

Astrid Marie Tvedt  
Ine Jesnes Bakken

## Kapasitetskontroll og forsterkning av Resa bru

### *Design verification and strengthening of Resa bridge*

Prosjektnr.: 2020-05

Bacheloroppgave i TBYG 3016 Bacheloroppgave Bygg

Veileder: Roger Bergh

Mai 2020



Astrid Marie Tvedt  
Ine Jesnes Bakken

# **Kapasitetskontroll og forsterkning av Resa bru**

*Design verification and  
strengthening of Resa bridge*

Prosjektnr.: 2020-05

Bacheloroppgave i TBYG 3016 Bacheloroppgave Bygg  
Veileder: Roger Bergh  
Mai 2020

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



Kunnskap for en bedre verden



## Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Tømmertransport er en stor del av skog- og treindustrien i Norge. For å øke den norske konkurranseevnen innenfor denne næringen i utlandet, er det nødvendig at dagens høye transportkostnader går ned. En mer effektiv transport vil minke kostnadene betydelig, og styrke konkurransedyktigheten til det norske markedet internasjonalt.

Tiltak som blir iverksatt for å kutte ned på transportutgiftene knyttet til tømmertransporten, er å oppgradere en rekke bruer i Midt-, Sørøst- og Nord-Norge. Etter utbedring skal bruene ha en kapasitet som tilsvarer Bk 10/60. Dette gjør at vogntogene kan kjøre med større last per tur. Dermed kan antall turer reduseres, noe som igjen fører til innsparing av tid og kostnader, reduisering av vegslitasjen og kutt i klimautslippene.

Denne bacheloroppgaven omhandler Resa bru som er tilknyttet oppgraderingsplanen til Statens vegvesen for tømmertransporten i Trøndelag. Resa bru ligger i Meldal i Orkland kommune, og ble bygget i 1935. Den er dermed prosjektert ut ifra eldre forskrifter. Selve brua er ei fagverksbru i stål som i dag regnes som en av flaskehalsene for transport av tømmer her til lands. For å kunne øke kapasiteten til Resa bru må den forsterkes. Problemstillingen til gruppa går dermed ut på å analysere brua, både i analyseprogram og med håndberegninger, for å finne ut hvor det trengs forsterkning. Gruppa skal også komme med ulike forslag til forsterkningsmetoder man kan benytte seg av.

Oppdragsgiver Statens vegvesen har allerede kommet med en forsterkningsløsning, som kan utprøves i analysen. Gruppa har satt som resultatmål å skrive en oversiktlig rapport som er konsis, har gode formuleringer, og som svarer på problemstillingen. Det vil her bli lagt vekt på analyse av fagverksbrua, både ved hjelp av håndberegninger og modelleringsprogram, samt forslag til andre forsterkningsløsninger.

### Stikkord:

- Resa bru
- Fagverk
- Stål
- Forsterkning

### Keywords:

- Resa bridge
- Trusses
- Steel
- Strengthening



## Forord

Bachelorrapporten er utarbeidet våren 2020 av to avgangsstudenter på byggingeniørutdanningen ved NTNU Kalvskinnet i Trondheim. Dette er en avsluttende rapport i en 3-årig bachelorgrad med fordypning i konstruksjonsteknikk.

Rapporten er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen, avdeling Vedlikehold midt. Kontakten ble opprettet i midten av høstsemesteret, og det var umiddelbart et gjensidig ønske om samarbeid. Vi fikk først presentert mulige oppgaver som omhandlet vedlikehold av bruer i stål og betong. Da vi begge hadde et ønske om å skrive en bachelor innenfor stål og brukonstruksjoner, var det oppgaven om fagverksbrua Resa som ble valgt.

Oppgaven omhandler fagområdet stål, og analyser i programmet SAP2000 har vært elementært. Vi har gjennom hele prosjektperioden jobbet jevnt og tilnærmet oss mer kunnskap innenfor analyser og kontroller av brukonstruksjoner, både i FEM-program og for hånd. I tillegg har vi lært mye om ulike forsterkningsmetoder på fagverksbruer i stål.

Vi vil takke vår eksterne veileder Trine Våbenø ved Statens vegvesen, som har vært behjelpelig og tilgjengelig gjennom hele prosjektperioden. I tillegg vil vi rette en takk til vår interne veileder Roger Bergh, førsteamanuensis ved NTNU, som har stilt opp og hjulpet med faglig kompetanse.

Trondheim, 20.mai 2020

Underskrifter:

Astrid Marie Tvedt

Ine Jesnes Bakken





## Sammendrag

Flere flaskehalsar innenfor tømmertransporten i Norge må oppgraderes som følge av høyere kapasitetskrav. En av dem er fagverksbrua Resa fra 1935.

Denne oppgaven undersøker om Resa bru kan oppgraderes til bruksklasse Bk 10/60, i henhold til Statens vegvesens *Håndbok R412 Bruklassifisering*. Det blir gjennomført kapasitets- og stabilitetskontroll i bruddgrensetilstand basert på Eurokoder for stål.

Grappa har benyttet FEM-programmet SAP2000 for analyser av brua, og gjennomført kontrollberegninger av kritiske konstruksjonselementer for hånd. Resultatene viser at kapasiteten til enkelte element ikke er tilstrekkelig for angitt lastpåkjenning. Dermed må brua forsterkes.

For at Resa bru skal tilfredsstille lastpåkjenning for bruksklasse Bk 10/60, har grappa sett på tre ulike forsterkningsmetoder:

- Metode 1: Økning av tverrsnitt
- Metode 2: Spennstag
- Metode 3: Fiberforsterkning

De tre ulike alternativene er bedømt og satt opp mot hverandre. Metodene vurderes etter blant annet monteringsstid, nødvendigheten for vedlikehold, tilgjengeligheten av materiale og pålitelighet. Grappa konkluderte til slutt med at metode 1 var den mest aktuelle for Resa.

Videre har grappa funnet ulike løsninger for hvordan de kritiske tverrsnittene på brua kan økes. Etter forsterkning er det gjennomført nye stabilitetskontroller, der alle elementene ble funnet tilstrekkelig for kravene. Resa bru kan ved bruk av angitte forsterkningsløsninger, klassifiseres til Bk 10/60.

## Abstract

To enhance the efficiency of the Norwegian timber transportation, the design criterias for some bridges must increase. Therefore, many critical parts in the road network may require an upgrade. The steel truss bridge Resa, from 1935, is one of these.

This bachelor thesis examines if Resa bridge can be classified to Bk 10/60 in accordance with the Manual R412 «Bruklassifisering» from Statens vegvesen, the Norwegian public roads administration. The design verification has been done according to the Eurocodes for steel.

The group used a FEM-program named SAP2000 for analysis of the bridge, and accomplished control calculations of critical elements of the construction by hand. The results concluded that the capacity was too low for specified strains in the critical elements. Thus, the bridge must be strengthened.

In order to satisfy Resa bridge for Bk 10/60, the group examined three separate strengthening methods:

- Method 1: Increase the cross section
- Method 2: Post-tensioning bars
- Method 3: Fiber reinforcement

To decide the most relevant method, the three alternatives were compared to one another. The comparison is based on installation time, the need for maintenance, availability of the materials and how trustworthy the method is. The group finally concluded with method 1 as the most suitable for Resa.

Furthermore, the group has suggested different solutions for how the critical cross sections of the bridge can be increased. A new design verification after the strengthening was accomplished, and all the elements were found adequate. By using one of these, Resa bridge can be classified to Bk 10/60.

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag .....	iii
Abstract .....	iv
Figurliste.....	ix
Tabelliste .....	xi
1 Innledning.....	1
1.1 Resa bru .....	1
1.2 Tømmertransport i Norge .....	2
2 Regelverk.....	3
2.1 Standarder .....	3
2.2 Håndbøker .....	4
3 Analysegrunnlag .....	5
3.1 SAP2000 .....	5
3.2 Mathcad.....	6
4 Materialer, knutepunkt og tverrsnitt.....	7
4.1 Materialer .....	7
4.1.1 Stål .....	7
4.1.2 Betong.....	8
4.2 Knutepunkt .....	8
4.2.1 Eksentrisitet .....	9
4.2.2 Forbindelsesmidler .....	10
4.3 Tverrsnitt .....	10
5 Laster.....	12
5.1 Egenlast.....	12
5.1.1 Fagverk.....	12
5.1.2 Dekket .....	13
5.2 Gangbane.....	13
5.3 Spennstag .....	14
5.4 Trafikklast .....	14
5.4.1 Lasttyper .....	14
5.4.2 Føringsbredde og plassering.....	16
5.4.3 Brems-, side- og sentrifugallast .....	17
5.4.4 Veggruppe .....	18

5.5 Snølast .....	18
5.6 Vindlast .....	19
5.7 Termisk last .....	20
5.8 Andre laster .....	20
5.8.1 Jordtrykk og vanntrykk .....	20
5.8.2 Seismiske laster .....	20
5.9 Bruddgrensetilstand.....	20
6 Kapasiteter og stabilitetsproblem .....	22
6.1 Tverrsnittsklassifisering.....	22
6.2 Tverrsnittskontroller .....	24
6.2.1 Kapasitetskrav .....	24
6.2.2 Interaksjon .....	26
6.3 Stabilitetsproblem.....	29
6.3.1 Knekking .....	29
6.3.2 Vipping .....	33
7 Analyse i SAP2000 .....	35
7.1 Modell.....	35
7.2 Kontroll av modell.....	36
7.3 Analyse i bruddgrensetilstand.....	37
8 Håndberegninger og resultat.....	39
8.1 Tverrsnittsklasse .....	39
8.2 Midtre tverrbærer.....	40
8.3 Stav 4-7 .....	41
8.4 Overgurt 5-11.....	42
8.5 Diskusjon av resultater.....	44
9 Forskning, innovasjon og utvikling.....	46
9.1 Forsterkningsmetoder .....	47
9.1.1 Metode 1 – Øke tverrsnittet.....	47
9.1.2 Metode 2 – Spennstag.....	48
9.1.3 Metode 3 – Fiberforsterkning.....	50
9.3 Drøfting av aktuelle forsterkningsmetoder for Resa bru.....	52
9.4 Beregning av valgt forsterkningsmetode .....	54
9.4.1 Stav 4-7.....	55
9.4.2 Overgurt 5-11 .....	56

9.5 Drøfting av forsterkningsløsninger.....	58
10 Konklusjon .....	59
11 Referanser .....	61
12 Vedleggsliste.....	63



## Figurliste

Figur 1 – Resa bru .....	1
Figur 2 – Oversikt over knutepunkt .....	9
Figur 3 – Tegning av knutepunkt 6 .....	9
Figur 4 – Bilde av knutepunkt 6 .....	9
Figur 5 – Oversikt over lasttyper.....	15
Figur 6 – Plassering av laster .....	17
Figur 7 – Vindlast på bruer .....	19
Figur 8 – Knekk lengde for basistilfeller.....	29
Figur 9 – Metode for å finne reduksjonsfaktor med figur.....	31
Figur 10 – Modell av Resa bru på SAP2000.....	35
Figur 11 – Utnyttelsesgrader fra SAP2000 for elementer på gangbanesiden .....	37
Figur 12 – Tverrsnitt DIP42,5, midtre tverrbærer .....	40
Figur 13 – Tverrsnitt U180, stav 4-7.....	41
Figur 14 – Tverrsnitt DIP24, overgurt 5-11 .....	42
Figur 15 – Eksempel på tverrsnittsøkning.....	47
Figur 16 – DYWIDAG-stag .....	48
Figur 18 – Forsterkning av langsgående element .....	49
Figur 17 - Forsterkning av individuelle element .....	49
Figur 19 – Fiberforsterkning på ståltverrsnitt .....	50
Figur 20 – Bruddformer ved bruk av fiberforsterkning .....	51
Figur 21 – Forsterket stav 4-7 .....	55
Figur 22 – Løsning 1 med forsterket overgurt 5-11 .....	56
Figur 23 – Løsning 2 med forsterket overgurt 5-11 .....	57





## Tabelliste

Tabell 1 – Tverrsnittsoversikt .....	11
Tabell 2 – Egenvekt av fagverkskonstruksjonen .....	12
Tabell 3 – Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand .....	21
Tabell 4 – Verdier fra kapasitetskontroll for midtre tverrbærer .....	40
Tabell 5 – Verdier fra stabilitetskontroll for midtre tverrbærer .....	41
Tabell 6 – Verdier fra kapasitetskontroll for stav 4-7.....	41
Tabell 7 – Verdier fra stabilitetskontroll for stav 4-7 .....	42
Tabell 8 – Verdier fra kapasitetskontroll av overgurt 5-11 .....	43
Tabell 9 – Redusert momentkapasitet for overgurt 5-11 .....	43
Tabell 10 – Verdier fra stabilitetskontroll overgurt 5-11 .....	43
Tabell 11 – Oversikt over ulike materialer og egenskaper.....	50
Tabell 12 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for stav 4-7 .....	55
Tabell 13 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for løsning 1 med forsterket overgurt 5-11...56	
Tabell 14 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for løsning 2 med forsterket overgurt 5-11...57	



# 1 Innledning

## 1.1 Resa bru

Fagverksbrua Resa fra 1935 krysser elva Orkla i Meldal, Trøndelag, og er en del av Fv700. Brua er fritt opplagt og har ett spenn på 30 m. Hovedbærekonstruksjonen består av ulike valsede stålprofiler i varierte dimensjoner. Dekket er av slakkarmert betong, og er i senere tid forsterket med fiberarmert betong. Det er ikke direkte samvirke mellom dekket og fagverket.



Figur 1 – Resa bru

Brua klassifiseres i dag til Bk 10/50, veggruppe B. I utgangspunktet er Resa dimensjonert for lastklasse 2/1930 og et akseltrykk på 6 tonn. Her er det spenningskontrollmetoden, kontra dagens partialfaktormetode, som er benyttet ved prosjektering [1, s. V3].

I bruas levetid har det meste av vedlikeholdet dreiet seg om overflatebehandling mot korrosjon. Det er også utført forsterkninger i ulike omganger. Noen har forbedret utsatte deler og bæreevnen, mens andre har vært av praktiske årsaker.

Med tiden har det vært behov for å øke kapasiteten til samtlige deler av fagverket. Da enkelte skråstaver fikk påmontert kanalprofil i 1968, økte bruas kapasitet til å tåle et akseltrykk på 8 tonn. Nesten ti år senere, ble noen av vertikaltstavene oppspennet med spennstål. Det oppgraderte brua til Bk 10. Som nevnt tidligere, er også dekket forsterket med 50 mm fiberarmert betong i 1996.

Tidligere var portalåpningene bestående av et vindkryss. Av praktiske årsaker ble disse demontert i 1985, og erstattet av I-bjelker. Dette økte den frie høyden fra 3,9 m til 4,8 m. Det er også satt på en gangbane i 2006 som gjør det enklere, og tryggere, for fotgjengere og syklistene å ferdes i området. Gangbanen i stål er festet på den ene siden av brua via nye spennstag i vertikaltstavene i fagverket.

## 1.2 Tømmertransport i Norge

Skog- og trenæringen er en viktig del av norsk industri. I Nasjonal transportplan for 2018-2029 [2, s. 113] har regjeringen satt av 300 millioner kroner til utbedring av flaskehals i tømmertransporten. Over en periode på seks år, skal disse midlene benyttes slik at næringen blir mer produktiv. En oppgradering av flaskehals for transport av tømmer gjør at det flere steder kan transporteres mer last om gangen.

Ved å øke bruens maksimale vekt toleranse fra 50 tonn til 60 tonn, er det en rekke positive virkninger innenfor miljø og økonomi. Hver fjerde tur kan spares inn, og kostnadene reduseres med 15-20% som følge av at nyttelasten øker med 10 tonn [3, s. 55]. Det vil også styrke konkurransekraften til den norske skog- og trenæringen på det internasjonale markedet. Økt lønnsomhet vil gjøre det enklere med nye investeringer og tilpasninger til et marked hvor etterspørselen endrer seg raskt [3, s. 60-61].

Som følge av denne oppgraderingen, skal kapasiteten til flere bruer økes fra Bk 10/50 til Bk 10/60, der Resa bru er en av disse. For at det skal åpnes opp for vogntog med tømmertransport som har totalvekt på 60 tonn, må Resa gjennom en ny klassifiseringskontroll. Dette betyr at vekt kapasiteten til brua må tilfredsstille nye krav med laster for Bk 10/60. I denne rapporten undersøkes det dermed om forsterkning av brua er nødvendig for å gjennomføre oppgraderingen.

## 2 Regelverk

### 2.1 Standarder

Ved prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner er det Eurokode-serien som brukes i Norge. Denne serien er en felles europeisk standard for planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av ulike konstruksjoner. Til hver standard er det også vedlagt et nasjonalt tillegg. Tilleggene tilpasser verdiene etter blant annet klima, sikkerhet og bestandighet for ulike land. I alt finnes det 10 Eurokoder som videre er inndelt i flere underdeler [4].

I denne oppgaven benyttes følgende Eurokoder:

- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4:  
Allmenne laster – Vindlaster
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-5:  
Allmenne laster – Termiske påvirkninger
- 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

## 2.2 Håndbøker

Statens vegvesen gir ut diverse håndbøker innenfor sine fagfelt, hvor innholdet skal brukes som retningslinjer og veiledning. Håndbøkene er delt inn i to ulike nivåer.

Nivå 1 er normaler og retningslinjer. Dette er de viktigste dokumentene og er underbygget av lovverk. I nivå 2 er det veiledningshåndbøker som går mer inn på fagstoffet i detalj. Disse er til for å understøtte innholdet i nivå 1. Alle håndbøkene revideres på forskjellige tidspunkt, og noe av stoffet vil dermed være overlappende [5].

I denne oppgaven benyttes følgende håndbøker:

- Håndbok N400 Bruprosjektering
- Håndbok R412 Bruklassifisering + vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering

## 3 Analysegrunnlag

### 3.1 SAP2000

SAP2000, som benyttes i denne oppgaven, er et analyse- og tegneprogram som er utviklet og levert av Computer and Structures, Inc. Dette programmet benytter FEM-analyse for å løse problemer. FEM står for *finite element method*, som oversatt til norsk er *endelig element-metoden*. Ved denne analysemetoden deles modellene inn i elementer, der matrisestatikk benyttes for å finne spenninger og deformasjoner.

I SAP2000 kan man modellere ulike konstruksjoner både to- og tredimensjonalt. I programmet er det flere analysetyper man kan benytte seg av, blant annet kan det gjennomføres statiske, ikke-lineære og dynamiske analyser. I tillegg kan modellen kontrolleres mot standarder som er lagt inn i programmet, som for eksempel Eurokode-serien. Det er også mulig å få frem de nasjonale tilleggene, slik at verdier og krav er tilpasset et spesifikt land.

Det finnes mange metoder for å modellere en konstruksjon i SAP2000. De vanligste tverrsnittene kan importeres i ulike materialer. Ellers kan man tegne egne tverrsnitt i "*section designer*". Lastene, samt plassering av disse, defineres i hvert enkelt tilfelle. For trafikklaster, som er en mer komplisert lasttype, må man i tillegg fastsette ulike kjøretøy og sporene disse skal kjøre i.

Alle typer laster kan gis ønskelige lastfaktorer, og slås sammen i ulike kombinasjoner. Dette gjør det enklere å skape en modell med virkelighetsnære påkjenninger, som deretter vil gi en realistisk fordeling av opptredende krefter.

## 3.2 Mathcad

Alle håndberegningene gjennomføres i Mathcad Prime. Programmet er levert av PTC og benyttes for å kunne løse, verifisere og dokumentere beregninger. Dette gjøres ved å definere ligninger og uttrykk på et regneark. Beregningene i Mathcad er dynamiske, noe som er praktisk og tidsbesparende i større utregninger om det er nødvendig å endre på definerte verdier.

Kontrollberegningene i denne rapporten ble først utført på papir, og deretter skrevet inn i dokumenter på Mathcad. Dette har vært nyttig for å kunne sjekke opp eventuelle feil som har oppstått underveis i utregningene.



## 4 Materialer, knutepunkt og tverrsnitt

### 4.1 Materialer

#### 4.1.1 Stål

Stål er en legering som i hovedsak inneholder jern og karbon. Egenskapene til stålet avhenger av hvilke andre stoffer som inngår i denne legeringen, samt mengden av stoffene. Siden stål er svært anvendbart, og egenskapene kan tilpasses til hvert bruksområde, har materialet stor betydning i flere typer industrier [6, s. 56-58].

Særlig i bygg- og anleggsvirksomheter er stål viktig. I denne sammenhengen er det oftest konstruksjonsstål som blir benyttet. Typiske anvendelsesområder for stål er i søyler, bjelker og fagverkskonstruksjoner, slik som Resa bru er. I tillegg brukes det som armering i betongkonstruksjoner.

Det finnes flere stålsorter innenfor kategorien konstruksjonsstål. De ulike typene fastsetter materialegenskaper, slik som flytegrense og strekkfasthet. Alle tverrsnitt og profiler for Resa bru er av stålkvalitet S 235. Fra *EC3-1-1* i «*Tabell 3.1*» kommer det frem at flytegrensen for delene vil være  $235 \text{ N/mm}^2$  [7].

I beregning av konstruksjonsdelers kapasitet, benyttes materialfaktorer. Slike faktorer reduserer karakteristiske verdier for krefter, og sørger for at konstruksjoner prosjekteres med en sikkerhet. Siden rapporten omhandler en brukonstruksjon i stål, er verdiene for materialfaktorene hentet fra *EC3-2* punkt *NA. 6.1(1)P* [8]:

$$\gamma_{M0} = 1.10$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

#### 4.1.2 Betong

Betong dannes ved å blande vann og sement med ulike tilslag av stein- og sandmaterialer. Stryken til materialet oppstår i den kjemiske reaksjonen hvor sementen reagerer med vannet. Tilslaget, samt ulike tilsetningsstoffer, gir betongen ønskede egenskaper, både i fersk og herdet tilstand [6, s. 35].

Også betong benyttes mye i bygg- og anleggsnæringen. På grunn av den høye trykkapasiteten, blir det ofte anvendt i søyler og dekker. Strekkpåkjenninger, derimot, er noe materialet håndterer svært dårlig. Derav blir betong, som nevnt tidligere, vanligvis armert med stål for å øke kapasiteten mot strekk.

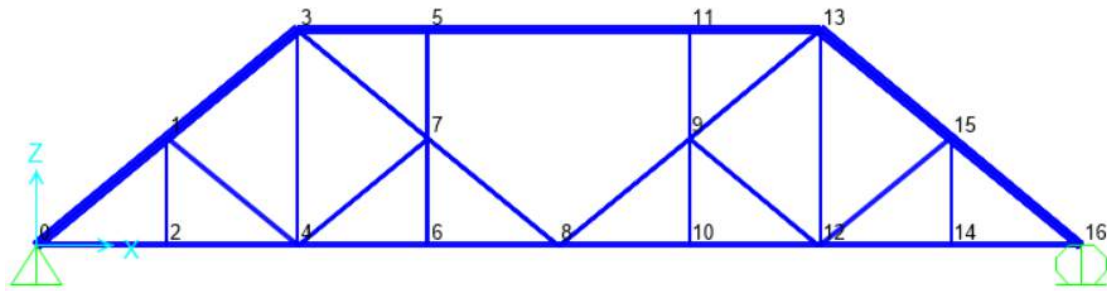
#### 4.2 Knutepunkt

Når virkningen av moment-rotasjons-relasjonen til ulike knutepunkt skal avgjøres, må det skilles mellom tre ulike knutepunktmodeller [9, s. 50]:

- 1) leddet
- 2) bøyingsstiv
- 3) delvis bøyingsstiv

I «*Tabell 5.1*» i *EC3-1-8* velges knutepunktmodell på bakgrunn av analysemetode og klassifisering av knutepunkt [9]. Valget påvirker hvordan kreftene fordeler seg i konstruksjonen. I denne rapporten benyttes tabellen for å bestemme hvordan knutepunktene utformes i SAP2000. Ellers sees det ikke nærmere på styrken til selve knutepunktene, da det antas at denne kapasiteten er tilstrekkelig.

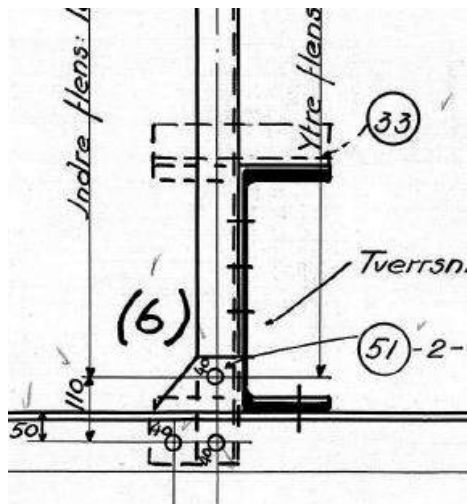
De ulike knutepunktene i bruer er ofte nummerert med tall, slik er det også for Resa. Dette benyttes for å holde kontroll og ha oversikt, men kan også brukes for å beskrive mellomliggende konstruksjonselementer. Knutepunktene for Resa bru er nummerert fra 0 til 16 slik som figur 2 viser.



Figur 2 – Oversikt over knutepunkt

#### 4.2.1 Eksentrisitet

I figur 3 vises en illustrasjon av knutepunkt 6 der tverrbæreren møter den vertikale staven i fagverket. Her stopper halve delen av tverrsnittet til tverrbæreren, mens resten fortsetter videre forbi den vertikale staven. Delen av tverrsnittet som stopper før staven, er stiplet, mens resten er farget svart i figuren. På grunn av dette, er tyngdepunktene for tverrbæreren og staven i knutepunktet ikke sammenfallende, og en eksentrisitet oppstår. Dette gjelder også for knutepunkt (2), (4), (10), (12) og (14). Situasjonen vises også på bildet i figur 4.



Figur 3 – Tegning av knutepunkt 6



Figur 4 – Bilde av knutepunkt 6

Denne avstanden mellom tyngepunktsaksene fører til dannelsen av et eksentrisitetsmoment. Momentet vil være relativt lite sammenlignet med andre opptredende krefter i konstruksjonen. Slike små momenter kan likevel ha betydning for kapasiteten til enkelte knutepunkt, men dette kontrolleres ikke nærmere i denne rapporten.

#### 4.2.2 Forbindelsesmidler

Alle de originale knutepunktene og sammenføyningene av Resa bru er utført med nagler. Dette er en type runde bolter der den ene siden har et hode. Etter at naglen er satt på plass i hullet, blir den andre siden også formet til et hode ved hamring. Selve prosessen med å forbinde plater med nagler kalles klinking. Denne type sammenføyning var tidligere en svært vanlig metode ved bygging av større stålkonstruksjoner [10].

Det er, som tidligere nevnt, festet nye elementer på brua ved forsterkning og oppgradering av Resa gjennom årenes løp. Disse er montert med andre festemidler enn de opprinnelige konstruksjonsdelene. Fra tegninger gitt av Statens vegvesen vises det at de nye delene er påmontert ved bruk av friksjonsskruer eller presskruer, se vedlegg G.1.

### 4.3 Tverrsnitt

Resa bru er satt sammen av ulike valsede tverrsnitt, blant annet kanal- og DIP-profiler. Sistnevnte er ikke en del av dagens «standardprofiler», men ligner på HE-B i størrelse og egenskaper. DIP-profil er blant annet benyttet i tverrbærerne, overgurtene og ende-diagonalene. Siden det mangler verdier for noen av parameterne i profiltabellen til DIP-profiler, vedlegg F.1, er disse verdiene hentet fra lignende HE-B-tverrsnitt.

Tabell 1 viser en oversikt over alle profilene Resa bru består av, og tverrsnittsdetaljer om disse. Verdiene i tabellen er hentet fra *Stålkonstruksjoner – profiler og formler* [11], og profiltabellen i vedlegg F.1.

Tabell 1 – Tverrsnittsoversikt

Profil	Funksjon	Areal (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)
U120	Vindkryss	1700	120	55	7	9	9
U140	Forsterkning, stav	2040	140	60	7	10	10
U180	Stav	2800	180	70	8	11	11
U200	Undergurt	3220	200	75	8,5	11,5	11,5
IPE360	Portal	7270	360	170	8	12,7	18
DIP24	Overgurt og endediagonal	11100	240	240	11	18	17
DIP42,5	Tverrbærer	21200	425	300	14	26	21

## 5 Laster

Brua kontrolleres i henhold til *Håndbok R412 Bruklassifisering* fra Statens vegvesen [1].

I denne håndboka deles lastene inn i fire ulike kategorier [1, s. 11]:

- permanente laster
- variable laster
- deformasjonslaster
- ulykkeslaster

De permanente lastene for Resa bru er egenvekten til konstruksjonen, den påhengte gangbanen og strekkstagernes oppspenningskraft. Variable laster som tas hensyn til er trafikk, vind og temperatur. Det sees bort ifra deformasjons- og ulykkeslaster, da disse sjelden forekommer.

### 5.1 Egenlast

#### 5.1.1 Fagverk

I egenlasten inngår vekten av selve konstruksjonen. Denne er automatisk generert av SAP2000, basert på elementene som tegnes inn i programmet. Da FEM-modellen er en forenkling av Resa, inneholder den blant annet ikke spennstag, festemidler og -plater. For at konstruksjonens egenvekt skal ha en mer realistisk verdi i programmet, legges det inn en sikkerhetsfaktor på 1,15 ved analyse. I tabell 2 vises den automatiske egenvekten fra SAP2000, samt egenvekten med sikkerhetsfaktoren.

Tabell 2 – Egenvekt av fagverkskonstruksjonen

Automatisk egenvekt:	Egenvekt med sikkerhetsfaktor:
23 381 kg	26 888 kg

### 5.1.2 Dekket

Dekket tegnes ikke direkte inn i modellen, men påføres som jevnt fordelte laster på tverrbærerne. Egenvekten til dekket er regnet med densitet for armert betong,  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ , som er den angitte verdien i *Håndbok R412* [1, s. 34]. Det originale slakkarmerte dekket vises i vedlegg G.2. Både dette og den fiberarmerte betongen tas med i beregning av dekkelasten.

Brudekket har i seg selv en stivhet, og vil av den grunn ta opp noe av lastpåkjenningene fra opptredende laster. Denne effekten forsvinner ved betraktning av dekket som linjelaster. Dermed påvirkes lastbildet konservativt, da laststørrelsen som påføres hver enkelt tverrbærer i modellen er større enn i virkeligheten.

Egenlasten fra dekket omfatter også slitelaget til brua. *“Det forutsettes at slitelagslastene dokumenteres. For mindre bruer kan dokumentasjonen sløyfes dersom det kontrolleres for en asfaltlast på minimum 3 kN/m<sup>2</sup>”* [1, s. 34]. Derav medregnes slitelagslasten,  $q_{asfalt} = 3 \text{ kN/m}^2$ , som et tillegg i dekkelasten. Fullstendig utregning av hele egenlasten til dekket vises i vedlegg C.1.

Resa har også autovern på hver side av bruas kjørebane. Modellen påføres derav to linjelaster med størrelsesorden  $0,5 \text{ kN/m}$ , i henhold til last for stålrekkverk [1, s. 34].

## 5.2 Gangbane

Gangbanen påhengt Resa bru, er adskilt fra kjørebane med rekkverk. Den er tilkoblet via strekkstag, samt en understøttelse som er festet midt på tverrbærerens underside, se vedlegg G.3. Det antas at denne støtten ikke er bærende, kun stabiliserende, og at strekkstagene alene tar opp vekten til gangbanen. Etter gitte krav under punkt 3.2.5.1 i *Vedlegg til Håndbok R412* [12, s.10], belastes den med en last  $P_{gang} = 1 \text{ kN/m}^2$ .

Gangbanen er ikke med i FEM-modellen. Dens egenvekt, sammen med belastningen  $P_{gang}$ , overføres som punktlaster direkte i knutepunktene hvor den er påhengt i strekkstagene. Plasseringen av lastene er i knutepunkt (2), (4), (6), (8), (10), (12) og (14). Nærmere beregninger, og plassering, er vist i vedlegg C.1.

### 5.3 Spennstag

Spennstagene på brua er påmontert i to omganger. Første gang for forsterkning, og andre gang for å feste gangbanen. Stagene er fra forskjellige leverandører, og oppspenningskreftene er sannsynligvis ulike. Siden det mangler dokumentasjon om oppspenningskraften i andre omgang, antas denne kraften lik som for de første stagene. Tegninger levert av Statens vegvesen oppgir oppspenningskraften til å være 6 megapond, se vedlegg G.4. Denne verdien gjøres om til kilonewton:

$$6 \text{ Mp} = 6000 \text{ kp} * 9,81 = 58860 \text{ N} = 58,86 \text{ kN}$$

Spennstagenes oppspenningskraft betraktes som permanente punktlaster i SAP-modellen. Disse punktlastene plasseres der hvor spennstagene har sitt øvre feste. På gangbanesiden er det i knutepunkt (1), (3), (7), (8), (9), (13) og (15), mens det for motsatt side er i knutepunkt (3) og (13).

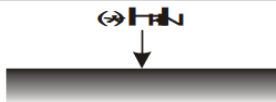
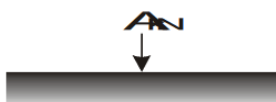
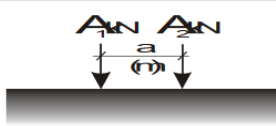
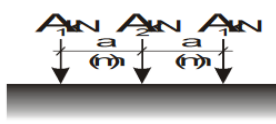
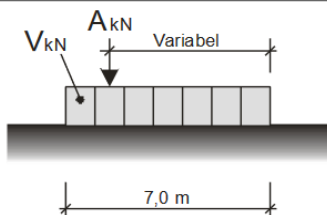
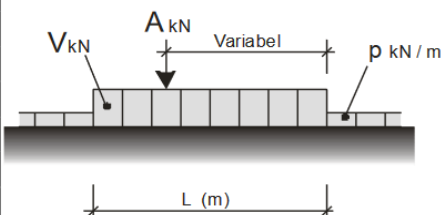
### 5.4 Trafikklast

Det undersøkes om Resa bru kan klassifiseres til bruksklasse Bk 10/60. Bruksklassen spesifiserer den største totalvekta vegen tillates for, som her tilsvarer kjøretøy med 10 tonn akseltrykk og 60 tonn totalvekt [12, s. 3].

#### 5.4.1 Lasttyper

Resa bru analyseres for de ulike lasttypene som vises på figur 5, med lastverdier for Bk 10/60. Figuren er hentet fra «Figur 3.2.1» i *Vedlegg til Håndbok R412* [12, s. 9]. Hvilken av disse lasttypene som gir den mest ugunstige påkjenningen, varierer etter hvilken del av konstruksjonen man undersøker.



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 <sub>1</sub>	65		40	40	30
		A <sub>2</sub>	160		112	112	84
		a	1,3		1,3	1,3	1,3
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A <sub>1</sub>	70		60	50	40
		A <sub>2</sub>	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 5 – Oversikt over lasttyper

Det antas at lasttypene hjullast og aksellast ikke er dimensjonerende, og påkjenningen fra disse undersøkes ikke nærmere i rapporten. Under beskrives de resterende lasttypene fra figuren, altså de aktuelle brukslastene for analyse av Resa bru.

### Boggilast

Boggilasten består av to laster som representerer to akslinger. Disse er henholdsvis 65 kN og 160 kN, og har en avstand på 1,3 m.

### Trippelboggilast

I trippelboggilasten inngår tre aksellaster, plassert med en avstand på 1,3 m. De ytterste lastene er begge på 70 kN, mens den midterste lasten er 140 kN.

### Kjøretøylast

Kjøretøylasten består av et lastfelt, sammen med en aksellast. Lastfeltet er 3 m x 7 m, og overfører 300 kN. Aksellasten er på 40 kN, og blir plassert på det mest kritiske stedet innenfor lastfeltets lengde. Det tas også med et lastfelt,  $q_{lett} = 6 \text{ kN/m}$ , foran og bak kjøretøylasten. Denne representerer lettere kjøretøy.

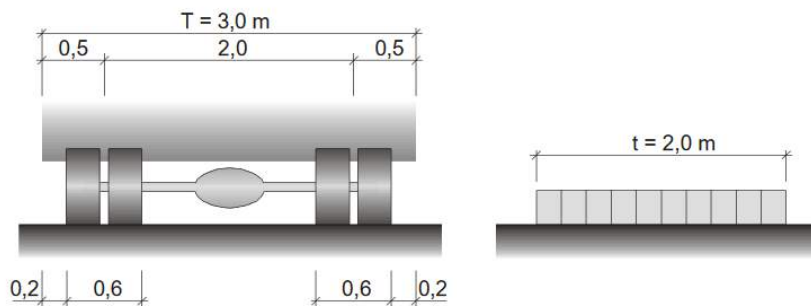
### Vogntoglast

Som kjøretøylasten, består også vogntoglasten av et lastfelt og en aksellast på 40 kN. Dette lastfeltet på 3 m x 18 m skal overføre en last på 600 kN. Aksellasten blir plassert ut ifra samme grunnlag som for kjøretøylast. Også her plasseres  $q_{lett} = 6 \text{ kN/m}$  foran og bak vogntoglasten.

#### 5.4.2 Føringsbredde og plassering

Føringsbredden,  $F$ , til Resa er lik 5,46 m. Nedre grense for dimensjonering av to lastfelt er  $F = 5,60 \text{ m}$ , og dermed kan bare ett av Resas to kjørefelt belastes med brukslast [1, s. 3]. Den mest ugunstige situasjonen oppstår ved å plassere brukslastene i kjørefeltet på gangbansiden. I det øvrige feltet, plassere last for lett trafikk [1, s. 18].

Kjøretøyenes lastfelt er 3,0 m bredt, mens lastfeltet for lette kjøretøy er 2,0 m. En oversikt over dette er vist i figur 6, som er hentet fra *Håndbok R412* [1, s.16]. I SAP2000 benyttes disse avstandene, sammen med føringsbredden, for å finne plasseringen av de to sporene som trafikklasten går langs.



Figur 6 – Plassering av laster

#### 5.4.3 Brems-, side- og sentrifugallast

Sammen med de vertikale trafikklastene, opptrer det horisontale laster. Disse er bremselast, sidelast og sentrifugallast. Siden horisontalkurven for Resa bru er tilnærmet rettlinjert, sees det bort ifra sentrifugallasten.

Bremselasten,  $B$ , representerer bremsing og akselerasjon fra et kjøretøy. Den virker som en jevnt fordelt last over kjørebanelens bredde, og plasseres i kjørebanelens høyde [1, s. 20-21]. Størrelsen på bremselasten avhenger av bruas lengde. Denne kan leses ut fra «Figur 3.2-16» i *Håndbok R412* [1], og er for Resa bru  $B = 250 \text{ kN}$ .

Sidelasten,  $S$ , er 25% av bremselasten. Dette gir  $S = 62,5 \text{ kN}$  for Resa bru. Denne virker i samme høyde som bremselasten, men vinkelrett på bruas lengderetning [1, s. 21]. I denne analysen velges det å plassere de horisontale lastene på samme sted som trafikklastene opptrer mest ugunstig.

#### 5.4.4 Veggruppe

Vegnettet organiseres i to grupper: veggruppe A og B. Kun bruer med to eller flere kjørefelt, blir direkte klassifisert til veggruppe A. Øvrige bruer klassifiseres til gruppe B [1, s. 26]. Inndelingen av veggruppe baseres også på et last- og totalvektsystem for spesialtransporter. Her tillates det høyere laster for veggruppe A enn for veggruppe B [1, s. 9-10].

Om man skal klassifisere ei bru fra veggruppe B til A, er det nødvendig med en kontrollberegning. Grunnlaget for beregningen er beskrevet i *Håndbok R412* [1, s. 26] på denne måten:

*“For at ei bru med ett kjørefelt, som er konstruert for lastforskriftene av 1958 og tidligere, skal kunne klassifiseres til veggruppe A, må det foretas en kontrollberegning. (...) Det må kontrolleres for belastninger i henhold til:*

- Veggruppe A uten følge
- Veggruppe A med følge.”

Forskjellen på analyse av kjøring med og uten følge, er blant annet at ved førstnevnte skal spesialtransporten kjøre uten annen trafikk på brua samtidig. Da plasseres lastene tilnærmet sentrisk, eventuelt med en angitt eksentrisitet [1, s. 26-27].

Som tidligere nevnt er Resa bru klassifisert til veggruppe B. Om ønskelig kan man ved kontrollberegninger som beskrevet ovenfor, klassifisere Resa til veggruppe A. For å avgrense størrelsen på oppgaven er ikke en slik kontroll gjennomført i denne rapporten.

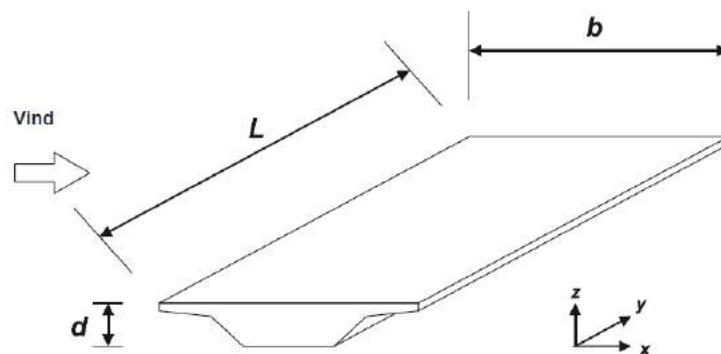
#### 5.5 Snølast

Det medregnes ikke snølast i analysen da det i henhold til punkt 5.1 i *Håndbok R412* ikke opptrer samtidig med trafikklast grunnet brøyting av kjørebanelen [1].

## 5.6 Vindlast

Vindlasten beregnes på grunnlag av EC1-1-4 [13] og *Håndbok N400 Bruprosjektering* [14]. Lasten påvirkes av omkringliggende terreng og referansevindhastigheten for området. Resa bru ligger i et åpent landbruksområde med spredt bebyggelse rundt, noe som tilsvarer terrengkategori II etter «*tabell NA.4.1*» i vindstandarden [13]. I henhold til punkt 5.4.3.1 i *Håndbok N400* [14] er Resa bru i vindlastklasse I. Det gjør at den dynamiske påvirkningen fra vindlaster kan neglisjeres.

Vindkreftene som påvirker ei bru kan gå i x-, y- og z-retning. Figur 7, hentet fra vindstandarden [13, s. 74], viser koordinatsystemet for vindlast på bruer. Vindpåvirkningen opptrer ikke i x- og y-retning samtidig, da de forekommer av ulike vindretninger. Vindkrefter i z-retning gir trykk eller sug av dekket, og forårsakes av vinder i ulike retninger [13, s. 74]. Utregningen av vindlasten ligger vedlagt som vedlegg C.2.



Figur 7 – Vindlast på bruer

Kreftene som oppstod i konstruksjonen ved påføring og analyse av vindlastene i SAP2000, anses som urealistiske for Resa. Dette er fordi de var ekstraordinært store, og ingen av elementene på brua hadde nok kapasitet for påkjenningene. I tillegg er generelt ikke vindlast en dimensjonerende variabel last på ei trafikkert fagverksbru. På bakgrunn av dette besluttet det å se bort ifra vindlasten i denne rapporten.

## 5.7 Termisk last

Ved endring i temperatur, fører det til ekspansjon og kontraksjon av konstruksjonsdelene. De termiske lastene som forårsaker dette beregnes på grunnlag av *EC1-1-5* [15], og utregningene vises i vedlegg C.3. Det velges her å kategorisere Resa bru som «Type 2 Samvirkebru», da dette representerer materialkombinasjonen av stål og betong.

Siden Resa er ei fagverksbru, tar den termiske lasten både hensyn til de jevnt fordelte temperaturandelene, og til differansen i temperaturen som oppstår ved oppvarming og avkjøling. Ved utregning av temperaturdifferansen, benyttes det her forenklet prosedyre i «metode 2» for «Type 2 Samvirkebru» etter «Figur NA.6.2b» i *EC1-1-5* [15].

## 5.8 Andre laster

### 5.8.1 Jordtrykk og vanntrykk

Det antas her at landkarene opptar jord- og vanntrykket, og lastene blir sett bort ifra i denne oppgaven da disse konstruksjonsdelene ikke er en del av analysen.

### 5.8.2 Seismiske laster

Seismiske laster blir ikke tatt hensyn til i denne rapporten, siden dette er naturlaster som ikke forekommer ofte.

## 5.9 Bruddgrensetilstand

I henhold til *Vedlegg til Håndbok R412* punkt 3.3.1 [12, s. 22] skal det gjennomføres en kontroll i bruddgrensetilstand som et minimum ved brukklassifisering. Kontrollen går ut på å undersøke to sett lastkombinasjoner, «a» og «b», som fremstilles i tabell 3. Den mest ugunstige av disse to, blir grunnlaget for dimensjoneringskontrollen. Fordi det her gjennomføres en minimumskontroll, sjekkes ikke Resa i bruks- og ulykkesgrensetilstand.

Tabell 3 – Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1.0	1.15	$\gamma_D$	$\gamma_1 * Q_1$
b	1.0	1.0	1.0	$\gamma_2 * Q_1 + 0.8 * \sum Q_n$

Lastfaktorene som benyttes er  $\gamma_D = 0.9$ ,  $\gamma_1 = 1.3$  og  $\gamma_2 = 1.2$ . Dette er verdier hentet fra *Vedlegg til Håndbok R412* [12, s. 22]. Den dominerende variable lasten  $Q_1$ , er trafikklasten. Det er denne variable lasten som er mest ugunstig sammen med de permanente lastene. Den øvrige variable lasten  $Q_n$ , er her temperaturlasten.

For å bestemme hvilken av lastkombinasjonene som er dimensjonerende, er det nødvendig å først bestemme  $Q_1$ . Den avgjørende trafikklasten bestemmes på bakgrunn av *Vedlegg til Håndbok R412*: «For det enkelte konstruksjonselement er det kun den last (aksellaster, boggilaster etc.), som gir den ugunstigste lastvirkningen, som skal velges.» [12, s. 10]. Derfor gjennomføres analyser i SAP2000 med boggi-, trippelboggi-, kjøretøy- og vogntoglast alene.

Fra analysene konkluderes det med at både trippelboggi- og vogntoglast gir de mest ugunstige opptredende kreftene i brukonstruksjonen. Trafikklastene er utslagsgivende for ulike element på Resa, og videre settes de derfor som  $Q_1$  i hver sin analyse med kombinasjon «a» og «b».

Etter analyser av de ulike kombinasjonene i SAP2000, viser resultater at det er lastkombinasjon «a» som er mest ugunstig. Dermed er det denne lastkombinasjonen som legges til grunn for resten av analysene i bruddgrensetilstand. Om det er kombinasjon «a» med trippelboggilast, eller kombinasjon «a» med vogntoglast som er dimensjonerende, avhenger av hvilken konstruksjonsdel som betraktes.

## 6 Kapasiteter og stabilitetsproblem

### 6.1 Tverrsnittsklassifisering

Når det skal gjøres en globalanalyse av en konstruksjon, er det to metoder for å bestemme lastvirkningene. Enten ved elastisk globalanalyse, eller ved plastisk globalanalyse [7, s. 39]. Metodene stiller ulike krav som det betraktede tverrsnittet må oppfylle. I henhold til *EC3-1-1* punkt 5.4.1 [7], kan førstnevnte metode benyttes i alle tilfeller, mens ved bruk av plastisk globalanalyse, må konstruksjonsdelene kunne danne flyteledd med tilstrekkelig rotasjonskapasitet.

Den dimensjonerende kapasiteten ved elastisk globalanalyse, bestemmes når tverrsnittets mest belastede punkt når flytning [16, s. 25]. Denne kapasiteten gir de maksimale påkjenningene konstruksjonsdelen kan påføres innenfor det elastiske deformasjonsområdet. For elastisk dimensjonering, kontrolleres det om elementet oppfyller «Von Mises flytekriterium». Her fremstilles kravet som en forenklet utgave av Larsens utledning i *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* [16, s. 64]:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

I denne formelen kan superposisjonsprinsippet benyttes. Det vil si at hvert enkelt lasttilfelle kan analyseres alene, etterfulgt av at de ulike resultatene adderes [16, s. 22]. Normalspenningen,  $\sigma$ , inkluderer spenning forårsaket av bøyemoment og aksialkraft. Skjærspenningen,  $\tau$ , er summen av spenningene på grunn av skjærkraft og torsjonsmoment. Denne metoden er konservativ og medfører at konstruksjonsdelene vil være dårlig utnyttet, og dermed også ha stor reservekapasitet.



Plastisk globalanalyse gir en høyere kapasitet, da det er kapasiteten ved sammenbrudd i konstruksjonen som blir dimensjonerende [16, s. 25]. Ved plastisitetsteorien er tverrsnittet fullt utnyttet, og konstruksjonen har nådd sin maksimale bæreevne [16, s. 86]. Ved bruk av denne metoden må tverrsnittets kapasitet for aksialkraft, bøyemoment og skjærkraft oppfylles etter krav i stålstandarden [1]. I tilfeller der flere av snittkreftene virker samtidig, benyttes interaksjonsformler som senere omtales.

For å undersøke hvilken metode som benyttes ved globalanalyse, gjennomføres ofte en tverrsnittsklassifisering. Klassifiseringen avgjør hvordan moment- og rotasjonskapasiteten til tverrsnittet begrenses på grunn av lokal knekking av steg og/eller flenser. De ulike tverrsnittsklassene er delt inn i fire, og er definert i EC3-1-1 [7, s. 40] på følgende måte:

*«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 tverrsnittsdeler.*

*I tverrsnitt av klasse 3 kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytegrensen under forutsetningen 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.»*

Ved bruk av «Tabell 5.2» i EC3-1-1 [7], kan tverrsnittsklassen til konstruksjonsdeler påvises. Ut ifra forklaringen av de ulike tverrsnittsklassene, kan plastisk dimensjonering kun brukes for tverrsnitt av klasse 1 og 2. Som tidligere nevnt, kan den elastiske tverrsnittsanalysen benyttes ved alle tilfeller. Likevel er plastisitetsteorien å foretrekke, da metoden gir en større dimensjonerende kapasitet slik at utnyttelsen av tverrsnittene er høyere.

## 6.2 Tverrsnittskontroller

Ved en plastisk kontroll av tverrsnittskapasiteter, er det en rekke krav som må oppfylles. Disse er angitt i *EC3-1-1* [7]. Kriteriene som beskrives under gjelder for tverrsnitt av klasse 1 og 2.

### 6.2.1 Kapasitetskrav

#### Strekk

Kapasitetskravet for strekk i en konstruksjonsdel med dimensjonerende strekkkapasitet,  $N_{ed}$ , er angitt i stålstandarden punkt 6.2.3 [7]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Ved hull for festemidler i strekkstaver, er den dimensjonerende strekkkapasiteten,  $N_{t,Rd}$ , gitt ved den minste verdien av:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

#### Trykk

Designkriteriet for trykkpåkjennte staver med dimensjonerende trykkraft,  $N_{Ed}$ , er angitt under punkt 6.2.4 i *EC3-1-1* [7]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Den dimensjonerende tverrsnittskapasiteten bestemmes slik:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

### Bøyningsmoment

Krav for bøyningsmoment i et tverrsnitt er angitt i *EC3-1-1*, punkt 6.2.5 [7].  $M_{Ed}$  er dimensjonerende moment, og  $M_{c,Rd}$  er tverrsnittets dimensjonerende kapasitet mot bøying:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Kapasiteten mot bøying er avhengig av flytespenningen  $f_y$ , partialfaktoren  $\gamma_{M0}$ , og plastisk motstandsmoment,  $W_{pl}$ :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Det plastiske motstandsmomentet påvirkes av den plastiske nøytralaksen som deler tverrsnittet i to like store strekk- og trykkdeler:

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

### Skjær

Et tverrsnitt har nok skjærkraftkapasitet dersom det oppfyller kravet angitt i stålstandarden punkt 6.2.6 [7]:

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

$V_{Ed}$  er dimensjonerende skjærkraft, og den plastiske skjærkraftkapasiteten,  $V_{pl,Rd}$ , er gitt ved:

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

Skjærarealet,  $A_v$ , er arealet av tverrsnittet parallelt med skjærkraften. Dette beregnes i henhold til punkt 6.2.6(3) formel j)-p) i *EC3-1-1* [7]. For Resa bru består tverrsnittene av valsede I- og H-profiler. I denne rapporten benyttes formel j) for å beregne skjærarealet der tverrsnittet er påkjent parallelt med steget:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \leq \eta h_w t_w$$

Det er ikke en formel for skjærarealet til valsede I- og H-profiler der skjærkrafta belaster tverrsnittet parallelt med flensene i EC3-1-1 [7]. Formel n) for «sveiste I-profiler, H-profiler, U-profiler og kasseprofiler belastet parallelt med flensene» antas derfor tilstrekkelig for å finne dette skjærarealet:

$$A_v = A - \sum (h_w t_w)$$

### Torsjon

Torsjon er vridning av elementer som forårsakes av et torsjonsmoment,  $M_x$ . Det deles inn i to torsjonsvirkninger. St.Venants torsjon gir vridning om lengdeaksen som forårsaker skjærspenninger i staven. Det andre bidraget er hvelvingstorsjon, hvor staven både får skjær- og normalspenninger som følge av forskyvninger i lengderetningen [16, s. 115].

I henhold til EC3-1-1 [7] punkt 6.2.7(1) er kravet for torsjonsbelastede staver:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0$$

Der  $T_{Rd}$  er den dimensjonerende torsjonskapasiteten for tverrsnittet, og  $T_{Ed}$  er dimensjonerende torsjonsmoment.  $T_{Ed}$  er summen av St. Venants torsjonsmomentet og hvelvingstorsjonsmomentet [7, s. 53]. Ved samtidig opptredende skjærkraft og torsjonsmoment, bør den plastiske dimensjonerende skjærkraftkapasiteten reduseres i henhold til EC3-1-1 punkt 6.2.7(9) [7].

### 6.2.2 Interaksjon

Ved bruk av plastisitetsteorien, må man benytte interaksjonsformler dersom flere snittkrefter opptrer samtidig. Interaksjonsformlene gir den reduserte momentkapasiteten til elementet som følge av samtidig opptredende aksialkraft og/eller skjærkraft [16, s. 95-105].

### Bøyning og skjær

I henhold til punkt 6.2.8(2) i stålstandarden [7], kan man se bort ifra interaksjonen mellom bøyning og skjær dersom  $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$ . I tilfeller der det er nødvendig å ta hensyn til den samtidig opptredende skjærkraften, beregner man den nye dimensjonerende momentkapasiteten med redusert flytegrense for skjærarealet. Dette er gitt som ligning (6.29) i EC3-1-1 [7]:

$$(1 - \rho)f_y \quad \text{der} \quad \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

### Bøyning og aksialkraft

Interaksjonen mellom bøyning og aksialkraft bestemmes etter EC3-1-1 punkt 6.2.9.1 [7]. For dobbeltsymmetriske I- og H-tverrsnitt, kan denne neglisjeres dersom følgende krav er oppfylt:

y-y-aksen:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

z-z-aksen:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Når gitte krav ikke er oppfylt, vil den reduserte momentkapasitet mot bøyning om y-y-aksen være:

$$M_{N,y,Rd} \leq \frac{M_{N,y,Rd}(1 - n)}{1 - 0.5a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{der } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{og} \quad a = \frac{A - 2bt_f}{A} \leq 0.5$$

Dersom  $n \leq a$ , er den reduserte momentkapasiteten mot bøyning om z-z-aksen:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

Om  $n > a$ , benyttes følgende formel:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right)$$

For aksialkraft og bøyning om to akser, kan ligning (6.41) fra EC3-1-1 [7] benyttes som et kriterium:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^\beta \leq 1$$

hvor  $\alpha = 2$  og  $\beta = 5n \geq 1$

### Bøyning, skjær og aksialkraft

Under punkt 6.2.10 i EC3-1-1 [7] er det skrevet: «For tverrsnitt påkjent av moment, skjærkraft og aksialkraft bør det tas hensyn til virkningen av både skjærkraft og aksialkraft på den dimensjonerende momentkapasiteten.» Også her kan påvirkningen fra skjærkraften neglisjeres dersom  $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd}$ . Er ikke dette tilfellet, blir flytegrensen redusert. Denne reduksjonen tilsvarer interaksjonen mellom bøyning og skjær, som tidligere omtalt i dette delkapitlet.

## 6.3 Stabilitetsproblem

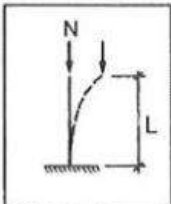
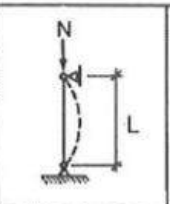
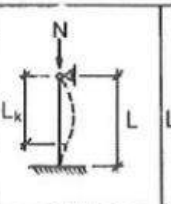
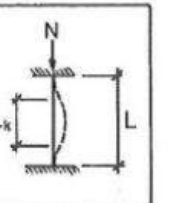
### 6.3.1 Knekking

Knekking er et stabilitetsproblem som opptrer når et konstruksjonselement belastet av en aksial trykkraft svikter sideveis, og bøyes ut. Dette oppstår dersom en ytre kraft overgår en kritisk last,  $N_{cr}$ , omtalt som Eulerlasten. Denne lasten er basert på en ideell og matematisk perfekt stav med konstant bøyestivhet,  $EI$ . Det betyr at lasten vil overvurdere kapasiteten til elementet. Dermed brukes verdien ofte som et overslag i beregninger, og er i *Konstruksjonsteknikk – laster og bæresystemer* [17, s. 140] definert slik:

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

For reelle staver med egenpenninger, formavvik og eksentrisiteter, vil kritisk last, altså den virkelige kraften som fører til knekking, være lavere enn Eulerlasten. For å finne en tilnærmet verdi for denne, erstattes total elementlengde med en knekk lengde,  $L_{cr}$ , i beregningene. Knekk lengden er avhengig av innspenningen på endene.

I et fagverk, der stavene er leddlagret i begge ender, vil knekk lengden være lik lengden av staven. Med en annen type innspenning, kan enten knekk lengden være kortere eller lengre. Det finnes flere metoder for å beregne denne, men oftest ser man forenklet på det ved å benytte vanlige basistilfeller, vist på figur 8. I sammenheng med dette, kan knekk lengden tolkes som lengden mellom stavens infleksjonspunkter [16, s. 157].

				
Knekkbe- tingelse	$\cos kL = 0$	$\sin kL = 0$	$\tan kL = kL$	$\cos kL = 1$
Laveste egenverdi	$kL = \pi/2$	$kL = \pi$	$kL = 1,430\pi$	$kL = 2\pi$
Knekk- lengde	$L_k = 2,0L$	$L_k = L$	$L_k = 0,7L$	$L_k = 0,5L$

Figur 8 – Knekk lengde for basistilfeller

I EC3-2, punkt D.1(1) [8], angis knekk lengden for trykkstaver i bruer som lengden multiplisert med en knekk lengdefaktor:

$$L_{cr} = \beta L$$

Dette gjelder både for vertikale og diagonale staver som har fastholdte ender. Knekk lengdefaktoren  $\beta$ , er i EC3-2 punkt D.2.1(1) [8] definert ulikt for hvordan staven knekker. For knekking i planet er  $\beta = 0.9$ , mens for knekking ut av planet er  $\beta = 1.0$ .

I sammenheng med knekking er også slankhet,  $\lambda$ , sentralt. Slankheten viser at desto lengre og tynnere et konstruksjonselement er, jo lettere knekker det ut. Den er definert som forholdet mellom knekk lengde og arealtreghetsradius  $i$ :

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad \text{der} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Ved å se nærmere på formlene, legges det merke til at flere av dem er avhengig av samme faktor. Høyere 2. arealmoment,  $I$ , gir en høyere kritisk last og lavere slankhet. Dette vil igjen redusere faren for knekking. Derfor er en økning av faktoren vesentlig når stabilitetsproblemer som omhandler knekking skal hindres.

### Bøyeknekkning

For en stav utsatt for omtrent sentrisk trykk, bør knekk kapasiteten oppfylle kriteriet gitt i EC3-1-1 punkt 6.3.1.1 [7]. I kravet er  $N_{Ed}$  den dimensjonerende trykkraften, mens  $N_{b,Rd}$  er den dimensjonerende knekk kapasiteten:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Den dimensjonerende knekk kapasiteten beregnes på omtrent samme måte som dimensjonerende kapasiteten mot trykk og strekk,  $N_{Rd}$ . Unntaket er at knekk kapasiteten benytter en annen materialfaktor, og tar hensyn til knekk formen med en reduksjonsfaktor  $\chi$ :

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

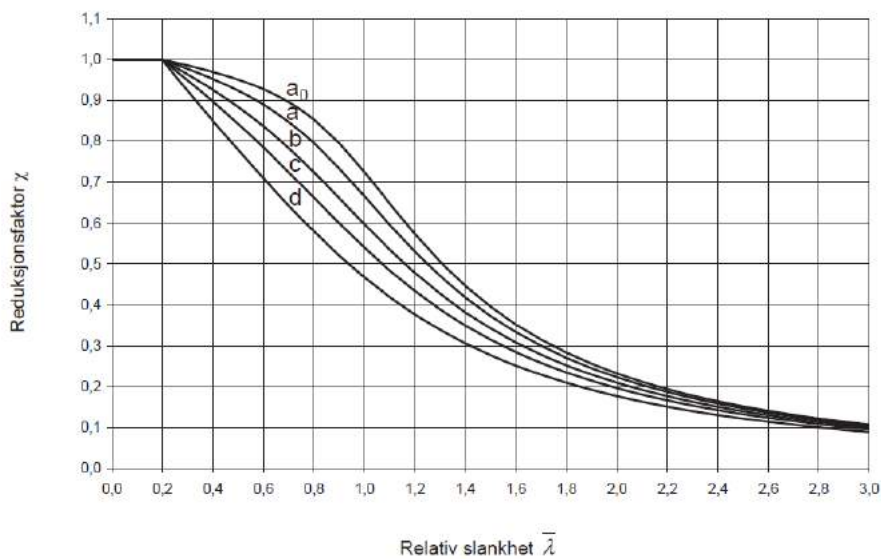


Reduksjonsfaktoren bestemmes fra EC3-1-1 [7], enten ved å lese av «Figur 6.4», eller ved utregning med formler gitt under punkt 6.3.1.2. Uavhengig av metode må kritisk last  $N_{cr}$ , relativ slankhet  $\bar{\lambda}$  og en knekkurve bestemmes. Den relative slankheten er definert slik [7, s. 58]:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

En knekkurve tar hensyn til avvik slik som formfeil, ikke sentrisk last og egenspenninger. For å finne aktuell knekkurve benyttes «Tabell 6.2» i EC3-1-1 [7]. Det er i alt fem kurver som kan være relevante;  $a_0$ , a, b, c og d. Grunnlaget for type kurve er avhengig av tverrsnitt, tykkelser, stålqualität og høyde- og breddeforhold.

For å finne endelig reduksjonsfaktor leser man av «Figur 6.4» i stålstandarden [7], et utklipp av denne vises under som figur 9.



Figur 9 – Metode for å finne reduksjonsfaktor med figur

Om det er aktuelt å finne reduksjonsfaktoren ved bruk av formel, benytter man knekkurven for å finne en verdi for imperfeksjonsfaktor  $\alpha$  i «Tabell 6.1» i EC3-1-1 [7]. Med denne verdien, og relativ slankhet, beregnes funksjonen  $\Phi$ .

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Ved bruk av relativ slankhet og funksjonen, finner man endelig reduksjonsfaktor. Faktoren skal til slutt sjekkes mot et krav, der verdien må være mindre eller lik 1.0:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{der} \quad \chi \leq 1.0$$

I denne rapporten benyttes formlene under punkt 6.3.1.2 i EC-3-1-1 [7] for å beregne reduksjonsfaktoren. Denne metoden gir mer nøyaktige verdier enn å lese av en figur. I tillegg er muligheten for avlesingsfeil eliminert.

### Med bøyemoment om to akser og aksialkraft

En søyle som i tillegg til aksialkraft også er utsatt for bøyemomenter om to akser, kalles en bjelke-søyle. Momentene kan blant annet skyldes momentoverføring i stavendene eller tverrlast [16, s. 245]. Slike bjelke-søyer bør etter punkt 6.3.3 i EC3-1-1 [7] oppfylle følgende krav:

Knekking om y-y-aksen:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Knekking om z-z-aksen:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Formlene tar hensyn til avvik fra ideell form gjennom flere ulike faktorer. Momentfaktorene  $C_{my}$  og  $C_{mz}$  ivaretar formen på momentdiagrammet. Disse faktorene benyttes til å bestemme interaksjonsfaktorene  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  og  $k_{zy}$ . Beregningen av interaksjonsfaktorene avhenger av om det benyttes elastisk eller plastisk metode.

Tilleggsmomentene  $\Delta M_{z.Ed}$  og  $\Delta M_{y.Ed}$  adderes når arealsenteret for tverrsnitt av klasse 4 forskyves. Om ingen tverrsnitt er klassifisert til denne klassen, utelates tilleggsmomentene fra beregningene [7, s. 67].

$\chi_y$  og  $\chi_z$  er reduksjonsfaktorer på grunn av bøyeknekking. Disse finnes på lik måte som reduksjonsfaktoren for den dimensjonerende knekkapasiteten,  $N_{b,Rd}$ . Den andre reduksjonsfaktoren,  $\chi_{LT}$ , er som følge av vipping. Utregningen av denne er gått nærmere inn på i delkapittel 6.3.2 om vipping.

### 6.3.2 Vipping

I likhet med knekking, er også vipping et stabilitetsproblem. Vipping oppstår når konstruksjonsdeler får en sideveis utbøyning om z-z-aksen, i tillegg til at det opptrer en torsjonsvridning. Dette er svært aktuelt i deler som er belastet med et moment om y-y-aksen [16, s. 213]. Som regel er det trykkflensen som knekker ut. Ofte kan egenvekten i seg selv være nok til å skape et slikt trykk, dermed må vipping også passes på under byggetilstand.

#### Vippekontroll

En stav påkjent med bøyning om hovedaksen, som ikke har sideveis fastholdelse, bør påvises mot vipping etter punkt 6.3.2.1 i EC3-1-1 [7]. I kravet er  $M_{Ed}$  det dimensjonerende bøyemomentet, mens  $M_{b,Rd}$  er den dimensjonerende vippekapasiteten:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Den dimensjonerende vippekapasiteten bestemmes ved å ta tverrsnittets dimensjonerende kapasitet mot bøyning om y-aksen,  $M_{Rd}$ , og inkludere en reduksjonsfaktor for vipping  $\chi_{LT}$ :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

For å finne reduksjonsfaktoren må man først beregne det ideelle momentet for vipping,  $M_{cr}$ . I denne inngår vippelengden  $L$ , hvelvingsstivheten  $I_w$ , torsjonstregghetsmomentet  $I_T$ , 2.arealmoment om z-z-aksen  $I_z$ , elastisitetsmodulen  $E$  og skjærmodulen  $G$ . Dette ideelle vippemomentet er for en gaffellagret bjelke, og hentes fra *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* [16, s. 217]:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \frac{GI_T}{EI_z}}$$

Kriteriene for å benytte formelen er at tverrsnittet er av elastisk materiale og følger Hookes lov, bjelken har verken formfeil eller skjevheter,  $I_y \gg I_z$ , tverrsnittets form endres ikke under deformasjonen, og forskyvninger og rotasjoner som oppstår er små [16, s. 214]. Selv om tverrsnittene i Resa bru ikke oppfyller alle betingelsene, antas formelen likevel tilstrekkelig for å finne  $M_{cr}$ .

Det ideelle vippemomentet benyttes til å bestemme relativ slankhet for vipping,  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

Også her må knekkurven bestemmes for å finne reduksjonsfaktoren. I «Tabell 6.5» i *EC3-1-1* [7] defineres knekkurven på bakgrunn av forholdet mellom bredde og høyde. Videre bestemmes imperfeksjonsfaktoren for vipping,  $\alpha_{LT}$ , i «Tabell 6.3» [7].

Under punktet 6.3.2.3 i stålstandarden [7] gis formler for knekkurven for vipping av valsede, eller tilsvarende sveiste profil. Før man finner endelig reduksjonsfaktor, beregnes først funksjonen  $\Phi_{LT}$ :

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Verdiene for de to parameterne er fast definert:  $\beta = 0.75$  og  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ . Reduksjonsfaktoren for vipping må til slutt sjekkes mot to krav [7, s. 63]:

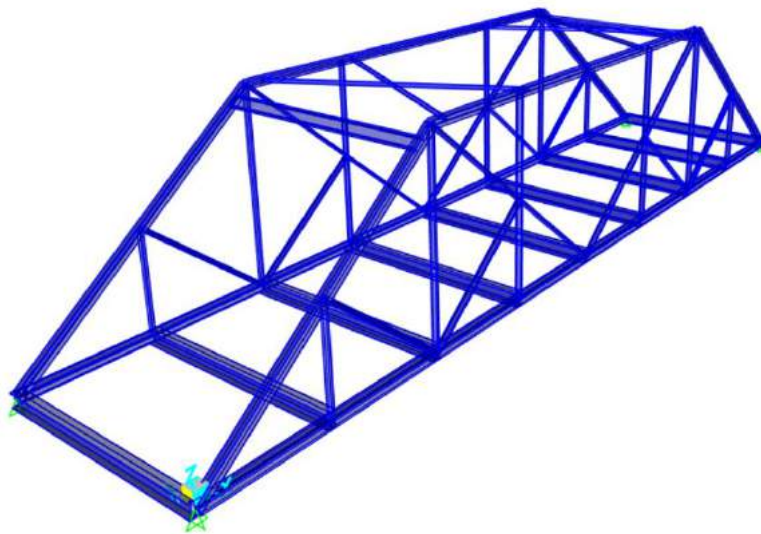
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{der} \quad \begin{aligned} \chi_{LT} &\leq 1.0 \\ \chi_{LT} &\leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{aligned}$$

## 7 Analyse i SAP2000

### 7.1 Modell

For å lage modellen så virkelighetsnær som mulig i SAP2000, hentes avstander og tverrsnitt fra originale tegninger av Resa. Det tas hensyn til de ulike forsterkningene og oppgraderingene som tidligere er gjennomført. I tillegg modelleres Resa som en 3D-modell.

Tverrsnittene som benyttes i programmet, importeres eller defineres selv. For at kreftene skal overføres riktig mellom elementene, tegnes også noen av de sammensatte tverrsnittene i «*section designer*». I modellen roteres og vinkles enkelte profil slik at plasseringen samsvarer med realiteten. Den ferdige modellen fra SAP2000 er illustrert i figur 10.



Figur 10 – Modell av Resa bru på SAP2000

Fra klassifiseringen i «*Tabell 5.1*» i *EC3-1-8* [9], velges det å definere de ulike knutepunktene i SAP2000 som enten leddet eller kontinuerlige. Overføringen av krefter i modellen er dermed realistisk, og oppførselen til knutepunktene er nær slik den er i virkeligheten.

Over- og undergurtene i fagverket tegnes inn som kontinuerlige, lik en rammekonstruksjon. Dette er fordi knutepunktene i disse elementene er festet med store mengder nagler og plater. Det vil da være lite mulighet for rotasjon, og punktene er relativt stive. Stavene i fagverket vil derimot kunne rotere, og knutepunktene er etter dette leddet i modellen.

Det er gjort noen forenklinger ved modellering av brua i SAP2000. Som tidligere nevnt inneholder den blant annet ikke spennstag, festemidler og -plater, i tillegg er betongdekket heller ikke tegnet inn. Dessuten er også to triangulære flattstål, som understøtter portalrammene på hver ende av brua, ikke lagt inn i modellen.

I realiteten er det betong som på hver ende av brua holder fagverket sammen med opplagerne. Det betyr at Resa bru kun har syv tverrbærere. For at lastfordelingen til SAP-modellen skal være realistisk, er det nødvendig å koble endepunktene sammen. Dermed plasseres en ekstra tverrbærer på hver ende, slik at det totalt er ni tverrbærere i modellen.

Det settes også inn to spor som benyttes til trafikklast. Sporene plasseres på langs av brua der trafikken kjører til vanlig. Ved å la trafikklastene gå langs disse sporene i SAP2000, simuleres bevegelsene til ekte trafikk.

## 7.2 Kontroll av modell

Å kontrollere SAP-modellen er hensiktsmessig av flere grunner. At den er satt sammen riktig, er avgjørende for troverdigheten til analyseresultatene. For å kunne benytte verdiene i videre beregninger, er det viktig at de er korrekte. På bakgrunn av dette, kontrolleres modellen av Resa som en kvalitetssjekk. For hver kontroll, plasseres punktlaster på forskjellige steder i modellen. Dette er for å se hvordan kreftene fordeler seg ut i elementene.

Testene viser at kreftene forgreiner seg på korrekt, og antatt, måte. Opptredende verdier i elementene, som følge av de påsatte lastene, er også sannsynlige. Det betyr at modellen er pålitelig og lastene som påføres i analysen er holdbare. Dermed kan resultatene benyttes i videre kontroller.

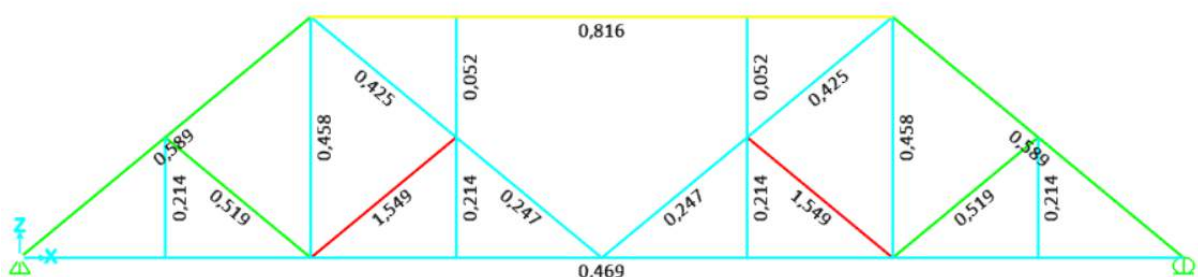
### 7.3 Analyse i bruddgrensetilstand

Som tidligere nevnt, er lastkombinasjon «a» den dimensjonerende kombinasjonen for bruddgrensetilstanden. I denne inngår trafikklast og permanente laster. Om det er trippelboggi- eller vogntoglast som er utslagsgivende, avhenger av hvilket element i konstruksjonen som betraktes.

Det gjennomføres analyser i SAP2000 med laster fra kombinasjon «a». Etter analysen, kommer opptredende krefter frem som diagrammer på modellen. I tillegg kan kreftene og nærmere informasjon lastes ned som en rapport. Sistnevnte måte benyttes her til å lese av verdier for konstruksjonselementene. Ved vurdering av analyseresultatene i bruddgrensetilstand, er det både tatt hensyn til disse opptredende kreftene, og utnyttelsesgraden av elementene.

Utnyttelsesgradene i SAP2000 er beregnet etter EC3-1-1 [7] og det tilhørende norske tillegget. I programmet inkluderes ikke «*moving loads*» i denne beregningen. Det betyr at trafikklastene ikke medtas, og verdiene er av den grunn lavere enn reell utnyttelse. Dermed benyttes utnyttelsesgradene kun som en indikasjon for å finne kritiske og utsatte elementer.

Figur 11 viser et utklipp fra SAP2000 med elementenes utnyttelsesgrader på gangbanesiden. Her kommer det frem at kreftene fordeles symmetrisk på hver sin halvdel av brua. Altså, dersom kapasiteten til et element på venstresiden overskrides, gjelder dette også for det samme elementet på høyre side.



Figur 11 – Utnyttelsesgrader fra SAP2000 for elementer på gangbanesiden

Ut ifra både opptredende krefter, og utnyttelsesgrad, er det høyst sannsynlig at kapasiteten ikke er tilstrekkelig i flere av konstruksjonsdelene. Hovedsakelig er det elementer på gangbanesiden som er i faresonen, da verdiene her er størst. Likevel er også utnyttelsesgraden for høy i tilsvarende elementer på den andre siden av brua. Det betyr at flere konstruksjonsdeler på brua antageligvis ikke tåler dimensjonerende trafikklaster for Bk 10/60 sammen med de permanente lastene.

For å bekrefte antagelsene om for lav kapasitet på en sikker metode, gjennomføres håndberegninger. Her fokuseres det kun på konstruksjonsdelene som er mest utsatt. På bakgrunn av både opptredende krefter, og utnyttelsesgrad, velges det ut tre elementer som undersøkes nærmere.



## 8 Håndberegninger og resultat

Antagelsen om at enkelte tverrsnitt ikke holder for lastpåkjenninger fra Bk 10/60, sjekkes ved kontrollberegning for hånd. Som tidligere angitt, er det tre kritiske elementer som velges ut på bakgrunn av opptredende krefter og utnyttelsesgrad. Disse representerer hver sin del av konstruksjonen, og er av ulike tverrsnitt.

De utvalgte konstruksjonsdelene er:

- Midtre tverrbærer (DIP42,5)
- Stav 4-7 (U180)
- Overgurt 5-11 (DIP24)

Det første som gjennomføres ved en kontroll av de valgte delene, er klassifisering av tverrsnittene. Deretter vil utførelsen av en kapasitet- og stabilitetskontroll avsløre om elementene holder mål. I disse kontrollene benyttes de opptredende verdiene i rapporten hentet fra SAP2000.

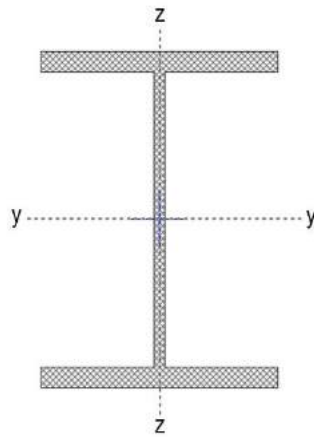
### 8.1 Tverrsnittsklasse

Det er gjennomført tverrsnittsklassifisering av de tre utvalgte profilene. Klassifiseringene er i henhold til *EC3-1-1 «Tabell 5.2»* [7] og utregningene ligger vedlagt som vedlegg D.1.

Klassifiseringene viser at alle tverrsnittdelene som kontrollberegnes, er av tverrsnittsklasse 1. På grunnlag av dette, er alle de påfølgende kapasitet- og stabilitetskontrollene etter plastisk beregningsmetode.

## 8.2 Midtre tverrbærer

Blant tverrbærerne er det den midterste som er mest utsatt. For denne er det påkjenning fra trippelboggilast kombinert med de permanente lastene som gir størst opptredende krefter. Alle beregninger og kontroller ligger vedlagt i vedlegg D.2.



Figur 12 – Tverrsnitt DIP42,5, midtre tverrbærer

Gangbanens understøttelse er festet med to M16 8.8 skruer på undersiden av tverrbæreren, se vedlegg G.3. Kontroll i henhold til punkt 6.2.5(4) i EC3-1-1 [7], viser at disse ikke påvirker kapasiteten til tverrsnittet betydelig, og at det ikke er nødvendig å ta hensyn til i videre undersøkelser.

I håndberegningene er kapasitetene for aksialkraft, skjærkraft og bøyemoment undersøkt alene, samt ved interaksjon, og funnet tilstrekkelig. En oversikt over krefter og kapasiteter for den midtre tverrbæreren fremstilles i tabell 4. Dimensjonerende torsjonskraft er her liten, og er derfor sett bort ifra ved beregningene.

Tabell 4 – Verdier fra kapasitetskontroll for midtre tverrbærer

Dimensjonerende krefter:	Dimensjonerende kapasiteter:	Utnyttelsesgrad:	Krav $\leq 1.0$ :
$N_{Ed} = - 8.58 \text{ kN (trykk)}$	$N_{c,Rd} = 4529.00 \text{ kN}$	0.002	Ok
$V_{Ed,y} = 56.28 \text{ kN}$	$V_{c,Rd,y} = 1971.00 \text{ kN}$	0.03	Ok
$V_{Ed,z} = 213.58 \text{ kN}$	$V_{c,Rd,z} = 870.31 \text{ kN}$	0.25	Ok
$M_{Ed,y} = 619.28 \text{ kNm}$	$M_{c,Rd,y} = 781.91 \text{ kNm}$	0.79	Ok
$M_{Ed,z} = 60.06 \text{ kNm}$	$M_{c,Rd,z} = 253.86 \text{ kNm}$	0.24	Ok
$T_{Ed} = 0.26 \text{ kNm}$	-	-	-

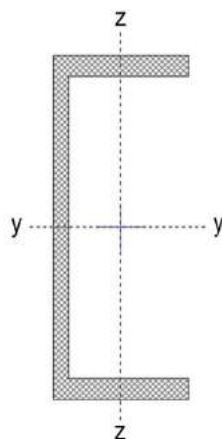
I stabilitetskontrollen er vippekapasiteten funnet tilstrekkelig, mens resultatene viser for lav kapasitet mot knekking om y-y-aksen. Dette presenteres i tabell 5 under.

Tabell 5 – Verdier fra stabilitetskontroll for midtre tverrbærer

Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Vipping om z-z	0.933	Ok
Knekkning om y-y	1.022	Ikke ok
Knekkning om z-z	0.711	Ok

### 8.3 Stav 4-7

Den mest trykkpåkjennte staven, er stav 4-7. Også for denne er det påkjenning fra trippelboggi-last og permanente laster som er den dimensjonerende lastkombinasjonen. Alle beregninger og kontroller vises i vedlegg D.3.



Figur 13 – Tverrsnitt U180, stav 4-7

Siden staven er utsatt for sentrisk trykk, er det sett bort ifra hull for festemidler i henhold til punkt 6.2.4(3) i EC3-1-1 [7]. Den kontrollerte trykkapasiteten er tilstrekkelig, og vises i tabell 6.

Tabell 6 – Verdier fra kapasitetskontroll for stav 4-7

Dimensjonerende trykkraft:	Dimensjonerende trykkapasitet:	Utnyttelsesgrad:	Krav $\leq 1.0$ :
$N_{Ed} = - 247.0 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = 598.2 \text{ kN}$	0.41	Ok

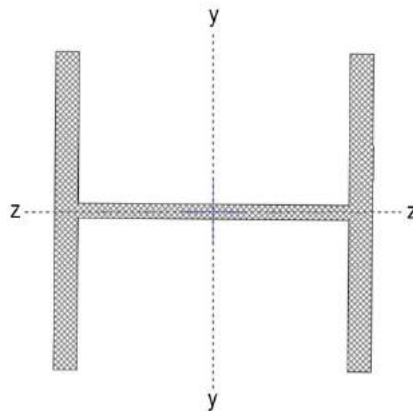
Siden stav 4-7 utsettes for trykk, er kapasiteten mot bøyeknekking undersøkt. Resultatene fra håndberegningene viser at det kun er kapasiteten mot knekking om y-y-aksen som er tilfredsstillende. Dermed er staven utsatt for knekking om z-z akse, altså i planet. Dette vises i tabell 7.

Tabell 7 – Verdier fra stabilitetskontroll for stav 4-7

Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Knekking om y-y	0.593	Ok
Knekking om z-z	2.705	Ikke ok

#### 8.4 Overgurt 5-11

For overgurt 5-11, er det kombinasjon av vogntoglast og de permanente lastene som er den dimensjonerende påkjenningen. Også for overgurten var det ikke nødvendig å ta hensyn til hull for festemidlene i strekksonen. Alle gjennomførte beregninger og kontroller vises i vedlegg D.4.



Figur 14 – Tverrsnitt DIP24, overgurt 5-11

Kapasitetskontrollene av aksialkraft, moment og skjærkraft som er gjennomført for overgurten, er alle godkjente. Dimensjonerende torsjonskraft er her liten, og er derfor sett bort ifra ved beregningene. Krefter og kapasiteter presenteres i tabell 8.

Tabell 8 – Verdier fra kapasitetskontroll av overgurt 5-11

Dimensjonerende krefter:	Dimensjonerende kapasiteter:	Utnyttelsesgrad:	Krav $\leq 1.0$ :
$N_{Ed} = - 1080.77$ kN (trykk)	$N_{c,Rd} = 2371.00$ kN	0.46	Ok
$V_{Ed,y} = 6.00$ kN	$V_{c,Rd,y} = 1092.00$ kN	0.006	Ok
$V_{Ed,z} = 8.81$ kN	$V_{c,Rd,z} = 403.33$ kN	0.022	Ok
$M_{Ed,y} = 26.79$ kNm	$M_{c,Rd,y} = 234.57$ kNm	0.11	Ok
$M_{Ed,z} = 13.18$ kNm	$M_{c,Rd,z} = 112.07$ kNm	0.12	Ok
$T_{Ed} = 0.032$ kNm	-	-	-

Den plastiske momentkapasiteten mot bøyning om y-aksen, må som følge av interaksjonen mellom bøyemoment og aksialkraft reduseres. Likevel er kapasiteten fortsatt godkjent for kravet. Den reduserte verdier vises i tabell 9.

Tabell 9 – Redusert momentkapasitet for overgurt 5-11

Dimensjonerende momentkapasitet:	Redusert dimensjonerende momentkapasitet:
$M_{c,Rd,y} = 234.57$ kNm	$M_{N,Rd,y} = 143.57$ kNm

Stabilitetskontrollen viser at vippekapasiteten er tilstrekkelig. Ved kontroll av kapasiteten mot knekking, er lengden for knekking om z-z-aksen antatt til 90% av total elementlengde. Dette kommer av at innspenningene for overgurten har stor stivhet, noe som gjør at knekk lengden ikke vil bli lik hele elementlengden, slik det er for leddlagrede staver. For knekking om y-y-aksen, er knekk lengden satt lik avstanden mellom avstiverne. Etter kontroll er det kapasiteten mot knekking om z-z-aksen, altså i planet, som underkjennes. Resultatene vises i tabell 10.

Tabell 10 – Verdier fra stabilitetskontroll overgurt 5-11

Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Vipping om z-z	0.141	Ok
Knekkning om y-y	0.818	Ok
Knekkning om z-z	1.387	Ikke ok

## 8.5 Diskusjon av resultater

Håndberegningene bekreftet antagelsen om for lav kapasitet i elementene. Beregningene viser at alle de tre konstruksjonsdelene ikke holder mål for påførte laster i bruddgrensetilstanden i henhold til lastpåkjenninger for Bk 10/60.

For den midtre tverrbæreren antas likevel at kapasiteten mot knekking om y-y-aksen er tilfredsstillt, til tross for overskridelsen i kontrollen. Dette begrunnes med at dekkelasten som påføres modellen er svært konservativ, og at overskridelsen generelt er i det lave sjiktet. I realiteten vil dekket i seg selv ha en stivhet, og dermed også ta opp noe av kreftene. Med disse forutsetningene sees det ikke på ytterligere tiltak for den midtre tverrbæreren i denne rapporten.

I henhold til håndberegningene, tilfredsstillt ikke stav 4-7 kravet for bøyeknekkning om z-z-aksen. Siden beregnet utnyttelsesgrad er overskredet, er knekking et aktuelt problem for elementet. Som vist tidligere, i figur 11, vil dette også gjelde for staven som er symmetrisk plassert på andre halvdel av brua, altså stav 9-12. Ut ifra analyseresultatene vil problemet inntreffe i de samme skråstavene på motsatt bruside. Det er derfor aktuelt å se på en felles løsning for alle de fire stavelementene.

Også for overgurten, er knekking et aktuelt problem. Beregningen viser at kapasiteten til overgurten ikke er tilstrekkelig for kombinert aksialkraft og toakset bøyning om z-z-aksen. På bakgrunn av en relativ høy utnyttelsesgrad fra SAP2000, vil problemet også i dette tilfellet gjelde samme konstruksjonsdel på den andre siden. Det betyr at begge overgurtene er utsatt for knekking, og trenger oppgradering for å oppnå tilfredsstillende kapasitet.

Selv om det kan sees på individuelle løsninger for elementer, er det også hensiktsmessig å vurdere utbyttet av å bygge ei ny bru. Muligheten for at tiltak som gjennomføres på eldre bruer bare gir kortvarige forbedringer av levetid, er stor. Det å gjøre gradvise oppgraderinger, kontra å rive og bygge ei ny bru, kan også gi lite økonomisk gevinst i lengden.

Likevel er ei ny bru en stor øyeblikkelig utgift, og det krever mye tid fra prosjektering til ferdigstilling. I tillegg vil utbygging av mer trafikkerte bruer langs hovedvegnettet ha en mer samfunnsnyttig verdi, og derav bli høyere prioritert. Da det antas at Resa ikke er blant de høyprioriterte bruene, og at vegens ÅDT bare vil ha en liten økning i årene som kommer, er forsterkning av enkeltelementer mer aktuelt.

## 9 Forskning, innovasjon og utvikling

Det er hensiktsmessig å øke studentenes kunnskap, samt å utfordre evnen til selvstendig tenking og drøfting. Rapporten skal dermed inkludere relevant innovasjon eller forskning som hører til omhandlede tema.

Med et stadig skiftende klima og økt trafikkvekst, utsettes eldre bruer for påkjenninger de opprinnelig ikke er prosjektert for. I tillegg har flere av dagens bruer behov for å øke bruksklassen, slik at høyere totalvekt fra trafikklast kan tillates. Det er dermed avgjørende med effektive og varige forsterkningsløsninger for å kunne forbedre utsatte bruer. Dette er blant annet aktuelt for Resa hvor det er nødvendig å gjennomføre tiltak for flere elementer, slik at brua kan oppgraderes til en ny bruksklasse, Bk 10/60.

Ved valg av en forsterkningsmetode, er det viktig å ta hensyn til flere forhold. Både det som påvirker situasjonen før og under monteringen, men også langvarige effekter i ettertid. Kvaliteten på løsningen, i tillegg til vedlikeholdsbehovet, er avgjørende faktorer for levetiden og det økonomiske aspektet. Tilgjengeligheten til utstyr og materialer, samt tidsbruken og omfanget av arbeidet, har også betydning.

Siden denne rapporten omhandler Resa, undersøkes det for ulike forsterkningsmetoder som kan benyttes på stålfagverksbruer. Det velges å se på tre forskjellige tiltaksmetoder. Disse består både av tradisjonelle løsninger, men også innovative og fremtidsrettede alternativ. Videre drøftes det om hvilken metode som er aktuell for Resa bru, og virkningen denne forsterknings-metoden har.

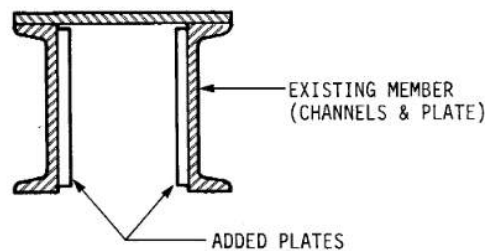


## 9.1 Forsterkningsmetoder

### 9.1.1 Metode 1 – Øke tverrsnittet

Tverrsnittsøkning er en av dagens vanligste forsterkningsmetoder for stålkonstruksjoner. Dette innebærer å feste nye ståldeler på allerede eksisterende element. En slik forsterkning fører til en økning av tverrsnittsarealet, og en reduksjon av slankheten. Sistnevnte er i de fleste tilfeller den største bidragsyteren til at elementer får en høyere kapasitet mot knekking [18, s. 64].

Metoden er svært ofte benyttet fordi forsterkningen kan tilpasses hvert enkelt tverrsnitt. Effekten av forbedringen avhenger av type stålprofil som påføres og dens plassering. I figur 15 vises en løsning der to plater av flatstål forsterker et eksisterende tverrsnitt bestående av to kanalprofil og en plate.



Figur 15 – Eksempel på tverrsnittsøkning

Det finnes flere prosedyrer for å feste tverrsnittsdelene til hverandre. Både sveising og bruk av andre festemidler er alternative metoder. Sveising skaper en temperaturøkning i omkringliggende områder, som etter avkjøling kan skape uønskede egenspenninger i materialet. Det kan også oppstå sprekker i, og ved, sveisen som påvirker bæreevnen [16, s. 385-387].

For å benytte andre festemidler, som skruer og bolter, må det tas hull i elementene. Hulltakingen fører til en reduksjon av arealet, og følgelig kan kapasiteten til delen minke. Ved bruk av festemidler er det en fordel å forbore hullene i forsterkningselementet. Dette fører til et mer nøyaktig resultat, og vil være tidsbesparende for monteringsarbeidet.

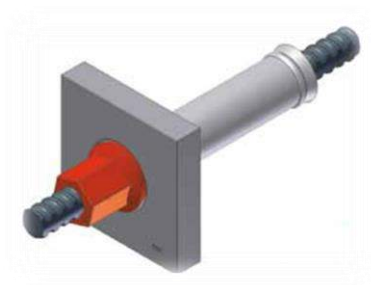
Noe som uansett påvirkes av et slikt forsterkningstiltak, er egenvekten. Påmonteringen av en ny del vil øke vekten til hele elementet. Dette kan ha noe betydning for opptredende krefter, og bør eventuelt tas hensyn til ved valg av type tverrsnitt til forsterkning. En løsning der de nye ståldelene påføres symmetrisk er å foretrekke, da tyngdepunktet til tverrsnittet ikke forflyttes. På denne måten oppstår det ikke skjevfordelinger av krefter til et allerede utsatt element.

En fordel med tverrsnittøkning er at metoden, virkningen og holdbarheten av en slik forsterkning er kjent. I tillegg kan effekten lett beregnes i hvert tilfelle.

### 9.1.2 Metode 2 – Spennstag

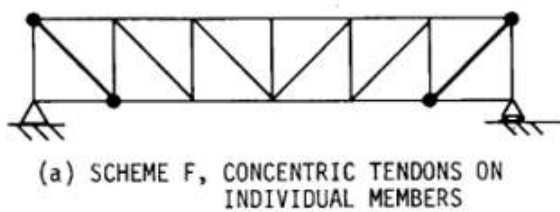
Spennstag er også en metode som brukes til forsterkning. I dag finnes det flere produsenter som leverer stag i mange størrelser og typer, til ulike formål. Dermed er de svært anvendbare. Det er vanlig å benytte forsterkningsmetoden i flere konstruksjonstyper, blant annet på, eller i, bruer og bygninger. Stagsystemer er ofte satt inn i nye konstruksjoner, men påføres også eksisterende byggverk for rehabilitering og forbedring [19, s. 5].

Stagene festes fast i konsoller, eller forankringsplater. Disse monteres direkte på tverrsnittet som stagene strekkes langs. Figur 16 viser en illustrasjon av et stag, hentet fra DYWIDAG [19, s. 11], med en firkantet forankringsplate i festeenden. For oppspenning benyttes det hydraulisk opp-spenningsutstyr som er tilpasset og hører til de bestemte stagtypene [19, s. 15].

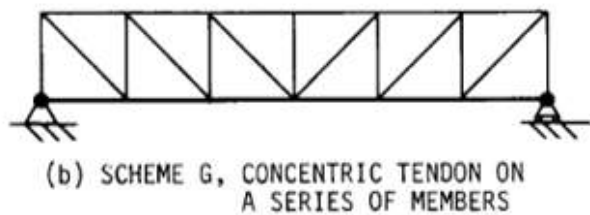


Figur 16 – DYWIDAG-stag

Generelt monteres stag på elementer som er i strekk. Dette er fordi trykkpåkjennte deler vil motvirke spennkraften fra staget. Siden Resa er ei fagversbru, er det sett på to alternativ som er aktuelle for denne brutypen når det gjelder plassering. I det ene alternativet forsterkes individuelle elementer hver for seg. Dette vises i figur 17. For det andre alternativet, se figur 18, plasseres spennstagene parallelt med et langsgående element. Det sistnevnte alternativet har en virkning på flere fagverksdeler, og ikke bare selve tverrsnittet de er påsatt. Derfor er en slik plassering ofte sett på som mest gunstig [18, s. 79-80].



Figur 18 - Forsterkning av individuelle element



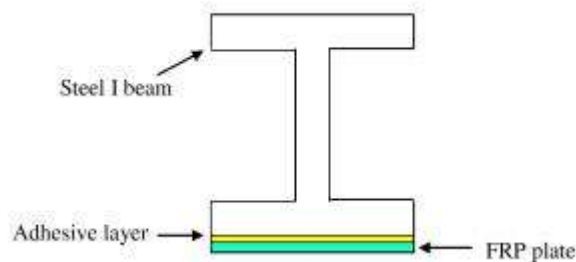
Figur 17 – Forsterkning av langsgående element

Stag er relativt mer vekteffektiv enn andre forsterkningsløsninger. Oppspenningskraften velges ut fra hvert tilfelle, og dessuten kan stagene avspennes om ønskelig. Det er også enkelt å bytte, eller fjerne, de ved behov [19, s. 11].

Likevel er det enkelte konsekvenser ved bruk av stag som forsterkning. I området forankringsplaten festes til tverrsnittet, kan det oppstå store lokale påkjenninger som bør tas hensyn til. Ved oppspenning av enkelte elementer vil også kreftene i resten av konstruksjonen endres. Det betyr at en slik forsterkning kan føre til problemer for andre konstruksjonsdeler på brua [18, s. 81].

### 9.1.3 Metode 3 – Fiberforsterkning

En annen mulighet er å bruke fiberarmering til forsterkning. Dette er et komposittmateriale av fiber og matrise, hvor fiber materialet oftest er karbon, glass eller aramid. Matrisen er bindemidlet i kompositten, mens det er fibre alene som gir materialet styrke og stivhet [20, s. 3]. Fiberforsterkning, FRP, limes som striper på strekksiden av konstruksjonsdelene, se figur 19 [21, s. 136]. Her er limet illustrert i gul farge, og FRP i grønn.



Figur 19 – Fiberforsterkning på ståltverrsnitt [21, s. 136]

Vanligvis benyttes fiberforsterkning på betongkonstruksjoner, men kan også påføres andre underlag som stål. Når et ståltverrsnitt forsterkes, er fiber av karbon å foretrekke. Karbonfibre har en høyere elastisitetsmodul enn de andre fiberalternativene, og vil dermed øke stivheten og kapasiteten ytterligere. Betegnelsen karbonfiberforsterkning forkortes ofte til CFRP [21, s. 132].

En oversikt over egenskaper til karbon sammenlignet med andre materialer vises i tabell 11 [20, s. 6]. Her kommer det tydelig frem at karbon har betraktelig større stivhet enn materialer med tilnærmet lik tetthet. At stivheten til karbonfibre er høy i forhold til vekten, gjør de svært aktuelle som forsterkningsmateriale. I tillegg har karbonfibre høy korrosjonsmotstand. Dette bidrar positivt siden det medfører mindre vedlikehold [20, s. 8]

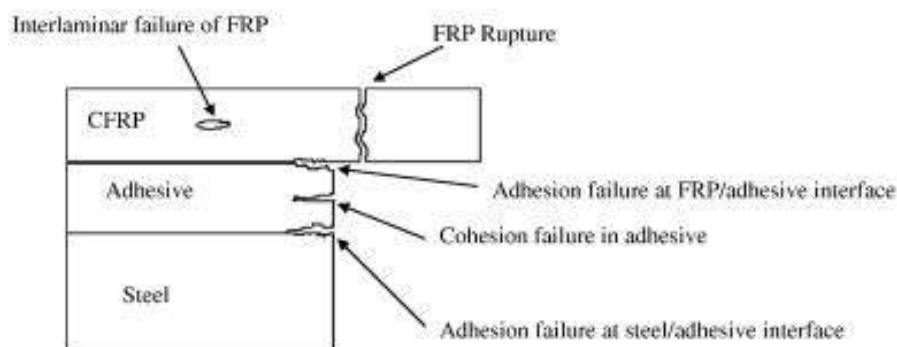
Tabell 11 – Oversikt over ulike materialer og egenskaper

Materiale:	Stivhet: [GPa]	Styrke: [GPa]	Tetthet: [g/cm <sup>3</sup> ]
S-glass	85	4.6	2.48
Karbon	230	2.5	1.90
Aramid	130	3.6	1.44
Stål	210	7.8	7.8

Festemidlet som brukes er lim. Dette laget er avgjørende for effekten av forsterkningen. For å få en høy utnyttelse, er det viktig med god heft. Derfor er det nødvendig å behandle overflaten av stålet før påmontering av forsterkningsstripene. En metode for å skape ru kontaktoverflate, er sandblåsing. Det anbefales også å fjerne forurensninger på overflaten med løsemiddel, for eksempel aceton [21, s. 133-134].

Håndterligheten til FRP gir denne forsterkningen et konkurransefortrinn. Størrelsen på stripene, sammen med den lave vekten, gjør det enkelt å frakte og montere forsterkningsmaterialet. Dette bidrar til kortere tidsbruk på gjennomføringen, som igjen gir mindre forstyrrelser av trafikk [21, s. 132]. En ulempe med en slik forsterkning er at montørene trenger spesielle kvalifikasjoner [22]. Det betyr at metoden muligens er vanskeligere å realisere da færre utførende innehar nødvendig kompetanse.

Som nevnt benyttes løsningen hovedsakelig på betongunderlag. Det gjør at metoden er mindre utforsket og ikke like optimalisert for stålkonstruksjoner. Blant annet er det uforutsigbarheter vedrørende festemidlet. Typiske problemer er heftbrudd i snittene lim/forsterkningsstripe og lim/stål, se figur 20. I tillegg, som illustrasjonen også viser, kan brudd oppstå i selve limet, eller i selve karbonfibrene [21, s. 133]. En mulig forekomst av disse problemene, knytter usikkerheter til levetiden en slik løsning vil ha på stålunderlag.



Figur 20 – Bruddformer ved bruk av fiberforsterkning [21, s. 133]

### 9.3 Drøfting av aktuelle forsterkningsmetoder for Resa bru

Som omtalt tidligere, påføres spennstagene strekkpåkjennte konstruksjonsdeler. De utsatte elementene som forsterkes i denne rapporten er imidlertid utsatt for trykkpåkjenninger. En løsning med spennstag har dermed liten, eller ingen, effekt, og denne metoden antas uaktuell for Resa bru. Av den grunn vil videre vurderinger bare omhandle løsningene med karbonfiberforsterkning og økning av tverrsnitt.

Hovedessensen med en forsterkning er å øke kapasiteten til eksisterende konstruksjonsdeler. Målet er å utligne differansen mellom opptredende krefter og dimensjonerende kapasiteter. Av den grunn er vekten til forsterkningen av betydning. En økning av tverrsnittet tilfører mer vekt til elementene. Metoden er dermed mindre gunstig på dette området, enn hva karbonfiberforsterkning er med sin lave vekt og samtidige høye stivhet.

Det er hensiktsmessig å benytte materialer som er lett tilgjengelige. Om materialene produseres i nærområdet, vil det kunne redusere kostnader, tidsbruk og miljøutslipp knyttet til transport. For Resa bru antas karbonfiberforsterkning å være mer utfordrende å få tak i enn ståltverrsnitt. Dessuten krever påføringen av CFRP en ekstraordinær kompetanse av de utførende, noe som gjør gjennomføringen mer komplisert.

Forstyrrelsen av trafikken er et viktig element ved forsterking av ei bru. Må trafikken stoppes helt, kan det ha store konsekvenser. Å stenge en ferdselsåre er spesielt kritisk for nødetater. I tillegg kan forsinkelser av samfunnsnyttig transport gi negative økonomiske utfall. Dersom trafikken stenges delvis, eller midlertidig, er dette å foretrekke. For begge de omtalte forsterkningsmetodene vil trafikken forstyrres under montering. Tidsbruken, og omfanget, av monteringsarbeidet er derfor utslagsgivende for hvilket alternativ som hindrer trafikken i minst grad.

Det er flere faktorer som påvirker det økonomiske aspektet ved en forsterkning. Dette inkluderer hele prosessen fra råmaterialer til kassering av produktet. Stålproduktene er trolig billigere enn karbonkomposittene. En utligning av den antatte prisforskjellen kan oppnås under påføring, da karbonfiberforsterkning er mest tidseffektivt.

Over tid vil behovet for vedlikehold dukke opp, og omfanget varierer med type forsterkning. Karbonfiber har høy korrosjonsbestandighet og krever mindre vedlikeholdsarbeid enn stålmaterialer. Selv om stålelementene er overflatebehandlet, vil de før eller siden være utsatt for korrosjon. Dette fører til at de påsatte ståldelene jevnlig må behandles, eller eventuelt byttes ut. Påsatte deler kan gjøre vedlikeholdsarbeidet vanskeligere, da enkelte områder ofte blir mindre tilgjengelige.

Selv om en forsterkning med karbonfiber medfører lite vedlikehold, er det likevel noen vesentlige usikkerheter knyttet til bestandigheten. Som nevnt er dagens FRP lite optimalisert for bruk på stålunderlag, og limets holdbarhet er enda uviss. Dette kan forårsake ulike brudd uten at den dimensjonerende kapasiteten er overskredet. Slike situasjoner er svært uønsket siden festemidlet er avgjørende for effekten av løsningen. Dette fører til at forsterkningen er noe upålitelig, og det er behov for ytterligere forskning og optimalisering før den kan benyttes med sikkerhet. Metoden velges derfor som uaktuell for Resa bru.

Å øke tverrsnittet vil medføre høyere tilleggsvekt og krever lengre utførelsestid enn en løsning med fiberforsterkning, men til gjengjeld er metoden både kjent og pålitelig. Det er mange alternativer for hvordan tverrsnittet kan økes, og man kan enkelt på forhånd beregne effekten forsterkningen vil ha. Gitt at festemidlene har nok kapasitet, og er oppstrammet tilstrekkelig, er virkningen av forsterkningen sikker og bestandig. Dermed anses tverrsnittøkning som mest aktuelt, og velges som metode for å øke kapasiteten av kritiske element på Resa bru.

## 9.4 Beregning av valgt forsterkningsmetode

En forsterkning med tverrsnittøkning kan gjennomføres på mange ulike måter. Formen, samt plasseringen, av de påførte ståldelene er av betydning for effekten til forsterkningsløsningen. I tillegg påvirker dette tidsforbruket for montering, og det økonomiske utfallet. For å finne den gunstigste løsningen for de utsatte konstruksjonsdelene på Resa bru, må ulike alternativ vurderes.

Ved valg av ståldeler som påføres originale tverrsnitt i denne rapporten, tas det hensyn til forsterkningsløsninger som tidligere er gjennomført på Resa. Et mål er også at utformingen til de nye elementene er usjenerende. Dette er for å opprettholde bruas estetikk. For å få større utbytte av forsterkningen, velges det å gå opp i kvalitet for de nye ståldelene. Dermed er alle forsterkningselementene i kvalitet S355.

For å koble forsterkningselementene til eksisterende tverrsnitt, velges det å benytte forspente skruer M20 med fasthetsklasse 8.8. Dette er blant annet fordi tidligere forsterkningsløsninger er festet på samme måte. I tillegg vil en slik forbindelse få små deformasjoner frem til ytre last overgår friksjonskapasiteten [16, s. 357]. For at friksjonsforbindelsen mellom påsatte deler og opprinnelig tverrsnitt skal oppnå tilstrekkelig kapasitet, er det viktig at skruene er fullstendig forspent [16, s. 360].

Skruetyper som benyttes, M20 8.8, har en diameter på 20 mm. Det er da nødvendig at hullene har en klaring på 2 mm [16, s. 349]. Fasthetsklassens to siffer, 8.8, forteller om skruens materialegenskaper. Skruer i denne fasthetsklassen har en flytegrense  $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$  og en strekkfasthet  $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$  [9, s. 21].

På bakgrunn av avstandskrav for hull, kontrolleres antall skruer som kan benyttes ved kobling av forsterkningstverrsnittene til opprinnelige elementer. Det antas at antall valgte skruer, etter denne kontrollen, har tilstrekkelig kapasitet for påkjenningene.



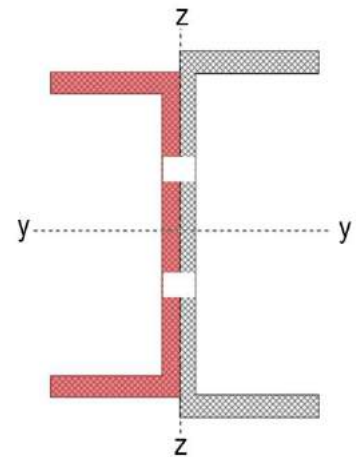
Under kapasitets- og stabilitetskontrollene med lastpåkjenninger for Bk 10/60, var det stav 4-7 og overgurt 5-11 på gangbanesiden som ikke oppfylte kravene. Kontrollene som før forsterkning var underkjente, sjekkes på nytt med de forsterkede tverrsnittene. I beregningene antas tilleggsmomentet som følge av den økte egenvekten å være lite, og det velges dermed å sette dimensjonerende krefter lik som før forsterkning. Det gjennomføres også en ny tverrsnittsklassifisering for å avgjøre om elastisk eller plastisk beregningsmetode benyttes.

#### 9.4.1 Stav 4-7

Som beskrevet, har fire skråstaver på Resa tidligere blitt forsterket. Da var løsningen å feste et U140-profil på eksisterende elementer. Derav er det valgt å undersøke om stav 4-7 kan forsterkes på lik måte.

I vedlegg E.1 vises nærmere beregninger av kapasiteten og antall skruer det er plass til på tverrsnittet. Den gjennomførte tverrsnittskontrollen klassifiserer stav 4-7 til tverrsnittsklasse 1, også etter forsterkning. Dermed er det benyttet plastisk beregningsmetode i kontroll av stavens knekkkapasitet.

U140-profilet er påmontert staven med to skruer etter avstandskrav for hulltaking. Stabilitetskontrollen som er gjennomført med kanalprofilet, godkjennes for begge aksene. Denne løsningen illustreres i figur 21, hvor forsterkningstverrsnittet er farget rødt. Tabell 12 viser verdier for staven etter forsterkning.



Figur 21 – Forsterket stav 4-7

Tabell 12 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for stav 4-7

Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Knekking om y-y	0.326	Ok
Knekking om z-z	0.843	Ok

#### 9.4.2 Overgurt 5-11

Det er sett på to ulike forsterkningsløsninger for overgurt 5-11. Begge omtales nedenfor, og nærmere beregninger av kontrollene, og antall skruer for løsningene, vises i vedlegg E.2.

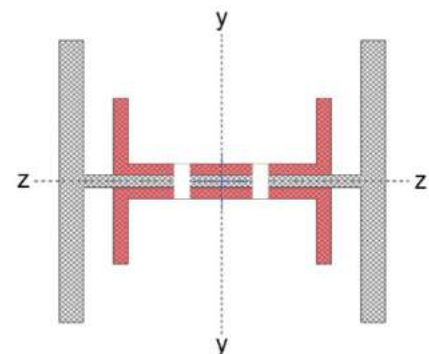
##### Løsning 1: Kanalprofil

Ved denne løsningen økes tverrsnittet til overgurten med to kanalprofiler. Det er avstanden mellom flensene på det opprinnelige tverrsnittet som avgjør størrelsen på kanalprofilene. Den totale høyden for disse kan her være maksimalt 170 mm. Derav må profilene som brukes ha lik eller mindre høyde enn dette.

Fra *Stålkonstruksjoner – profiler og formler* i «Tabell 1.8» er det valgt kanalprofil U160 [11, s. 18]. Figur 22 illustrerer den forsterkede overgurten, hvor kanalprofilene som er montert på hver side av steget er markert røde. Disse er festet med to forspente skruer.

Etter en ny tverrsnittskontroll klassifiseres det forsterkede profilet til tverrsnittsklasse 1. Dermed er plastisk beregningsmetode brukt i kontroll av stabiliteten.

Stabilitetskontrollen viser at to U160-profil festet til overgurten ikke gir tilstrekkelig knekkapasitet om z-z-aksen, da kravet er overskredet. Tabell 13 fremstiller verdier fra kontrollen av den oppgraderte overgurten.



Figur 22 – Løsning 1 med forsterket overgurt 5-11

Tabell 13 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for løsning 1 med forsterket overgurt 5-11

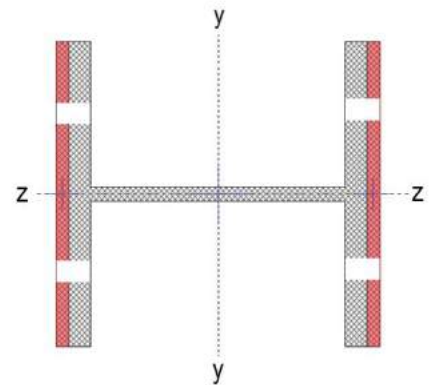
Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Knekking om y-y	0.591	Ok
Knekking om z-z	1.053	Ikke ok

## Løsning 2: Plater

Siden forrige løsning var plassert på steget til overgurten, er det hensiktsmessig å kontrollere om en forsterkning påsatt flensene kan gi bedre resultater.

I løsning 2 er tverrsnittet til overgurten økt ved å feste ei stålplate på utsiden av begge flensene. Hver plate er festet med to skruer. Platenes lengde er valgt lik som flensene til DIP24-profilet, mens tykkelsen er satt til 10 mm. Dette opprettholder den originale formen til tverrsnittet, og det er antatt at tverrsnittsklassen er uforandret. Av den grunn er også denne kontrollen gjennomført plastisk.

Plateløsningen på 10 mm x 240 mm gir tilstrekkelig knekkapasitet i kontrollen, og overgurten knekker ikke ut om noen av aksene. Løsningen illustreres i figur 23, hvor forsterkningsdelene er farget rødt. Tabell 14 viser verdier for overgurten etter forsterkning.



Figur 23 – Løsning 2 med forsterket overgurt 5-11

Tabell 14 – Verdier etter ny stabilitetskontroll for løsning 2 med forsterket overgurt 5-11

Stabilitetsproblem:	Opptredende verdi:	Krav $\leq 1.0$ :
Knekking om y-y	0.487	Ok
Knekking om z-z	0.888	Ok

## 9.5 Drøfting av forsterkningsløsninger

For stav 4-7, som er forsterket med kanalprofilen U140, godkjennes kontrollen med dimensjonerende laster. Det er tidligere gjennomført en lik forsterkning for andre element på brua, med god virkning. Dette øker troverdigheten til effekten av en slik forsterkning. At løsningene har samme utforming, gjør også at stavene og brua får en gjennomgående estetisk helhet.

Det ble testet to ulike løsninger for øking av overgurtens tverrsnitt. Løsning 1 med kanalprofil U160 var ikke godkjent i kontrollen. Avstanden mellom flensene til det originale tverrsnittet begrenser også muligheten til å gå opp en profilstørrelse for denne type forsterkning. Dermed vil ikke en slik løsning oppfylle kravene for oppgradering til Bk 10/60, og løsning 1 velges dermed bort for Resa bru.

For løsning 2 med plater, er kapasiteten mot knekking tilstrekkelig om begge aksene. Sammenlignet med kanalprofil-løsningen, er avstanden fra platenes tyngdepunkt til nøytralaksen for forsterkningsprofilene større. De plastiske motstandsmomentene  $W_{pl,y}$  og  $W_{pl,z}$ , samt 2. arealmoment  $I_y$  og  $I_z$ , øker i takt med denne avstanden. Denne økningen resulterer i høyere dimensjonerende momentkapasiteter, og større bøyestivhet. Dette bidrar til at løsning 2 er mer effektiv enn løsning 1, noe som vises i beregningsresultatene.

## 10 Konklusjon

Etter flere analyser av brumodellen i SAP2000, og kontrollberegninger av kritiske snitt for hånd, er det besluttet at Resa ikke har nok kapasitet til å oppgradere bruksklassen fra Bk 10/50 til Bk 10/60 i dagens tilstand. For å åpne opp for tømmertransport med totalvekt på 60 tonn, er det dermed nødvendig å gjøre tiltak i form av forsterkning.

Blant de ulike forsterkningsmetodene, som er undersøkt i denne rapporten, er det å øke tverrsnittet mest aktuelt for kritiske element på Resa bru. Kjennskapen til forsterkningens bestandighet, og effekt, fører til at metoden er pålitelig. Siden det er flere måter å gjennomføre en tverrsnittøkning på, er det igjen utført håndberegninger for å finne de mest optimale løsningene for Resa. Her er det lagt vekt på løsninger som øker kapasiteten på en effektiv måte, samt opprettholder estetikken til brua.

På bakgrunn av de nye kontrollene av forsterkningsløsningene, anbefales det derfor å forsterke stav 4-7 med et U160-profil, og overgurten med to plater 10 mm x 240 mm. Disse forsterkningene gjelder også for de identiske elementene i fagverket som er i samme kritiske tilstand. Dette er overgurten på motsatt side, og de tre resterende skråstavene med lik plassering som stav 4-7 i fagverket.

Ved å gjennomføre forsterkningstiltakene som er presentert og anbefalt i denne rapporten, vil Resa bru tilfredsstillende kravene for bruksklasse Bk 10/60.



## 11 Referanser

1. Statens vegvesen. Håndbok R412 – Bruklassifisering. 2014.
2. Meld. St. 33 (2016-2017). Nasjonal transportplan 2018-2029. Oslo: Samferdselsdepartementet; 2017.
3. Meld. St. 6 (2016-2017). Verdier i vekst – Konkurransedyktig skog- og trenæring. Oslo: Landbruks- og matdepartementet; 2016.
4. Standard Norge. Eurokoder. [Internett]. Standard Norge; [hentet 29. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
5. Statens vegvesen. Om håndbøkene. [Internett]. Statens vegvesen; [oppdatert 18. desember 2019; hentet 29. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene>
6. Sandaker BN, Sandvik M, Vik B. Materialkunnskap. 1 utg. Oslo: Byggenæringens forlag AS; 2003.
7. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 2005.
8. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 2: Bruer. 2006.
9. Standard Norge. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. 2005.
10. Store norske leksikon. Klinking. [Internett]. Store norske leksikon; [oppdatert 3. september 2018; hentet 14. mai 2020]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/klinking>
11. Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner – profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2017.
12. Statens vegvesen. Vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering. 2017.
13. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster. 2005.
14. Statens vegvesen. Håndbok N400 – Bruprosjektering. 2015.
15. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger. 2003.

16. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010.
17. Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk – laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014.
18. Klaiber FW, Dunker KF, Wipf TJ, Sanders WW. Report 293: Methods of strengthening existing highway bridges. Washington D.C.: National cooperative highway research program; 1987.
19. DYWIDAG-system international. DYWIDAG Prestressing system using bars (WR stang system). [Internett]. 2013 [hentet 04. mai 2020]. Tilgjengelig fra:  
[http://www.dywidag-norge.no/?page\\_id=579](http://www.dywidag-norge.no/?page_id=579)
20. Andersen A, Stokke R. Kompositt-/sandwichmaterialer for bruk i fiskeflåten. Oslo: SINTEF Materialer og kjemi; 2004.
21. Teng JG, Yu T, Fernando D. Strengthening of steel structures with fiber-reinforced polymer composites. Journal of construction steel research. 2012;78:131-143.
22. Sika Norge. Karbonfiberforsterkning. [Internett]. Sika Norge; [hentet 04. mai 2020]. Tilgjengelig fra:  
[https://nor.sika.com/no/Rehabilitering/TM\\_Rehabilitering/Karbonfiberforsterkning.html?fbclid=IwAR3jhADsI9mX4WEEt7KGzVbzkPDEuR3rlacCsAR83axF2\\_hWlfg-AMZ2LQ8](https://nor.sika.com/no/Rehabilitering/TM_Rehabilitering/Karbonfiberforsterkning.html?fbclid=IwAR3jhADsI9mX4WEEt7KGzVbzkPDEuR3rlacCsAR83axF2_hWlfg-AMZ2LQ8)



## 12 Vedleggsliste

Vedlegg A: Artikkel

Vedlegg B: Plakat

Vedlegg C: Lastberegninger

C.1 Egenlast

C.2 Vindlast

C.3 Termisk last

Vedlegg D: Kapasitets- og stabilitetskontroller

D.1 Tverrsnittsklassifisering

D.2 Kapasitets- og stabilitetskontroll av midtre tverrbærer

D.3 Kapasitets- og stabilitetskontroll av stav 4-7

D.4 Kapasitets- og stabilitetskontroll av overgurt 5-11

Vedlegg E: Kontroll etter forsterkning

E.1 Forsterket stav 4-7

E.2 Forsterket overgurt 5-11

Vedlegg F: Profiltabell

F.1 DIP-profiltabell

Vedlegg G: Tegninger av Resa bru

G.1 Tidligere stavforsterkning

G.2 Dekket

G.3 Gangbane

G.4 Spennstag



Vedlegg A: Artikkel





## Kapasitetskontroll og forsterkning av Resa bru

*Høyere krav til vektkapasiteten for bruer fører til oppgradering av flere flaskehalsar i tømmertransporten. To NTNU-studenter har i den anledning undersøkt kapasiteten og mulige forsterkninger av fagverksbrua Resa.*

I Nasjonal transportplan for 2018-2029 har regjeringen satt av midler for utbedring av flaskehalsar, slik at skog- og trenæringen kan effektiviseres. Oppgraderingen går ut på å øke maksimal vekt toleranse fra 50 tonn til 60 tonn på en mengde bruer. Det betyr at disse må tilfredsstillere et høyere krav til kapasitet enn tidligere.

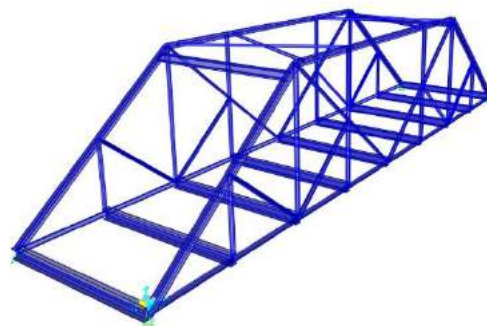
En av flaskehalsene er den 85 år gamle fagverksbrua Resa i Meldal. Brua må gjennom en ny klassifiseringskontroll for å påvise om det er behov for tiltak som følge av oppgraderingen.

Studentene, Astrid Marie Tvedt og Ine Jesnes Bakken, har kontrollert brua ved å først benytte FEM-programmet SAP2000. Kritiske konstruksjonselementer fra analysen i programmet ble deretter håndberegnet.

Resultatet fra kontrollen viste at enkelte konstruksjonsdeler, som forventet, hadde for lav kapasitet for påførte laster. Om brua

skulle oppgraderes som ønskelig, måtte altså noen av elementene forsterkes. Dette medførte at studentene også undersøkte ulike forsterkningsløsninger for de utsatte elementene til Resa bru.

I bestemmelsen av type forsterkning ble det i hovedsak tatt hensyn til at metoden var kjent og pålitelig. I tillegg til at effekten lett kan beregnes og kontrolleres. Blant flere alternativer, ble den endelige løsningen å øke de eksisterende tverrsnittene til elementene.



Analysemodell i SAP2000



## Vedlegg B: Plakat

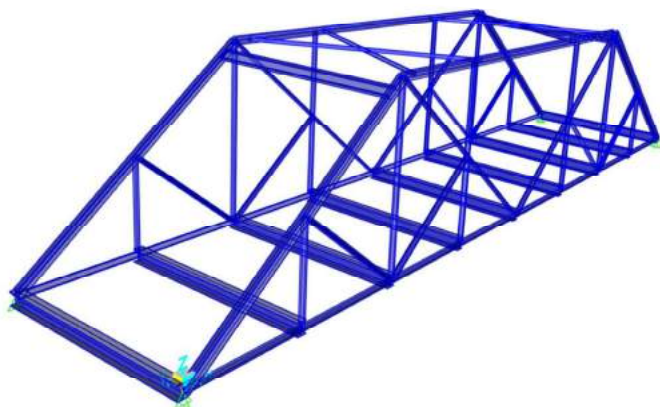




# KAPASITETSKONTROLL OG FORSTERKNING AV RESA BRU

Design verification and strengthening of Resa bridge

For å effektivisere dagens tømmertransport må den eldre fagverksbrua Resa oppgraderes. Dette gjøres ved å øke bruas maksimale vekt toleranse fra Bk 10/50 til Bk 10/60. En ny kapasitetskontroll av Resa er nødvendig for å påvise om tiltak må gjennomføres som følge av den ønskede oppgraderingen.



Kapasitetskontroll av Resa bru:

- Analyse i SAP2000
- Vurdering av kritiske element ut fra utnyttelsesgrad og opptredende krefter
- Kritiske element beregnes for hånd

Kontrollen viser at enkelte element på brua ikke tåler lastpåkjenningene for oppgraderingen til Bk 10/60. Det må gjøres forsterkningstiltak.

På bakgrunn av kontrollen er det vurdert tre ulike forsterkningsmetoder for brua:

## 1) Øke tverrsnitt

- Kjent virkning
- Lett å tilpasse
- Øker egenvekten

## 2) Spennstag

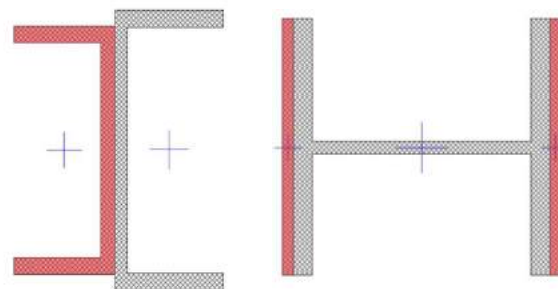
- Oppspenningskraft velges
- Lett å skifte ut
- Store krefter ved festet

## 3) Karbonfiberforsterkning

- Korrosjonsbestandig
- Lite utforsket på stål
- Avhengig av god heft

Forsterkningsmetoden som er mest gunstig for Resa bru er å øke tverrsnittene for enkelte element.

En tverrsnittøkning kan gjennomføres på flere måter. Plasseringen og type ståldel som settes på har betydning for hvor effektiv forsterkningsløsningen er. Figurene til høyre viser forslag til to løsninger som kan benyttes for de kritiske konstruksjonsdelene på Resa bru.





## Vedlegg C: Lastberegninger

C.1 Egenlast

C.2 Vindlast

C.3 Termisk last



## C.1 Egenlast



# Egenlastberegninger

## Avstander på brua:

Føringsavstand:  $q$   $\text{ØNT}$

Total bredde av brubane:  $m$   $\text{TbO}$

Bredde gangbane:  $m$   $\text{J}$

Lengde spenn:  $w$   $\text{M}$

Lengde mellom tverrbærere:  $w$   $\text{MaO}$

## Egenvekt materialer:

Statens vegvesen. Håndbok R412 -  
Bruklassifisering. 2014. Side 34

Armert betong:  $\text{JO}$   $\frac{y}{M}$

Ståltrekkverk:  $\text{=90}$   $\frac{y}{M}$

## Dekkelast:

Beregner tverrsnittsarealet  
til det originale dekket:

$$l_R = J \cdot \frac{3 \cdot 9004 \cdot \text{=N} \cdot \text{=Je} \cdot \text{=JM} \cdot \text{=90} \cdot \frac{3 \cdot \text{=Je} \cdot \text{=a} \cdot 6 \cdot \text{=JN} \cdot \text{=J4}}{}$$

$$l_S = J \cdot \frac{9aM \cdot \text{=90} \cdot \frac{3 \cdot \text{=T6} \cdot \text{=JI4}}{}}$$

$$l = l_R \cdot \frac{l_S \cdot \text{=Te}}{J}$$

Last av originale dekket:  $l$   $n \text{JI} \cdot \frac{y}{}$

Areal av fiberarmert betong:  $l$   $\text{=90} \cdot \frac{q \cdot n \cdot \text{=JaM}}{J}$

Last av fiberarmert betong:  $l$   $n \text{T} \cdot \frac{y}{\text{eJO}}$





Gangbanelast:

Vekt:

$$r = \frac{Q_a \cdot a \cdot M}{I} \cdot y$$

Last på gangbane:

$$\dots = \frac{I \cdot y}{m \cdot w \cdot T} \cdot y$$

Statens vegvesen. Vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering. 2017. Side 10.

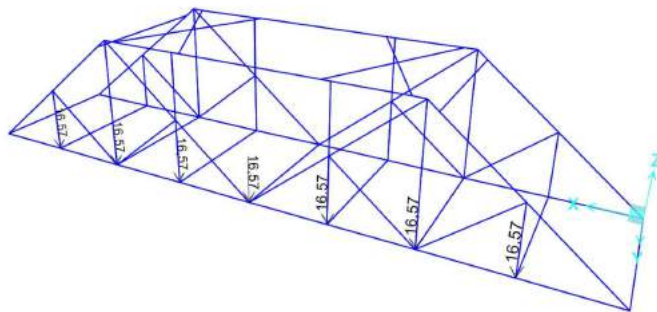
Total last fra gangbane på bru:

$$\dots = 6 \cdot r \cdot n \cdot I \cdot O \cdot f \cdot e \cdot f \cdot y$$

Fordeler lasten på 7 stag:

$$a \cdot n \cdot I \cdot T \cdot O \cdot a \cdot y$$

*Illustrasjon av plassering av last fra gangbane.*



Egenvekt av fagverkskontruksjon:

Fra SAP2000:

$r$   $JM\bar{I}$

Sikkerhetsfaktor på grunn av  
manglede spennstag, festemidler  
og -plater:

$I\bar{O}$

Total egenvekt med  
sikkerhetsfaktor:

$r$   $M$   $r$   $n J\bar{T}ee$

## C.2 Vindlast



# Vindlaster

Beregningene i henhold til NS-EN-1991-1-4

## Beregning av basisvindhastighet:

## EC1-1-4 Punkt 4.2

Retningsfaktor:	<del>I 9=</del>	Punkt NA.4.2(2)P
Årstidsfaktor:	<del>I 9=</del>	Punkt NA.4.2(2)P
Nivåfaktor:	<del>I 9=</del>	Punkt NA.4.2(2)P
Faktor for returperiode:	<del>I 9=</del>	Punkt NA.4.2(2)P
Referansevindhastighet i Meldal:	<del>M</del> JO	Tabell NA.4(901.1)
Basisvindhastighet:	<del>n</del> JO	<del>M</del> Ligning (NA.4.1)

## Beregning av stedsvindhastighet:

## EC1-1-4 Punkt 4.3.1

Vindkategori II	<del>=1 f</del> <del>P</del> <del>=9 O</del> <del>N=</del>	Tabell NA.4.1
Høgde over terrenget:	<del>Mf</del>	Antatt verdi
Terrengruhetsfaktor:	<del>n</del> <del>=9 MM</del> <del>P</del>	Ligning (4.4) for $z \leq z_{min}$
Terrengformfaktor:	<del>P</del> <del>I 9=</del>	Punkt 4.3.1
Stedsvindhastighet:	<del>P</del> <del>n</del> <del>J=9 IO</del>	Ligning (4.3)

Beregning av vindturbulensintensitet:

EC1-1-4 Punkt 4.4

Turbulensfaktor:

$$I_R = \frac{u'}{u}$$

Punkt NA.4.4

Turbulensintensitet:

$$I_P = \frac{u'}{u} = \frac{I_R}{z} \cdot z_P$$

Ligning (4.7)  
for  $z \leq z_{min}$

Beregning av vindkasthastighetstrykk:

EC1-1-4 Punkt 4.5

Lufttetthet:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Punkt NA.4.5(1)

Toppfaktor:

$$k_z = 1,0$$

Punkt NA.4.5(1)

Vindhastighetstrykket:

$$q_z = \frac{1}{2} \rho v_z^2 = \frac{1}{2} \rho (k_z v_{ref})^2$$

Ligning (NA.4.8)

Vindpåvirkning på bruer:

EC-1-4, kapittel 8

Resulterende vindkrefter uten trafikklast:

Beregner kraft i x-retning - benytter forenklet metode:

Punkt 8.3.2

Basisvindhastighetstrykk:

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho v_{ref}^2$$

Ligning (4.10)

$$F_x = C_{fx} q_{ref} A_{ref}$$

Eksponeeringsfaktor:

$$e_z = \frac{z}{z_{ref}}$$

Ligning (4.9)

Bredde av brudekket:

$$b = 10 \text{ m}$$

Tykkelse av brudekket,  
omtrentlig verdi:

$$t = 0,1 \text{ m}$$

Tykkelse av brudekket og åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider:

$$6 = \rho \Gamma n I$$

Tabell 8.1

Kraftfaktor:

$$n \Gamma \rho \alpha \rightarrow I \rho M$$

Figur 8.3

Vindlastfaktoren:

$$n \quad n \Gamma \rho M$$

Punkt 8.3.2

Ser på kraften per meter bru:

$$I$$

Referanseareal for vindlasten i x-retning:

$$l \quad n I \quad J$$

Figur (8.3)

Vindkraft i x-retning:

$$q \quad I \quad J \quad n \quad l$$

$$q \quad R \quad q \quad I = M \quad n \quad \rho \quad I \quad N \quad y$$

Ligning (8.2)

Vindkraft i y-retning:

$$q \quad q \quad R \quad \rho$$

$$q \quad n \quad \rho \quad \alpha \quad y$$

Punkt 8.3.4(1)  
MERKNAD

Kraftfaktor i z-retning:

$$\rho \quad +/-$$

Punkt NA.8.3.3(1)

Referanseareal for vindlasten i z-retning:

$$l \quad n \Gamma \rho \alpha \quad J$$

Ligning (8.3)

Vindlastfaktor i z-retning:

$$n \quad n \Gamma \rho J$$

Vindkraft i z-retning:  
oppover eller nedover

$$q \quad I \quad J \quad n \quad l$$

$$q \quad R \quad q \quad I = M \quad n \quad \rho \quad J \quad a \quad M \quad y$$

Ligning (8.2)

Eksentrisitet:

$$n \Gamma \rho J e$$

$$N$$

Punkt 8.3.3(5)

Resulterende vindkrefter med trafikklast:

Sjekker hva vindhastigheten blir når vindkasthastigheten er 35 m/s:

Vindkasthastighet: 
$$\sqrt{1.6 J t} \quad \text{NA.4.4(1) MERKNAD}$$
  

$$M \quad \text{NA.8.1(4)}$$

Vindhastighet: 
$$P \sqrt{1.6 J t} \quad \text{Ligning (4.3)}$$
  

$$n J T e N$$

*Fordi vindhastigheten 26.084 m/s > basisvindhastivheten 25 m/s, benyttes basisvindhastigheten videre i henhold til NA.8.1(4).*

Tykkelse av brudekket og  
 åpent sikkerhetsrekkverk  
 på begge sider + 2 m: 
$$M \quad 6 J n M \quad \text{Punkt 8.3.1(5)a)}$$

Referanseareal i x-retning: 
$$l \quad M \quad M \quad n M \quad \text{Figur 8.3}$$

Kraftfaktor i x-retning: 
$$n J J O \quad \rightarrow \quad I e O \quad \text{Figur 8.3}$$
  

$$M$$

Vindlastfaktor: 
$$n \quad n M M M \quad \text{Punkt 8.3.2}$$

Vindkraft i x-retning: 
$$q \quad I \quad J \quad n \quad l \quad M \quad \text{Ligning (8.2)}$$
  

$$q \quad R \quad q \quad I = n M f = N \quad y$$

Vindkraft i y-retning: 
$$q \quad = O \quad q \quad R \quad \text{Punkt 8.3.4(1) MERKNAD}$$
  

$$q \quad n I f O J \quad y$$

Vindkraft i z-retning:  
 oppover eller nedover 
$$q \quad q \quad n N J a M I = M y \quad \text{Ligning (8.2)}$$
  

$$q \quad R \quad q \quad I = n N J a M \quad y$$

Eksentrisitet: 
$$N \quad n I e e \quad \text{Punkt 8.3.3(5)}$$



C.3 Termisk last



# Termiske laster

Beregningene i henhold til NS-EN-1991-1-5

Inndeling av bruoverbygning: Type 2 Samvirkebru EC1-1-5 Punkt 6.1.1  
 Merknad: Selv om Resa bru ikke er en samvirkebru, antas det likevel her at Type 2 Samvirkebru samsvarer mest.

## Beregning av jevnt fordelt temperaturandel: EC1-1-5 Punkt 6.1.3

Nedre representative lufttemperatur:	$\alpha$	$Mn$	Figur NA.A2
Hensyn til moh:	$\alpha_R$	$\alpha = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Punkt NA.A.1
Øvre representative lufttemperatur	$\alpha$	$Mn$	Figur NA.A1
Hensyn til moh:	$\alpha_R$	$\alpha = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Punkt NA.A.1
Laveste jevnt fordelte brutemperaturandel:	$\alpha$	$\alpha_{R6} = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Figur NA.6.1
Høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel:	$\alpha$	$\alpha_{R6} = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Figur NA.6.1
Initialtemperatur	$\alpha_P$	$I = n$	Punkt NA.A.1(3)
Maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel	$\alpha_y$	$\alpha_P \alpha = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Punkt 6.1.3.3(3)
Maksimalt temperaturrekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel	$\alpha_y$	$\alpha = \frac{Mn}{Mn} = 1$	Punkt 6.1.3.3(3)

## Beregning av temperaturdifferanser EC1-1-5 Punkt 6.1.4

Vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel (metode 2)			Punkt 6.1.4.2
Temperaturdifferanse, oppvarming:	$\alpha$	$IOn$	Figur NA.6.2b Forenklet prosedyre
Temperaturdifferanse, avkjøling:	$\alpha$	$IOn$	Figur NA.6.2b Forenklet prosedyre

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser EC1-1-5 Punkt 6.1.5

Tallverdier  $y = \Delta D$  Punkt NA.6.1.5(1)

$x = \Delta O$  Punkt NA.6.1.5(1)

Lastkombinasjoner:

$\alpha$   $6_y \alpha_y$  n JNf JM  $n$  Ligning (6.3)

$\alpha$   $6_y \alpha_y$  n Je9aOO  $n$

$\alpha$   $6_y \alpha_y$  n O=ae  $n$

$\alpha$   $6_y \alpha_y$  n I9JNO  $n$

$x$   $\alpha$   $6 \alpha_y$  n M9T  $n$  Ligning (6.4)

$x$   $\alpha$   $6 \alpha_y$  n O=9OO  $n$

$x$   $\alpha$   $6 \alpha_y$  n Ia9  $n$

$x$   $\alpha$   $6 \alpha_y$  n Je9=O  $n$

## Vedlegg D: Kapasitets- og stabilitetskontroller

D.1 Tverrsnittsklassifisering

D.2 Kapasitets- og stabilitetskontroll av midtre  
tverrbærer

D.3 Kapasitets- og stabilitetskontroll av stav 4-7

D.4 Kapasitets- og stabilitetskontroll av overgurt 5-11



## D.1 Tverrsnittsklassifisering







Flensen:

EC3-1-1 Tabell 5.2

J J n I J J

Slankhet:

n N Ø f J

Tverrsnittsdelen  
utsatt for trykk:

f n \ I  
f 1 I = I  
I = 1 I N J  
M  
N

**Stav 4-7:**

Tverrsnittsdata, U180:

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Tabell 1.8

Total høyde:	$I_e =$
Bredden flens:	$a =$
Tykkelse flens:	$I_f$
Høyde steg:	$I_{Oe}$
Tykkelse steg:	$e$
a-mål:	$I_f$

Flensen:

EC3-1-1 Tabell 5.2

	$n \alpha$
Slankhet:	$n \alpha_{eff}$

Tverrsnittsdelen utsatt for trykk:

$f_{t,d}$	$n \alpha$	$I$
$f_{t,d} \cdot I =$	$I$	
$f_{t,d} \cdot I = I_N$	$J$	
	$M$	
	$N$	

**Overgurt 5-11:**

Tverrsnittsdata, DIP24:

Verdier fra vedlegg F.1

Total høyde:	JN=
Bredde flens:	JN=
Tykkelse flens:	I e
Høyde steg:	J=N
Tykkelse steg:	II
a-mål:	I a

Steget:

EC3-1-1 Tabell 5.2

	J n I a=
Slankhet:	n I O N O O

Tverrsnittsdeler utsatt for trykk:

	MM	n \	I
\	MM	M	I
\	M1	NJ	J
\			M
\			N

Flensen:

EC3-1-1 Tabell 5.2

J J n f a 90

Slankhet:

n 0 N a

Tverrsnittsdeler utsatt for trykk:

f n \ I  
\  
f l I = I  
\  
I = l I N  
\  
M  
\  
N

Konklusjon: Alle tverrsnittene er av tverrsnittsklasse 1. Videre kapasitets- og stabilitetskontroller kan utføres etter plastisk beregningsmetode.



## D.2 Kapasitets- og stabilitetskontroll av midtre tverrbærer





# Kapasitets- og stabilitetskontroll av midtre tverrbærer

Alle beregninger er i henhold til NS-EN 1993-1-1, såfremt annen henvisning ikke er gitt.

## Materialdata:

Elastisitetsmodul:  $E$   $I$   $y$   $J$  Punkt 3.2.6(1)

Skjærmodul:  $G$   $I$   $y$   $J$  Punkt 3.2.6(1)

Flytegrense:  $f_{yk}$   $y$   $J$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M1}$   $\gamma_{M2}$   $\gamma_{M3}$  NS-EN 1993-2, punkt NA. 6.1(1)P

## Tverrsnittsdata for DIP42,5:

Total høyde:  $H$

Bredde flens:  $b$

Tykkelse flens:  $t$

Høyde steg:  $M$

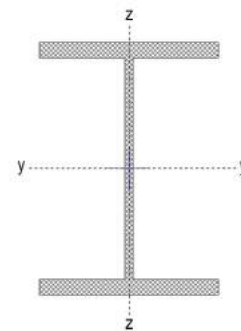
Tykkelse steg:  $I$

a-mål:  $J$

Areal:  $A$   $J$

1. arealmoment:  $I_y$   $I_z$   $M$

## Verdier fra vedlegg F.1



Illustrasjon av midtre tverrbærer

Sjekker om det må tas hensyn til hull for festemidler:

Trykksonen:

Punkt 6.2.5(6)

Trenger ikke å ta hensyn til hull i tverrsnitt i trykksonen.

Strekksone:

Punkt 6.2.5(4)

Kontrolleres om det må tas hensyn til hull for 2xM16 8.8 i strekkflensen:

Diameter, skrue:

$$I T$$

Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Tabell 10.2 og tabell 10.3

Diameter, hull:

$$6 J n I e$$

Areal, strekkflens:

$$l \quad n a 9 e \quad I = M \quad J$$

Strekfasthet:

$$M = \frac{y}{J}$$

Tabell 3.1

Nettoareal, strekksone:

$$l_M \quad l \quad J$$

$$l_M \quad n a 9 f T \quad I = M \quad J$$

Krav:

$$l_M \leq \frac{l}{x_S} \quad n \leq \frac{l}{x_P}$$

$$\leq$$

$$”$$

Ligning (6.16)

*Konklusjon: Det er ikke nødvendig å ta hensyn til hull for festemidlene i tverrbæreren.*

Finner nøytralakser:

Elastisk:

$$J \quad n \quad I \quad O =$$

$$J \quad n \quad J \quad I \quad J \quad 9 \quad O$$

Kommentar:

Antar at halve profilet er i trykk, og at halve er i strekk. Fordi tverrsnittet er dobbelsymmetrisk, er plastisk nøytralakse lik elastisk nøytralakse.

Plastisk:

$$n \quad I \quad O =$$

$$n \quad J \quad I \quad J \quad 9 \quad O$$

**Kapasitetskontroll av den midtre tverrbæreren:**

*Dette profilet er i tverrsnittsklasse 1, og det blir dermed gjennomført en plastisk kapasitetskontroll.*

**Trykk:**

**EC3-1-1 Punkt 6.2.4**

*Undersøker om trykkapasiteten er tilstrekkelig:*

Dimensjonerende trykkraft:  $y_p = \sigma_{yk} \cdot y$  Fra SAP2000

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet:  $y_M = l \cdot \frac{I = M}{x_P}$  Ligning (6.10)

$$y_M = n \cdot \sigma_{yk} \cdot I = M \cdot y$$

Sjekker krav:  $\frac{y_p}{y_M} = n \geq$  Ligning (6.9)

$\geq$   
“

*Konklusjon: Den midtre tverrbæreren har stor nok trykkapasitet.*

**Bøyningsmoment:**

**EC3-1-1 Punkt 6.2.5**

*Undersøker om momentkapasiteten er ok:*

Ser om y-aksen:

Dimensjonerende moment:  $x_p = M \cdot \frac{I = M}{x_P}$  Fra SAP2000

Plastisk motstandsmoment:  $\delta_M = J \cdot \Delta n \cdot \frac{I = M}{x_P}$  Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Side 9.

Plastisk momentkapasitet mot bøyning:  $x_{MM} = \delta_M \cdot \frac{I = M}{x_P}$  Ligning (6.13)

$$x_{MM} = n \cdot \sigma_{yk} \cdot I = M \cdot y$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning:  $x_{MM} = x_{MM}$  Punkt 6.2.5(2)

Sjekker krav: 
$$\frac{x_p M}{x_{M M}} I_{yy} \geq$$
 Ligning (6.12)

“

Ser om z-aksen:

Dimensjonerende moment: 
$$x_p M \frac{T=9=T}{y}$$
 Fra SAP2000

Plastisk motstandsmoment: 
$$\delta_{M J J} J J^6 J N$$

$$\delta_{M n I_{yy} I_{zz} I_{yy}^T} M$$

Plastisk momentkapasitet mot bøyning: 
$$x_{M M} \delta_M I_{yy}^T$$
 Ligning (6.13)

$$x_{M M} n J_{M y} y$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning: 
$$x_{M M} x_{M M}$$
 Punkt 6.2.5(2)

Sjekker krav: 
$$\frac{x_p M}{x_{M M}} I_{yy} \geq$$
 Ligning (6.12)

“

*Konklusjon: Den midtre tverrbæreren har stor nok momentkapasitet for moment om både y-aksen og z-aksen.*

**Skjær:****EC3-1-1 Punkt 6.2.6**

Undersøker skjærkapasiteten til den midtre tverrbæreren:

Ser i y-retning:

Dimensjonerende skjærkraft:

$$\gamma_{pM} \cdot \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^N y_i$$

Fra SAP2000

Det antas at skjærarealet for sveiste tverrsnitt belastet parallelt med flensene er tilstrekkelig for å finne dette skjærarealet for det valgte profillet:

Skjærarealet:

$$l \cdot \sum_{i=1}^N t_i$$

Punkt 6.2.6(3)n)

Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet:

$$\gamma_{pM} \cdot \sum_{i=1}^M \sqrt{t_i} \cdot l_i$$

Ligning (6.18)

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:

$$\gamma_{pM} \cdot \sum_{i=1}^M t_i$$

Punkt 6.2.6(1)

Sjekker krav:

$$\frac{\gamma_{pM}}{\gamma_{pM}} \cdot \sum_{i=1}^M t_i \geq \sum_{i=1}^M t_i$$

“

Ligning (6.17)

Ser i z-retning:

Dimensjonerende skjærkraft:

$$\gamma_{pM} \cdot \sum_{i=1}^M y_i$$

Fra SAP2000

Omregningsfaktor:

$$1.0$$

Punkt 6.2.6(3) MERKNAD

Skjærarealet:  $l \quad l \quad J \quad 6 \quad 6 \quad J$  Punkt 6.2.6(3j)

$$l \quad n \quad a \quad \text{OR} \quad I = M \quad J$$

$$l \quad n \geq$$

$$\geq$$

$$:=$$

Dimensjonerende  
plastisk skjærkapasitet:

$$\gamma_{MM} \quad l \quad \sqrt{M} \quad I = M$$

Ligning (6.18)

$$\gamma_{MM} \quad n \quad e \quad a \quad = \quad M \quad e \quad y$$

Dimensjonerende  
skjærkraftkapasitet:

$$\gamma_{MM} \quad \gamma_{MM}$$

Punkt 6.2.6(1)

Sjekker krav:

$$\gamma_{pM} \quad I \quad = \quad n \quad \geq$$

Ligning (6.17)

$$\gamma_{MM}$$

$$\geq$$

“

*Merknad: Torsjonsmomentet neglisjeres, og dermed sees det bort ifra reduksjonen av den plastiske skjærkapasiteten på grunn av samtidig virkende torsjonsmoment.*

*Konklusjon: Den plastiske skjærkraftkapasiteten er tilstrekkelig.*

## Interaksjoner:

### Bøyning og aksialkraft:

### EC3-1-1 Punkt 6.2.9

*Sjekker om bøyekapasiteten må reduseres på grunn av samtidig virkende aksialkraft:*

Om y-aksen:

$$y_p \leq y_{Mn} \quad \text{Ligning (6.33)}$$

”

$$y_p \leq y_{Mn} \quad \text{Ligning (6.34)}$$

”

Om z-aksen:

$$y_p \leq y_{Mn} \quad \text{Ligning (6.35)}$$

”

*Konklusjon: Momenkapasitetene må ikke reduseres på grunn av samtidig opptredende aksialkraft.*

Toakset bøyning med aksialkraft:

Punkt 6.2.9.1(6)

$$y_p \leq y_{Mn}$$

Konstanter:

$$J \geq I_{y1} \rightarrow I_{y2}$$

Sjekker krav:

$$\frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \quad I_{y1} \geq I_{y2} \quad \text{Ligning (6.41)}$$

≥

“

*Konklusjon: Den midtre tverrbæreren oppfyller kravet for toakset bøyning med aksialkraft.*

**Bøyning, skjær og aksialkraft:**

**EC3-1-1 Punkt 6.2.10**

*Sjekker om kapasiteten for bøyning og aksialkraft må reduseres på grunn av samtidig opptredende skjærkrefter:*

$$\gamma_{pM} \leq \gamma_{Mn} \leq \gamma_{pM} \leq \gamma_{Mn} \leq$$

” ”

*Konklusjon: Det er ikke nødvendig å redusere kapasiteten for bøyning og aksialkraft som følge av skjærkreftenes virkning.*

**Stabilitetskontroll av den midtre tverrbæreren:**

Tverrsnittsdata for DIP42,5:

2. arealmoment:	$t$	$I$	$I_a$	$I =^T$	$N$	Verdier fra vedlegg F.1
	$t$	$I$	$I_a$	$I =^T$	$N$	
St. Venants torsjonskonstant:	$t_\alpha$	$I$	$I_a$	$I =^M$	$N$	Merknad: Ikke oppgitt verdi, antar fra tabell 1.3 i Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017.
Tverrsnittskonstant for hvelving:	$t_\delta$	$I$	$I_a$	$I =^f$	$T$	
Vippelengde:	$w$	$I$	$I_a$	$I =^f$	$T$	

**Vipping:**

**EC3-1-1 Punkt 6.3.2**

*Undersøker om den midtre tverrbæreren er utsatt for vipping:*

Det ideelle momentet for vipping:	$x$	$p$	$t$	$\sqrt{t_\delta}$	$w$	$J$	$r$	$t_\alpha$	Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Side 217.
	$x$	$p$	$t$	$\sqrt{t_\delta}$	$w$	$J$	$r$	$t_\alpha$	
Relativ slankhet:	$w_\alpha$	$\sqrt{\delta}$	$M$	$n$	$n$	$n$	$n$	$n$	Punkt 6.3.2.2(1)
Valg av knekkurve:	$n$	$n$	$n$	$n$	$n$	$n$	$n$	$n$	Tabell 6.5



Imperfeksjonsfaktor for vipping:

$$w_{\alpha} = 0.9M$$

Tabell 6.3

Slankhetsparameter:

$$w_{\alpha} = 0.9N$$

Punkt NA.6.3.2.3(1)

Korreksjonsfaktor:

$$= 0.9O$$

Punkt NA.6.3.2.3(1)

$$w_{\alpha} = 0.9 I 6 \quad w_{\alpha} \quad w_{\alpha} \quad w_{\alpha} = 0.9 J \quad 6 \quad w_{\alpha}^J$$

Punkt 6.3.2.3(1)

$$w_{\alpha} = 0.9 TM$$

Reduksjonsfaktor for vipping:

$$w_{\alpha} = 0.9 \sqrt{\frac{I}{w_{\alpha}^J}} \quad w_{\alpha}^J = 0.9 N \quad \text{Ligning (6.57)}$$

$$w_{\alpha} = 0.9 n \geq$$

“

$$w_{\alpha} = 0.9 \frac{I}{w_{\alpha}^J} n \geq$$

“

“

Dimensjonerende momentkapasitet mot vipping:

$$x_M = w_{\alpha} \delta_M \quad I = T \quad x_R$$

Ligning (6.55)

$$x_M = 0.9 n T I M f e I \quad y$$

Sjekker krav:

$$x_{pM} = 0.9 n \geq$$

Ligning (6.54)

“

“

$$x_{pM} = 0.9 M M$$

x\_M

Konklusjon: Den midtre tverrbæreren har tilstrekkelig vippekapasitet.



Imperfeksjonsfaktor:

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

Tabell 6.1

Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktor:

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

Punkt 6.3.1.2(1)

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

Reduksjonsfaktor:

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

Punkt 6.3.1.2(1)

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

Benytter Metode 2 - tabell B.1 for å finne interaksjonsfaktorer:

Interaksjonsfaktor kyy:

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

R

S

Interaksjonsfaktor kzz:

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

$$\frac{I}{n} \sqrt{\frac{1}{J}} \leq 1$$

R

S

Interaksjonsfaktor kyz:  $\gamma = 1.0$   $n = 1.0$

Interaksjonsfaktor kzy:  $\gamma = 1.0$   $n = 1.0$

Sjekker om knekkapasiteten er tilstrekkelig:

y-y-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq 1 \quad \frac{x_p}{x_M} \leq 1 \quad \frac{x_p}{x_M} \leq 1 \quad \text{Ligning (6.61)}$$

z-z-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq 1 \quad \frac{x_p}{x_M} \leq 1 \quad \frac{x_p}{x_M} \leq 1 \quad \text{Ligning (6.62)}$$

Krav:

$$\begin{aligned} & \gamma \geq 1 \quad n \geq 1 \\ & \gamma \geq 1 \quad n \geq 1 \\ & \gamma \geq 1 \quad n \geq 1 \end{aligned}$$

*Konklusjon: Den midtre tverrbæreren knekker ut om y-y-aksen.*

### D.3 Kapasitets- og stabilitetskontroll av stav 4-7



# Kapasitets- og stabilitetskontroll av stav 4-7

Alle beregninger er i henhold til NS-EN 1993-1-1, såfremt annen henvisning ikke er gitt.

## Materialdata:

Elastisitetsmodul:  $E$   $J$   $y$   $J$  Punkt 3.2.6(1)

Skjærmodul:  $G$   $J$   $y$   $J$  Punkt 3.2.6(1)

Flytegrense:  $f_y$   $J$   $y$   $J$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M1}$   $\gamma_{M2}$   $\gamma_{M3}$  NS-EN 1993-2, punkt NA. 6.1(1)P

## Tverrsnittsdata for U180:

Total høyde:  $h$

Bredde flens:  $a$

Tykkelse flens:  $t$

Høyde steg:  $h_0$

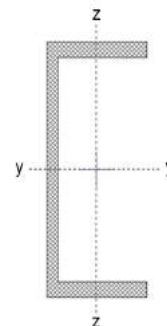
Tykkelse steg:  $e$

a-mål:  $a$

Areal:  $A$   $J$

2. arealmoment:  $I_{y0}$   $I_{yT}$   $N$   
 $I_{z0}$   $I_{zT}$   $N$

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2017. Tabell 1.8



Illustrasjon av stav 4-7

## Hull for festemidler:

I henhold til EC3-1-1 punkt 6.2.4(3) trengs det ikke å ta hensyn til festemidlenes hull i element påkjent med sentrisk trykk, gitt at festemidlet fyller hullet og hullene ikke er overstore eller avlange. Dermed tas det ikke hensyn til hull i stav 4-7.

### **Kapasitetskontroll av stav 4-7:**

Dette profilet er i tverrsnittsklasse 1, og det blir dermed gjennomført en plastisk kapasitetskontroll.

#### **Trykk:**

#### **EC3-1-1 Punkt 6.2.4**

Undersøker om trykkapasiteten er tilstrekkelig:

Dimensjonerende trykkraft:  $y_p N$  Fra SAP2000

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet:  $y_M l$   $I = \frac{M}{\sigma_c} \frac{e}{e_j} y$  Ligning (6.10)

Sjekker krav:  $y_p \geq y_M$  Ligning (6.9)

Konklusjon: Trykkapasiteten er godkjent.

### **Stabilitetskontroll av stav 4-7:**

Finner knekk lengde:

Lengde:  $w_{N,TJ}$

Knekk lengdefaktorer:

- for knekking ut av planet:  $R$  NS-EN 1993-2  
 - for knekking i planet:  $S$  Punkt D.2.1(1)

Knekk lengde:  $w_M$   $R w_N$   $w_M$   $S w_N$  NS-EN 1993-2  
 Ligning (D.1)

#### **Bøyekneking:**

#### **EC3-1-1 Punkt 6.3.1**

Undersøker om stavens knekk kapasitet er tilstrekkelig:

Sjekker om y-aksen:

Kritisk aksialkraft:  $y_M$   $w_M$   $p$   $t$   $n$   $I$   $e_N$   $I = T y$  Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relativ slankhet:  $\sqrt{\frac{l}{y_M}}$   $n = \alpha_N$  Punkt 6.3.1.2(1)



	Knekkurve: c	Tabell 6.2
Imperfeksjonsfaktor:	$\alpha$	Tabell 6.1
Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktor:	$\phi = \frac{1}{1 + \alpha \sqrt{6 \lambda}}$	Punkt 6.3.1.2(1)

Reduksjonsfaktor:  $\lambda = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{I}{E}}$  Ligning (6.49)

Dimensjonerende knekkapasitet:  $N_{Ed} \leq \chi_{\text{eff}} N_{Rk}$  Ligning (6.47)

Sjekker krav:  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \leq \chi_{\text{eff}}$  Ligning (6.46)

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \leq \chi_{\text{eff}}$

Sjekker om z-aksen:

Kritisk aksialkraft:  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{w_{eff}^2} \geq N_{Ed}$  Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relativ slankhet:  $\lambda_{rel,z} = \frac{l_{eff,z}}{r_z} \sqrt{\frac{I_z}{E}}$  Punkt 6.3.1.2(1)

	Knekkurve: c	Tabell 6.2
Imperfeksjonsfaktor:	$\alpha$	Tabell 6.1

Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktor:  $\phi = \frac{1}{1 + \alpha \sqrt{6 \lambda}}$  Punkt 6.3.1.2(1)

Reduksjonsfaktor:

$$6 \sqrt{\frac{I}{J}} \quad n = \frac{I}{CM}$$

Ligning (6.49)

Dimensjonerende  
knekkapasitet:

$$y_{MM} \quad l \quad I = M$$

$$y_{MM} \quad n \quad f \quad I \quad J \quad e \quad y$$

Ligning (6.47)

Sjekker krav:

$$y_p \quad I \geq n \quad "$$

$$y_{MM}$$

$$\geq$$

$$"$$

Ligning (6.46)

$$y_p \quad n \quad J \quad n = 0$$

$$y_{MM}$$

*Konklusjon: Stav 4-7 har ikke nok kapasitet mot knekking om z-z-aksen, altså i planet.*

#### D.4 Kapasitets- og stabilitetskontroll av overgurt 5-11



# Kapasitets- og stabilitetskontroll av overgurt 5-11

Alle beregninger er i henhold til NS-EN 1993-1-1, såfremt annen henvisning ikke er gitt.

## Materialdata:

Elastisitetsmodul:  $E$  Punkt 3.2.6(1)

Skjærmodul:  $G$  Punkt 3.2.6(1)

Flytegrense:  $f_y$

Materialfaktorer:  $\gamma_M$ ,  $\gamma_R$ ,  $\gamma_S$  NS-EN 1993-2, punkt NA. 6.1(1)P

## Tverrsnittsdata for DIP24:

Total høyde:  $H$

Bredde flens:  $B$

Tykkelse flens:  $t_f$

Høyde steg:  $H_s$

Tykkelse steg:  $t_s$

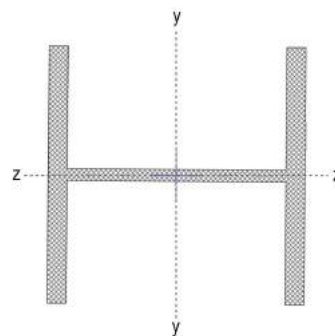
a-mål:  $a$

Areal:  $A$

Lengde:  $w$

1. arealmoment:  $I_y$

## Verdier fra vedlegg F.1



Illustrasjon av overgurt 5-11

Sjekker om det må tas hensyn til hull for festemidler:

Trykksonen:

EC3-1-1 Punkt 6.2.5(6)

Trenger ikke å ta hensyn til hull i tverrsnitt i trykksonen.

Strekksone:

EC3-1-1 Punkt 6.2.5(4)

Antar at halvparten av hver flens er i strekk, og at det totalt er 2 stk 3/4" hull i strekksone.

Strekkefasthet:

$$f_{yk} = \frac{y}{J}$$

Tabell 3.1

Diameter:

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

Arealet av flensene utsatt for strekk:

$$l_M \cdot n_M \cdot I = M \quad J$$

Nettoareal, flens:

$$l_M \cdot n_M \cdot I = M \quad J$$

Sjekker krav:

$$\frac{l_M \cdot n_M \cdot f_{yk}}{x_S} \leq \frac{l_M \cdot n_M \cdot f_{yk}}{x_P} \leq \dots \quad \text{Ligning (6.16)}$$

Konklusjon: Det trengs ikke å ta hensyn til hull for festemidlene.

Finner nøytralakser:

Elastisk:

$$J \cdot I = M \quad J$$

Kommentar:

Antar at halve profilet er i trykk, og at halve er i strekk. Fordi tverrsnittet er dobbelsymmetrisk, er plastisk nøytralakse lik elastisk nøytralakse.

Plastisk:

$$n \cdot I = M \quad J$$

### **Kapasitetskontroll av overgurt 5-11:**

*Dette profilet er i tverrsnittsklasse 1, og det blir dermed gjennomført en plastisk kapasitetskontroll.*

#### **Trykk:**

#### **EC3-1-1 Punkt 6.2.4**

*Undersøker om trykkapasiteten er tilstrekkelig:*

Dimensjonerende trykkraft:  $y_p$   $I = e = 9a$   $y$  Fra SAP2000

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet:  $y_M$   $l$   $I = M_n J_{9M} I = M$   $y$  Ligning (6.10)

Sjekker krav:  $y_p$   $I = n \geq$  Ligning (6.9)  
 $y_M$   
 $\geq$   
 “

*Konklusjon: Stave 4-7 har nok trykkapasitet.*

#### **Bøyningsmoment:**

#### **EC3-1-1 Punkt 6.2.5**

*Undersøker om momentkapasiteten er tilstrekkelig:*

Ser om y-aksen:

Dimensjonerende moment:  $x_p M$   $J_{9M}$   $y$  Fra SAP2000

Plastisk motstandsmoment:  $\delta_M$   $J \Delta n I = T$   $M$  Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Side 9.

Plastisk momentkapasitet mot bøyning:  $x_M M$   $\delta_M$   $I = T$  Ligning (6.13)  
 $x_M M$   $J_{9M}$   $y$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning:  $x_M M$   $x_M M$  Punkt 6.2.5(2)

Sjekker krav:  $x_p M$   $I = n \geq$  Ligning (6.12)  
 $x_M M$   
 $\geq$   
 “

Ser om z-aksen:

Dimensjonerende moment:  $x_{pM} I_{Me} y$  Fra SAP2000

Plastisk motstandsmoment:  $\delta_{MJ} J^6 J N$   
 $\delta_{Mn} \Omega J I = O^M$

Plastisk kapasitet mot bøyning:  $x_{MM} \delta_M I = T^x P$  Ligning (6.13)  
 $x_{MM} I I J = T a y$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning:  $x_{MM} x_{MM}$  Punkt 6.2.5(2)

Sjekker krav:  $x_{pM} I = n \geq$  Ligning (6.12)  
 $x_{MM}$   
 $\geq$   
 “

*Konklusjon: Stav 4-7 har stor nok momentkapasitet om både y- og z-aksen.*

**Skjær:**

**EC3-1-1 Punkt 6.2.6**

*Undersøker om skjærkapasiteten er godkjent:*

Ser i y-retning:

Dimensjonerende skjærkraft:  $\gamma_{pM} T = y$  Fra SAP2000

*Det antas at skjærarealet for sveiste tverrsnitt belastet parallelt med flensene er tilstrekkelig for å finne dette skjærarealet for det valgte profilet:*

Skjærarealet:  $l l n e \Omega I = M^J$  Punkt 6.2.6(3)n)

Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet:  $\gamma_{MM} l \sqrt{M} I = M^x P$  Ligning (6.18)

$\gamma_{MM} I = M y$



Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:  $\gamma_{MM} \gamma_{MM}$  Punkt 6.2.6(1)

Sjekker krav:  $\gamma_{pM} I_{\theta} \geq n \geq \gamma_{MM}$   
 $\geq$   
 “

Ligning (6.17)

Ser i z-retning:

Dimensjonerende skjærkraft:  $\gamma_{pM} e_{\theta} I_y$  Fra SAP2000

Omregningsfaktor:  $I_{\theta}$  Punkt 6.2.6(3) MERKNAD

Skjærarealet:  $l \quad l \quad J \quad 6 \quad 6 \quad J$  Punkt 6.2.6(3)j)

$$l \quad n \quad I_{\theta} \geq n \geq \gamma_{MM} \quad J$$

$$l \quad n \geq$$

$$\geq$$

$$:=$$

Punkt 6.2.6(3)j)

Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet:  $\gamma_{MM} \quad l \quad \sqrt{M} \quad I_{\theta} \geq M$   
 $\gamma_{MM} \quad n \quad N \quad M \quad y$

Ligning (6.18)

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:  $\gamma_{MM} \gamma_{MM}$  Punkt 6.2.6(1)

Sjekker krav:  $\gamma_{pM} I_{\theta} \geq n \geq \gamma_{MM}$   
 $\geq$   
 “

Ligning (6.17)

*Merknad: Torsjonsmomentet neglisjeres, og dermed sees det bort ifra reduksjonen av den plastiske skjærkapasiteten på grunn av samtidig virkende torsjonsmoment.*

*Konklusjon: Skjærkapasiteten er tilstrekkelig.*

## **Interaksjoner:**

### **Bøyning og aksialkraft:**

### **EC3-1-1 Punkt 6.2.9**

*Sjekker om bøyekapasiteten må reduseres på grunn av samtidig virkende aksialkraft:*

Om y-aksen:

$$y_p \leq \frac{M_{Ed}}{W_{pl,y}} \quad \text{Ligning (6.33)}$$

”

$$y_p \leq \frac{M_{Ed}}{W_{pl,y}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}} \quad \text{Ligning (6.34)}$$

”

Om z-aksen:

$$y_p \leq \frac{M_{Ed}}{W_{pl,z}} \quad \text{Ligning (6.35)}$$

”

*Konklusjon: Det er bare momenkapasiteten om y-aksen som må reduseres på grunn av samtidig virkende aksialkraft.*

Finner redusert momenkapasiteten om y-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq \frac{J}{J_0} \quad \text{Punkt 6.2.9.1(5)}$$

$$\frac{l}{l_0} \leq \frac{J}{J_0} \quad \text{Punkt 6.2.9.1(5)}$$

Dimensjonerende plastisk momentkapasitet, redusert:

$$x_{yMM} \leq x_{MM} \frac{J_0}{J} \quad \text{Ligning (6.36)}$$

$$x_{yMM} \leq x_{MM} \frac{J_0}{J}$$

$$x_{yMM} \leq x_{MM} \frac{J_0}{J}$$

“

*Kommentar: Da den plastiske momentkapasiteten mot bøyning om z-aksen ikke måtte reduseres som følge av samtidig opptredende aksialkraft, er denne kapasiteten utforandret.*

*Konklusjon: Momentkapasiteten er tilstrekkelig, også etter at den er redusert som følge av interaksjon mellom bøyemoment og aksialkraft.*

For toakset bøyning med aksialkraft:

Punkt 6.2.9.1(6)

Konstanter:

$$\frac{J}{J_0} \leq \frac{J}{J_0}$$

Sjekker krav:

$$\frac{x_{yMM}}{x_{MM}} \leq \frac{x_{pM}}{x_{pM}} \frac{J_0}{J} \quad \text{Ligning (6.41)}$$

$$\geq$$

“

*Konklusjon: Overgurten oppfyller kravet for toakset bøyning med aksialkraft.*

**Bøyning, skjær og aksialkraft:**

**EC3-1-1 Punkt 6.2.10**

*Sjekker om kapasiteten for bøyning og aksialkraft må reduseres på grunn av samtidig opptredende skjærkrefter:*

$$\gamma_{pM} \leq \gamma_{Mn} \leq \gamma_{pM} \leq \gamma_{Mn} \leq$$

” ”

*Konklusjon: Momentkapasiteten for moment med samtidig opptredende aksialkraft trenger ikke å reduseres på grunn av skjærkraften.*

**Stabilitetskontroller:**

Tverrsnittsdata for DIP24:

2. arealmoment:	$t$	$I$	$I^T$	$I^T$	N	Verdier fra vedlegg F.1
	$t$	$N$	$I$	$I^T$	N	
St. Venants torsjonskonstant:	$t_\alpha$	$I$	$I^M$	$I^M$	N	Merknad: Ikke oppgitt verdi, antar fra tabell 1.3 i Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017.
Tverrsnittskonstant for hvelving:	$t_\delta$	$N$	$I$	$I^f$	T	
Vippelengde:	$w$	$a$	$O$	$=$		

**Vipping:**

**EC3-1-1 Punkt 6.3.2**

*Undersøker om overgurten er utsatt for vipping:*

Det ideelle momentet for vipping:  $x$   $w^j$   $p$   $t$   $\sqrt{\frac{t_\delta}{t}}$   $6$   $w^j$   $r$   $t_\alpha$   $p$   $t$

Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Side 217.

$$x \leq \frac{M_{pl,Rk}}{M_{Ed}} \leq y$$

Relativ slankhet:  $w_\alpha$   $\sqrt{\frac{\delta}{x}}$   $M$   $n$   $\leq$   $eI$

Punkt 6.3.2.2(1)

Valg av knekkurve:  $n$   $I$   $-->$  Knekkurve  $b$  Tabell 6.5

Imperfeksjonsfaktor for vipping:

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N}$$

Tabell 6.3

Slankhetsparameter:

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N}$$

Punkt NA.6.3.2.3(1)

Korreksjonsfaktor:

$$= 1.0$$

Punkt NA.6.3.2.3(1)

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Punkt 6.3.2.3(1)

Reduksjonsfaktor for vipping:

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Ligning (6.57)

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

“

$$w_{\alpha} = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

“

“

Dimensjonerende momentkapasitet mot vipping:

$$x_M = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Ligning (6.55)

$$x_M = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Sjekker krav:

$$x_M = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Ligning (6.54)

“

“

$$x_M = \frac{M}{N} \sqrt{1 + \frac{M}{N} \frac{I}{J}}$$

Konklusjon: Vippekapasiteten til overgurt 5-11 er tilstrekkelig.

**Knekkning:**

**EC3-1-1 Punkt 6.3.3**

Undersøker om overgurt 5-11 som er utsatt for toakset bøyning og aksialkraft har tilstrekkelig knekkapasitet:

Benytter tabell B.3 for å finne ekvivalente momentfaktorer:

Verdier for momentforløpet om y-aksen hentes fra SAP2000:

$$x_{R1} = 1.00 \quad y$$

$$x_{S1} = 1.00 \quad y$$

$$\frac{x_{Rn}}{x_{Sn}} = 0.9$$

Ekvivalent momentfaktor,  $\gamma$ :  $n = 1.00 \geq 1.00$

Verdier for momentforløpet om z-aksen hentes fra SAP2000:

$$x_{M1} = 1.00 \quad y$$

$$x_{M2} = 1.00 \quad y$$

$$x_{M3} = 1.00 \quad y$$

$$\frac{x_{Mn}}{x_{Mn}} = 1.00$$

$$\frac{x_{Mn}}{x_{Mn}} = 1.00$$

Ekvivalent momentfaktor,  $\gamma$ :  $n = 1.00 \geq 1.00$

Finner reduksjonsfaktorer for bøyeknekkning

Knekk lengde:

$$w_{M1} = 1.00 \quad w_{M2} = 1.00 \quad I = M$$

Antatte verdier

Kritisk last:

$$y_{M1} = 1.00 \quad y_{M2} = 1.00 \quad I = T \quad y$$

Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relativ slankhet:  $\sqrt{\frac{l}{y_M}}$   $n = 91f J$  Punkt 6.3.1.2(1)

$\sqrt{\frac{l}{y_M}}$   $n = 19aO$

$n = 1$  -->  $n = 1e$  --> y-y: Knekkurve b  
z-z: Knekkurve c Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor:  $\frac{M}{N}$  Tabell 6.1

Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktor:  $\frac{O}{I} = 6$   $\frac{J}{6} = J$   $n = 9eJM$  Punkt 6.3.1.2(1)

$\frac{O}{I} = 6$   $\frac{J}{6} = J$   $n = 19NM$

Reduksjonsfaktor:  $6 \sqrt{\frac{I}{J}}$   $n = 9ae \leq 19=$  Punkt 6.3.1.2(1)

$6 \sqrt{\frac{I}{J}}$   $n = 9NT \leq 19=$

Benytter Metode 2 - tabell B.1 for å finne interaksjonsfaktorer:

Interaksjonsfaktor kyy:  $R = n = 16$   $\frac{y_p}{y_M} = n = 91N$

$S = n = 16 = 9e$   $\frac{y_p}{y_M} = n = 9eO$

$R = S = n = 91N$

$R$

$S$

Interaksjonsfaktor kzz: 
$$R_n \cdot I_{6J} = \frac{y_p}{y_M} \cdot n_{J \& M}$$

$$S_n \cdot I_{6IN} = \frac{y_p}{y_M} \cdot n_{J \& M}$$

$$R \cdot S \cdot n_{J \& M}$$

R

S

Interaksjonsfaktor kyz: 
$$= \frac{1}{n} \cdot I_{9N}$$

Interaksjonsfaktor kzy: 
$$= \frac{1}{n} \cdot I_{9M}$$

Sjekker om knekkapasiteten er tilstrekkelig:

y-y-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \cdot 6 \cdot \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \cdot 6 \cdot \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq I_{9=} \quad \text{Ligning (6.61)}$$

z-z-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \cdot 6 \cdot \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \cdot 6 \cdot \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq I_{9=} \quad \text{Ligning (6.62)}$$

Krav:

$$I_{9=} \cdot n \geq I_{9=} \cdot n \quad "$$

"

$$n = 9I_e$$

$$n = 9NI$$

*Konklusjon: Overgurt 5-11 knekker ut om z-z-aksen, altså i planet.*



## Vedlegg E: Kontroll etter forsterkning

E.1 Forsterket stav 4-7

E.2 Forsterket overgurt 5-11



## E.1 Forsterket stav 4-7





Tverrsnittsdata for stav 4-7, U180:

2. arealmoment, y:	$t_R$	$I_{MO} I =^T$	N
2. arealmoment, z:	$t_R$	$I_{\Omega N} I =^T$	N
Areal:	$l_R$	$J_e =$	J
Total høyde:	$R$	$I_e =$	
Høyde steg:	$R$	$I_{Oe}$	
Bredde flens:	$R$	$a =$	
Tykkelse flens:	$R$	$I I$	
Tykkelse steg:	$R$	$e$	
a-mål:	$R$	$I I$	

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Tabell 1.8

Tverrsnittsdata for forsterkningsdel, U140:

2. arealmoment, y:	$t_S$	$I_{\Omega O} I =^T$	N
2. arealmoment, z:	$t_S$	$I_{\Omega J a} I =^T$	N
Areal:	$l_S$	$J = N =$	J
Total høyde:	$S$	$I N =$	
Høyde steg:	$S$	$I J =$	
Bredde flens:	$S$	$T =$	
Tykkelse flens:	$S$	$I =$	
Tykkelse steg:	$S$	$a$	
a-mål:	$S$	$I =$	
Avstand bunn U180:	$P$	$J =$	

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Tabell 1.8

**Tverrsnittsklassifisering. forsterkning:**

**EC3-1-1 Tabell 5.2**

Tverrsnittet U180 er allerede klassifisert til tverrsnittsklasse 1, må dermed klassifisere kanalprofilet, U140, som er forsterkningen.

Tabell 5.2:

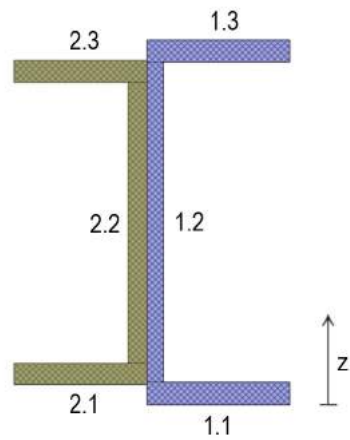
Faktor:	$\sqrt{\frac{JMO}{M} n = \phi IN}$
Flensen:	$s \quad s \quad s^n NM$
Slankhet:	$s \quad n \quad \phi JeO$
Tverrsnittsdelt utsatt for trykk:	$f \quad n \quad I$ $\backslash \quad I =$ $f \quad I =$ $\backslash \quad I =$ $I = l \quad IN$ $\backslash \quad M$ $\backslash \quad N$

*Konklusjon: Siden tverrsnittet av forsterkningen er klassifisert til tverrsnittsklasse 1 vil kontrollen utføres i henhold til plastisitetsteori.*

**Finner arealsenter:**

Langs z-z-aksen:

Figuren til høyre viser hvordan delene av tverrsnittene er delt inn i ulike soner.



Data for tverrsnitt 1:

$$l_{RVE} \quad R \quad R$$

$$l_{RVS} \quad R \quad R$$

$$l_{RVI} \quad l_{RVE}$$

$$l_{RM} \quad l_{RVE}^6 \quad l_{RVS}^6 \quad l_{RVI}$$

$$RVE \quad R \\ J$$

$$RVS \quad R^6 \quad R \\ J$$

$$RVI \quad R \quad R \\ J$$

Data for tverrsnitt 2:

$$l_{SVE} \quad S \quad S$$

$$l_{SVS} \quad S \quad S$$

$$l_{SVI} \quad l_{SVE}$$

$$l_{SM} \quad l_{SVE}^6 \quad l_{SVS}^6 \quad l_{SVI}$$

$$SVE \quad S^6 \quad P \\ J$$

$$SVS \quad S^6 \quad S^6 \quad P \\ J$$

$$SVI \quad S \quad S^6 \quad P \\ J$$

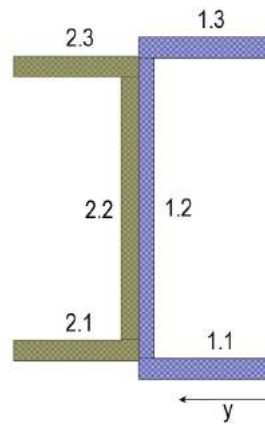
$$l_{RVE} \quad RVE^6 \quad l_{RVS} \quad RVS^6 \quad l_{RVI} \quad RVI^6 \quad l_{SVE} \quad SVE^6 \quad l_{SVS} \quad SVS^6 \quad l_{SVI} \quad SVI^6 \\ l_{RM} \quad 6 \quad l_{SM}$$

n f =



Langs z-z-aksen:

Figuren til høyre viser hvordan delene av tverrsnittene er delt inn i ulike soner.



Data for tverrsnitt 1:

$$l_{RVE} \quad R \quad R$$

$$l_{RVS} \quad R \quad R$$

$$l_{RM} \quad l_{RVE} \cdot 6 \quad l_{RVS} \cdot 6 \quad l_{RVE}$$

$$RVE \quad R \quad J$$

$$RVS \quad R \quad J \quad R$$

Data for tverrsnitt 2:

$$l_{SVE} \quad S \quad S$$

$$l_{SVS} \quad S \quad S$$

$$l_{SM} \quad l_{SVE} \cdot 6 \quad l_{SVS} \cdot 6 \quad l_{SVE}$$

$$SVE \quad R \cdot 6 \quad S \quad J$$

$$SVS \quad R \cdot 6 \quad S \quad J$$

$$J \quad l_{RVE} \quad RVE \cdot 6 \quad l_{RVS} \quad RVS \cdot 6 \quad J \quad l_{SVE} \quad SVE \cdot 6 \quad l_{SVS} \quad SVS \cdot 6 \quad J$$

$$l_{RM} \cdot 6 \quad l_{SM}$$

n TOeTe

**Finner 2. arealmoment:**

Om y-aksen:

For U180:

Flensene:

$$t_{R,J} \frac{I}{IJ} R R^M \overset{J}{J} R R n I \overset{J}{J} I =^a N$$

Steget:

$$t_S \frac{I}{IJ} R R^M n J \overset{J}{J} I =^T N$$

For U140:

Flensene:

$$t_{T,J} \frac{I}{IJ} S S^M \overset{J}{P} \overset{S}{J} S S n O \overset{J}{J} I =^T N$$

Steget:

$$t_V \frac{I}{IJ} S S^M n I \overset{J}{J} I =^T N$$

Totalt, forsterket stav:

$$t \quad t_{R^6} t_{S^6} t_{T^6} t_{V^6} n I \overset{J}{J} a M I =^a N$$

Om z-aksen:

For U180:

Flensene:

$$t_{R,J} \frac{I}{IJ} R R^M \overset{J}{J} R R n J \overset{J}{J} I =^T N$$

Steget:

$$t_S \frac{I}{IJ} R R^M \overset{J}{R} \overset{R}{J} R R n T \overset{J}{J} I =^M N$$

For U140:

Flensene:

$$t_{T,J} \frac{I}{IJ} S S^M \overset{J}{R^6} \overset{S}{J} S S n I \overset{J}{J} I =^T N$$

Steget:

$$t_V \frac{I}{IJ} S S^M \overset{J}{R^6} \overset{S}{J} S S n O \overset{J}{J} I =^N N$$

Totalt, forsterket stav:

$$t \quad t_{R^6} t_{S^6} t_{T^6} t_{V^6} n M \overset{J}{J} I M I =^T N$$

## Beregning av antall skruer for montering av forsterkningen:

Det er besluttet å benytte skruetype M20, med fasthetsklasse 8.8. Det er lengden til det miste profilet som bestemmer hvor mange skruer det er plass til, det vil si U140-profilet.

### Skruens dimensjoner:

Diameter:  $J =$

Klaring ved normale hull:  $J$

Hulldiameter:  $P = 6 \cdot n \cdot J$

Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Tabell 10.2 og tabell 10.3

### Finner minste avstander fra ende og kant:

EC3-1-8, tabell 3.3

Minste endeavstand:  $R = 1 \cdot J \cdot p \cdot n \cdot J \cdot n$

Minste kantavstand:  $S = 1 \cdot J \cdot p \cdot n \cdot J \cdot n$

### Hullavstander for U140:

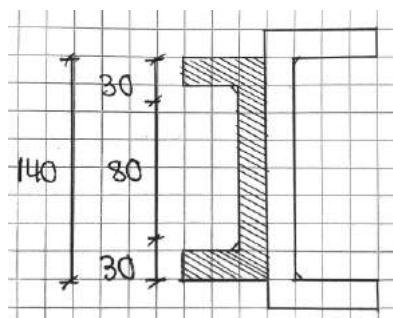
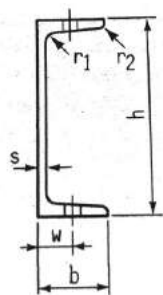
Avstand fra hjørnet:  $M =$

Avstand mellom skuer:  $R = M =$

Høyde steg:  $I = N =$

Hullengde på steget:  $J = n \cdot e =$

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Tabell 1.8



*Kommentar: Antar at avstandskravet,  $w$ , fra hjørnet ut på flensen også gjelder fra hjørnet ut på steget. Samme verdi er i tillegg antatt som kravet til avstand mellom hver skrue.*

### Plassering av hull for U140:

Tester først to skruer på steget:

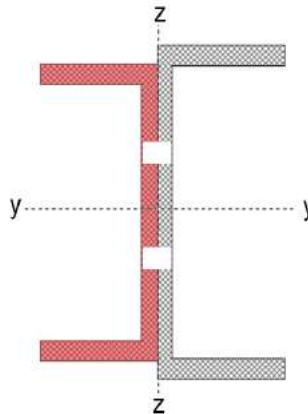
Resterende hullengde:  $J_{pn} M$

Krav for avstand mellom hull gir:  $l J_{R6} P n$

Beregning viser at det kun er plass til to skruer M20 på steget til U140-profilet.

-> Det benyttes dermed to skruer for festing av forsterkningverrsnittet.

*Illustrasjon av forsterket stav med hull for festemidler*



### Hull for festemidler:

I henhold til EC3-1-1 punkt 6.2.4(3) trengs det ikke å ta hensyn til festemidlenes hull i element påkjent med sentrisk trykk, gitt at festemidlet fyller hullet og hullene ikke er overstore eller avlange. Dermed tas det ikke hensyn til hull i stav 4-7.

**Bøyeknekking:**

**EC3-1-1: 6.3.1.1**

Sjekker om kapasiteten mot bøyeknekking er tilstrekkelig etter forsterkning:

Fra tidligere:

Fra Vedlegg D.3

Dimensjonerende trykkraft:  $y_p N_{Ed} = y$

Knekk lengde:  $w_M N_{Tj} \quad J$   
 $w_M N_{M,T} \quad J$

Etter forsterkning:

Knekklast:  $y_M \frac{J p t}{w_M^J} n I_{aM} I = T \quad y$   
 $y_M \frac{J p t}{w_M^J} n N_{JM} I = O \quad y$

Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relativ slankhet:  $\sqrt{l_R \frac{M^6 l_S}{y_M} M n = ef N}$

Punkt (6.3.1.2(1))

$\sqrt{l_R \frac{M^6 l_S}{y_M} M n I_{aM} = T$

Knekkurve: y-y: Antar knekkurve c  
 z-z: Antar knekkurve c

Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor:  $= \alpha$   
 $= \alpha$

Tabell 6.1

Funksjon for å bestemme reduksjonsfaktor:

$= \eta I_6 \quad = \eta J_6 \quad J \quad n I_{aM}$   
 $= \eta I_6 \quad = \eta J_6 \quad J \quad n J_{aM}$

Punkt 6.3.1.2(1)

Reduksjonsfaktor:  $6 \sqrt{\frac{I}{J}}$   $n = 9T = N$  Ligning (6.49)

$$6 \sqrt{\frac{I}{J}}$$

Dimensjonerende knekkapasitet:  $y_{MM}$   $l_R$   $6 l_S$   $I = M$  Ligning (6.47)

$$y_{MM} n a O e 9 N M y$$

$$y_{MM} l_R 6 l_S I = M$$

$$y_{MM} n J f J 9 I T y$$

Sjekker krav:  $y_p$   $I 9 = n \geq$  Ligning (6.46)

$\geq$

“

$$y_p n = 9 M T$$

$$y_p I 9 = n \geq$$

$\geq$

“

$$y_p n = 9 e N M$$

Konklusjon: Med forsterkning er knekkapasiteten til stav 4-7 tilstrekkelig.

## E.2 Forsterket overgurt 5-11





# Stabilitetskontroll av forsterket overgurt - Løsning 1: Kanalprofil

Beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-1, såfremt annen henvisning ikke er gitt.

Antar at tilleggsmomentet som følge av økt egenvekt er lite, og velger å sette dimensjonerende krefter lik som før forsterkning.

## Materialdata:

Elastisitetsmodul:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$  Punkt 3.2.6(1)

Flytegrense, overgurt:  $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$

Flytegrense, kanalprofil:  $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$

Materialfaktorer:  $\gamma_M = 1.1$   
 $\gamma_{R1} = 1.0$   
 $\gamma_{R2} = 1.0$  NS-EN 1993-2, punkt NA. 6.1(1)P

## Tverrsnittsdata for DIP24:

## Verdier fra vedlegg F.1

Areal:  $A = 10000 \text{ mm}^2$

Total høyde:  $h = 100 \text{ mm}$

Høyde steg:  $h_f = 50 \text{ mm}$

Bredde flens:  $b = 100 \text{ mm}$

Tykkelse flens:  $t = 10 \text{ mm}$

Tykkelse steg:  $t_w = 10 \text{ mm}$

a-mål:  $a = 100 \text{ mm}$

Lengde:  $w = 1000 \text{ mm}$

## Finner passende størrelse på forsterkningen ved bruk av kanalprofiler:

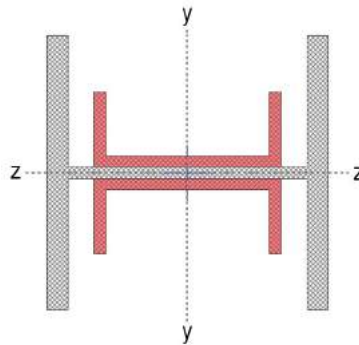
$R_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$  --> kanalprofil U160 passer

Tverrsnittsdata for U160:

Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A.  
 Stålkonstruksjoner - profiler og  
 formler. 3.utg. Trondheim:  
 Farkbokforlaget; 2017. Tabell 1.8

Areal:	$l_s JN=$	J
Total høyde:	$s IT=$	
Høyde steg:	$s IM$	
Bredde flens:	$s TO$	
Tykkelse flens:	$s I=90$	
Tykkelse steg:	$s f$	
a-mål:	$s I=90$	

*Illustrasjon av forsterket  
 overgurt. Påsatt del er  
 farget rødt.*



Finner nøytralakser:

Elastisk:	$R_n I J=$	
	J	
	$R_n I J=$	
	J	
Plastisk:	$n I J=$	
	$n I J=$	

Kommentar:  
*Antar at halve profilet er i  
 trykk, og at halve er i strekk.  
 Fordi tverrsnittet er  
 dobbelsymmetrisk, er plastisk  
 nøytralakse lik elastisk  
 nøytralakse.*

Finner 2. arealmoment:

Om y-aksen:

Overgurt, DIP24:

$$t_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2$$

Kanalprofil, 2xU160:

$$t_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2 + I_{yy} + A d_x^2$$

$$t_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2$$

Forsterket overgurt:

$$t_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2$$

Om z-aksen:

Overgurt, DIP24:

$$t_{Mz} = I_{zz} = I_{zz} + A d_z^2$$

Kanalprofil, 2xU160:

$$t_{Mz} = I_{zz} = I_{zz} + A d_z^2 + I_{zz} + A d_z^2$$

$$t_{Mz} = I_{zz} = I_{zz} + A d_z^2$$

Forsterket overgurt:

$$t_{Mz} = I_{zz} = I_{zz} + A d_z^2$$

Finner plastisk motstandsmoment:

Om y-aksen:

Overgurt, DIP24:

$$\delta_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2$$

Kanalprofil, 2xU160:

$$\delta_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2 + I_{yy} + A d_x^2$$

Forsterket overgurt:

$$\delta_{Mx} = I_{yy} = I_{yy} + A d_x^2$$

Om z-aksen:

Overgurt, DIP24:  $\delta_{MN} \text{ OJNT } I=0 \quad M$

Kanalprofil, 2xU160:

$\delta_{MN} \text{ J J } s \text{ s } \overset{S}{J} \overset{R}{6} \overset{R}{J} \overset{R}{6} \text{ s s } \overset{S}{J} \overset{R}{6} \overset{R}{J} \text{ n I } \text{ Jee } I=0 \quad M$

Forsterket overgurt:  $\delta_M \delta_{MN} \overset{S}{6} \delta_{MN} \text{ T9CMN } I=0 \quad M$

**Tverrsnittsklassifisering. forsterkning:**

**EC3-1-1 Tabell 5.2**

Tverrsnittet DIP240 er allerede klassifisert til tverrsnittsklasse 1, må dermed klassifisere kanalprofilet, U160, som er forsterkningen.

Tabell 5.2:

Faktor:  $\sqrt{\frac{JMO}{n} = \frac{eIN}{MN}}$

Flensen:  $s \quad s \quad s \text{ n } \text{ NOO}$

Slankhet:  $s \quad n \text{ OMT}$

Tverrsnittsdelt utsatt for trykk:  $f \quad n \quad \backslash \quad I$   
 $\backslash \quad I = \quad J$   
 $\backslash \quad I = 1 \quad IN \quad M$   
 $\backslash \quad N$

*Konklusjon: Siden tverrsnittet av forsterkningen er klassifisert til tverrsnittsklasse 1 vil kontrollen utføres i henhold til plastisitetsteori.*

## Beregning av antall skruer for montering av forsterkningen:

Det er besluttet å benytte skruetype M20, med fasthetsklasse 8.8. Det er lengden til det miste profilet som bestemmer hvor mange skruer det er plass til, det vil si U160-profilene.

### Skruens dimensjoner:

Diameter:  $J =$

Klaring ved normale hull:  $J$

Hulldiameter:  $P = 6 \cdot n \cdot J$

Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Tabell 10.2 og tabell 10.3

### Finner minste avstander fra ende og kant:

EC3-1-8, tabell 3.3

Minste endeavstand:  $R = I \cdot J \cdot p \cdot n \cdot J \cdot T \cdot N$

Minste kantavstand:  $S = I \cdot J \cdot p \cdot n \cdot J \cdot T \cdot N$

### Hullavstander for U160:

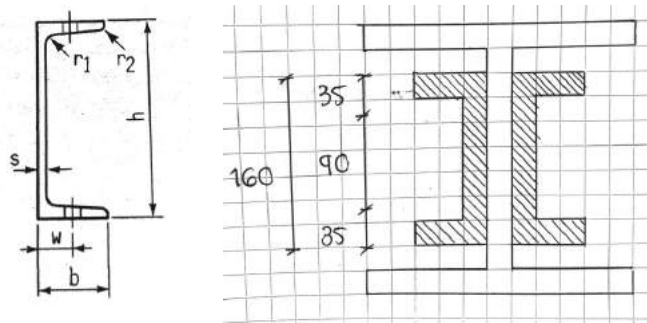
Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner - profiler og formler. 3.utg. Trondheim: Farbokforlaget; 2017. Tabell 1.8

Avstand fra hjørnet:  $M \cdot D$

Avstand mellom skuer:  $R = M \cdot D$

Høyde steg:  $I \cdot T =$

Hullengde på steget:  $J \cdot n \cdot f =$



*Kommentar: Antar at avstandskravet,  $w$ , fra hjørnet ut på flensen også gjelder fra hjørnet ut på steget. Samme verdi er i tillegg antatt som kravet til avstand mellom hver skrue.*

Plassering av hull for DIP24:

Tester først to skruer på steget:

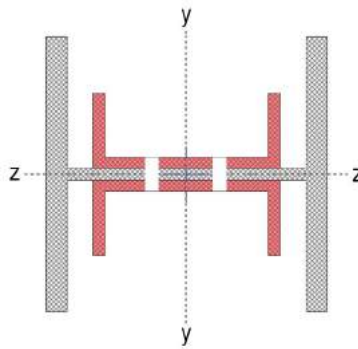
Resterende hullengde:  $J - p \cdot n$

Krav for avstand mellom hull gir:  $l \geq J + R_6 + p \cdot n$

Beregning viser at det kun er plass til to skruer M20 på steget til U160-profilene.

-> Det benyttes dermed to skruer for festing av forsterkningverrsnittene.

*Illustrasjon av forsterket overgurt med hull for festemidler*



**Finner nye kapasiteter:**

**EC3-1-1**

*I henhold til punkt 6.2.4(3) trengs det ikke å ta hensyn for festemidler i element med sentrisk trykk.*

*I henhold til punkt 6.2.5(1)P er det allerede tatt hensyn til hull for festemidler ved utregning av dimensjonerende momentkapasitet.*

Opptredende trykkraft:  $y_p \quad I = e = 0 \quad y$  Fra SAP2000

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet:  $y_M \quad l_R \quad M_6 \quad J \quad l_S \quad M \quad I = M$  Ligning (6.10)  
 $y_M \quad n \quad M \quad J \quad I = M \quad y$

Dimensjonerende moment:  $x_p \quad M \quad J \quad I = e \quad y$   
 $x_p \quad M \quad I \quad M \quad y$

Dimensjonerende momentkapasitet:  $x \quad M \quad M \quad \delta \quad M \quad M \quad M_6 \quad \delta \quad M \quad M \quad M \quad I = T$  Ligning (6.13)  
 $x \quad M \quad M \quad n \quad M = 0 \quad M \quad y$

$x \quad M \quad M \quad \delta \quad M \quad M \quad M_6 \quad \delta \quad M \quad M \quad M \quad I = T$   
 $x \quad M \quad M \quad n \quad I \quad M \quad J \quad e \quad y$

**Knekking:**

**EC3-1-1 Punkt 6.3.3**

Undersøker om overgurt 5-11 som er utsatt for toakset bøyning og aksialkraft har tilstrekkelig knekkapasitet etter forsterkning:

Verdier som ligger til grunn for utregningen av reduksjonsfaktoren som følge av vipping,  $\chi_{LT}$ , vil endres når tverrsnittet forsterkes. Det antas likevel at denne verdien ikke vil forandres betydelig. Dermed settes denne lik verdien for det uforsterkede tverrsnittet.

Fra tidligere:

Verdier fra vedlegg D.4

Reduksjonsfaktor for vipping:  $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \omega}$

Knekk lengde:  $w_{M,T} = \frac{\pi \sqrt{I_{y,T}}}{L_{cr,T}}$

$$w_{M,T} = \frac{\pi \sqrt{I_{y,T}}}{L_{cr,T}} = \frac{\pi \sqrt{I_{y,T}}}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_{y,T}}}}$$

Ekvivalent momentfaktor:  $\eta = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{Rk}}$

$$\eta = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{Rk}}$$

Finner reduksjonsfaktorer for bøyeknekking:

Knekklast:  $y_M = \frac{M_{Ed}}{w_{M,T}^2} = \frac{M_{Ed}}{\frac{\pi^2 I_{y,T}}{L_{cr,T}^2}} = \frac{M_{Ed} L_{cr,T}^2}{\pi^2 I_{y,T}}$

$$y_M = \frac{M_{Ed}}{w_{M,T}^2} = \frac{M_{Ed} L_{cr,T}^2}{\pi^2 I_{y,T}}$$

Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relativ slankhet:  $\lambda_{rel,y} = \frac{l_{R,y}}{y_M} = \frac{l_{R,y}}{\frac{M_{Ed} L_{cr,T}^2}{\pi^2 I_{y,T}}} = \frac{\pi \sqrt{I_{y,T}}}{L_{cr,T}} \sqrt{\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}}$

Punkt 6.3.1.2(1)

$$\lambda_{rel,y} = \frac{l_{R,y}}{y_M} = \frac{\pi \sqrt{I_{y,T}}}{L_{cr,T}} \sqrt{\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}}$$

Knekkurve: y-y: Antar knekkurve c

Tabell 6.2

z-z: Antar knekkurve c

Imperfeksjonsfaktor:  $\eta = 1$

Tabell 6.1

$$\eta = 1$$



Funksjon for å bestemme  
reduksjonsfaktor:

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}$$

Reduksjonsfaktor:

$$6 \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}} \quad \text{Ligning (6.49)}$$

$$6 \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}}$$

Benytter Metode 2 - tabell B.1 for å finne interaksjonsfaktorer:

Interaksjonsfaktor kyy:

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

Interaksjonsfaktor kzz:

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad \frac{y_p}{y_M} \quad n = 90 = T$$

Interaksjonsfaktor kyz:

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad n = 90 = T$$

Interaksjonsfaktor kzy:

$$\frac{\sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2}{J \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I y_{ij}^2} \quad n = 90 = T$$

Sjekker om knekkapasiteten er tilstrekkelig:

y-y-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq I_{9=} \quad \text{Ligning (6.61)}$$

z-z-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq I_{9=} \quad \text{Ligning (6.62)}$$

Krav:

$$\begin{aligned} I_{9=} & \geq n \geq I_{9=} & n & \geq \\ \geq & & \geq & \\ & & & \\ & & & \\ n & \geq I_{9=} & n & \geq I_{9=} \end{aligned}$$

*Konklusjon: Etter forsterkning med kanalprofiler har ikke overgurten nok kapasiteten mot knekking om z-z-aksen.*

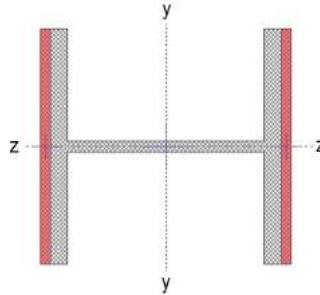


Tverrsnittsdata, forsterket overgurt:

Høyde, totalt:  $JN=6 J \quad n JT=$

Tykkelse flens, totalt:  $M \quad 6 \quad n Je$

*Illustrasjon av forsterket overgurt. Påsatt del er farget rødt.*



Finner nøytralakser:

Elastisk:  $J \quad n I J=$   
 $J \quad n I M=$

Plastisk:  $n I J=$   
 $n I M=$

Kommentar:  
 Antar at halve profilet er i trykk, og at halve er i strekk. Fordi tverrsnittet er dobbelsymmetrisk, er plastisk nøytralakse lik elastisk nøytralakse.

Finner 2. arealmoment:

2. arealmoment, overgurt:  $t \quad M \quad I I T \quad I = T \quad N$

$t \quad M \quad N \quad O \quad I = T \quad N$

2. arealmoment, plater:  $t \quad M \quad J \quad I \quad M \quad 6 \quad J \quad n \quad M \quad N \quad I = a \quad N$

$t \quad M \quad I \quad M \quad n \quad I \quad O \quad I = a \quad N$

2. arealmoment, totalt:  $t \quad t \quad M \quad 6 \quad t \quad M \quad n \quad I \quad O \quad N \quad I = e \quad N$

$t \quad t \quad M \quad 6 \quad t \quad M \quad n \quad O \quad M \quad J \quad I = a \quad N$

**Finner plastisk motstandsmoment:**

Plastisk motstandsmoment, overgurt:	$\delta$	$M$	$I$	$9$	$f$	$e$	$I$	$=$	$T$	$M$		
	$\delta$	$M$	$O$	$J$	$N$	$I$	$=$	$O$	$M$			
Plastisk motstandsmoment, plater:	$\delta$	$MM$	$J$	$J$	$J$	$J$	$n$	$T$	$I$	$=$	$M$	
	$\delta$	$MM$	$J$	$J$	$J$	$N$	$n$	$J$	$e$	$I$	$=$	$M$

**Tverrsnittsklasse:**

**EC3-1-1 Tabell 5.2**

Antar at overgurten med forsterkningsplatene er i tverrsnittsklasse 1. Dermed utføres kapasitetskontrolle i henhold til plastisitetsteori.

**Beregning av antall skruer for montering av forsterkningen:**

Det er besluttet å benytte forspente sekskantskruer M20, med fasthetsklasse 8.8.

**Skruens dimensjoner:**

Diameter:  $J$

Klaring ved normale hull:  $J$

Hulldiameter:  $P$  6  $n$   $J$

Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2.utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010. Tabell 10.2 og tabell 10.3

**Finner minste avstander fra ende og kant:**

**EC3-1-8, tabell 3.3**

Minste endeavstand:  $R$   $I$   $9$   $p$   $n$   $J$   $T$   $N$

Minste kantavstand:  $S$   $I$   $9$   $p$   $n$   $J$   $T$   $N$

Hullavstander for DIP24:

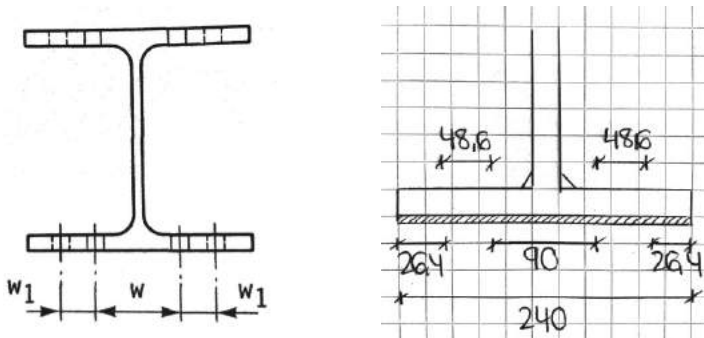
Verdier fra vedlegg F.1

Avstand fra midten:  $J_{NO} f =$

Avstand mellom skuer:  $R_{MD}$

Bredde flens:  $J_N =$

Mulig hullengde på hver side av steget:  $J_s n N_{9T}$



Plassering av hull for DIP24:

Tester først en skrue på hver side av steget:

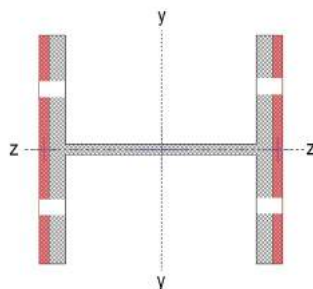
Resterende hullengde:  $p_n J_{T9T}$

Krav for avstand mellom hull gir:  $l_{R6 P n}$

Beregning viser at det kun er plass til en skrue M20 på hver side av steget til DIP24-profilen. Dermed er det totalt plass til to skruer for hele platen.

-> Det benyttes derav to skruer for festing av hver forsterkningsplate.

*Illustrasjon av forsterket overgurt med hull for festemidler*



**Finner nye kapasiteter:**

**EC3-1-1**

*I henhold til punkt 6.2.4(3) trengs det ikke å ta hensyn for festemidler i element med sentrisk trykk.*

*I henhold til punkt 6.2.5(1)P er det allerede tatt hensyn til hull for festemidler ved utregning av dimensjonerende momentkapasitet.*

Dimensjonerende trykkraft:  $y_p \quad I = e = a \quad y$  Fra SAP2000

Dimensjonerende trykkapasitet:  $y_M \quad l \quad \frac{M}{x P} \quad I = M_6 l \quad \frac{M}{x P} \quad I = M$  Ligning (6.10)  
 $y_M \quad n \quad M \quad J \quad I = M \quad y$

Dimensjonerende momenter:  $x_p \quad M \quad J \quad I = a \quad y$  Fra SAP2000  
 $x_p \quad M \quad I \quad M \quad e \quad y$

Plastisk kapasitet mot bøyning:  $x \quad M \quad M \quad \delta \quad M \quad \frac{M}{x P} \quad 6 \quad \delta \quad MM \quad \frac{M}{x P} \quad I = T$  Ligning (6.13)

$x \quad M \quad M \quad n \quad N \quad e \quad J \quad I = y$

$x \quad M \quad M \quad \delta \quad M \quad \frac{M}{x P} \quad 6 \quad \delta \quad MM \quad \frac{M}{x P} \quad I = T$

$x \quad M \quad M \quad n \quad J \quad I = a \quad y$

**Knekking:**

**EC3-1-1 Punkt 6.3.3**

Undersøker om overgurt 5-11 som er utsatt for toakset bøyning og aksialkraft har tilstrekkelig knekkapasitet etter forsterkning:

Verdier som ligger til grunn for utregningen av reduksjonsfaktoren som følge av vipping,  $\chi_{LT}$ , vil endres når tverrsnittet forsterkes. Det antas likevel at denne verdien ikke vil forandres betydelig. Dermed settes denne lik verdien for det uforsterkede tverrsnittet.

Fra tidligere:

Verdier fra vedlegg D.4

Reduksjonsfaktor for vipping:  $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \omega}$

Knekk lengde:  $w_{M,T} = \frac{\pi \cdot l}{2}$

$$w_{M,T} = \frac{\pi \cdot l}{2} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}}$$

Ekvivalent momentfaktor:  $n = \frac{M_{Ed}}{M_{T,Ed}}$

$$n = \frac{M_{Ed}}{M_{T,Ed}}$$

Finner reduksjonsfaktorer for bøyeknekking

Kritiske laster:  $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \omega} = \frac{1}{\phi_{LT} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}} = \frac{N_{cr,T}}{\phi_{LT} \cdot N_{Ed}}$

Larsen PK, Aune P. Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014. Side 140.

Relative slankheter:  $\lambda_{rel,T} = \frac{l_{eff,T}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{E \cdot I_{y,T}}}$

Punkt 6.3.1.2(1)

$n_{I \rightarrow eM} \rightarrow n_{I \rightarrow e} \rightarrow y-y: \text{Knekkurve b}$   
 $z-z: \text{Knekkurve c}$

Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor:  $\eta = \frac{1}{1000} \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

Tabell 6.1



Funksjon for å bestemme  
reduksjonsfaktor:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

Reduksjonsfaktor:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

Benytter Metode 2 - tabell B.1 for å finne interaksjonsfaktorer:

Interaksjonsfaktor kyy:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

R

S

Interaksjonsfaktor kzz:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

R

S

Interaksjonsfaktor kyz:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

Interaksjonsfaktor kzy:

$$\frac{1}{6} \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J n_j \bar{y}_j^2} \leq 1.9 \quad \text{Punkt 6.3.1.2(1)}$$

Sjekker om knekkapasiteten er tilstrekkelig:

y-y-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq 1.0 \quad \text{Ligning (6.61)}$$

z-z-aksen:

$$\frac{y_p}{y_M} \leq \frac{x_{pM}}{x_{MM}} \leq 1.0 \quad \text{Ligning (6.62)}$$

Krav:

$$\frac{I_{pM}}{I_{MM}} \geq \frac{I_{pM}}{I_{MM}} \geq \frac{I_{pM}}{I_{MM}}$$

“ “

$n = 1$                        $n = 1$

*Konklusjon: Etter forsterkning med plater har overgurten tilstrekkelig knekkapasitet.*

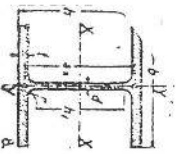
## Vedlegg F: Profiltabell

### F.1 DIP-profiltabell



## F.1 DIP-profiltabell





# DIP - bjelker

Parallellflens- og stålbejler  
 Profiler nr. 14—80 etter DIN 1025 (1940). Rotnål på flens  
 Forklaring til de tekniske

Bereg- ning DIP eller P	Vekt G kg/m	Dimensjoner						Tverr- snitt F cm <sup>2</sup>	For begynningsaksene							
		h mm	b mm	d mm	t mm	f mm	h <sub>1</sub> mm		X—X I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Y—Y I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	
10	23.1	120	100	65	11	11	56	28.1	478	96	4.12	184	36.8	2.56	56	8.5
12	26.5	130	120	65	11	11	76	33.8	860	143	5.04	317	53.0	3.06	82	10.5
14	34.6	140	140	8	12	12	92	44.1	1520	217	5.87	550	78.6	3.53	127	12.0
15	37.1	150	150	8	12	12	102	47.3	1900	253	6.33	676	90.1	3.78	144	13.2
16	48.8	160	160	9	14	14	104	58.4	2630	329	6.72	958	120	4.05	188	14.0
18	51.6	180	180	9	14	14	124	65.8	3830	426	7.63	1360	151	4.55	241	15.9
20	64.9	200	200	10	16	16	138	82.7	5950	595	8.48	2140	214	5.00	337	17.7
22	71.5	220	220	10	16	16	156	91.1	8050	732	9.37	2840	250	5.59	412	19.5
24	87.4	240	240	11	18	18	170	111	11690	974	10.5	4150	346	6.11	549	21.3
25	91.1	250	250	11	18	18	180	116	13300	1060	10.7	4690	375	6.36	598	22.2
26	94.8	260	260	11	18	18	190	121	15050	1160	11.2	5280	406	6.61	649	23.2
28	113	280	280	12	20	20	204	154	20720	1480	12.0	7320	523	7.14	831	24.9
30	121	300	300	12	20	20	224	154	25760	1720	12.9	9010	600	7.65	959	26.8
32	135	320	300	13	22	22	236	171	32250	2020	13.7	9910	661	7.60	1130	28.5
34	137	340	300	13	22	22	256	174	36940	2170	14.5	9910	661	7.55	1220	30.3
36	150	360	300	14	24	24	270	192	45120	2510	15.3	10810	721	7.51	1410	32.0
38	153	380	300	15	28	28	292	255	50950	2680	16.2	10810	721	7.46	1510	33.8
40	161	400	300	14	26	26	306	209	60640	3000	17.0	11710	781	7.49	1700	35.6
42 1/2	166	425	300	14	26	26	331	212	69480	3270	18.1	11710	781	7.43	1830	37.8
43	182	450	300	15	28	28	348	232	84220	3740	19.0	12620	841	7.38	2110	40.0
44 1/2	185	475	300	15	28	28	373	235	95120	4010	20.1	12620	841	7.32	2250	42.2
50	200	500	300	16	30	30	392	255	113200	4530	21.0	13530	902	7.38	2560	44.3
55	207	550	300	16	30	30	442	263	140300	5100	23.1	13530	902	7.37	2880	46.7
60	227	600	300	17	32	32	484	289	180800	6030	25.0	14440	962	7.07	3300	57.4
65	234	650	300	17	32	32	534	297	216800	6670	27.0	14440	962	6.77	3780	57.4
70	254	700	300	18	34	34	578	324	270300	7720	28.9	15350	1020	6.08	4400	61.5
75	261	750	300	18	34	34	628	333	316300	8430	30.8	15350	1020	6.79	4800	65.8
80	260	800	300	18	34	34	678	342	366400	9160	32.7	15350	1020	6.70	5220	70.1
85	292	850	300	19	36	36	718	372	443900	10440	34.6	16270	1080	6.61	5980	74.2
90	299	900	300	19	36	36	768	381	506000	11250	36.4	16270	1080	6.53	6380	78.4
95	307	950	300	19	36	36	818	391	573000	12060	38.3	16270	1080	6.45	6920	82.6
100	314	1000	300	19	36	36	868	400	644700	12900	40.1	16270	1080	6.37	7430	89.6

Disse profiler omlastes ikke av DIN-normene.

## Lagerlevering.

Handelsjoner merket x føres vanligvis på lager i handelskvalitet St. 00, til dels også i St. 37, Normalengder 12 m, større profiler opp til 14 m. Kapping etter spesifikasjon mot pristillegg.

## Stålkvaliteter.

Handelsstål St. 00 eller andre byggingssstål med angitt strekkfasthet, Normalkvaliteter eller spesielle sveisekvaliteter.

Toleranser på lengde l mm (i én retning det dobbelte).

Vanlig	Redusert toleranse	Nøyaktig lengde	Presise ender
± 5.0	± 7.5	± 1.0	± 1.5

## Verkstø levering.

Fra verk leveres samtlige dimensjoner i lengder etter ønske. Normalengder 1—15 m, andre lengder mot pristillegg. Vanlig lengdetoleranse når intet annet er angitt: ± 100 mm, intet minus. Nøyaktigere kapping betinger pristillegg.

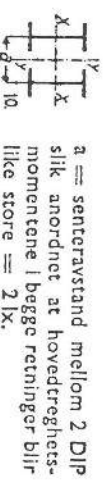
Generelle toleranser på dimensjoner, se s. 116.

# eller P - bjelker.

med normalt tverrsnitt.  
 etter DIN 996. Naglehulldiameter (maks.) ifølge V.d.E.  
 betegnelser, se s. 136.

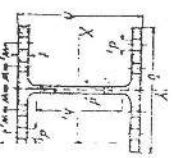
K	W <sub>x</sub> W <sub>y</sub>	W <sub>x</sub> G	Rotnål		Hull- diam. d <sub>1</sub> mm	Tverr- snitt F <sub>n2</sub> cm <sup>2</sup>	x—x		y—y		I <sub>x</sub> /I <sub>y</sub> = 105	I <sub>x</sub> /I <sub>y</sub> = 30	Bereg- ning DIP eller P		
			w	w <sub>1</sub>			Maks. W <sub>xn2</sub> cm <sup>3</sup>	Min. W <sub>xn2</sub> cm <sup>3</sup>	Maks. W <sub>yn2</sub> cm <sup>3</sup>	Min. W <sub>yn2</sub> cm <sup>3</sup>					
4.29	2.59	4.32	28	—	17	20.6	392	91	69	149	33.0	27.1	2.69	0.77	—
3.40	2.70	5.40	35	—	17	26.3	736	138	110	265	47.6	41.2	3.21	0.92	—
3.54	2.76	6.27	40	—	20	34.5	1300	209	167	464	71.3	62.0	3.72	1.06	14
3.31	2.80	6.80	45	—	20	37.7	1400	244	198	568	81.2	70.9	4.05	1.14	15
3.16	2.74	7.18	45	—	22	45.3	2250	316	252	811	109	94.8	4.25	1.22	16
3.20	2.82	8.25	50	—	23	52.9	3240	413	337	1190	140	124	4.76	1.37	18
3.20	2.78	9.16	55	—	23	68.0	5270	579	483	1890	200	100	5.35	1.52	20
2.92	2.84	10.2	60	—	23	76.4	7220	714	607	2550	244	222	5.88	1.68	22
2.98	2.82	11.2	60	35	23	94.4	10580	953	821	3580	315	283	6.40	1.83	24
2.87	2.83	11.6	50	35	23	99.4	12100	1040	903	4050	342	308	6.67	1.91	25
2.76	2.85	12.2	50	40	23	104	13750	1140	990	4560	369	334	6.69	1.98	26
2.81	2.83	13.1	55	45	26	123	18030	1430	1250	6200	469	420	7.50	2.14	28
2.63	2.86	14.2	55	55	26	123	23570	1690	1470	7660	539	485	8.02	2.30	30
2.96	3.05	15.0	55	55	26	148	29530	1980	1730	8430	593	534	7.97	2.28	32
3.05	3.29	15.9	55	55	26	151	33850	2130	1870	8430	592	534	7.92	2.27	34
3.39	3.48	17.6	55	55	26	167	41350	2460	2160	9200	646	646	7.87	2.25	36
3.49	3.72	17.6	55	55	26	169	46720	2630	2310	9200	646	584	7.81	2.24	38
3.71	3.88	18.5	55	55	26	182	55590	2970	2610	9960	700	632	7.87	2.25	40
3.03	4.19	19.7	55	55	26	185	63740	3200	2820	9970	699	633	7.81	2.23	33.0
4.25	4.45	20.6	55	55	26	203	77310	3670	3230	10740	753	682	7.76	2.21	35.0
4.39	4.76	21.7	55	55	26	206	87370	3920	3460	10740	753	682	7.65	2.20	37.6
4.82	5.02	22.6	55	55	26	224	104000	4130	3920	11520	806	733	7.65	2.18	39.6
5.12	5.66	24.7	55	55	26	232	129100	4990	4430	11520	805	734	7.50	2.15	44.0
5.78	6.27	26.6	55	55	26	256	166600	5890	5250	12300	858	785	7.40	2.12	49.0
6.13	6.93	28.6	55	55	26	264	200000	6520	5820	12300	858	786	7.30	2.09	52.2
6.84	7.56	30.4	55	55	26	289	249600	7540	6760	13080	911	837	7.25	2.07	56.2
7.23	8.26	32.3	55	55	26	298	292300	8250	7400	13080	910	838	7.15	2.04	60.2
7.62	8.98	34.2	55	55	26	307	339000	8940	8060	13100	909	839	7.04	2.01	64.2
8.49	9.67	35.7	55	55	26	335	411200	10190	9210	13890	963	890	6.92	1.98	67.9
8.92	10.41	37.6	55	55	26	354	469300	10970	9940	13890	962	892	6.87	1.96	71.7
9.37	11.16	39.2	55	55	26	354	531900	11770	10680	13890	962	893	6.77	1.93	75.5
9.83	11.94	41.0	55	55	26	363	599100	12580	11440	13900	961	894	6.66	1.90	79.3

Nettoverdiene: F<sub>n4</sub> etter fradrag for 4 naglehull i flensen, I<sub>xn2</sub> og W<sub>xn2</sub> etter fradrag for 2 naglehull i øvre eller nedre flens, I<sub>yn2</sub> og W<sub>yn2</sub> etter fradrag for det ytre naglehull i begge flenser på samme side av steeget. Nettoverdiene for tverrsnitt som har andre naglehuiddiameter enn de i tabellen angitte, kan med tilstrekkelig nøyaktighet utregnes ved interpolering.



Vektberegning ved levering fra lager.

Til utvelgning av lovlige overrekter på partier og vekavvikelsler på de enkelte enheter, blir alle bredflensete bjelker ved levering fra lager, fakturert etter en for norske stålgrøsser i 1946 fastsatt «handelsvekt», som er ca. 2% høyere enn den teoretiske. Denne handelsvekt tjener utelukkende som grunnlag for pristeberegning. Teoretisk vekt, som angitt i ovenstående og etterfølgende tabeller, skal legges til grunn for statiske beregninger og alle vektoppgaver i forbindelse med disse.







## Vedlegg G: Tegninger av Resa bru

G.1 Tidligere stavforsterkning

G.2 Dekket

G.3 Gangbane

G.4 Spennstag



## G.1 Tidligere stavforsterkning







G.2 Dekket









### G.3 Gangbane





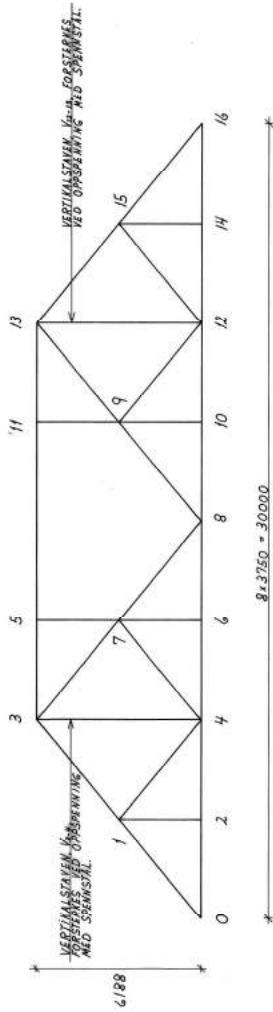


## G.4 Spennstag

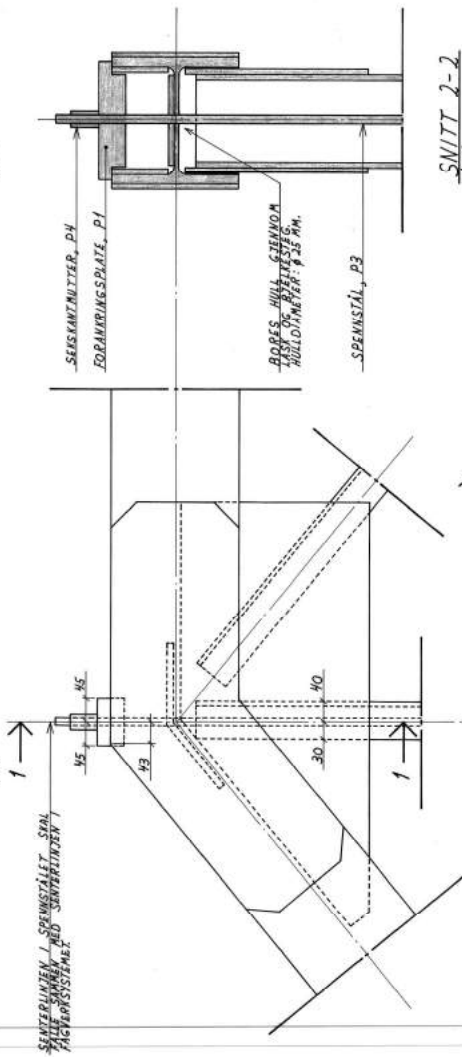




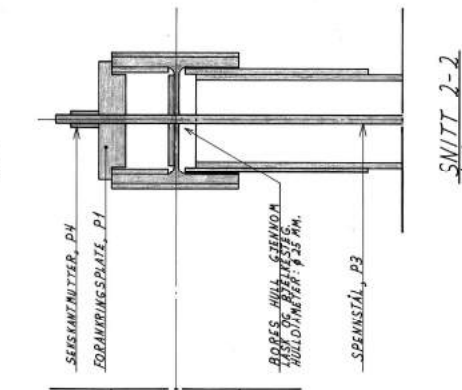
**SYSTEMSKISSE**  
1:100



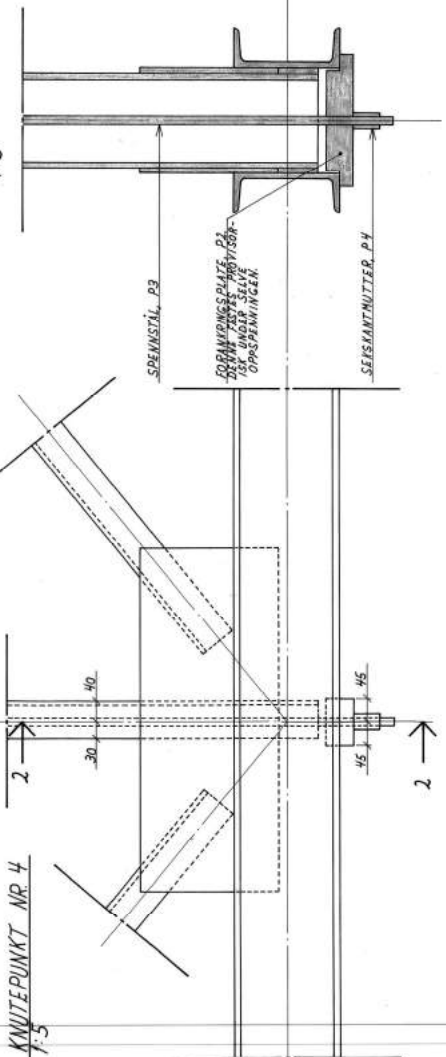
**KNUTEPUNKT NR 3**  
1:5



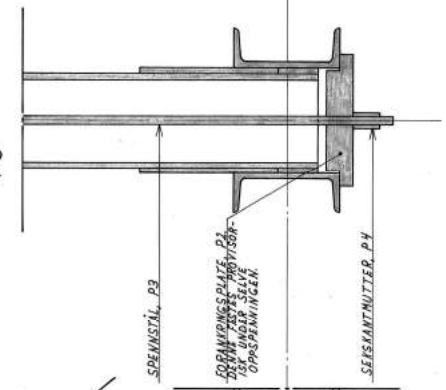
**SNITT 1-1**  
1:5



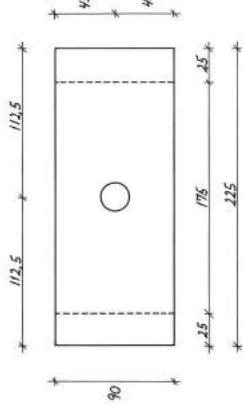
**KNUTEPUNKT NR 4**  
1:5



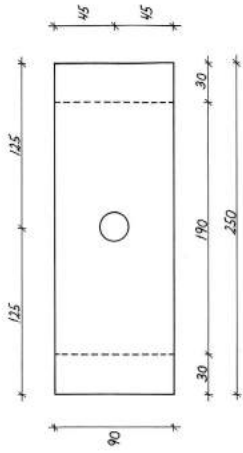
**SNITT 2-2**  
1:5



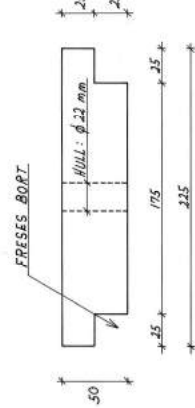
**SPUNNRISS: FORANKRINGSPLATE V/ØVERGURT**  
1:2



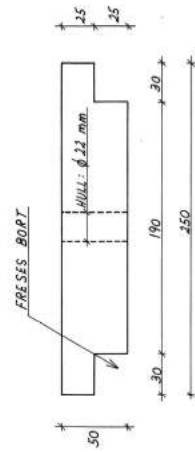
**SPUNNRISS: FORANKRINGSPLATE V/ØNDERGURT**  
1:2



**OPPRISS: FORANKRINGSPLATE V/ØVERGURT**  
1:2



**OPPRISS: FORANKRINGSPLATE V/ØNDERGURT**  
1:2



**MATERIELLISTE**

POS. NR	BETEGNELSE	DIMENSJON	VEKT I KG		MERKVAED
			PR STK	ALT	
1	4 FLATTSTÅL	225 x 90 x 50	8,10	32,40	St 37
2	4 FLATTSTÅL	250 x 90 x 50	9,00	36,00	St 37
3	4 DYVINDAG SPENNSTÅL	Ø 15 x 6700	9,62	38,48	St 90/H10
4	8 SEKSANTNUTTER	Ø 15 x 50	0,13	1,04	St 50,2
TOTAL STÅLVEKT			1029		

**ARBEIDSBSKRIVELSE**

- VERKSTEDARBEID:  
 1. SÅNTIGDE STÅLDELER BEHANDLES SOM FØLGER;  
 a) SÅDBLÅSING TIL SÅ 3.  
 b) PÅRØPING AV MAX 10 MY WASHPRIMER, SPES. NR 5.  
 c) PÅRØPING AV 80-100 MY BLYMØNTE, SPES. NR 6.  
 d) PÅRØPING AV 80-100 MY DEKVALING, SPES. NR 10.

- PÅ BRUSTEDET:  
 1. VED ØVERGURTEN BORES DET HULL SOM VIST I LASK OG BLENKES TIL Ø 25 MM.  
 2. SNITTFLATEN PÅRØSES;  
 a) MAX 10 MY WASHPRIMER, SPES. NR 5.  
 b) 80-100 MY BLYMØNTE, SPES. NR 6.  
 c) 80-100 MY DEKVALING, SPES. NR 10.  
 3. FORANKRINGSPLATENE P1 OG P2 MONTERES, OG SPENNSTÅLET TRÆS PÅ PÅSS.  
 4. OPSPENNING AV SPENNSTÅLET MED OPSPENNINGSKRAFT L.I.K. 6 MP.  
 UNDER OPSPENNINGEN MÅ BRUA VEDE UBELASTET.

DRØ	DRØ	DRØ	DRØ	DRØ	DRØ
DRØ	DRØ	DRØ	DRØ	DRØ	DRØ
<b>STATENS VEGVESEN</b> PESA BRU NR 700/11 SØR-TRØNDELAG					
FORSTÆRKNING AV FAGVERNET FOR BK 10					
OPPSPENNING AV VERTIKALER					
Vedf. utstedt i forbindelse med, den 23. OKTOBER 1978					
353/78					



