4.2	Kontroll av knutepunkter	71
	Kontrollberegning av knutepunkter og konklusjon	73
9	Innovasjon og utvikling	75
9.1	Oppfølging av bruer	75
9.1.1	Rutiner og organisering av inspeksjoner.....	75
9.1.2	Materialundersøkelser og oppmåling.....	76
9.1.3	Instrumentell overvåking	77
9.2	Nye hjelpemidler og tankemåter	78
9.2.1	Digital tvilling.....	78
9.2.2	Strukturovervåking i sanntid.....	79
9.3	FEMM – Ferrx ElectroMagnetic Method	80
9.3.1	Teknologien	80
9.3.2	Bruksområder.....	81
9.3.3	Bruk på Forve bru	82
9.3.4	Beskrivelse av forsøket	82
9.3.5	Resultater fra FEMM	83
9.3.6	Sammenlikning av analyseresultater med kalibreringsforsøket	84
9.3.7	Kommentarer til resultatene.....	86
9.4	Diskusjon av sanntidsovervåking.....	87
9.4.1	Bærekraftige konstruksjoner	87
9.4.2	Oppsummering og diskusjon	88
10	Konklusjon.....	89
11	Referanser	90
12	Vedlegg.....	94

Figurliste

Figur 1: Datidens lastforskrift (4)	1
Figur 2: Forve bru (4)	2
Figur 3: Oversiktsbilde av spenn og opplager	3
Figur 4: Oversiktsbilde av brua fra Tekla	7
Figur 5: Visualisering av knutepunkter i Tekla	8
Figur 6: Utklipp fra originaltegningene til venstre og tilsvarende profil modellert i SAP2000 ...	9
Figur 7: Spenn 1 av modellen med tilhørende kjørebaner	10
Figur 8: Kontrollmodell fra SkyCiv	11
Figur 9: Spenning-tøyningsforhold og definisjon av materialparametere (14, s. 50)	16
Figur 10: Typiske spennings-tøyningsdiagrammer for stål (14, s. 50)	17
Figur 11: Definisjon på målsetting av tverrsnittene (10)	21
Figur 12: Plassering av elementer i forhold til benyttet aksystem	25
Figur 13: Knutepunkt klassifiseres etter stivhet (13)	27
Figur 14: Nummerering av knutepunkt i Tekla	28
Figur 15: Knutepunkt 0 hentet originale tegninger	28
Figur 16: Knutepunkt 0 hentet fra Tekla	28
Figur 17: Spenningsfordeling som viser hvordan platestripen er svekket av skruehull (14, s.85)	29
Figur 18: Knutepunkt 18 i IDEA StatiCa	31
Figur 19: Knutepunkt 22 i IDEA StatiCa	32
Figur 20: Utklipp fra NS-EN 1991-1-4 viser de ulike vindretningene (20)	35
Figur 21: Ulike lasttyper hentet fra R412 NA-rundskriv 2017/10 (12)	38
Figur 22: Her ses breddebehovet i tverretning for tung og lett trafikklast (8)	39
Figur 23: Illustrasjon av føringsbredden på Forve bru (8)	39
Figur 24: Modell av hjullast	40
Figur 25: Modell av aksellast	40
Figur 26: Modell av boggilast	41
Figur 27: Modell av trippelboggilast	42
Figur 28: Modell av kjøretøylast	43
Figur 29: Modell av vogntoglast	44
Figur 30: Utklipp fra SAP2000 viser vogntoglast uten lett trafikklast til venstre, og vogntoglast som skal kombineres med lett trafikklast til høyre	45
Figur 31: Ved plastisk dimensjonering går hele tverrsnittet i flyt (21)	49

Figur 32: Bjelke med og uten samvirke (22)	59
Figur 33: Beregning av ekvivalent spennlengde (24)	61
Figur 34: Basistilfeller for knekking (25, s.32).....	63
Figur 35 Reduksjon av knekklengde (25)	64
Figur 36: Tre av fastholdelsene mot vipping av toppflens til DIP-90-bjelken i endespennet er vist med oransje piler.....	68
Figur 37: Spenningsfordeling knutepunkt 18 ved step 84	72
Figur 38: Spenningsfordeling knutepunkt 22 ved step 88	73
Figur 39: Statens vegvesens prosessoversikt for inspeksjon av bruer (8)	76
Figur 40: Enkel illustrasjon av en strekkklapp (31).....	77
Figur 42: Enkel figur av hvordan sanntidsovervåking kan brukes til å kontrollere en bru (37).80	
Figur 43: Her ses flere pinnepar på et tidligere laboratorieforsøk om utmatting på et stålrør (39)	81
Figur 44: Foto viser den østlige siden av det nordlige fagverket og hvor overvåkingsutstyret som er montert	82
Figur 45: Del 1 av forsøket viser Bil 2 i det nordlige feltet	83
Figur 46: Del 2 av forsøket viser Bil 1 i det nordlige feltet og Bil 2 i sørlige feltet.....	83
Figur 47: De ulike tilfellene ble analysert med og uten avstivning på tvers som den oransje pilen viser.....	84
Figur 48: Noen av FNs bærekraftsmål som er gjeldene for bygg- og anleggsbransjen.....	87

Tabelliste

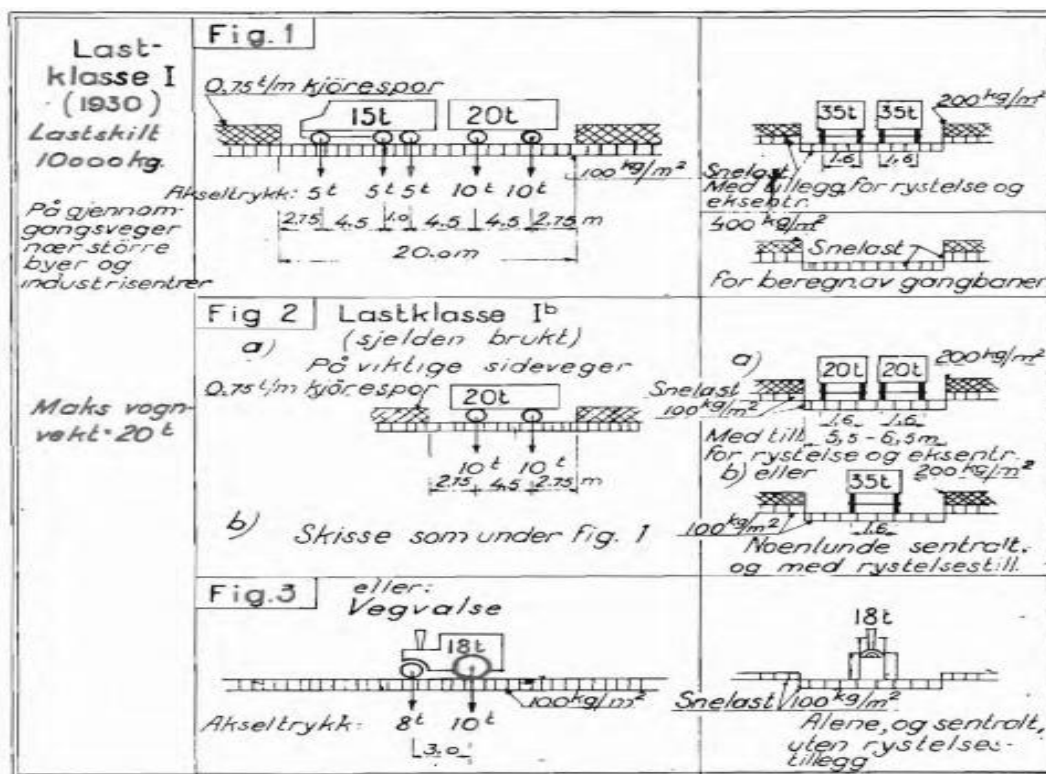
Tabell 1: Materialfaktorer fra NA-rundskriv 2017/10 R412 (12).....	14
Tabell 2: Materialfaktorer benyttet oppgaven.....	14
Tabell 3: Strekkfasthet og flytegrense i henhold til R412-rundskriv (12).....	15
Tabell 4: Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (8).....	18
Tabell 5: Enkeltprofiler benyttet i fagverket.....	20
Tabell 6: Enkle og sammensatte profiler benyttet i fagverket	21
Tabell 7: Parametere benyttet	30
Tabell 8: De 5 ulike bruksklassene med sin tilhørende maksimale aksellast og totalvekt	36
Tabell 9: Lastkombinasjoner for bruksklassifisering fra R412 (8).....	46
Tabell 10: Lastkombinasjoner som vil bli kontrollert med tilhørende laster og vekting.....	47
Tabell 11: Tverrsnittsklassifisering av ulike profiler i henhold til Eurokode (10)	50
Tabell 12: Tverrsnittsklassifisering av profiler med hensyn på flens	51
Tabell 13: Tverrsnittsklassifisering av profilene	53
Tabell 14: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver (10)	66
Tabell 15: Anbefalte korreksjonsfaktorer fra EC3-1-1 (10)	69
Tabell 16: Krefter, kapasiteter og utnyttelse for fire ulike elementtyper.....	70
Tabell 17: DIP90-bjelken er kontrollert mot skjær, moment og vipning	70
Tabell 18: Trykkrefter i kN i stavene som er overvåket med FEMM	85

1 Innledning

1.1 Forve bru

1.1.1 Historikk og beliggenhet

Forve bru er ei bru som ligger på fylkesveg 65, og strekker seg over elva Orkla like ved tettstedet Fannrem i Orkland kommune i Trøndelag. Brua ble tatt i bruk i 1939 og erstattet den gamle brua som hadde stått der siden 1865 (1 s.21). Opprinnelig ble brua dimensjonert for forskriftslast SVV 1/1930 noe som på den tiden var den strengeste lastklassen. Siden den gang har brua blitt klassifisert til Bk 10/50 i 1981, og videre til Bk 10/60 A i 2020 som også er dagens bruksklasse (2). Fartsgrensen på stedet er 50 km/t og brua har en årsdøgnstrafikk (ÅDT) på 6500 (3).



Figur 1: Datidens lastforskrift (4)

1.1.2 Utforming

Brua er en fagverksbru med betongdekke over som består av 4 hovedspenn og 2 endespenn. Originale tegninger av brua er vist i vedlegg I. Hovedspennene er på henholdsvis 34,5 m, 45,5 m, 45,5 m og 34,5 m mens endespennene er på 15 m på hver side. Totalt gir dette brua en lengde på 190 m. I endespennet ligger betongdekket over stålbjelkene, mens i hovedspennene er

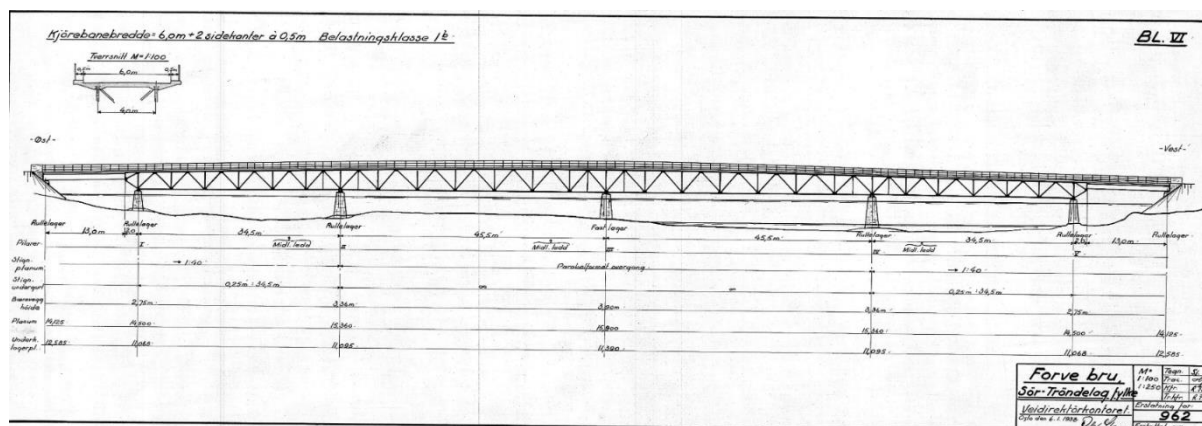
overgurtene innstøpt i betongdekket. Det antas derfor samvirkeeffekt mellom overgurtene i hovedspennene og betongplaten. Fagverket består av to parallelle fagverk og er symmetrisk om midtaksen. Opplageret i midten er fastholdt mot forskyvning, mens de andre opplagerne kan bevege seg fritt i lengderetning. Avstanden mellom fagverkene er på 4,0 m mens brua har en føringsbredde på 6,0 m. Føringsbredden er summen av bredden på begge kjørefelt. Hver side har et gangfelt på 0,5 m i tillegg til rekkverksfeste på 0,15 m, noe som gir en total bredde på 7,30 m. Avstanden mellom overgurten og undergurten på fagverkene varierer mellom 2,75 m ved enden og 3,90 m i midten. Fagverkene er koblet sammen gjennom betongdekket samt horisontale diagonaler og tverrkryss.



Figur 2: Forve bru (4)

Under- og overgurtene består av C-profiler, mens vertikale og diagonale består av C-, DIP- eller IDIMEL-profiler. DIP-profiler, også kalt IP-profiler, er sammen med IDIMEL-profiler hentet fra utgåtte profiltabeller og kan sammenliknes med dagens I- eller H-profiler. Profilene er i tillegg forsterket av plater med forskjellig tykkelse, utstrekning og plassering. Alle forbindelsene i konstruksjonen er naglet. Dekket som ligger over fagverket er av betong og er 7,30 m bredt. Grunnforholdene består av elveør delvis lagdelt av fin sand. Brua er fundamentert

med murte pilarer, hvor det benyttes peler i alle pilarene utenom den østligste som er direkte fundamentert.



Figur 3: Oversiktsbilde av spenn og opplager

1.2 Brustatus i Norge

Norge bruker mange milliarder hvert år på å sikre drift, vedlikehold og utbedring av vegnettet i landet (5). Store summer går hvert år til utbedring og utskiftning av eldre bruer. I Norge finnes det mange eldre bruer som snart har behov for omfattende utskiftninger og reparasjoner. I dag er det ikke et ukjent syn å se bruer som er sterkt preget av slitasje, korrosjon eller andre feil og mangler.

For å ivareta oversikt over sikkerhet og drift av bruene skal det gjennomføres jevnlig inspeksjoner. Det har allikevel kommet frem at mange av disse inspeksjonene ikke blir gjennomført til riktig tid, og at reparasjon av skader ikke blir fulgt opp som de skal innenfor gitte tidsfrister (6). Ettersom økt slitasje på bruer bare blir et større problem i fremtiden, vil det være naturlig å tro at flere og flere bruer vil slite med skader eller feil. I tillegg er de fleste gamle bruer dimensjonert for helt andre laster enn de som er opptredende i dag, og man må derfor vite hvor store vogntog det er trygt at kjører over.

Med begrensede ressurser vil det være helt essensielt at man kan forutsi hvilke skader som må prioriteres til enhver tid for å opprettholde et trygt brunettverk i Norge. For å få til dette er det nødvendig å ta i bruk ny teknologi og utvikling som kan gi mer nøyaktig og hyppigere informasjon enn før. Ved å benytte ny teknologi innenfor strukturell sanntidsovervåking vil det være mulig å øke levetiden til en bru, som igjen sørger for en tryggere, mer lønnsom og mer bærekraftig bruforvaltning.

En representant fra Trøndelag fylkeskommune informerer om at de i dag har ansvar for 1400 konstruksjoner på fylkesvegene, og et årlig vedlikeholdsbudsjett på mellom 20 og 30 millioner. Budsjettet er ikke i nærheten av stort nok til å dekke alt, og vedlikeholdsetterslepet øker for hvert år.

1.3 Problem og avgrensning

Denne oppgaven vil se på om Forve bru tilfredsstillende dagens krav for brukklassifisering Bk 10/60. Oppgaven tar også for seg bruk av nyere teknologi for overvåking og inspeksjon av bruer. Her ses det på fordeler og ulemper ved å benytte sanntidsovervåking som en del av fremtidens bruinspeksjon. Oppgaven har vært omfattende, og grunnet tidsperspektiv og omfang, har det vært nødt til å gjøre visse avgrensninger og antakelser.

En av disse avgrensningene er at det kun er stålfagverket som er sett på ved klassifiseringsberegningene, noe som vil si at betongdekket ikke er kontrollert. I tillegg har det blitt gjort avgrensninger under modelleringen og analysene ved SAP2000. Dette medfører at det kun er sett på lasttypen vogntog for klassifisering Bk 10/60, og andre lasttyper er sett bort fra. Bakgrunnen for denne avgrensningen er kommentert senere i oppgaven. Vinkelprofiler i horisontale diagonaler og tverrkryss er heller ikke kontrollert.

2 Regelverk

2.1 Standarder

Dagens samfunn krever høy sikkerhet på bygninger og andre konstruksjoner. For å ivareta og kunne dokumentere denne sikkerheten benyttes ulike lover, standarder og håndbøker.

I Norge skal prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner utføres i henhold til Norsk standard (NS) som igjen er en del av europeiske standarder, Eurokoder (EN). I denne oppgaven blir standarder henvist som ECX-X. Hver standard har også et nasjonalt tillegg som tar hensyn til ulike krav til sikkerhet og bestandighet, samt ulike klimatiske forhold for det spesifikke landet. I denne oppgaven er det benyttet følgende standarder:

- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
- NS-EN 1993-2:2006+NA:2009: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer
- NS-EN 1994-1-1:2004+NA2009: Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

2.2 Håndbøker

I tillegg til nasjonale og europeiske standarder finnes håndbøker gitt ut av Statens vegvesen. De er delt inn i to nivå:

- Nivå 1: Normaler og retningslinjer
- Nivå 2: Veiledninger

Normaler og retningslinjer er de strengeste, og gjelder for alle offentlig vegger og gater. Statens vegvesen og andre myndigheter er pliktet til å følge disse (7). Veiledninger er hjelpedokumenter med utfyllende fagstoff til normaler og retningslinjer. I oppgaven er følgende håndbøker benyttet:

- Håndbok N400 Bruprosjektering
- Håndbok R412 Bruklassifisering + vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering
- Håndbok V441 Bruinspeksjon
- Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger

2.3 Bøker

Bøker som er benyttet:

- Dimensjonering av stålkonstruksjoner. P.K Larsen
- Stålkonstruksjoner, Profiler og formler. P.K Larsen
- Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. S.I Sørensen

3 Analysegrunnlag

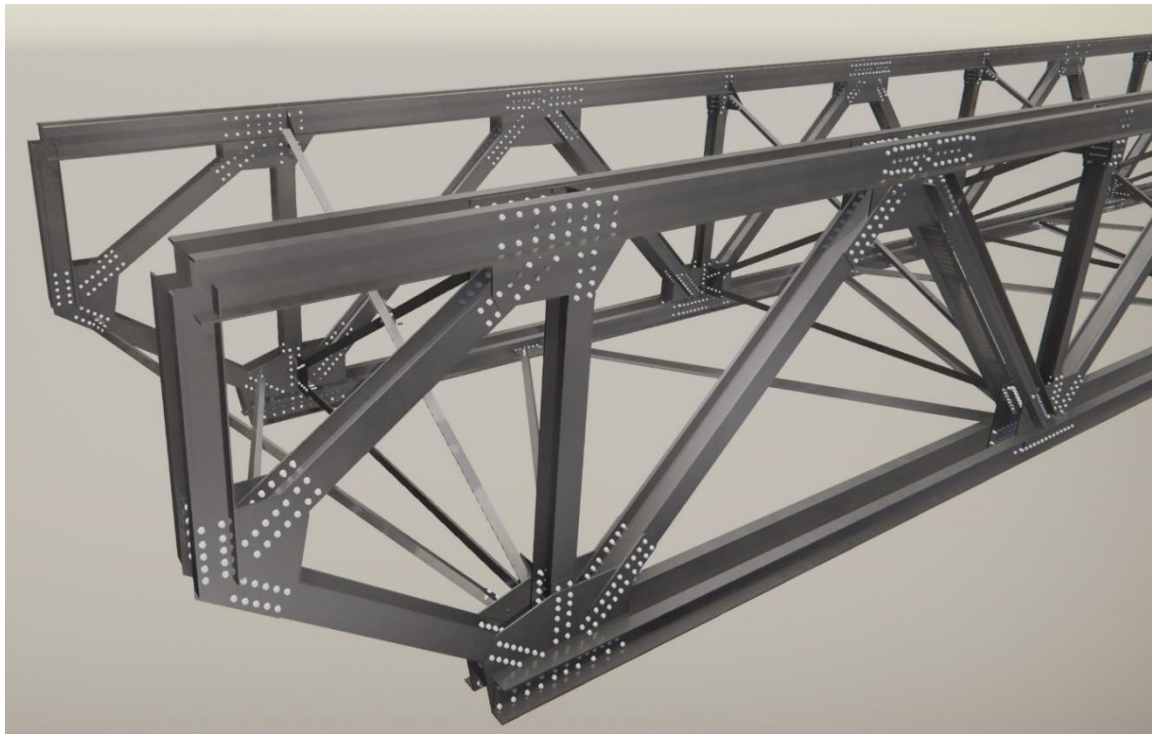
I starten av oppgaven ble det bestemt at det skulle benyttes forskjellige tegne- og analyseprogrammer. Tegneprogrammet Tekla og analyseprogrammene Idea StatiCa, SAP2000 og Skyciv har i denne oppgaven blitt benyttet. I tillegg til disse programmene ble det gjennomført beregninger i Mathcad og Excel. For å bekrefte analysene er det blitt gjennomført kontrollberegninger av modell og knutepunkt. Det er viktig å ha forståelse av teorigrunnet slike programmer benytter, da dette kan ha stor innvirkning på hvordan programmet skal benyttes og resultater som kommer ut.

3.1 Tekla

Tekla er et bygningsinformasjonsmodellprogram (BIM) som gjør det enkelt å lage, samarbeide og dele informasjon om konstruksjonen. Brua ble først modellert inn i Tekla for å skape oversikt over konstruksjonselementer, knutepunkter og profiler. Denne innføringen til oppgaven og brua har vært til stor hjelp for videre forståelse av analyser og bruas oppførsel. Bilder fra Tekla er veldig egnet til fremvisning av figurer samt visualisering av elementer og knutepunkt.



Figur 4: Oversiktsbilde av brua fra Tekla



Figur 5: Visualisering av knutepunkter i Tekla

3.2 SAP2000

SAP2000 er et analyseprogram og blir brukt for å analysere ulike lasttilfeller. I denne oppgaven ble brua også designet i det samme programmet. Gruppen var ikke kjent med dette programmet før denne oppgaven ble skrevet, så all kunnskap om SAP2000 ble opparbeidet underveis. Programmet kan brukes både i 2D og 3D, og begge disse mulighetene ble benyttet.

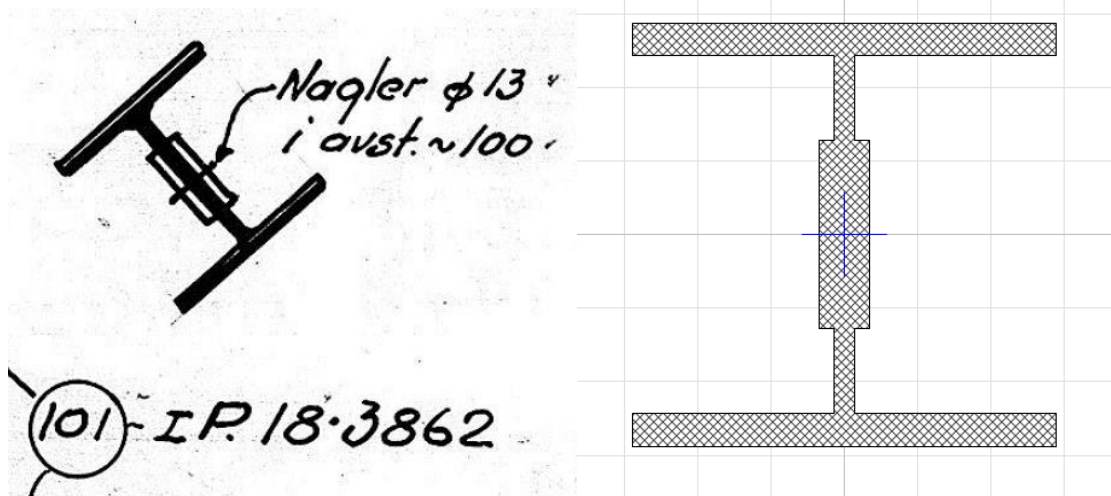
3.2.1 Design av profiler

Første steg for å opprette modellen var å definere alle de ulike tverrsnittene til stålprofilene som er brukt i konstruksjonen. Grunnlaget for modellen er hentet fra originale tegninger samt bruklassifiseringsrapporten opparbeidet av Olsen (2).

Overgurtene ble forenklet og modellert som stålprofiler, selv om disse stålprofilene egentlig er støpt inn i betongdekket.

Det er brukt andre stålprofiler på Forve bru enn dagens standard. Disse profilene er hentet fra tabeller vist i vedlegg H. Flere av profilene er også sammensatt av et hovedprofil med stålplater eller andre stålprofiler naglet fast i hverandre.

Under vises et eksempel på en av de mange ulike profilene hvor nagleforbindelser er benyttet for å forsterke profilet. I dette eksempelet er det diagonal 13 som er vist.



Figur 6: Utklipp fra originaltegningene til venstre og tilsvarende profil modellert i SAP2000

Alle profilene i SAP2000 ble modellert som et massivt objekt. Dette betyr at det antas fullstendig heft mellom hovedprofilen, som i dette tilfellet er et DIP18-profil, og stålplatene som er naglet fast i steget. Figuren viser også at profilene ikke blir modellert med radius i overgangen mellom steg og flens.

3.2.2 Design av fagverk og kontroll

Lengder og plassering av gurter, vertikaler og diagonaler er modellert på grunnlag av originaltegningene. Etter at alle profilene er modellert, ble disse brukt til å modellere halvparten av det nordlige fagverket. Brua er som kjent symmetrisk om midtaksen i lengderetning. Dette gjorde tegnejobben noe lettere da gruppen kunne speile en kopi om denne akse.

Fagverket ble påført en jevnt fordelt linjelast på 5 kN/m og kontrollert mot resultatene fra kontrollmodellen opparbeidet i Skyciv. Kontrollen sees i sin helhet i vedlegg G.1 og det blir konkludert med at kvaliteten på SAP2000-modellen er tilfredsstillende.

Det ble utført en enkel kontroll i SAP2000 med stive knutepunkt i alle knutepunkt, og en annen kontroll med ledd i alle knutepunkt. Denne kontrollen viste at for modellen var det likegyldig hvordan knutepunktene ble modellert. Det ble derfor valgt at fagverkets vertikaler og diagonaler, samt UG-8 ble modellert med ledd i hver ende, mens under- og overgurter ble modellert som gjennomgående i knutepunktene og overfører dermed moment. Kontrollen ses i vedlegg G.2, mens vurdering av knutepunkt beskrives nærmere i kapittel 5.2.

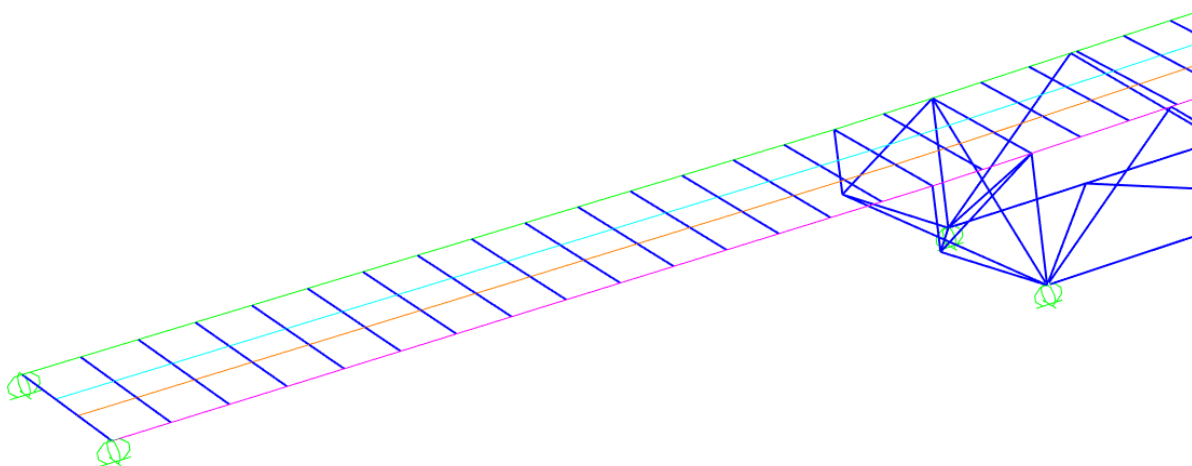
3.2.3 Sammenknytting av de to parallelle fagverkene

I og med de to parallelle fagverkene er identiske ble det opprettet en kopi av det første fagverket. Avstanden mellom fagverkene er 4 meter i henhold til originale tegninger. Disse to fagverkene er sammenknyttet av tverrkryss og horisontale diagonaler.

Både tverrkryss og horisontale diagonaler består av vinkelprofiler. Den ene enden til de horisontale diagonalene er festet til undergurten i det ene fagverket, mens den andre enden er festet til undergurten i det andre fagverket.

3.2.4 Alternativt dekke og hjulbaner

Grappa hadde utfordringer med å modellere et betongdekke som fordelte krefter på riktig måte ned i fagverket. Det ble derfor valgt å ikke modellere betongdekket. Hvordan egenlasten fra betongdekket påkjenner fagverket blir beskrevet i kapittel 6.1.1. Det kan ses på figuren under at dekket ikke er modellert.



Figur 7: Spenn 1 av modellen med tilhørende kjørebane

For å muliggjøre analyse av trafikklaster som beveger seg over brua i lengderetning, måtte det opprettes et rutenett bestående av vektløse bjelkeelementer kalt for dummies. Dette er elementer som ikke har egenvekt. Den lyseblå og oransje langsgående streken viser den innerste hjulbanen til begge kjørefeltene. Dummiene på tvers av brua fører kreftene fra de innerste hjulbanene til fagverkene på hver side. Den grønne og rosa streken viser den ytterste hjulbanen til hvert kjørefelt. Oppsummert vil det si at oransje og rosa hjulbane utgjør det nordligste kjørefeltet, og grønn og lyseblå hjulbane utgjør det sørligste kjørefeltet.

Når trafikklaster beveger seg over brua i analysene flyttes lastene over 201 «steps». Step 0 er ved starten av brua, step 100 ved midten av brua, og step 201 er ved slutten av brua. I og med at brua er 190 meter lang betyr det at trafikklaster plasseres og analyseres for ca. hver 95. cm.

Avstanden mellom hver hjulbane i samme kjørefelt er 1,5 m. I henhold til R412 (8) skal avstanden være 2,0 m. På den faktiske brua er den ytterste hjulbanen på utsiden av fagverkene. Dette var utfordrende å modellere på riktig måte, og det ble derfor bestemt å gå videre med modellen som består av to kjørefelt på 1,5 m bredde. Den ytterste hjulbanen er derfor modellert direkte på fagverkene. I en situasjon med trafikklaster i det nordligste feltet vil denne forenklingen føre til at det sørligste fagverket tar opp mer krefter på modellen enn i virkeligheten. Beregninger som beviser denne virkningen er vedlagt i G.1.

3.3 SkyCiv

Det nettbaserte analyseprogrammet SkyCiv ble brukt til kontroll av SAP2000-modellen. Programmet er raskt å lære seg og enkelt i bruk, noe som gjør det til et egnet program for kontroll. Det er likevel enkelte begrensninger knyttet til programmet, og derfor er SAP2000 heller benyttet til fullstendig analyse. SkyCiv ble i stedet for håndberegninger benyttet for å spare tid da brua er veldig stor. SkyCiv-modellen og SAP2000-modellen ble opparbeidet av ulike gruppemedlemmer. Denne uavhengige opparbeidelsen gjorde at enkelte feil ble oppdaget og korrigert underveis.



Figur 8: Kontrollmodell fra SkyCiv

3.4 IDEA StatiCa

Knutepunktene på Forve bru er sammensatte og består av både plater, foringer og ulike tverrsnitt profiler hvor alt er naglet sammen. Selv om knutepunktene ikke har momenter eller eksentrisiteter av betydning, er de likevel så komplekse at gruppen vurderte det hensiktsmessig å bruke eget analyseprogram for knutepunkt. IDEA StatiCa benyttes derfor til å modellere utvalgte knutepunkt.

3.4.1 Teorigrunnlag

Fordelen med IDEA StatiCa kontra håndberegninger er at programmet kombinerer to allerede anerkjente metoder; komponentmetoden (CM) og endelige elementmetoder (FEM). Dette gir den nye metoden komponentbaserte endelige elementmetoder (CBFEM) som gir god nøyaktighet og er svært effektiv. I tillegg til en rask beregning av knutepunkt, kobler programmet resultatene mot krav i Eurokoden (9).

Ved å kombinere metodene nevnt over tar programmet hensyn til ikke-lineære spenningsfordelinger, hevarmeffekt, faktorer som spenningsfordelinger i knutepunkts- og skjøteplater samt boltegrupper. I tillegg tar det hensyn til sekundære effekter fra deformasjon. Alle effektene gjør at programmet i teorien skal kunne gi større eller mer reell kapasitet enn konservative håndberegninger (9).

Gruppen benytter programmet for å beregne plastisk kapasitet i bruddgrensetilstand for knutepunkter. Programmet kan også blant annet benyttes til å kontrollere knutepunkters stivhet, mer tradisjonelle bjelkeberegninger av både stål og betong eller andre detaljer i betongkonstruksjoner. Disse bruksområdene er ikke benyttet.

Ut ifra resultater fra SAP2000 og kontroll av knutepunktene avskjæringskapasitet blir de knutepunktene som anses mest belastet modellert og analysert i IDEA StatiCa. Det er også mulig å importere modeller fra SAP2000 eller Tekla direkte til IDEA StatiCa. Dette ble vurdert til å være for krevende og gruppen fant det like enkelt å modellere direkte i programmet.

3.5 Mathcad og Excel

Mathcad og Excel er regneprogrammer som i denne oppgaven er brukt til håndberegninger av kapasiteter og kontroll. Mathcad er godt egnet til håndberegninger når man ønsker systematisk fremstilling og god oversikt. Excel har sin fordel når det er store mengder data som skal analyseres på lik måte. På grunn av de forskjellige fordelene er det som regel alltid vist et detaljert beregningseksempel med Mathcad, for å så analysere resten av elementene i Excel. I vedlegg D og E ligger Mathcad- og Excelberegninger.

4 Materialelegenskaper

4.1 Materialfaktorer

I dimensjonering ved hjelp av partialfaktormetoden benyttes det partialfaktorer for å redusere karakteristiske verdier om til dimensjonerende verdier. Materialfaktorer er sammen med lastfaktorer ulike typer partialfaktorer som skal sørge for nødvendig sikkerhet til konstruksjoner. Materialfaktorer er bestemt på grunnlag av empiri. Definisjonene på de forskjellige partialfaktorene er gitt i EC3-1-1 kapittel 6.1 (10):

- Tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse: γ_{M0}
- Stavers kapasitet mot instabilitet påvist for hele staven: γ_{M1}
- Tverrsnittskapasitet mot brudd forårsaket av strekkspenninger: γ_{M2}
- Knutepunkters kapasitet: se NS-EN 1993-1-8

Verdiene til de forskjellige partialfaktorene er hentet fra det nasjonale tillegget i EC3-2 under punkt NA.6.1(1) (11). Her settes $\gamma_{M0} = 1,10$, $\gamma_{M1} = 1,10$, $\gamma_{M2} = 1,25$.

I håndbok R412 er det gitt egne materialfaktorer for stål (8). Disse er mer konservative enn i eurokoden EC3-2, og blir derfor benyttet i videre beregninger. Ut fra tabell 1 som vises under ser man materialfaktorene R412 opererer med, og for konstruksjonsstål etter 1920 settes $\gamma_{M1} = 1,20$ og $\gamma_{M2} = 1,35$.

Tabell 1: Materialfaktorer fra NA-rundskriv 2017/10 R412 (12)

Materiale	Materialfaktor	
	γ_{M1}	γ_{M2}
Konstruksjonsstål		
- før 1920 strekkstaver	1,50	1,70
trykkstaver	1,35	1,50
bjelker	1,35	1,50
- etter 1920	1,20	1,35
- etter 1920 med materialsertifikat, laveste fy hentes fra sertifikat	1,15	1,30
- etter 1920 med materialsertifikat, fy for spesifisert stålkvalitet ⁽¹⁾	1,10	1,25
Hengebruer		
- kabler	1,20	-
- hengestenger	1,50	-
- avstivningsbærer (Bare langbærere)	1,10	1,25
Nagler/skruer, også i friksjonsforbindelser		
- før 1920	-	1,50
- etter 1920	-	1,25

Knutepunktets partialfaktor er definert i EC3-1-8. I henhold til tabell 2.1 - partialfaktor for knutepunkter, settes partialfaktoren for nagler lik γ_{M2} . I det nasjonale tillegget finner man verdier for de forskjellige partialfaktorene, og her settes $\gamma_{M2}=1,25$ (13). Denne verdien er lik det man finner i håndbok R412 tabell 4.2.1, hvor nagler etter 1920 får partialfaktoren $\gamma_{M2}=1,25$ (8). Håndboken gir materialfaktor for armert betong lik $\gamma_c = 1,4$, som også blir benyttet (8). Ettersom det benyttes ulike materialfaktorer i EC3-2 og R412 blir det oppsummert hvilke partialfaktorer som blir benyttet i tabell 2.

Tabell 2: Materialfaktorer benyttet oppgaven

Materialfaktor	Verdi
γ_{M0}	1,10
γ_{M1}	1,20
γ_{M2}	1,35
γ_c	1,4
γ_{M2}^*	1,25

* Gjelder for nagler

4.2 Materialegenskaper stål

Stål er en legering som i hovedsak består av jern og karbon. Egenskapene til stål avhenger av mengden av disse bestanddelene og andre stoffer som inngår i legeringen. Variasjonen i egenskaper gjør at stål kan benyttes til flere ulike bruksområder og industrier.

Stål har gjennomgått store materialendringer de siste 30 årene. Hvor det før var mest vanlig at konstruksjonsstål hadde en flytespenning (f_y) lik 235 megapascal (MPa), er det nå mer vanlig med stål med f_y fra 355 til 460 MPa. I dag får man også tak i høyfast stål med flytespenning inntil 1100 MPa (14 ,s.41). Forbedringen av stålqualität kommer i hovedsak av bedre legeringselementer og termiske bearbeidingsmetoder, samt forståelse av hvordan stålets kjemiske sammensetning har betydning for stålets mekaniske egenskaper. Endringen i stålqualität underbygges av håndbok R412 punkt 4.1.2 «Dimensjonerende materialfasthet – stålkonstruksjoner» (12).

For Forve bru er ikke stålqualität oppgitt i tegninger eller tilsvarende og det velges derfor stålqualität St. 37 etter R412 (12). Disse verdiene gjelder for alle stålprofilene i konstruksjonen.

Tabell 3: Strekkfasthet og flytegrense i henhold til R412-rundskriv (12)

Stålqualität	Strekkfasthet f_u (N/mm^2)	Flytegrense f_y (N/mm^2)
St. 37	370	235

Dimensjonerende verdier kommer fra reduksjon av fasthetene med materialfaktorene γ_{M1} og γ_{M2} :

Dimensjonerende strekkfasthet:

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 274 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende flytegrense:

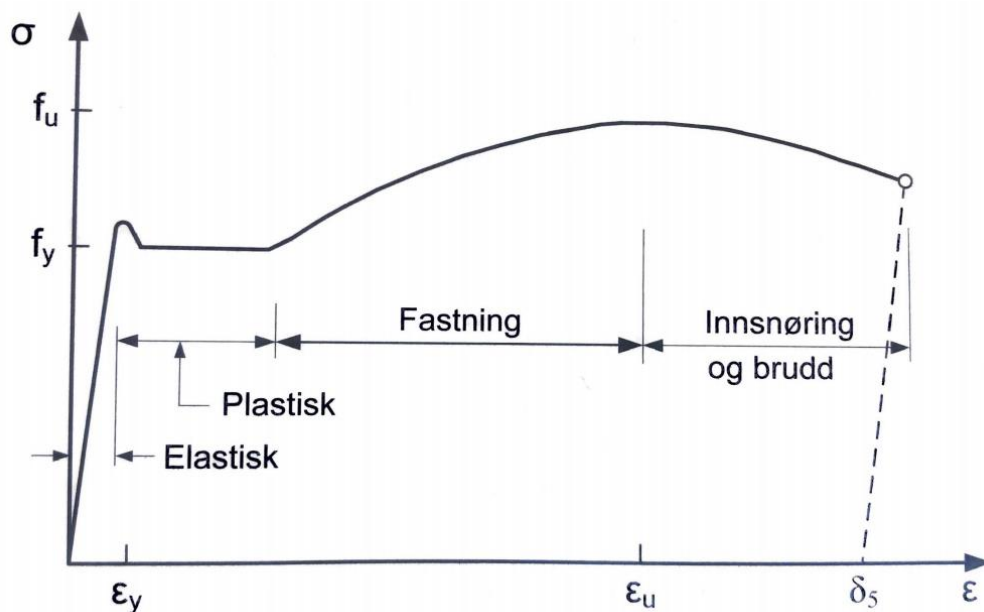
$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 213 \text{ N/mm}^2$$

Ved beregning av bruddgrensetilstander er det disse to verdiene som benyttes videre. I tillegg har

stål følgende materialkonstanter, hentet fra EC3-1-1 punkt 3.2.6 Dimensjonerende verdier av materialkonstanter (10).

- Elastisitetsmodul $E_s = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- Skjærmodul $G_s = \frac{E}{2*(1+\nu)} = 81\,000\text{ N/mm}^2$
- Poisson-tall i elastisk område $\nu_s = 0,3$
- Temperaturutvidelseskoeffisient $\alpha_s = 12 * 10^{-6}\text{ K}^{-1}$

Flytespenning (f_y), bruddspenning (f_u) og bruddforlengelsen δ_5 er stålets viktigste materialparametere. Figur 9 viser sammenhengen mellom disse parameterne. Først vil materialet oppføre seg lineær-elastisk og med liten deformasjon. I plastisk område vil det tøyres uten at lasten økes ytterligere. Etter at materialet er fullt plastifisert vil det fastne og få en god del styrke ut over flytegrensen før det til slutt går til brudd. Disse egenskapene er viktig for å kunne dimensjonere plastisk som omtalt i kapittel 7.1.1.



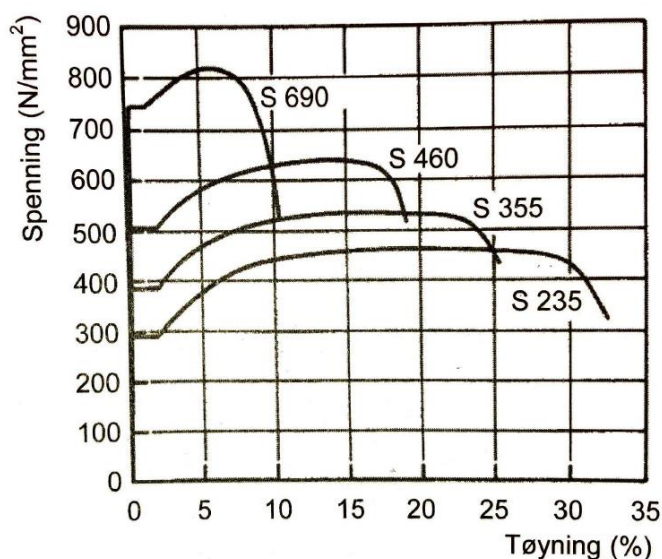
Figur 9: Spenning-tøyningsforhold og definisjon av materialparametere (14, s. 50)

4.2.1 Mekaniske egenskaper – bruddmekanikk

Bruddmekanikk handler om hvordan brudd i materialer oppstår og aktuelle bruddtyper kan forhindres. Brudd deles i hovedsak inn i to hovedtyper: duktile brudd og sprøbrudd. Stål anses

som et homogent materiale, selv om det egentlig er inhomogent og inneholder mikrosprekker. Dette er avvik som viktig å ta hensyn til med tanke på sprøbrudd (14, s.65).

Flytning er en duktil bruddform som foregår ved glidning (skjærdeformasjon) langs gitterplanet i metallens krystaller (14, s.65). Det kjennetegnes ved stor evne til plastisk deformasjon og stor energiabsorpsjon. Slike brudd skjer relativt langsomt og kan oppdages før konstruksjonen kollapser. Figur 10 viser hvordan stål med lav flytekapasitet har større duktilitet og dermed mindre sannsynlighet for sprøbrudd.



Figur 10: Typiske spennings-tøyningsdiagrammer for stål (14, s. 50)

Sprøbrudd oppstår grunnet spalting av krystaller normalt på gitterplanet, og kjennetegnes ved liten plastisk deformasjon og lav energiabsorpsjon. Dette gjør at sprøbrudd er vanskelig å oppdage før konstruksjonen plutselig kollapser, og er derfor ønskelig å unngå (15, 16).

Bruddmekanikken ved sprøbrudd tar utgangspunkt i en eksisterende sprekk i materialet, og ser på om man får en stabil eller ustabil sprekkvekst under gitte forhold. Stabil sprekkvekst er ofte i sammenheng med en utmattende belastning. Denne type belastning gir en infinitesimal økning av sprekkenes lengde. Ustabil sprekkvekst kjennetegnes ved at sprekken har nådd en kritisk lengde og vokser med en hastighet opp til 2000 m/s.

Ved beregning av utmatting på bruer kan man ifølge Palmgren-Miner regelen summere skaden fra alle de ulike spenningstilstandene som kommer fra stor variasjon i utenpåliggende last (14, 15). Den er gitt ved:

$$D = \frac{\sum n_i}{N_i} = \left(\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots \right)$$

Hvor n_i er antall sykler med spenning i området $\Delta\sigma_i$

Det blir ikke gått nærmere inn på sprøbrudd og utmatting her. Likevel er det verdt å nevne at en av de viktigste egenskapene til Ferrx sin patenterte teknologi FEMM gir mulighet for å måle og overvåke mikrosprekker og sprekkvekst. Noe som igjen har klar sammenheng med utmatting, og aktuelt for mange bruer med stor variasjon i utenpåliggende laster.

4.3 Materialeegenskaper Betong

Brua er utformet med et dekke i betong som er støpt sammen med overgurten i fagverket. I oppgaven ses det bort ifra å beregne kapasitet til betongdekket. Betongens egenskaper blir likevel kort beskrevet og tatt hensyn til ved vurdering av resultater som blir diskutert senere. I tillegg tas det hensyn til betongens egenskaper ved beregning av samvirke.

Betong lages ved å blande sement og vann med ulike tilslag av sand, stein og eventuelt andre tilsetningsstoffer som kan gi ulike egenskaper. Den store styrken til betongen kommer fra den kjemiske reaksjonen mellom sement og vann. Betong har høy trykkapasitet, men svært dårlig strekkapasitet. For å øke strekkapasiteten blir betong derfor armert med stål (17).

Ved påføring og beregning av dekkets egenlast settes densiteten til betong $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ som definert i håndbok R412 kapittel 4.1 Egenlast (8). Betongen, på grunn av dens alder, klassifiseres som B-betong. Denne kvaliteten sammenliknes med det som i dag heter C20.

Tabell 4: Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (8)

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	σ_c (kg/cm ²)	Fasthets- klasse	f_{cn} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8
		B 350	60	C 30	19,6
		B 400	70	C 35	22,4
		B 450	80	C 40	25,2
				C 45	28,0

Dimensjonerende trykkfasthet for betong, f_{cd} , finner man ved å redusere karakteristisk fasthet med materialfaktoren definert i kapittel 4.1:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_m} = \frac{14,0}{1,4} = 10.0 \text{ N/mm}^2$$

5 Tverrsnitt

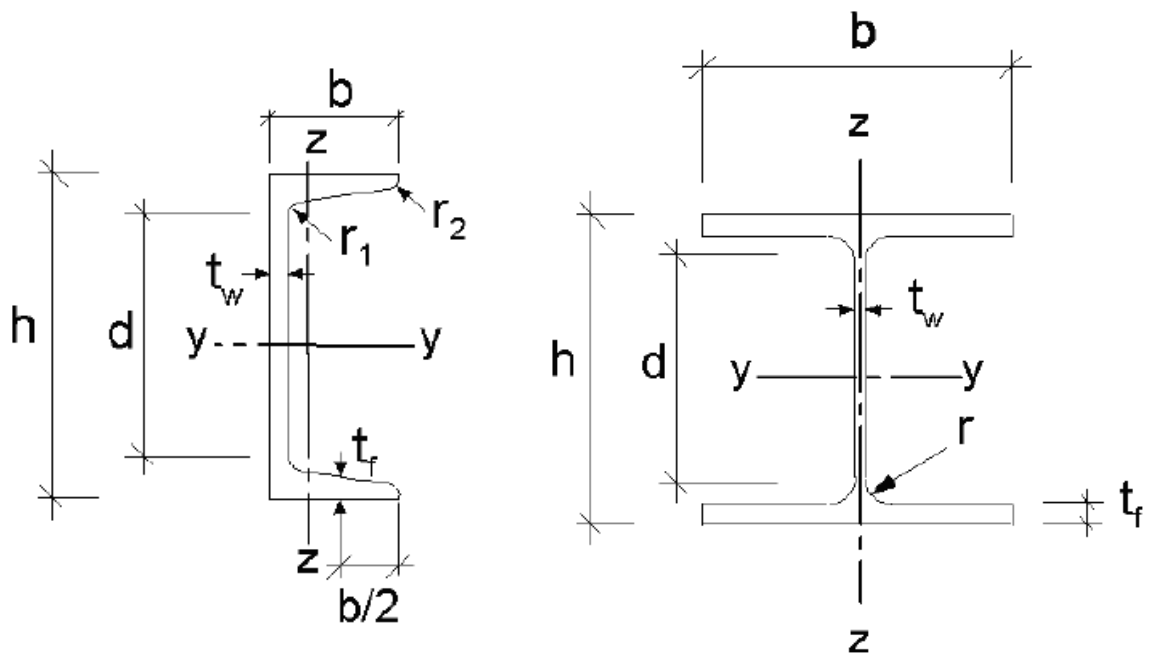
5.1 Tverrsnitt

Fagverket er bygd opp av flere forskjellige tverrsnitt gjennom ulike kombinasjoner av IDIMEL-, DIP- og C-profiler, i tillegg til plater festet til disse. IDIMEL- og DIP-bjelker er ikke en del av dagens standardprofiler, men har lignende størrelse og egenskaper som henholdsvis HE-A og HE-B profiler. C-profiler kan også bli omtalt som U-profiler eller kanalprofiler.

Profilverdier og tverrsnittsdata er hentet fra profiltabell i vedlegg H, og gjengitt i tabell 5. Disse verdiene er brukt i modelleringen. Det bemerkes likevel som nevnt i kapittel 3.2.1 at det ikke er modellert radius til profilene. Heller ikke helning på flensen til C-profilene er tatt med i modellering i SAP2000. Tabell 5 viser dimensjoner på de ulike enkeltprofilene som finnes i fagverket. Målsetting er utført i henhold til EC3-1-1 og er vist i Figur 11. Fullstendig profilliste er vist i vedlegg C.1.

Tabell 5: Enkeltprofiler benyttet i fagverket

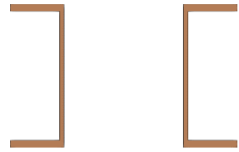

Profil	h(mm)	b(mm)	t_w	t_r	r1	r2	d
C18	180	70	8	11	5,5	5,5	133
C20	200	75	8,5	11,5	13	6	151
C24	240	85	9,5	13	6,5	6,5	184
C26	260	90	10	14	7	7	200
DIP 18	180	180	9	14	14		
IDIMEL 16	150	157	6	9	14		
IDIMEL 18	172	177	6,5	10	14		
DIP 90	900	300	19	36	30		

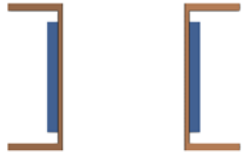
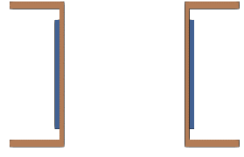
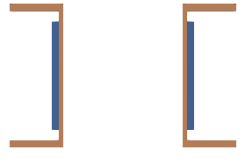

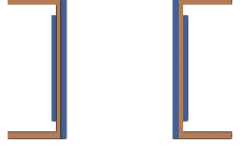
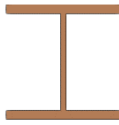
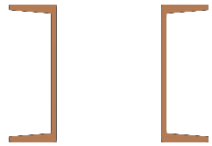
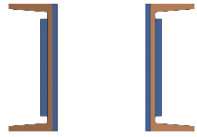


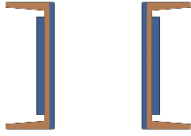
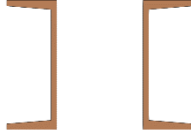
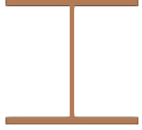


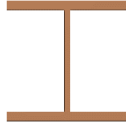

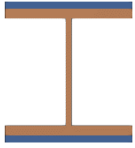
Figur 11: Definisjon på målsetting av tverrsnittene (10)

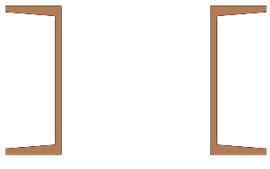
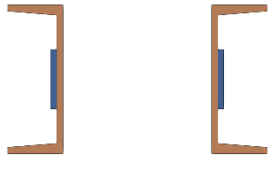

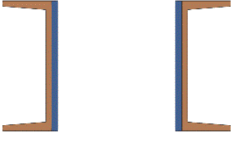
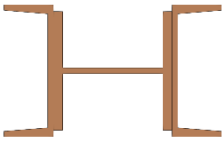
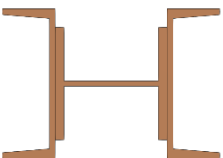
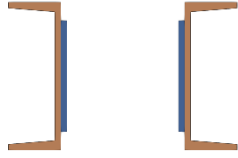
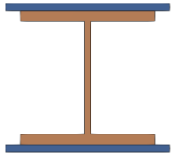
Systematisering av elementnavn er definert etter elementtype hvor UG står for undergurt, OG står for overgurt, V står for vertikal og D står for diagonal. Avstanden mellom C-profilene er alltid 200 mm.

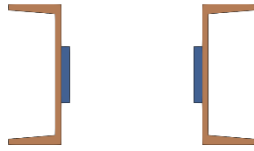
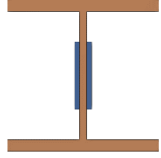
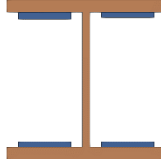
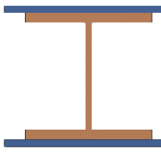
Tabell 6: Enkle og sammensatte profiler benyttet i fagverket

Elementnavn	Profil	Tverrsnitt
UG-1	2 C24	
UG-2	2 C24 + 2*180*14	

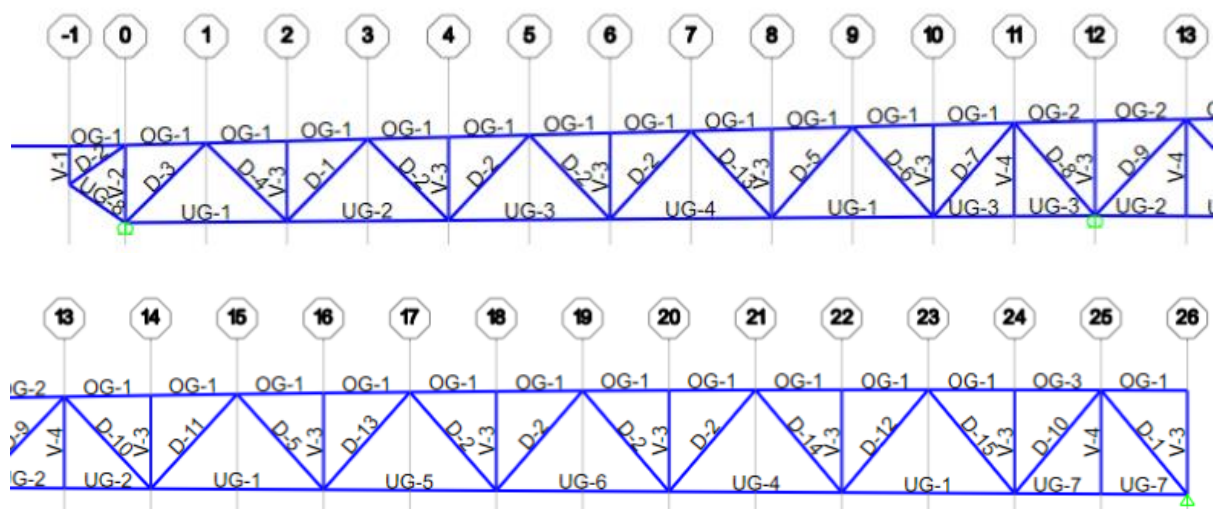
UG-3	2 C24 + 2*180*18	
UG-4	2 C24 + 2*180*8	
UG-5	2 C24 + 2*180*12	
UG-6	2 C24 + 2*180*16	
UG-7	2 C24 + 2*180*8 + 2*240*10	
UG-8	DIP18	
OG-1	2 C26	
OG-2	2 C26 + 2*200*14 + 2*260*10	

OG-3	2 C26 +2*200*16 + 2*260*10	
V-1	2 C18	
V-2	IDIMEL 18	
V-3	IDIMEL 16	
V-4	C18	
D-1	DIP18	
D-2	IDIMEL18	
D-3	DIP18 + 2*180*10	

D-4	2 C20	
D-5	2 C20 + 2*80*8	
D-6	DIP18 + 2*200*10	
D-7	2 C20 + 2*200*10	
D-8	2 C20 + DIP 18	
D-9	2 C24 + DIP 18	
D-10	2 C24 + 2*180*10	
D-11	DIP18 + 2*220*10	

D-12	2 C20 + 2*80*12	
D-13	DIP18 + 2*80*6	
D-14	DIP18 + 4*60*8	
D-15	DIP18 + 2*240*10	

Figuren under viser plassering av de ulike elementene og oppbygningen av fagverket. For å gjøre figuren mer lesbar er fagverket klippet i to. DIP 90-bjelken finnes i endespennet som går fra akse -1 til akse -2. Denne er også klippet bort for å øke lesbarhet. Fagverket som vises er hentet fra SAP2000.



Figur 12: Plassering av elementer i forhold til benyttet aksesystem

5.1.1 Kontroll av tverrsnitt

Ettersom det ikke ble modellert radius og innsnevring av flens på profilene, vil enkelte verdier skille seg litt ut fra virkelige verdier. Tverrsnittparametere som areal, motstandsmoment og treghetsradius er likevel hentet fra SAP2000. En rask sammenlikning vist i C.2 viser at ulikheten for tverrsnittsarealet er liten, mens 2. arealmoment, motstandsmoment og treghetsradius er overvurdert for C-profilene om svak akse.

For knekkapasiteten gir overvurderingen av treghetsradius en lavere slankhet enn det som egentlig er tilfellet, noe som igjen gir en overvurdert knekkapasitet om svak akse. Allikevel velges dette å se bort fra da kapasiteten om svak akse for de aktuelle profilene er en del større enn påkjenningen, samt at en liten endring i treghetsradius ikke vil utgjøre stor forskjell på kapasitet.

5.2 Knutepunkt

5.2.1 Forbindelsene

På Forve bru er alle sammenføyningene naglet. Nagler er en type rund bolt hvor den ene siden vanligvis har et hode og den andre siden har en sylindrisk flate. Naglen plasseres inn i de forborede hullene i de platene som skal nagles sammen. Etter at naglen er plassert hamrer man, også kalt klinker man, den utstikkende sylindriske flate siden til et sekundært hode. Klinking er altså prosessen hvor man former den utstikkende delen av naglen for å sammenføye konstruksjonsdeler (18). På tiden hvor Forve bru ble bygget var nagler en vanlig sammenføyingsmetode, mens det i nyere tid heller benyttes bolter og sveis på større konstruksjoner.

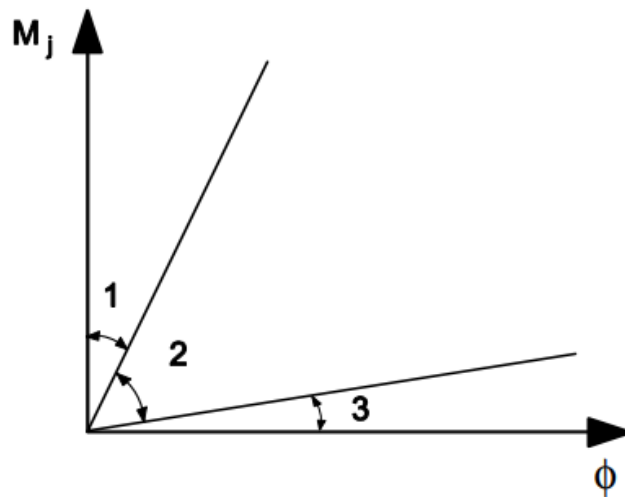
5.2.2 Klassifisering

Knutepunktene i konstruksjonen er essensielle for hvordan krefter overføres. EC3-1-8 skiller i punkt 5.1.1 mellom tre ulike modeller for knutepunktene oppførsel avhengig av moment-rotasjon-relasjonen (13):

1. Leddet: Her overfører ikke knutepunktet bøyemoment.
2. Bøyestivt: Her antas det at moment-rotasjon-relasjonen ikke har betydning for konstruksjonen.

3. Delvis bøyingsstiv: Her er det nødvendig å ta hensyn til moment-rotasjon-relasjonen ved analyse.

Figur 13 viser moment-rotasjon-relasjonen for et knutepunkt. Figuren er hentet fra EC3-1-8 punkt 5.2.2.5 hvor det også er gitt kriterier mellom de ulike sonene. I sone 1 overføres det mye moment og det er lite rotasjon. Et slikt knutepunkt kalles bøyestivt. I sone 3 overføres det lite moment og det er stor rotasjon. Et knutepunkt som oppfører seg slik vil bli kalt leddet. Mellom dette finner man sone 2, delvis bøyestivt, og er alle knutepunkt som ikke oppfyller kriteriene til sone 1 eller 2 (13).

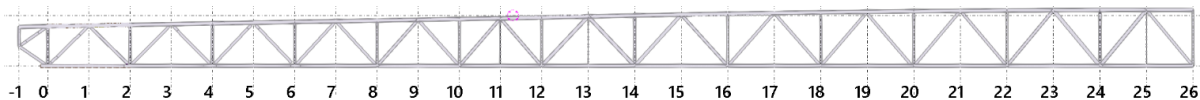


Figur 13: Knutepunkt klassifiseres etter stivhet (13)

Knutepunkt kategoriseres i henhold til tabell 5.1 i EC3-1-8 hvor man tar hensyn til analysemetode og utforming av knutepunkt. Analysemetoden skiller mellom elastisk, stiv-plastisk og elastisk-plastisk. Utformingen er avhengig av moment-rotasjonsrelasjonen, altså stivheten til knutepunktet (13).

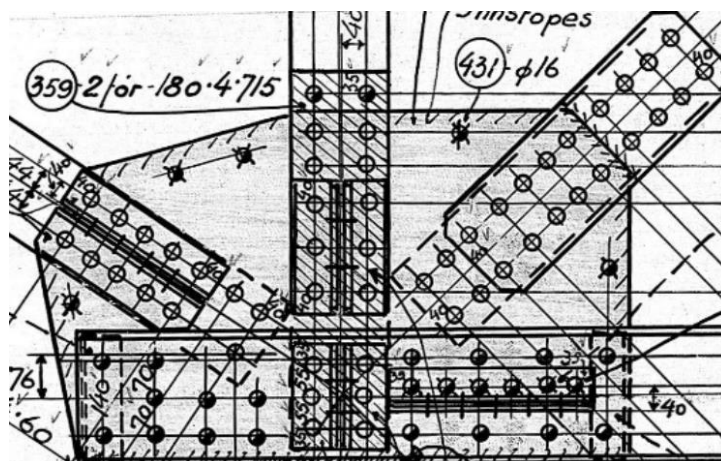
5.2.3 Nummerering og eksentrisitet

Ved Forve bru er knutepunktene i originaltegningene nummerert. Dette gjør konstruksjonen og knutepunktene mer oversiktlig og man kan enkelt beskrive elementer som ligger mellom to knutepunkt. Nummereringen fra de originale tegningene er videreført i denne oppgaven for å unngå misforståelser. Figur 14 viser et oversiktsbilde over nummereringen av halve fagverket.

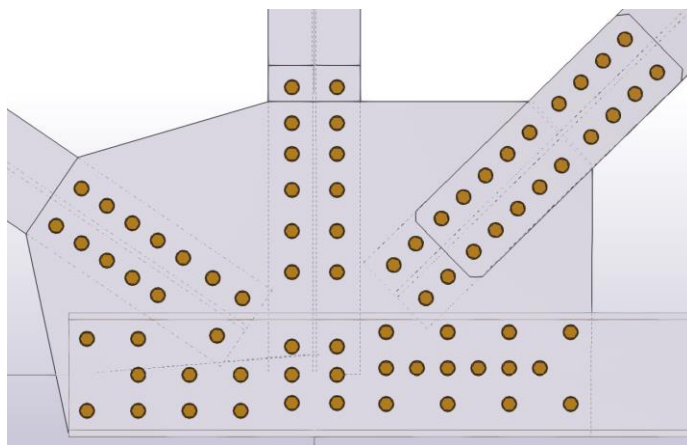


Figur 14: Nummerering av knutepunkt i Tekla

Figurene 15 og 16 viser begge knutepunkt 0 hvor den øverste figuren er fra originaltegningene, mens den nederste er modellert inn i Tekla. Man kan se at angrepspunktene fra de forskjellige elementene er sammenfallende mot senter av knutepunktet. Eneste unntak er ved innfesting av tverrkryss og horisontale diagonaler som angriper like over senter. Ettersom kreftene fra disse er små, og avstanden er liten, anses dette som neglisjerbart. Det blir derfor ikke regnet med eksentrisitetsmoment i knutepunktet, noe som gjelder for alle andre knutepunkter i konstruksjonen.



Figur 15: Knutepunkt 0 hentet originale tegninger



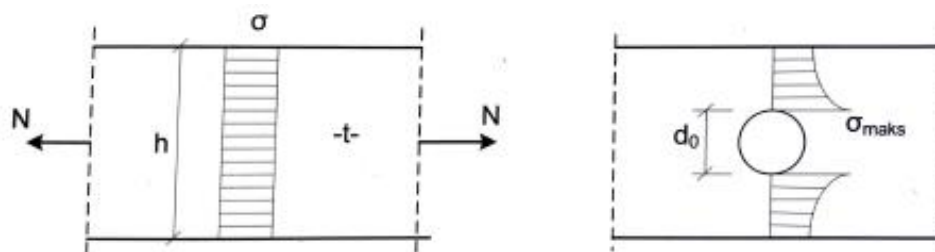
Figur 16: Knutepunkt 0 hentet fra Tekla

5.2.4 Spenningsfordeling rundt hull

For en stav med konstant eller svakt varierende tverrsnitt beregnes bøye- og skjærspenninger etter formler fra fasthetslæren. Ved beregning av spenningskonsentrasjoner ved store tverrsnittsendringer eller profiler med hull gjelder mer kompliserte regler. Figur 17 viser hvordan spenningen vil fordele seg rundt sirkulære hull. Det oppstår en spenningskonsentrasjon hvor σ_{maks} er den maksimale spenningen ved hullets kant. Den maksimale spenningen kan uttrykkes som:

$$\sigma_{maks} = SCF * \sigma_m = SCF * \frac{N}{A_{net}}$$

Spenningskonsentrasjonen SCF varierer for ulike geometrier og lasttilfeller. IDEA StatiCa tar hensyn til slike spenningskonsentrasjoner (14, s. 85).



Figur 17: Spenningsfordeling som viser hvordan platestripen er svekket av skruehull (14, s.85)

5.2.5 Valg av knutepunkt i IDEA StatiCa

Ettersom overgurten ses på som et samvirketverrsnitt, og at knutepunktene i overgurten ofte er utført på tilsvarende måte som i undergurten, ble det valgt å kontrollere knutepunkter i undergurten. Det ble valgt å modellere to ulike knutepunkt ut ifra belastning fra SAP2000, utforming og en forenklet beregning av utnyttelsesgrad.

Vedlegg E.3 gir et overblikk over avskjæringskapasiteten og utnyttelsesgraden for naglene i de ulike diagonalene. Vedlegg E.2 viser at i de fleste tilfeller vil profilenes tverrsnitt ofte være dimensjonerende, men beregningen er ikke komplett da det kun er tatt hensyn til avskjæringskapasitet for naglene. Det er ikke tatt hensyn til faktorer som blokkutrivning, brudd i grunnmaterialet, eller hvordan enkelte nagler blir belastet mer som følge av lange naglerekker eller spenningsfordeling i platen. Kontrollberegninger i Mathcad og IDEA StatiCa ble derfor

benyttet for å kontrollere knutepunktene kapasitet. Resultatene av beregningene viser at man generelt kan anta at tverrsnittkapasiteten til stavene blir dimensjonerende for konstruksjonen, og ikke knutepunktene i seg selv.

Knutepunktene ble modellert og kontrollert mot lastkombinasjon A da dette var dimensjonerende tilfelle for de aktuelle stavene. Begge knutepunktene i IDEA StatiCa ble kontrollert mot alle tilfellene hvor de tilhørende stavene er maksimalt belastet.

Modellene baserer seg på originale tegninger, bilder fra befaring, i tillegg til Tekla-modellen. Tverrsnitt, materialer og faktorer er de samme som definert tidligere og naglene er modellert som bolter. Undergurten er modellert kontinuerlig ved bruk av samme profil begge retninger ut ifra knutepunktet. For å være konservativ ble knutepunkt med to ulike undergurter modellert med undergurten med lavest kapasitet. Det er mulig å modellere undergurten i to deler, men erfaringen viser at programmet jobbet raskere med en gjennomgående undergurt. Forsøk viser at resultatene ikke ble nevneverdig påvirket av forenklingen. Ved beregning er det i IDEA StatiCa satt materialfaktorer som definert kapittel 4.1. Oversikt over faktorene er vist i tabell 7.

Tabell 7: Parametere benyttet

Code settings

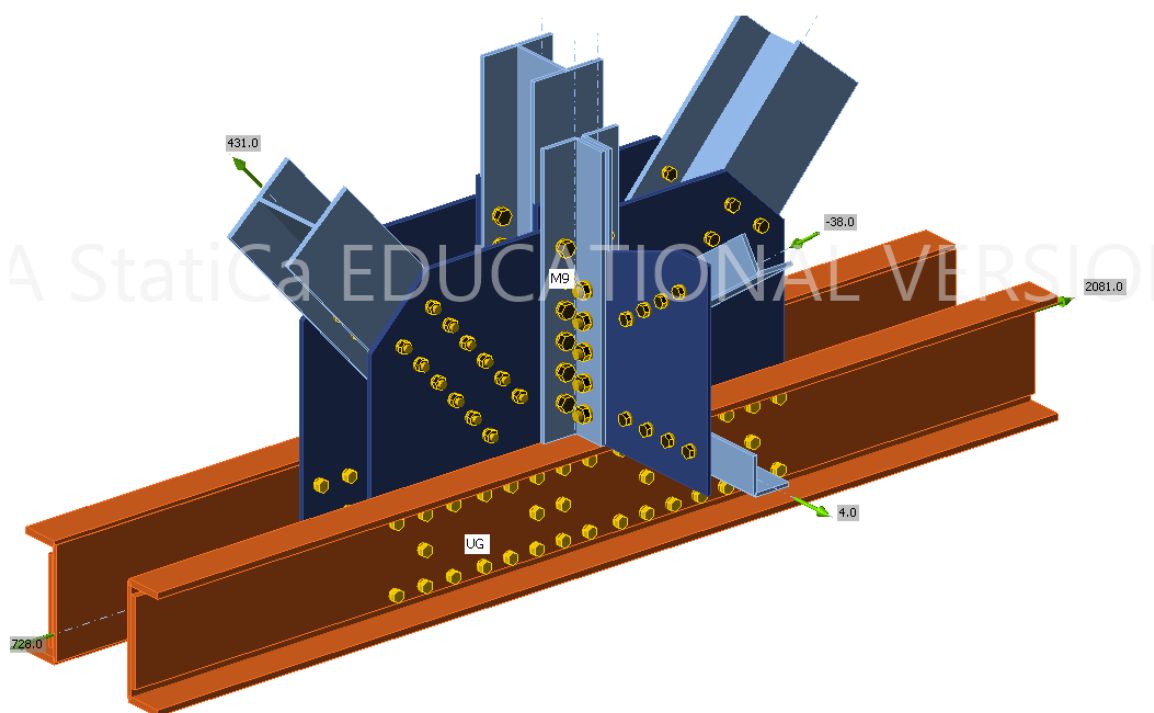
Item	Value	Unit	Reference
Y _{M0}	1.10	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1.20	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1.40	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β _j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.00	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated a _b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	No		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Knutepunkt 18

Knutepunkt 18 ble valgt på bakgrunn av høy knekkapasitet for diagonal 18-19, samtidig som at naglene ifølge håndberegninger blir dimensjonerende. Analysen i IDEA StatiCa viser allikevel at naglene har mer enn nok kapasitet.

Knutepunktet er relativt enkelt oppbygd med forholdsvis lite nagler og platenes geometri kan enkelt tegnes og modelleres korrekt i IDEA StatiCa. Begge diagonalene består av et IDIMEL 18-profil uten plater. Vertikalen er et IDIMEL 16-profil med en foringsplate på 160x11 mm på hver flens. Undergurten består av to C24 med enten 12 eller 16 mm plate på utsiden av steget. Ettersom undergurtene ble modellert med samme tverrsnitt, ble UG-5 derfor modellert med 12 mm plate.

Både diagonaler og vertikal går imellom C-24 profilene i undergurten og er koblet til undergurten med en knutepunktplate på 645x10x940 mm. Langs diagonal 17-18 går to rader med 6 $\varnothing 16$ mm nagler gjennom diagonalens flens og i knutepunktplaten. Diagonalen vil altså være koblet til knutepunktplaten med til sammen 24 nagler. Tilsvarende for diagonal 18-19 med 4 nagler for hver rad. Tverrkryss ble også modellert i dette knutepunktet. Tverrkryssene er koblet til ved to L-profiler naglet fast i vertikalen og som igjen er naglet i en plate på 345x8x445 mm. Tverrkryssene er så naglet fast i denne platen.

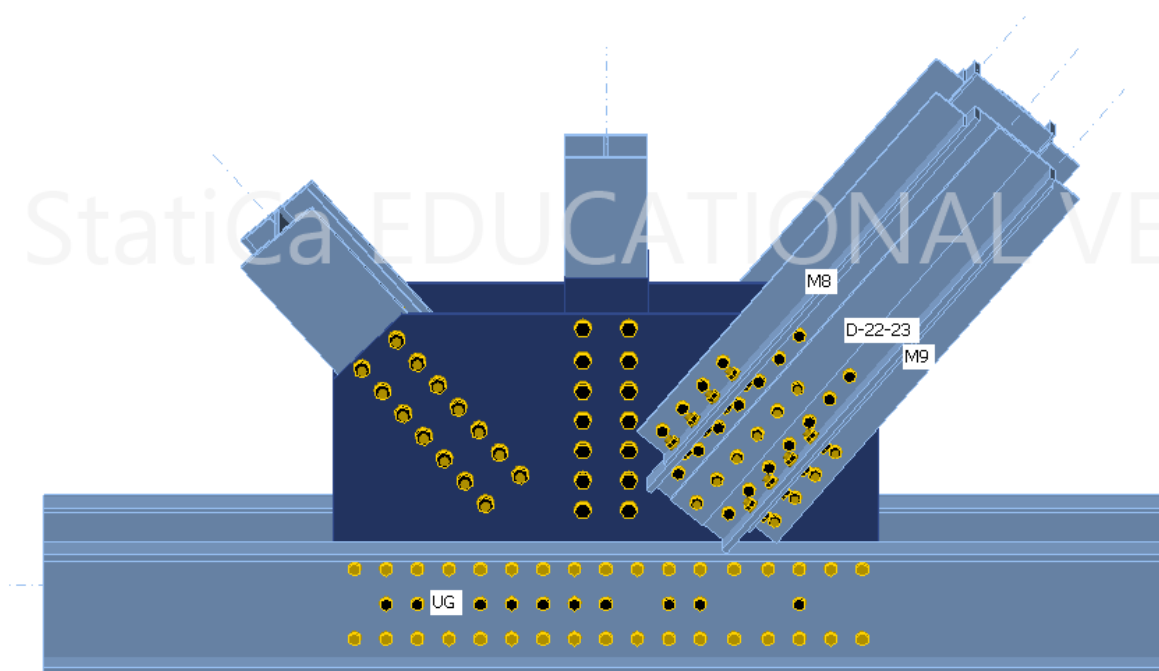


Figur 18: Knutepunkt 18 i IDEA StatiCa

Knutepunkt 22

Beregninger av utnyttelsesgrad viser at stavene i dette knutepunktet vil være dimensjonerende. Det er i tillegg spesielt interessant å undersøke knutepunktet på bakgrunn av en utnyttelsesgrad på 0,92 for diagonal 21-22. Naglene for knutepunktet har også en av de høyeste utnyttelsesgradene for knutepunktene på 0,74. I knutepunktet var det også knyttet usikkerhet til hvor mye naglene i L-profilet kunne ta opp, noe som er avgjørende for kapasiteten til naglegruppen.

Diagonal 21-22 er bygd opp tilsvarende som i knutepunkt 18 med 2 rader med 7 nagler per rad, til sammen 28 nagler. Diagonal 22-23 er derimot litt annerledes hvor den består av 2 C20-profiler med en plate på 80x12 mm på utsiden av steget. Profilene er plassert på utsiden av knutepunktplaten og koblet sammen med 3 naglerader. De to ytterste går kun igjennom steget til C20-profilene, mens den sentrerte raden også går igjennom platen på 80x12 mm. L-profilene er naglet fast i C20-profilenes flenser og knutepunktplaten. Undergurten ble modellert av typen UG-1, altså to C24 profiler.



Figur 19: Knutepunkt 22 i IDEA StatiCa

6 Laster

Karakteristiske laster er laster på konstruksjonen som ikke er multiplisert med lastfaktorer. Karakteristiske laster på bruer består av permanente laster, variable laster, deformasjonslaster og ulykkeslaster (8). Permanente laster vil her kun være egenvekt. Variable laster som vil bli sett på er trafikklaster og naturlaster i form av vertikal og horisontal vindlast. Deformasjonslaster og ulykkeslaster vil ikke bli vurdert i denne oppgaven.

6.1 Permanente laster

Permanente laster er i denne oppgaven egenvekt fra betongdekket med rekkverk, egenvekt fra stålfagverket, samt tilleggsvekt fra nagler og andre elementer i knutepunkt. Andre permanente laster som ikke vil bli vurdert er laster fra permanent utstyr på konstruksjonen, samt trykkpåkjenninger fra vann og jord.

6.1.1 Egenlast fra betongdekket med slitelag og rekkverk

Da gruppen har hatt utfordringer med å modellere betongdekket i SAP2000 er det besluttet å modellere egenvekten fra betong som en jevnt fordelt linjelast. Denne lasten blir likt fordelt og påføres direkte på overgurtene over de to fagverkene.

Halve dekketverrsnittet av betong er modellert ved hjelp av «section designer» med originale tegninger som grunnlag. Arealet blir hentet ut fra SAP2000 og det viser seg å være:

$$a_b = 938701,6 \text{ mm}^2 = 0,9387 \text{ m}^2$$

Slitelaget på brua antas å være asfalt. Total tykkelse på slitelag blir satt til 70 mm (2) og det antas at slitelag er lagt på hele bruas bredde. Arealet til slitelaget blir for halve tverrsnittet satt til:

$$a_s = 0,070\text{m} * 3,650\text{m} = 0,2555 \text{ m}^2$$

Beregninger av egenlast for betongdekket, slitelag og rekkverk er vist i D.1, og blir beregnet til:

$$q_{tot} = 31,268 \text{ kN/m}$$

6.1.2 Egenvekt stålprofiler og knutepunktforbindelser

Egenvekt for stål blir i henhold til håndbok R412 satt som:

$$\rho_s = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * f$$

Vekten av nagler og knutepunktforbindelser blir ikke tatt med i SAP2000 da disse elementene ikke er modellert. For å få med lasten som kommer av disse elementene er massetettheten multiplisert med en faktor f . Denne metoden er brukt i andre rapporter og oppgaver om beregning av egenlast fra fagverkskonstruksjoner.

I bacheloroppgaven om Jøssund bru (19) ble det besluttet, på grunnlag av originale tegninger, å sette f til 1,22. Olav Olsens rapport (2) velger å sette faktoren til 1,10 men vurderes av oss til å være lite konservativt. Fordi gruppen ikke har samme gode tegningsgrunnlag som for Jøssund bru, velges det å bruke en faktor som er mellom de to tidligere brukte faktorene. Faktor f i denne oppgaven settes derfor til 1,20 da knutepunktene er utført på liknende måte som Jøssund bru. De to ulike bruene er bygget i 1939 og 1938 noe som støtter opp om at bruene med stor sannsynlighet er bygget med mange av de samme prinsippene.

Egenvekten på stål som benyttes i analysen blir da:

$$\rho_s = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,20 = 92,4 \text{ kN/m}^3$$

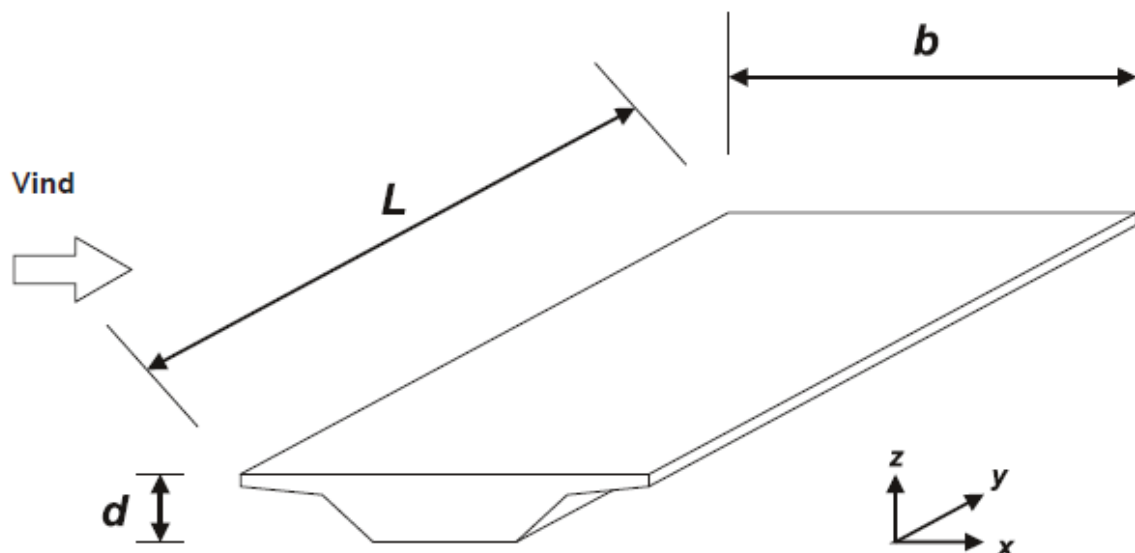
6.2 Naturlaster

I henhold til håndbok R412 regnes snølast, vindlast, hydrodynamisk last, vanntrykk, islast, temperaturlast og jordskjelvlaster som naturlaster (8).

6.2.1 Vindlast

Vindlast finnes på grunnlag referansevindhastighet på stedet og andre stedlige forhold i henhold til NS-EN 1991-1-4 (20). Referansevindhastighet for Orkland kommune finnes ikke i tabell NA.4.(901.1), så verdien for den tidligere kommunen Orkdal er benyttet.

Oppgaven inkluderer vindlaster som påkjennes i bruas x - og z -retning. X -retning er vinkelrett, horisontalt på brua, og z -retning er normalt, vertikalt på brua. Vindlast i z -retning kan opptre i både positiv og negativ retning. Vindlaster i y -retning, på langs med brua, ses bort i fra.



Figur 20: Utklipp fra NS-EN 1991-1-4 viser de ulike vindretningene (20)

Beregning av vindlast er vist i vedlegg D.2. Vindlaster som skal kombineres med trafikklast blir beregnet med en redusert basisvindhastighet (20).

Vindkreftene i x-retning blir påført inn på overgurtene på det ene fagverket, mens vindkreftene i z-retning blir påført nedoverrettet på begge fagverkene, da denne retningen virker ugunstig kombinert med trafikk. Kraftene i hver retning blir:

X-retning :

$$F_{w.x.t.q} = 3,973 \frac{kN}{m}$$

Z-retning:

$$F_{w.z.t.q} = -3,08 \frac{kN}{m}$$

6.2.2 Andre naturlaster

Ettersom det er veldig liten plass til lagring av snø på brua er det sett bort fra snølast ved beregningene. De resterende naturlastene som er nevnt vil heller ikke bli beregnet. Dette skyldes at flere av dem, som blant annet iskrefter og vanntrykk, påkjenner opplagrene og ikke fagverkene. For å begrense omfanget av oppgaven er det også valgt å se bort i fra temperaturlast.

6.3 Trafikkklaster

Trafikkklaster er laster som påkjennes fra alle typer kjøretøy, samt myke trafikanter som syklistene og fotgjengere. I henhold til håndbok R412 skal «trafikklasten plasseres på brua i den ugunstigste stilling i lengde- og tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden» (8). Som beskrevet i det tidligere kapittelet om SAP2000 vil det ikke være mulighet til å endre plassering av laster i tverretning i vår analyse.

6.3.1 Bruksklasser

I håndbok R412 – revidert utgave er bruksklasse definert som følgende (12):

Bruksklasse er den trafikklast som tillates kjørt fritt uten dispensasjon i det offentlige vegnett. Bruksklasse angis med forkortelse Bk etterfulgt av største tillatte aksellast/totalvekt. Bk 10/50 betegnet eksempelvis bruksklasse med maksimal aksellast på 10 tonn og maksimal totalvekt på 50 tonn.

Statens vegvesen har fem forskjellige bruksklasser for å klassifisere bruer. De er vist i tabell 8.

Tabell 8: De 5 ulike bruksklassene med sin tilhørende maksimale aksellast og totalvekt

Brukslast	Aksellast (kN)	Totalvekt (kN)
Bk 10/60	100	600
Bk 10/50	100	500
Bk T8/40	80	400
Bk 8/32	80	320
Bk 6/28	60	280

Den strengeste bruksklassen Statens vegvesen opererer med er altså Bk 10/60 som Forve bru er klassifisert til. Aksellast er samlet last fra alle hjul på en aksel, mens totalvekten er den totale vekta til hele kjøretøyet.

6.3.2 Vertikale trafikklaster

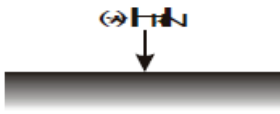
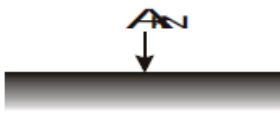
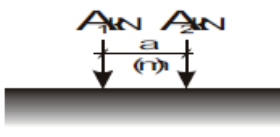
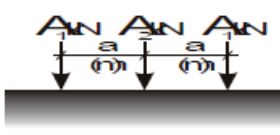
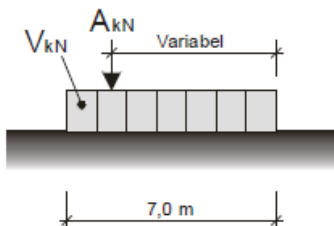
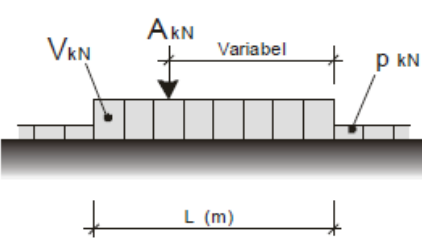
Under punkt 3.2.1 i R412 er det gjengitt hvilke vertikale laster de forskjellige bruksklassene består av. Det er seks forskjellige lasttilfeller med tilhørende laster som inngår i de forskjellige bruksklassene. De forskjellige lasttilfellene er hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast (8).

Kjøretøylast og vogntoglast er modellert med en jevnt fordelt last og en aksellast som skal plasseres i den mest ugunstige posisjonen innenfor tilgjengelig lengde. For alle bruksklasser er lengden på kjøretøy 7 meter, mens for vogntog varierer lengden for de ulike bruksklassene. Lengden for vogntog i Bk 10/60 er 18 meter.

For vogntoglast skal det, dersom det virker ugunstig, tas med en jevnt fordelt last på 6,0 kN/m foran og bak som representerer lettere blandet trafikk. I lengderetning plasseres lastene ugunstig i forhold for det elementet på brua man ønsker å undersøke. At lastene plasseres ugunstig i forhold til et element er et viktig dimensjoneringsprinsipp innen konstruksjonsteknikk, og håndbok R412 bygger på dette (8). Figur 21 viser de forskjellige lasttilfellene og hvilke krav som stilles for bruksklassene.

Forkortelser i figur 21:

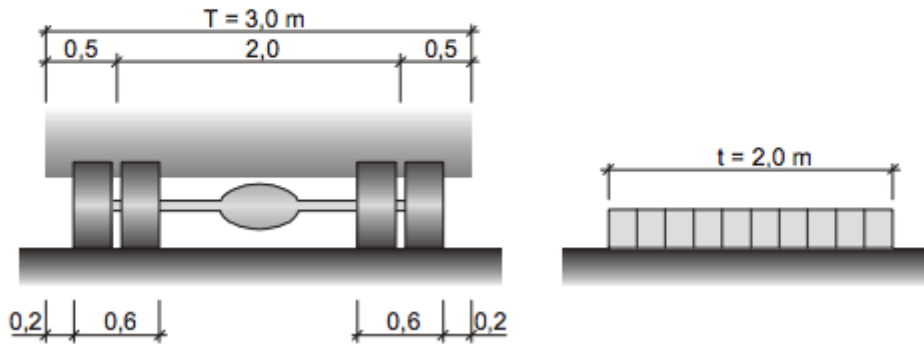
- H = Hjullast
- A = Aksellast
- V = Totalvekt

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser						
			Bk 10/60	Bk 10/50	Bk T8/40	Bk 8/32	Bk 6/28	
	Aksellast	kN	100		80	80	60	
	Totalvekt	kN	600	500	400	320	280	
Hjullast		H	80		56	56	42	
Aksellast		A	160		112	112	84	
Boggilast		A ₁	65		40	40	30	
		A ₂	160		112	112	84	
		a	1,3		1,3	1,3	1,3	
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A ₁	70		60	50	40	
		A ₂	140		84	84	56	
		a	1,3		1,3	1,3	1,3	
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24	
		V	300		280	220	180	
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24	
		V	600	500	400	320	280	
		L	18,0		16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6		6	6	6	

Figur 21: Ulike lasttyper hentet fra R412 NA-rundskriv 2017/10 (12)

I henhold til håndbok R412 skal de vertikale lastene plasseres ugunstig i bruas tverretning innenfor tilgjengelig føringsavstand (8). Bredden av et lastfelt ved kjøretøylast og vogntoglast er 3,0 m mens den jevnt fordelte lasten på 6,0 kN/m antas å oppta et lastfelt med bredde 2,0 m som vist i figur 22. Generelt er ofte aksel-, boggi- og trippelboggilast dimensjonerende for korte bruer og sekundærkonstruksjoner. For hovedkonstruksjonen i større bruer blir som oftest kjøretøy- og vogntoglast dimensjonerende (12).

F = Føringsavstand
 T = Bredderbehov for tung trafikklast
 t = Bredderbehov for lett trafikklast (6 kN/m)

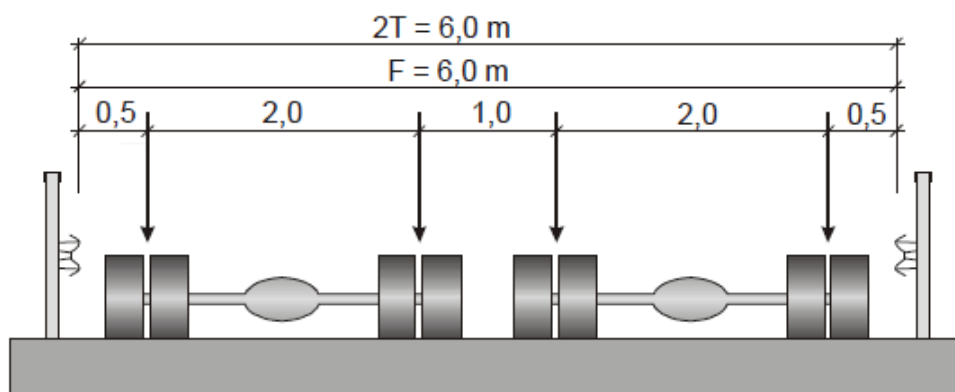


Figur 22: Her ses bredderbehovet i tverretning for tung og lett trafikklast (8)

6.3.3 Modellering av de ulike lasttypene i SAP2000

Som beskrevet i kapittelet om SAP2000 er modellen noe forenklet, noe som fører til at lasttypene må påføres på en litt annen måte enn det som beskrives i R412. I figur 23, hentet fra R412, ses tverrsnittet og plasseringer i tverretning, som er aktuelt for Forve bru.

Avstand mellom den innerste hjulbanen til hvert av kjøretøyene er 1,0 m. Disse to hjulbanene er plassert på lyseblå og oransje hjulbane i SAP2000-modellen vist i figur 7. De ytterste hjulbanene er derimot ikke plassert helt overens med plasseringene gitt i R412. Disse er plassert rett over fagverkene, noe som gjør at avstanden mellom hjulbanene på hvert kjøretøy er 1,5 m i stedet for 2,0 m. De definerte hjulbanene gjør også at vi ikke kan kontrollere for spesialtransport med sentrisk kjøring over brua.

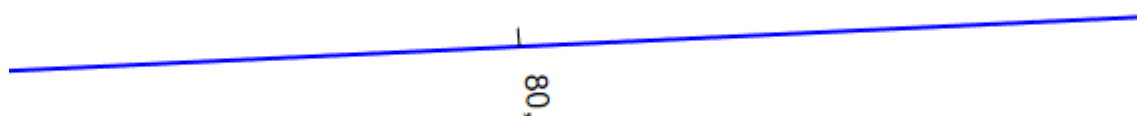


Figur 23: Illustrasjon av føringsbredden på Forve bru (8)

Videre skal hjullastene egentlig fordeles på et areal på 0,2 m * 0,6 m. Dette er forenklet til punktlaster i SAP2000-modellen. For kjøretøylast og vogntoglast skal det utføres analyse med jevnt fordelt last. Jevnt fordelte laster lar seg ikke analysere på programmet når den beveges over brua, og blir derfor modellert som små punktlaster med 1 m mellom hver. Under vises det hvordan alle lasttypene for Bk 10/60 er modellert.

Hjullast

80 kN hjullast modelleres som en punktlast.

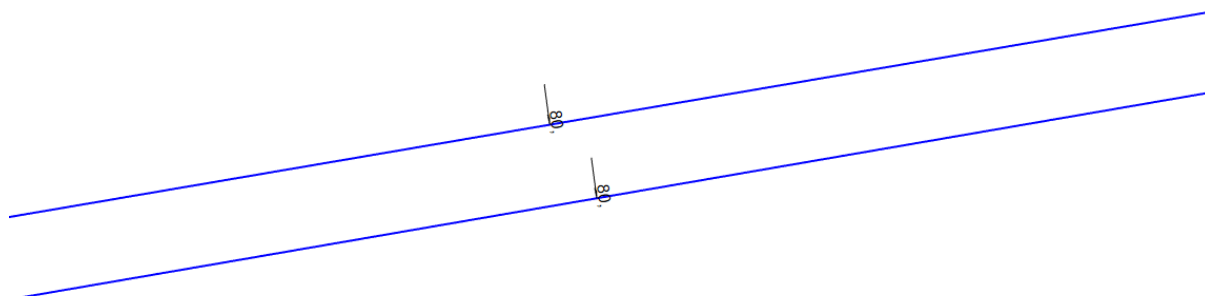


Figur 24: Modell av hjullast

Aksellast

160 kN aksellast modelleres som 80 kN hjullast på to hjulbaner.

$$\frac{160}{2} = 80 \text{ kN}$$



Figur 25: Modell av aksellast

Boggilast

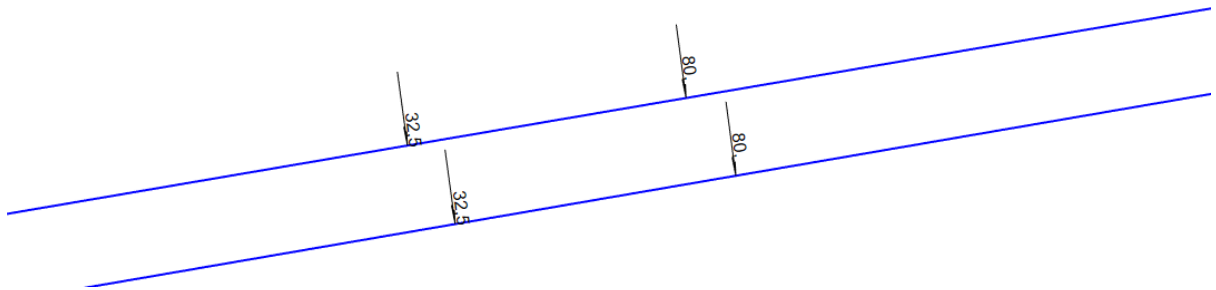
Modelleres med aksellast A1 på totalt 65 kN og aksellast A2 på totalt 80 kN. Avstanden mellom akslene er 1,3 m.

Aksellast A1:

$$A1 = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ kN}$$

Aksellast A2:

$$A2 = \frac{160}{2} = 80 \text{ kN}$$



Figur 26: Modell av boggilast

Trippelboggi

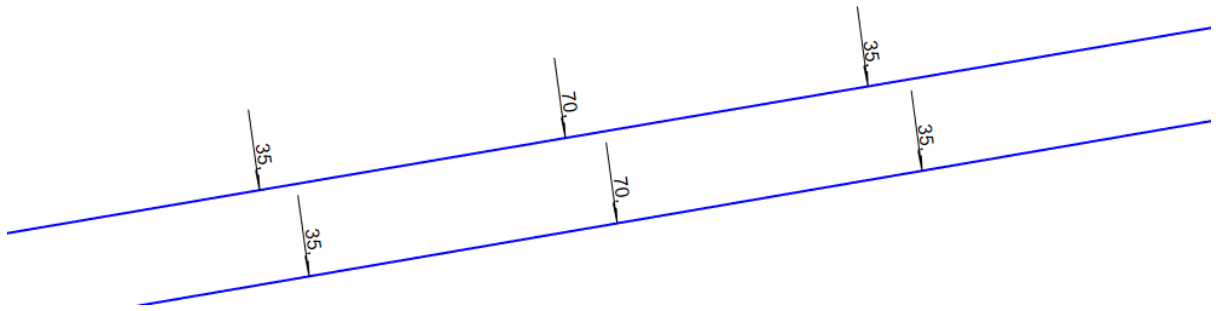
Modelleres med aksellast A1 på totalt 70 kN og aksellast A2 på totalt 140 kN. Avstanden mellom alle akslene er 1,3 m.

Aksellast A1:

$$A1 = \frac{70}{2} = 35 \text{ kN}$$

Aksellast A2:

$$A2 = \frac{140}{2} = 70 \text{ kN}$$



Figur 27: Modell av trippelboggilast

Kjøretøylast

Regner ut lastpåføring per hjulbane:

Totallast:

$$V = \frac{300}{2} = 150 \text{ kN}$$

Aksellast:

$$A = \frac{40}{2} = 20 \text{ kN}$$

Last som skal fordeles jevnt:

$$150 - 20 = 130 \text{ kN}$$

Punkter som skal påkjennes: 8, en for hver meter fra og med 0 til og med 7.

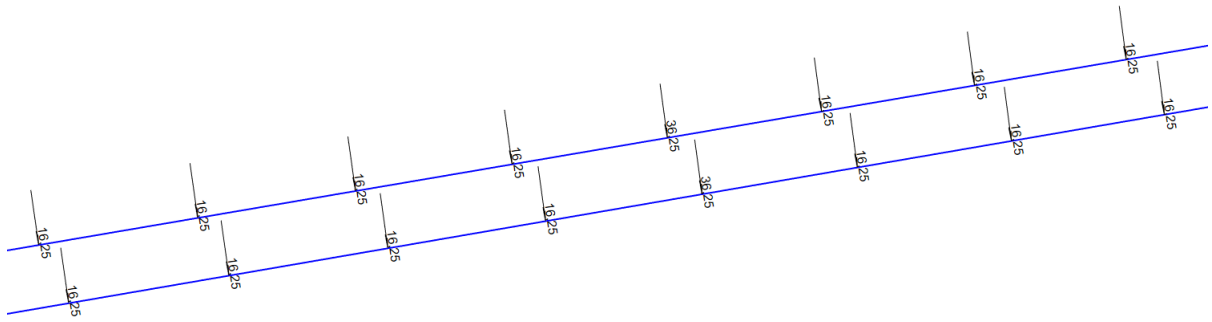
Hver punktlast blir da:

$$\frac{130}{8} = 16,25 \text{ kN}$$

Valgt å plassere aksellasten A i tillegg på det femte punktet fra venstre på bildet under.

Punktlasten blir på dette punktet:

$$16,25 + 20 = 36,25 \text{ kN}$$



Figur 28: Modell av kjøretøylast

Vogntoglast

Regner ut lastpåføring per hjulbane:

Totallast:

$$V = \frac{600}{2} = 300 \text{ kN}$$

Aksellast:

$$A = \frac{40}{2} = 20 \text{ kN}$$

Last som skal fordeles jevnt:

$$300 - 20 = 280 \text{ kN}$$

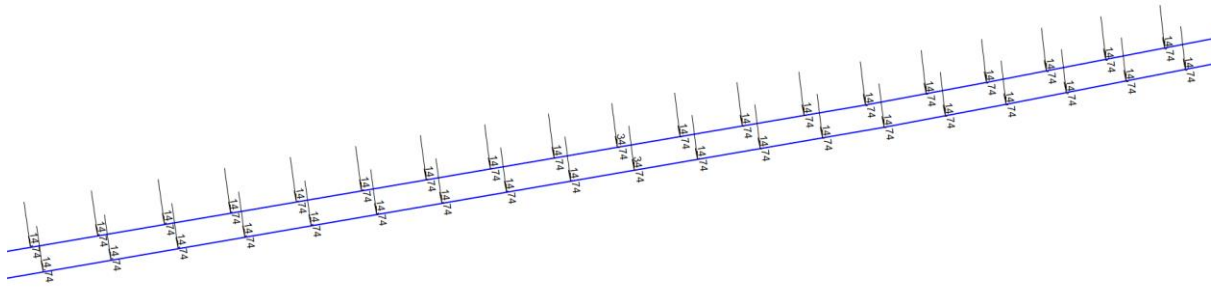
Punkter som skal påkjennes: 19, en for hver meter fra og med 0 til og med 18:

$$\frac{280}{19} = 14,74 \text{ kN}$$

Valgte å plassere aksellasten A i tillegg til den midterste punktlasten som er forsøkt vist på bildet under.

Punktlasten blir på dette punktet:

$$14,74 + 20 = 34,74 \text{ kN}$$



Figur 29: Modell av vogntoglast

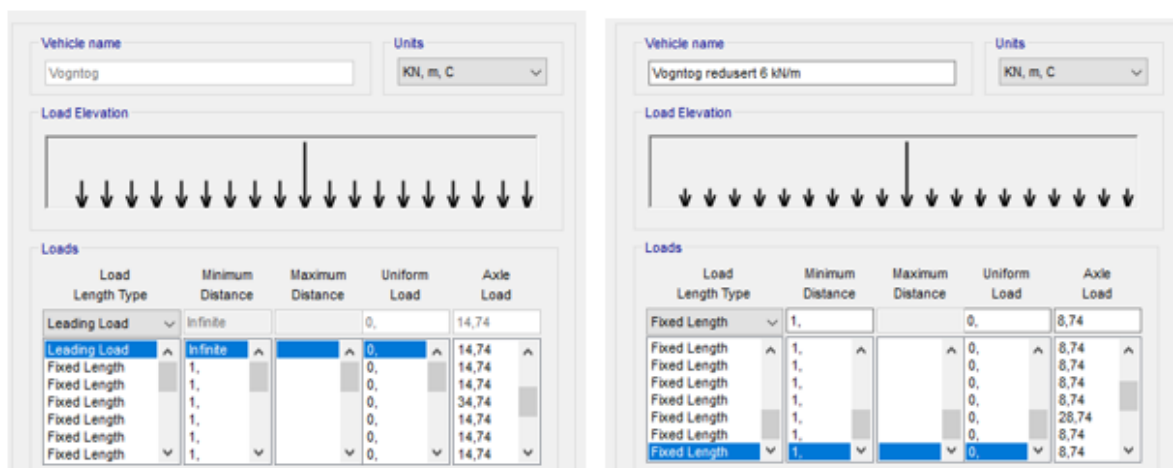
6.3.4 Vogntoglast med lett trafikk

I henhold til håndbok R412 skal det undersøkes om lett trafikk foran og bak vogntoget virker ugunstig på konstruksjonsdelen som skal undersøkes (8). Lett trafikk skal modelleres som en jevnt fordelt areallast på 6 kN/m^2 på et område med en utstrekning på 2 m i tverretning. Det fører da til at lett trafikklast skal modelleres som en jevnt fordelt linjelast på 3 kN/m per hjulbane.

$$\frac{6}{2} = 3 \text{ kN/m}$$

Dette mistolket gruppen da denne lasttypen ble modellert, og en linjelast på 6 kN/m per hjulbane ble påført for hele bruas lengde. Dette er altså det dobbelte av det som egentlig skulle påføres hver hjulbane. Vogntogtypen som fungerer sammen med den lette trafikklasten i modellen er redusert med 6 kN per punkt, noe som kan ses i figuren under.

Dette betyr at lastsituasjonen i de 18 meterne hvor vogntoget befinner seg likevel blir riktig. Det vurderes dermed at feilen ikke er for avgjørende, så resultatene fra denne lasttypen beholdes som de er. Det viser seg også at lasttype «Lastkombinasjon A med lett trafikk», altså vogntog kombinert med lett trafikk foran og bak vogntoget sjeldent er dimensjonerende for konstruksjonselementene. Resultatene rundt dette vises senere i oppgaven.



Figur 30: Utklipp fra SAP2000 viser vogntoglast uten lett trafikklast til venstre, og vogntoglast som skal kombineres med lett trafikklast til høyre

6.3.5 Horisontale trafikklast

For hver bruksklasse inngår det også horisontale laster som brua skal dimensjoneres for. De horisontale lastene er bremselast, sidelast og sentrifugallast, og opptrer samtidig som de vertikale lastene (8). Dette er fordi de horisontale lastene er en konsekvens av vertikal trafikklast på brua. Bremselast er virkningen av friksjon mellom kjøretøy og brua ved bremsing og akselerasjon og virker i bruas lengderetning. Sidelast er virkningen av usymmetrisk bremsing og virker på tvers av bruas lengderetning. Sentrifugallasten kommer av horisontalkurvatur på brua.

I henhold til punkt 3.2.3 i håndbok R412 er bremselasten for Bk 10/60:

$$B = 300 * 1,5 = 450 \text{ kN}$$

Dette gjelder for en bru med lengde større enn 40 m og to eller flere kjørefelt i samme retning (8). Forve bru har ikke to felt i samme retning, men det regnes likevel med faktoren på 1,5. Gruppen mistolket dette punktet, men faktoren beholdes da den er konservativ.

Bremselast påføres som jevnt fordelte linjelaster direkte på de to fagverkene og virker i bruas lengderetning:

$$B_q = \frac{450}{2} = 1,184 \text{ kN/m}$$

Ettersom brua er tilnærmet rett i horisontalretning vil ikke sentrifugallast opptre.

Sidelast har en verdi på 25 % av bremselast (8):

$$S = 450 * 0,25 = 112,5 \text{ kN}$$

Denne lasten regnes om til en jevnt fordelt linjelast som skal påføres x-retning:

$$S_q = \frac{112,5}{190m} = 0,60 \text{ kN/m}$$

Denne lasten blir svært liten, så sidelast neglisjeres i videre analyse.

6.3.6 Spesialtransport og veggrupper

Vegene i Norges blir sortert inn i to ulike veggrupper. Veggruppe A blir definert som veier uten bruer, eller med bruer som har to eller flere kjørefelt. Hvis et vegnett inneholder bruer som har ett kjørefelt, klassifiseres dette til veggruppe B (8).

Spesialtransport kan brukes på vegnettet i veggruppe A ved gitte tilfeller. Spesialtransport er kjøretøy som overgår de maksimale lastene brua er dimensjonert for. Det må derfor bli gitt dispensasjon hvis spesialtransport skal bruke vegnettet. Bruas kapasitet avgjør om spesialtransporten må kjøre med eller uten følge av Statens vegvesen eller politi. Egne dimensjoneringsregler for spesialtransport er gitt i R412 .

6.4 Lastkombinasjoner

I henhold til håndbok R412 skal bruksklassifisering kontrolleres mot bruddgrensetilstand (8). Dette er et minimumskrav, og det finnes andre strengere tilstander. I denne oppgaven er det av tidshensyn kun valgt å kontrollere mot bruddgrensetilstand. Lastkombinasjonene som skal kontrolleres er gitt i håndbok R412 - tabell 3.3.1 og er vist under. Det finnes to ulike lastkombinasjoner; a og b. Som vanlig for kontroll skal den mest ugunstige kombinasjonen velges.

Tabell 9: Lastkombinasjoner for bruksklassifisering fra R412 (8)

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15	γ_D	$\gamma_1 * Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 * Q_1 + 0,8 * \Sigma Q_n$

Det velges å ikke regne med deformasjonslaster da dette er laster knyttet oppspente konstruksjonsdeler og setninger. Betongens endring over tid som kryp, svinn og relaksasjon

defineres også som deformasjonslast, og vil heller ikke bli analysert i denne oppgaven (17, s.13 - 15). Verdien på γ_D blir dermed utelatt i videre beregninger. Lasten Q_1 er den variable karakteristiske lasten som påvirker konstruksjonen på mest ugunstig vis, og vil i dette tilfellet være trafikklasten.

Vedlegg K.1 viser en enkel sjekk der det er undersøkt hvilken trafikktype som påfører stavelementene 80, 113, og 130 størst trykkraft. Stavelementene 80, 113 og 130 er henholdsvis en vertikal, en diagonal og en undergurt. Trippelboggi gav størst belastning for stavelement 80, mens dimensjonerende trafikktype for elementene 113 og 130 er vogntoglast. Ettersom brua er 190 meter lang, og består av mange elementer som må kontrolleres, velges det av hensyn til tid kun å kontrollere for vogntoglast videre i oppgaven. Denne lasten vil bli kalt dominerende variabel last Q_1 .

Q_n er andre variable laster som er ugunstig for konstruksjonen. For eksempel vil ikke en oppad rettet vindkraft kombineres med en nedad rettet trafikklast da disse vil utligne hverandre til en viss grad. Derfor blir de øvrige variable lasten her vindlast, både i x-retning og negativ z-retning som beskrevet tidligere. γ_1 blir satt til 1,3 og γ_2 blir satt til 1,2 i henhold til håndbok R412 (8).

På grunnlag av vurderingene over blir det valgt å se på de tre lastkombinasjoner som blir vist i tabell 10, som vises under.

Tabell 10: Lastkombinasjoner som vil bli kontrollert med tilhørende laster og vekting

Lastkombinasjon	Egenlast		Trafikklast inkludert bremselast		Vindlast	
	Stål: 92,4 kN/m^3	Dekket: 31,268 kN/m	Vogntog	Vogntog med lett trafikklast	x-retning*: $3,973 \frac{kN}{m}$	z-retning: $-3,08 \frac{kN}{m}$
a	1,15		1,3			
a med lett trafikk	1,15			1,3		
b	1,0		1,2		0,8	

*Senere tatt ut av lasttilfelle b.

Etter analyse av disse tre tilfelle viste det seg at lasttilfelle b ga usannsynlig stor påkjenning på konstruksjonen. Dette var aksialkrefter på opp imot det dobbelte av de to andre lasttilfellene. Ved å fjerne vindlast i x-retning ble resultatene vurdert som mer sannsynlige. Det ble derfor besluttet å endre lasttilfelle b slik at det ikke inkluderte vindlast i x-retning.

7 Kapasitet og stabilitet

7.1 Tverrsnittsklassifisering

7.1.1 Plastisk og elastisk tverrsnittskapasitet

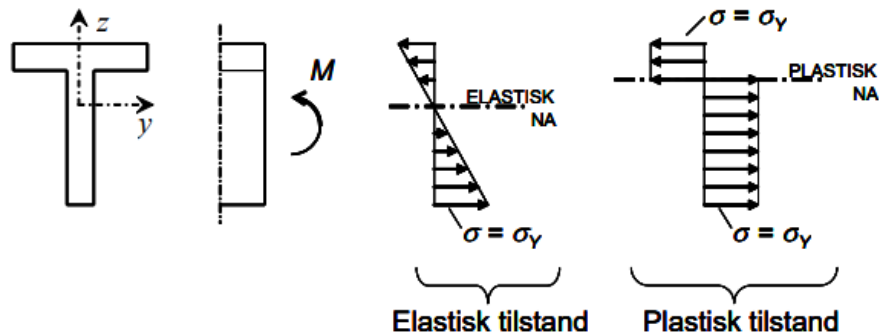
Globalanalyse av en konstruksjon kan enten gjennomføres som elastisk eller plastisk for å finne de aktuelle lastvirkningene. Elastisk globalanalyse er mest konservativt og kan alltid benyttes, mens ved plastisk globalanalyse må tverrsnittet oppfylle visse krav.

Elastisk tverrsnittkapasitet er definert som den snittkraften eller kombinasjon av snittkrefter som akkurat gir flytning i det mest påkjente punktet i tverrsnittet (14, s.78). For stål er Von Mises flytekriterium det vanligste kapasitetskriteriet. Ved en todimensjonal spenningstilstand er Von Mises er gitt ved:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x * \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{forenklet} \quad \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Formelen benytter superposisjonsprinsippet, altså at det totale lastbildet er summen av alle enkelte lasttilfeller. Normalspenninger (σ) kommer fra aksialkraft og bøyemoment, mens skjærkraft og torsjonsmoment gir skjærspenninger (τ). Bruk av Von Mises er konservativt og man utnytter ikke elementenes fulle kapasitet.

Plastisk tverrsnittkapasitet utnytter derimot hele kapasiteten til tverrsnittet ved at det tillater flytning av hele tverrsnittet. Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem sier: «En valgt (antatt) fordeling av spenninger innen en konstruksjon som tilfredsstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og som ikke noe sted overskrider den plastiske kapasiteten, vil gi en kapasitet som er mindre eller lik den korrekte verdi» (14, s.87)



Figur 31: Ved plastisk dimensjonering går hele tverrsnittet i flyt (21)

Det betyr at dersom den antatte spenningsfordelingen er riktig vil også beregnet bruddlast være korrekt. Om antakelsen derimot ikke skulle stemme, vil løsningen uansett bli konservativ og kan benyttes. Ved bruk av plastisk globalanalyse må man følge ulike krav i EC3-1-1. Metoden tar hensyn til hvordan kapasiteten blir påvirket av ulike type spenninger ved hjelp av interaksjonsformler (10).

I tillegg må det være en del andre forutsetninger til stede for å kunne benytte plastisk beregningsmetode. Materialet må være duktilt, slik at konstruksjonsdelene kan danne flyteledd med tilstrekkelig rotasjonskapasitet, i tillegg til at bjelkens momentkapasitet ikke reduseres under rotasjon, eller at det oppstår materialbrudd. Lokal knekking i flens eller steg kan heller ikke forekomme. For å påvise at lokal knekking ikke opptrer benyttes tverrsnittklassifisering (10).

7.1.2 Tverrsnittsklasser

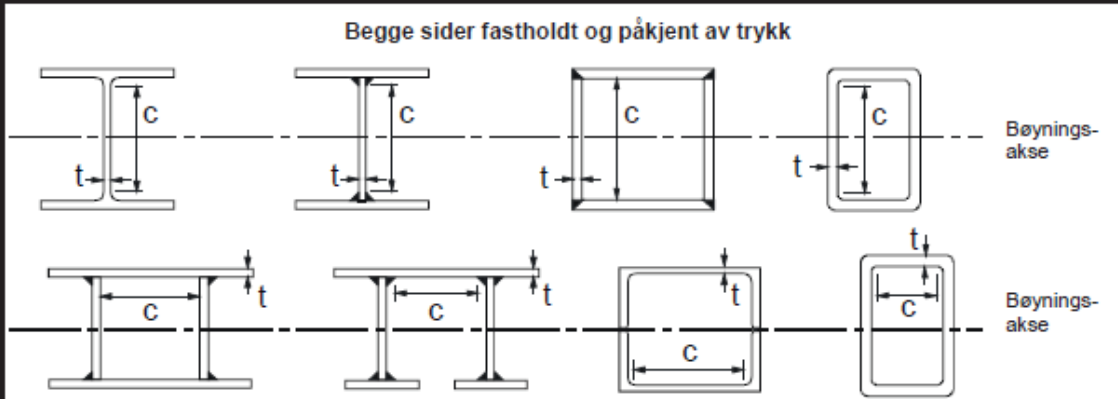
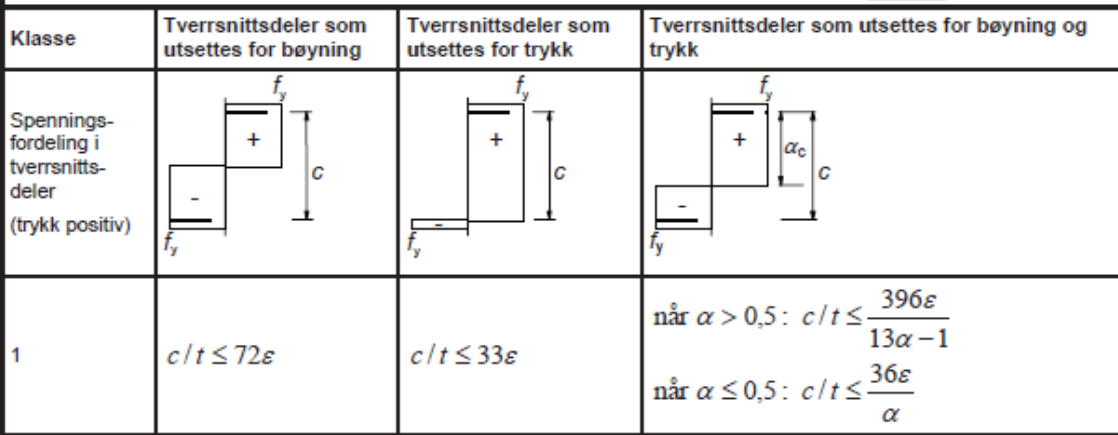
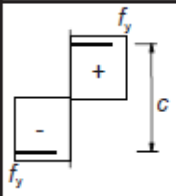
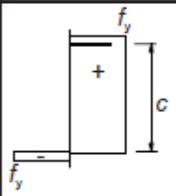
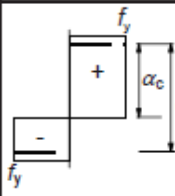
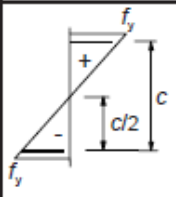
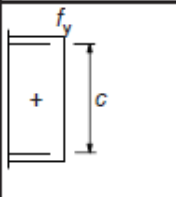
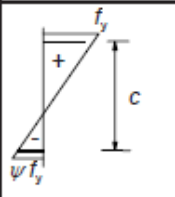
Ved beregning av kapasitet deles tverrsnittsprofiler inn i ulike tverrsnittsklasser i forhold til hvordan tverrsnittenes moment- og rotasjonskapasitet begrenses av lokal knekking i tverrsnittsdeler (10). Forholdet mellom bredde og tykkelse for ulike tverrsnittsdeler, samt materialets flytespenning vil avgjøre tverrsnittsklassen. Eurokode 3 punkt 5.5.2 definerer fire tverrsnittsklasser for stål (10):

- tverrsnitt av klasse 1 kan danne flyteledd med rotasjonskapasitet som kreves for plastisk analyse uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres.
- tverrsnitt av klasse 2 kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnitt.
- i tverrsnitt av klasse 3 kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytegrensen under forutsetning av elastisk fordeling av spenninger, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles.

- i tverrsnitt av klasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrensen nås i en eller flere deler av tverrsnittet.

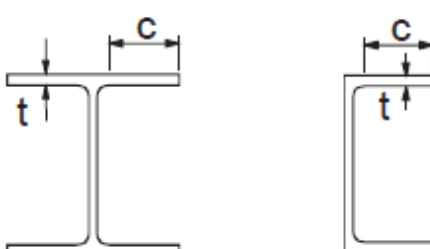
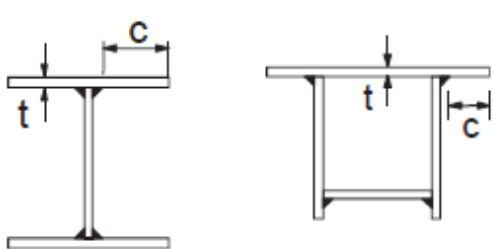
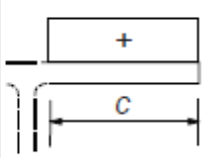
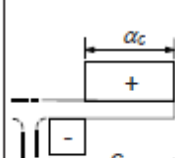
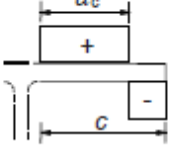
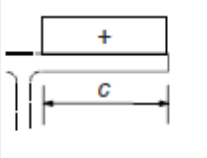
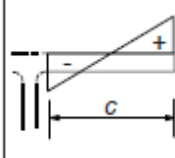
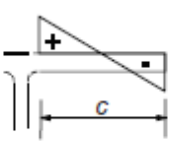
Tverrsnittsklasser skal beregnes etter bruk av tabell 11 og 12 hentet fra EC3-1-1. Steg og flens er generelt uavhengig av hverandre, og tverrsnittet klassifiseres etter tverrsnittsdelen med lavest klassifisering.

Tabell 11: Tverrsnittsklassifisering av ulike profiler i henhold til Eurokode (10)

Begge sider fastholdt og påkjent av trykk						
				Bøyningsakse		
				Bøyningsakse		
Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk			
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	hvis $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ hvis $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ gjelder der enten trykkspenningen $\sigma \leq f_y$ eller strektøyningen $\varepsilon_y > f_y/E$

Tabell 12: Tverrsnittsklassifisering av profiler med hensyn på flens

Utstikkende flenser						
						
Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk				
		Fri rand med trykk		Fri rand med strekk		
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ se NS-EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tverrsnitt i klasse 1 eller 2 tilsier at man kan benytte plastisk beregningsmetode, noe som er fordelaktig for bedre utnyttelse av materialets kapasitet. Under gjennomføres det et eksempel på en tverrsnittsklassifisering av DIP 18. Materialet er som tidligere skrevet satt til S235, og vil dermed ikke gi reduksjon i grenseverdiene for slankheten:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

7.1.3 Steg

Det skilles mellom om steget er utsatt for ren bøyning, rent trykk eller en kombinasjon av bøyning og trykk. Det er antatt at stavene i fagverkskonstruksjonen er utsatt for rent trykk, mens DIP 90 bjelken er utsatt for en momentbelastning.

Utrekning av tverrsnittsklasse for DIP 18-staven blir som følgende:

$$C_w = h - 2t_f - 2r_1 = 180 - 2 * 14 - 2 * 14 = 124 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$\frac{C_w}{t_w} = \frac{124}{9} = 13,778 < 33 * \epsilon$$

Som fra tabell 11 tilsvarer tverrsnittsklasse 1.

7.1.4 Flens

Tverrsnittklassen for utstikkende flenser avhenger av hvordan flensen belastes. For DIP 18 vil tverrsnittet utsettes for trykk:

$$C_f = \frac{b - t_w - 2 * r_1}{2} = \frac{180 - 9 - 2 * 14}{2} = 71,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm}$$

$$\frac{C_f}{t_f} = \frac{71,5}{14} = 5,107 < 9 * \epsilon$$

Kontrollen for flens tilsvarer også tverrsnittsklasse 1 i henhold til tabell 12, og man kan da dimensjonere DIP 18 fullt plastisk.

7.1.5 Klassifiseringsoversikt

Resultatene fra de ulike tverrsnittene er representert i tabellen under. Det kan nevnes at enkelte av tverrsnittene er forsterket med plater eller er sammensatte tverrsnitt. I klassifiseringsberegninger er det sett bort fra disse forsterkelsene, noe som anses konservativt. Allikevel blir alle tverrsnittene klassifisert til tverrsnittsklasse 1, og det kan derfor benyttes plastisk kapasitetsberegning.

Tabell 13: Tverrsnittsklassifisering av profilene

Tverrsnittsprofil	C _r	t _r	c/t	Klasse	C _w	t _w	c/t	Klasse
DIP 18	71,5	14	5,11	1	124	9	13,8	1
IDIMEL 16	66,5	9	7,39	1	104	6	17,3	1
IDIMEL 18	75,25	10	7,53	1	124	6,5	19,1	1
DIP 90*	104,5	36	2,90	1	768	19	40,4	1
C18	56,5	11	5,14	1	133	8	16,63	1
C20	53,5	9,5	5,63	1	151	8,5	17,76	1
C24	69	13	5,31	1	184	9,5	19,37	1
C26	73	14	5,21	1	200	10	20,00	1

*Steget kontrolleres mot bøyning

7.2 Bruddgrensetilstander

Kontroll av tverrsnittskapasiteter utføres iht. EC3-1-1. En oppsummering av stavenes trykk-, strekk- og knekkkapasitet er gitt i vedlegg E.1.

7.2.1 Strekk

Kapasitetskrav med hensyn til strekk er gitt i EC-3-1-1 punkt 6.2.3 (10):

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Indeksen «t» indikerer tension, altså strekk. I formelen sies det at dimensjonerende strekkraft (N_{ed}) altså skal være mindre eller lik dimensjonerende strekkapasitet ($N_{t,Rd}$) til tverrsnittet.

For et element i strekk vil dimensjonerende kapasitet være gitt ved minste verdi av følgende:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = \frac{f_y * A}{\gamma_{M0}} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 * f_u * A_{net}}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

$N_{pl,Rd}$ er bruttotverrsnittets plastiske kapasitet, mens $N_{u,Rd}$ er nettotverrsnittets kapasitet og beregnes ved hjelp av et redusert nettoareal, A_{net} . Nettoarealet er lik tverrsnittets totale areal, bruttoareal A , hvor man trekker fra arealet til hull eller andre åpninger. Disse hullene kan for eksempel være hullåpninger til festemidler.

Et eksempel på beregning av netto tverrsnittsareal vises her ved bruk av UG-1. UG-1 består av 2 C24 profiler. Maksimalt antall nagler i et tverrsnitt langs elementet er 3 stk. $\varnothing 16$ mm nagler, disse går igjennom steget til begge C24 profilene. Hullet til hver nagle vil ha en diameter $d_0 = 17$ mm.

Det gir:

$$A_{d0} = 3 * d_0 * t_w * 2 = 3 * 17 \text{ mm} * 9,5 \text{ mm} * 2 = 969 \text{ mm}^2$$

$$A = 8486 \text{ mm}^2, \text{ hentet fra tabell}$$

$$A_{net} = A - A_{d0}$$

$$A_{net} = 8486 \text{ mm}^2 - 969 \text{ mm}^2 = 7517 \text{ mm}^2$$

Beregning av alle nettoarealene er gitt i vedlegg C.4. Strekkapasiteten til UG-1 blir beregnet etter følgende formler:

$$N_{pl,Rd} = \frac{235 \frac{N}{\text{mm}^2} * 8486 \text{ mm}^2}{1,1} = 1812,9 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * f_u * A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 370 \frac{N}{\text{mm}^2} * 7517 \text{ mm}^2}{1,35} = 2002,5 \text{ kN}$$

For dette tverrsnittet ser man at bruttotverrsnittets plastiske kapasitet blir dimensjonerende. Hvilken av kapasitetene som blir dimensjonerende varierer og man må derfor kontrollere alle elementene mot både bruttotverrsnitt og nettotverrsnitt.

7.2.2 Trykk

På grunn av stålets homogene egenskaper vil trykkapasiteten til tverrsnittet være tilsvarende som bruttotverrsnittets plastiske kapasitet. Kravet til dimensjonering i EC3-1-1 er at trykkbelastningen skal være mindre eller lik trykkapasiteten. For tverrsnitt som ikke er utsatt for lokal knekking kan trykkapasiteten bestemmes etter følgende formel:

$$N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Det bør også nevnes at elementets trykkapasitet ofte vil begrenses av global knekking som beskrives videre i kapittel 7.5.

7.2.3 Bøyningsmoment

Forve bru er en fagverksbru og skal ideelt sett være bygd opp av trykk- og strekkstaver, noe som betyr at det ikke skal oppstå moment i fagverket. Overgurten vil derimot få moment da lastene er påført normalt på denne. Ettersom overgurten er bygd som et samvirketverrsnitt mellom betong og stål, i tillegg til at avstandene mellom vertikale er korte, antas momentkapasiteten som mer enn nok. Den ene overgurten er likevel kontrollert som en bjelkesøyle.

Det kontrolleres mot bøyemoment i endespennet hvor belastningen er den samme, men spennlengden er større. I endespennet ses stålbjelken på som fritt opplagt. Maksimale moment vil derfor oppstå midt på bjelken. DIP-bjelken går under tverrsnittsklasse 1 for bøyning, og det kan dermed benyttes plastisk beregningsmetode.

Ved plastisk beregningsmetode vil man kunne øke momentbelastningen fra flyt i ytterste fiber til at hele tverrsnittet står i flyt. Den plastiske kapasiteten for dobbeltsymmetriske tverrsnitt er gitt ved:

$$M_{pl} = f_{yd} * 2S_y = f_{yd} * W_{pl}$$

S_y er tverrsnittets 1. arealmoment om tverrsnittets elastiske nøytralakse, og W_{pl} er plastisk motstandsmoment.

For ikke-dobbeltsymmetriske tverrsnitt vil plastisk motstandsmoment være definert av den plastiske nøytralaksen som deler tverrsnittet i to like store trykk- og strekkdeler:

$$W_{pl} = \left(\sum_i arm_i * A_i \right)_{strekk} + \left(\sum_i arm_i * A_i \right)_{trykk}$$

Hvor A_i er arealet til de forskjellige delene og arm_i er avstand fra arealets tyngdepunkt til profilets plastiske nøytralakse.

EC3-1-1 gir momentkapasiteten $M_{c,Rd}$ med følgende formler:

$$M_{c,Rd} = \begin{cases} M_{pl,Rd} = \frac{f_y * W_{pl}}{\gamma_{M0}}, & \text{for tverrsnittklasse 1 og 2} \\ M_{el,Rd} = \frac{f_y * W_{el,min}}{\gamma_{M0}}, & \text{for tverrsnittklasse 3} \\ \frac{f_y * W_{eff,min}}{\gamma_{M0}}, & \text{for tverrsnittklasse 4} \end{cases}$$

Formfaktoren α illustrerer den ekstra momentkapasiteten man vil få ved å benytte plastisk beregningsmetode i forhold til elastisk. Tverrsnittets formfaktor er gitt ved: $\alpha = \frac{W_{pl}}{W_{el}}$:

$$\alpha = \frac{W_{pl}}{W_{el}}$$

Ekstra kapasitet for DIP 90-bjelken er gitt ved:

$$\alpha = \frac{2 * S_y}{W_{el}} = \frac{2 * 6294}{11245} = 1,120$$

Man vil altså få 12 % større kapasitet ved å beregne bjelken plastisk. Beregninger av plastisk momentkapasitet for endespennet er vist i vedlegg D.7.

7.2.4 Skjær

Kravet til skjærkapasitet for et tverrsnitt er definert i EC3-1-1 punkt 6.2.6 (10).

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

Det vil si at dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} skal være mindre eller lik den plastiske skjærkapasiteten $V_{pl,Rd}$ som er gitt ved:

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

Her er A_v er definert som tverrsnittets skjærareal. For det valsede profilet DIP 90 vil skjærkraften gå parallelt med steget, og skjærarealet derfor være gitt ved:

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r) * t_f$$

7.3 Interaksjoner

I motsetning til elastisk beregning, hvor man benytter superposisjonsprinsippet og adderer de ulike lastvirkningene, må man ved plastisk beregning bruke interaksjonsformler for å redusere kapasiteten som følge av flere samtidigvirkende snittkrefter (10). NS-EN 1993-1-1 bestemmer hvordan interaksjon mellom moment-, skjær- og aksialkrefter beregnes.

7.3.1 Moment og aksialkraft

For tverrsnitt påvirket av både moment og aksialkraft kan man benytte forenklede interaksjonsformler fra EC3-1-1 punkt 6.2.9.1 (10). Redusert dimensjonerende momentkapasitet på grunn av aksialkraft er angitt som $M_{N,Rd}$. For dobbelsymmetriske I- og H-profiler kan interaksjonen neglisjeres for moment om sterk akse dersom følgende likninger er oppfylt:

$$N_{Ed} \leq 0,25 * N_{Pl,Rd} \quad \text{og} \quad N_{Ed} \leq 0,5 * h_w * t_w * f_{yd}$$

og for moment om svak akse dersom:

$$N_{Ed} \leq h_w * t_w * f_{yd}$$

Dette er ikke oppfylt for overgurten, og det må derfor kontrolleres mot interaksjon mellom moment og aksialkraft. Ved kontroll reduseres momentkapasiteten med tanke på opptrødende aksialkraft på følgende måte:

$$M_{N,y,Rd} \leq \frac{M_{pl,y,Rd} * (1 - n)}{1 - 0,5 * \alpha} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{hvor } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \text{ og } a = \frac{A - 2 * b * t_f}{A} \leq 0,5$$

Dette er kontrollert for OG1 mellom knutepunkt 20 og 21. Her benyttes trykkapasiteten til samvirket, og C-profilene er regnet som I- eller H-profil. Beregningene er vist i vedlegg D.5.

7.3.2 Moment og skjærkraft

Interaksjon mellom moment og skjærkraft kan etter punkt 6.2.8(2) i EC3-1-1 neglisjeres dersom (10):

$$V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}.$$

7.3.3 Moment, skjær og aksialkraft

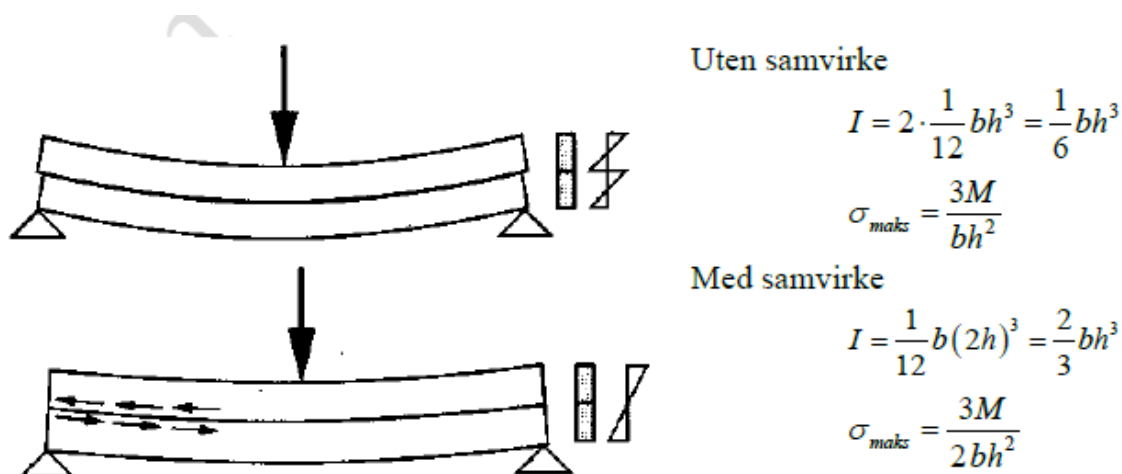
Tverrsnitt påvirket av både moment, skjær og aksialkraft bør dimensjoneres med redusert momentkapasitet etter EC 3-1-1 punkt 6.2.10. Hvis $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$ er det ikke nødvendig å redusere kapasiteten for moment og aksialkraft. Dersom $V_{Ed} > 0,5 * V_{pl,Rd}$ skal det beregnes en redusert flytegrense etter samme metode som ved interaksjon mellom moment og skjærkraft (10).

7.4 Samvirke

En samvirkekonstruksjon er en konstruksjon som er satt sammen av forskjellige materialer for å best mulig kunne utnytte egenskapene til hvert material. Eksempelvis er det i brukonstruksjoner ofte samvirke mellom underliggende stålbejelker og betongdekke. Betongdekket og stålet tar sammen opp trykk, mens stålbejelkene tar strekk (22). Samvirke er positivt i form av redusert materialbruk, økt kapasitet og er økonomisk lønnsomt. Redusert materialbruk gir et mindre klimaavtrykk og lavere kostnader. Noen ulemper med samvirke kan være mer kompliserte modeller og lengre prosjekteringstid, i tillegg kan byggetiden øke (23).

Ved en samvirkekonstruksjon overføres det horisontale skjærkrefter mellom de forskjellige elementene. Skjærkreftene kan overføres via skjærdebyler og friksjon. Ved fullt samvirke på en

fritt opplagt bjelke over ett spenn vil man kunne få redusert påkjent bøyespennning med 50%, og nedbøyning med hele 75% (22).



Figur 32: Bjelke med og uten samvirke (22)

7.4.1 Kryp og svinn ved samvirke

For å begrense oppgaven med tanke på samvirke er det sett bort fra kryp og svinn ved beregning av samvirkekapasiteter. Kryp er effekten av betongens reduserte stivhet som følge av at betongen er påført trykk over tid. Svinn er uttørking av betongen, og fører til at konstruksjonen krymper. Total svinntøyningen ε_{cs} er summen av rask uttørking, autogen svinntøyning ε_{ca} , og uttørking over tid, ε_{ca} . Det er kun betongen som er påvirket av svinn og kryp, noe som fører til indre spenninger ved en samvirkekonstruksjon (23). Dekket på Forve bru ble ifølge de originale tegningene støpt ut i seks forskjellige støpetapper. Disse støpetappene angir også belastningstidspunkt for betongen, noe som er vesentlig for å bestemme kryptallet og tøyningen.

7.4.2 Forenkling av samvirke

I tillegg til forenklingene over, antas det at kravene for bruk av punkt «6.7.3 Forenklet dimensjoneringsmetode» i EC4-1-1 er oppfylt for overgurtene (24). Det er ikke tatt hensyn til armeringens areal og kapasitet i beregningene. På grunn av kort avstand mellom vertikale i hovedspennene vil det ikke oppstå moment av betydning i overgurtene. Det er derfor valgt å se bort fra momentberegninger for hovedspennene.

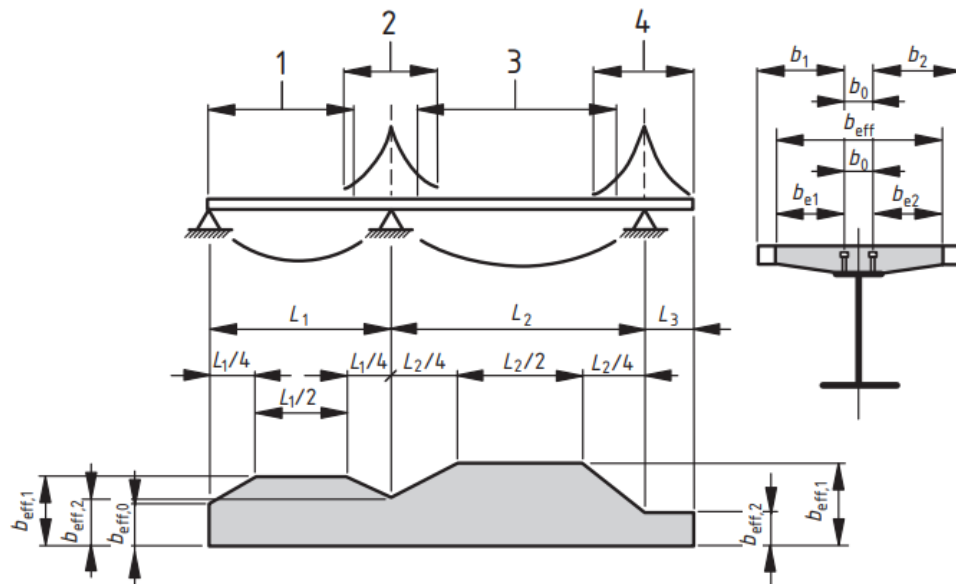
Selv om overgurten på Forve bru ikke inneholder skjærdebyler, anses det som samvirke mellom stålbjelkene og betongplata da bjelkene er fult innstøpt i betongen. I beregningene antas det en skjærdebybel midt på flensen til hvert C-profil.

7.4.3 Effektiv bredde

Prosjekteringsregler for samvirkekonstruksjoner er vist i EC4-1-1. For å ta hensyn til en ikke-lineær spenningsfordeling som følge av skjærdeformasjoner i planet, må man redusere betongverrsnittets bredde til en effektiv bredde b_{eff} . Beregningsgangen for å finne effektiv bredde er gitt i EC4-1-1 under punkt 5.4.1.2 (24).

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Her er b_0 avstanden mellom skjærdebylene i tverretning, og b_{ei} er verdien av den effektive bredden på betongflensen på hver side av steget. For å beregne b_{ei} må man først finne den ekvivalente spennlengden L_e , tilnærmet lengde mellom momentnullpunktene. Denne verdien finner man ved å benytte aktuell spennlengde L_i og innspenningsform $b_{eff,1}$ eller $b_{eff,2}$. Verdien b_{ei} settes videre til minste verdi av $L_e/8$ og b_i . b_i er avstanden fra skjærdebybel til et punkt midtveis mellom tilstøtende steg, eller fri rand. Figur 33 visualiserer disse verdiene.



Tegnforklaring

- 1 $L_e = 0,85L_1$ for $b_{\text{eff},1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{\text{eff},2}$
- 3 $L_e = 0,70L_2$ for $b_{\text{eff},1}$
- 4 $L_e = 2L_3$ for $b_{\text{eff},2}$

Figur 33: Beregning av ekvivalent spennlengde (24)

7.4.4 Aksialkapasitet

Samvirketverrsnittets kapasitet er beregnet etter forenklet metode under punkt 6.7.3.2 (24). Materialegenskapene til stål og betong fører til at stålet tar opp strekk, mens de sammen tar opp trykk. Strekkapasiteten til samvirke settes derfor lik stålets strekkapasitet. Plastisk trykkapasitet til samvirke $N_{pl,Rd}$ finnes ved å summere de forskjellige komponenters plastiske kapasiteter:

$$N_{pl,Rd} = A_a * f_{yd} + \alpha * A_c * f_{cd} + A_s * f_{sd}$$

Verdien α settes til 0,85 for betonginnstøpte ståltverrsnitt og 1 for betongfylte tverrsnitt. A_a , A_c og A_s er tverrsnittsarealet til henholdsvis stål, betong og armering. f_{sd} er dimensjonerende flytspenning til armering.

7.5 Knekking

Knekking er et stabilitetsproblem som kan oppstå ved trykkbelastede bjelker og staver. En liten økning av trykk kan føre til en stor utbøying og reduksjon av styrke. Spesielt lange og slanke konstruksjonsdeler kan være utsatt for knekking om de ikke er ordentlig fastholdt. Knekking kan skje selv om trykkspenningene er langt under materialets flytegrense, og er hovedsakelig avhengig av påført trykk, bøyestivhet og knekk lengde. Det er viktig å kontrollere mot knekking ved dimensjonering siden knekking er uønsket og kan få katastrofale konsekvenser. Når man skal analysere elementer mot knekking beregner man knekkapasitet eller kritisk last N_{cr} . Denne lasten kalles eulerlasten og beskriver knekkapasiteten til en matematisk perfekt stav (14, s.151 - 162).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2}$$

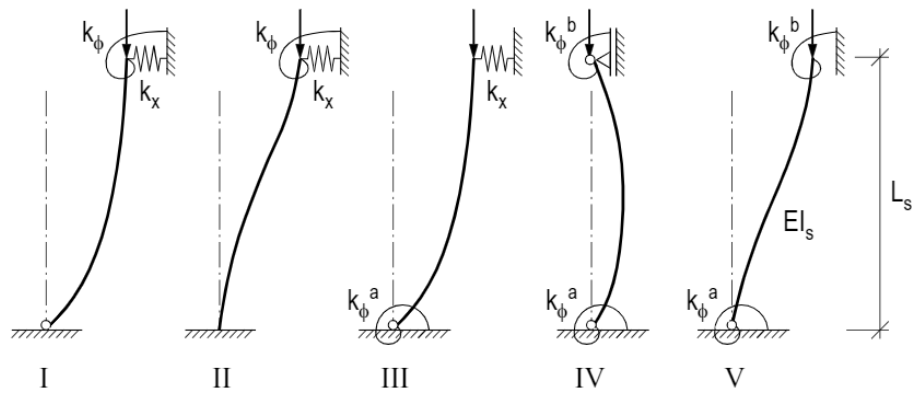
Man ser at kapasiteten er proporsjonal med bøyestivheten EI , og omvendt proporsjonal med kvadratet av knekk lengden L_k . Ettersom eulerstaven er perfekt medfører det visse begrensninger og kriterier:

- Staven er rett uten formfeil
- Materialet er elastisk og følger Hookes lov
- Lastens angrepspunkt går gjennom nøytralaksen til tverrsnittet
- Stavens forskyvninger er små

I realiteten finnes det ingen slike perfekte staver som oppfyller alle disse kravene og eulerlasten vil derfor overvurdere kapasiteten til elementet. Det er derfor nødvendig å benytte mer kompliserte beregninger for å finne dimensjonerende bøyekapasitet, $N_{b,Rd}$, til en stav som ikke er matematisk perfekt. Videre er det benyttet beregningsmetodene i EC3-1-1 for å beregne knekkapasiteten til de forskjellige elementene i brua (10).

7.5.1 Knekk lengde

Første steg i å bestemme knekkapasiteten til et element er å bestemme elementets knekk lengde. Knekk lengde er en fiktiv lengde som tar hensyn til opplagring av elementet. For å bestemme knekk lengden til et element kan man benytte fem basistilfeller hentet fra «Stålkonstruksjoner profiler og formler» (25):



Figur 34: Basistilfeller for knekking (25, s.32)

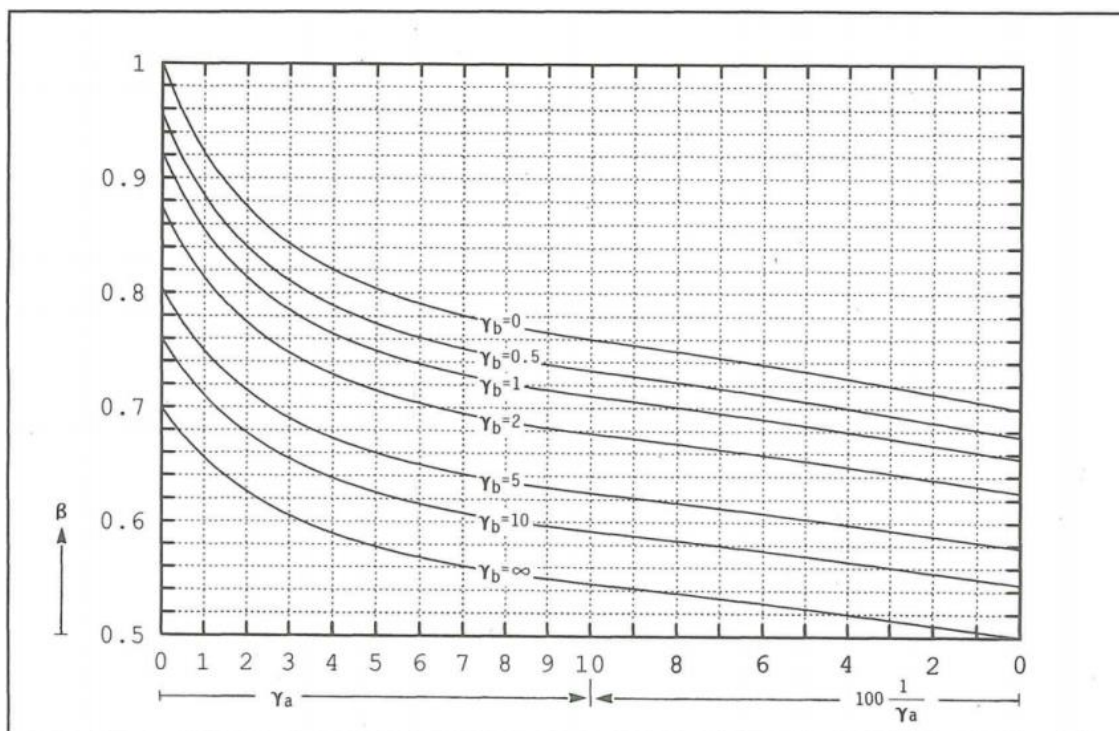
Rotasjonsstivheten K_ϕ , K_ϕ^a og K_ϕ^b samt translasjonsstivheten K_X benyttes til å finne parameterne δ og γ . Rotasjonsstivheten og translasjonsstivheten er igjen bestemt av innspenningsforhold og lastsituasjon. De dimensjonsløse parameterne δ og γ brukes sammen med stavsystemet til å finne forholdet mellom knekklegden og faktisk lengde.

$$\delta = \frac{K_X L_s^3}{EI_s} \text{ og } \gamma = \frac{K_\phi L_s}{EI_s}$$

Etttersom naglene i knutepunktene hindrer rotasjon i planet, men er fri for rotasjon ut av planet, vil det i vår analyse benyttes basistilfelle IV hvor:

- $\gamma_a = \infty$ og $\gamma_b = \infty$ for knekking i planet.
- $\gamma_a = \gamma_b = 0$ for knekking ut av planet.

Dette brukes videre til å bestemme parameteren β hvor knekklegden $L_k = \beta L_s$:



Figur 35 Reduksjon av knekk lengde (25)

Fra figur 35 ser man at parameteren β blir satt til $\beta = 1$ for knekking ut av planet, og $\beta = 0,5$ for knekking i planet. Ettersom det ikke er gjort en mer grundig analyse av knutepunktets stivhet velges derfor konservativ verdi $\beta = 0,7$ for knekking i planet.

Det er verdt å bemerke seg at parameteren for knekk lengde i planet for staver i fagverksbruer er angitt i EC3-2 punkt D.2.1. Dersom det ikke utføres nærmere kontroll av knutepunktets stivhet settes verdien $\beta = 0,9$ (11). Ettersom antall nagler i knutepunktene på Forve bru er høyt, virker verdien 0,9 veldig konservativ, og 0,7 er derfor benyttet videre.

7.5.2 Slankhet

Slankhet λ er et sentralt begrep når det kommer til knekking. Slankhet er en geometrisk størrelse og er definert som forholdet mellom knekk lengden L_k og treghetsradiusen i . Dersom konstruksjonsdelen har høy slankhet vil den også være mer utsatt for knekking enn en konstruksjonsdel med lav slankhet.

$$\lambda = \frac{L_k}{i} \text{ hvor } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Både ved beregning av slankhet og de dimensjonsløse parameterne δ og γ ser man at disse er avhengig av 2. arealmoment I . Om man øker 2. arealmoment vil slankheten bli lavere og kritisk last bli større. 2. arealmoment er derfor en viktig faktor å ha kontroll på for å unngå knekking.

7.5.3 Bøyekneking

Kontroll for knekking av en stav utsatt for tilsiktet sentrisk trykk gjøres etter EC3-1-1, punkt 6.3.1.1 (10):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Her er N_{Ed} dimensjonerende trykkraft og $N_{b,Rd}$ dimensjonerende knekkapasitet:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Dimensjonerende knekkapasitet er avhengig av arealet, materialets flytegrense og reduksjonsfaktoren χ . Reduksjonsfaktoren kan man enten beregne ved formler, eller lese grafisk. Uansett metode må man først bestemme kritisk last, relativ slankhet og knekkurve. Relativ slankhet $\bar{\lambda}$ defineres slik:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

Formelen over gjelder for tverrsnittsklasse 1, 2 og 3. Videre må man ut fra geometrien til profilet og stålkvalitet bestemme elementets knekkurve. Det er fem forskjellige knekkurver, a_0, a, b, c og d , som tar hensyn til avvik fra den perfekte staven (10). Etter knekkurven er bestemt kan man enten finne reduksjonsfaktoren χ ved avlesning, eller utregning. I denne oppgaven er reduksjonsfaktoren regnet ut, og denne metoden blir derfor beskrevet videre. Ut fra knekkurve og tabell 6.1 i EC3-1-1 finner man imperfeksjonsfaktoren α (10). Tabell 6.1 fra EC3-1-1 er gjengitt i denne oppgaven som tabell 13 som vises under.

Tabell 14: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver (10)

Knekkurve	a ₀	a	b	c	d
Imperfeksjonsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Ut fra imperfeksjonsfaktoren og relativ slankhet kan man så beregne funksjonen ϕ :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Til slutt kan man ved hjelp av funksjonen ϕ og relativ slankhet beregne reduksjonsfaktoren χ . Ettersom reduksjonsfaktoren skal føre til en mindre verdi av knekkapasitet, er det krav i likning (6.49) EC3-1-1 (10) at $\chi \leq 1$:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1$$

Det er viktig å være observant på at metoden beskrevet over kun gjelder for staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk. Dersom man har en bjelke som er utsatt for både aksialt trykk i tillegg til bøyemoment, hvor bjelken da kalles for en bjelkesøyle, er det litt flere faktorer som må kontrolleres (10).

7.5.4 Bjelkesøyle

I følge punkt 6.3.3 i EC3-1-1 (10) må følgende to krav være oppfylt, hvor:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Gjelder for knekking om sterk akse, y og

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Gjelder om svak akse, z. Her er N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ og $M_{z,Ed}$ dimensjonerende trykkraft og største moment om henholdsvis y- og z-aksen. Tilleggsmomentene $\Delta M_{y,Ed}$ og $\Delta M_{z,Ed}$ gjelder for tverrsnittsklasse 4 og kommer på grunn av forskyvningen e_{ny} . Faktorene χ_y og χ_z er samme reduksjonsfaktor som man finner i likning (6.49) i EC3-1-1 om de forskjellige aksene, mens χ_{LT} er en reduksjonsfaktor som følge av vipping. Interaksjonsfaktorene k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} og k_{zz} er avhengig om man regner plastisk eller elastisk samt faktoren C_{mj} som tar hensyn til momentfordelingen i bjelkesøylen.

7.6 Vipping

I likhet med knekking er vipping også et stabilitetsproblem. Vipping er mest aktuelt for profiler som er belastet med et moment om sterk akse hvor man kan få en sideveis utbøying om svak akse i tillegg til torsjonsvridning om lengdeaksen. Som regel er det trykkflensen som står i fare for å vippe, eller knekke, ut (14, s.213). For å unngå vipping kan det være lurt å stive av det utsatte elementet. Spesielt i byggefasen før konstruksjonen er avstivet vil vipping kunne være aktuelt.

I en samvirkekonstruksjon som Forve bru er toppflensen til stålbjelken DIP-90 sammenføyet med betongdekket. Overgurtene til fagverket er støpt helt inn i betongdekket og i begge tilfellene vil betongdekket virke som en avstiver for bjelkene. Det er verdt å merke seg at ved en fritt opplagt ett-felts bjelke er det toppflensen som er utsatt for vipping, mens ved fler-felts bjelker vil nedre flens være utsatt ved opplagerne. Da overgurtene er fullstendig støpt inn i betongen vil ikke disse være utsatt for vipping og de vil derfor heller ikke bli kontrollert.

Derimot er stålbjelkene i endespennet punktvis sideveis fastholdt mot vipping, og det er derfor gjort en forenklet kontroll av vippelengden L_c . Vippelengden er avstanden mellom fastholdelsene, og er kontrollert i henhold til punkt 6.3.2.4 i EC3-1-1 (10). På befaring ble det lagt merke til at trykkflensen er sideveis fastholdt mot vipping ca. hver meter. Siden det er usikkerhet om eksakt lengde, ble kritisk vippelengde kontrollert som vist i vedlegg D.7.



Figur 36: Tre av fastholdelsene mot vipping av toppflens til DIP-90-bjelken i endespennet er vist med oransje piler

EC-3-1-1 krever at vippelengden og tilhørende relative slankhet $\bar{\lambda}_f$ for den ekvivalente trykkflensen oppfyller følgende krav (10):

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

Her er $M_{y,Ed}$ største dimensjonerende bøyemoment mellom fastholderne og $M_{c,Rd}$ lik elastisk bøyekapasitet. Grenseslankheten $\bar{\lambda}_{c0}$ er relativ grenseslankhet ekvivalent for trykkflensen definert for treghetsradien, $i_{f,z}$, og settes lik 0,5. Treghetsradien $i_{f,z}$ består av trykkflensen og 1/3 av den trykkpåkjennte delen av stegarealet om tverrsnittets svake akse og kan defineres for DIP-bjelker:









$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_{trykk}}} \text{ hvor } I_{f,z} = \frac{1}{12} t_f b^3 \text{ og } A_{trykk} = A_{trykkflens} + \frac{1}{3} A_{trykksteg}$$

Flyteslankheten λ_1 er kun avhengig av elastisitetsmodulen og flytegrense:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

Mens korreksjonsfaktoren k_c tar hensyn til at største moment om bjelkens sterke akse ikke nødvendigvis opptrer samme sted som maksimal sideveis forskyvning og rotasjon. Den bestemmes ut i fra formen på momentdiagrammet til bjelken som kontrolleres og tabell 6.6 EC3-1-1 brukes for å finne faktoren. Denne tabellen er gjengitt i tabell 14 i denne oppgaven.

Tabell 15: Anbefalte korreksjonsfaktorer fra EC3-1-1 (10)

Momentfordeling	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

8 Resultater

8.1 Kontroll av staver

Tabellene vist i vedlegg C.3 viser at alle stavene har tilstrekkelig strekk-, trykk- og knekkkapasitet for lastkombinasjonene A, A med lett trafikk og B for Bk 10/60 med lastkonfigurasjonen vogntog. For trykkkapasiteter er det valgt minste verdi av flytkapasitet og knekking om sterk og svak akse. En oversikt over det mest utnyttede elementet for hver av elementtypene er vist i tabell 16 under.

Tabell 16: Krefter, kapasiteter og utnyttelse for fire ulike elementtyper

Elementnavn	Akse fra - til	Kap. strekk	Krefter, max	Utnyttelse	Kap. trykk	Krefter, min	Utnyttelse
UG-3	11 - 12	3000	-1019	-	2383	1904	0,80
OG-2	11 - 12	4011	2507	0,63	5217	1451	-
D-1	2 - 3	1345	-218	-	815	764	0,94
V-2	0 - 0	920	-245	-	770	547	0,71

8.2 Kontroll av endespenn

Stålbjelkene i endespennene ble kontrollert mot skjær, moment og vipping. Beregningene viser at stålbjelkene alene har nok kapasitet mot moment og skjær. Kritisk vippelengde av overgurten blir beregnet til fire meter, noe som er mye mer enn aktuell lengde mellom fastholdelsene på omtrent en meter. Vedlegg D.7 viser full kontroll av bjelken og tabell 17 viser utnyttelsesgrad av skjær og moment.

Tabell 17: DIP90-bjelken er kontrollert mot skjær, moment og vipping

Elementnavn	Akse fra - til	Kap. Skjær	Dim. Skjær	Utnyttelse	Kap. Moment	Dim. Moment	Utnyttelse
DIP90	-1 - 0	6860	622	0,09	2689	2385	0,89

8.3 Kontroll av knutepunkter

Den forenklete kontrollen av knutepunkter i Excel vist i vedlegg E.3 bekrefter at naglegruppene i alle knutepunktene vil ha god nok avskjæringskapasitet. I tillegg viser det at det i mange tilfeller er tverrsnittskapasiteten til stavene som er begrensende. Kontrollberegninger i Mathcad og resultater fra Idea StatiCa vist i henholdsvis vedlegg D.8 og J bekrefter videre at avskjæringskapasitet vil være dimensjonerende for naglegruppene.

8.4 Drøfting av resultater

8.4.1 Kontroll av staver

Trykkapasiteten til overgurten ble beregnet ut ifra en antakelse om samvirke og derfor en høyere trykkapasitet. OG-1 ble i tillegg kontrollert mot kombinasjon av moment og aksialkraft som vist i vedlegg D.5. Kontrollen viser at kapasiteten for tverrsnittet med lavest kapasitet i det mest aksialbelastede spennet er god nok, og resten av overgurtene kontrolleres dermed ikke mot kombinasjonen.

Ved å sette parameteren $\beta = 0,9$ i henhold til EC3-2 viste det seg at flere av stavene ble overbelastet. Gruppen mener at $\beta = 0,7$ er tilstrekkelig, men ettersom enkelte av diagonalene allerede har veldig høy utnyttelsesgrad, kan en nærmere undersøkelse av knutepunktets stivhet være aktuelt.

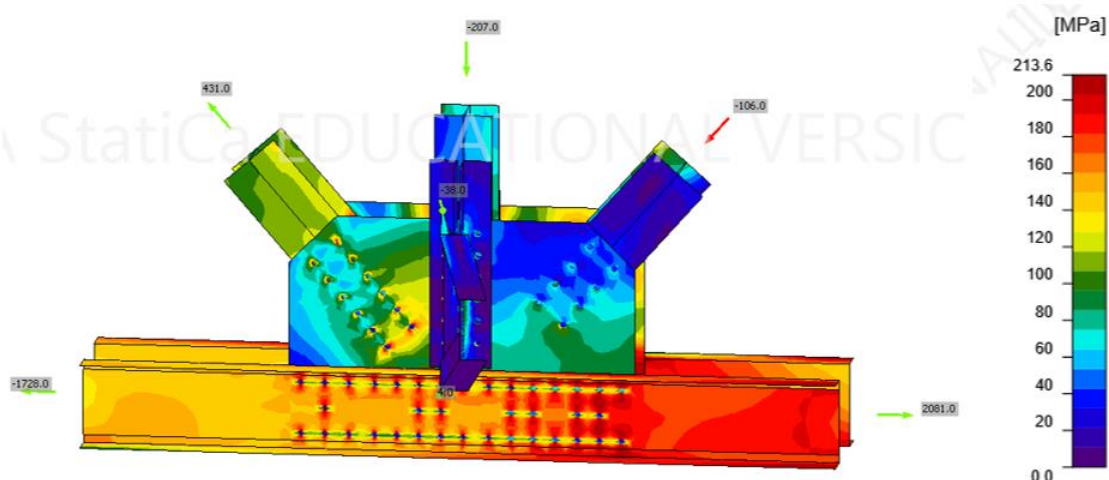
Ettersom flere av stavene er utnyttet godt over 90% kan oppgradering av brua være problematisk. En aktuell oppgradering for brua er fotgjengerfeltet. Forve bru har blitt kritisert for smalt fotgjengerfelt, og det er trangt om plassen dersom man møter vogntog. Om man skal utvide gangfeltet må også betongdekket utvides. Dette vil føre til en betydelig endring av egenvekten, og det kan derfor vært interessant å kontrollere de mest belastede stavene mot det nye lastbildet.

8.4.2 Kontroll av knutepunkter

Analysen viser at boltene med høyest belastning er i undergurten for begge knutepunktene. Tegninger viser at det er flere nagler langs flensen på undergurten, i tillegg til nagler gjennom steget og forsterkningsplater langs hele undergurtens lengde. Dette ble ikke modellert inn, men naglene i undergurten er likevel under 100% utnyttet. Det anses dermed som at naglekapasiteten til undergurtene er god nok.

Knutepunkt 18

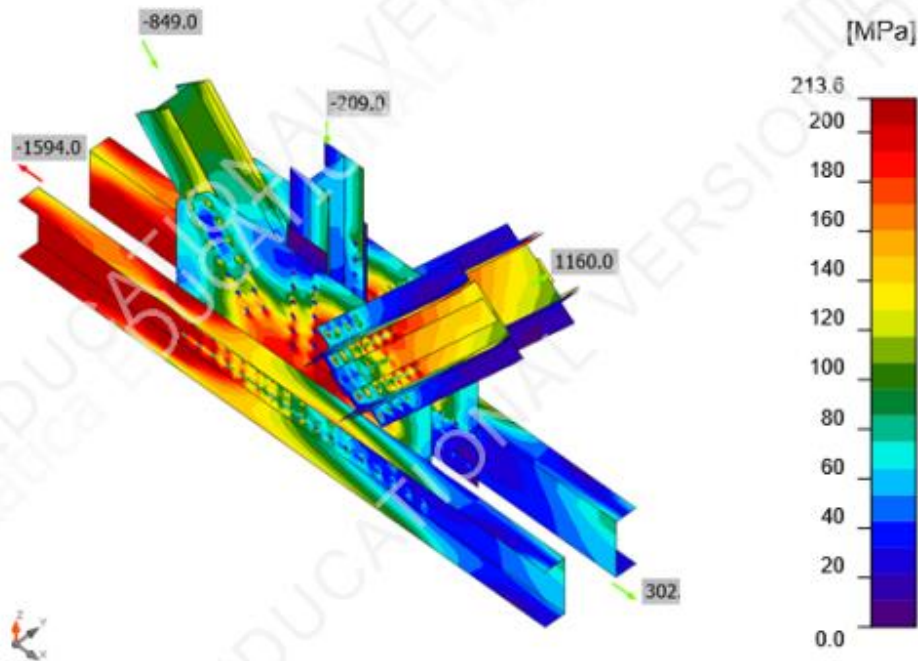
Analysen viser at belastningen på undergurten og diagonal 17-18 er veldig høy, og at steget i begge stavene ligger nært dimensjonerende flytegrense på 213 MPa. Sammen med beregning av tverrsnittskapasitet tyder dette på at det er profilenes tverrsnittkapasitet som er begrensende faktor ved dette knutepunktet. Diagonal 18-19 er en av få diagonaler hvor naglene er dimensjonerende for kapasiteten. Beregningene fra IDEA StatiCa viser at naglekapasiteten er god nok for dette knutepunktet. Knutepunktet blir i tillegg kontrollberegnet i Mathcad som er lagt til i vedlegg D.8.



Figur 37: Spenningsfordeling knutepunkt 18 ved step 84

Knutepunkt 22

Analysen fra IDEA StatiCa viser ved knutepunkt 22 at undergurten er overbelastet. Dette antas til å ikke stemme da konservative antakelser er gjort i modelleringen, og alle profiler er kontrollberegnet mot spenning. Ellers er diagonal 21-22 utnyttet 89%, noe som stemmer bra med kontrollberegningene som gir 92% utnyttelse. For diagonal 22-23 ser man at spenningen i tverrsnittet når 214,4 MPa, noe som gir over 100% elastisk utnyttelse. Håndberegninger i Excel ga for det samme tilfellet kun 75% utnyttelse. Denne forskjellen kan skyldes spenningskonsentrasjonen man ser i spenningsfordelingen rundt de ytterste boltene. For enden av diagonalen ser spenningen ut til å tilsvare nærmere 75% av kapasiteten.



Figur 38: Spenningsfordeling knutepunkt 22 ved step 88

Alle naglene er godkjent, men enkelte nagler er likevel høyt belastet. Den ytterste naglen i diagonal 22-23, nagle 42, er mest belastet og har en utnyttelsesgrad på 98,9%. Kontrollberegningene i Excel viser at samme naglegruppe kun skal være utnyttet 61%. Ulikheten kan forklares ved at spenningsfordelingen egentlig er mer kompleks enn antakelsen i kontrollberegningene om at alle naglene tar like mye kraft. Det vil si at naglene på L-profilene i virkeligheten belastes mindre, mens naglene på C-profilene belastes mer. Eksempelvis er nagle 214, som er lengst ut på L-profilet, kun utnyttet 56%. Dette kan illustrere både fordeler og usikkerheter ved å benytte IDEA StatiCa i forhold til enkle håndberegninger.

Beregninger i IDEA StatiCa viser likevel at naglene tar opp tilstrekkelig kraft, og at tverrsnittkapasiteten dermed vil være begrensende.

Kontrollberegning av knutepunkter og konklusjon

Kontrollberegning for diagonalene i knutepunkt 18 og 22 er utført i Mathcad, og lagt til i vedlegg D.8. Beregningene viser at kapasiteten for avskjæring av naglene er vesentlig lavere enn kapasitet for brudd i grunnmaterialet, eller utrivning av naglegruppe. De fleste andre knutepunktene i fagverket er bygd opp av elementer med tilsvarende tykkelse av grunnmateriale, flere nagler og tilsvarende endeavstander. Ettersom man ser vesentlig større kapasitet for hullkantrykk og utrivning antas det at beregningen av avskjæringskapasitet i Excel vil være tilstrekkelig. Videre

viser Excel beregninger også at stavenes tverrsnittskapasitet er begrensende for bruas kapasitet i de fleste knutepunkter. Ettersom både IDEA StatiCa og kontrollberegninger bekrefter god nok kapasitet for noen av de mest belastede knutepunktene, antas det at nærmere beregninger av knutepunktene er unødvendig, og at tverrsnittskapasiteten dermed er begrensende.

9 Innovasjon og utvikling

For å forstå behovet for innovasjon og utvikling av dagens metoder for drift, overvåking og vedlikehold av bruer, vil de nåværende rutine rundt inspeksjoner av bruer bli forklart. Ved å ta i bruk ny innovativ teknologi og tankemåter vil samfunnet med stor sannsynlighet redusere kostnader og klimagassutslipp. Denne prosessen har Trøndelag fylkeskommune allerede startet med, og flere muligheter vil også bli beskrevet i dette kapitlet.

9.1 Oppfølging av bruer

Det utføres kontinuerlig inspeksjoner av bruer i Norge. Tradisjonelt er det visuell inspeksjon som er mest brukt, men også materialundersøkelser og instrumentering blir gjennomført. Dagens regelverk for inspeksjon av bruer finnes i håndbok V441 bruinspeksjoner (26).

9.1.1 Rutiner og organisering av inspeksjoner

Håndboken skiller mellom 4 forskjellige typer inspeksjoner på bakgrunn av grundighet og frekvens.

Generell inspeksjon

Generell inspeksjon har som formål å sikre funksjonen til vegnettet og oppdage akutte skader. Dette er en enkel visuell kontroll som utføres hver uke eller hver andre uke avhengig av vegtype (26 , 27).

Enkel inspeksjon

En enkel visuell kontroll som gjennomføres hvert år for å registrere tilstand på skader og andre forhold som kan påvirke funksjon og sikkerhet. Vanligvis utføres det ikke materialundersøkelser ved denne inspeksjonen. Instrumentering vil vanligvis ikke bli gjort, men enkelt måleutstyr som for eksempel rissviddemåler og meterstokk benyttes (26).

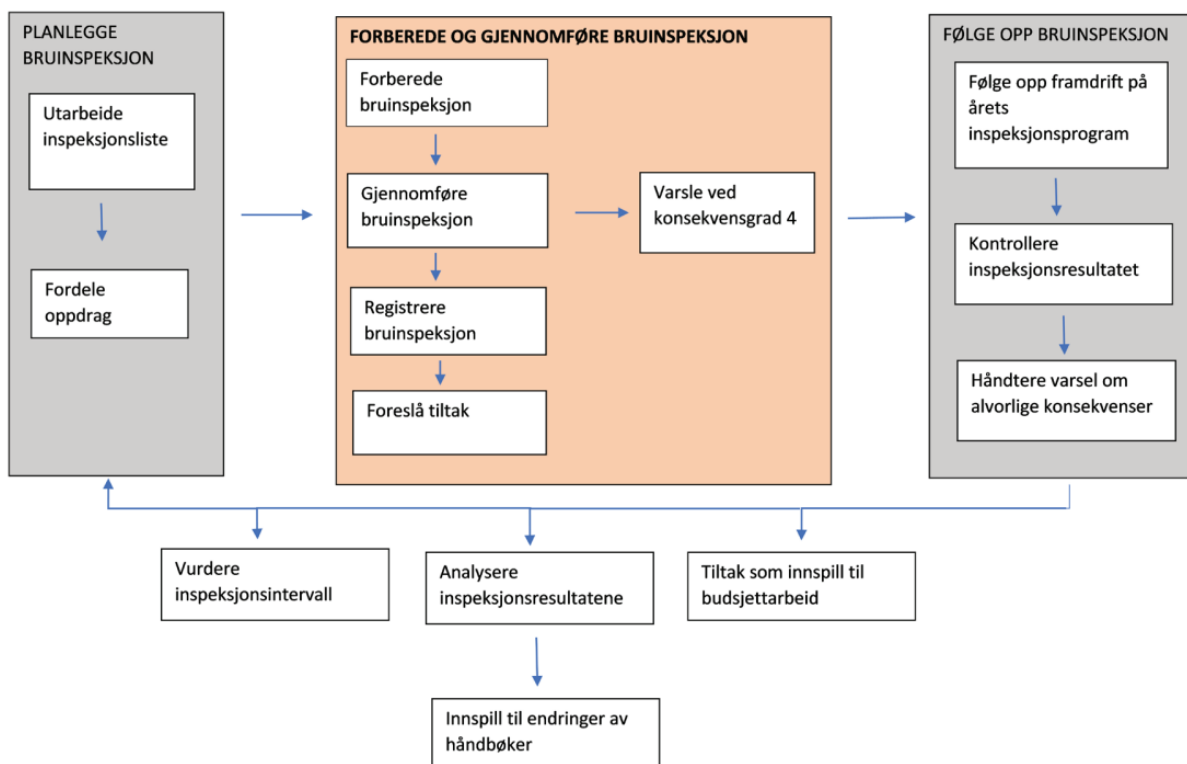
Hovedinspeksjon

Hovedinspeksjon er en tilstandskontroll som har et intervall på 5 år. Her utføres en nær visuell kontroll av alle elementer i konstruksjonen, og man kan ved behov utføre materialundersøkelser samt benytte seg av instrumenter som supplement. Hovedinspeksjonen danner et grunnlag for å justere inspeksjonsplan eller tiltaksplan (26).

Spesialinspeksjon

Spesialinspeksjon gjennomføres når det er behov for en grundig undersøkelse på bakgrunn av tidligere inspeksjon, påviste skader eller spesielle hendelser som trafikkulykker. Målet ved en spesialinspeksjon er å påvise skadeomfang eller avvik for å så etablere en tiltaksplan. For å utføre en grundig undersøkelse benyttes det nær visuell inspeksjon i tillegg til andre undersøkelser som materialundersøkelse, oppmåling eller instrumentering. En beregningsmessig kontroll kan også utføres for å sikre at brua tilfredsstillende gjeldende kapasitetskrav (26).

Ansvaret for sikkerhet og funksjonalitet på bruene ligger på bruforvalteren. Denne personen skal sørge for at inspeksjoner blir gjennomført, og at rapporter blir utarbeidet av bruinspektøren. Inspeksjoner og tiltaksplaner skal rapporteres på Brutus som er Statens vegvesens interne forvaltningssystem for bærende konstruksjoner som bruer og kaier (26).



Figur 39: Statens vegvesens prosessoversikt for inspeksjon av bruer (8)

9.1.2 Materialundersøkelser og oppmåling

Materialundersøkelser, oppmåling og instrumentering kan som nevnt være aktuelt ved inspeksjon. Disse metodene er beskrevet i håndbok V411 vedlegg V2 (28). Ved materialundersøkelser vil det i noen tilfeller være aktuelt å borre hull eller meisle sår for å få tatt

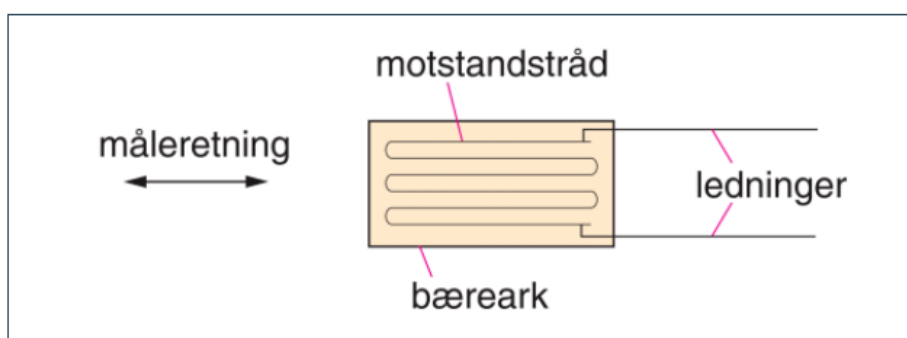
prøver som analyseres videre på laboratoriet. Disse metodene kalles for destruktive metoder, og er ofte mer kostbare eller tar lengre tid enn andre undersøkelser.

Noen materialundersøkelser er også mulig å gjøre ute i felt. Disse er som regel raskere, men også ofte mindre nøyaktig. Oppmåling gjøres som regel i felt og kan gjennomføres destruktiv eller ikke-destruktiv. Disse testene har som mål å oppdage og måle deformasjoner, forskyvninger eller setninger over tid. Forskjellige metoder kan benytte alt fra mer kompliserte teknologier som georadar til en enkel og tradisjonell tommestokk. Georadar er en teknologi som sender ut radarsignaler som reflekteres av ulike materialer og densiteter i materien man undersøker. Dette gjør at man kan undersøke status på blant annet armering i betong og kvaliteten på asfalt i ulike nivåer under overflaten (29 , 30).

9.1.3 Instrumentell overvåking

Instrumentell overvåking benyttes til å overvåke mange ulike objekter. Eksempler på dette er blant annet geoteknisk overvåking av løs- og fjellmasser samt overvåking at konstruksjonselementer.

Det finnes flere ulike metoder for overvåking av spenninger i konstruksjonselementer, men strekkklapper er trolig blant de mest kjente. Prinsippet bak strekkklapper er at resistansen til et elektrisk ledende materiale som er festet på et bæreak forandres ved en forlengelse eller forminskelse. Det elektriske ledende materialet kalles gjerne en motstandstråd og lages helst av et materiale med liten temperaturkoeffisient for å minimere temperaturens innflytelse på resistansen (31). Oppbyggingen av en strekkklapp er vist under ved figur 40.



Figur 40: Enkel illustrasjon av en strekkklapp (31)

Strekkklappen kan sammenliknes med et litt stort klistremerke som limes på elementet man ønsker å overvåke. Når elementet utstyrt med strekkklapp utsettes for en kraft vil elementet få små

deformasjoner i form av for eksempel forlengelse. Bæreaket og motstandstråden vil da endre lengde proporsjonalt med elementet, og resistansen i motstandstråden endres og måles deretter. Denne endringen av resistans blir målt og omgjort til spenninger på bakgrunn av hvilken type strekkklapp som blir brukt (30).

Det finnes også andre instrumenter som kan benyttes til overvåking. Dette kan for eksempel være akselerometer som måler vibrasjoner i konstruksjoner, eller sensorer som måler andre parametere som lyd og temperatur. Disse metodene vil ikke gås nærmere inn på.

9.2 Nye hjelpemidler og tankemåter

For å holde tritt med utviklingen i samfunnet bør flere digitale hjelpemidler implementeres ved inspeksjon og overvåking av bruer.

9.2.1 Digital tvilling

En digital tvilling er en digital modell som er identisk til et fysisk objekt. Dette kan være objekter som hus, vindmøller, tog og mye mer. Digital tvilling kan brukes både i produksjons- og driftsfase. Denne teknologien er ikke ny, men kompleksiteten og bruksmulighetene har økt betraktelig de siste årene (32). Digital tvilling er på samme måte som kunstig intelligens og «Internet of Things» buzzord blant teknologer, og vil trolig ble mer og mer benyttet i mange ulike bransjer de kommende årene.

Som et konkret eksempel på produksjon har forskere laget en svært detaljert digital modell av et fysisk tog. Dette digitale toget har de kjørt gjennom mange ulike scenarioer for å forstå hvilke sikkerhetstiltak som bør gjøres i forbindelse med blant annet slitasje av deler. Kollisjonstester kan også bli utført virtuelt, og man kan se hvordan toget deformeres av kollisjonen og konsekvenser for passasjerer. På denne måten kan produsenter av tog reduserer kostnader på sikkerhetstester, og bygge tog på omfattende grunnlag uten at et eneste fysisk forsøk er utført (33).

Equinor benyttet seg blant annet av sin digitale tvilling kalt for Echo, sammen med andre digitale hjelpemidler, ved produksjon av Johan Sverdrup fase 2. De er overbevist om at bruk av gode digitale hjelpemidler gjør driften mer lønnsom, sikrere og bidrar til å redusere utslipp. På Johan Sverdrup fase 2 har de opplevd opp mot 50% reduksjon av arbeidstid, i tillegg til å oppnå høyere kvalitet i det daglige offshore-arbeidet (34).

Ved bruk i driftsfasen vil ulike sensorer mate den digitale tvillingen med data om status til det fysiske objektet. I et hus kan slike sensorer måle fukt, temperatur, status på bærende elementer og mye mer. Høy fuktighet i bygget over mange år fører kanskje til kortere levetid på ulike elementer inne i huset. Dette kan simuleres på den digitale tvillingen og vedlikeholdsplanen kan revideres kontinuerlig. Hvis overvåkingsinstrument på bærende konstruksjonsdeler oppdager svakheter, kan informasjonen analyseres i den digitale tvillingen, og bygget kan evakueres hvis det blir vurdert som nødvendig. Dette er noen av uendelig mange måter man kan bruke en digital tvilling til.

Over er det beskrevet flere bruksområder for bruk av digitale tvillinger. Det kan tenkes at ulike digitale tvillinger kan dele informasjon seg imellom. Man vil dermed kunne få enorme mengder empiriske data som kan brukes til å treffe de beste beslutningene i produksjons- og driftsfasen. Effekten av å opprette digitale tvillinger av eksisterende og gamle konstruksjoner kan altså være stor.

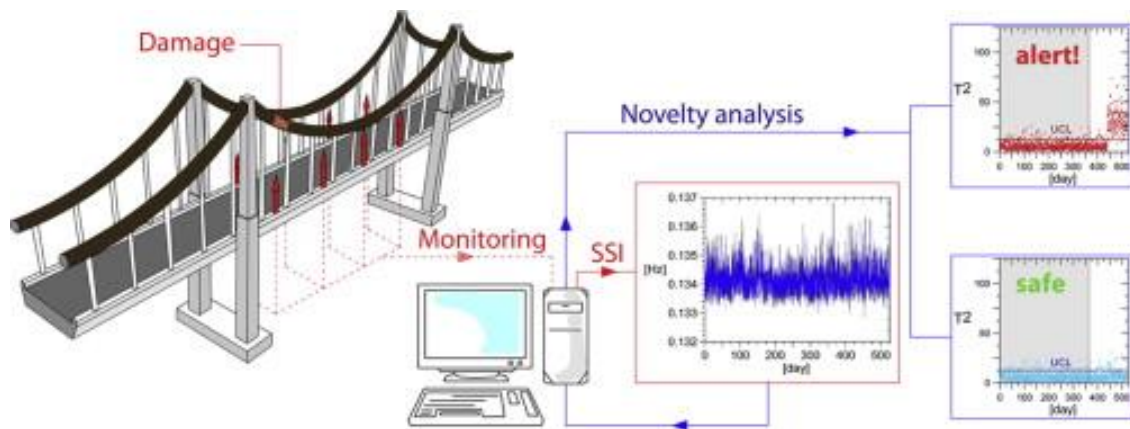
9.2.2 Strukturovervåking i sanntid

Strukturovervåking eller structural health monitoring (SHT) er en nyere form for teknologi hvor man automatisk kan registrere den strukturelle tilstanden til en konstruksjon. Måten det skjer på er at man benytter seg av sensorer som for eksempel kan registrere uønskede deformasjoner, spenninger, temperatur eller last (35).

Overvåking av konstruksjoner gir informasjon om hvilke laster som opptrer over tid. Denne lasthistorikken gir et bedre dimensjoneringsgrunnlag og derav tryggere konstruksjoner. Lasthistorikken er spesielt viktig for utmatting, både for dimensjonering, men også for å oppdage før sprøbrudd inntreffer.

Dataen fra disse sensorene kan lagres i en sky som igjen er koblet opp mot en eventuell digital tvilling. På denne måten får man en god innsikt over konstruksjonen i nåtid fra kontoret i stedet for å bruke mye tid på inspeksjoner.

Disse sensorene vil på en enkel måte kunne gi informasjon som ikke er mulig å få ut på de visuelle inspeksjonene som benyttes i dag. I Norge finnes det mange gamle bruer som snart er klar for utskiftning eller store påkostninger de kommende årene. Da disse bruene ble bygget var det ikke samme krav til dimensjonering og trafikklast som man har i dag, noe som vil si at de ikke alltid oppnår dagens standard. For å trygt kunne si noe om kapasiteten til disse bruene kan strukturovervåking være et viktig hjelpemiddel (36).



Figur 41: Enkel figur av hvordan sanntidsovervåking kan brukes til å kontrollere en bru (37)

Ved å benytte seg av SHT på disse bruene over tid vil man på en og tryggere måte kunne estimere gjenværende levetid til elementer eller en konstruksjon. Ettersom det ventes store kostnader i årene som kommer ved å bytte ut utsatte elementer på en bru vil staten kunne spare store beløper dersom man kan bruke bruene i lengre tid enn først antatt.

Trondheim fylkeskommune har som kjent startet med å ta i bruk strukturovervåking, og på Forve bru er det FEMM som er tatt i bruk.

9.3 FEMM – Ferrx ElectroMagnetic Method

9.3.1 Teknologien

FEMM er en overvåkingsteknologi som ble patentert i 2005 av firmaet Ferrx. Teknologien bygger på forskning utført av SINTEF, og brukes blant annet til fjernovervåking av ulike rør i olje- og gasssektoren. FEMM er et godt verktøy til dette da flere av rørene ligger på havbunnen, hvor manuell inspeksjon er krevende (38). De siste årene har overvåkingsteknologien blitt montert på ulike bruer i Trøndelag fylkeskommune som et forskningsprosjekt.

FEMM måler endringer i stålets evne til å lede strøm, samt endringer i de magnetiske egenskapene til stålet (39). Ved å kombinere resultatene fra ledeevne og magnetiske egenskaper, kan man få informasjon om tilstanden til stålgodset i ulike dybder. Dette gjøres ved at strøm sendes gjennom det tverrsnittet man er interessert i å overvåke. Flere pinnepar blir loddet fast på hver side av tverrsnittet, og det er disse som utfører målingene. Man kan da se hvordan den påførte strømmen påvirkes av reisen gjennom tverrsnittet, som sier noe om tilstanden til materialet. På bildet under vises flere slike par loddet fast på yttersiden av et stålrør. Den ene delen av paret har blå ledning, mens den andre har rød ledning.



Figur 42: Her ses flere pinnepar på et tidligere laboratorieforsøk om utmatting på et stålrør (39)

9.3.2 Bruksområder

FEMM kan brukes til å måle flere ulike problemer. Ved utmatting dannes det små mikrosprekker i stålet over lenge tid. FEMM kan oppdage denne sprekkdannelsen på et mye tidligere tidspunkt enn man kan ved for eksempel visuelle inspeksjoner. På grunn av at teknologien overvåker ulike dybder av stålet kan man overvåke utvikling av sprekker, og se hvor dypt de utvikler seg (39). Eventuelle forsterkninger kan påmonteres konstruksjonen slik at utviklingen av disse mikrosprekkene stopper eller reduseres på en slik måte at det ikke lenger er fare for brudd.

FEMM kan også oppdage slitasje av stålet i form av forvitring og erosjon (39). Reduksjon av godstykkelse kan komme av kjemiske angrep som korrosjon, som for stål kalles rust. Mekanisk slitasje eller eroderende krefter fra vær, vann og vind kan også forårsake reduksjon av stålgodset. Erosjon i blant annet petroleumsrør er en kjent utfordring da væske som ofte inneholder sandkorn sliper ned godset i for eksempel rørbend (40).

Spenninger også kalt stress, kan også måles med FEMM (39). Denne type måling krever en kalibreringsmåling som aller helst skal utføres med en kjent last. Dette skyldes at FEMM ikke måler stress direkte, men at resultatene blir gitt som endring av stress i forhold til kalibreringsmålingen. Teknologien kan måle stress i det elastiske område, og oppdage plastiske endringer, noe som kan benyttes til å finne maksimalt stress siden forrige kalibreringsmåling. Dette skyldes at materialets magnetiske egenskaper gjennomgår en irreversibel endring ved belastning av en gitt størrelse. Denne irreversible endringen er noen steder omtalt som «lasthukommelse» til materialet (41).

9.3.3 Bruk på Forve bru

Trøndelag fylkeskommune har i samarbeid med Ferrx montert overvåkingsteknologien på to av stavene i fagverket og flere målinger blir utført. FEMM benyttes her til å måle maksimalt stress påført mellom to kalibreringsmålinger, samt stress i materialet ved ulike lastilfeller. Det er nettopp disse målingene som er gjort ved en kalibreringsmåling i februar 2021. Målinger av egenfrekvens er også utført for UG-8.



Figur 43: Foto viser den østlige siden av det nordlige fagverket og hvor overvåkingsutstyret som er montert

9.3.4 Beskrivelse av forsøket

Overvåkingsutstyret er montert på undergurten UG-8 og diagonalen D-3. Pinnepar er montert på begge flensene og steget til undergurten, og på steget til diagonalen. Grunnet enkel tilkomst til knutepunktet var det kun dette ene knutepunktet som ble vurdert å overvåke. Stavene som er utstyrt ble valgt ettersom disse to har høyest belastning av stavenes tilknyttede knutepunktet. Begge stavenes her er påkjent av trykkrefter, men det kan også være interessant å overvåke staver i strekk. For denne brua kunne man kun overvåke fire punkter, og dette ble da en begrensende faktor for at ikke flere elementer ble valgt.

Ved kalibreringsprosessen ble det brukt to vogntog på ca. 50 tonn hver. Vogntogene hadde ulik lengde med henholdsvis seks og syv aksler, og dermed ulikt akseltrykk. Dette er visualisert i F.2, og opparbeidet på grunnlag av informasjon om kjøretøyene. Ved den første delen av forsøket

kjørte det ene vogntoget kalt for Bil 2 over brua og målinger ble utført. Ved andre del av forsøket kjørte begge vogntogene ved siden av hverandre over brua. På grunn av bredden til vogntogene, og den smale føringsbredden, lot det seg ikke å kjøre på rett linje. Avstanden fra det fremste til det bakerste vogntoget ble ikke målt, men antas ut ifra bilder å være på omtrent fem meter. Etter målinger fra del 2 kan målingene sammenliknes for å finne relativ økning av stress fra del 1 til del 2. Bildene under viser del 1 og del 2 av forsøket.



Figur 44: Del 1 av forsøket viser Bil 2 i det nordlige feltet



Figur 45: Del 2 av forsøket viser Bil 1 i det nordlige feltet og Bil 2 i sørlige feltet

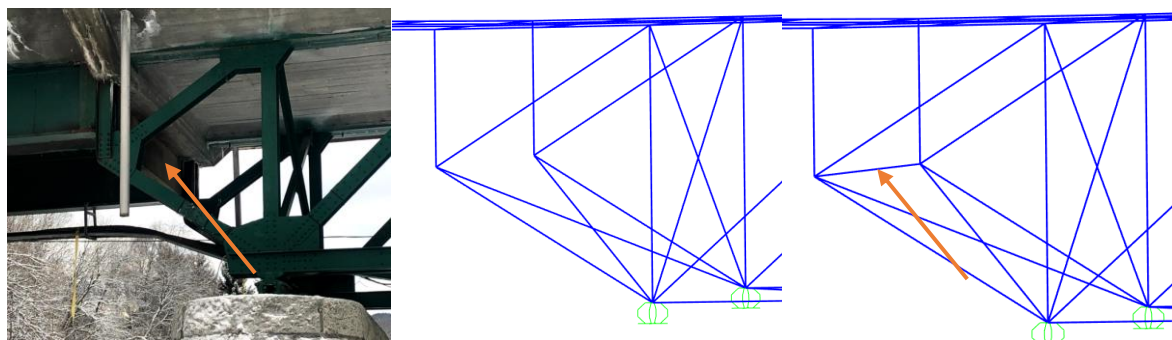
9.3.5 Resultater fra FEMM

Resultatene fra målingen blir utarbeidet til en rapport som gruppen har fått tilgang til fra Ferrx. Målingene blir vist som en graf med tid i førsteaksen og avvik i andreaksen. Måleenheten N/mm^2

eller pascal er dermed ikke et produkt av målingene. Målingene viser at mengden stress øker med omtrent 16,4% for alle målepunktene fra belastning av en til to vogntog. Full resultatrapport legges ved i vedlegg F.1. Supplerende resultater som ikke er analysert i denne oppgaven viser at egenfrekvensen for UG-8 er på omtrent 80-90 millisekunder.

9.3.6 Sammenlikning av analyseresultater med kalibreringsforsøket

På grunnlag av informasjon om vogntogene som er brukt i forsøket, ble disse designet i SAP2000 på samme måte som lasttypene ved bruksklassifiseringen. Tilsvarende forsøk som ble gjort i virkeligheten på brua ble utført på analysemodellen ved å bevege vogntogene over brua. For å ta hensyn til ulik bredde på akslingene i modellen og i virkeligheten, måtte kreftene for den innerste hjulbanen i kjørefelt sør reduseres med faktor f . Vedlegg D.3 viser bakgrunnen for dette valget. For de ulike tilfellene er det utført analyser med og uten avstivning mellom knutepunktene i akse -1. Dette ble kontrollert da det var usikkert knyttet til hvor stor effekt den tverrgående betongbjelken hadde på lastfordelingen. Det viste seg at denne avstivningen hadde liten betydning, og resultatene uten avstivning er brukt videre. Resultater fra begge analyser er lagt til i vedlegg F.3.



Figur 46: De ulike tilfellene ble analysert med og uten avstivning på tvers som den oransje pilen viser

Ulike analyser ble utført i tillegg til kalibreringsforsøket, og kun trykkrefter er sammenliknet. Seks forskjellige tilfeller ble undersøkt for å vurdere konsekvensene av ulike faktorer rundt forsøket og hvordan det påvirker resultatet. De ulike tilfellene med resultater av maksimale krefter ses i vedlegg F.3. Her ses også utklipp av laster i de ulike kjørefeltene. Resultatene som ses på som interessante er markert med gult på vedlegget, og gjengitt i tabell 18 nedenfor.

Kjørefelt nord er det hiterste kjørefeltet i forhold til bildene fra forsøket som ses over, og sør er kjørefeltet lengst vekk. I tilfelle 3 til 6 er bilen i felt nord plassert fem meter lenger bak bilen i sør for å forsøke å simulere kalibreringssituasjonen så nøyaktig som mulig. Verdier på relative økninger som er i nærheten av de målte relative økningene er markert gult i tabellen.

Tabell 18: Trykkrefter i kN i stavene som er overvåket med FEMM

Tilfelle		Last 1	Last 2	Relativ økning
Tilfelle 1	Stav	Aksellast NORD	Aksellast NORD + aksellast i SØR	
	UG-8	-112,503	-129,838	15,4 %
	D-3	-175,219	-204,328	16,6 %
Tilfelle 2	Stav	Bil 2 i NORD	Bil 2 i NORD + Bil 2 i SØR	
	UG-8	-174,06	-200,93	15,4 %
	D-3	-353,764	-415,52	17,5 %
Tilfelle 3	Stav	Bil 2 i NORD	Bil 2 i SØR + Bil 2 5m bak i NORD	
	UG-8	-174,06	-187,584	7,8 %
	D-3	-353,764	-408,869	15,6 %
Tilfelle 4 Kalibrerings- tilfellet	Stav	Bil 2 i NORD	Bil 2 i SØR + Bil 1 5m bak i NORD	
	UG-8	-174,06	-278,243	59,9 %
	D-3	-353,764	-453,818	28,3 %
Tilfelle 5	Stav	Bil 1 i NORD	Bil 1 i SØR + Bil 1 5m bak i NORD	
	UG-8	-251,373	-271,975	8,2 %
	D-3	-398,712	-457,417	14,7 %
Tilfelle 6	Stav	Bil 1 i NORD	Bil 1 i SØR + Bil 2 5m bak i NORD	

	UG-8	-251,373	-197,665	-7,86 %
	D-3	-398,712	-412,469	3,5 %

9.3.7 Kommentarer til resultatene

Det ses i tredje kolonne, Last 1, i tabellen at laster fra Bil 1 fører til større trykkrefter i stavene enn laster fra Bil 2. Dette skyldes trolig at avstanden fra den første akselen til den siste er 10,05 meter for Bil 1 og 15,2 meter for Bil 2. Lasten fra Bil 1 blir derfor fordelt over en mindre lengde enn den gjør for Bil 2, og det er trolig dette som fører til større påkjenninger på stavene. Hvis modellen hadde hatt et stivt dekke på fagverkene hadde trolig lasten fordelt seg jevnere på stavene og forskjellen på Bil 1 og Bil 2 hadde trolig vært mindre.

Ved tilfelle 1 og 2 er lastene plassert rett ved siden av hverandre. Her blir resultatene tilnærmet det samme som resultatene fra FEMM. Ved tilfelle 3 er det brukt de samme kjøretøyene som i tilfelle 2, men vogntoget i kjørefelt nord kjørte 5 meter bak vogntoget i sør. Vi ser at dette tilfellet fører til stor forskjell på den relative økning i UG-8 i forhold til tilfelle 2. For D-3 er det ikke like tydelig forskjell på resultatene.

Situasjonen fra kalibreringsforsøket er simulert ved tilfelle 4. Her er den relative økning for både UG-8 og D-3 mye større enn målingene fra FEMM. Ved dette tilfellet er første måling utført ved belastning fra bil 2 i felt nord, og andre måling er utført ved belastning av bil 1 i felt nord og bil 2 i felt sør. Tilfelle 6 er likt tilfelle 4 bortsett fra at bilene er byttet om. Vi ser at den relative økningen for dette tilfellet er betydeligere mindre enn de faktiske målingene. UG-8 er til og med mindre belastet ved to biler enn ved en bil. Dette viser igjen at Bil 1 er svært dominerende i forhold til Bil 2, noe som kanskje ikke er tilfellet i virkeligheten, men som er vanskelig å bevise uten stivt dekke i modellen.

Resultatene fra de ulike tilfellene viser at faktorer som akselavstander, plassering av vogntog og valg av type vogntog er svært utslagsgivende på gruppens modell. Det er også vist tidligere at plassering av lastene i tverretning har mye å si for fordeling av kreftene i opplager og fagverk. De ansvarlige for FEMM-målingene har antatt en avstand mellom hjulene på hver aksel på to meter i henhold til håndbok R412 (8), men dette er ikke kontrollmålt. Heller ikke avstanden fra det fremste vogntoget til det bakerste er målt.

Dette er to faktorer som kan ha stor betydning for beregninger. Det er som sagt ikke sikkert gruppens modell hadde vært like sensitiv for disse faktorene hvis modellen hadde inneholdt et stivt dekke. Det anbefales likevel å måle alle disse faktorene mer nøyaktig ved neste FEMM-måling slik at målinger på bedre grunnlag kan sammenliknes med en modell.

9.4 Diskusjon av sanntidsovervåking

9.4.1 Bærekraftige konstruksjoner

Verden står i dag overfor stor omveltning når det kommer til bærekraftige løsninger og tankegang. FNs bærekraftsmål er verdens felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, bekjempe ulikhet og stoppe klimaendringene innen 2030 (42).

På verdensbasis står byggebransjen for ca. 40% av klimautslippet hvor 24% av utslippet er knyttet til produksjon av byggevarer (43). Med andre ord har byggebransjen et stort ansvar for å produsere bærekraftige løsninger dersom FNs bærekraftsmål om klima skal være mulig å nå.

Digitalisering av byggebransjen blir nå mer vanlig i alle leddene av et prosjekt, alt fra prosjektering til drift og vedlikehold. Dette gjør bransjen mer økonomisk, bærekraftig, miljøvennlig og sannsynligheten for menneskelig feil reduseres betraktelig. Ved hjelp av digitale løsninger er det enklere å få god oversikt over materialbruk, livsløpskostnader og ikke minst levetid (44).



Figur 47: Noen av FNs bærekraftsmål som er gjeldene for bygg- og anleggsbransjen

Under bærekraftsmål 9, industri, innovasjon og infrastruktur, kommer det tydelig frem at man er nødt til å satse på bærekraftig infrastruktur samt å styrke forskning og teknologi i næringslivet (42). Eksempelvis kan digitalisering og innovasjon føre til bedre kunnskap om materialer. Ved å ta i bruk strukturovervåking kan man på sikt lære seg enda mer ulike materialer. En mulig konsekvens av dette er for eksempel at man i fremtiden kan endre på dimensjoneringspraksisen. Mindre usikkerhet rundt blant annet bæreevne til materialene gjør at man kan dimensjonere slankere konstruksjoner, og dermed redusere materialbruk. I og med at produksjon av stål og jern alene står for 7,4 % av utslipp av verdens totale CO₂ ekvivalenter, vil en liten reduksjon av

materialforbruk gi en stor gevinst for klimaet (45). Sanntidsovervåking kan også benyttes på betong. Dette materialet står for store utslipp mye grunnet produksjon av sement (45). Et mindre betongforbruk vil derfor gi en stor reduksjon av klimagassutslipp.

9.4.2 Oppsummering og diskusjon

Statens vegvesens regelverk for bruinspeksjon har lenge vært basert på inspisering ved tidsbaserte intervaller. De siste årene er det blitt mer vanlig med tilstandsbaserte inspeksjoner. Likevel er det ofte usikkerhet rundt tilstanden til bruer, og ifølge Trøndelag fylkeskommune gjennomføres inspeksjoner gjerne oftere enn egentlig nødvendig. Det er også kommet frem at flere inspeksjoner ikke er blitt gjennomført i henhold til riktig tidsintervall (6).

Teknologier som FEMM kan da bidra til bedre datagrunnlag, bedre inspeksjonsintervall og riktigere klassifisering. Videre vil det bidra til at ressurser til oppgraderinger og vedlikehold blir bedre prioritert. En nedklassifisering på grunn av usikkerhet kan få store økonomiske konsekvenser da bruene benyttes av tømmer- og annen tungtransport.

Digital overvåking har de siste årene gjennomgått stor utvikling, og er i dag veldig aktuelt. Denne utviklingen har ført til flere ulike enkelt-teknologier, men store helhetlige systemer med sensorer, datainnsamling og digitale tvillinger er enda ikke godt etablert. Det å investere mye tid, penger og kunnskap på et lite etablert system, som kanskje blir utdatert i nær fremtid, virker lite attraktivt. Dette kan være mye av grunnen til at bedrifter og statlige institusjoner er forsiktig med å ta det i bruk.

10 Konklusjon

Analyser fra SAP2000 og kontrollberegninger viser at brua har nok kapasitet for klassifiseringen Bk 10/60. I denne analysen er ikke dekket kontrollert, men resultatet stemmer likevel godt overens med dagens klassifisering utarbeidet av Dr. Techn. Olav Olsen.

Undersøkelsene gjort av Ferrx viser seg også å stemme relativt godt med analysene gjort i SAP2000. Her kunne en mer eksakt modell med stivt dekke, muligens gi mer nøyaktige resultater, som kan gi en bedre sammenlikning med målingene. Det anbefales at informasjon som blant annet plassering av vogntog i tverr- og lengderetning og hjulavstand fra det fysiske forsøket blir bedre dokumentert. Dette gir en mer presis simulering, som fører til et bedre grunnlag for sammenlikning av resultater.

Sanntidsovervåking av bruer vil kunne bidra til bedre prioriteringer av ressurser, i tillegg til et tryggere vegnett. Andre fordeler med sanntidsovervåking kan være reduserte kostnader og mindre materialforbruk. På sikt kan denne teknologien gi verdifull informasjon som kan forbedre dimensjonerings- og inspeksjonspraksisen og gi en mer bærekraftig byggebransje.

11 Referanser

1. Orkdal Historielag. Bilder fra Orkdal Bind 3: Orkla Grafiske; 1997.
2. Inga Kathrine Due. 16-0148 FORVE BRU BRUKLASSIFISERING. Internett: Dr. Techn. Olav Olsen; 2019. Rapport nr.: 12308-30-OO-R-001.
3. Vegvesen S. KVU Orkdalsregionene Delrapport: Fylkesveger 2019 [hentet 20. April 2021]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/2956792/binary/1367917?fast_title=Fylkesvegrapport+med+vedlegg+%2827+MB%29.pdf.
4. Edvardsen C. Forve bru. s. Forve bru (FV65) vest for tettstedet Fannrem i Orkdal kommune i Sør-Trøndelag.
5. Statens Vegvesen. Bakgrunn for FoU-programmet SMARTere vedlikehold 2020 [hentet 15. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning-innovasjon-og-utvikling/pagaende-programmer-og-prosjekter/smartere-vedlikehold/bakgrunn>.
6. Nilsen S, Braastad ØEMGNJ. De forsømte bruene 2017 [oppdatert 13. November 2017; hentet 30. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.vg.no/spesial/2017/de-forsomte-broene/alvorlige-skader/?form=MY01SV&OCID=MY01SV>.
7. Vegvesen S. Om håndbøkene [oppdatert 18. desember 2019; hentet 25. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/om-handbokene>.
8. Håndbok R412 Bruklassifisering <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker>: Statens Vegvesen; 2003 [Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/61486/binary/964011?fast_title=H%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering.pdf].
9. Idea StatiCA. General theoretical background [hentet 2021 10.April]. Tilgjengelig fra: <https://www.ideastatica.com/support-center/general-theoretical-background>.
10. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger Internett: Standard Norge; 2005 [Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>].
11. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer 2006 Internett: Standard Norge; 2006 [Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductId=405251>].
12. Vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering [Internett]. Vegvesen.no: Statens Vegvesen; 2017 [Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/2120473/binary/1227650?fast_title=Vedlegg+til+h%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering++Endringer+og+tilf%C3%B8yelser.pdf].
13. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8 Knutepunkter og forbindelser Internett: Standard Norge; 2005 [Tilgjengelig fra: 90

- <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductId=396860>.
14. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 3. utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2020.
 15. Fatigue design of bridges [oppdatert 14. Februar 2018. Tilgjengelig fra: https://www.steelconstruction.info/Fatigue_design_of_bridges.
 16. Almar-Næss A, Lohne O. sprøbrudd [oppdatert 14. Februar 2018; hentet 13. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/spr%C3%B8brudd>.
 17. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2 utg; Fagbokforlaget; 2020.
 18. Almar-Næss A. klinking [oppdatert 3. September 2018; hentet 7. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/klinking>.
 19. Nordvik O, Brevig J. Kontroll, rehabilitering og tiltaksvurdering, Jøssund bro [Bachelor]. NTNU Open: NTNU; 2019.
 20. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster Internett: Standard Norge; 2005 [Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>.
 21. Plastisk momentkapasitet og flyteledd [hentet 28. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/33063435-Tkt4124-mekanikk-3-host-plastisk-momentkapasitet-og-flyteledd.html>.
 22. Larsen PK. SAMVIRKEKONSTRUKSJONER I STÅL OG BETONG. Institutt for konstruksjonsteknikk: NTNU; 2020.
 23. Demirovic A, Sanden ET. Beregning og numeriske analyser av samvirkebruer. [Master]. NTNU Open: NTNU; 2015.
 24. Standard Norge. Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygginger [Internett]. Internett: Standard Norge; 2004 [Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductId=396866>.
 25. 2. utg. Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU: Fagbokforlaget; 1993. Stålkonstruksjoner: Profiler og formler; s. 56.
 26. Håndbok V441 Bruinspeksjon [Internett]. Vegvesen.no: Statens Vegvesen; 2019 [hentet 14. April 2021]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69833/binary/1356118?fast_title=H%C3%A5ndbok+V441+Bruinspeksjon.pdf.
 27. Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger Vegvesen.no: Statens Vegvesen; 2012 [Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61430/binary/964067?fast_title=H%C3%A5ndbok+R610+Standard+for+drift+og+vedlikehold+av+riksveger.pdf.

28. Håndbok V441 Vedlegg V2 – Metoder oppmålinger/materialundersøkelser [Internett]. Vegvesen.no: Statens Vegvesen; 2019 [Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/2884253/binary/1356254?fast_title=Vedlegg+V2+%E2%80%93+Metoder+oppm%C3%A5linger%2Fmaterialunders%C3%B8kelser.pdf].
29. Geoscan. Georadar for kartlegging av grunnvann, løsmasser og fjellforhold, samt inspeksjon av betong og asfalt. [oppdatert 30. August 2018; hentet 5. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/vegteknologi/Tilstandsregistrering-pa-veg/Georadar>.
30. Vegvesen S. Intern Rapport: Rv. 257 Furulund bru, Kulvert av korrugerte stålrør, Instrumentering og målinger [oppdatert Januar 2001; hentet 5. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/vegteknologi/Tilstandsregistrering-pa-veg/Georadar>.
31. Andersen PB. strekkklapp [oppdatert 18. Desember 2017; hentet 15. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/strekkklapp>.
32. Tekna. Helt enkelt: Hva er en digital tvilling – og hva kan den brukes til? 2020 [oppdatert 12. Oktober 2020; hentet 28. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.tekna.no/kurs/innhold/helt-enkelt-hva-er-en-digital-tvilling--og-hva-kan-den-brukes-til/>.
33. Digitale tvillinger: Slik brukes det i dag [hentet 28. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://digitalnorway.com/digitale-tvillinger-slik-brukes-det-i-dag/>.
34. Equinor. «With a little help from my digital twin»: Digital magi er i ferd med å bli en del av hverdagen [hentet 5. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.equinor.com/no/magazine/echo-equinors-digital-twin.html>.
35. Middleton PJVGTWPRAFRCR. Chapter 29 - Bridge monitoring [hentet 13. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780128000588000293>.
36. NEWS S. SAP og Statens vegvesen sanntidsovervåker Stavåbrua på E6 for å forbedre vedlikehold og brukklassifisering [hentet 20. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://news.sap.com/norway/2020/01/sap-og-statens-vegvesen-sanntidsovervaker-stavabrau-pa-e6-for-a-forbedre-vedlikehold-og-brukklassifisering/>.
37. Comanducci G, Materazzi FUAL. Structural health monitoring of suspension bridges with features affected by changing wind speed [oppdatert Juni 2015; hentet 28. April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0167610515000501>.
38. Skogvang HHASA. A Method for Determination of Stress and Fatigue in Risers and Wellheads. 2016.
39. Ferrx. Game-changing technology for integrity monitoring of steel structures [hentet 20. April 2021]. Tilgjengelig fra: <http://ferrx.no/>.
40. Store norske leksikon. erosjon i petroleumsbrønner [oppdatert 4. September 2020; hentet 6. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: https://snl.no/erosjon_i_petroleumsbr%C3%B8nner.
41. Ferrx. Monitoring Traffic Loads and Condition of Bridges. Trondheim.

42. FN. FNs bærekraftsmål [oppdatert 19.04.2021; hentet 26.April 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>.
43. NOU. Hva kan byggebransjen gjøre for å redusere klimautslippene?: Kommunal- og moderniseringsdepartementet; 2020 10.3.2020.
44. BARTOLOMEI RT. Digitale verktøy gjør byggebransjen mer bærekraftig: Gir også færre feil [hentet 5. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.fremtidensbygg.no/digitale-verktoy-gjor-byggebransjen-mer-baerekraftig-gir-ogsaa-faerre-feil/>.
45. Roser HRM. Emissions by sector [hentet 5. Mai 2021]. Tilgjengelig fra: <https://ourworldindata.org/emissions-by-sector#direct-industrial-processes-5-2>.

12 Vedlegg

Vedlegg A: Artikkel

Vedlegg B: Plakat

Vedlegg C: Tabellister

C.1 Profilverdier

C.2 Kontroll av profilverdier

C.3 Kontroll av aksialkapasitet

C.4 Nettoarealer

Vedlegg D: Håndberegninger i Mathcad

D.1 Beregning av egenlaster

D.2 Beregning av vindlaster

D.3 Betraktninger av lastplassering ved influenslinjer

D.4 Knekkapasitet undergurt

D.5 Knekkapasitet bjelkesøyle

D.6 Kapasitet i samvirke

D.7 Kontroll av endespenn

D.8 Kontroll av knutepunkt

Vedlegg E: Håndberegninger i Excel

E.1 Aksialkapasiteter

E.2 Dimensjonerende faktor i knutepunkt

E.3 Knutepunkters utnyttelse

Vedlegg F: Kalibreringsmåling Ferrx og forsøk i SAP2000

F.1 Kalibreringsmåling Ferrx

F.2 Vogntogsdata

F.3 Forsøk i SAP2000

Vedlegg G: Kontroll av modell i SAP2000

G.1 Kontroll av modell i SAP2000 mot Skyciv og lastenes plassering i tverretning

G.2 Stivhet i knutepunkt, SAP2000

Vedlegg H: Gamle profiler

Vedlegg I: Originale tegninger

Vedlegg J: Analyser fra Idea StatiCa

J.1 Knutepunkt 18

J.2 Knutepunkt 22

Vedlegg K: Analyser fra SAP2000

K.1 Dominerende variabel last

K.2 Lastkombinasjon a lett trafikk

K.3 Lastkombinasjon a

K.4 Lastkombinasjon b

