

Modellering av samvirkebru

Hommelvikbrua på E6

Mohammed Harrak

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: mars 2017

Hovedveileder: Arild Holm Clausen, KT

Medveileder: Bjørnar Alvin Larsen, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap
og teknologi

Institutt for konstruksjonsteknikk

Modellering av samvirkebru

Mohammed Harrak

Mars 2017

MASTEROPPGAVE

Institutt for konstruksjonsteknikk

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Hovedveileder: Arild Holm Clausen (Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet)

Biveileder: Bjørnar Alvin Larsen (Statens Vegvesen)

Forord

Denne masteroppgaven er resultatet av modelleringsarbeid og beregninger fortetatt ved Instituttet for Konstruksjonsteknikk på NTNU og i samarbeid med Statens Vegvesen høsten 2016. Oppgaven er avslutningen av en 5-årig mastergrad ved NTNU. Den er utarbeidet over en periode på 22 uker og tilsvarer 30 studiepoeng. Den er skrevet av Mohammed Harrak, med Arild Holm Clausen som intern veileder og Bjørnar Alvin Larsen som ekstern veileder fra Statens Vegvesen.

Gjennom denne oppgaven har jeg lært mye om bruprosjektering og fått kjennskap til modelleringsprogrammet RM Bridge. Modelleringen har vært utfordrende og tidkrevende, men veldig lærerikt og spennende. Gjennom dette prosjektet har jeg fått benyttet meg av flere fag jeg har hatt gjennom studiet, noe som har vært motiverende.

Jeg ønsker å takke min veileder Arild Holm Clausen for god hjelp til å sette i gang med oppgaven. Jeg vil også takke Bjørnar Alvin Larsen hos Statens Vegvesen for god veiledning underveis og for å være tilgjengelig hver gang jeg lurte på noe. Jeg ønsker også å rette en stor takk til Vegard Fossbakken fra Statens Vegvesen med god hjelp til bruk av RM Bridge.

Trondheim, 2017-03-05

Mohammed Harrak

Sammen drag

Samvirkebruer av betong og stål er, etter armerte betongbruer, den mest anvendte metoden for bruprosjektering i Norge. Denne oppgaven vil ta for seg ny Hommelvik bru på E6 Ranheim-Værnes i Trønderlag. Bakgrunnen for prosjektet er at Statens Vegvesen ønsker å bedre sikkerheten på veien ved å legge til rette for fire kjørefelt, noe som innebærer doble tunnellop og parallelle bruer (Vegvesen, 2014). Eksisterende bru skal opprettholdes, og den nye bruen vil bygges parallelt.

I denne oppgaven ble bruen modellert i analyseprogrammet RM Bridge. RM Bridge (V10 advanced) er utviklet av Bentley i Østerrike og er et såkalt 4D-program. Med 4D menes det at i tillegg til de 3 romlige dimensjonene x, y og z ser man på en fjerde dimensjon: tid. Dette gir muligheten for å se på byggeprosessen, men også beregne tidsavhengige effekter som kryp og svinn. To modeller ble analysert: en med samvirke slik det er prosjektert, og en med dobbelt samvirke for å undersøke effekten på konstruksjonens kapasitet.

Flere beregninger ble kontrollert manuelt. Disse er: dybler og tverrsnittskapasitet og effekten av samvirke over pilar og midt i felt. Lastene ble i tillegg kontrollert ved hjelp av Focus og STAAD. Lastene beregnet av RM Bridge stemte godt overens med kontrollresultatene.

Det ble avdekket under analysen i bruddgrensetilstand at stålets fasthet til overskrides. Det anbefales derfor å øke denne. Både effekten av trinnvis utbygging og dobbelt samvirke ble undersøkt.

Håndberegning av samvirkekonstruksjoner er komplisert, tidskrevende og har høy risiko for feilberegning. RM Bridge er et komplisert program som krever mye tid, men er et godt verktøy for beregninger på samvirkekonstruksjoner.

Abstract

Composite bridges of concrete and steel, preceded by reinforced concrete bridges, are the most widely used method for bridge design in Norway. This thesis will address the new Hommelvik bridge on E6 Ranheim-Vaernes in Trøndelag. The background for this project is that Statens Vegvesen wishes to improve road safety by facilitating four lanes. This means the construction of a new tunnel and parallel bridges citep planprogramE6. The existing bridge will be maintained, and the new bridge will be built in parallel.

In this study the bridge was modeled in the analysis program RM Bridge. RM Bridge (V10 advanced) is developed by Bentley in Austria and is a so-called 4D program. 4D means that in addition to the three spatial dimensions x, y and z, it describes a fourth dimension, time. This gives the opportunity to assess the construction process, but also calculate time-dependent effects such as creep and shrinkage. Two models were analyzed: one with normal composite as planned, and one with a double composite cross-section to investigate the effect on the structure capacity.

Several calculations were checked manually. These are: dowels and cross-section capacity and effect of composite over the pilars and in the center of the field. The loads were additionally controlled by using Focus Construction and STAAD. The loads calculated by RM Bridge matched the control results.

During analysis in the Serviceability Limit State (SLS) it was found that the steel's strength is exceeded. It is therefore recommended to increase it's strength. The effect of the gradual concreting and double composite was investigated.

Hand calculations on composite constructions are complicated, time consuming and have a high risk of errors. RM Bridge is a complicated program that requires a lot of time, but is a good tool for calculations of composite structures.

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Oppgavebeskrivelse	2
1.3 Oppgavens struktur	2
2 Om ny Hommelvikbru	4
2.1 Eksisterende bru	4
2.2 Samvirkebruer	5
2.3 Utforming av den nye bruene	6
2.3.1 Konstruksjonsløsninger	7
2.4 Grunnforhold og fundamentering	8
2.5 Miljøforhold	10
2.6 Byggeprosessen	10
2.6.1 Transport og montering av stålrammen	10
2.6.2 Betongdekket	12
2.7 Dobbel samvirke	13
3 Beregningsmessig grunnlag	15

3.1	Prosjekteringsgrunnlag	15
3.1.1	Standarder	15
3.1.2	Håndbøker	16
3.2	Analyseprogram	16
3.3	Materialfaktor	16
3.4	Materialmodell	17
3.4.1	Stål	17
3.4.2	Betong	17
3.5	Statisk modell	18
4	Kapasitet av samvirkekonstruksjon	20
4.1	Tverrsnittsklassifisering av stål-kassen	20
4.1.1	Lokal knekking	20
4.1.2	Tverrsnittsklasser av samvirkekonstruksjoner	21
4.2	Effektiv flensbredde	22
4.3	Plastisk momentkapasitet	24
4.4	Elastisk momentkapasitet	25
4.5	Skjærspenning mellom betong og stålprofil	26
5	Laster og tidsavhengige effekter	28
5.1	Permanente laster	28
5.2	Egenlast	28
5.3	Variable laster	29
5.3.1	Vindlast	29
5.3.2	Trafikklast	32
5.4	Tidsavhengige effekter	34
5.4.1	Temperaturlast	34
5.4.2	Svinntøyning	35
5.4.3	Kryptøyning	36
5.5	Beregnete laster	38

6	Analyse i RM Bridge	40
6.1	Om RM Bridge	40
6.2	RM Modeller	41
6.2.1	Akser	41
6.2.2	Tverrsnitt	42
6.2.3	Segmentering	45
6.2.4	Randbetingelser	46
6.3	RM Analyser	49
6.3.1	Byggetrinn	49
6.3.2	Laster	51
6.3.3	Lastkombinasjoner	55
7	Kontroll av laster i RM Bridge	57
7.1	Kontroll av egenlast	57
7.2	Trinnvis utstøping	61
7.3	Superegenvekt	63
8	Resultater fra RM Bridge	65
8.1	Tverrsnittskapasitet	65
8.2	Effekten av trinnvis utstøping av betong	67
8.3	Trafikklast	70
8.4	Temperatur	72
8.5	Bruddgrensetilstand	72
8.6	Effekten av dobbelt samvirke	74
8.7	Kryp	75
8.8	Dybler	76
9	Konklusjon	77
	Referanser	79

INNHOLDSFORTEGNELSE

vii

A Tegninger

81

B Beregninger

83

C Lastkombinasjoner

119

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Samvirkebruer av betong og stål er, etter armerte betongbruer, den mest anvendte metoden for bruprosjektering i Norge. Denne oppgaven vil ta for seg ny Hommelvik bru på E6 Ranheim-Værnes i Trønderlag. Bakgrunnen for prosjektet er at Statens Vegvesen ønsker å bedre sikkerheten på veien ved å legge til rette for fire kjørefelt, noe som innebærer doble tunnellop og parallele bruer (Vegvesen, 2014). Eksisterende bru skal opprettholdes, og den nye bruene vil bygges parallelt. Byggingen har enda ikke påbegynt, men det har blitt utarbeidet et forprosjekt.

I denne oppgaven vil bruene modelleres i programmet RM Bridge. Flere beregninger vil også kontrolleres manuelt. Disse er: dybler og tverrsnittskapasitet og effekten av samvirke over pilar og midt i felt. I tillegg vil det også gjøres rede for effekten et tverrsnitt med dobbelt samvirke vil ha på bruene.

1.2 Oppgavebeskrivelse

Oppgavebeskrivelsen er skrevet av Arild Holm Clausen, NTNU

Som et ledd i forberedelsene til mulig utvidelse til fire felt av E6 mellom Trondheim og Stjørdal har Statens Vegvesen laget et forprosjekt til ny bru over Homla rett sør for Hommelvik. Det skal lages en tofelts stålkassebru ved siden av eksisterende bru, som ble ferdigstilt ca. 1990. Spennvidde for brua er $75\text{m} + 90\text{m} + 75\text{m} = 240\text{m}$. Denne masteroppgaven omhandler beregning av brua. Oppgaven utføres i samarbeid med Statens Vegvesen.

Sentrale aktiviteter i masteroppgaven er:

- Global analyse av brua
- Kapasitetskontroll av to snitt i brua, over pilar og midt i felt
- Dybler
- Virkningen av dobbelt samvirke

Etter samråd med veileder og faglærer kan kandidaten konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

Besvarelsen skal ha form som en forskningsrapport hvor det legges stor vekt på en klar og oversiktlig presentasjonsform, og den organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

1.3 Oppgavens struktur

Kapittel 1 Dette er et innledende kapittel som presenterer oppgaven og rammene som er satt.

Kapittel 2 I dette kapitlet vil Hommelvikbruen beskrives. Både oppbyggingen, materialer, miljø- og grunnforhold vil gjøres rede for.

Kapittel 3 Grunnlaget benyttet for beregninger vil presenteres. Dette innebærer hvilke standarder og håndbøker som ble brukt, samt materialmodellene.

Kapittel 4 Her vil kapasitetsberegninger for en samvirkekonstruksjon presenteres.

Kapittel 5 En presentasjon av laster og tidsavhengige effekter og hvordan disse beregnes.

Kapittel 6 Analysen foretatt i programmet RM Bridge vil presenteres.

Kapittel 7 Kontroll av lastene i RM Bridge.

Kapittel 8 En presentasjon av resultatene, både fra RM Bridge analysen og de manuelle beregningene sammen med en diskusjon.

Kapittel 9 Oppgaven konkluderes

Vedlegg I vedlegget vil man finne tegninger, detaljert beregninger og tabeller.

Kapittel 2

Om ny Hommelvikbru

2.1 Eksisterende bru

Den eksisterende bruene er vist i figur 2.1.2 og skal opprettholdes. Den vil føre vestgående trafikk over bekkedalen. Bruene ble ferdigstilt i 1989 og har spennvidder $35+48+50+39+28$ m. Dette gir en total lengde på 200 m mellom landkaraksene. Både pilarene og landkar er direkte fundamentert på berg. Bruene er utformet som en samvirke bru med stålbejelker (vist i figur 2.1.1) i samvirke med betong brudekke.



Figur 2.1.1: Stålbejelkene til eksisterende bru, bildet er hentet fra digitalt museum sine nettsider.

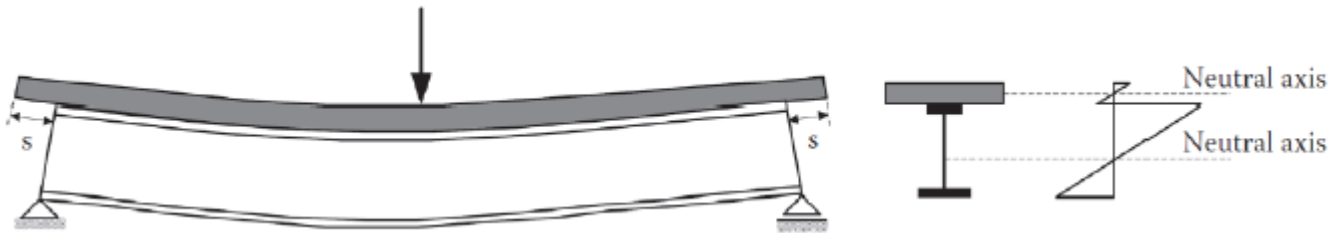


Figur 2.1.2: Bruen under bygging, bildet er hentet fra digitalt museum sine nettsider.

2.2 Samvirkebruer

Samvirkebruer er brukonstruksjoner bestående av to eller flere materialer som sammen bidrar til økt bæreevne og stivhet. Typiske materialer er betong, stål og tre. I samvirkebruer av stål og betong vil man som regel ha et betongdekke hvilende på stålbjelker.

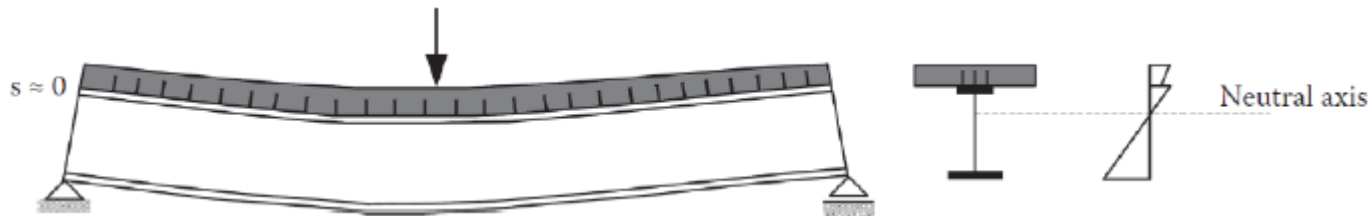
For å kunne utnytte effekten av samvirke bør materialene kobles sammen på en måte som legger til rette for overføring av skjærkraft. Når en betongplate hviler på en fritt opplagt stålbjelke utsettes for en last (som vist i figur 2.2.1) vil de bøye seg om sin egen akse. Dette vil gi en forskyvning mellom enden av betongdekket og enden av bjelken. Den totale stivheten vil derfor være summen av stivhetsbidraget til hver del (Vayas and Iliopoulos, 2013).



Figur 2.2.1: Betongdekke og fritt opplagt stålbejelke uten samvirke. Figuren er hentet fra Vayas and Iliopoulos (2013)

Det er derfor ønskelig å oppnå fullt samvirke. For å kunne gjøre det benyttes ofte dybblær. Dybblær overfører skjærkraft ved at de sveises i toppflensen til stålet og stikkes inn i betongen. Dette er illustrert i figur 2.2.2.

Ved fullt samvirke vil den totale stivheten øke betraktelig og man får ingen relativ forskyvning mellom betongdekket og stålet. I Eurokode og beregningsprogrammet RM Bridge antas det fullt samvirke.

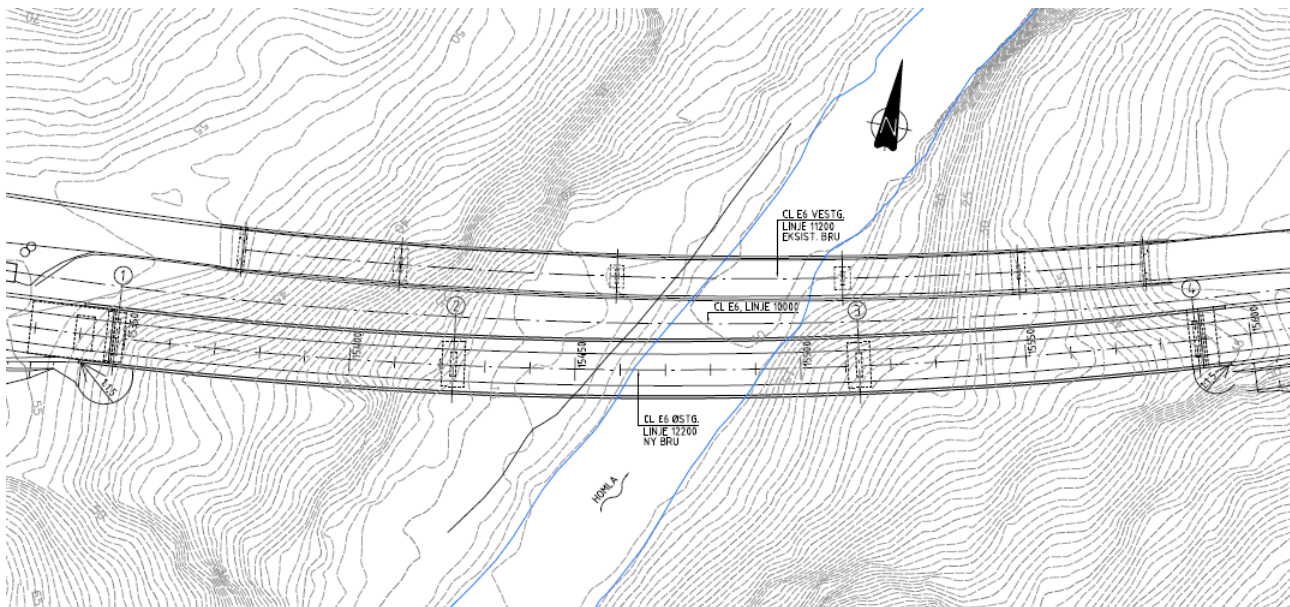


Figur 2.2.2: Betongdekke og fritt opplagt stålbejelke med samvirke. Figuren er hentet fra Vayas and Iliopoulos (2013)

2.3 Utforming av den nye bruene

Den nye Hommelvilbruene vil ligge oppstrøms eksisterende bru. Den får spennvidder 75+90+75 m. Dette utgjør en total lengde på 240 m mellom landkaraksene. Bruene vil føre den østgående trafikken fra E6 og vil ha en fri bredde mellom rekkverk på 12 m. Veglinjen på bruene vil følge en kurve med $R=1050$ m og bruene er prosjektert med et

tverrfall på 6,3 % mot nord. I motsetning til eksisterende bru vil den nye bruene kun ha 3 spenn (se figur 2.3.1)



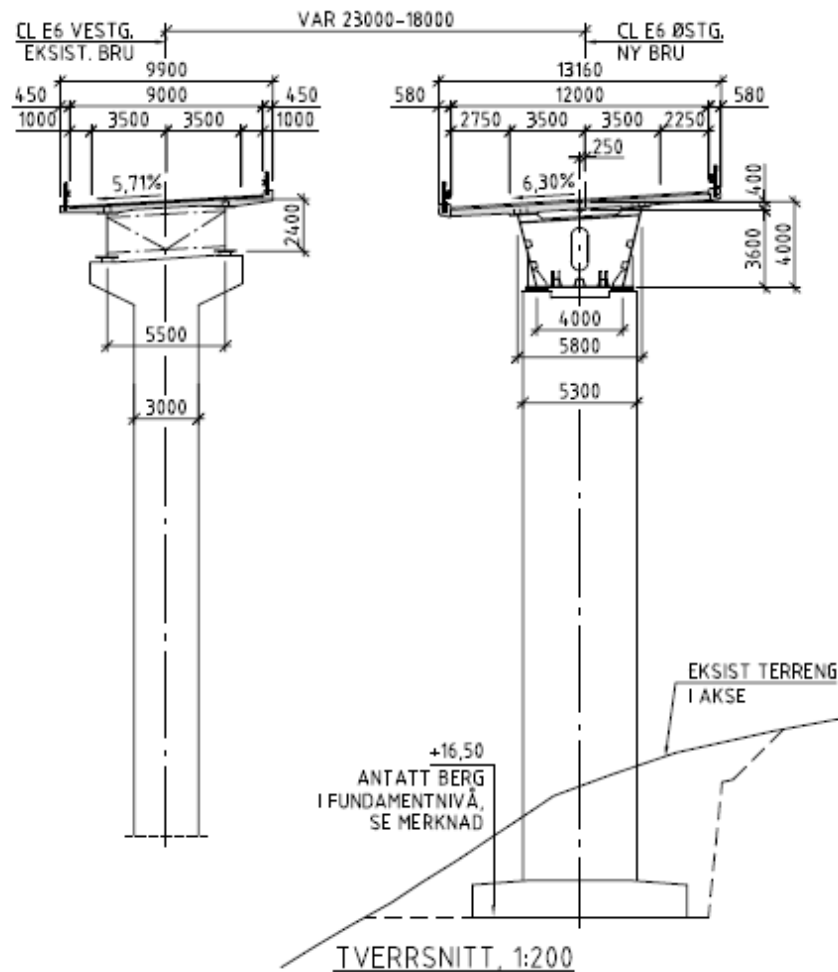
Figur 2.3.1: Plantegning av ny og eksisterende bru. Tegningen er utarbeidet av Asplan Viak.

2.3.1 Konstruksjonsløsninger

Bruoverbygningen vil utføres med en stålkasse i samvirke med betongbrudekke som vist i figur 2.3.2. Høyden på stålkassen vil bli omlag 3,6 m og den totale høyden på overbygningen blir 4 m, eksklusiv belegning. Stålkassens største bredde blir 6,5 m. Den vil avstives innvendig med tverrskott over opplegg og tverrkryss i felt. I tillegg anordnes langsgående trapesstivere.

For å sørge for tilstrekkelig torsjonsstivhet under byggefasen vil det etableres horisontalavstivning i overkant av kassa, enten i form av en korugert plate eller et horisontalt fagverk.

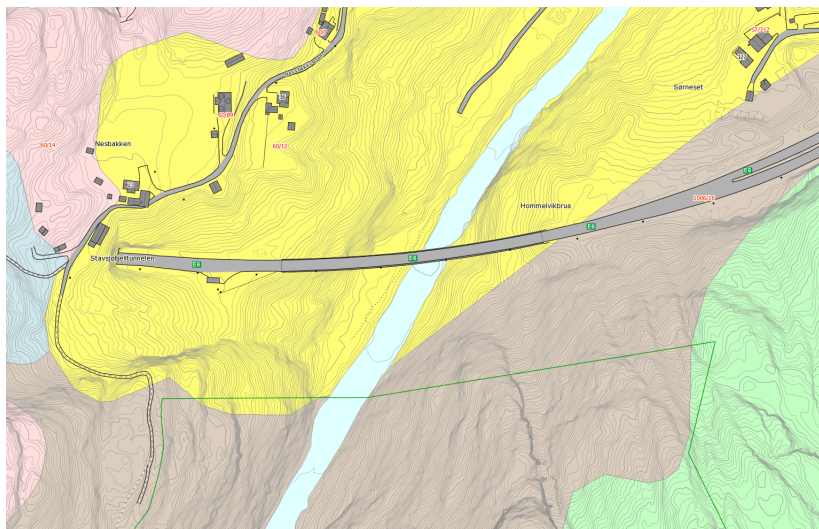
Pilarene vil utføres som skiver med rektangulært tverrsnitt og fastlagre vil forbinde dem med bruoverbygningen (Reinertsen, 2015).



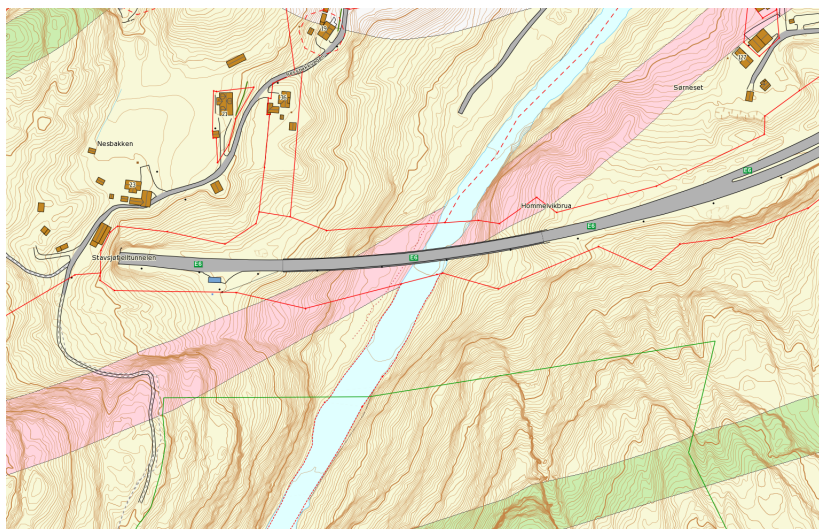
Figur 2.3.2: Tverrsnitt av ny og eksisterende bru. Tegningen er utarbeidet av Asplan Viak.

2.4 Grunnforhold og fundamentering

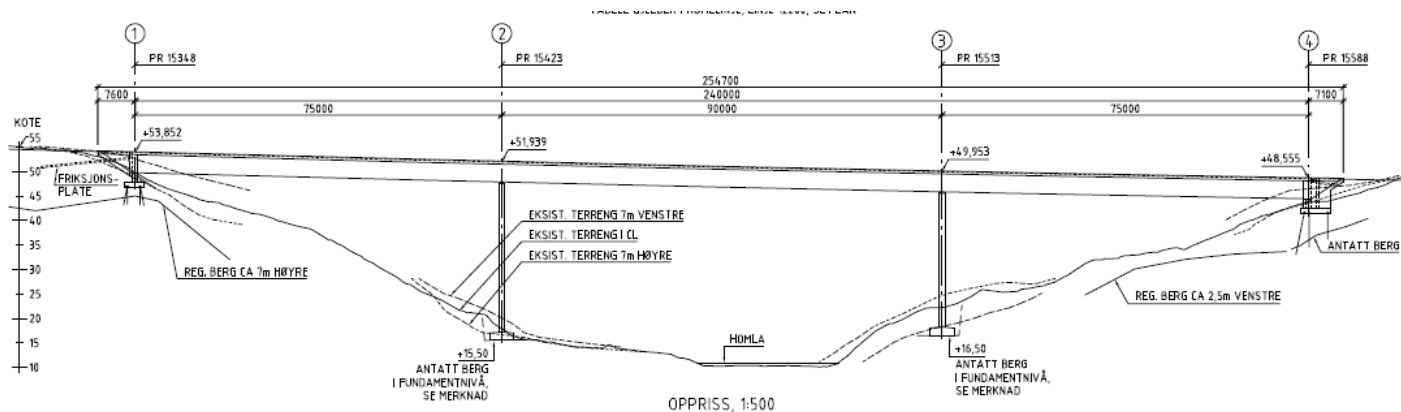
Som man ser i figur 2.4.1 er løsmassene rundt bruene elveavsetninger. Disse består typisk av sandmasser. Kartet i figur 2.4.2 viser bergforekomstene. I gult finner man metasandstein, leirskifer og fyllitt, mens bergarten i rødt er tuffitt. Løsmassedekket er veldig tynt ved aksene 2 og 3 (se figur 2.4.3). Det forutsettes derfor direkte fundamentering på berg. Dersom det viser seg at dybde til berg er større enn antatt vil man benytte seg av stålkjernepeler slik det er planlagt i aksene 1 og 4.



Figur 2.4.1: Løsmassekart hentet fra NGU. De gule massene rundt bruen er elveavsetninger.



Figur 2.4.2: Kart over bergforekomstene hentet fra NGU. I rødt har man tuffitt av ryolittisk sammensetning. I gult finner man tynnbåndet grågrønn metasandstein (metagråvakke), mørk grå tynnlaminert leirskifer og fyllitt i veksling



Figur 2.4.3: Profiltegning av ny og eksisterende bru. Tegningen er utarbeidet av Asplan Viak.

2.5 Miljøforhold

Overvannet fra eksisterende bru har hittil blitt ført ned fra bruene og rent direkte til Homla. For å unngå forurensning av elven på grunn av trafikk og dermed avrenning av tungmetaller og andre stoffer vil det legges opp til oppsamling av overvann. Overvannet på bruene skal tas ned i sluk og føres via ledning til landkar og videre lang veien til rensedam. Oppsamling av overvann vil også etableres på eksisterende bru.

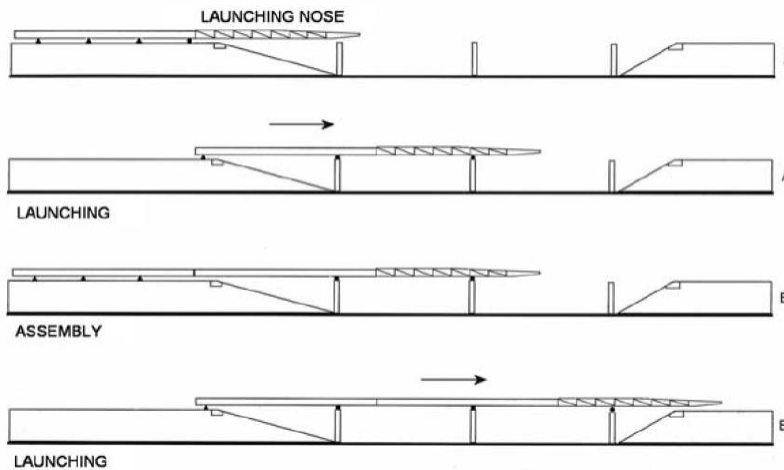
2.6 Byggeprosessen

2.6.1 Transport og montering av stålrammen

Stålkassen vil produseres og bearbeides på verksted. Den vil transporteres fra Muruvik kai i seksjoner på 15 til 18m. Seksjonene vil enten være ferdige med bunnplate, steg og overflenser, eller delt på langs. Det er generelt en fordel å produsere størst mulig seksjoner i fabrikken for å minke antall forbindelser som må sveises på anleggsplassen da arbeidet på verkstedet er rimeligere og skjer under kontrollerte forhold.

Framskyving

Stålkassen for bruoverbyggingen vil monteres ved framskyving. Framskyving, eller lansering, er den vanligste monteringsmetoden i Norge og anbefales for områder med lite tilgjengelighet under bruene som for eksempel dype daler og elver. Metoden er illustrert i figur 2.6.1 og innebærer å dytte hele eller deler av stålrammen fra den ene enden til endelig posisjon.



Figur 2.6.1: Montering av stålramme ved lansering (Collings, 2005).

Ved framskyving vil stålrammen utsettes for en relativ stor nedbøyning. Det må derfor monteres en utskyvningsnese av fagverk på enden. Stålkassen kommer til å utsettes for last som vil gi andre spennings situasjoner enn i ferdig tilstand. Blant annet vil bunnplate, som har strekk i ferdig tilstand, utsettes for trykk. Derfor vil man få behov for å muligens øke platetykkelsen, avstive den eller begge deler. Overslagsberegninger gjort av Reinertsen (2015) viser akseptabelt spenningsnivå forutsatt økt avstivning.

Montering av stålrammen vil kreve et område med mye plass. Det er tenkt å grave ut eller sprengte ut et område bak akse 4 hvor seksjonene vil sveises sammen til minst 2 bruspenner. Under lanseringen vil stålkassen gli på teflonplater i lagerpunktene. Etter ferdig framskyving vil kassen jekkes opp i jekkepunktene og permanente brulagere vil

monteres.

Andre metoder for montering

Som nevnt er lansering godt egnet til byggingen av Hommelvikbruen, men ulempen er at denne metoden krever mye utstyr og er mer tidkrevende enn andre metoder som:

- Montering med kran hvor stålrammen løftes på plass ved bruk av en eller flere løftemaskiner.
- Sideveisskyvning hvor bruen bygges ferdig på midlertidige støtter parallellt med bruens endelige posisjon. Deretter skyves den på plass sidelengs ved hjelp av kabler eller jekk.
- Montering med lekter hvor en seksjon blir plassert under sin endelige posisjon og løftes opp på plass ved hjelp av lektere.

2.6.2 Betongdekket

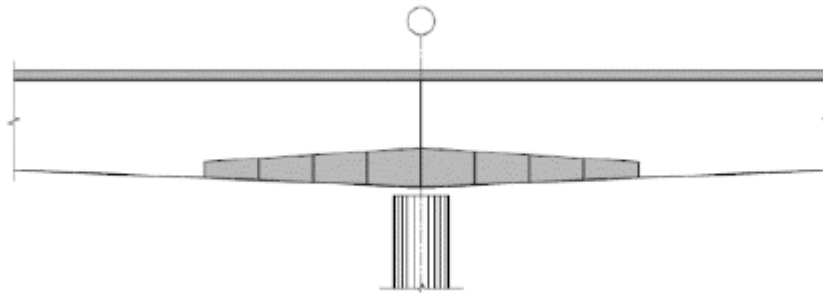
Ved lansering er det mulig å støpe betongdekker på rammen før den dyttes til endelig posisjon. Selv om dette kan forkorte byggetiden vil det by på store kostnader på grunn av de enorme lastene den økte vekten vil føre til. Derfor vil betongdekket støpes etappevis med forskaling understøttet mot stålkassen. I bruer med flere spenn er det viktig at betongen i midtstøtten støpes på slutten. Dersom midtstøtten blir støpt før betongen i feltet, vil den bli satt under strekk når ny betong støpes. Strekkspenning er uønskelig og vil føre til oppsprekking i betongen.

Utstøping på byggeplass skaper bra samvirke mellom stål og betong. Dersom man ønsker bedre kvalitet på betongdekket kan man benytte seg av prefabrikerte betongelementer.

2.7 Dobbelt samvirke

Samvirkebruer har som hensikt å utnytte effekten av samvirke for å øke konstruksjonens stivhet og kapasitet. Dette konseptet kan utvides ved å oppnå dobbelt samvirke: betong støpes i den nedre delen av stålrammen hvor negativt moment oppstår slik at man får trykk i betongen (se figur 2.7.1)(Brozzetti, 2000).

Dette er et økonomisk besparende alternativ hvor noe av stålet erstattes med rimeligere plasstøpt betong. I tillegg gir dette tverrsnittet økt stivhet over pilarene, bedre momentfordeling, en reduksjon i nedbøyingen, økt motstand mot utmatting og økt torsjonstivhet (Stroh and Sen, 2000).



Figur 2.7.1: Eksempel på tverrsnitt med dobbelt samvirke. Figuren er hentet fra Høysæters rapport om samvirkebruer.

Den første bruene med dobbelt samvirke ble bygd i Spania i 1978, og er visst i figur 2.7.2. I Europa har denne brutypen opplevd økt popularitet gjennom de siste 25 årene, blant annet i Frankrike hvor metoden har blitt hyppig benyttet for byggingen av jernbanebru for høyhastighetstog (Brozzetti, 2000).

I Norge derimot, er det lite erfaring med denne metoden. En betydelig ulempe som ofte blir utpekt er effekten av kryp og svinn som kompliserer systemet.

Hommelvikbruene er i utgangspunktet ikke prosjektert med dobbelt samvirke. I RM Bridge vil både det prosjekterte tverrsnittet og et tverrsnitt med dobbelt samvirke

modelleres for å deretter undersøke effekten av dobbelt samvirke. Dette presenteres i kapittel 8.



Figur 2.7.2: Ciervana bruen i Spania. Bilde tatt av J.M. Calzon

Kapittel 3

Beregningsmessig grunnlag

3.1 Prosjekteringsgrunnlag

3.1.1 Standarder

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong prosjekteres etter NS-EN 1994 *Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*. Del 2 tar for seg det spesifikke reglementet for samvirkebruer av stål og betong.

I tillegg har følgende standarder blitt benyttet:

- NS-EN-1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN-1991: Laster på konstruksjoner
- NS-EN 1992: Prosjektering av betongkonstruksjoner (Eurokode 2)
- NS-EN 1993: Prosjektering av stålkonstruksjoner

3.1.2 Håndbøker

I tillegg til standarder har Statens Vegvesens håndbok for bruprojektering (håndbok N400) blitt benyttet. Håndboken veileder og presiserer krav i standardene. Den går under gruppen av normaler og fungerer som et kravdokument som gjelder på alle offentlige veier og gater.

3.2 Analyseprogram

Analysen av Hommelvikbruen er gjennomført i analyseprogrammet RM Bridge V10 advanced. Programmet er spesialtilpasset bruer og er mye benyttet i Norge, både hos Statens Vegvesen og konsulenter. Det er utviklet av Bentley i Østerrike og består av to moduler. Det er et 4D-program som gir muligheten til å gjennomføre tidsavhengige analyser av bruprojekter. I kapittel 6 vil programmets oppbygging og modellen av bruen beskrives ytterligere.

3.3 Materialfaktor

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand har følgende materialfaktor blitt benyttet:

Tabell 3.3.1: Materialfaktor i bruddgrensetilstand

Material	Faktor	Kilde
Stålprofil	$\gamma_a = 1,1$	NS EN 1993-2, N.A.6.1
Betong	$\gamma_c = 1,5$	NS EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N
Armering	$\gamma_s = 1,15$	NS EN-1992-1-1, Tabell NA.2.1N
Bolte dybler	$\gamma_v = 1,25$	NS EN 1994-1-1, NA.6.6.3.1

3.4 Materialmodell

3.4.1 Stål

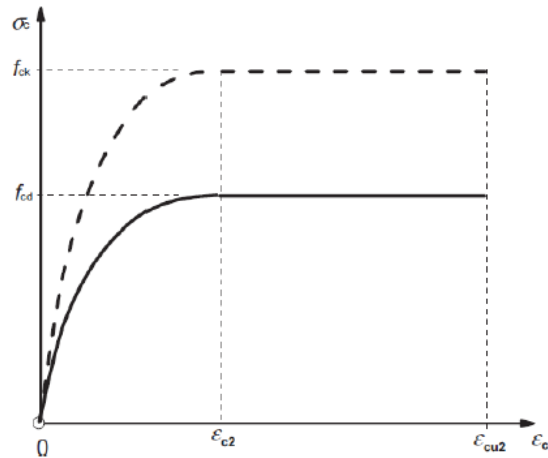
Stål modelleres som et elastisk-perfekt plastisk material med en gitt flytespenning f_y og elastisitetsmodul E_a . Stål benyttet i konstruksjoner spesifiseres med grad og kvalitet. Stålgraden består av bokstaven S (structural steel) og flytespenningen f_y (f.eks. S355). NS EN 1994-3 dekker ikke stål av grad større enn S460. Ved høyere fastheter henvises det til NS-EN-1993. Viktige parametere er listet opp i tabell 3.4.1.

Tabell 3.4.1: Materialparametere for stål

Parameter	Verdi
Elastisitetsmodul	$E_a = 210000 \frac{N}{mm^2}$
Poisson-tall i det elastistiske området	$\nu = 0,3$
Skjærmodul	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \sim 81000 \frac{N}{mm^2}$
Temperaturutvidelseskoeffisient	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (for $T \leq 100^\circ C$)

3.4.2 Betong

Betong har en ikke-lineær spennings-tøyningsoppførsel som idealiseres til en elastisk-perfekt plastisk kurve som visst i figur 3.4.1.



Figur 3.4.1: Idealisert spenning-tøyningskurve for betong. Figuren er hentet fra NS-EN-1992-1-1

Den dimensjonerende fastheten i Eurokode 4 avviker fra fastheten i Eurokode 2 hvor trykkfastheten er definert som $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ hvor $\alpha_{cc} = 0,85$. I Eurokode 4 antas det at all betong under trykk vil klare å ta en trykkspenning på $0,85f_{cd}$.

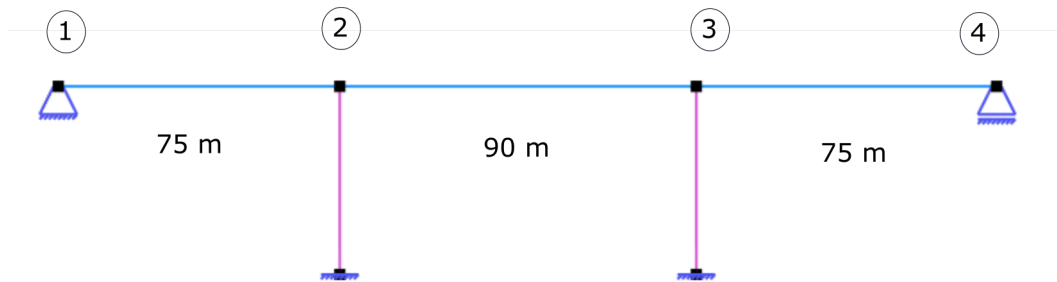
3.5 Statisk modell

I henhold til Statens Vegvesens håndbok N400 skal konstruksjonen og konstruksjonens enkelte elementer prosjekteres og utformes slik at man får konstruksjoner som oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstand og er lite ømfintlig for lokale skader og uforutsette hendelser.

For å oppnå det første kravet må man velge et underarmert tverrsnitt. Når et tverrsnitt er underarmert vil armeringen nå flytegrense før betongen går i brudd. Konstruksjonen vil få store deformasjoner og gi et forvarsel om at den går mot brudd. Dersom bruddet er sprøtt vil man få et momentant brudd som ikke gir tid til å iverksette noe tiltak for å begrense skadeomfanget.

For at konstruksjonen skal være lite ømfintlig for lokale skader og uforutsette hendelser

må det velges et statisk ubestemt bæresystem for bruene. I et statisk bestemt system vil konstruksjonen kollapse når det første flyteleddet oppstår. I et statisk ubestemt system derimot, vil kreftene omfordes i konstruksjonen når første flyteledd oppstår. Kollaps vil ikke oppstå før det maksimale antall flyteledd systemet kan motstå er nådd. På denne måten kan konstruksjonen tåle uforutsette hendelser som for eksempel en ulykkes-påkørsel.



Figur 3.5.1: Statisk modell av Hommelvikbrua tegnet i Focus Konstruksjon.

Kapittel 4

Kapasitet av samvirkekonstruksjon

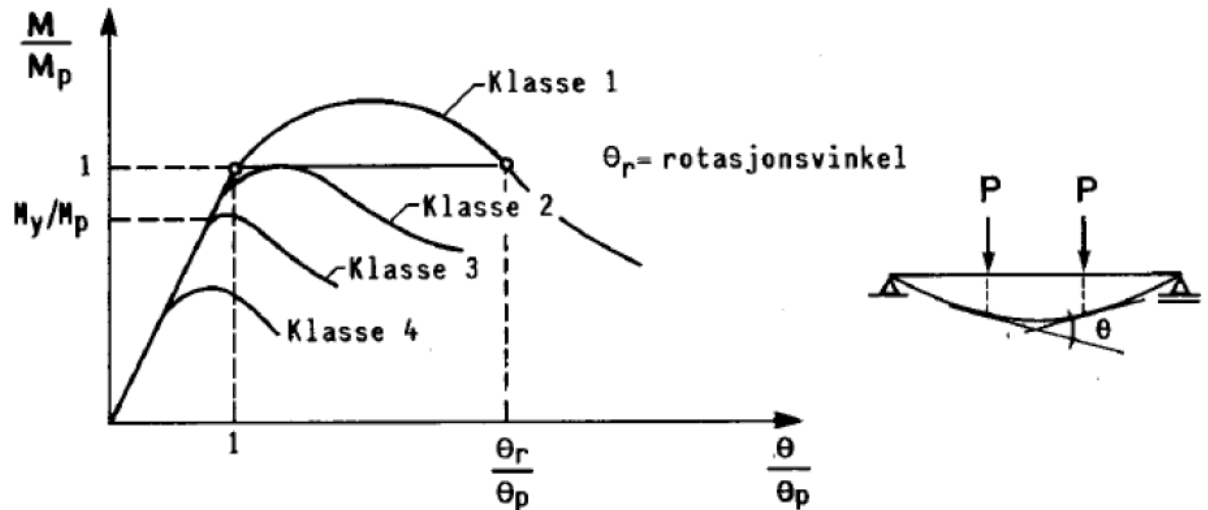
4.1 Tverrsnittsklassifisering av stålkassen

4.1.1 Lokal knekking

Klassifisering av tverrsnittet fastlegger i hvilken grad tverrsnittenes moment- og rotasjonskapasiteten begrenses på grunn av lokalknekkning av tverrsnittsdeler. I Eurokoden NS-EN 1993-1-1, defineres fire tverrsnittsklasser:

- Klasse 1: Tverrsnittsdeler kan nå plastisk momentkapasitet, og danne plastisk rotasjonsflyteledd uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres.
- Klasse 2: Kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnittsdeler.
- Klasse 3: Tverrsnittets mest påkjente punkt kan nå elastisk momentkapasitet, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles.
- Klasse 4: Lokal knekking vil oppstå i tverrsnittsdeler før flytespenningen er oppnådd.

Tverrsnittsdelen med svakest klasse vil bli dimensjonerende for hele tverrsnittet. De faktorene som spiller en rolle i bestemmelsen av tverrsnittsklasse er geometri, materialets flytespenning og last- og grensebetingelsene til platedelen.



Figur 4.1.1: Sammenheng mellom moment og rotasjon etter tverrsnittsklasse. Figuren er hentet fra NS-EN-1993-1-1

4.1.2 Tverrsnittsklasser av samvirkekonstruksjoner

Når betong er fullherdet vil samvirke bli innført. Dette vil føre til at både betongdekket og stålkassen tar opp krefter, istedenfor kun stålkassen. Betongdekket vil da gå fra å kun bli beregnet som en last som virker på stålkassen på grunn av egenvekt, til å bli en del av det bærende tverrsnittet.

Det nye tverrsnittet vil få en ny nøytralakse som er nærmere betongens nøytralakse. Dette kan påvirke tverrsnittklassifisering av tverrsnittet på to måter, avhengig av om tverrsnittet er utsatt for positivt eller negativt moment.

Ved positivt moment (midt i felt, trykk i øvre del av tverrsnittet) vil tverrsnittets steg gå fra klasse 4 til klasse 1, og dermed blir det ingen behov for reduksjonsfaktor.

Ved negativt moment (ved pilar, trykk i den nedre delen av tverrsnittet) vil det motsatte skje.

I NS-EN 1994-2 anbefales det at overflensene antas å være av klasse 1, til tross for at de i virkeligheten er av lavere klasse. Dette fordi betongen er støpt rett på flensene, og dermed er sannsynligheten for lokal knekking minimal. Dette gjelder dersom avstanden mellom dybler stemmer overens med kravene i NS-EN 1994-2 6.6.5.5.

4.2 Effektiv flensbredde

Når tverrsnittet flensbredde er stor i forhold til spennvidden, vil ikke bøyepeninger være jevnt fordelt over hele flensbredden. Dette fenomenet kalles “Shear lag” og skyldes at langsgående skjærspenninger påvirker normalspenningsfordelingen slik at man får en ikke-lineær spenningsfordeling. Dette fenomenet oppstår uavhengig om platedelene er utsatt for trykk eller strekk.

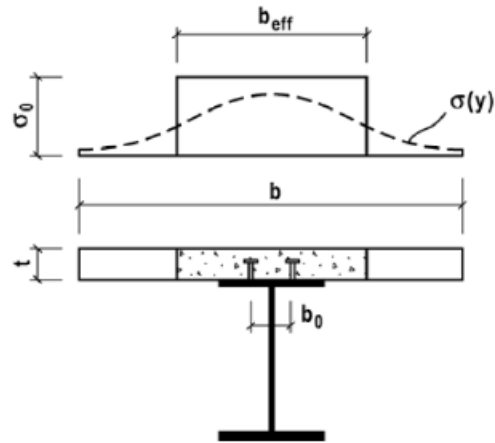
For utstikkende platedeler som flenser er spenningen høyest nærmere steget og lavest lengre ut i kantene, mens for indreplater som bunnplaten i stålkassen er spenningen lavest midt i platen og høyest i kantene (se figur 4.2.1).

NS-EN 1994-2 5.4.1.2 forenkler beregningsmodellen ved å anta en konstant spenningsfordeling over en effektiv bredde b_{eff} . Den effektive bredden blir bestemt ut ifra figur 4.2.2.

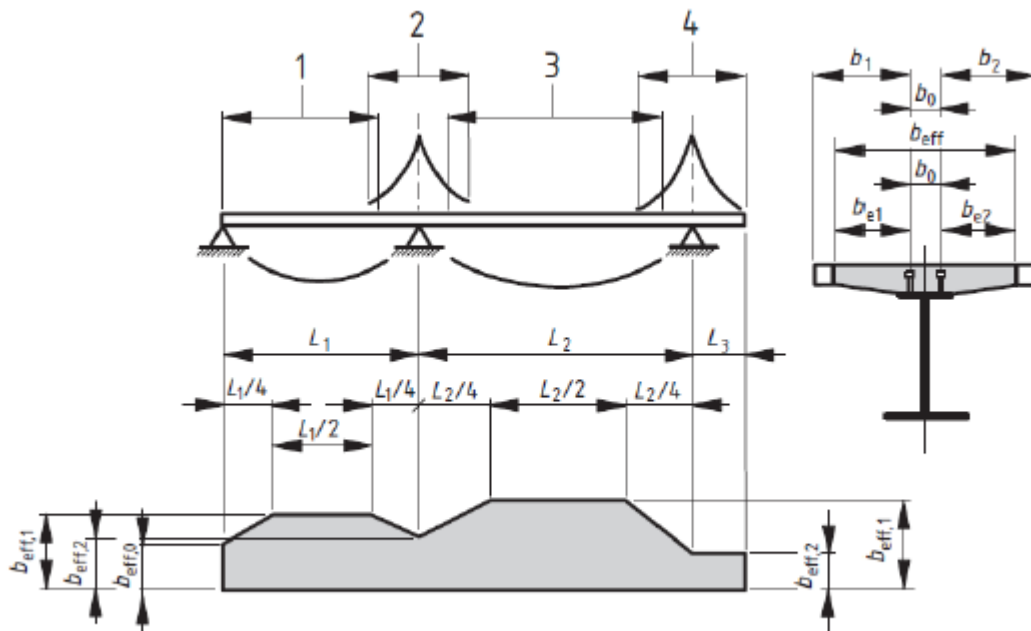
$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (4.2.1)$$

Hvor b_0 er sentenavstanden mellom dyblene og b_{ei} er betongflensens effektiv bredde av hver side av steget og er definert som $\frac{I_e}{8}$.

Dersom den effektive bredden er større enn betongdekkets totale bredde vil b_{eff} settes lik den opprinnelige bredden.



Figur 4.2.1: "Shear lag" effekten. Figuren er hentet fra NS-EN-1993-1-1

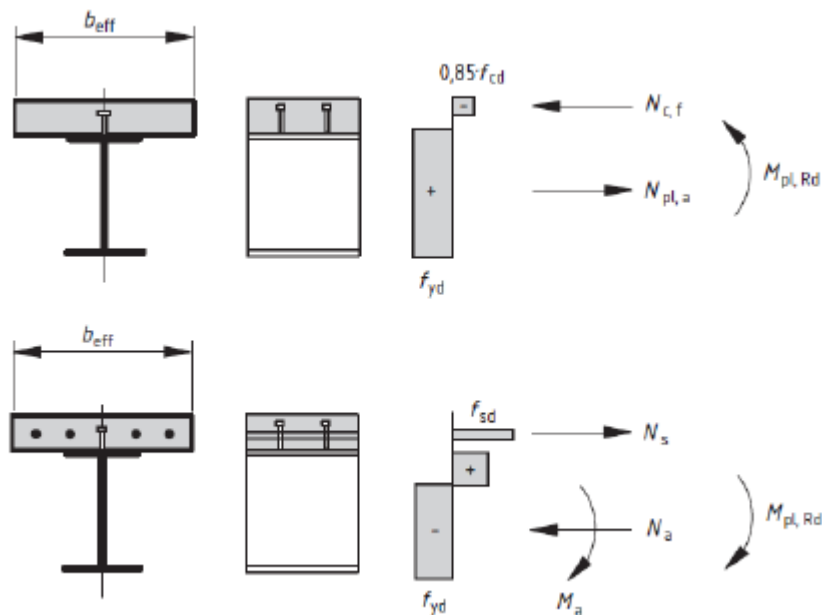


Figur 4.2.2: Definisjonen av effektiv flensbredde. Figuren er hentet fra NS-EN-1993-1-1

4.3 Plastisk momentkapasitet

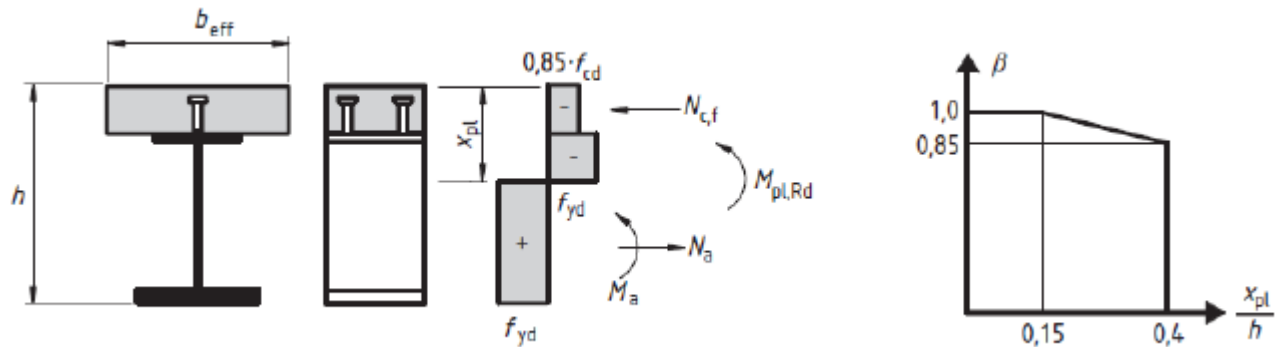
Ved beregning av samvirketverrsnittskapasitet av klasse 1 eller 2, kan plastisitetsteori bli brukt etter NS-EN 1994-2 6.2. Her antas det at materialene tverrsnittet består av har en perfekt-plastisk-materialoppførsel. Dermed blir følgende materialfastheter benyttet: for stål og armeringen er henholdsvis f_{yd} og f_{sd} benyttet, mens trykkfastheten for betong settes lik $0.85f_{cd}$. Ved beregning av plastisk momentkapasitet tar Eurokoden utgangspunkt i fire antagelser:

- Full interaksjon mellom stål, betong og armering.
- Det effektive arealet av stål, betong og armeringen er utnyttet frem til flytespenning.
- Trykkfastheten til armeringen blir neglisjert (negativt moment).
- Strekkfastheten til betong blir neglisjert (positivt moment).



Figur 4.3.1: Plastisk spenningsfordeling ved positivt og negativt moment. Figuren er hentet fra NS-EN-1994-2

Dersom avstanden mellom toppen av samvirketverrsnittet og nøytralaksen x_{pl} overskrider 15% av den totale høyden av tverrsnittet når det bli benyttet stål med fasthetsklasse S420 og S460, må kapasiteten bli redusert med en faktor β som vist i figur 4.3.2. Grunnen til dette er at sannsynligheten for at betongen risses før stålet har oppnådd sin maksimale flytespenning er stor ved bruk av stål i fasthetsklasse S420 og S460.



Figur 4.3.2: Reduksjonsfaktoren β . Figuren er hentet fra NS-EN-1994-2

4.4 Elastisk momentkapasitet

For samvirkekonstruksjoner med tverrsnitt i klasse 3 brukes den elastisk momentkapasitet for kapasitetsberegninger. Det som kjennetegner elastisk dimensjonering er at tøyning- og spenningsfordelingen er lineært langs tverrsnittets høyde.

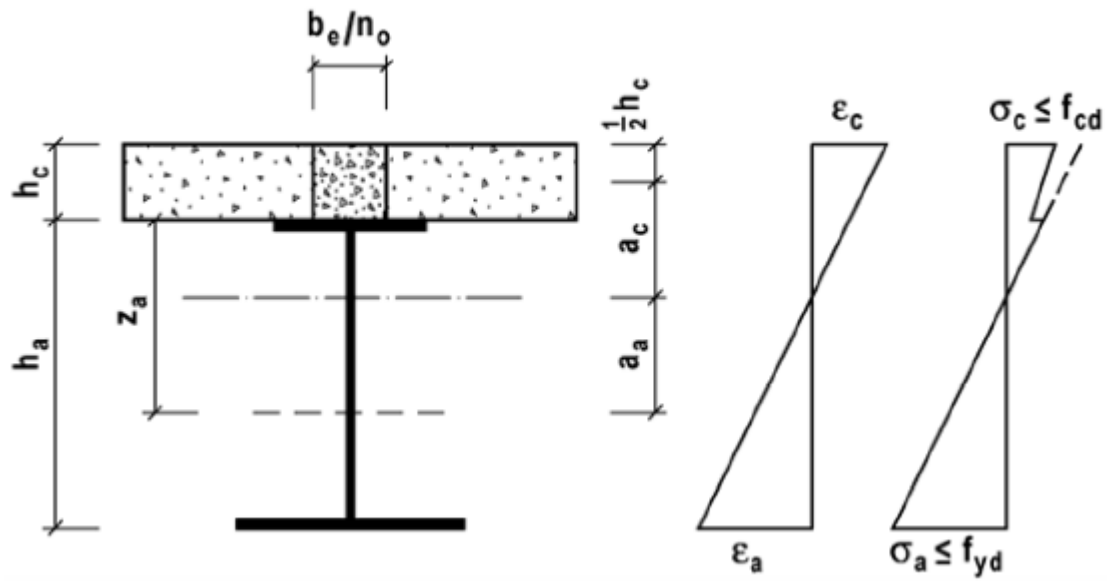
Dette er ikke tilfelle ved samvirkekonstruksjoner siden tverrsnittet består av to forskjellige materialer med forskjellige elastisitetsmoduler. Dette vil gjøre beregningene mer krevende, derfor anbefales det å forenkle det ved å gjøre om betongens tverrsnittsareal til ekvivalent ståltverrsnitt.

Reduksjonsfaktoren er gitt ved:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (4.4.1)$$

Den effektive bredden blir:

$$\begin{aligned}
 A_{c,ekv} &= \frac{A_c}{n_0} \\
 A &= A_a + \frac{A_c}{n_0} \\
 a &= a_c + a_a = z_a + \frac{1}{2}h_c \\
 A_a a &= A a_c \\
 A_{c,ekv} a &= A a_a
 \end{aligned}
 \tag{4.4.2}$$



Figur 4.4.1: Elastisk momentkapasitet. Figuren er hentet fra NS-EN-1994-1-1

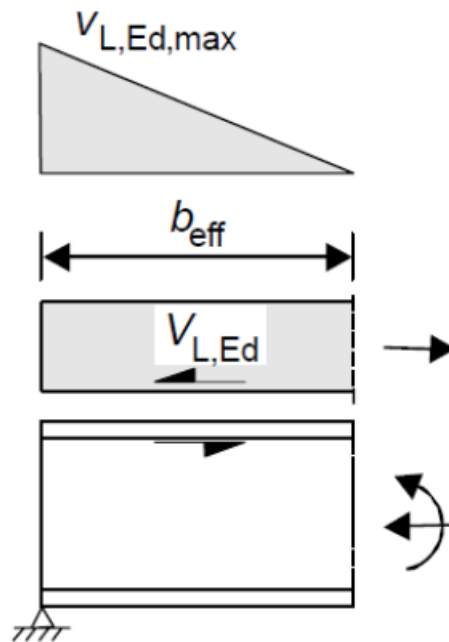
4.5 Skjærspenning mellom betong og stålprofil

I feltet er de horisontale kreftene fra svinn og termisk last i betong og stål i likevekt. Det overføres derfor ikke skjærkrefter mellom materialene.

Ved en brå endring i tverrsnittet, som enden av bjelken eller ved sveising av to forskjellige tverrsnitt, vil disse indre horisontale kreftene skape skjærspenning mellom stålet

og betongen. NS-EN 1994-2, 6.6.2.4 gir at ved brå endring i tverrsnittet kan det antas at aksialkraften i betongen tas opp lineært over en lengde b_{eff} av dyblene som vist i figur 4.5.1. Skjærespenning i dyblene er gitt ved formelen:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}v_{L,Ed,max} \cdot b_{eff} &= V_{L,Ed} \\ v_{L,Ed,max} &= \frac{2V_{L,Ed}}{b_{eff}} \end{aligned} \quad (4.5.1)$$



Figur 4.5.1: Skjærespenning mellom stål og betong ved endring av tverrsnitt. Figuren er hentet fra NS-EN-1994-2

Kapittel 5

Laster og tidsavhengige effekter

Statens Vegvesens håndbok N400 Bruprojektering (Vegvesen, 2009) gjør rede for hvilke laster som må regnes med. I dette kapitlet har lastene som er akutte for prosjektering av Hommelvikbruen blitt gjengitt.

5.1 Permanente laster

Laster som er konstante i det observerte tidsrommet betegnes som permanente laster. Disse kan for eksempel være egenlast, permanent ballast og utstyr, vanntrykk og jordtrykk. I dette prosjektet har egenlasten være den eneste relevante permanente lasten

5.2 Egenlast

Med egenlast menes tyngden av de permanente delene av konstruksjonen. I dette tilfelle vil det være tyngden av stål og betong samt veioverbyggingen. Håndbok N400 gir, i 5.2.2.2, krav om at det dimensjoneres for belegging.

5.3 Variable laster

Variable laster defineres i Håndbok N400 som laster som varierer i tid, og omfatter:

- trafikklaster
- støt- og fortøyningslaster fra ferje
- naturlaster
- andre variable laster som byggeprosessen, installering, og andre kortvarige operasjoner

I denne oppgaven har det hovedsaklig blitt fokusert på vindlast og trafikklast.

5.3.1 Vindlast

Vindlaster regnes i henhold til NS-EN 1991-1-4. Vindtrykket, $q_p(z)$, som dannes på en konstruksjon ved en høyde z er definert i ligning NA.4.8 som:

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (5.3.1)$$

Hvor k_p er en toppfaktor som settes lik 3,5 og ρ er lufttettheten som settes lik $1,25 \frac{kg}{m^3}$ i Norge. $v_m^2(z)$ er stedsvindhastigheten og $I_v(z)$ er turbulensintensiteten. De kan beregnes henholdsvis med likningene 5.3.2 og ??

Stedsvindhastigheten

Stedsvindhastigheten $v_m^2(z)$ er en funksjon av høyden z , ruhetsfaktoren $c_r(z)$, basisvindhastighet v_b og terrengformfaktoren $c_0(z)$. Likningen er gitt i NS-EN 1991-1-4, 4.3.1 og er gjengitt her:

$$v_m^2(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (5.3.2)$$

Ruhetsfaktoren $c_r(z)$ finnes av ligning 4.4 i NS-EN 1991-1-4, 4.3.2:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (5.3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{min} \quad (5.3.4)$$

Verdiene for k_r , z_0 og z_{min} er gitt i tabell NA.4.1. Verdien på z_{max} settes lik 200m.

Basisvindhastigheten v_b gis av likning NA.4.1:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (5.3.5)$$

Faktorene presenteres i tabell 5.3.1

Tabell 5.3.1: Faktorene for å beregne basisvindhastighet

Faktor	Definisjon	Verdi
c_{dir}	Retningsfaktor	1, for å være konservativ
c_{season}	Årstidsfaktor	1, for å være konservativ
c_{alt}	Nivåfaktor	1, med mindre noe annet er spesifisert i NA.4.2(2)P(901.1)
c_{prob}	Faktor dersom returperioden ikke er normalen som er 50 år	1
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet	Hentes fra tabell NA.4(901.1)

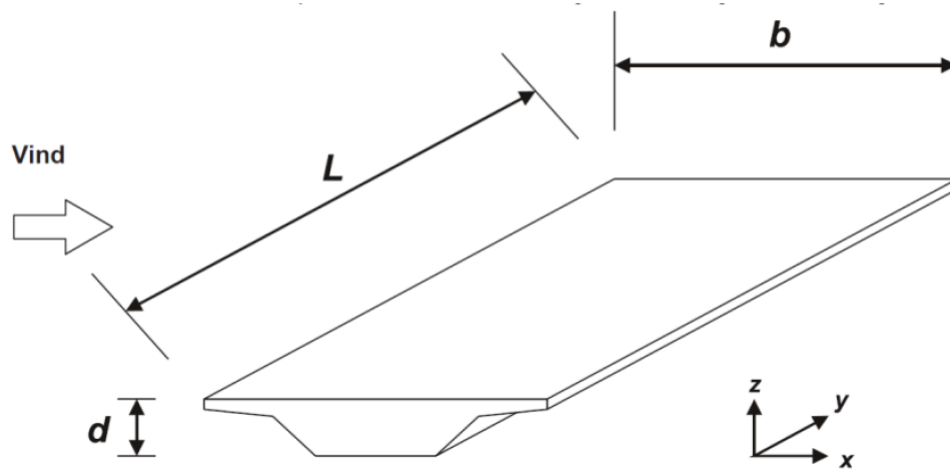
Turbulensintensiteten $I_v(z)$

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ er gitt i NS-EN 1991-1-4, 4.4 og NA4.4. Den avhenger av turbulensfaktoren K_I som settes til 1 dersom ikke noe annet følger av NA.4.3.3(901.3.2) eller NA4.3.3(901.4).

$$I_v(z) = \frac{K_I}{c_o(z) \left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (5.3.6)$$

Vindlast på bruer

Det totale vindtrykket deles i tre komponenter. Koordinatsystemet som blir benyttet vises i figur 5.3.1



Figur 5.3.1: Koordinatsystemet som benyttes for å dele vindlasten i tre komponenter på bruer. Figuren er hentet fra NS-EN 1991-1-4.

Horisontalkraften i x-retning ($F_{w,x}$), horisontalkraften i y-retning ($F_{w,y}$) og vertikalkraften i z-retning ($F_{w,z}$) regnes slik:

$$\begin{aligned} F_{w,x} &= q_p(z) \cdot c_{f,x} \cdot d_{tot} \\ F_{w,z} &= q_p(z) \cdot c_{f,z} \cdot b \\ F_{w,y} &= 0,5F_{w,x} \quad \text{for bjelkebru} \end{aligned} \quad (5.3.7)$$

hvor d_{tot} er dybden av tverrsnittet gitt i tabell 8.1, b er bredden av tverrsnittet, $c_{f,x}$ er kraftfaktor i x-retningen gitt i figur 8.3 og $c_{f,z}$ er kraftfaktoren i z-retningen.

5.3.2 Trafikklast

Trafikklast defineres i (Vegvesen, 2009) som ”belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner”.

Det er definert fire lastmodeller i NS-EN 1991-2:

- Lastmodell 1 (LM1): Denne modellen gjelder for alle brutyper og består av fire konsentrerte laster som skal simulere en bil og en jevnt fordelt last over hele bruene.
- Lastmodell 2 (LM2): En modell for å verifisere korte strukturelle elementer
- Lastmodell 3 (LM3): En modell som tar hensyn til spesielle kjøretøyer
- Lastmodell 4 (LM4): En modell som skal simulere folkemasse på bru, f.eks. maratonløp

Bredden på hvert kjørefelt blir 3m. Alt som er over vil havne i kategorien ”gjenstående områder”.

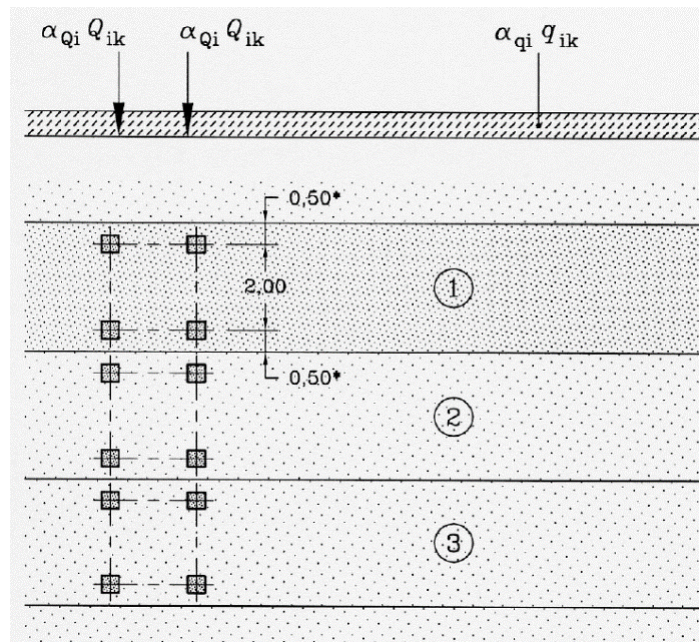
Lastmodell 1

LM1 er vist i figur 5.3.2. Modellen består av en jevn fordelt last $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ over hele brulengden på kjørefelt i , og to punktlaster $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ i lengderetningen på det mest ugunstige stedet. Punktlasten skal fordeles over to rektangulære flater med sider på 0,4m. Avstanden mellom to bilhjul i bruens lengderetning er definert som 1,2m.

NA.4.3.2 gir følgende verdier for korreksjonsfaktorene:

$$\alpha_{Qi} = 1, \quad \text{for } i=1, 2 \text{ og } 3$$

$$\alpha_{qi} = \begin{cases} 0,6, & \text{hvis } i = 1 \\ 1, & \text{hvis } i > 1 \end{cases}$$



Figur 5.3.2: Lastmodell 1 (LM1). Figuren er hentet fra NS-EN 1991-2.

Lastemodellen gir følgende laster på hvert kjørefelt:

Tabell 5.3.2: Trafikklast etter LM1. Kilde: NS-EN 1991-2, Tabell 4.2 og NA.4.3.2

Kjørefelt	Aksialkraft $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} [kN]$	Jevnt fordelt last $\alpha_{qi} \cdot q_{ik} [\frac{kN}{m^2}]$
Kjørefelt 1	300	5,4
Kjørefelt 2	200	2,5
Kjørefelt 3	100	2,5
Gjenstående områder	0	2,5

I denne oppgaven skal det fokuseres på tverrsnittet i bruene og de kreftene som påvirker det. Bremskraft er en horisontal kraft som vil påvirke søylene og landkarene. Denne lasten er derfor ikke tatt med. Bruene vil heller ikke ha noe fortau.

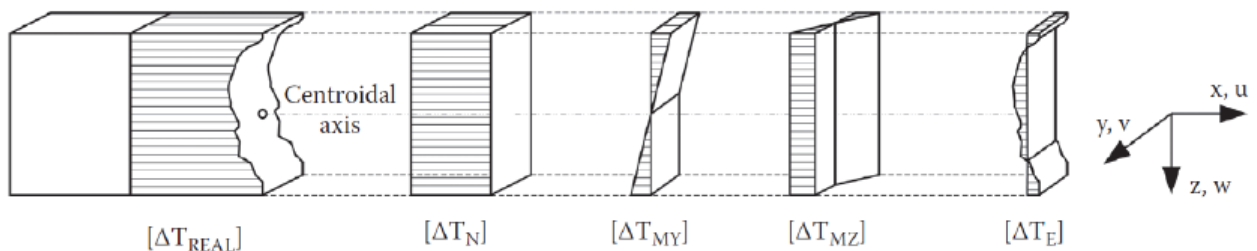
5.4 Tidsavhengige effekter

Tidsavhengige effekter som svinn, kryp og temperaturendringer i betongen vil skape indre spenninger i konstruksjonen da de vil være forskjellige fra tøyningen i stålet.

5.4.1 Temperaturlast

Veiledningen for beregning av termisk last på samvirkebru er gitt i NS-EN 1991-1-5. De termiske lastene deles i fire hoveddeler. Denne inndelingen er illustrert i figur 5.4.1 og er som følge:

1. ΔT_N : Jevnt fordelt temperaturandel. Gir deformasjoner i tverrsnittets lengderetning.
2. ΔT_{MY} : Lineært varierende temperaturkomponent om y-y akse.
3. ΔT_{MZ} : Lineær varierende temperaturkomponent om z-z akse.
4. ΔT_E : Ikke-lineær varierende temperaturkomponent. Dette gir et system med spenninger i indre likevekt som vil gi null netto-lastvirkning på konstruksjonen.

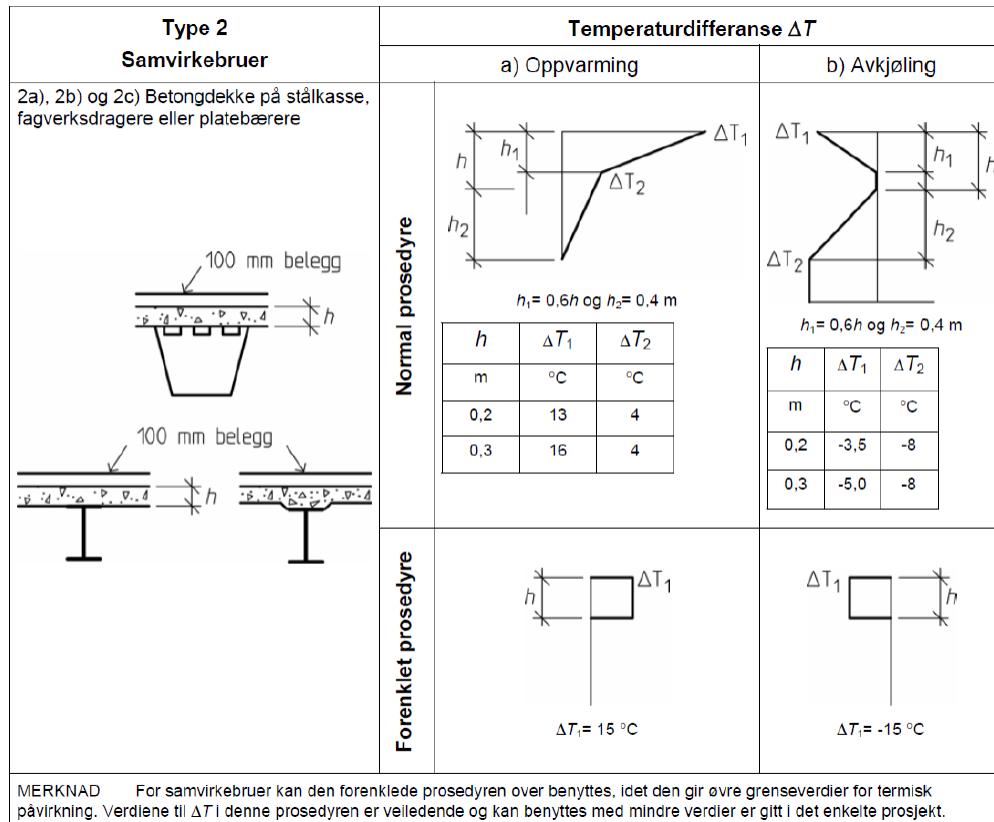


Figur 5.4.1: Inndelingen av de termiske lastene. Figuren er hentet fra Vayas and Iliopoulos (2013).

Den totale temperaturfordelingen over tverrsnittet er summen av disse fire hoveddelene ganget med en faktor $\omega(t)$ som er tidsavhengig.

Den ikke-lineære temperaturfordelingen over tverrsnittet kan beregnes gjennom en forenklet metode vist i figur 5.4.2. Metoden antar $\pm 10^\circ C$ jevnt fordelt temperaturen-

dring i betongen, og ingen endringer i stålbjelken. Det nasjonale tillegget NA benytter seg av samme prosedyre, men med en temperaturendring på $\pm 15^\circ\text{C}$.



Figur 5.4.2: Termisk last på samvirkebruer. Figuren er hentet fra NS-EN 1991-1-5.

5.4.2 Svinntøyning

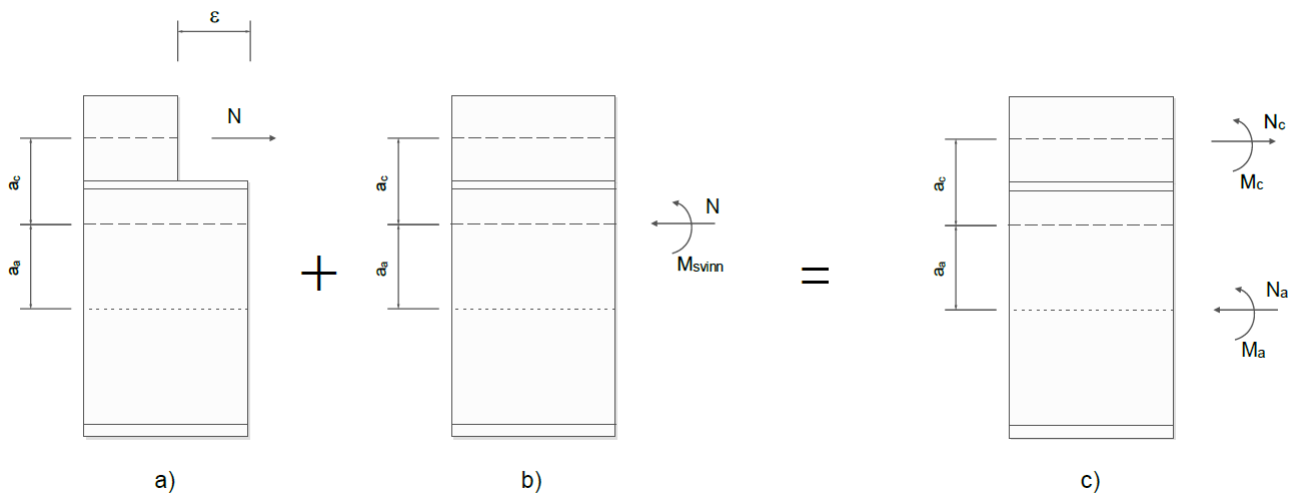
Når betongen tørker vil det føre til en sammentrekning. Denne effekten kalles for svinn og er, i motsetning til kryp, helt uavhengig av last. Ligningen for beregning av svinntøyning er gitt i NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 og er definert som:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \tag{5.4.1}$$

Hvor ϵ_{cd} er svinntøyning ved uttørking. Den er en funksjon av fukttransporten gjennom

herdet betong og utvikler seg langsomt. ϵ_{ca} er den autogene svinntøyningen som utvikles under herding av betong, kort tid etter utstøping. Formlene for å beregne ϵ_{cd} og ϵ_{ca} er gitt i NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 og i tillegg B.

I samvirkekonstruksjoner vil svinnet i betongen gi indre spenninger og deformasjoner i bjelken. Beregningsmodellen for svinneffekter tar utgangspunkt i at betongen og stålet er frakoblet under svinnet. Betongen er fri for å bevege seg og vil, som resultat av svinnet, få en tøyning ϵ som visst i figur 5.4.3a) For å opprettholde kompatibilitet mellom betongen og stålet opprettes det en strekkkraft N i betongen (figur 5.4.3b)). Likevekt i samvirke fører til at en må sette på en aksiell kraft på samvirkebjelkens nøytralakse som er lik kraften på betongen. Dette resulterer i et indre moment M_{sv} , i samvirkebjelken som er illustrert i figur 5.4.3c).



Figur 5.4.3: Beregningsmodell for svin. Figuren er hentet fra Esam (2014).

5.4.3 Kryptøyning

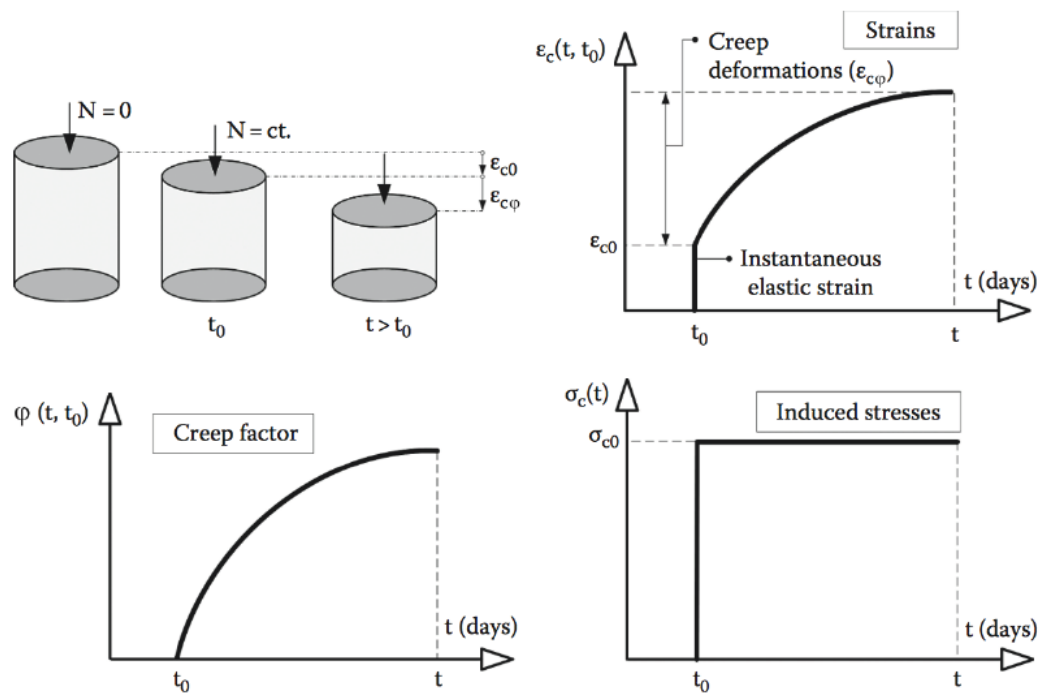
Når betong utsettes for en last vil den, i likhet med andre materialer, bli utsatt for en momentan tøyning. Det som er særegent for betong er at den vil fortsette å tøyas over tid. Denne effekten kalles kryp.

Effekten av kryp vil endre seg med tiden og kan forårsake både sammentrekning og utvidelse i betongen. Dersom betongen utsettes for strekkspenning vil kryp føre til en utvidelse av betongen, mens trykkspenninger vil føre til en sammentrekning. Ved permanent trykklast σ_{c0} vil betongen få en initiell tøyning $\epsilon_c = \frac{\sigma_{c0}}{E_{cm}}$. Avhengig av betongens alder ved belastningspunktet t_0 vil man få en kryptøyning på:

$$\epsilon_{c\Phi} = \epsilon_{c0} \cdot \Phi(t, t_0) \quad (5.4.2)$$

Hvor $\Phi(t, t_0)$ er definert som kryptallet. Kryptallet er en koeffisient som avhenger at betongens alder, densitet, dimensjoner, relativ luftfuktighet og temperatur. Det kan beregnes ut fra likning 5.4.3. Ligninger for både $\beta_c(t, t_0)$ og Φ_0 finnes i NS-EN 1992-1-1, tillegg B. Dersom det ikke er nødvendig med stor nøyaktighet kan den forenklete metoden vist i figur 3.1 i avsnitt 3.1.4 (NS-EN 1992-1-1) benyttes.

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (5.4.3)$$



Figur 5.4.4: Kryp ved permanent last. Figuren er hentet fra Vayas and Iliopoulos (2013)

5.5 Beregnede laster

Lastene ble beregnet manuelt som vist i dette kapittelet og benyttet for videre modeller og beregninger. Verdien på lastene er vist i tabellen under.

Tabell 5.5.1: Benyttede laster

Last	Verdi	Kommentar
Egenvekt stål	$78.5 \frac{kN}{m^3}$	
Egenvekt betong	$25 \frac{kN}{m^3}$	
Egenvekt forskaling	$15 \frac{kN}{m}$	
Superegenvekt	$48 \frac{kN}{m}$	
Trafikklast		Modellen LM1 benyttes Programmet utarbeider den mest ugunstige kombinasjonen.
Vindlast uten trafikk	$Q_x = 4.754 \frac{kN}{m}$ $Q_y = 14.763 \frac{kN}{m}$ $Q_z = 9.508 \frac{kN}{m}$	Vindlast settes i RM Bridge som last i retning x, y og z. Programmet utarbeider en kombinasjon av disse.
Vindlast med trafikk	$Q_x = 6.632 \frac{kN}{m}$ $Q_y = 11.552 \frac{kN}{m}$ $Q_z = 12.724 \frac{kN}{m}$	Vindlast settes i RM Bridge som last i retning x, y og z. Programmet utarbeider en kombinasjon av disse.
Temperaturlast		Beregnes direkte av RM Bridge
Svinntøyning	-	Beregnes direkte av RM Bridge
Kryptøyning	-	Beregnes direkte av RM Bridge

Kapittel 6

Analyse i RM Bridge

6.1 Om RM Bridge

Analyseprogrammet RM Bridge (V10 advanced) er utviklet av Bentley i Østerrike og er et såkalt 4D-program. Med 4D menes det at i tillegg til de 3 romlige dimensjonene x, y og z ser man på en fjerde dimensjon: tid. Dette gir muligheten for å se på byggeprosessen, men også beregne tidsavhengige effekter som kryp og svinn. To modeller ble analysert: en med samvirke slik det er prosjektert, og en med dobbelt samvirke for å undersøke effekten på konstruksjonens kapasitet.

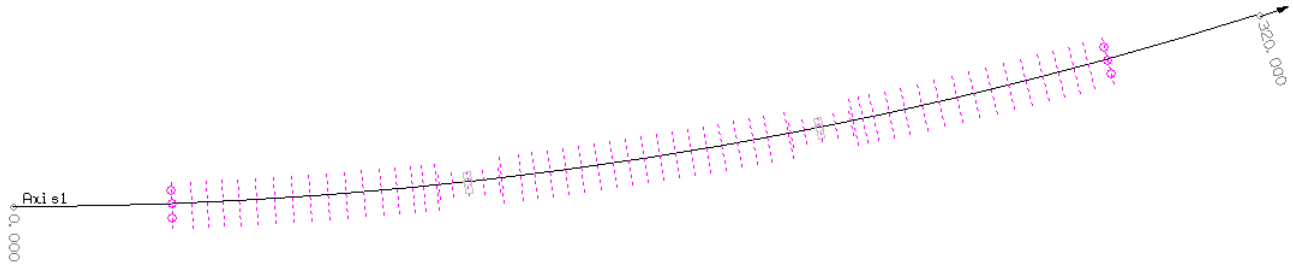
Programmet består av to moduler: Modeler og Analyser. I Modeler bestemmes bruksene, tverrsnittene og segmenteringen av bruene. I Analyser overføres modellen og lastene settes på. I tillegg bestemmes tidsintervallene og byggeprosessen, for å deretter gjennomføre analysene.

6.2 RM Modeller

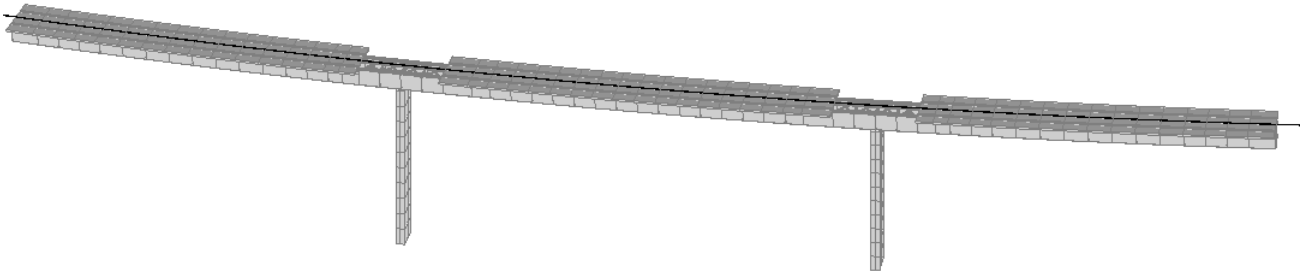
6.2.1 Akser

Aksesystemet i RM Bridge er et venstrehåndssystem: bruens lengdeakse er den globale x-aksen, tverrertningen er global z.akse og y-aksen er vertikal.

Ved modellering i RM Bridge programmet, har det blitt forsøkt å etterligne den virkelige formen til brua så nøyaktig som mulig. Brua har en horisontal kurvatur med en radius $R=1050\text{m}$, i tillegg til en vertikal kurvatur med en radius på $24\,000\text{m}$. I RM Bridge ble det kun tatt hensyn til den horisontale kurvaturen og sett bort ifra den svake vertikale kurvaturen. Det ble også tatt hensyn til bruas lineære vertikale fall på ca. $5,3\text{ m}$ fra akse 1 til 4. Bruen kurvatur og 3D modellen er vist i figur 6.2.1 og 6.2.2



Figur 6.2.1: Horisontal aksekurvatur



Figur 6.2.2: 3D-modell av den nye Hommelvikbrua

6.2.2 Tverrsnitt

Det ble tegnet 3 tverrsnitt for hver modell i RM Bridge, en for pilarene og to for brubjelken. RM Bridge bruker konstruksjonslinjer (construction lines) for å definere geometrien til tverrsnittet. Avstanden mellom konstruksjonslinjene kan enten defineres som konstant eller variabel, slik at man kan ta hensyn til geometriendringer i tverrsnittet langs bjelkens lengde. Endringen i konstruksjonslinjene kan enten defineres som en funksjon eller i tabeller. I dette tilfelle ble det definert fire tabeller for følgende variabler:

- Overflens bredde
- Overflens tykkelse
- Bunnplatetykkelse
- Stegtykkelse

Parts

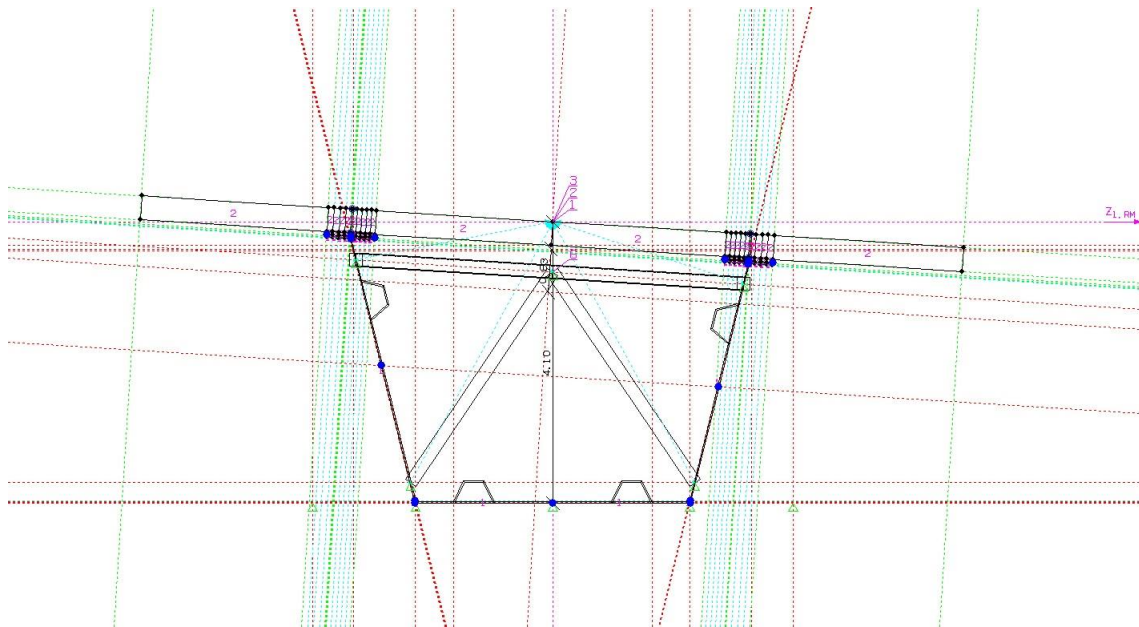
Hvert tverrsnitt kan deles i flere deler kalt for ”parts”. Hver “part” kan få forskjellige egenskaper og geometri. Dette er nyttig når man ønsker å modellere samvirkekonstruk-

sjoner bestående av både stål og betong. Hver "parts" kan deles i flere to-dimensjonale elementer som danner en "FE-mesh" som benyttes for å beregne tverrsnittets egenskaper. Både formen på FE-mesh og størrelsen på elementene bestemmes av brukeren. Det er viktig å ha en finere mesh ved de kritiske områdene i tverrsnittet. RM Bridge bruker alltid 9-nodede Lagrange-elementer som på grunn av sine kvadratiske form-funksjoner også gir gode resultater ved grov inndeling.

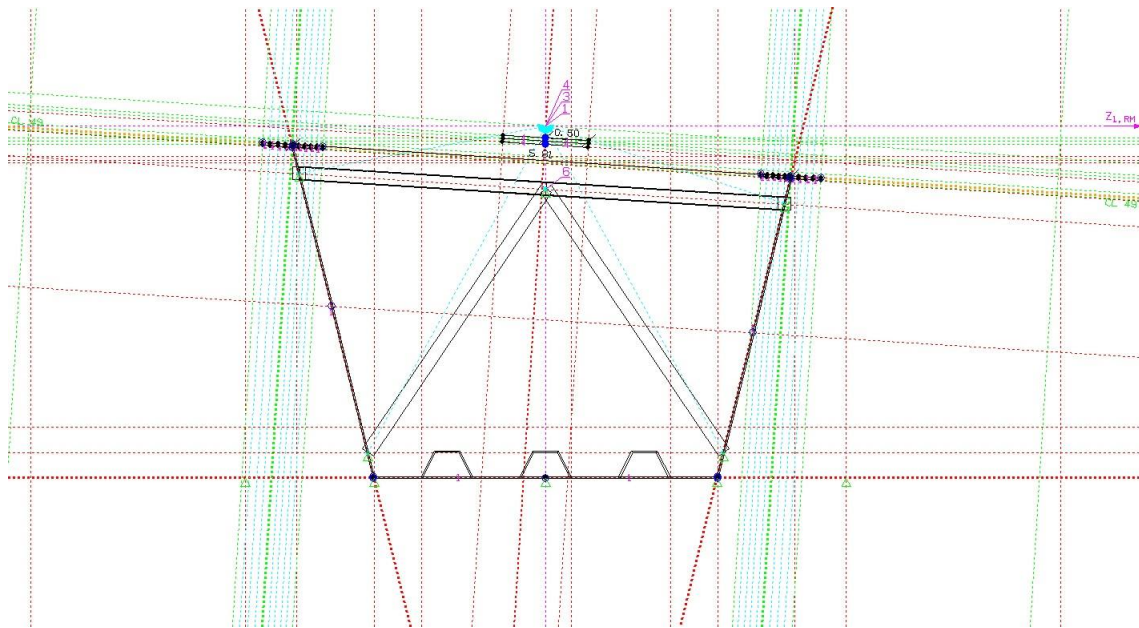
Hvert tverrsnitt i overbygget ble modellert i tre "parts":

- Part 1: Stålkasse
- Part 2: Betongdekket
- Part 3: Kombinasjon av part 1 og part 2

RM Bridge definerer samvirke ved å kombinere 2 eller flere "parts" sammen, der hver part kan få forskjellige egenskaper.

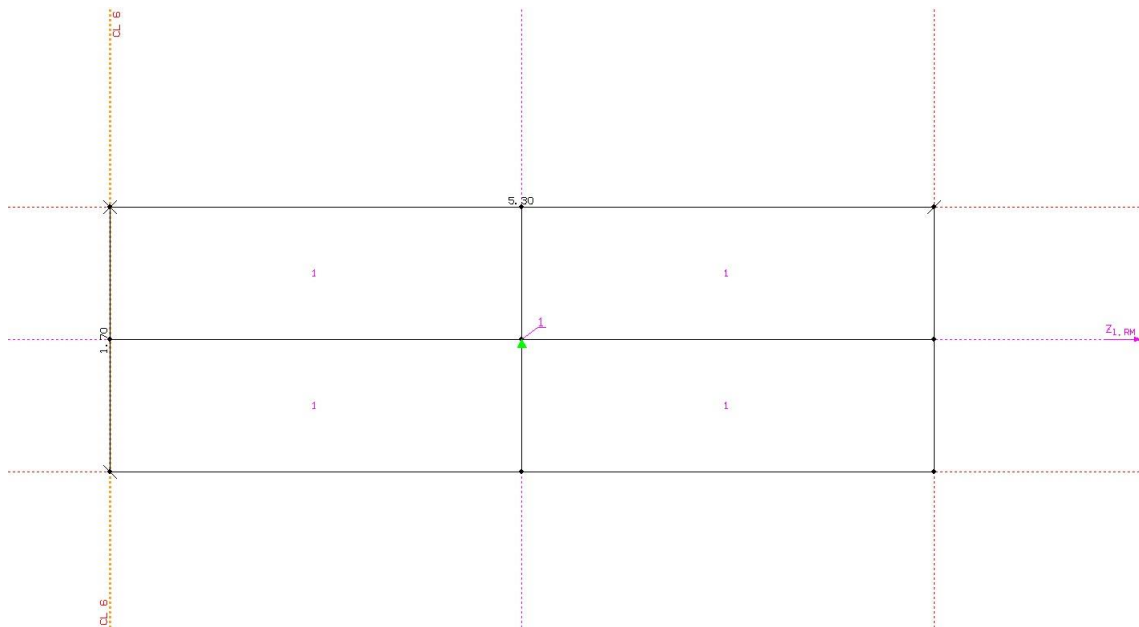


Figur 6.2.3: Overbygg samvirketverrsnitt 1.



Figur 6.2.4: Overbygg samvirketverrsnitt 2.

Figurene 6.2.3 og 6.2.4 viser overbygget i samvirketverrsnittet. Figur 6.2.4 er modellert uten betongdekket på grunn av riss. I dette tverrsnittet er det samvirke mellom armering og stålkasse.



Figur 6.2.5: Søyletverrsnitt i akse 3 og 4.

Figur 6.2.5 viser tverrsnittet av søylene i akse 3 og 4, de består av massiv betong og blir derfor modellert som et enkelt rektangulært tverrsnitt. Tverrsnittet har konstante dimensjoner langs hele søylehøyden.

6.2.3 Segmentering

I RM Bridge blir brumodellen delt opp i flere segmenter, hvert segment representerer en konstruksjonsdel. Her kan man definere to typer segmenter: ”main garder” som strekker seg langs den definerte akse og ”pier” som er definert som vertikal i forhold til akse og starter fra et egendefinert segment punkt i brubjelken.

Videre deles hvert segment i flere segmentpunkter, programmet krever at det defineres et nytt segmentpunkt dersom det er:

- Endring i tverrsnittet
- Kobling av en ny konstruksjonsdel (søyler)
- Ønskelig å hente resultater fra et bestemt punkt
- Skjøt i konstruksjonsdelen fra byggefase

I denne modellen ble brubjelken delt opp i 59 segmentpunkter, bakgrunnen for denne inndelingen er som nevnt tidligere endringer i tverrsnittet, posisjonen av søylene, riss i betongen og antatt nullpunkt for moment. Bærebjelken har også fått en finere segmentinndeling sammenlignet med søylene for å kunne se nærmere på lastvirkningen der. Søylene ved akse 2 og 3 ble delt opp i 11 segmentpunkter.

Den strukturelle modellen i RM Bridge bygges opp av elementer: noder, tverrsnitts- og materialparametere. Det lages en node for hvert segmenteringspunkt og strukturelle elementer blir automatisk generert mellom hvert node-par. Endenoden til et element er også startnoden til neste element. Programmet opererer med en systematisk elementnummerering som er vist i tabell 6.2.1. Brubjelken har fått nodenummer 101

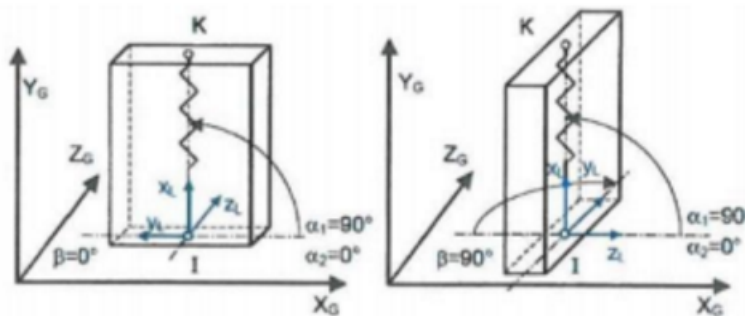
til 159. Siden samvirketverrsnittet består av 3 deler har hvert “part” fått tildelt et bjelkenummer. Søylene i akse 2 og 3 har henholdsvis fått nodenummer 2201-2211 og 3301-3311.

Tabell 6.2.1: Elementnummerering

Konstruksjonsdel	Part	Samvirke	Bjelke	Material	Gruppe	Nodenummer
Brubjelke	1	-	101	S420	MG-STEEL	101-159
	2	-	201	B45	MG-BETONG	101-159
	3	1+2	301	S420	MG-SAMVIRKE	101-159
Søyle i akse 2	1	-	2201	B45	P2-BETONG	2201-2211
Søyle i akse 3	1	-	3301	B45	P3-BETONG	3301-3311

6.2.4 Randbetingelser

For å definere randbetingelsene bruker RM Bridge et lokalt aksesystem som ikke faller sammen med det globale aksesystemet definert under “aksen”. Figur 6.2.6 viser orienteringen av det lokale aksesystemet i forhold til det globale.

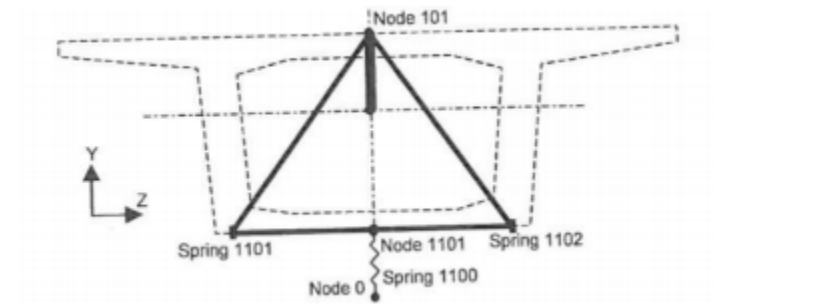


Figur 6.2.6: Lokalt koordinatsystem for et fjærelement i RM Bridge. Figuren er hentet fra Bentley (2011b)

RM bridge benytter fjærelementer som kobler sammen to noder. Det finnes to typer fjærelementer. ”Normal spring” kobler sammen to noder i konstruksjonen, og ”spring 0”

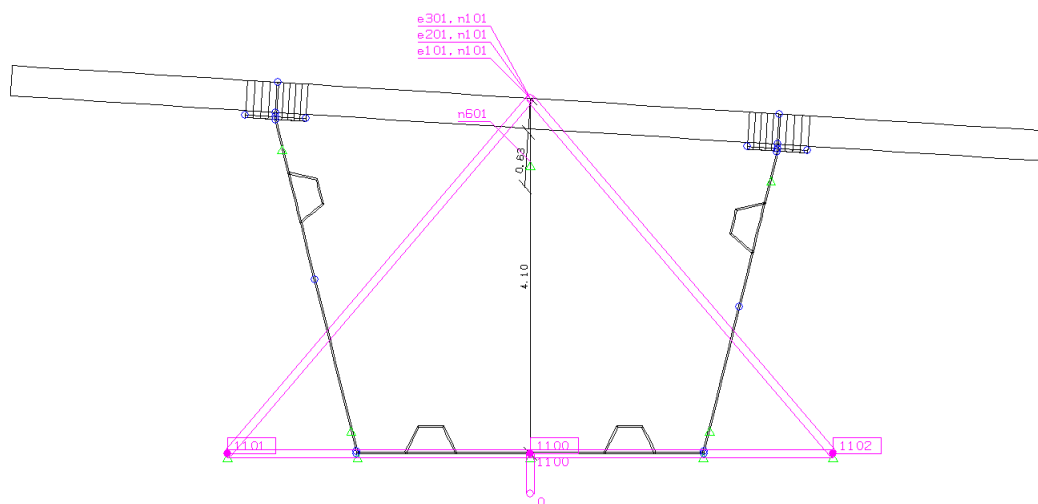
kobler sammen en node fra konstruksjonen ned til bakken. Hvert fjær har 6 frihetsgrader og hver frihetsgrad gis en fjærstivhet. I modellene ble det benyttet to stivheter: 0 og $10^8 \frac{kN}{m}$.

Over landkarene og søylene modelleres tverrsnittet med et predefinert fjæresystem som heter "abutment". Et abutment består av tre fjær som, sammen med toppunktet i tverrsnittet danner en trekant som vist i figur 6.2.7

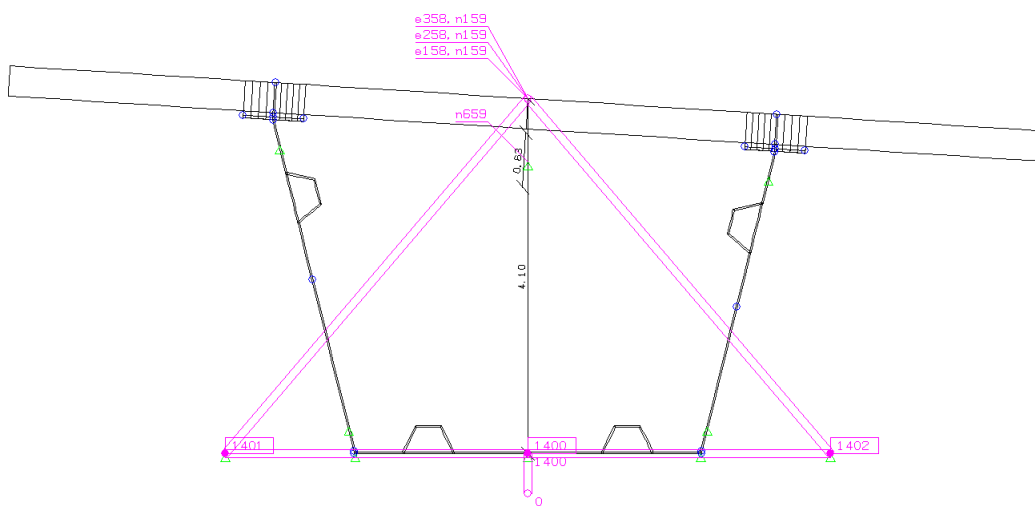


Figur 6.2.7: Abutment i RM Bridge. Figuren er hentet fra Bentley (2011b)

Det har blitt benyttet to forskjellige "abutment". I landkaret er det modellert større avstand mellom fjær 1101 og 1102 for å simulere større torsjonsmostand. Midtfjæra modellerer koblingen til underlaget med en Spring-0. Denne fjæra har en stivhet på $10^8 \frac{kN}{m}$ i alle frihetsgrader. Både høyre og venstre fjær representerer sidestyrte glidelagre og har en stivhet på $10^8 \frac{kN}{m}$ i x- og z-aksene, og 0 i y-aksen. Figurene 6.2.8 og 6.2.9 viser de benyttede abutment i akse 1 og 4.



Figur 6.2.8: Abutment i akse 1.



Figur 6.2.9: Abutment i akse 4.

6.3 RM Analyser

6.3.1 Byggetrinn

Bruen ble bygd opp i flere sekvenser. I første omgang ble søylene støpt over 28 døgn. Deretter begynte lanseringen av stålkassen. I denne oppgaven antas det at stålkassen ble lansert i en sekvens. Etter lanseringen av stålkassen ble betongen støpt i flere trinn langs stålkassen. Rekkefølgen til betongstøpingen er valgt slik at den gir minst mulig kritiske krefter i stålkassen, som vil bære hele vekta frem til samvirke er etablert.

Støpingen av betong skjedde i åtte trinn over en periode på 28 døgn. RM Bridge tillater å gjenskape disse sekvensene gjennom å aktivere tverrsnittselementene i en valgt rekkefølge. Tabell 6.3.1 viser rekkefølgen segmentene ble aktivert i. I tillegg til konstruksjonselementene ble også fjærelementene aktivert.

Tabell 6.3.1: Aktivering av elementene for å simulere byggeprosessen.

Trinn	Elementnummer	Kommentar
1	2201-2211	Søyleelementene ble aktivert for både akse 2 og 3 sammen med alle fjærelementene for akse 1-4
	3301-2211	
2	101-158	Alle elementene i stålkassen ble aktivert.
3	201-207	1. støpeetappe ble aktivert, sammen med samvirke
	301-307	
4	252-258	2. støpeetappe + samvirke
	352-358	
5	222-229	3. støpeetappe + samvirke
	322-329	
6	245-351	4. støpeetappe + samvirke
	345-351	
7	208-214	5. støpeetappe + samvirke
	308-314	
8	230-237	6. støpeetappe + samvirke
	330-337	
9	237-244	7. støpeetappe + samvirke
	338-344	
	438-444	
10	215-221	8. støpeetappe + samvirke
	315-321	
	415-421	

6.3.2 Laster

Det som gjør RM Bridge til et unikt og nyttig program er at det tillatter å påføre last på konstruksjonen gradvis og i samme rekkefølge som under byggeprosessen. Lastene defineres i load case definition og aktiveres i Schedule activations. Lastene påføres i følgende trinn:

- Egenlast stål
- Egenglast betong + forskalling
- Kryp og svinn
- Superegenlast
- Vind-, temperatur og trafikklast påføres konstruksjonen etter siste byggetrinn

Egenlast

Egenlast påføres konstruksjonen ved å definere hvilke elementer som skal aktiveres i et bestemt byggetrinn, og hvilken retning lasten skal virke. I dette tilfelle virker lasten i y-retningen. Programmet bruker materialets massetetthet og tverrsnittsareal til å beregne lasten. Følgende tyngdetettheter ble benyttet:

- Egenlast av Stålkasse: $78.5 \frac{kN}{m^3}$
- Egenlast av Betongdekke: $25 \frac{kN}{m^3}$
- Egenlast av Armering: $78.5 \frac{kN}{m^3}$

Superegenvekt

Superegenvekt er den totale vekten av slitelag, kantdragere og rekkverk. Denne lasten blir definert i load case definition som en sentrisk jevnt fordelt last. Denne lasten virker

i negativ y -retning i det globale koordinatsystemet. Verdien av den lasten er satt lik $48 \frac{kN}{m^3}$.

Forskaling

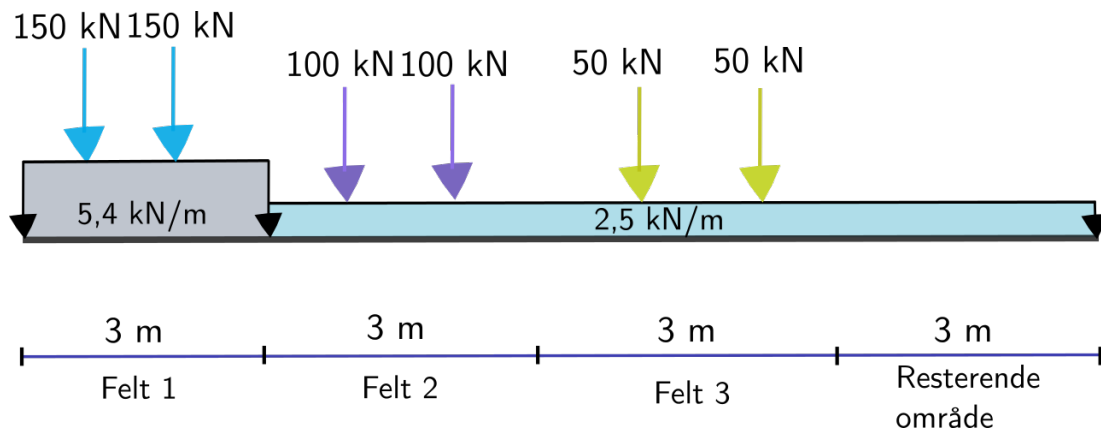
Under støpeprosessen blir forskaling lagt over i området for støpetrinn 1. Når betongen blir herdet og man er klar for støpetappe 2, blir forskalingen flyttet fra området i trinn 1 til 2. Dette blir tatt hensyn til i programmet ved at det først påføres en sentrisk jevnt fordelt last i trinn 1, for å deretter avlaste det samme området i trinn 1 og samtidig påføre den samme lasten i område 2. Programmet fortsetter slikt frem til siste etappe er støpt. Egenvekten til forskalingen er lik $15 \frac{kN}{m}$

Trafikklast

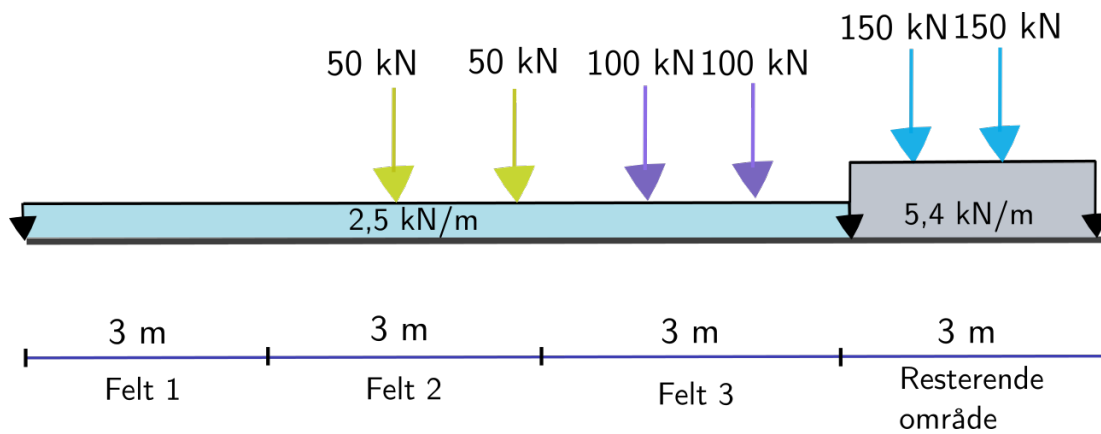
Trafikklasten blir definert i RM Bridge i to trinn. Brudekket blir først delt opp i 4 lastfelt. Dette ved å angi eksentrisiteten fra midten av brudekket til senterlinja av feltet. Deretter bestemmer man lengde av hvert felt ved å aktivere nødvendige elementer i brubjelken. Siden trafikklast virker etter at samvirke er etablert blir alle elementene i samvirke 301-358 aktivert. Alt dette skjer under "traffik lane i load definition".

Deretter blir lasttogene etablert under load train. Disse lasttogene består av en jevnt fordelt last og påføres sammen med punktlast som vist i figur 6.3.1 og 6.3.2. Når både lastfeltene og lasttogene er definert, blir de satt sammen, som definert i Eurokoden. RM Bridge lager en kombinasjon av disse og de mest ugunstige tilfellene settes sammen.

I denne oppgaven ble det sett bort ifra bremse- og sidelast fordi de har lite effekt på brubjelken og er mest relevant for dimensjonering av søyle og landkar.



Figur 6.3.1: Lasttog, situasjon 1.



Figur 6.3.2: Lasttog, situasjon 2.

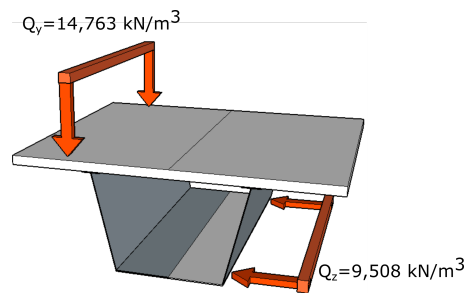
Temperaturlast

For å beregne temperaturlasten lages det fire forskjellige lasttilfeller. De konstante temperaturendringene $T_{N,con}$ og $T_{N,exp}$ får en verdi på hhv. $-36^{\circ}C$ og $36^{\circ}C$. Temperaturgradientene $T_{M,heat}$ og $T_{M,cool}$ settes lik $15^{\circ}C$ og $-15^{\circ}C$. Lastene kombineres av programmet i Schedule action slik at en oppnår den mest ugunstige lasten. Det er lasten som vil brukes i videre analyser, både i brudd- og bruksgrensetilstand.

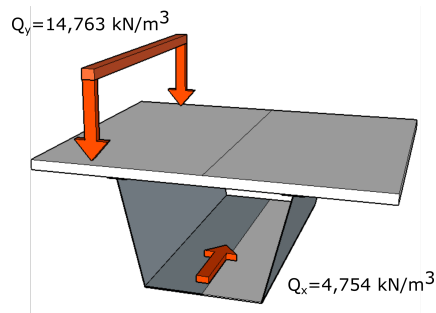
Vindlast

Vindlasten varierer over bruas lengde på grunn av variasjoner i bruas tverrsnitt og høyde. RM Bridge har et predefinert lasttilfelle for vindlast som vil ta hensyn til disse variasjonene.

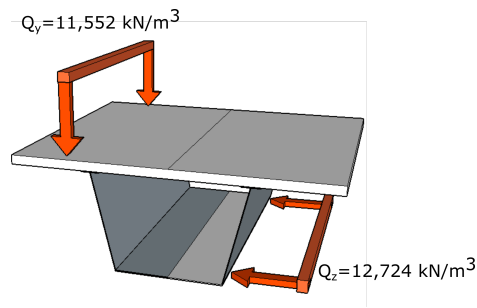
Brukeren setter inn den dimensjonerende lasten i x-, y-, og z-retning både med og uten trafikk slik det er vist i figur 6.3.3, 6.3.4, 6.3.5 og 6.3.6. Vindlasten vil beregnes for hver retning, både med positiv og negativ eksentrisitet. Det mest ugunstige tilfellet velges ut. Videre kombineres lastene, både med positiv og negativ fortegn hvor det mest ugunstige tilfellet velges ut for en situasjon både med og uten trafikklast.



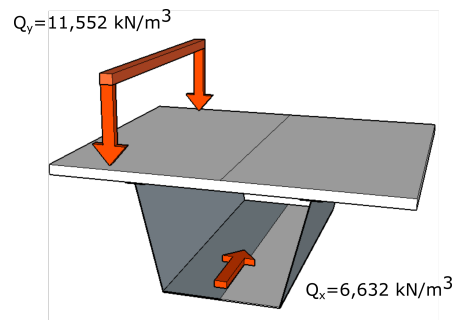
Figur 6.3.3: Illustrasjon av vindlast i z- og y-retning, uten trafikk.



Figur 6.3.4: Illustrasjon av vindlast i x- og y-retning, uten trafikk.



Figur 6.3.5: Illustrasjon av vindlast i z- og y-retning, med trafikk.



Figur 6.3.6: Illustrasjon av vindlast i x- og y-retning, med trafikk.

Kryp og svinn

For hvert byggetrinn må lasttilfellet for kryp og svinn legges inn i Load case definisjon, men det er ikke behov for å definere lasten utover det. Ut ifra betongens alder ved byggetrinn, og krypkurver i programmet vil RM Bridge automatisk generere de nødvendige verdiene. Den innebygde modellen baserer seg på gjeldende standarder.

6.3.3 Lastkombinasjoner

Statens Vegvesens håndbok N400 tar for seg følgende dimensjonerende lastkombinasjoner:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand

- Utmattingsgrensetilstand

I denne oppgaven har lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand blitt benyttet. Bruddgrensetilstand defineres som en grensetilstand som er bestemt av faren for brudd eller uelastiske forskyvninger og tøyninger som kan sammenlignes med brudd, fri avdrift, kantring eller synking. For å se nærmere på de benyttede lastfaktorene henvises det til tabellene i vedlegg C

Kapittel 7

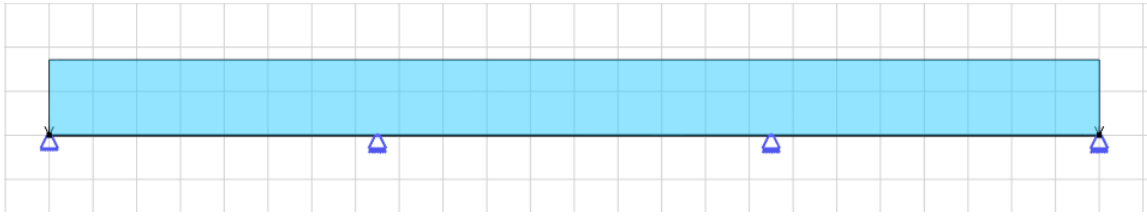
Kontroll av laster i RM Bridge

I denne delen vil resultater fra modellen laget i RM Bridge bli kontrollert. Dette er veldig viktig, særlig når man jobber med analyseprogrammer. Ved å være kritisk til resultatene fra programmet, kan man unngå å prosjekteringsfeil, og samtidig kunne relatere resultater til andre kontrollmekanismer. Dette vil hjelpe med å reflektere over det man har gjort. Elementprogrammet Focus vil bli benyttet til å kontrollere egenlast i bruene, mens STAAD vil bli brukt for å kontrollere trinnvis utstøping.

7.1 Kontroll av egenlast

Det ble laget en forenklet statisk modell av brubjelken i analyseprogrammet Focus. Brubjelken blir modellert som en kontinuerlig bjelke med tre glidelager og en fast. Figur 7.1.5 viser den statiske modellen. De forenklingene som blir gjort i denne modellen er:

- Antatt rett bjelke
- Bli sett bort ifra slankheten til søylene, ved å bytte de ut med glidelager
- Egenlast til stålkassen, blir modellert som en jevnfordelt last, regnet ut ifra tverrsnittsareal til stålkassen.



Figur 7.1.1: Forenklet statisk modell av brubjelken i Focus Konstruksjon.

Siden tverrsnittet til stålkassen varierer langs brulengden, blir det laget en tabell med oversikt over de forskjellige tverrsnittsarealene og tilsvarende egenvekt. Dette blir brukt i Focus for å kunne gi et så nøyaktig resultat som mulig.

Tabell 7.1.1: Oversikt over de benyttede tverrsnittsarealene.

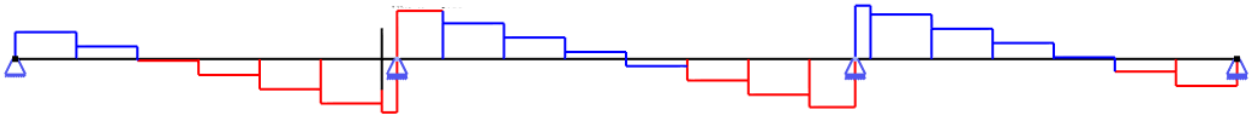
Startelement	Sluttelement	Areal [m^2]	Materialtretthet [$\frac{kN}{m^3}$]	Lengde [m]	Vekt [$\frac{kN}{m}$]
1	12	0,332600	78,5	53	26,1091
13	16	0,354900	78,5	14	27,85965
17	18	0,383900	78,5	8	30,13615
19	20	0,402500	78,5	8	31,59625
21	23	0,425000	78,5	13	33,3625
24	35	0,384500	78,5	48	30,18325
36	38	0,425000	78,5	13	33,3625
39	40	0,402500	78,5	8	31,59625
41	42	0,383900	78,5	8	30,13615
43	46	0,357900	78,5	14	28,09515
47	58	0,332600	78,5	53	26,1091

Resultatene fra både RM Bridge og Focus er som forventet av en jevn fordeltlast og 3-spennbjelke både når det gjelder moment- og skjæradiagram. Det er positivt moment midt i felt og negativt moment ved søylene. Ved akse 1 og 4 er moment lik null på grunn av fritt opplegg. Det er også symmetri i momentdiagrammet om midten av

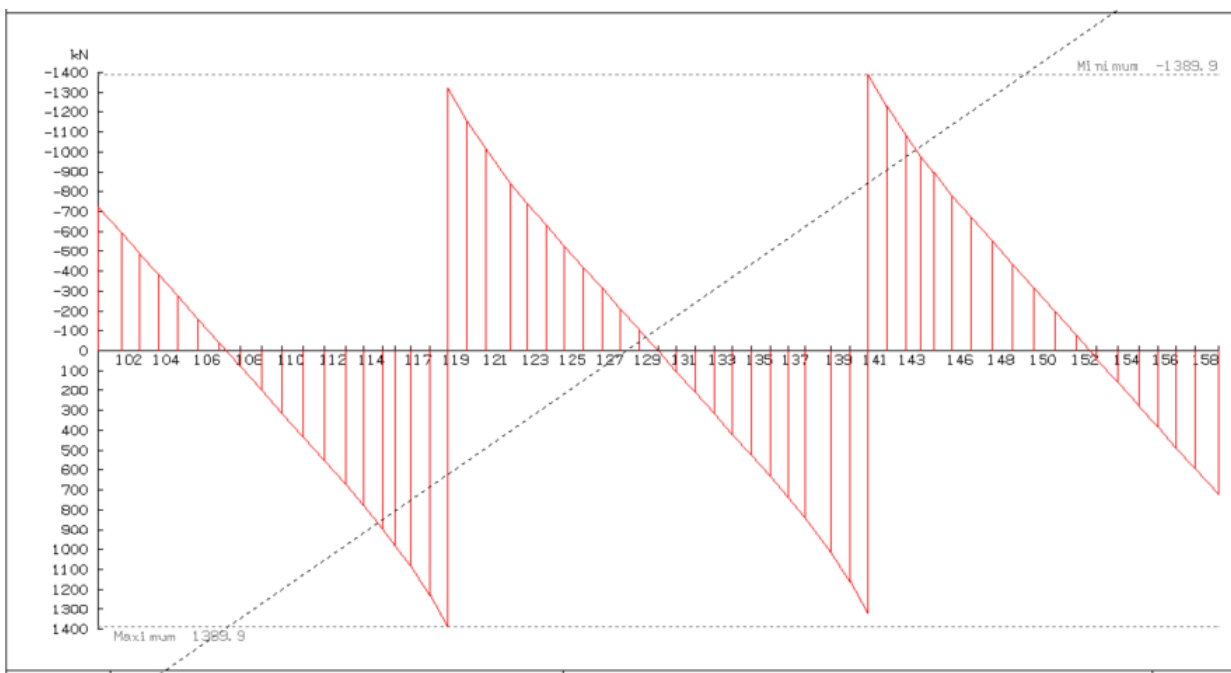
bjelken, og negativ symmetri i skjærdiagrammet. Dette stemmer godt med geometrien til bruene. Resultatene som fås ut ifra programmet er nesten like og er innenfor hva en kan forvente, særlig med tanke på de antagelsene og forenklingene gjort i Focus. RM bridge genererer egenlast automatisk ut ifra tverrsnittsareal, materialets massetetthet og elementlengde, det er derfor forventet å få et mer presist resultat fra RM Bridge.



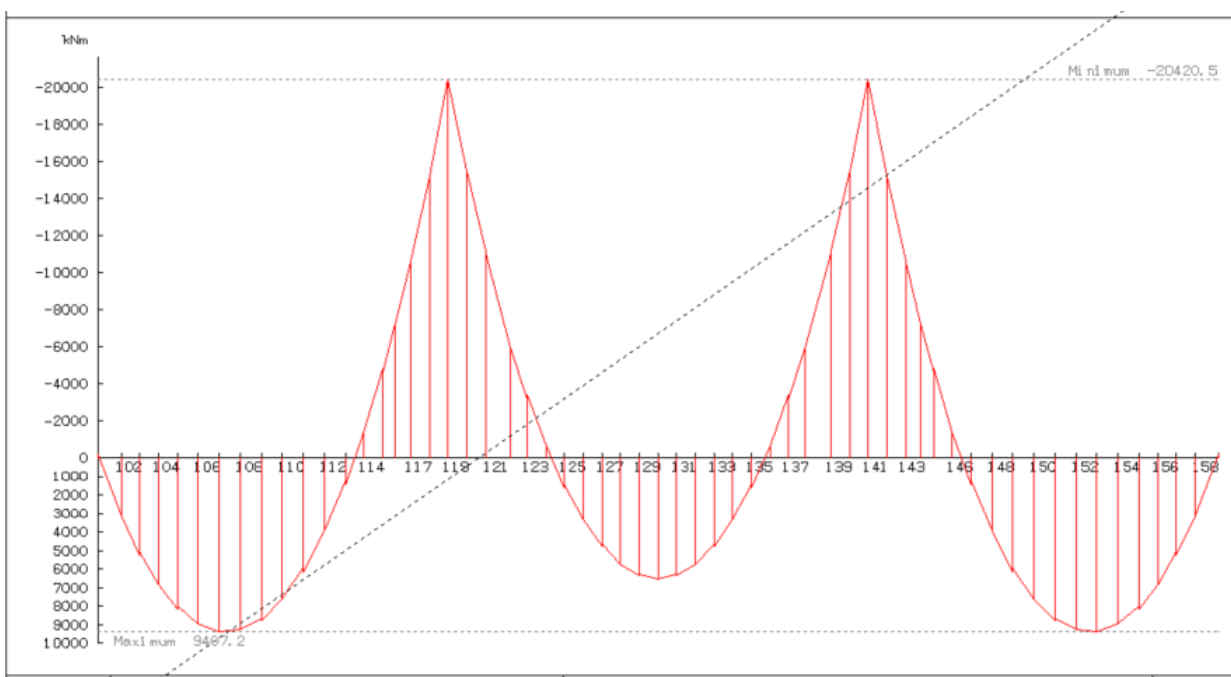
Figur 7.1.2: Momentdiagram for egenlasta til stålkassen fra Focus Konstruksjon.



Figur 7.1.3: Skjæradiagram for egenlasta til stålkassen fra Focus Konstruksjon.



Figur 7.1.4: Skjærdiagram fra RM Bridge.



Figur 7.1.5: Momentdiagram fra RM Bridge.

Tabell 7.1.2: Sammenligning av resultater fra RM Bridge og Focus Konstruksjon.

Parameter	RM Bridge	Focus	Avvik
Min Moment [kNm]	-20420,5	-20463,14	0,2%
Maks Moment [kNm]	9497,2	8952	6%
Min skjærkraft [kN]	-1389,8	-1321,65	5%
Maks skjærkraft [kN]	1389,8	1321,65	5%

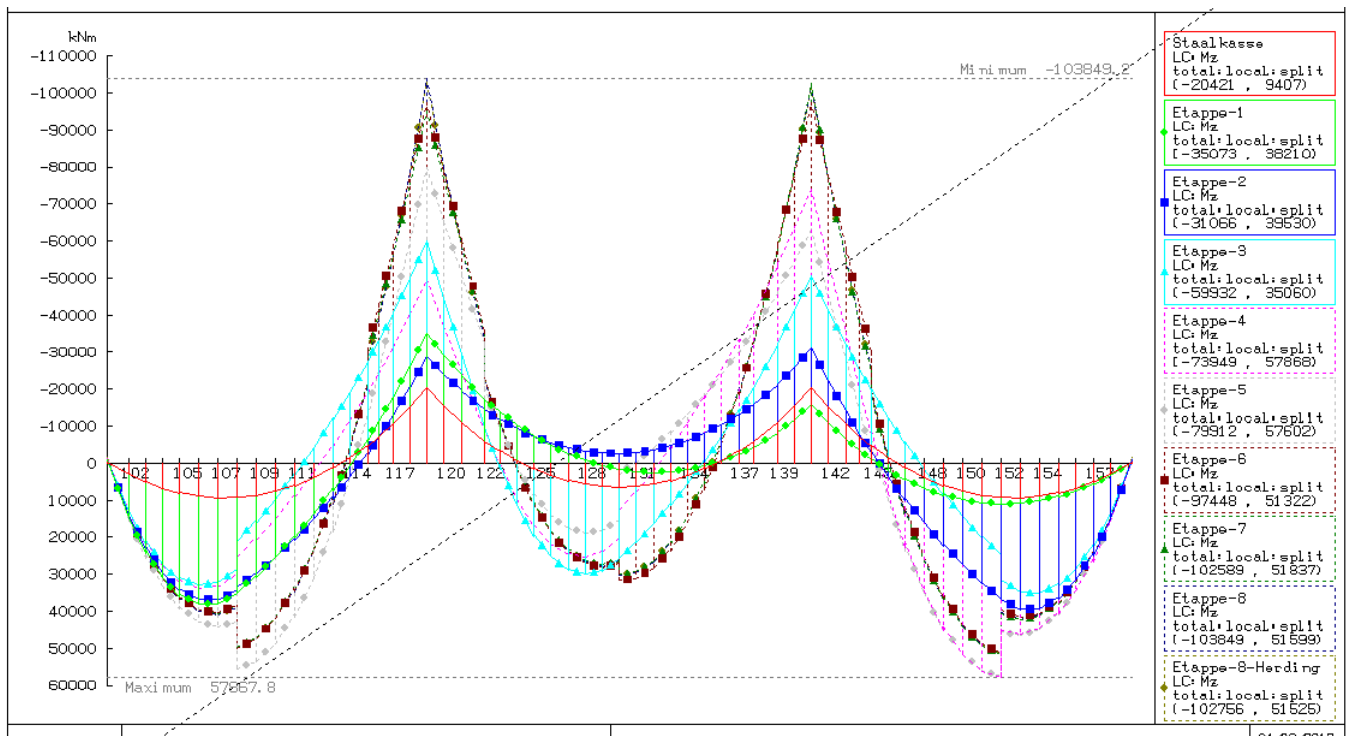
7.2 Trinnvis utstøping

Resultatene fra trinnvis utstøping ble sammenlignet med resultater utarbeidet av Bjørnar Alvin Larsen (veileder).

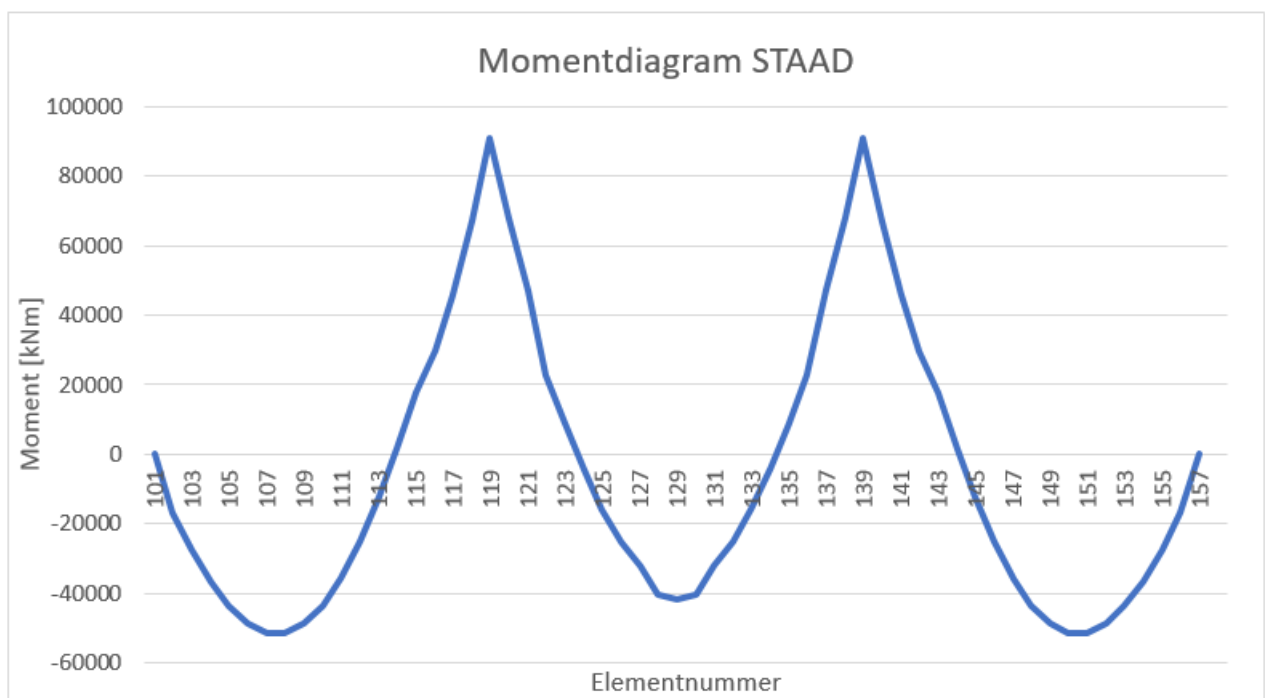
Bruen ble modellert i programmet STAAD. Siden dette programmet ikke har en funksjon som tillater trinnvis utbygging, ble denne prosessen gjort manuelt. Dette ble gjort ved at modellen i STAAD ble belastet med en jevnt fordelt last tilsvarende egenlasten til betongen og forskalingen i samme rekkefølge som utstøpingsetappene.

Etter at første etappe er modellert bli modellen i etappe 2 i tillegg belastet med en positiv jevnt fordelt last, for å simulere avlastningen av forskalingen. Denne avlastningen skjedde i de samme elementene som i etappe 1. I etappe 3 vil elementene i denne etappen bli belastet med en negativ jevnt fordelt last tilsvarende vekten av betong og forskalingen, mens elementene fra etappe 2 avlastet med en positiv jevnt fordelt last tilsvarende egenlast til forskaling, og slik fortsatte det til siste etappe.

Figuren 7.2.1 viser resultater fra trinnvis utstøping i RM Bridge, og figur 7.2.2 viser tilsvarende resultat fra STAAD.



Figur 7.2.1: Resultater for trinnvis utstøping i RM Bridge.



Figur 7.2.2: Resultater for trinnvis utstøping fra STAAD.

Tabell 7.2.1: Sammenligning av trinnvis utstøping i RM Bridge og STAAD.

Parameter	RM Bridge	STAAD	Avvik
Min Moment [kNm]	-103849	-90991	12%
Maks Moment [kNm]	57867,8	51400	7%

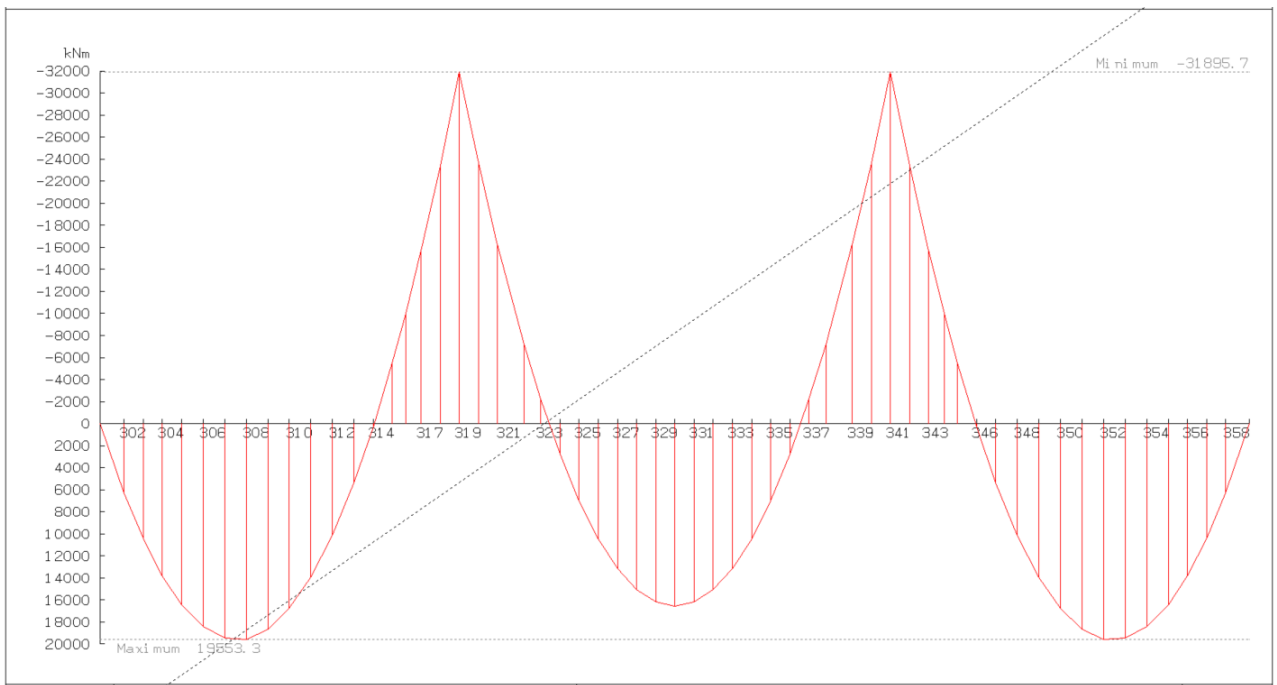
Resultatene fra RM Bridge og STAAD varierer litt: RM Bridge har generelt høyere verdier. Dette kan skyldes igjen at RM bridge genererer egenlast automatisk ut ifra tverrsnittsareal, materialets massetetthet og elementlengde, mens i STAAD ble lastene regnet ut manuelt. Det er også variasjon i rekkefølgen på 3 støpetapper mellom RM Bridge og STAAD. Etappene 3, 4 og 5 ble antatt støpt i forskjellige rekkefølger mellom modellen laget i RM Bridge og STAAD.

7.3 Superegenvekt

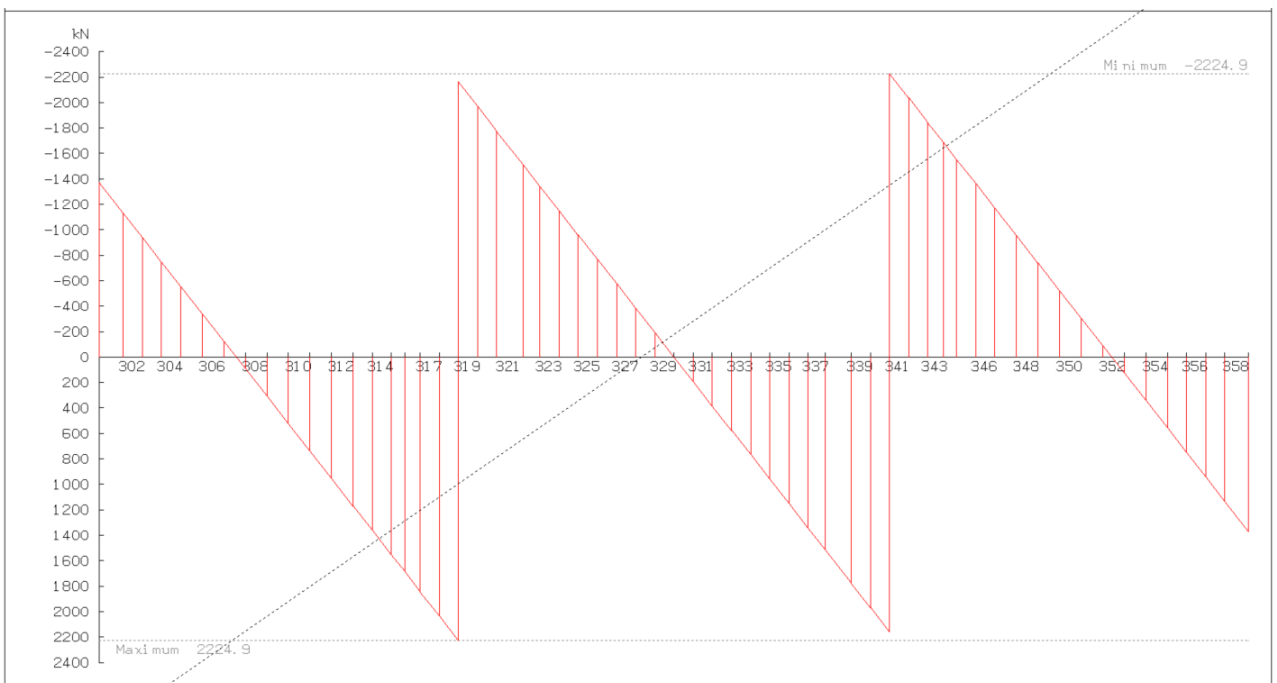
Resultater fra superegenvekt ble kontrollert ved å enkelt modellere en kontinuerlig bjelke over tre spenn i programmet Focus, og sette på en jevnt fordelt last lik 48kN/m. Ut ifra tabellen 7.3.1 kan man konkludere med at resultatene fra superegenlast er nøyaktige.

Tabell 7.3.1: Sammenligning av superegenvekt i RM Bridge og Focus Konstruksjon

Parameter	RM Bridge	Focus	Avvik
Min Moment [kNm]	-31895,7	-33063,93	3%
Maks Moment [kNm]	19553,3	19515	0,2%
Min skjærkraft [kN]	-2224,9	-2212,1	0,57%
Maks skjærkraft [kN]	2224,9	2212,1	0,57%



Figur 7.3.1: Momentdiagram for superegenlast i RM Bridge.



Figur 7.3.2: Skjærdiagram for superegenlast i RM Bridge.

Kapittel 8

Resultater fra RM Bridge

8.1 Tverrsnittskapasitet

RM Bridge regner ikke ut tverrsnittskapasitet direkte, men for hvert tverrsnitt som er definert i programmet, blir det regnet ut tverrsnittsareal (A_x), skjærareal (A_z) og plastisk momentmotstand (W_{pl}). Dette kan brukes til å regne ut tverrsnittskapasitet.

Resultatene fra programmet er blitt sammenlignet med kapasiteter regnet ut etter Eurokoden. Tabellene 8.1.1 og 8.1.2 viser resultater fra begge tilfellene. Generelt gir ikke RM Bridge riktig kapasitet dersom tverrsnittet er klassifisert som klasse 4. Dette fordi tverrsnittet er utsatt for lokalknekking. Kapasiteten beregnet etter Eurokoden er generelt lavere enn kapasiteten hentet fra RM Bridge. Verdiene avviker særlig i samvirketverrsnitt hvor RM Bridge gir mye høyere moment- og trykkapasitet. Detaljert beregningseksempel av tverrsnittskapasitet er gitt i vedlegg B. Håndberegningene for dimensjonerende aksial trykkapasitet og skjærkapasitet i pilar hadde et stort avvik fra resultatene i RM Bridge. Det mistenkes at det har vært noe feil i beregningene.

Tabell 8.1.1: Sammenligning av tverrsnittskapasitet i midtfelt

	Tverrsnittskapasitet midtfelt			
	Stålkasse		Samvirketverrsnitt	
	RM Bridge	Håndberegning	RM Bridge	Håndberegning
Dimensjonerende aksial trykkapasitet [kN]	126992	120300	357572	212800
Dimensjonerende skjærkapasitet [kN]	29561	29700	37982	33110
Dimensjonerende momentkapasitet [kNm]	166854	127000	321032	286300

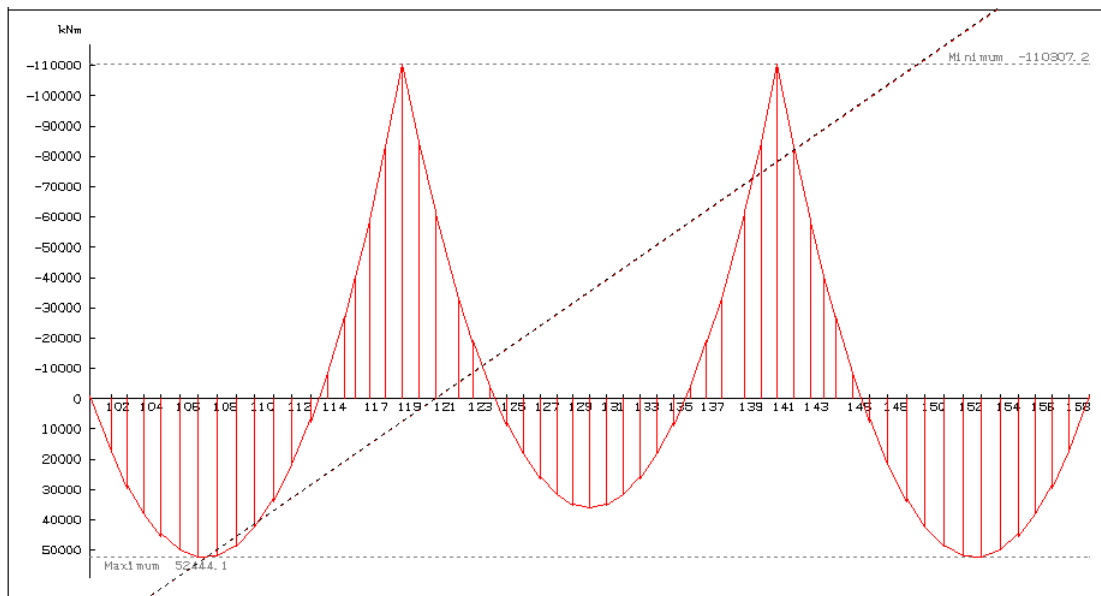
Tabell 8.1.2: Sammenligning av tverrsnittskapasitet i pilar

	Tverrsnittskapasitet pilar			
	Stålkasse		Samvirketverrsnitt	
	RM Bridge	Håndberegning	RM Bridge	Håndberegning
Dimensjonerende aksial trykkapasitet [kN]	200836	215300	227105	-
Dimensjonerende skjærkapasitet [kN]	35403	38230	50305	-
Dimensjonerende momentkapasitet [kNm]	288730	299000	442900	356700

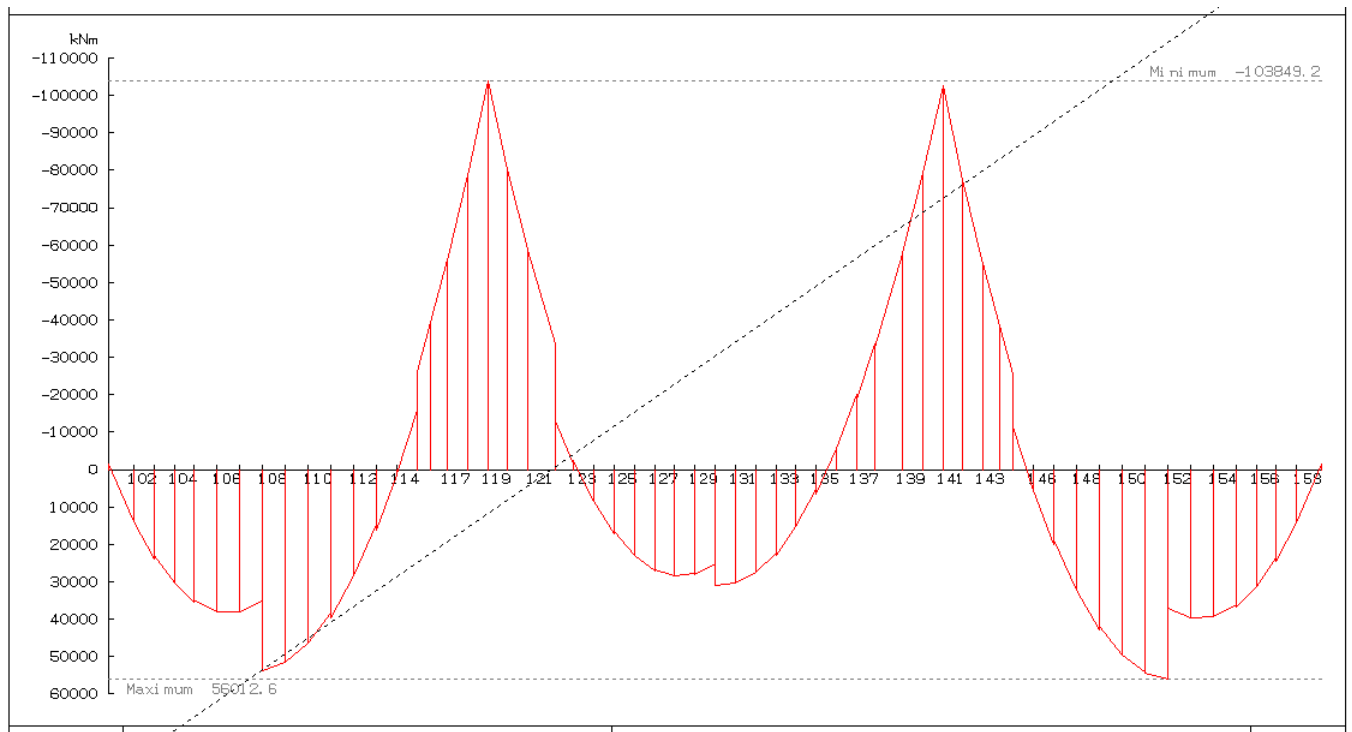
8.2 Effekten av trinnvis utstøping av betong

Grunnen til man ønsker å støpe betong i sekvenser er å få utnyttet kapasiteten til konstruksjonen mest mulig under byggeprosessen. Dette gjelder særlig stålkasse, dersom hele dekket støpes i en sekvens må stålkassen dimensjoneres til å kunne bære både sin egenlast, men også egenlasten til hele dekket før samvirke etableres.

Ved å benytte trinnvis utstøping kan man dra nytte av samvirke underveis i utstøpingen. For å undersøke effekten av trinnvis utstøping ble det laget en modell i RM Bridge hvor stålkassen ble belastet med hele vekten til betongen og forskalingen i en sekvens. Figurene 8.2.1, 8.2.2, 8.2.3 og 8.2.4 under viser forskjellen i momentdiagrammene og spenningen i bunnplaten.

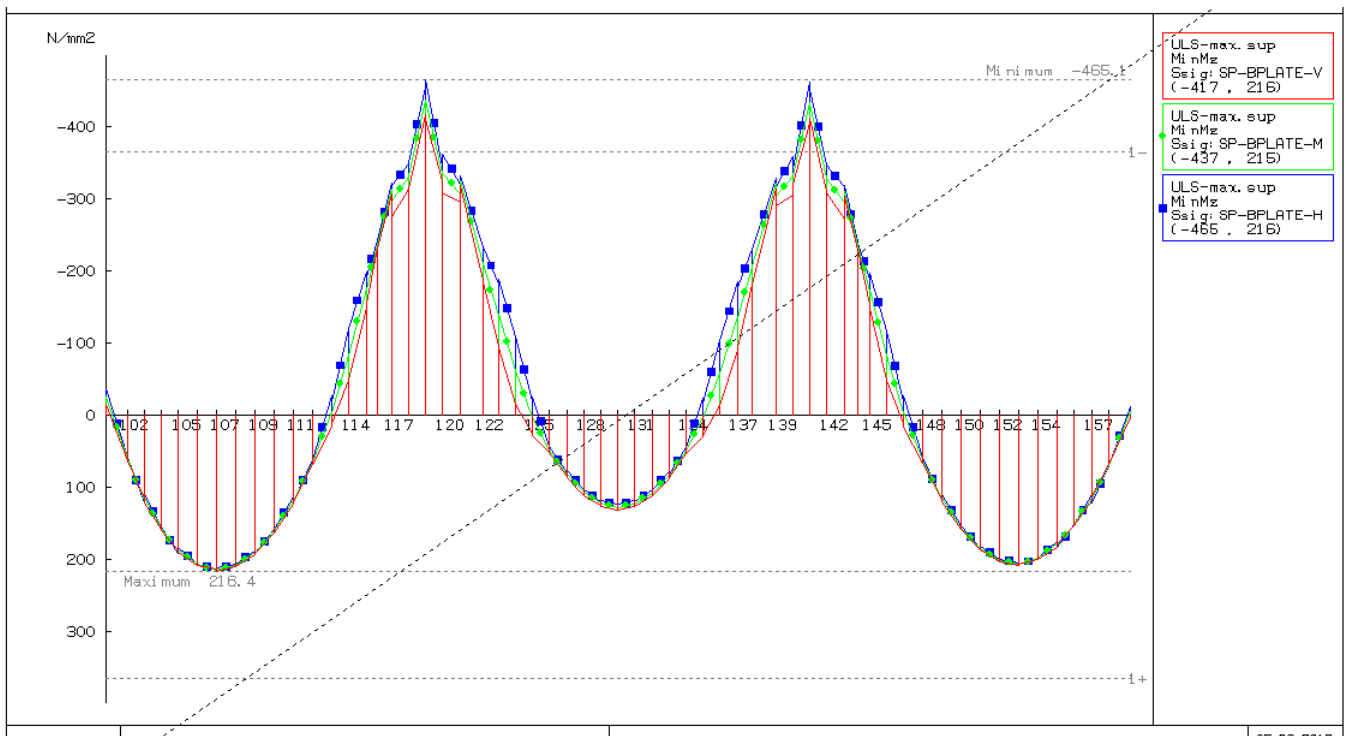


Figur 8.2.1: Momentdiagram for bunnplaten ved en-sekvens-støping.

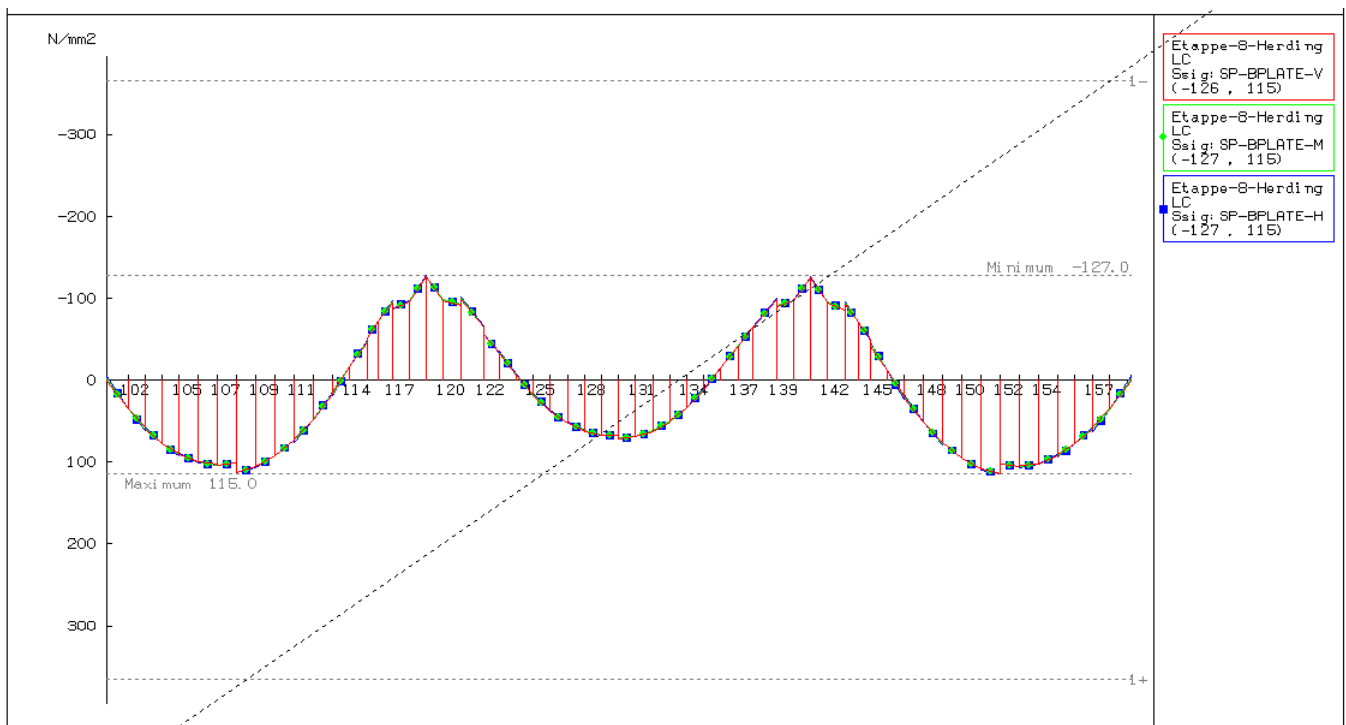


Figur 8.2.2: Momentdiagram for bunnplaten ved trinnvis utstøping.

Ut ifra momentdiagrammene kan vi konkludere med at en-sekvens-utstøping vil føre til større moment særlig ved akse 3 og 4. Dette gjenspeiler seg i spenningen i bunnplaten ved disse aksene. Figurene 8.2.3 og 8.2.4 viser spenningen i bunnplaten for begge tilfellene. Ved en-sekvens-utstøping vil bunnplaten overstige flytespenningen fordi man ikke får benyttet kapasiteten til samvirketverrsnitt. I figur 8.2.4 der samvirke er etablert underveis kan man se at spenningen er mye lavere. Mellom hvert trinn blir et nytt samvirke etablert, noe som fører til at betongen også tar opp krefter.



Figur 8.2.3: Spenningsdiagram for bunnplaten ved en-sekvens-støping.



Figur 8.2.4: Spenningsdiagram for bunnplaten ved trinnvis utstøping.

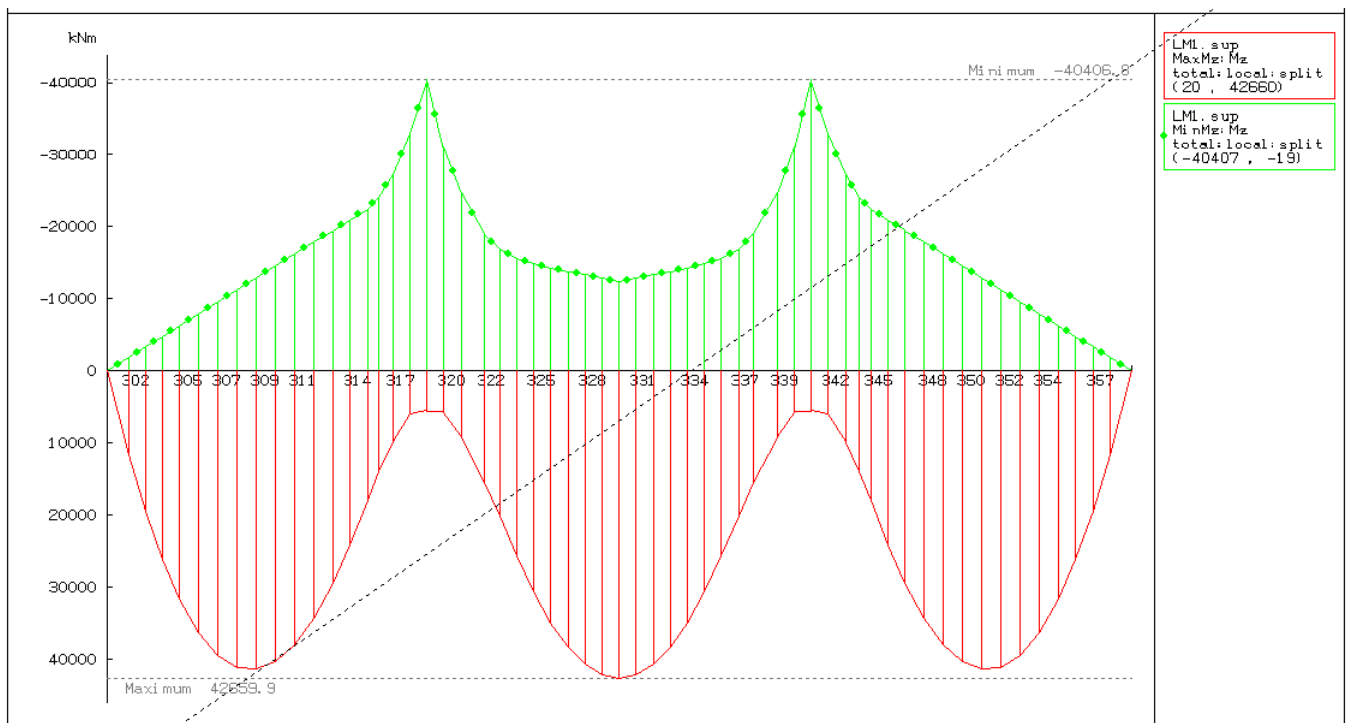
8.3 Trafikklast

Som nevnt tidligere i kapittel 6 blir den mest ugunstige kombinasjonen av trafikklasten ut ifra modell LM1 påført konstruksjonen. Dette vil gjøre kontrollen av resultatene mer komplisert, det er derfor valgt å diskutere formen på momentdiagrammet.

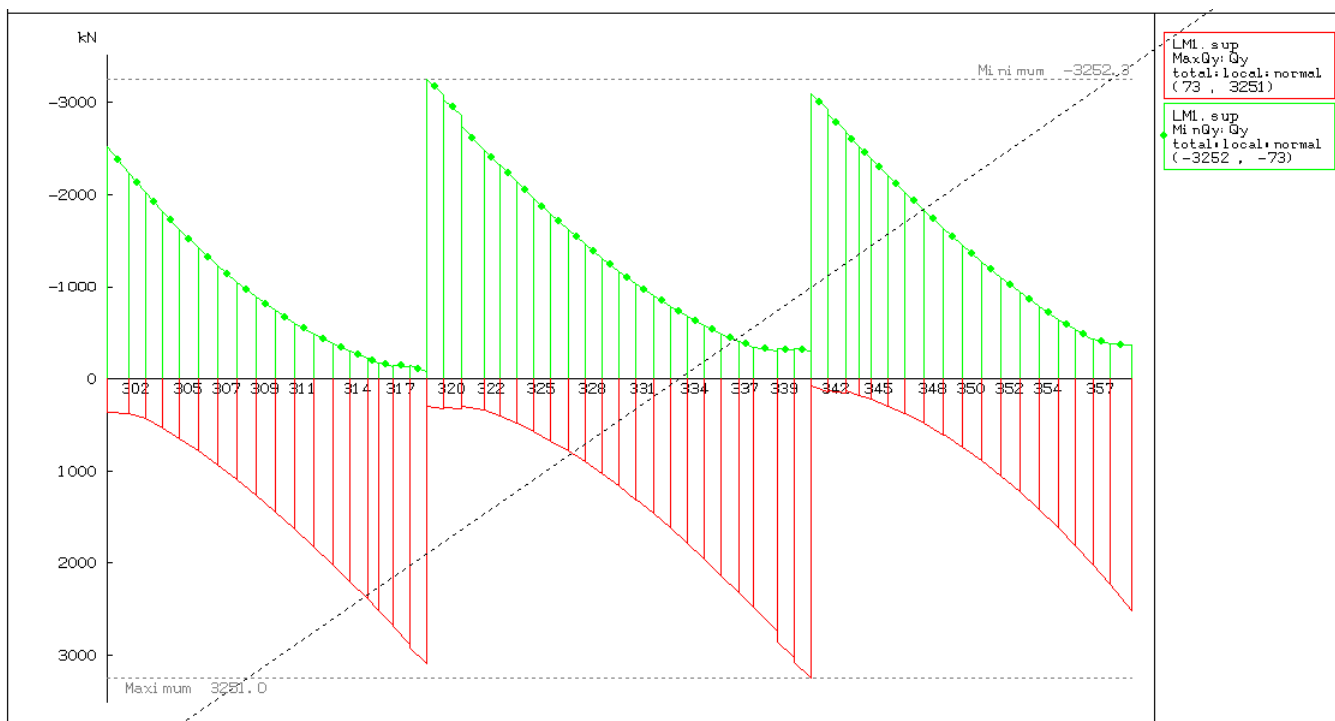
Størst moment oppnås ved akse 2 og 3 (figur 8.3.1 og 8.3.2). Midtspennet, som er det lengste spennet på 90 m, vil ta opp mer moment enn de to andre spennene.

Ved modellering av trafikklast må man, i tillegg til skjær og moment, også se på torsjon. Torsjon er en viktig fordi broen strekker seg over en bredde på 12m. Dersom det er ubalanse mellom trafikken i høyre og venstre felt vil torsjon oppstå. Dette kan i verste fall resultere til at hele konstruksjonen vipper.

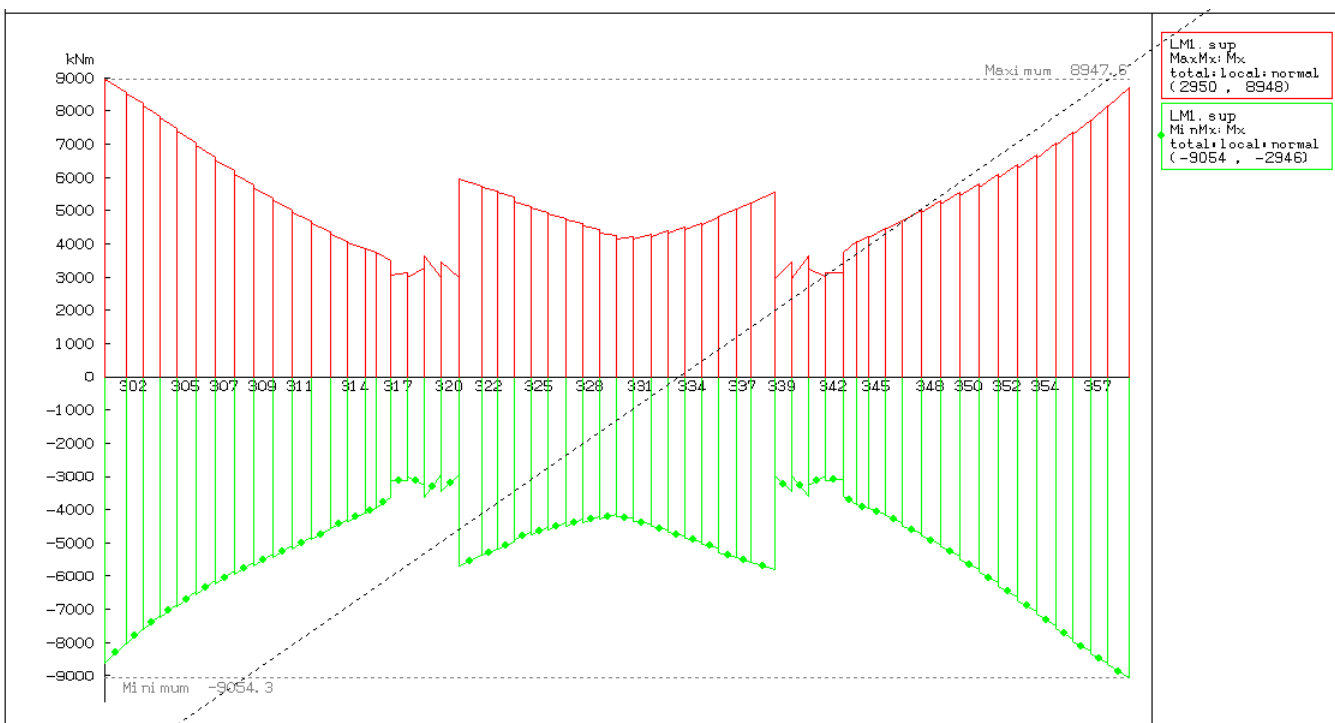
I figur 8.3.3 kan man se at torsjonen er størst ved landkarene i akse 1 og 4. Som nevnt i kapittel 6 blir landkarene modellert med bredere “abutment” for å kunne ta opp disse kreftene.



Figur 8.3.1: Momentdiagram i samvirket pga trafikklast.



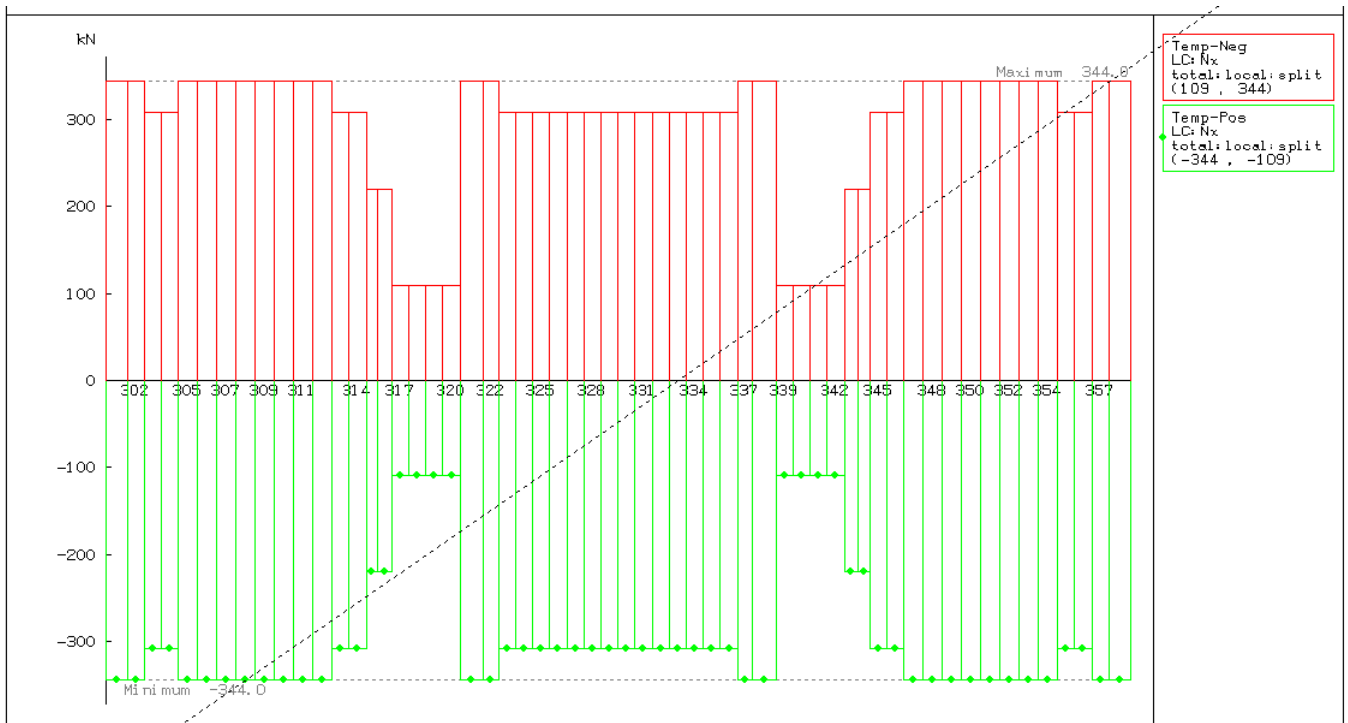
Figur 8.3.2: Skjærkraft i samvirket pga trafikkløst.



Figur 8.3.3: Torsjon i samvirket pga trafikkløst.

8.4 Temperatur

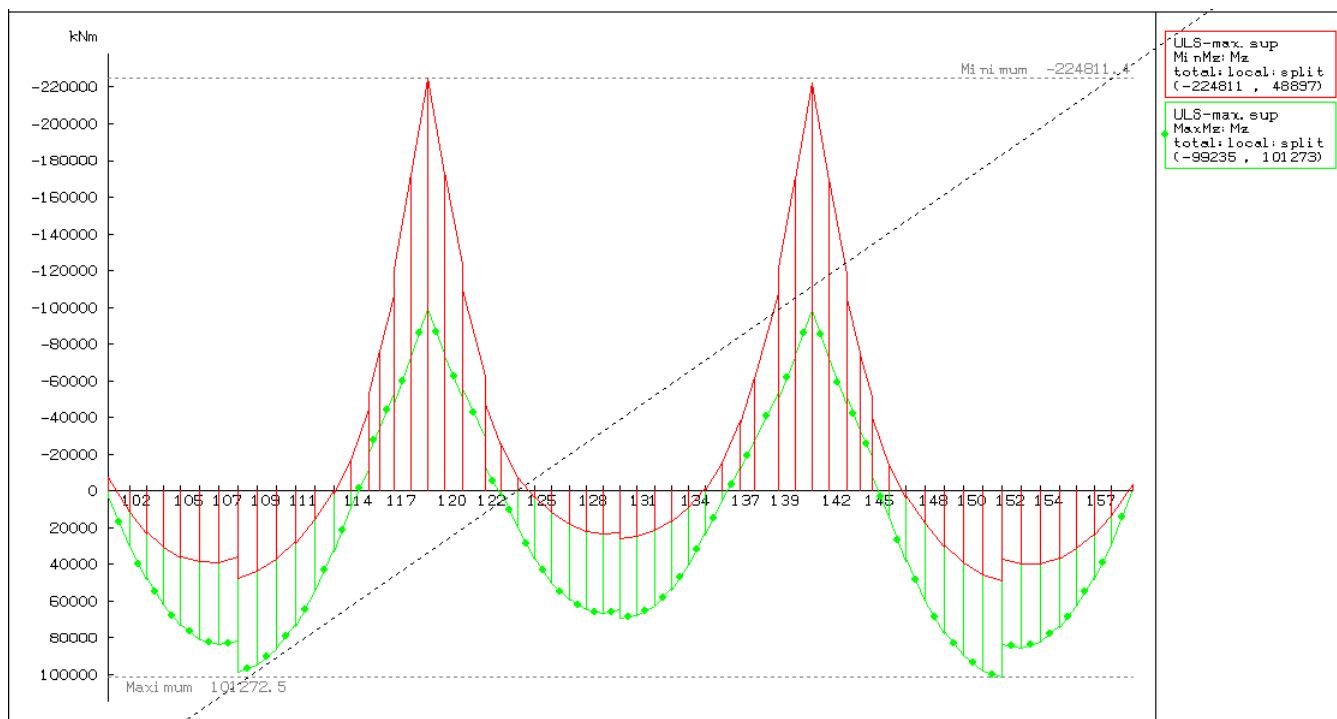
Når samvirke blir utsatt for temperaturendring vil det oppstå indre krefter. Som man kan se fra figur 8.4.1 vil disse kreftene bli størst i feltet. Grunnen til at aksiallasten synker ved elementene 17-20 og 39-42 er endring i tverrsnittet. Disse elementene er modellert uten betongdekke.



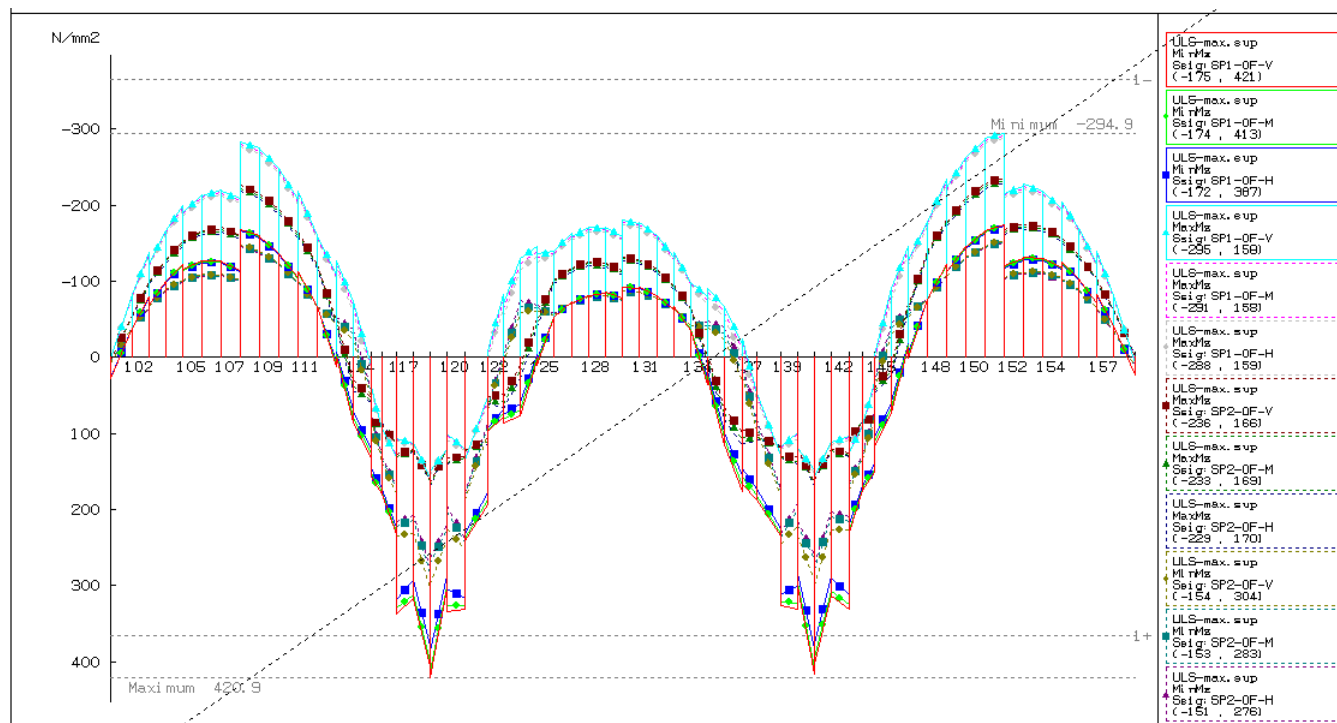
Figur 8.4.1: Aksiallast i samvirketverrsnittet pga temperaturendringer.

8.5 Bruddgrensetilstand

Figur 8.5.1 og 8.5.2 viser henholdsvis momentdiagrammet og spenningsdiagram for bruene i bruddgrensetilstand i overflensen. Stålfastheten ligger på $420 \frac{N}{mm^2}$. Denne fastheten overskrides i bruddgrensetilstand. Det vil derfor være nødvendig å øke denne.



Figur 8.5.1: Momentdiagram for overflensen i bruddgrensetilstand.



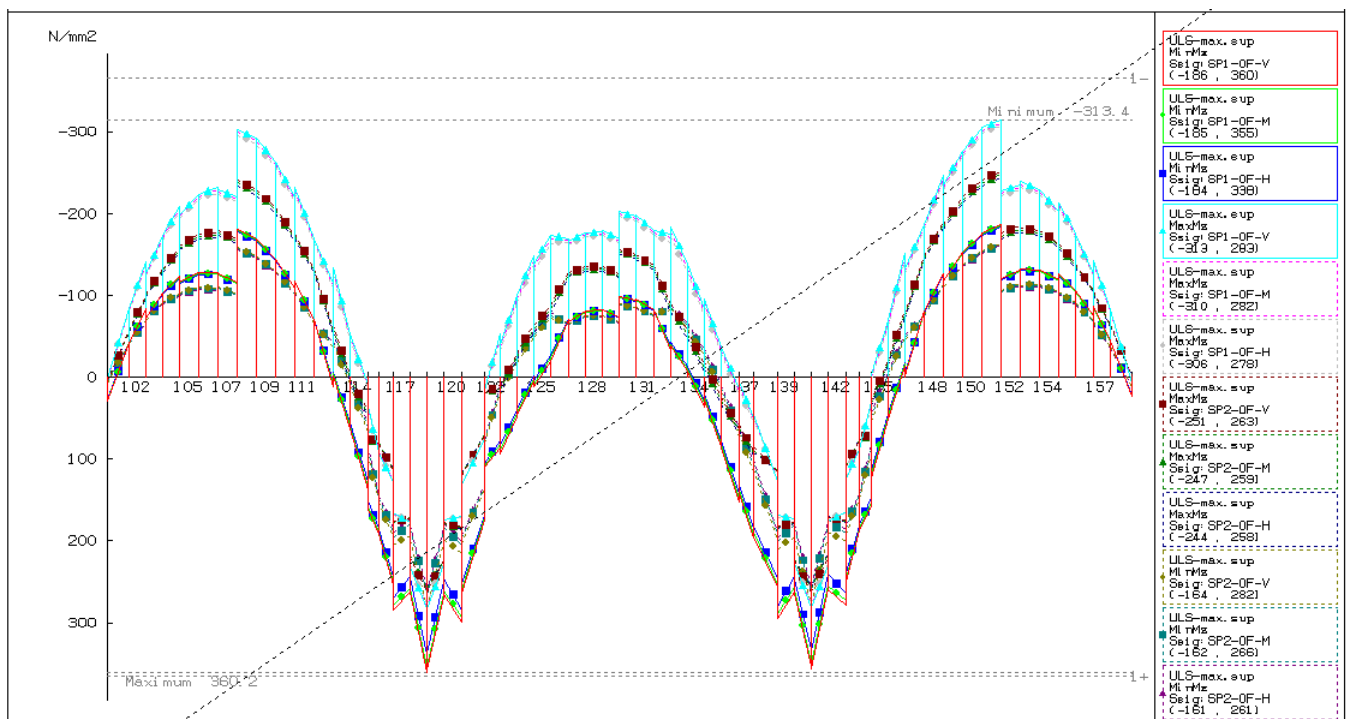
Figur 8.5.2: Spenningsdiagram i overflensen i bruddgrensetilstand.

8.6 Effekten av dobbelt samvirke

Dobbelt samvirke ble modellert ved å forsterke stålkassen i områdene utsatt for negativt moment ved pilarene med betong. Dette ga lite utslag på den globale analysen, både når det gjelder moment- og skjæradiagrammet.

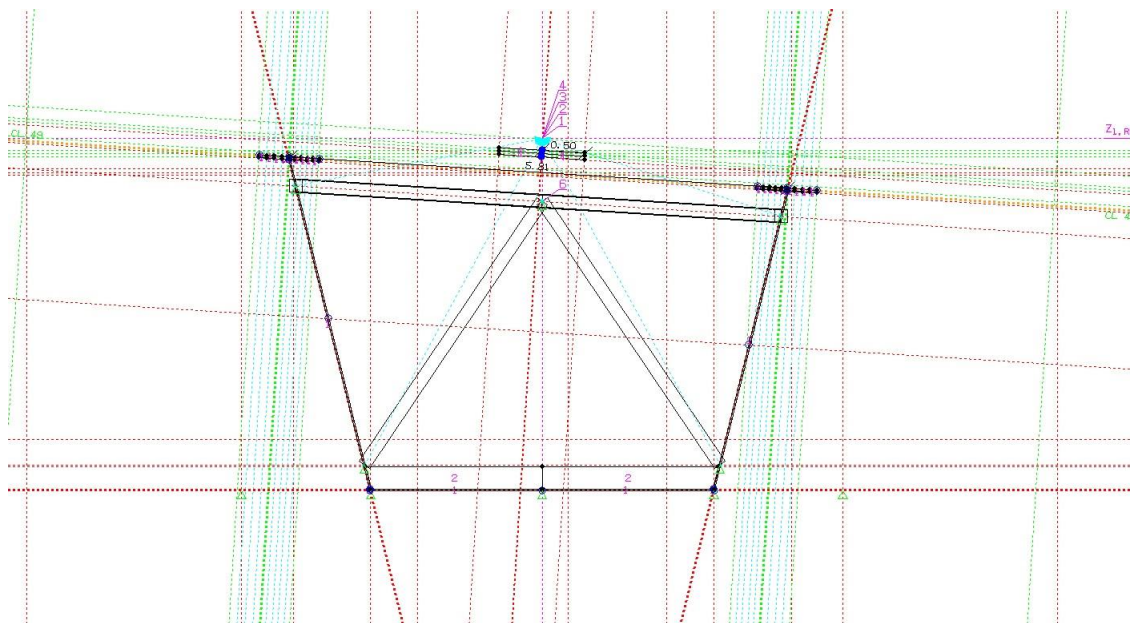
Hensikten med støpe betong i denne delen av tverrsnittet er å øke kapasiteten rett over pilarene, og da særlig trykkapasitet i bunnplaten.

Ut ifra figur 8.6.1 under kan man se forskjellen i strekkspenning sammenlignet med tilsvarende figur uten dobbelt samvirke i bruddgrensetilstand (se figur 8.5.2).



Figur 8.6.1: Spenningsdiagram i overflensen med dobbelt samvirke.

Når betong støpes i bunnen av stålkassen vil nøytralaksen bli forskjøvet mot den nedre delen av tverrsnittet. Dette vil føre til at store deler av steget og flensene tar opp strekk. Dermed økes momentkapasiteten til tverrsnittet. Samme effekt oppnås på den trykkutsatte bunnplaten siden betongforsterkningen vil ta en stor del av trykkspenningen.



Figur 8.6.2: Tverrsnitt med dobbelt samvirke.

8.7 Kryp

Figuren 8.7.1 viser effekten av langtidskryp i samvirket.



Figur 8.7.1: Moment pga langtidskryp i samvirke.

8.8 Dybler

Dyblene ble modellert i RM Bridge og ved hjelp av Vegard Fossbakken ble hele modellen gjennomgått. Allikevel var det ikke mulig å hente ut skjæradiagram for dyblene. RM Bridge er et komplisert program som ikke har en detaljert manual eller teorimanual. Alle disse faktorene gjør det vanskelig å feilsøke modellen og på grunn av begrensning i tid har det ikke vært mulig å få den nødvendige informasjonen ut av RM Bridge.

Den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten på dyblene ble beregnet for hånd og presenteres under. Antall nødvendige dybler vil bestemmes ut ifra ned nødvendige kapasiteten.

Diameter:	$d = 22mm$
Dybler bruddspenning:	$f_u = 450 \frac{N}{mm^2}$
Materialfaktor:	$\gamma_m = 1.15$
E-modull betong:	$E_{cd} = 36000 \frac{N}{mm^2}$
Flytespenning betong:	$f_{yk} = 45 \frac{N}{mm^2}$

$$P_{rd,1} = \frac{0.8f_u \cdot \pi d^2}{4 \cdot 1.15} = 118.998kN$$

$$P_{rd,2} = \frac{0.29d^2 \cdot \sqrt{f_{yk} E_{cd}}}{1.15} = 155.347kN$$

$$P_{rd} = \min(P_{rd,1}, P_{rd,2}) = 118.998kN$$

Kapittel 9

Konklusjon

Den nye Hommelvikbruen ble modellert i programmet RM Bridge. RM Bridge (V10 advanced) er utviklet av Bentley i Østerrike og er et såkalt 4D-program som gir muligheten til å se på byggeprosessen og tidsavhengige effekter.

Lastene beregnet av RM Bridge ble kontrollert gjennom analyse i Focus Konstruksjon og resultater av STAAD gitt av veileder Bjørnar Larsen. Resultatene stemte godt, men lastene for trinnvis bygging ble noe høyere ved bruk av RM Bridge. Dette kan skyldes at RM bridge genererer egenlast automatisk ut ifra tverrsnittsareal, materialets massetetthet og elementlengde, mens i STAAD ble lastene regnet ut manuelt.

Tverrsnittskapasiteten ble analysert både i RM Bridge og beregnet for hånd etter Eurokoden. Generelt gir ikke RM Bridge riktig kapasitet dersom tverrsnittet er klassifisert som klasse 4. Dette fordi tverrsnittet blir utsatt for lokal knekking. Kapasiteten beregnet etter Eurokoden er generelt lavere enn kapasiteten hentet fra RM Bridge. Verdiene avviker særlig i samvirketverrsnitt hvor RM Bridge gir mye høyere moment- og trykkapasitet.

Effekten av trinnvis støping ble også undersøkt ved å analysere for en-sekvens-utstøping og trinnvis utbygging. Ut ifra momentdiagrammene kan det konkluderes med at en-

sekvens-utstøping vil føre til større moment, særlig ved akse 3 og 4.

I bruddgrensetilstand ble det funnet at stålfastheten ble overskrevet. Stålet har en fasthet på 420 kN/mm², og det anbefales å øke denne.

For å kontrollere effekten av dobbelt samvirke ble tverrsnittet modellert med forsterkning med betong i stålkassen ved områdene utsatt for negativt moment over pilarene. Dette ga lite utslag på den globale analysen, både når det gjelder moment- og skjærdiagrammet. Hensikten med støpe betong i denne delen av tverrsnittet er å øke kapasiteten rett over pilarene, og da særlig trykkapasitet i bunnplaten. Når betong støpes i bunnen av stålkassen vil nøytralaksen bli forskjøvet mot den nedre delen av tverrsnittet. Dette vil føre til at store deler av steget og flensene tar opp strekk. Dermed økes momentkapasiteten til tverrsnittet. Samme effekt oppnås på den trykkutsatte bunnplaten siden betongforsterkningen vil ta en stor del av trykkspenningen.

Håndberegningen for denne type samvirkebru er veldig komplisert og tidskrevende. Det er store muligheter for feilberegning, særlig på grunn av den uvanlige formen på bruens tverrsnitt. RM Bridge er derfor en god løsning for å gjennomføre beregninger på denne konstruksjonstypen.

Dessverre har programmet sine ulemper. Det er et komplisert og utfordrende program som ikke har noen detaljert brukermanual. Det finnes heller ingen fullverdig teori-manual. Det tok derfor mye tid å bygge opp en fungerende modell. På grunn av tidsbegrensning var det for eksempel ikke mulig å hente ut data for dybler .

Programmet er allsidig og takler beregning på alle typer samvirketverrsnitt. Noe som gjøre RM Bridge unikt er at i tillegg til å ha muligheten til å beregne laster som trafikk- og temperaturlast kan den analysere trinnvis utbygging. Den gir allikevel ikke riktig kapasitet ved klasse 4 i forhold til Eurokoden.

Referanser

- Bentley (2011a). Training prestressing basic analyzer - part 1: Ec.
- Bentley (2011b). Training prestressing basic modeler - ec.
- Brozzetti, J. (2000). Design development of steel-concrete composite bridges in france. *Journal of Constructional Steel Research*, 55(1):229–243.
- Collings, D. (2005). *Steel-concrete composite bridges*. Thomas Telford.
- Esam, S. (2014). Beregninger for samvirkebruer.
- Monsen, K. H. (2016). Analyse og kapasitetskontroll av skadet fritt frambygg bru av betong. Master's thesis, NTNU.
- Norge, S. (2002). Ns-en 1990: 2002+ na: 2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. *Standard Norge, April*.
- Norge, S. (2003). Ns-en 1991-2: 2003+ na: 2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 2: Trafikklast på bruer.
- Norge, S. (2008a). Ns-en 1991-1-5: 2003+ na: 2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-5: Allmenne laster, termisk påvirkning.
- Norge, S. (2008b). Ns-en 1992-1-1: 2004+ na: 2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

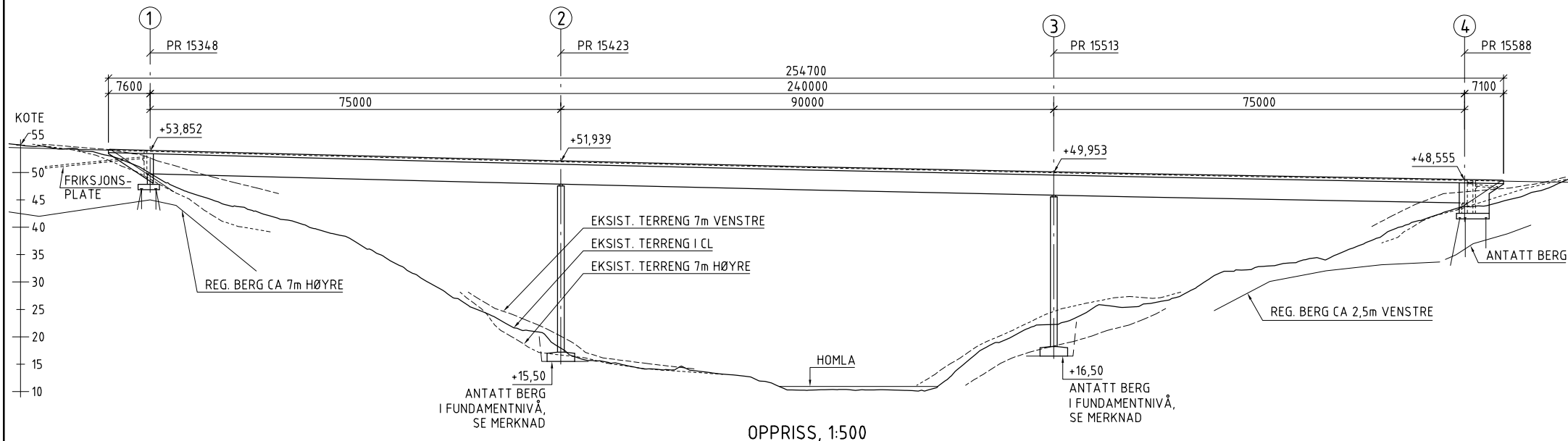
- Norge, S. (2008c). Ns-en 1992: 2004+ na: 2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- Reinertsen (2015). Forprosjekt konstruksjoner delstrekning 2 og 3.
- Stroh, S. and Sen, R. (2000). Steel bridges with double-composite action: Innovative design. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1696):299–309.
- Vayas, I. and Iliopoulos, A. (2013). *Design of steel-concrete composite bridges to eurocodes*. CRC Press.
- Vegvesen, S. (2009). Håndbok n400 bruprosjektering.
- Vegvesen, S. (2014). Planprogram e6 ranheim - værnes, reguleringsplan med konsekvensutredning.

Appendix A

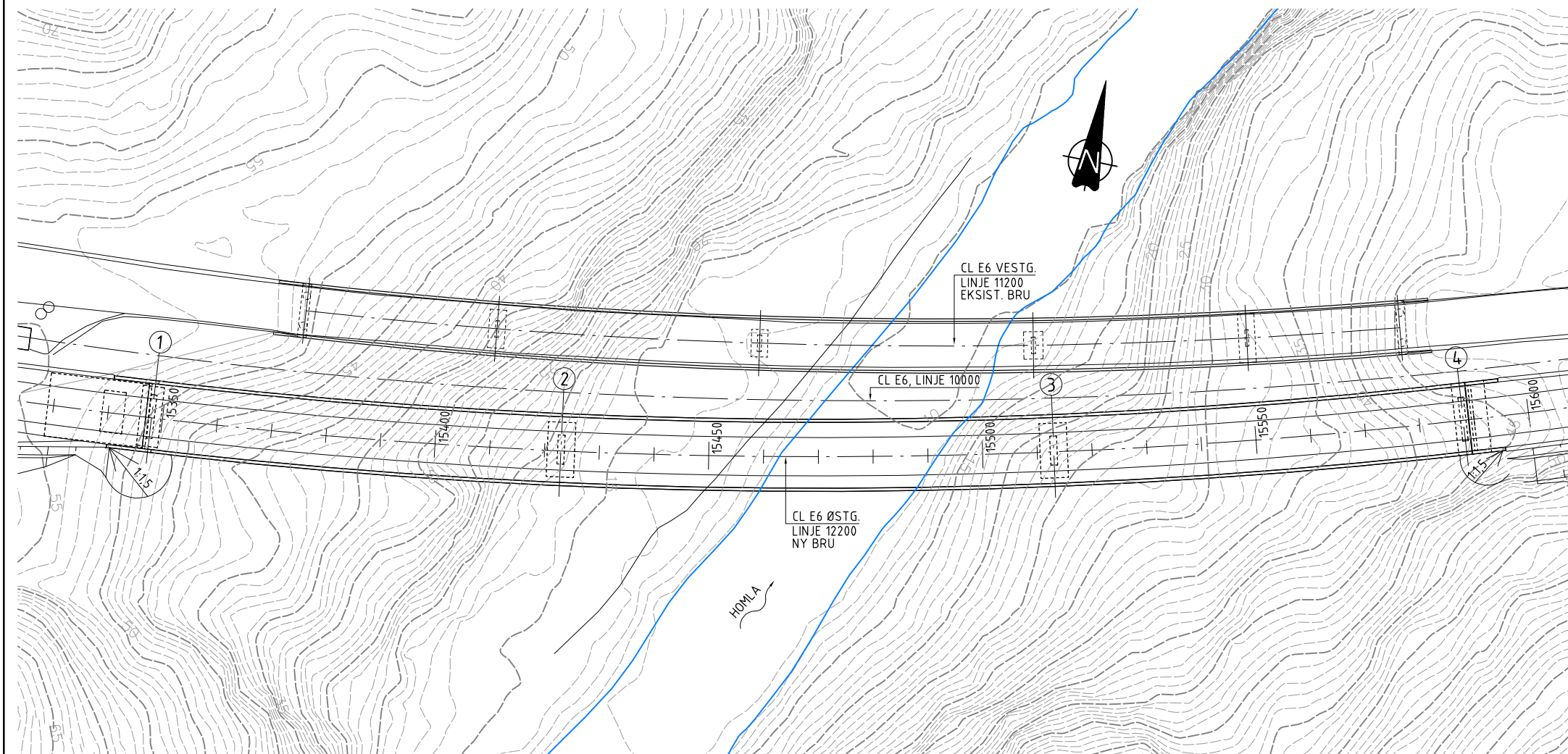
Tegninger

PROFILNUMMER	15350	15400	15450	15500	15550	15600
PROFILHØYDE	53,798	52,501	51,308	50,219	49,234	48,353
TERRENGHØYDE	48,65	29,29	13,50	17,72	32,72	46,28
VERTIKALKURVE	R-lav=24.000					
HORISONTALKURVE	R=-1050					
TVERRFALL	6,3%					
—H.k.j.b.k.	6,3%					
---V.k.j.b.k.	6,3%					

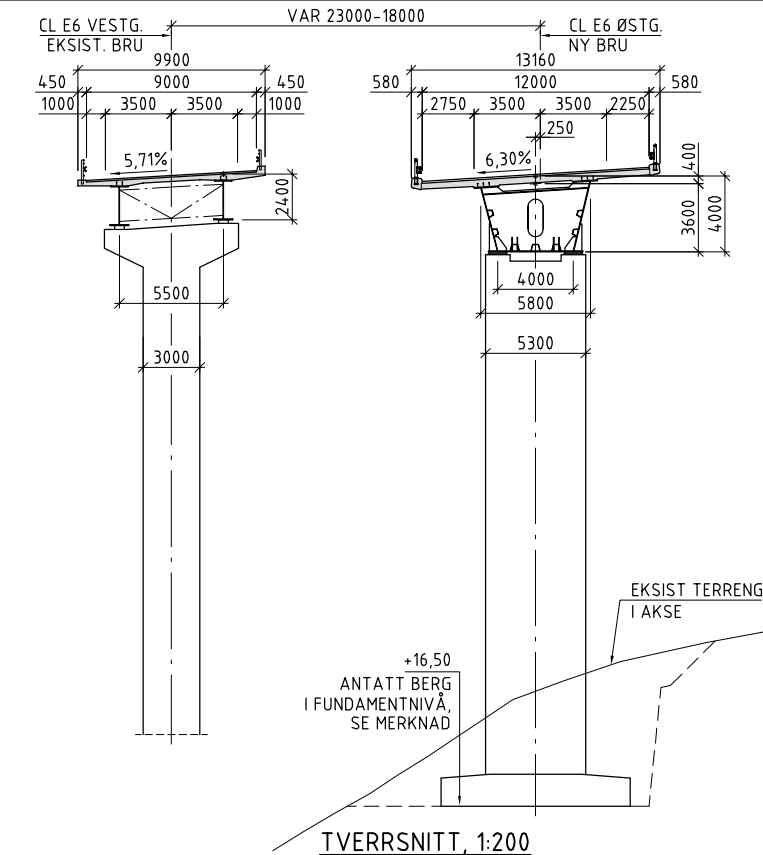
TABELL GJELDER PROFILLINJE, LINJE 12200, SE PLAN



OPPRISS, 1:500



PLAN, 1:500



TVERRSNITT, 1:200

MERKNADER

PROSJEKTERINGSGRUNNLAG
SV HB V499 BRUPROSJEKTERING - EUROKODEUTGAVE (2011)
HOVEDVEG E6: DIM.KLASSE H7+, ÅDT 18000, FARTSGRENSE 90km/t
KOORDINATER: NTM10
HØYDER: NN2000

KONSTRUKSJON
SAMVIRKEBRU MED STÅLKASSE I SAMVIRKE MED BETONG BRUDEKKE

FUNDENTERING
AKSE 1 OG 4: STÅLKJERNEPELER TIL BERG
AKSE 2 OG 3: DIREKTEFUNDENTERING PÅ BERG.
DERSOM DYBDE TIL BERG ER VESENTLIG STØRRE ENN ANTATT, BENYTTES STÅLKJERNEPELER.

BETONG/ARMERING
BETONGSPESIFIKASJON: B45 SV-40
BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
ARMERING: SLAKKARMERING B500NC
KONTROLLKLASSE: NS-EN 1990, KONTROLLKLASSE UTVIDET
NS-EN 13670, UTFØRELSESKLASSE 3

STÅL
STÅLSORTER: HOVEDSTÅL S420N/S420NL
SEKUNDÆRSTÅL S355N
OVERFLATEBEHANDLING: SYSTEM 1 IHT SV HB R762, PROSESS 85.3
KONTROLLKLASSE: NS-EN 1990, KONTROLLKLASSE UTVIDET
NS-EN 1993-1-1/A1, UTFØRELSESKLASSE EXC3

BELEGNING
BELEGNINGSKLASSE A3 ASFALTSLITELAG MED FULL FUKTISOLERING
FUKTISOLERING TYPE A3-4
DIMENSJONERENDE BELEGNINGSVEKT 2,5kN/m2
LAGRE OG FUGER
FASTLAGRE I AKSE 2 OG 3
GLIDELAGRE I AKSE 1 OG 4. FASTHOLDNING VED FRIKSJONSPLATE I AKSE 1.
KJØREBANEFUGE I AKSE 4

REKKVERK
BRUREKKVERK STYRKEKLASSE H2
OVERGANGSREKKVERK TIL VEGREKKVERK / AVSLUTNING IHT HB N101

A3 GIR HALV MÅLESTOKK

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Saksnr.		Tegningsdato	04.06.2015		
E6 HP15		Bestiller	Region midt		
Ranheim-Varnes		Produsert for	Asplan Viak AS		
HOMMELVIKBRUA ØSTGÅENDE		Produsert av	Reinertsen AS		
OVERSIKTSTEGNING		Prosjektnummer	404795		
		PROF-nummer	16E0006R_36		
		Arkivnummer	2013/070195		
		Byggeværksnummer			
Forprosjekt		Målestokk A1	SOM ANGITT		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer /	revisjonsbokstav
KS	EO	TT	.\13\2220088		K44-101

Appendix B

Beregninger

Temperaturlast etter NS-EN 1991-1-5:

Temperaturfordelingen i konstruksjonenstverrsnitt kan deles inn i fire hoveddeler:

- Jevnt fordelt temperaturandel (ΔT_u)
- Lineært varierende temperaturdifferanse om z-z-aksen (ΔT_{MY})
- Lineært varierende temperaturdifferanse om y-y-aksen (ΔT_{MZ})
- Ikke-lineært varierende temperaturdifferanse (ΔT_E)

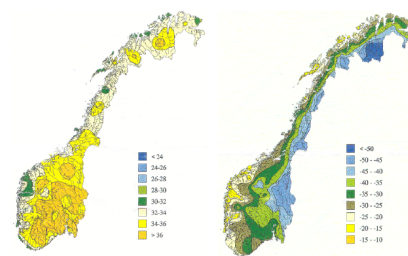
For samvirkebruer (type 2) benyttes kun den vertikale ikke-lineært varierende temperaturandelen etter 6.1.4.2

NS-EN 1991-1-5
NA.6.1.1 (1))

1. Dimensjoneringsgrunnlag:

Samvirkebru (stål / betong) gir: Type 2

NS-EN 1991-1-5
figur NA.A1 og A2)



Figur 3-10: Minimumstemperatur

Figur 3-9: Maksimumstemperatur

Maksimumstemperatur: $T_{max} := 36$

Minimumstemperatur: $T_{min} := -30$

2. Jevnt fordelt temperaturandel (ΔT_u)

NS-EN 1991-1-5
NA.6.1.3.1)

Høyeste jevt fordelt brutemperaturandel:

$$T_{e,max} := T_{max} + 4 = 40$$

NS-EN 1991-1-5
NA.6.1.3.1)

Laveste jevt fordelt brutemperaturandel:

$$T_{e.min} := T_{min} + 4 = -26$$

NS-EN 1991-1-5
(NA.A.1(3))

Verdien for initiltemperatur ved fastholdningspunkt:

$$T_0 := 10$$

Maksimalt temperaturkonstraksjonsintervall ($\Delta T_{N.con}$):

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.min} = 36$$

Maksimalt temperaturkonstraksjonsintervall ($\Delta T_{N.exp}$):

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e.max} - T_0 = 30$$

3. Ikke-lineært varierende temperaturdifferanse (ΔT_E)- metode 2:

NS-EN 1991-1-5
(Figur NA.6.2b)

Vertikal:

Forenklet metode gir:

Her antar man kun temperatur endring i betongen,
og ingen temperatur endring i stålkasse.

NS-EN 1991-1-5
(NA:6.1.4.3)

$$\Delta T_{M.heat} := 15$$

$$\Delta T_{M.cool} := -15$$

Horisontal:

Temperatur forskjellen mellom bruas ytterkanten:

$$\Delta T_{M.hor} := 5$$

Temperaturforskjellen mellom stålkasse og betongplate:

$$\Delta T := 15 \quad \Delta T := -15$$

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og
temperaturdifferanser:

IS-EN 1991-1-5
NA:6.1.5 Merknad 1)

$$w_N := 0.35 \quad w_M := 0.75$$

IS-EN 1991-1-5
NA:6.1.5 Merknad 1)

$$\Delta T_{M.heat} + w_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 25.5$$

$$\Delta T_{M.cool} + w_N \cdot \Delta T_{N.con} = -2.4$$

$$\Delta T_{M.heat} + w_M \cdot \Delta T_{N.exp} = 37.5$$

$$\Delta T_{M.cool} + w_M \cdot \Delta T_{N.con} = 12$$

Den mest ugunstige tilfelle blir dimensjonerende.

Vindlast etter NS-EN 1991-1-4:

1. Dimensjoneringsgrunnlag
2. Vindhastighet og vindhastighetstrykk
3. Vind på bru uten trafikk
4. vind på bru med trafikk

1. Dimensjoneringsgrunnlag:

NS-EN 1994-1-4
{Tabell NA.4(901.1)}

Referansevindhastighet: $v_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$

Bru høyde: $z := 54 m$

Terrengkategori II **Må sjekkes med SVV-håndbok!**

Lufttetthet: $\rho_{luft} := 1.25 \frac{kg}{m^3}$

2. Stedvindhastighet (v_m) og vindhastighetstrykk (q_p):

NS-EN 1994-1-4(4.3.2)

Terrengruhet (c_r):

NS-EN 1994-1-4
{Tabell 4.1}

Ruhetshøyde: $z_{0,II} := 0.05 m$

Minimumshøyde: $z_{min} := 2 m$

Maksimumshøyde: $z_{max} := 200 m$

Terrengruhetsfaktor: $k_r := 0.19 \left(\frac{z_{0,II}}{z_{0,II}} \right)^{0.7} = 0.19$

$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_{0,II}} \right) = 1.327 \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

Terrengformfaktor (c_0):

NS-EN 1994-1-4
(4.3.1 (MERKNAD1))

$c_0 := 1$

NS-EN 1994-1-4
4.2 (MERKNAD 1 og 2))

Basisvindhastighet (v_b):

Retningsfaktor: $c_{dir} := 1$ (Anbefaltverdi)

Årstidsfaktor: $c_{season} := 1$ (Anbefaltverdi)

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$$

NS-EN 1994-1-4
4.2 (4.1))

Stedsvindhastighet (v_m):

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 34.504 \frac{m}{s}$$

Vindturbulens (I_v):

NS-EN 1994-1-4
4.4 Merknad 2)

Standard avvik (σ_v):

Turbulensfaktor: $k_I := 1$

$$\sigma_v := k_I \cdot k_r \cdot v_b = 4.94 \frac{m}{s}$$

$$I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.143$$

Vindkasthastighetstrykk (q_p):

$$q_p := [1 + 7 \cdot I_v] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_m^2 = [1.49] \frac{kN}{m^2}$$

3. Vind på bru uten trafikk

NS-EN 1994-1-4 (8.3)

Kraftfaktor i x-retning ($c_{f,x}$):

Høyden av brutverrsnitt med rekkverk:

$$d := 4 \text{ m} + 0 \text{ m} = 4 \text{ m} \quad \text{Har ikke tatt hensyn til rekkverk!}$$

Bredden av brutverrsnitt:

$$b := 13.16 \text{ m}$$

NS-EN 1994-1-4 (Figur 8.3)

Kraftfaktoren bestemmes ut ifra figur 8.3, etter bredde-dybde forhold:

$$\frac{b}{d} = 3.29 \quad \text{Dette gir:} \quad c_{f,x} := 1.48$$

Eksponeringsfaktor (c_e):

Basisvindhastighetstrykket (q_b):

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 = 0.423 \frac{kN}{m^2}$$

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = [3.526]$$

Vindlastfaktor (C):

$$d_{tot} := d + 0.6 \text{ m} = 4.6 \text{ m}$$

$$C := c_{f,x} \cdot c_e = [5.219]$$

$$A_{ref,x} := d_{tot} \cdot 1 \frac{m}{m} = 4.6 \frac{m^2}{m}$$

$$F_{W,x} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = [10.143] \frac{kN}{m}$$

Kapasitetskontroll av ståltverrsnitt ved pilar:

1. Tverrsnittsdata
2. Tverrsnittsklassifisering
3. Effektiv tverrsnitt av stivet bunnplate
 1. Effekt av "Shear lag" etter NS-EN 1993-1-5 (3.2-3.3)
 2. Effektiv tverrsnitt pga. knekking
 1. Lokalknekkning av plater
 2. globalknekkning
4. Effektiv tverrsnitt av steg

1) Tverrsnittsdata:

1.1) Geometridata:

1.1.1) Stålkasse:

Flenstykkelse: $t_f := 50 \text{ mm}$

Bredde av Ytreflens: $b_{f1} := 350 \text{ mm}$

Bredde av indreflens: $b_{f2} := 1050 \text{ mm}$

Bunnplatetykkelse: $t_b := 40 \text{ mm}$

Bredde av bunnplate: $b_b := 4000 \text{ mm}$

Stegtykkelse: $t_s := 22 \text{ mm}$

Steghøyde: $h_s := 3761.8 \text{ mm}$

Totalhøyde av tverrsnitt: $h := 3700 \text{ mm}$

Stegvinkel: $\alpha := 76^\circ$

Tverrsnittsareal:

$$A := 2 \cdot \left((b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f + t_s \cdot h_s + t_b \cdot \frac{b_b}{2} \right) = 0.466 \text{ m}^2$$

Nøytralaksen stålkasse:

$$y := \frac{t_f^2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) + 2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot \left(\frac{h - t_b - t_f}{2} + t_f \right) + t_b \cdot b_b \cdot \left(h - \frac{t_b}{2} \right)}{A}$$

$$y = (1.932 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

1.1.2) Trapesstiver:

Platetykkelse stiver: $t_{stiver} := 15 \text{ mm}$

Bredde av toppflens: $b_{stiver.t} := 300 \text{ mm}$

Bredde av diagonalplate: $b_{stiver.d} := 335.41 \text{ mm}$

Bredde av bunnflens: $b_{stiver.b} := 600 \text{ mm}$

Avstand mellom stivere: $b_{stiver.av} := 538.68 \text{ mm}$

1.2) Materialdata:

Materialfaktor: $\gamma_{M0} := 1.05$

Kar. flytespenning: $f_{yk} := 420 \frac{N}{mm^2}$

Dim. flytespenning: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 400 \frac{N}{mm^2}$

E-modul: $E_s := 210000 \frac{N}{mm^2}$

Tøyingsfaktor: $\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{420}} = 0.748$

2) Effektivverrsnitt av stivet bunnplate:

2.1) Effekt av "Shear lag" etter NS-EN 1993-1-5, 3.2-3.3

Eurokoden tar hensyn til effekten av "Shear lag", ved å multiplisere den totale arealen av bunnplaten med en redusjonsfaktor (β^k)

Den totale arealen av stivere langs bunnplaten:

$$A_{sl} := 3 \cdot (2 \cdot b_{stiver.d} + b_{stiver.t}) \cdot t_{stiver} = (4.369 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

b_0 er definert som halve lengden av bunnplaten:

$$b_0 := \frac{b_b}{2} = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\alpha_0 := \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t_b}} = 1.243$$

IS-EN 1993-1-5 [3.1 (1)]

L_1 og L_2 er henholdsvis første og andre bruspenn:

IS-EN 1993-1-5 [Tabell 3.1]

$$L_1 := 75 \text{ m} \quad \text{og} \quad L_2 := 90 \text{ m}$$

Den effektive lengden ved støttemoment:

IS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$L_e := 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 41.25 \text{ m}$$

Skjærdeformasjonen kan neglisjeres dersom

IS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$b_0 < \frac{L_e}{50}, \text{ dette er ikke tilfelle.}$$

IS-EN 1993-1-5 [3.1 (1)]

$$\kappa := \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = 0.06$$

$0.02 \leq \kappa \leq 0.7$ gir:

IS-EN 1993-1-5 [Tabell 3.1]

$$\beta := \frac{1}{1 + 6 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1.6 \kappa^2} = 0.753$$

$$\beta^\kappa = 0.983$$

Siden tverrsnittet skal også sjekkes for lokalknekking, anbefales å ta hensyn til "Shear Lag" effekten ved å redusere bunnplatenstykkelse.

IS-EN 1993-1-5 [3.3]

2.2) Effektivtverrsnitt pga. plateknekking

2.2.1) Lokalknekking:

2.2.1.1) Klassetisering av bunnplatene:

Toppflens av trapesstiver:

Toppflensen er kun utsatt for trykk.

$$\frac{b_{stiver.t}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} = 26.737 \quad \frac{b_{stiver.h}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} < 33 \quad \text{Klasse 1}$$

Diagonalsteg av trapesstiver:

NS-EN 1993-1-1 [Tabell5.2]

I virkeligheten er den delen av stiver utsatt for bøyning, men vi antar at den er utsatt for trykk på lik linje med toppflensen. Denne antagelsen bygger på at høyden til stiver er veldig lavt sammenlignet med hele tverrsnittet.

$$\frac{b_{stiver.d}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} = 29.893 \quad \frac{b_{stiver.h}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} < 33 \quad \text{Klasse 1}$$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell5.2]

Stiver er av klasse 1, dermed blir hele tverrsnittet regnet ut som effektiv.

Bunnflens av trapesstiver (platedel 1):

$$\frac{b_{stiver.b}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} = 53.475 \quad \frac{b_{stiver.h}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} < 42 \quad \text{Klasse 4}$$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell5.2]

Plater mellom stivere (platedel 2):

$$\frac{b_{stiver.av}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} = 48.01 \quad \frac{b_{stiver.h}}{t_{stiver} \cdot \varepsilon} < 42 \quad \text{Klasse 4}$$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell5.2]

Deler av bunnflensen til stålkassen er av klasse 4, og dermed utsatt for knekking. Derfor må man ta hensyn til effektivtverrsnitt etter NS-EN 1993-1-5.

2.2.1.2) Effektivbredde av platedelene :

Reduksjonsfaktor er beregnet etter NS-EN 1993-1-5 (4.4), for platedeler utenlangsgående stivere.

Platedelene er utsatt for jevnfordelt trykkspenning: $\psi := 1$

Dette gir følgende knekkingsfaktor: $k_{\sigma} := 4$

JS-EN 1993-1-1 [4.4(2)]

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}}$$

JS-EN 1993-1-1 [Tabell 4.1]

Slankhet platedel 1:

$$\sigma_{E1} := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot t_b^2}{12 (1 - 0.3^2) b_{stiver.b}^2} = 843.556 \text{ MPa}$$

JS-EN 1993-1-1 [4.4(2)]

$$\lambda_{p1} := \sqrt{\frac{f_{yk}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_{E1}}} = 0.353 \quad \lambda_{p1} < 0.673$$

Slankhet platedel 2:

$$\sigma_{E2} := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot t_b^2}{12 (1 - 0.3^2) b_{stiver.av}^2} = (1.047 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

JS-EN 1993-1-1 [4.4(2)]

$$\lambda_{p2} := \sqrt{\frac{f_{yk}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_{E2}}} = 0.317 \quad \lambda_{p2} < 0.673$$

Reduksjonsfaktor: $\rho_{loc} := 1$

JS-EN 1993-1-1 [4.4(2)]

Siden slankheten til begge platedelene er mindre enn 0.673, er reduksjonsfaktoren for begge platedelene lik 1. Dette betyr at tverrsnittet behøver ikke å reduseres som følge av lokalknekking.

Dette gir:

$$b_{edge.eff} := \frac{538.68 \text{ mm}}{2} = 269.34 \text{ mm}$$

JS-EN 1993-1-1 [4.5.1(4)]

$$A_{c.eff.loc} := 3 \cdot A_{sl} + \rho_{loc} \cdot t_b \cdot (b_b - b_{edge.eff}) = (2.803 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

JS-EN 1993-1-1 [4.5.1(4)]

$$A_c := 3 \cdot A_{sl} + t_b \cdot (b_b - b_{edge.eff}) = (2.803 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

2.2.2) Globalknekking av stivet bunnplate:

Den effektive arealen $A_{c.eff.loc}$, blir redusert med en

reduksjonsfaktor ρ_c . Denne faktoren tar hensyn til globalknekking av bunnplaten. ρ_c blir regnet ut etter NS-EN 1993-1-5 [4.5.2-4.5.3]. Den er en kombinasjon av "platelignende knekking" og "søylelignende knekking"

Platelignende knekking:

Beregning av kritiske spenninger for avstivede plater:

$$a := 3 \text{ m} \quad b := 4 \text{ m}$$

NS-EN 1993-1-1 [Tillegg A]

$$\text{Ratio: } \alpha := \frac{a}{b} = 0.75 \quad \alpha > 0.5$$

$$\text{Relativt areal: } \delta := \frac{A_{sl}}{b_b \cdot t_b} = 0.273$$

NS-EN 1993-1-1 [Tillegg A]

$$\text{Gjevfordelt trykk: } \psi := 1$$

NS-EN 1993-1-1 [Tillegg A]

Andrearealmoment for hele den avstivede platen:

Nøytralaksen for avstivet bunnplate: $y_{sl} := 87.279 \text{ mm}$

$$I_{sl.1} := \frac{b_b \cdot t_b^3}{12} + b_b \cdot t_b \cdot \left(y_{sl} - \frac{t_b}{2} \right)^2$$

$$I_{sl.2} := \frac{b_{stiver.b} \cdot t_{stiver}^3}{12} + b_{stiver.b} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 340 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl.3} := \frac{b_{stiver.d}^3 \cdot t_{stiver}}{12} \cdot (\cos(27)) ^2 + b_{stiver.d} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 190 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl} := I_{sl.1} + 3 \cdot I_{sl.2} + 6 \cdot I_{sl.3} = (2.813 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Andre arealmoment for bøyning av platen:

$$I_p := \frac{b_b \cdot t_b^3}{12 (1 - 0.3^2)} = (2.344 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

NS-EN 1993-1-1 [Tillegg A]

$$\text{Treghetsforholdt: } \gamma := \frac{I_{sl}}{I_p} = 120$$

$$k_{\sigma.p} := \frac{2 \left((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1 \right)}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} = 169.59$$

$$\sigma_E := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot t_b^2}{12 (1 - 0.3^2) b_b^2} = 18.98 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{cr.p} := k_{\sigma.p} \cdot \sigma_E = (3.219 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Den relative slankheten av den ekvivalente platen:

$$\beta_{A.c} := \frac{A_{c.eff.loc}}{A_c} = 1 \quad \text{Fordi:} \quad \rho_{loc} = 1$$

NS-EN 1993-1-1 [4.5.2]

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\beta_{A.c} \cdot f_{yd}}{\sigma_{cr.p}}} = 0.353$$

Reduksjonfaktoren regnes utifra NS-EN 1993-1-5 4.4(2):

$$\text{Vi har:} \quad \lambda_p < 0.673$$

NS-EN 1993-1-1 [4.4 (2)]

$$\text{Dermed:} \quad \rho_p := 1$$

Søylelignende knekking:

I denne delen definerer Eurokoden tverrsnittet, slik at den består av en langsgående stiver og deler av bunnplaten, som visst i figuren under:

NS-EN 1993-1-1 [Figur A1]

$$\text{Arealet av søylen:} \quad A_{sl.søyle} := A_{sl} + t_b \cdot (b_{stiver.b} + b_{stiver.av})$$

$$A_{sl.søyle} = (8.923 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{sl.1.eff} := 8.923 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Andre arealmoment av søylen:

$$I_{sl.1} := \frac{(b_{stiver.b} + b_{stiver.av}) \cdot t_b^3}{12} + (b_{stiver.b} + b_{stiver.av}) \cdot t_b \cdot \left(y_{sl} - \frac{t_b}{2}\right)^2$$

$$I_{sl.2} := \frac{b_{stiver.b} \cdot t_{stiver}^3}{12} + b_{stiver.b} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 340 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl.3} := \frac{b_{stiver.d}^3 \cdot t_{stiver}}{12} \cdot (\cos(14)) ^2 + b_{stiver.d} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 190 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl} := I_{sl.1} + I_{sl.2} + 2 \cdot I_{sl.3} = (8.952 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{cr.c} := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{sl}}{A_{sl.søyle} \cdot a^2} = (2.31 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Reduksjonsfaktoren for søylelignende plater er:

$$\beta_{A.c} := \frac{A_{sl.1.eff}}{A_{sl.søyle}} = 1 \quad \text{Reduksjonsfaktor for lokalknekking er lik 1!}$$

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{\beta_{A.c} \cdot f_{yd}}{\sigma_{cr.c}}} = 0.416$$

$$\lambda_c > 0.21$$

$$\alpha := 0.34$$

$$i := \sqrt{\frac{I_{sl}}{A_{sl.søyle}}} = 0.1 \text{ m}$$

$$e := 216.35 \text{ mm}$$

$$\alpha_e := \alpha + \frac{0.09}{\frac{i}{e}} = 0.534$$

$$\phi := \frac{1}{2} (1 + \alpha_e \cdot (\lambda_c - 0.02) + \lambda_c^2) = 0.692$$

JS-EN 1993-1-1 [6.3.1.2 (1)]

$$\chi_c := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} = 0.803$$

JS-EN 1993-1-1 [6.3.1.2 (1)]

Interaksjon mellom platelignende- og søyleignende knekking:

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p}}{\sigma_{cr.c}} - 1 = 0.393 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$\rho_c := (\rho_p - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = 0.927$$

Effektiv arealet av avstivet bunnplate pga. lokal- og global knekking:

$$A_{c,eff} := \rho_c \cdot A_{c,eff.loc} + 2 \cdot b_{edge,eff} \cdot t_b = (2.815 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Effektiv arealet av avstivet bunnplate pga. lokal- og global knekking og "Shear lag":

$$A_{eff} := A_{c,eff} \cdot \beta^k = (2.767 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

3) Effektivtverrsnitt av steg:

3.1) Tverrsnittklassefisering av steg:

Når man skal beregne effektiv tverrsnitt til steg, bør man ta hensyn til redusert tverrsnittsareal til bunnplaten. dette vil påvirke plasseringen av nøytral akse til tverrsnittet og forholdet mellom maksimal trykkspenninger og trekkspenninger i tverrsnittet.

JS-EN 1993-1-5 [4.4 (3)]

Effektiv breddet av bunnplate pga knekking:

$$b_{b,eff} := \rho_c \cdot b_b = (3.709 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv platetykkelse av bunnplate pga knek "Shear lag":

$$t_{b,eff} := \beta^k \cdot t_b = 39.322 \text{ mm}$$

Reduksjonsareal:

$$A_{red} := (t_b - t_{b,eff}) \cdot (b_b - b_{b,eff}) = 196.905 \text{ mm}^2$$

Forenklet beregning ved å redusere tykkelsen av platen:

$$y_{red} := h - \frac{A_{red}}{2 \cdot b_b} = (3.7 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Ny nøytralakse:

$$y := \frac{t_f^2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) + 2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot \left(\frac{h - t_b - t_f}{2} + t_f \right) + t_b \cdot b_b \cdot \left(h - \frac{t_b}{2} \right) + 3 \cdot A_{sl} \cdot 3530 \text{ mm} - A_{red} \cdot y_{red}}{A + 3 \cdot A_{sl} - A_{red}}$$

$$y_{ny} := 3700 \text{ mm} - y = (1.417 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\text{Bøyning: } \psi := -\frac{y_{ny} - t_{b,eff}}{y - t_f} = -0.617$$

EN 1993-1-1 [Tabell 5.2]

$$\frac{h_s}{t_s} = 170.991 \quad \frac{42 \cdot \epsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi} = 67.376$$

$$\frac{42 \cdot \epsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi} < \frac{h_s}{t_s} \quad \text{Klasse 4}$$

$$\kappa_\sigma := 7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.79 \cdot \psi^2 = 15.424$$

EN 1993-1-5 [Tabell 4.1]

$$\lambda := \frac{\frac{h_s}{t_s}}{28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{\kappa_\sigma}} = 2.05$$

EN 1993-1-5 [4.4 (2)]

$$\rho := \frac{\lambda - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda^2} = 0.457$$

$$b_{eff} := \frac{\rho \cdot h_s}{1 - \psi} = 1.062 \text{ m}$$

$$b_{e1} := 0.4 \cdot b_{eff} = 424.926 \text{ mm}$$

$$h_s = 3.762 \text{ m}$$

$$t_f = 0.05 \text{ m}$$

$$b_{e2} := 0.6 \cdot b_{eff} = 637.388 \text{ mm}$$

Den effektive 2 arealmoment:

Bestemme den effektive nøytralaksen:

$$A_{red2} := (1420.2 \text{ mm} - b_{e1} - b_{e2}) \cdot t_s = 0.008 \text{ m}^2$$

$$y := \frac{t_f^2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) + 2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot \left(\frac{h - t_b - t_f}{2} + t_f \right) + t_b \cdot b_b \cdot \left(h - \frac{t_b}{2} \right) + 3 \cdot A_{sl} \cdot 3530 \text{ mm} - A_{red} \cdot y_{red} - 2 \cdot A_{red2} \cdot 286}{A + 3 \cdot A_{sl} - A_{red} - 2 \cdot A_{red2}}$$

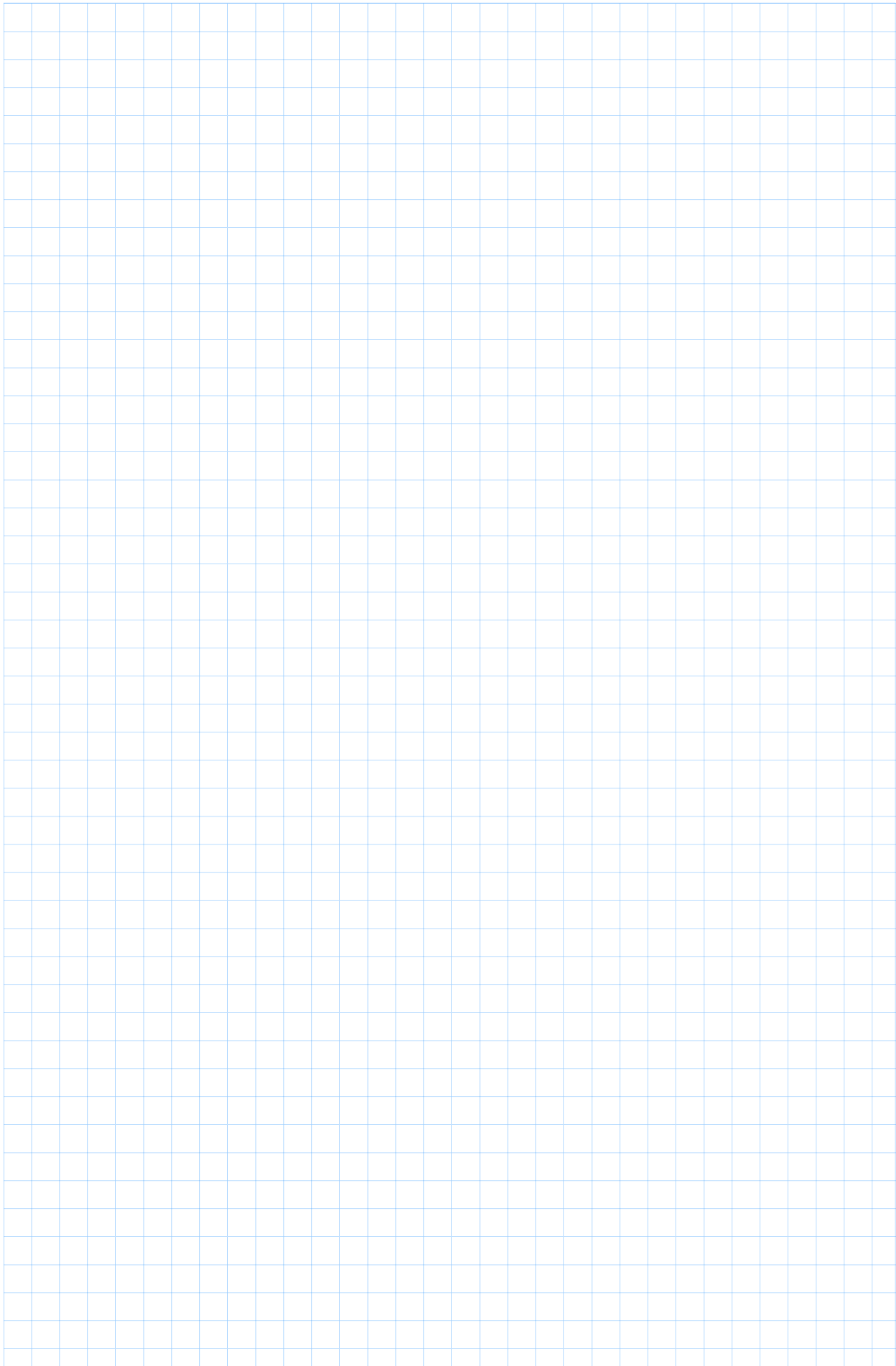
$$y = 2.267 \text{ m}$$

$$I_f := 2 \cdot \left(\frac{(b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f^3}{12} + (b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f \cdot \left(y - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = 0.704 \text{ m}^4$$

$$I_s := 2 \cdot \left(\frac{t_s \cdot h_s^3 \cdot (\cos(14))}{12} + h_s \cdot t_s \cdot \left(y - \left(\frac{h - t_f - t_b}{2} \right) \right)^2 \right) = 0.039 \text{ m}^4$$

$$I_b := \frac{b_b \cdot (t_b \cdot 0.983)^3}{12} + b_b \cdot t_b \cdot 0.983 \cdot \left(y - h - \frac{t_b}{2} \right)^2 = 0.332 \text{ m}^4$$

$$I_{eff} := I_f + I_s + I_b = 1.075 \text{ m}^4$$



Kapasitetskontroll av ståltverrsnitt ved midtfelt:

1. Tverrsnittsdata

2. Effektiv tverrsnitt av overflensene

1. Effekt av "Shear lag" etter NS-EN 1993-1-5 (3.2-3.3)
2. Effektiv tverrsnitt pga. plateknekking

3. Effektiv tverrsnitt av steg med langsgående stivere

4. Momemntkapasitet av ståltverrsnittet

1) Tverrsnittsdata:

1.1) Geometridata:

1.1.1) Stålkasse:

Flenstykkelse: $t_f := 30 \text{ mm}$

Bredde av Ytre flens: $b_{f1} := 350 \text{ mm}$

Bredde av indreflens: $b_{f2} := 350 \text{ mm}$

Bunnplatetykkelse: $t_b := 20 \text{ mm}$

Bredde av bunnplate: $b_b := 4000 \text{ mm}$

Stegtykkelse: $t_s := 18 \text{ mm}$

Steghøyde: $h_s := 3742.72 \text{ mm}$

Totalhøyde av tverrsnitt: $h := 3700 \text{ mm}$

Stegvinkel: $\alpha := 76^\circ$

1.1.2) Trapesstiver:

Platetykkelse stiver: $t_{stiver} := 15 \text{ mm}$

Bredde av toppflens: $b_{stiver.t} := 300 \text{ mm}$

Bredde av diagonalplate: $b_{stiver.d} := 335.41 \text{ mm}$

Bredde av bunnflens: $b_{stiver.b} := 600 \text{ mm}$

Avstand mellom stivere: $b_{stiver.av} := 538.68 \text{ mm}$

Arealet av stiver:

$$A_{sl} := (2 \cdot b_{stiver.d} + b_{stiver.t}) \cdot t_{stiver} = (1.456 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Totalarealet avtverrsnitt:

$$A_{tot} := 2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f + 2 \cdot t_s \cdot h_s + t_b \cdot b_b + 4 A_{sl} = (3.15 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

1.2) Materialdata:

Materialfaktor: $\gamma_{M0} := 1.1$

Kar. flytespenning: $f_{yk} := 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dim. flytespenning: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 381.818 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E-modul: $E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tøyingsfaktor: $\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{420}} = 0.748$

2) Effektivtverrsnitt av tiensene:

2.1) Effekt av "Shear lag" etter NS-EN 1993-1-5, 3.2-3.3

Bestemme effektiv bredde for skjærdeformasjonen:

NS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$b_0 := \frac{(b_{f1} + b_{f2}) - t_s}{2} = 341 \text{ mm}$$

$$L_e := 0.25 (75 \text{ m} + 90 \text{ m}) = 41.25 \text{ m}$$

$$\frac{L_e}{50} = 825 \text{ mm}$$

NS-EN 1993-1-5 [3.1 (1)]

$$b_0 < \frac{L_e}{50}$$

Skjærdeformasjonen kan neglisjeres siden: $b_0 < \frac{L_e}{50}$

2.3) Plateknekking

Klassifisering av overflenstverrsnitt:

Bredde av Ytreflens: $b_{f1} := 350 \text{ mm}$

Bredde av indreflens: $b_{f2} := 350 \text{ mm}$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell 5.2]

$$c_1 := b_{f1} - \frac{t_s}{2} = 341 \text{ mm} \qquad c_2 := b_{f2} - \frac{t_s}{2} = 341 \text{ mm}$$

$$\frac{c_1}{t_f \cdot \varepsilon} = 15.196 \qquad 14 < \frac{c_1}{t_f \cdot \varepsilon} \qquad \text{Klasse 4}$$

$$\frac{c_2}{t_f \cdot \varepsilon} = 15.196 \qquad 14 < \frac{c_2}{t_f \cdot \varepsilon} \qquad \text{Klasse 4}$$

NS-EN 1993-1-1 [5.5.2 (1)]

I tverrsnitt av klasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrense er nådd, derfor bør man regne med redusert tverrsnitt.

NS-EN 1993-1-5 [4.4 (2)]

$$\lambda_p := \frac{\frac{b_{f1}}{t_f}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{4}} = 0.275 \quad \lambda_p < 0.748$$

Dette gir: $\rho := 1$

$\rho := 1$ betyr at hele overflensen blir regnet som effektiv!

3) Effektivtverrsnitt av steg med langsgående stivere:

Nøytralaksen (avstand fra toppen):

$$y := \frac{t_f^2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) + 2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot \left(\frac{h - t_b - t_f}{2} + t_f \right) + t_b \cdot b_b \cdot \left(h - \frac{t_b}{2} \right) + 2 \cdot A_{sl} \cdot 921 \text{ mm} + 2 \cdot A_{sl} \cdot 3530 \text{ mm}}{A_{tot}}$$

$$y = (2.144 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Nøytralaksen (avstand fra bunnen):

$$y_{ny} := h - y = (1.556 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

3.1) Lokalknekking:

3.1.1) Klassefisering av platedelene:

Ut ifra beregningen gjort tidligere har vi kommet frem til at stivere er av klasse 1.

Steg undertrykk er delt opp i 3 lokaleplater:

$$b_1 := 627 \text{ mm} \quad b_2 := 600 \text{ mm} \quad b_3 := 1272.22 \text{ mm}$$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell 5.2]

Bøyning:

$$\psi := -\frac{y_{ny} - t_b}{y - t_f} = -0.726$$

NS-EN 1993-1-1 [Tabell 5.2]

$$\frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi} = 73.013$$

$$\frac{b_1}{t_s} = 34.833$$

$$\frac{b_1}{t_s} < \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi}$$

Klasse 3

$$\frac{b_2}{t_s} = 33.333$$

$$\frac{b_2}{t_s} < \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi}$$

Klasse 3

$$\frac{b_3}{t_s} = 70.679$$

$$\frac{b_3}{t_s} < \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi}$$

Klasse 4

3.1.2) Reduksjonsfaktor:

NS-EN 1993-1-1 [5.5.2 (1)]

Siden lokalplatene b_1 og b_2 i steg er av klasse 3, trenger vi ikke å ta hensyn til effektiv tverrsnitt (ingen lokalknekking). Lokalplate b_3 er av klasse 4, og må derfor sjekkes for lokalknekking.

$$\kappa_\sigma := 7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.78^2 = 108.027$$

$$\lambda_p := \frac{\frac{b_3}{t_s}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\kappa_\sigma}} = 0.32$$

$$\lambda_p < 0.748$$

$$\rho := 1$$

3.2) Globalknekking:

Den effektive arealen $A_{c,eff,loc}$ blir redusert med en reduksjonsfaktor ρ_c . Denne faktoren tar hensyn til globalknekking av bunnplaten. ρ_c blir regnet ut etter NS-EN 1993-1-5 [4.5.2-4.5.3]. Den er en kombinasjon av "platelignende knekking" og "søylelignende knekking"

3.2.1) Søylelignende knekking:

NS-EN 1993-1-5 [Tillegg A.2.2]

Kritisk plateknekkingsspenning for plater med en eller to stivere regnes etter Tillegg A.2.2

Tverrsnittet av søylen:

a

$$a := 3 \text{ m} \quad b := 4 \text{ m} \quad \text{Ratio:} \quad \alpha := \frac{a}{b} = 0.75$$

$$b_1 := 627 \text{ mm} \quad b_2 := 600 \text{ mm} \quad b_3 := (1.272 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$b_c := b_1 + b_2 + b_3 = (2.499 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$b_{sl} := b_3 = (1.272 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\frac{3-\psi}{5-\psi} b_1 = 0.408 \text{ m} \quad 0.4 \cdot b_3 = 0.509 \text{ m}$$

$$b_{s\oyle} := \left(\frac{3-\psi}{5-\psi} b_1 + 0.4 \cdot b_3 + b_2 \right) = (1.517 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Nøytralaksen for avstivet plate:

$$A_{sl} := (2 \cdot b_{stiver.d} + b_{stiver.t}) t_{stiver} = (1.456 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{s\oyle} := A_{sl} + t_s \cdot b_{s\oyle} = (4.187 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$y_{stiver} := \frac{2 \cdot b_{stiver.d} \cdot t_{stiver} \cdot 168 \text{ mm} + b_{stiver.b} \cdot t_{stiver} \cdot 168 \text{ mm}}{A_{sl}} = 219.915 \text{ mm}$$

$$y_{sl} := \frac{\frac{t_s^2}{2} \cdot b_{s\oyle} + A_{sl} \cdot y_{stiver}}{A_{s\oyle}} = 82.362 \text{ mm}$$

$$I_{sl.1} := \frac{b_{s\oyle} \cdot t_s^3}{12} + b_{s\oyle} \cdot t_s \cdot \left(y_{sl} - \frac{t_s}{2} \right)^2$$

$$I_{sl.2} := \frac{b_{stiver.b} \cdot t_{stiver}^3}{12} + b_{stiver.b} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 318 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl.3} := \frac{b_{stiver.d}^3 \cdot t_{stiver}}{12} \cdot (\cos(27)) ^2 + b_{stiver.d} \cdot t_{stiver} \cdot (y_{sl} - 168 \text{ mm})^2$$

$$I_{sl} := I_{sl.1} + I_{sl.2} + 2 \cdot I_{sl.3} = (7.294 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{sl}}{A_{s\oyle} \cdot a^2} = (4.012 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr.c} := \sigma_{cr} \cdot \frac{2144}{1252.56} = (6.868 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_{A.c} := 1 \quad \text{Fordi:} \quad \rho_{loc} := 1$$

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{\beta_{A.c} \cdot f_{yd}}{\sigma_{cr.c}}} = 0.236$$

$$\alpha := 0.34$$

$$e_1 := y_{sl} - \frac{t_s}{2} = 73.362 \text{ mm} \quad e_2 := y_{stiver} - y_{sl} = 137.553 \text{ mm}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_{sl}}{A_{søyle}}} = 131.995 \text{ mm}$$

$$\alpha_e := \alpha + \frac{0.09}{\frac{i}{e_2}} = 0.434$$

$$\phi := \frac{1}{2} \left(1 + \alpha_e \cdot (\lambda_c - 0.02) + \lambda_c^2 \right) = 0.575$$

$$\chi_c := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} = 0.91$$

3.2.2) Platelignende knekking:

Beregning av kritiske spenninger for avstivede plater:

$$h_{w.sup} := 2821.27 \text{ mm} \quad h_{w.inf} := 921.38 \text{ mm}$$

$$a_c := 4.33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl} \cdot h_{w.sup}^2 \cdot h_{w.inf}^2}{t_s^3 \cdot h_s}} = (1.679 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$a < a_c$$

$$\sigma_{cr.sl} := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{sl}}{A_{søyle} \cdot a^2} + \frac{E_s \cdot t_s^3 \cdot h_s \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot A_{søyle} \cdot h_{w.sup}^2 \cdot h_{w.inf}^2}$$

$$\sigma_{cr.sl} = (4.016 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{cr.p} := \sigma_{cr.sl} \cdot \frac{2144}{1252.56} = (6.875 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{sl.eff.1} := A_{s\oyle}$$

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{A_{sl.eff.1} \cdot f_{yd}}{A_{s\oyle} \cdot \sigma_{cr.p}}} = 0.236$$

$$\lambda_p < 0.673$$

Dette gir: $\rho := 1$

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p}}{\sigma_{cr.c}} - 1 = 0.001$$

$$\rho_c := (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = 0.91$$

$$y = 2.144 \text{ m}$$

3) Tverrsnittskapasitet:

2 arealmoment:

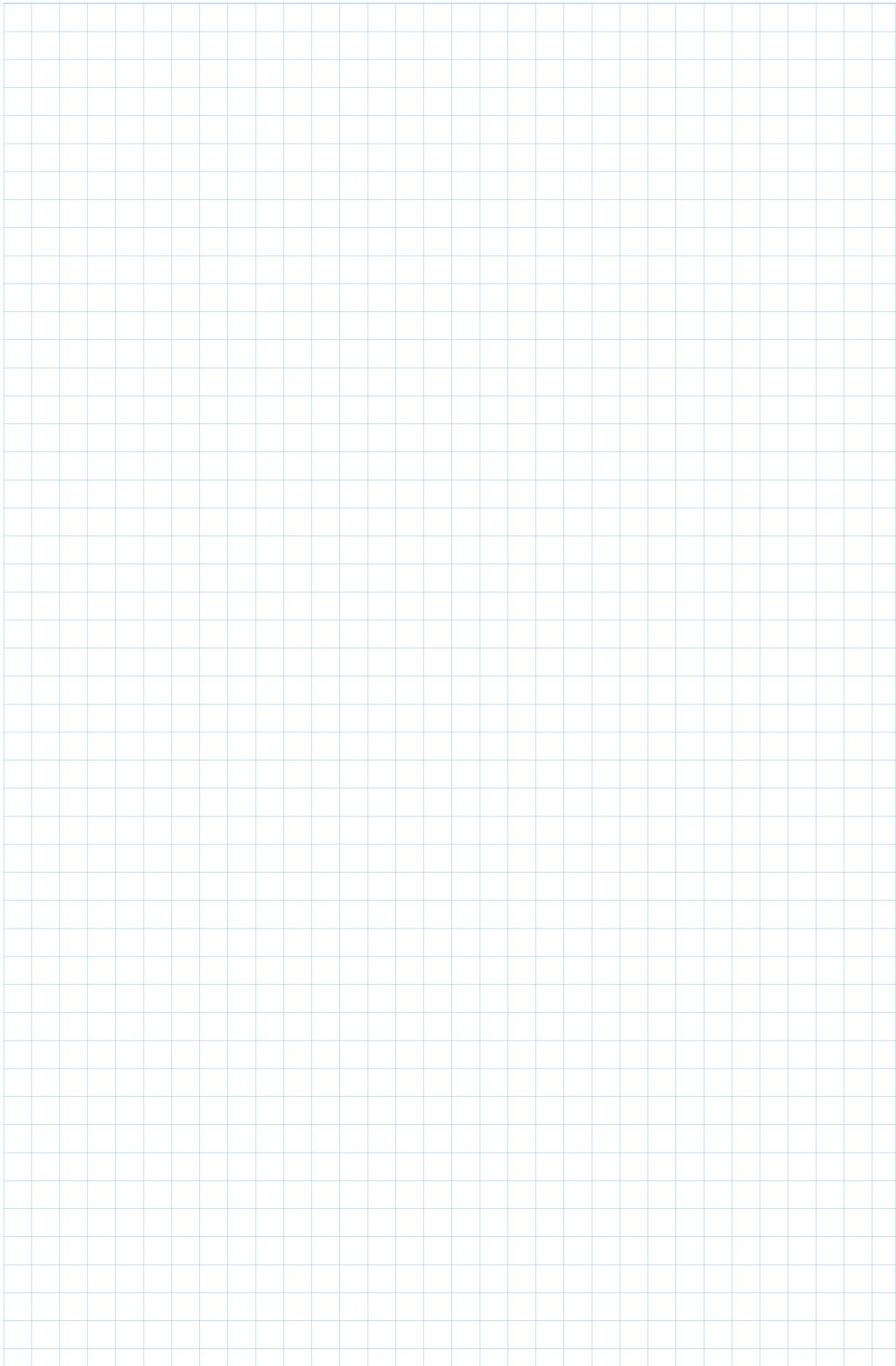
$$I_f := 2 \cdot \left(\frac{(b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f^3}{12} + (b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f \cdot \left(y - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = 0.19 \text{ m}^4$$

$$I_s := 2 \cdot \left(\frac{t_s \cdot h_s^3 \cdot (\cos(14))}{12} + h_s \cdot t_s \cdot \left(y - \left(\frac{h - t_f - t_b}{2} \right) \right)^2 \right) = 0.017 \text{ m}^4$$

$$I_b := \frac{b_b \cdot (t_b \cdot 0.983)^3}{12} + b_b \cdot t_b \cdot 0.983 \cdot \left(y - h - \frac{t_b}{2} \right)^2 = 0.193 \text{ m}^4$$

$$I_{red} := 2 \cdot \left(\frac{t_s \cdot 224 \text{ mm}^3 \cdot (\cos(14))}{12} + 224 \text{ mm} \cdot t_s \cdot (y - 2347 \text{ mm})^2 \right)$$

$$I_{eff} := I_f + I_s + I_b - I_{red} = 0.4 \text{ m}^4$$



Kapasitetskontroll av samvirketvernnitt [positiv moment]:

1) Tverrsnittsdata:

1.1) Geometridata:

1.1.1) Stålkasse:

Flenstykkelse: $t_f := 30 \text{ mm}$

Bredde av Ytreflens: $b_{f1} := 350 \text{ mm}$

Bredde av indreflens: $b_{f2} := 350 \text{ mm}$

Bunnplatetykkelse: $t_b := 20 \text{ mm}$

Bredde av bunnplate: $b_b := 4000 \text{ mm}$

Stegtykkelse: $t_s := 18 \text{ mm}$

Steghøyde: $h_s := 3742.72 \text{ mm}$

Totalhøyde av tverrsnitt: $h := 4100 \text{ mm}$

Stegvinkel: $\alpha := 76^\circ$

Tverrsnittsareal av stål:

$$A_{\text{staa}} := 2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f + 2 \cdot t_s \cdot h_s + t_b \cdot b_b = (2.567 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Nøytralakse for ståltverrsnitt med stivere: $y_{\text{staa}} := 1244 \text{ mm}$

1.1.3) Betong:

Tykkelse av betongplaten: $t_{\text{betong}} := 350 \text{ mm}$

Bredden av betongplaten: $b_{\text{betong}} := 12000 \text{ mm}$

$$A_{\text{betong}} := t_{\text{betong}} \cdot b_{\text{betong}} + 2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) \cdot 50 \text{ mm} = (4.27 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

1.1.3) Trapestiver:

Platetykkelse stiver: $t_{\text{stiver}} := 15 \text{ mm}$

Bredde av toppflens: $b_{stiver.t} := 300 \text{ mm}$

Bredde av diagonalplate: $b_{stiver.d} := 335.41 \text{ mm}$

Bredde av bunnflens: $b_{stiver.b} := 600 \text{ mm}$

Avstand mellom stivere: $b_{stiver.av} := 538.68 \text{ mm}$

Arealet av stiver:

$$A_{sl} := (2 \cdot b_{stiver.d} + b_{stiver.t}) t_{stiver} = (1.456 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Totalarealet av tverrsnitt:

$$A_{tot} := A_{staal} + A_{betong} + 4 \cdot A_{sl} = (4.585 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

1.2) Materialdata:

Materialfaktor for stål: $\gamma_{M0} := 1.1$

Materialfaktor for betong: $\gamma_c := 1.5$

Kar. flytespenning for stål: $f_{yk} := 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dim. flytespenning for stål: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 381.818 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Kar. flytespenning for stål: $f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\alpha_c := 0.85$$

Dim. flytespenning for stål: $f_{cd} := \alpha_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E-modul for stål: $E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E-modul for betong: $E_c := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tøyingsfaktor: $\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{420}} = 0.748$

2) Effektiv bredde av betongplate [b_{eff}]:

Effektivbredde på grunn av "Shear lag" bestemmes etter NS-EN 1994-2 5.4.1.2.

NS-EN 1994-2 [5.4.1.2(5)] Senter avstand mellom ytre dybler: $b_0 := 300 \text{ mm}$

Første bruspen: $L_1 := 75 \text{ m}$

Andre bruspen: $L_2 := 90 \text{ m}$

NS-EN 1994-2 [Figur 5.1] $L_e := 0.85 \cdot L_1 = 63.75 \text{ m}$

NS-EN 1994-2 [5.4.1.2(5)] $b_{ei} := \frac{L_e}{8} = 7.969 \text{ m}$

NS-EN 1994-2 [5.4.1.2(5)] $b_{eff} := b_0 + 2 \cdot b_{ei} = 16.238 \text{ m}$

Dette betyr at hele dekkebredden regnes som effektiv i samvirketvernsnitt i midtfelt, dermed:

$$b_{eff} := 12 \text{ m}$$

3) Reduksjonsfaktor for bunnplate utsatt for strekk pga. "Shear lag"

2.1) Effekt av "Shear lag" etter NS-EN 1993-1-5, 3.2-3.3

Eurokoden tar hensyn til effekten av "Shear lag", ved å multiplisere den totale arealen av bunnplaten med en reduksjonsfaktor (β^k)

Den totale arealen av stivere langs bunnplaten:

$$A_{sl,tot} := 2 \cdot (2 \cdot b_{stiver.d} + b_{stiver.t}) \cdot t_{stiver} = (2.912 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

b_0 er definert som halve lengden av bunnplaten:

NS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1] $b_0 := \frac{b_b}{2} = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$

NS-EN 1993-1-5 [Tabell 3.1] $\alpha_0 := \sqrt{1 + \frac{A_{sl,tot}}{b_0 \cdot t_b}} = 1.315$

L_1 og L_2 er henholdsvis første og andre bruspen:

$$L_1 := 75 \text{ m} \quad \text{og} \quad L_2 := 90 \text{ m}$$

Den effektive lengden ved støttemoment:

NS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$L_e := 0.85 \cdot L_1 = 63.75 \text{ m}$$

Skjærdeformasjonen kan neglisjeres dersom

$$b_0 < \frac{L_e}{50}, \text{ dette er ikke tilfelle.}$$

NS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$\kappa := \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = 0.041$$

$$0.02 \leq \kappa \leq 0.7 \text{ gir:}$$

NS-EN 1993-1-5 [Figur 3.1]

$$\beta := \frac{1}{1 + 6.4 \kappa^2} = 0.989$$

$$\beta^\kappa = 1$$

Her kan vi regne med hele arealet av bunnplaten som effektiv.

4) Nøytralaksen av den effektive samvirketverrsnitt

I denne delen går man utifra tre antagelser, nøytralakse i betongdekke, stålkasseflense eller steget. Her bruker man kraftlikevekt for å beregne plasseringen av nøytralaksen, dette for betong og stål har forskjellige fastheter. Nøytralaksen og arealsentret faller ikke sammen

1) Vi antar at nøytralaksen ligger i stålfensene:

$$z_a := t_{betong} + (h_s - y_{staal}) = 2.849 \text{ m}$$

$$N_{pla.Rd} := (A_{staal} + 4 \cdot A_{sl}) \cdot f_{yd} = (1.203 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$N_{cd} := \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot A_{betong} = (9.255 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$z_{pl.1} := t_{betong} + \frac{(N_{pla.Rd} + N_{cd})}{2 \cdot f_{yd} \cdot (2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}))} = 549.066 \text{ mm}$$

568.

Sjekker om nøytralaksen ligger i flensene:

$$(t_{betong} + t_f) < z_{pl}$$

Nøytralaksen ligger ikke i flensene, vi må derfor lage en ny antagelse om enten den ligger i steget eller i dekkplaten.

2) Antar at nøytralaksen ligger i betongdekke:

$$N_{pla.Rd} := (A_{staal} + 4 \cdot A_{sl}) \cdot f_{yd} = (1.203 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$N_{cd} := \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot z_{pl.2}$$

$$N_{cd2} := \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) \cdot 50 \text{ mm} = (1.517 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$z_{pl.2} := \frac{N_{pla.Rd} - N_{cd2}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} = 0.457 \text{ m}$$

$$z_{pl} > t_{betong}$$

Nøytralaksen ligger ikke i betongdekke

3) Antar at nøytralaksen ligger i steget:

$$N_{pla.Rd} := (A_{staal} + 4 \cdot A_{sl}) \cdot f_{yd} = (1.203 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$N_{cd} := \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot A_{betong} = (9.255 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$N_f := 2 \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f = (3.207 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$N_s := 2 \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot t_s \cdot (z_{pl.3} - t_{betong} - t_f)$$

$$z_{pl.3} := t_{betong} + 2 \cdot t_f + \frac{(-N_{pla.Rd} + N_{cd} + N_f)}{4 f_{yd} \cdot t_s} = 568.495 \text{ mm}$$

$$N_s := 2 \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot t_s \cdot (z_{pl.3} - t_{betong} - t_f) = (5.182 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Nøytralaksen ligger i steget.

4) Tverrsnittsklassifisering:

Betongen i samvirketversnitt fører til at nøytral akse blir forskyvet oppover i stålkassen, og dermed blir større deler av stålkassen utsatt for strekk, og dermed ingen fare for lokalknekking. I dette tilfelle er kun overflensen, og deler av steget i stålkassen utsatt for trykk og dermed kan vi regn med fullt areal som effektiv.

NS-EN 1994-2 [5.5.2]

Eurokoden anbefaler at flensene regnes som klasse 1, på grunn av dybler.

Steget utsatt for trykk:

$$c_s := 142.63 \text{ mm} \quad t_s = 18 \text{ mm} \quad \psi := -\frac{c_s}{h_s - c_s} = -0.04$$

$$\frac{c_s}{t_s} = 7.924 \quad 72 \cdot \varepsilon = 53.857$$

Klasse 1, her antar vi at tverrsnitt er utsatt for jevnfordelt trykk.

$$M_{pl.Rd} := N_{pl.Rd} \cdot \left(2683 \text{ mm} - \frac{t_{betong}}{2} \right) - 2 \cdot N_f \cdot \left(\frac{t_f + t_{betong}}{2} \right) - 2 \cdot N_s \cdot \left(\frac{z_{pl.3} + t_f}{2} \right)$$

$$M_{pl.Rd} = (2.863 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetskontroll samvirketverrsnitt [pilar]

1) Tverrsnittsdata:

1.1) Geometridata:

1.1.1) Stålkasse:

Flenstykkelse: $t_f := 50 \text{ mm}$

Bredde av Ytreflens: $b_{f1} := 350 \text{ mm}$

Bredde av indreflens: $b_{f2} := 1050 \text{ mm}$

Bunnplatetykkelse: $t_b := 40 \text{ mm}$

Bredde av bunnplate: $b_b := 4000 \text{ mm}$

Stegtykkelse: $t_s := 22 \text{ mm}$

Steghøyde: $h_s := 3761.8 \text{ mm}$

Totalhøyde av tverrsnitt: $h := 3700 \text{ mm}$

Stegvinkel: $\alpha := 76^\circ$

Tverrsnittsareal:

$$A := 2 \cdot \left((b_{f1} + b_{f2}) \cdot t_f + t_s \cdot h_s + t_b \cdot \frac{b_b}{2} \right) = 0.466 \text{ m}^2$$

Nøytralaksen stålkasse:

$$y := \frac{t_f^2 \cdot (b_{f1} + b_{f2}) + 2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot \left(\frac{h - t_b - t_f}{2} + t_f \right) + t_b \cdot b_b \cdot \left(h - \frac{t_b}{2} \right)}{A}$$

$$y = (1.932 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

1.1.2) Trapestiver:

Platetykkelse stiver: $t_{stiver} := 15 \text{ mm}$

Bredde av toppflens: $b_{stiver.t} := 300 \text{ mm}$

Bredde av diagonalplate: $b_{stiver.d} := 335.41 \text{ mm}$

Bredde av bunnflens: $b_{stiver.b} := 600 \text{ mm}$

Avstand mellom stivere: $b_{stiver.av} := 538.68 \text{ mm}$

1.1.2) Armering:

Armeringsarel: $A_s := 0.08 \text{ m}^2$

$$f_{sd} := \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.05} = (3.381 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

$$h_{sd} := 250 \text{ mm}$$

1.2) Materialdata:

Materialfaktor: $\gamma_{M0} := 1.05$

Kar. flytespenning: $f_{yk} := 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dim. flytespenning: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

E-modul: $E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tøyningfaktor: $\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{420}} = 0.748$

$$N_{sy} := A_s \cdot f_{sd} = (2.705 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$x_c := \frac{N_{sy}}{4 t_s \cdot f_{yd}} = 768.398 \text{ mm}$$

$$z := 2267 \text{ mm} + h_{sd} - \frac{x_c}{2} = 2.133 \text{ m}$$

$$M_{pl.Rd} := 299000 \text{ kN} \cdot \text{m} + N_{sy} \cdot z = (3.567 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Appendix C

Lastkombinasjoner

CS	1	0	1	0	1	0	1	0
Temperatur.sup	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0
Vind-mtraf.sup	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0
Vind-utraf.sup	-	0	-	0	0.5	0	-	0
Trafikk.sup	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0

SLS	OFTE FOREKOMMENDE							
	Lastkombinasjon 13		Lastkombinasjon 14		Lastkombinasjon 15		Lastkombinasjon 16	
	Temperatur		Vind med trafikk		Vind uten trafikk		Trafikk	
Dominerende last:	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
G	1	1	1	1	1	1	1	1
CS	1	0	1	0	1	0	1	0
Temperatur.sup	0.6	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0
Vind-mtraf.sup	0.5	0	0.6	0	0.5	0	0.5	0
Vind-utraf.sup	-	0	-	0	0.6	0	-	0
Trafikk.sup	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0.7	0

SLS	KARAKTERISKTISK							
	Lastkombinasjon 17		Lastkombinasjon 18		Lastkombinasjon 19		Lastkombinasjon 20	
	Temperatur		Vind med trafikk		Vind uten trafikk		Trafikk	
Dominerende last:	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
G	1	0.9	1	0.9	1	0.9	1	0.9
CS	1	0	1	0	1	0	1	0
Temperatur.sup	1	0	0.7	0	0.7	0	0.7	0
Vind-mtraf.sup	0.7	0	1	0	0.7	0	0.7	0
Vind-utraf.sup	-	0	-	0	1	0	-	0
Trafikk.sup	0.7	0	0.7	0	0.7	0	1	0