

VEDLEGG 2

ALTERNATIV SAMVIRKEBRU. BEREGNINGSRAPPORT

OPPDRAGSNR.

A122639

VERSJON

0.01

UTGIVELSESDATO

2019-10-22

BESKRIVELSE

1. versjon

UTARBEIDET

RARO

KONTROLLERT

JEPI

GODKJENT

SWI

DOKUMENTINFORMASJON	
Rapporttittel:	Detaljreguleringsplan for Ny fastlandsforbindelsen fra Færder - Brualternativ over Vestfjorden. Vedlegg – Alternativ samvirkebru
Dato:	22.10.2019
Utgave:	1. versjon
Filnavn:	RAP Kon-001_Vedlegg_samvirkebru alternativ
Oppdragsgiver:	Statens vegvesen
Kontaktperson hos Statens vegvesen:	Nils Brandt
Utfører:	COWI AS
Prosjektleder COWI AS:	Olav Eriksen
Utarbeidet av:	Raul Rodriguez
Kontrollert:	Jesper Pihl/Sverre Wiborg

INNHOOLD

FORORD	4
1 Innledning	5
2 Utforming av overbygning	6
3 Statisk modell	7
4 Laster	12
5 Nedbøyninger	17
6 Krefter	19
6.1 Enkle lasttilfeller	19
6.2 Bruddgrensetilstand	23
7 Spenninger på brubjelkene	25
8 Verifikasjon av samvirketversnitt i bruddgrensetilstand	28
9 Konklusjon	30

FORORD

Dette dokumentet er et vedlegg til fagrapporten "Brualternativ over Vestfjorden" som er en del av arbeidet med Ny fastlandsforbindelse fra Færder.

Dette vedlegget tar for seg beregningene av samvirkebru alternativet (overbygning) for kryssing av Vestfjorden.

Tiltakshaver og ansvarlig for utredningen er Statens vegvesen.

10.2019

Oslo

1 Innledning

Dette vedlegget tar for seg beregningene for overbygning til samvirkebru alternativet for kryssing av Vestfjorden.

Målet av vedlegget er å beskrive utforming av stålkassen med et samvirkende betongdekke, å vise beregningsmessig etter en Sofistik modell, samt å regne stål- og betongmengdene i overbygning. I tillegg vil reaksjonene mot betongpilarene beregnes for en videre prosjektering av disse elementene.

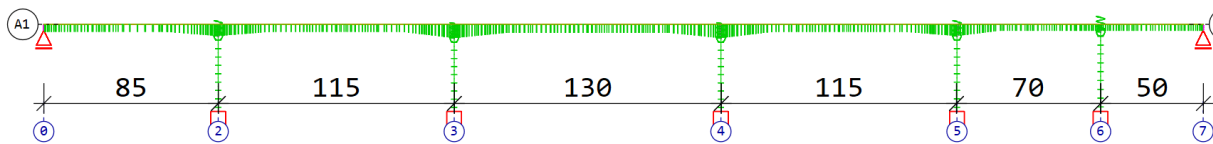
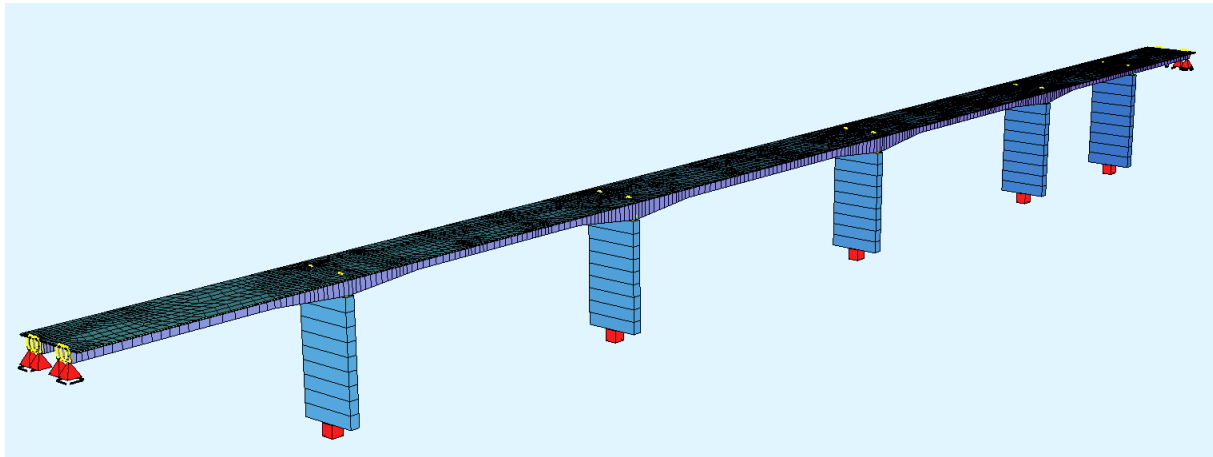
2 Utforming av overbygning

Følgende geometri og grunnlag for beregninger er vurdert:

- › Løsning med 2 stålkasser.
- › H,stålkasse i felt, typisk = 2,5m (3m mellom akse 3-4)
H,stålkasse i akse 2-5-6 = 5m ; H,stålkasse i akse 3-4 = 6m
- › Vertikalstegene.
- › Det antas at et horisontal fagverk vil ligge på toppen i kassene. Det vil gi torsjonsstivhet til i byggefasen (før betongplaten er på plass, eller ikke har oppnådd tilstrekkelig stivhet).
- › Brua bygges ved først installering og samling av stålsementene, og etterfølgende støpning av betongdekke.

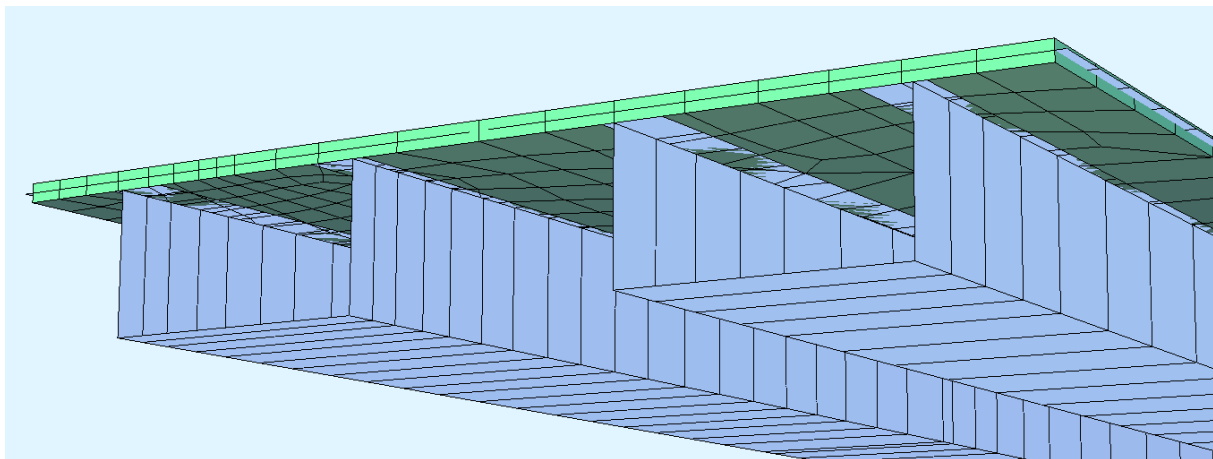
3 Statisk modell

Overbygningen er modellert i FE-programmet Sofistik. En geometrimodell av bruene er vist på de nedenstående figurene:



(NB.: akse nummerering følger oversiktstegningen i SVV rapporten fra den 30.08.2019)

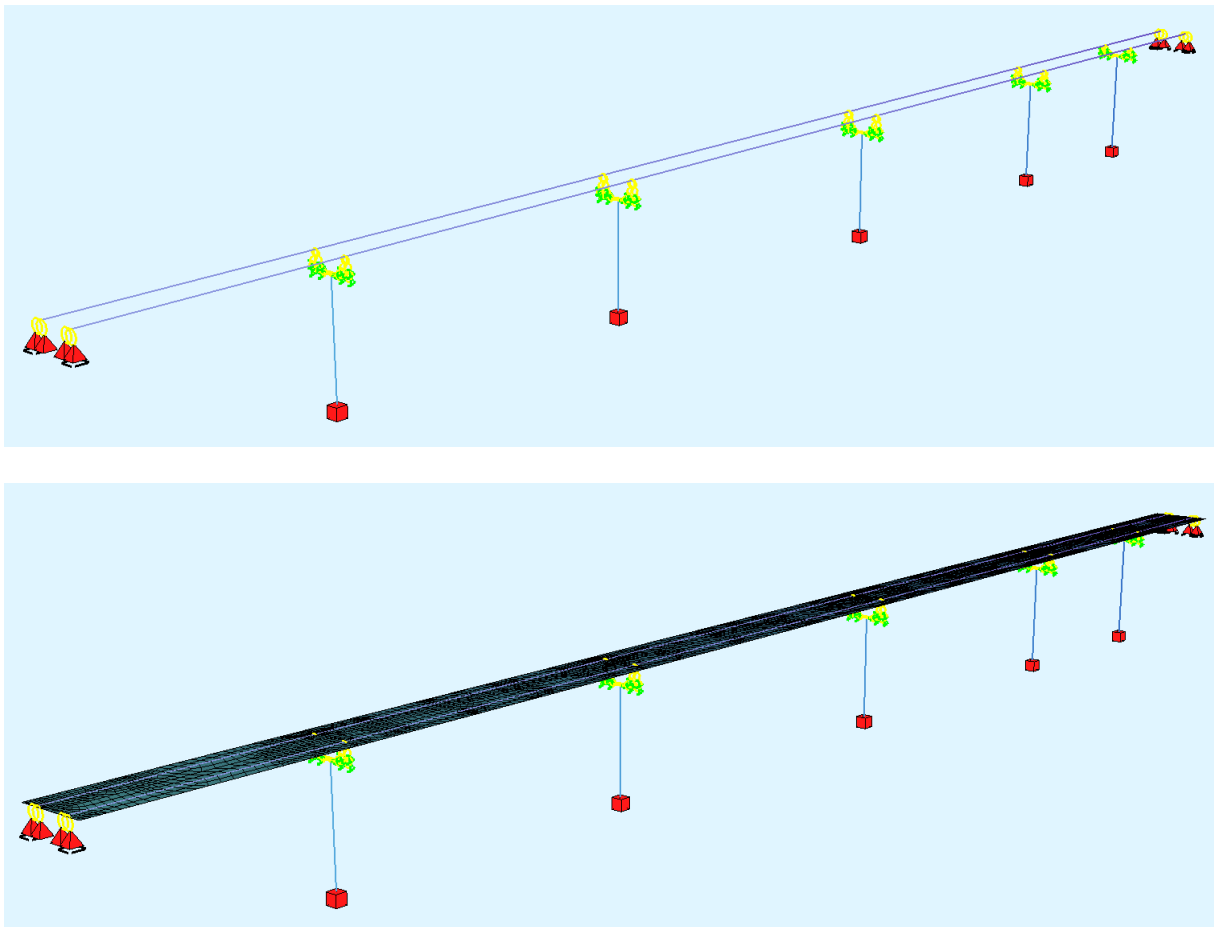
Figur. Overbygning av samvirkebru modellert i Sofistik (render visualisering)



Figur. Zoom-render visualisering av Sofistik modell

Det er en modell med 2 samvirkebjelker (en bjelke for hver av de 2 stålkassene). Hvert bjelkeelement inneholder et samvirke tverrsnitt som aktiveres progressivt i følge av byggefasene (1. bare stål og deretter stål+betongdekke). De 2 bjelkene er koblet på tvers med areaelementer som fordeler lastene

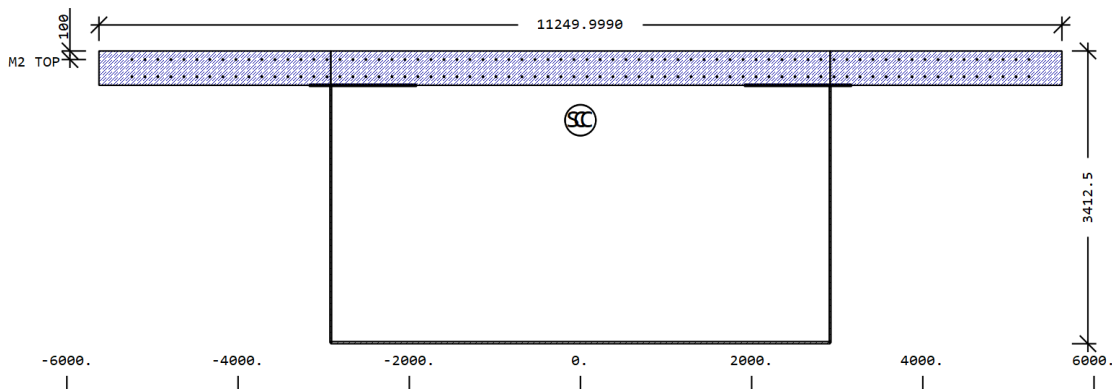
mellom dem. Disse arealene er definert med et fiktivt «orthotropic» materiale som bare har stivhet på tvers, og som ikke veier. Vekten både for stål og betong er inkludert i de 2 bjelkeelementene.



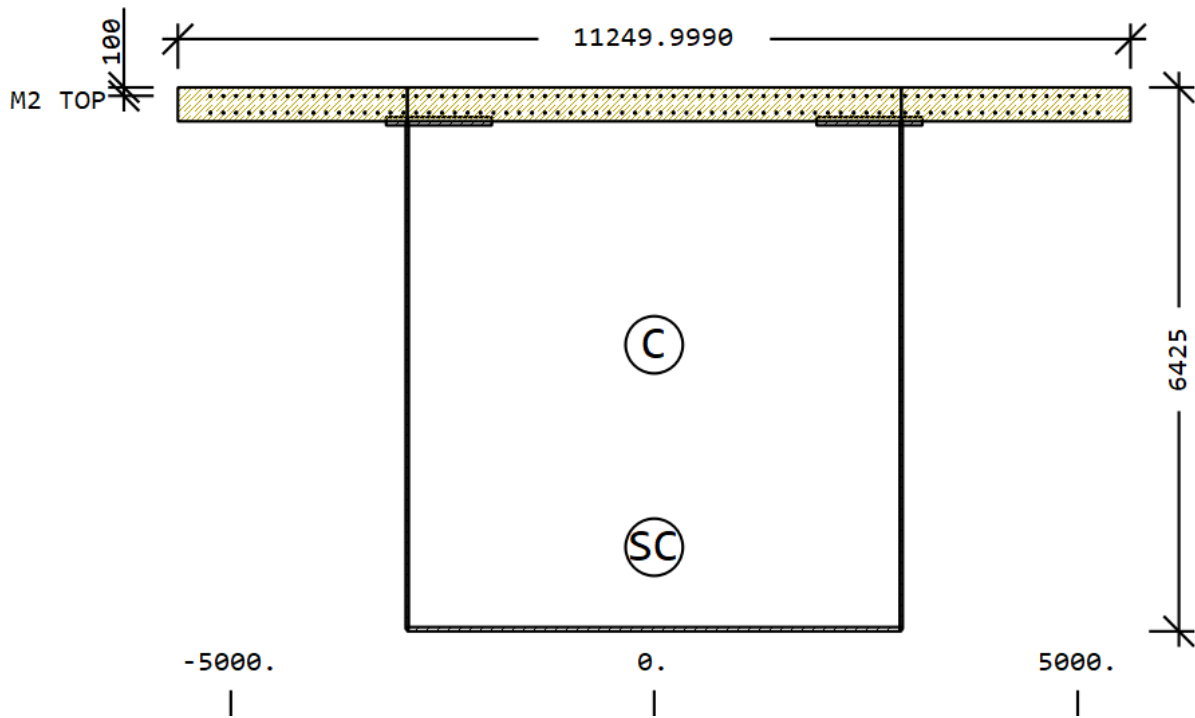
Figur. Sofistik bjelkemodellen (uten og med arealelementer)

Tverrsnittene har varierende høyde i følge av stålkassegeometrien. Det vurderes en konstant bredde til hver stålunnflens lik 5,85 m.

Betongdekkebredden er lik 22,5 m (pluss kantbjelkene), med en tilnærmet konstant tykkelse lik 400mm.



Figur. Typisk tverrsnitt i midtspenn for hver av de 2 brubjelkene



Figur. Tverrsnitt over søylene i akse 3-4 for hver av de 2 brubjelkene

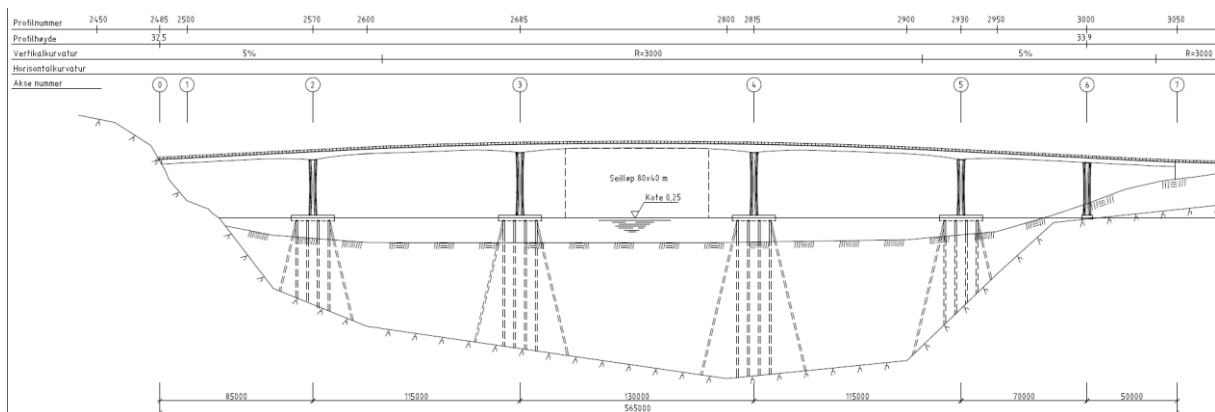
Risseeffekter fra betongdekket er vurdert i stivhet i statisk analyse i Sofistikmodellen. Bidrag fra betongdekket til bjelkestivhet er ikke inkludert i områder der det kommer riss i platen. Kun armering (2Ø25c150 i hver side) vurderes i disse områdene. Etter EN 1994-2:2005 / pkt. 5.4.2.3., skal redusert stivhet E (lik ca. $0,2 \times 36000 = 7000 \text{MPa}$) vurderes langs 15% av spennlengden over søylene.

Geometrien til stålplater i kassene (bredde og tykkelse) i Sofistik modellen er vist på den følgende tabellen.

Tabell. Geometrien til stålplatene langs brua i Sofistik modellen

Profilnr.	toppflenns tykkelse	toppflenns bredde	bunnflenns tykkelse	bunnflenns bredde	steg tykkelse
	mm	mm	mm	mm	mm
2 485.000 m	40	2125	30	5850	20
2 545.000 m	40	2125	30	5850	20
2 545.000 m	50	2125	50	5850	35
2 595.000 m	50	2125	50	5850	35
2 595.000 m	20	1250	20	5850	20
2 650.000 m	20	1250	20	5850	20
2 650.000 m	45	2125	45	5850	35
2 710.000 m	45	2125	45	5850	35
2 710.000 m	50	1250	30	5850	20
2 790.000 m	50	1250	30	5850	20
2 790.000 m	50	2500	50	5850	35
2 850.000 m	50	2500	50	5850	35
2 850.000 m	25	1250	25	5850	20
2 905.000 m	25	1250	25	5850	20
2 905.000 m	50	1250	35	5850	35
2 950.000 m	50	1250	35	5850	35
2 950.000 m	20	1250	30	5850	20
2 985.000 m	20	1250	30	5850	20
2 985.000 m	35	1250	25	5850	35
3 015.000 m	35	1250	25	5850	35
3 015.000 m	20	1250	20	5850	20
3 050.000 m	20	1250	20	5850	20

(NB.: profilnummerering følger oversiktstegningen i SVV rapporten fra den 30.08.2019)

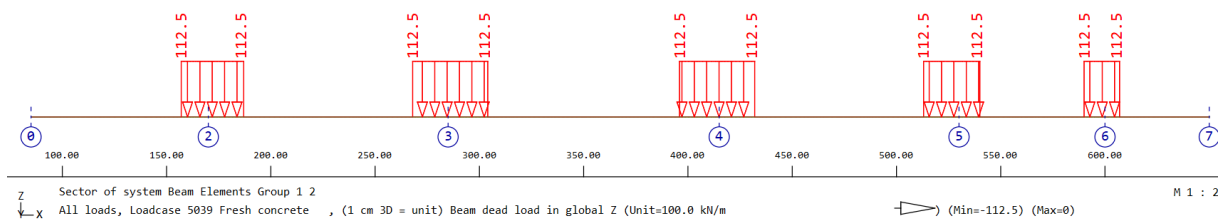
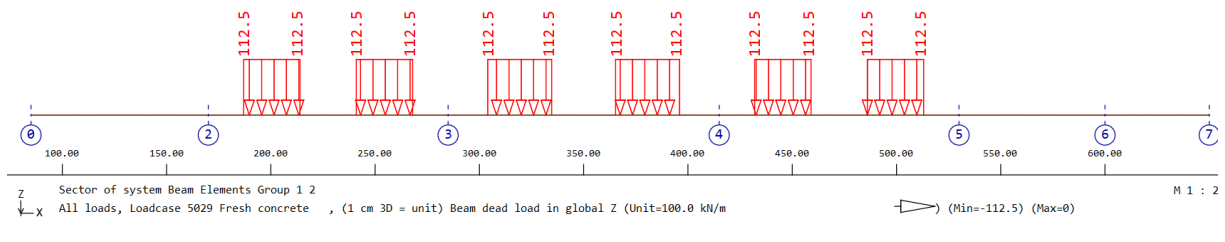
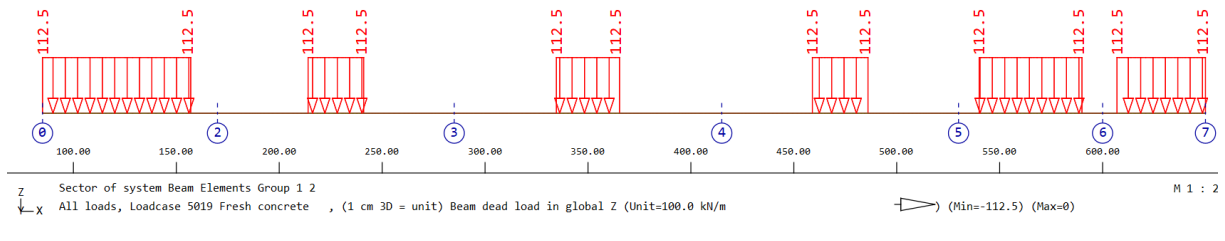


Figur. Oppriss fra oversiktstegningen i SVV rapporten fra den 30.08.2019

Stiverne og det horisontale øvre fagverket er ikke inkludert i modellen. For nå vurderes det bare som en ekstra vekt lik 1,5 ton/m for hver bjelke (det er et tall etter erfaring fra Beitstadsundbrua).

I følge av installasjonen av stålsegmentene, antas det at stålkassene vil støtte sin egenvekt, pluss vekt av betongstøping. Stivhet av betongdekke vil gradvis aktiveres langs brubjelkene i følge av støpningsrekkefølgen. Betongdekke vil derfor får spenninger fra trafikk og andre variabel laster. En gradvis aktivering av seksjonsdelene (1. stål, 2. betong) hensyntas i Sofistik beregningene.

Den antatt støperekkefølgen er beskrevet nedenfor og på de følgende bildene:



nr. 5019: 1. støpe fase. Vekt fra betong i midtspennene

nr. 5020: 1. støpe fase. Stivhet av betong i midtspennene er aktivert

nr. 5029: 2. støpe fase. Vekt fra betong i overgangsseksjonene

nr. 5030: 2. støpe fase. Stivhet av betong i overgangsseksjonene er aktivert

nr. 5039: 3. støpe fase. Vekt fra betong over søylene

nr. 5040: 3. støpe fase. Stivhet av betong over søylene er aktivert

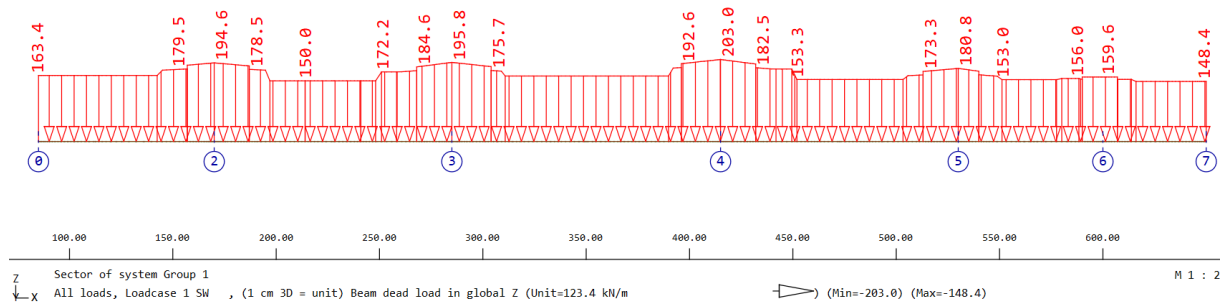
Modellen inkluderer ikke effektene fra installasjonen av stålsegmentene. For nå vurderes det at hele stålkassen aktiveres med en gang.

4 Laster

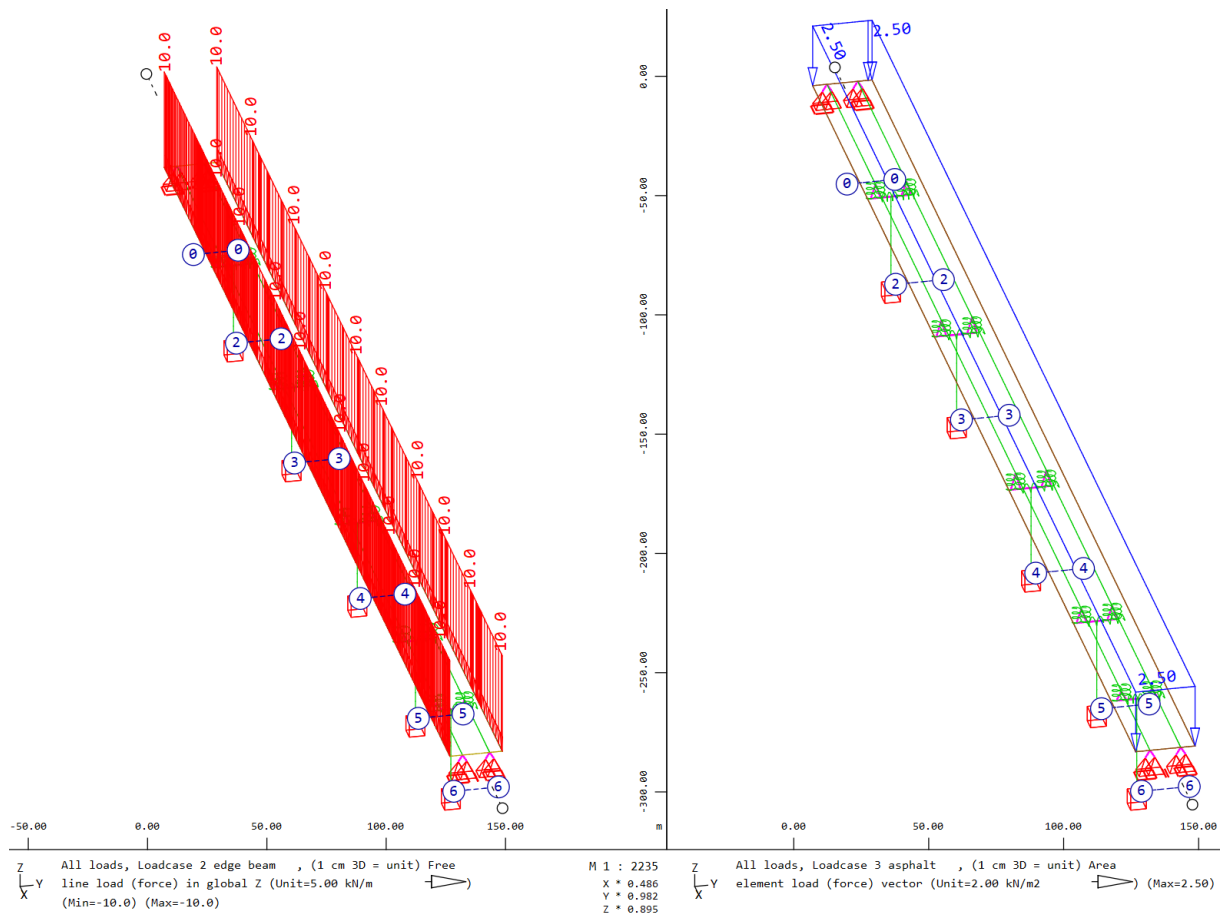
De følgende lastene er vurdert: egenvekt (fra stål og betong), asfalt, kantbjelke, trafikk (jevnfordelt og kjøretøy), vertikalgradient av temperatur og vind. Svinn av betongdekke er også inkludert i analysen.

De neste figurene viser lastene i Sofistik modellen:

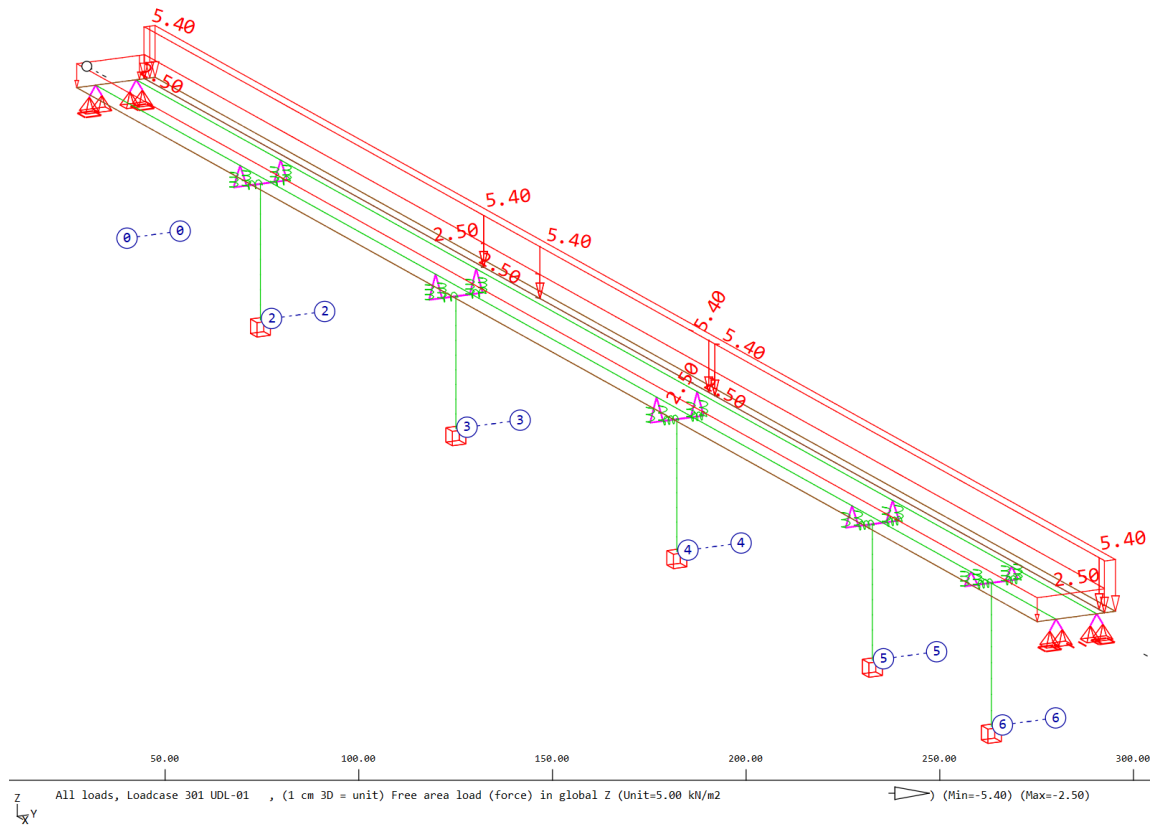
- Egenvekt av stålkasse pluss betong dekke:



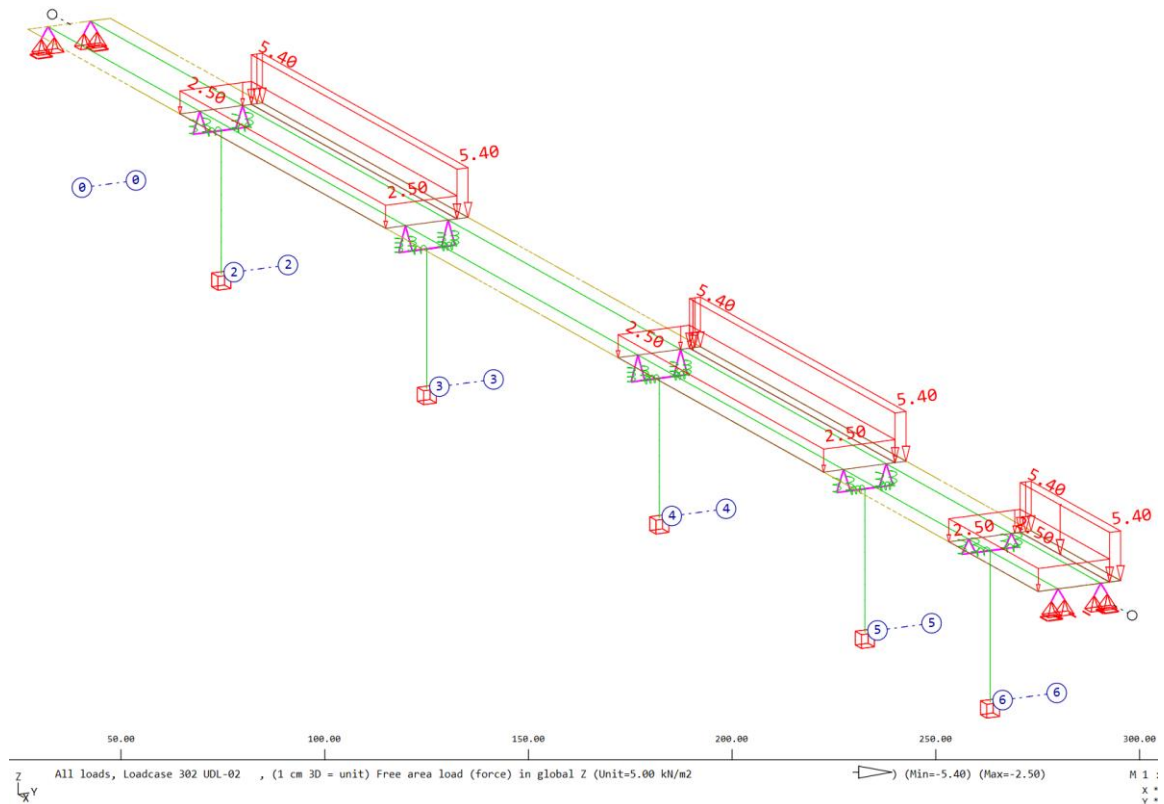
- Vekt av kantbjelkene og asfalt:



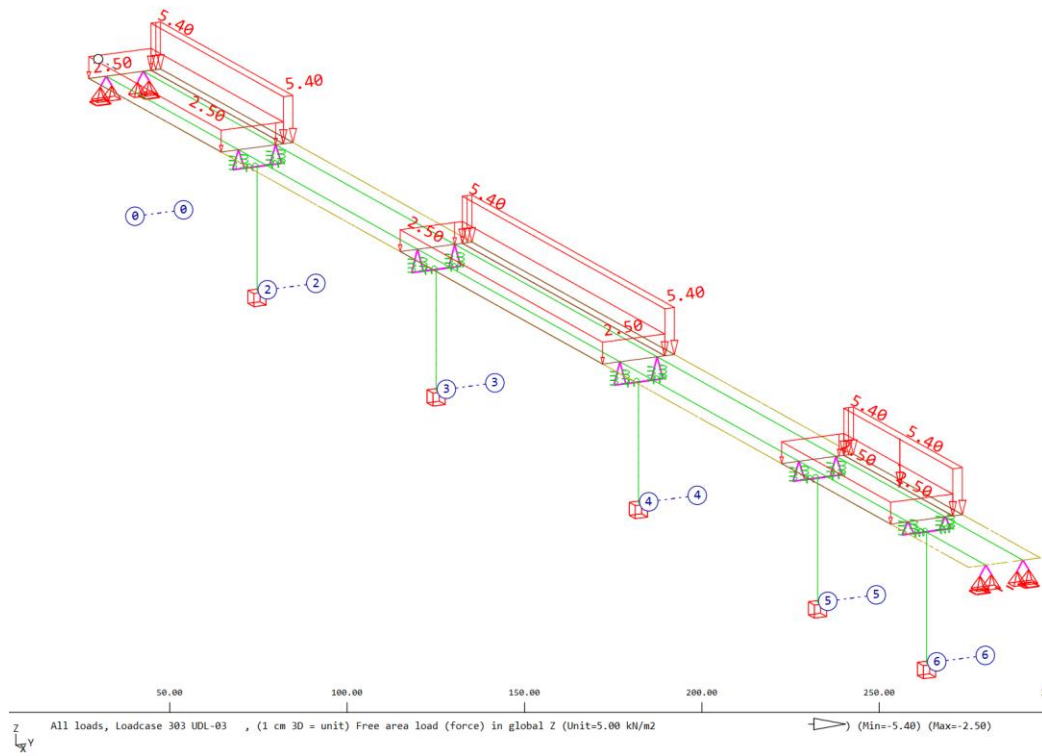
- Jevnt fordelt trafikklast (UDL-01):



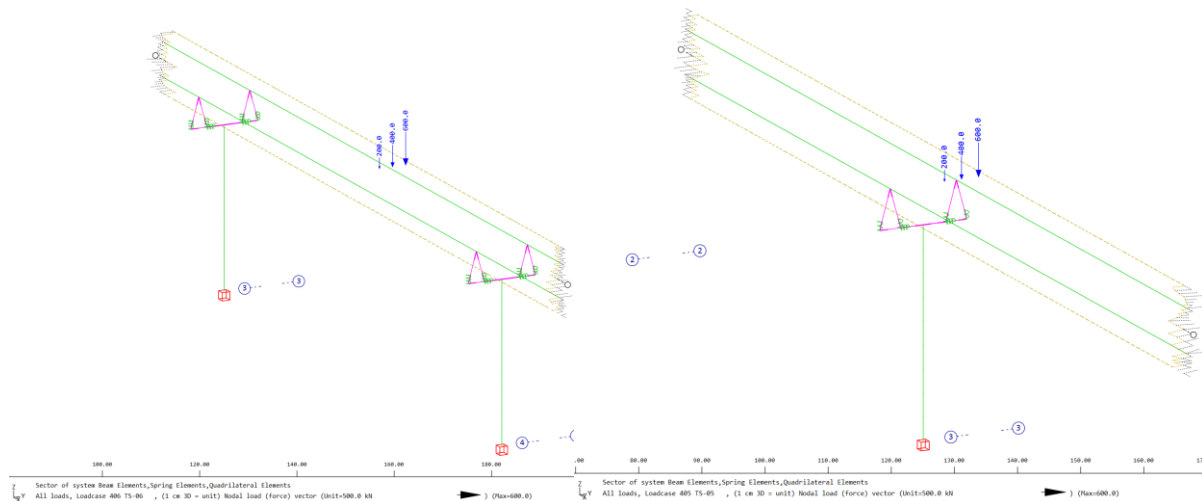
- Jevnt fordelt trafikklast (UDL-02 – partall spenner belastet):



-Jevnt fordelt trafikklast (UDL-03 – odd spenn er belastet):

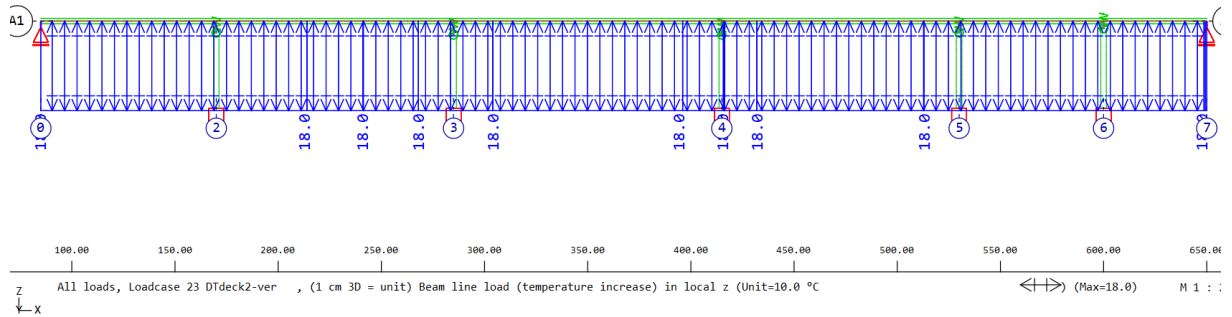
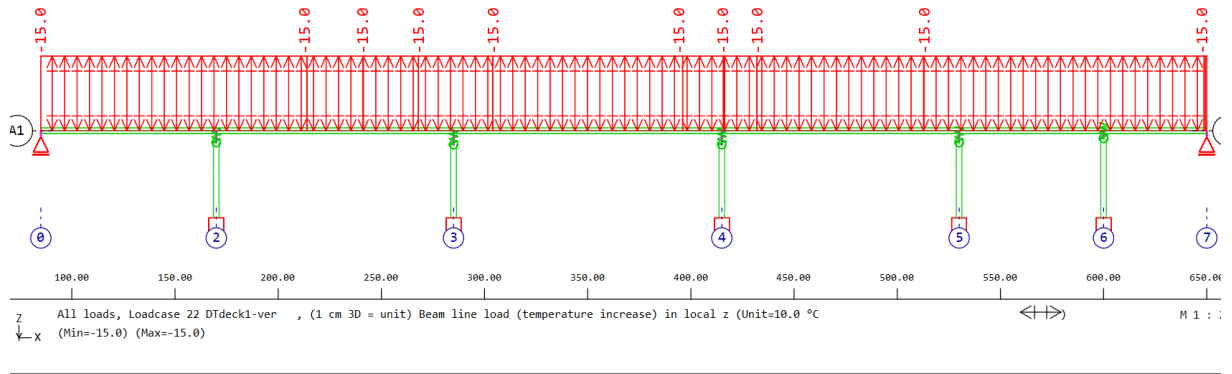


- Trafikk kjøretøy i midtspenn / over søyle

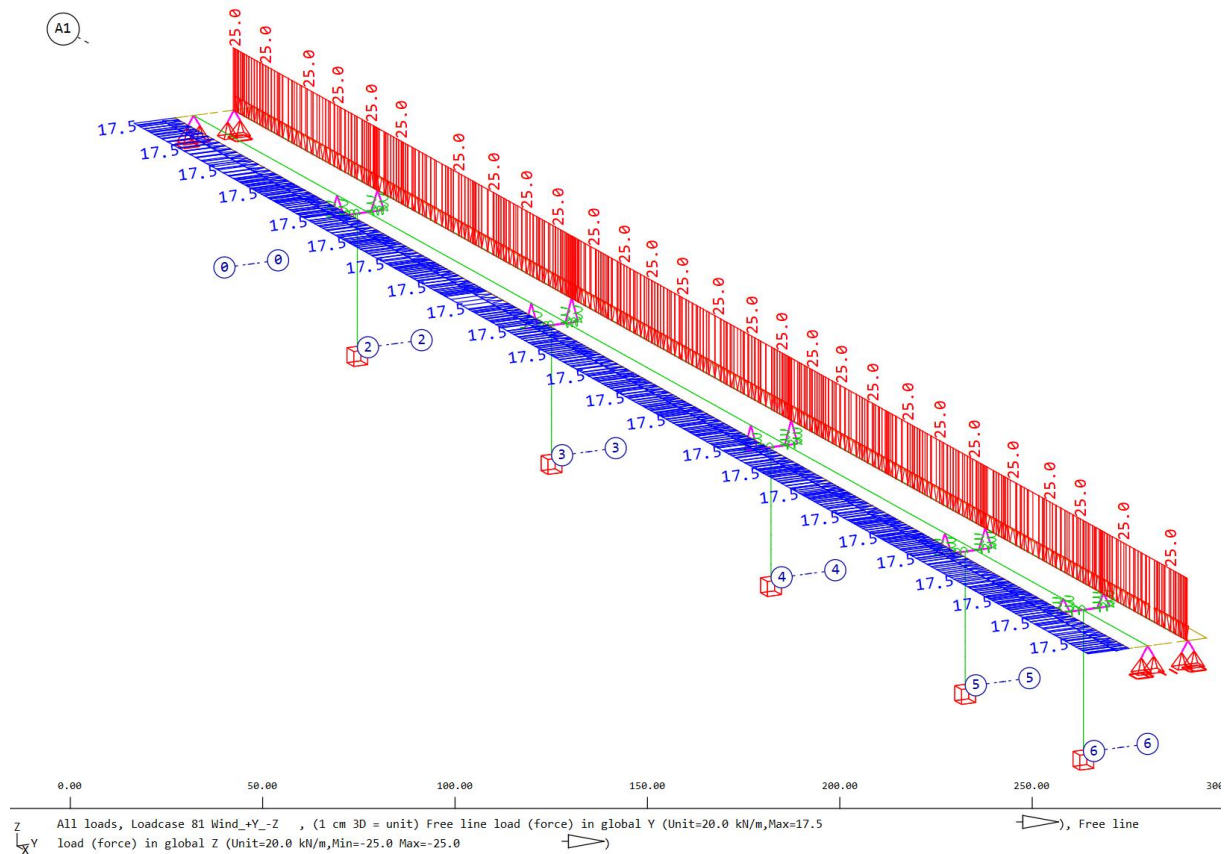


Det vurderes flere lasttilfeller. Én for hvert spenn og én for hver akse.

- Vertikalgradient av temperatur (2 lasttilfeller: overside varmere / underside varmere):



- Vindlast (horisontal- og vertikalkomponenter):



- Svinn av betongdekke.

Svinn-deformasjonen til betongdekket gir to typer av effekter i brubjelkene:

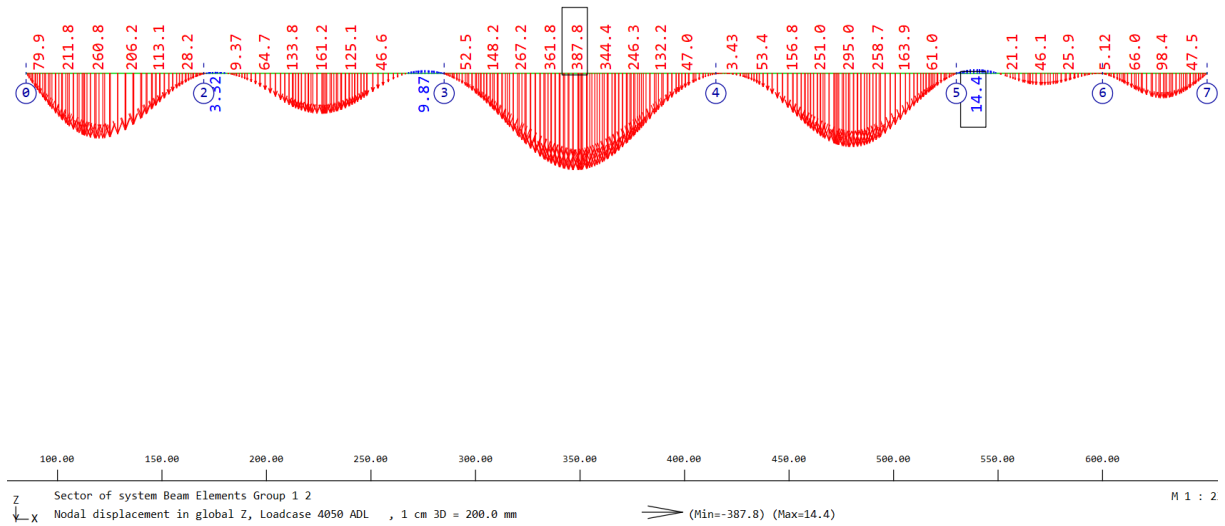
1- Tvangspenninger pga. fastholding mellom stål og betong. Det beregnes på snitt-nivået.

2- Parasitt-krefter pga. vertikal fastholding av søylene 2 til 6. Søylene unngår de frie vertikale forskyvningene til brubjelken pga. svinn-deformasjonen til betongdekket. Det beregnes i globalanalysen (i CSM-modulen fra Sofistik).

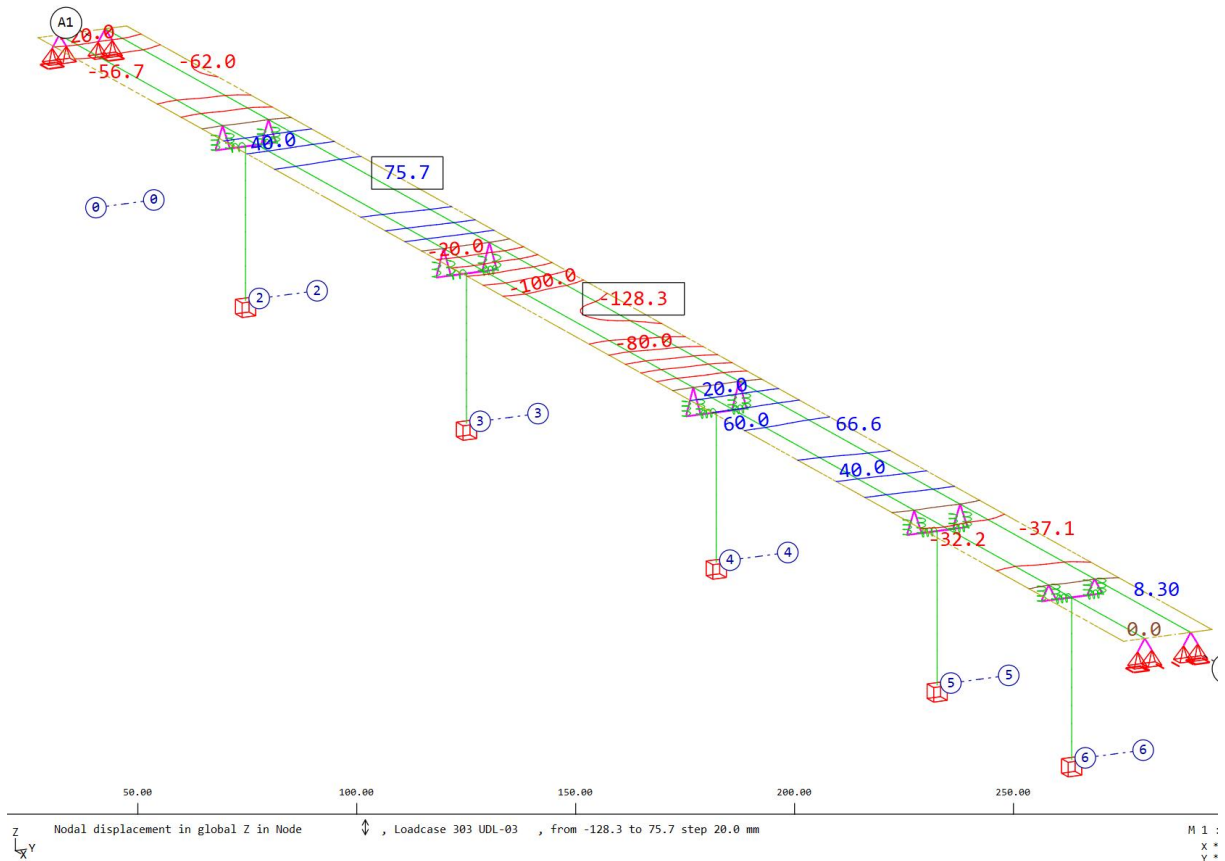
5 Nedbøyninger

- Nedbøyninger pga. permanentlaster:

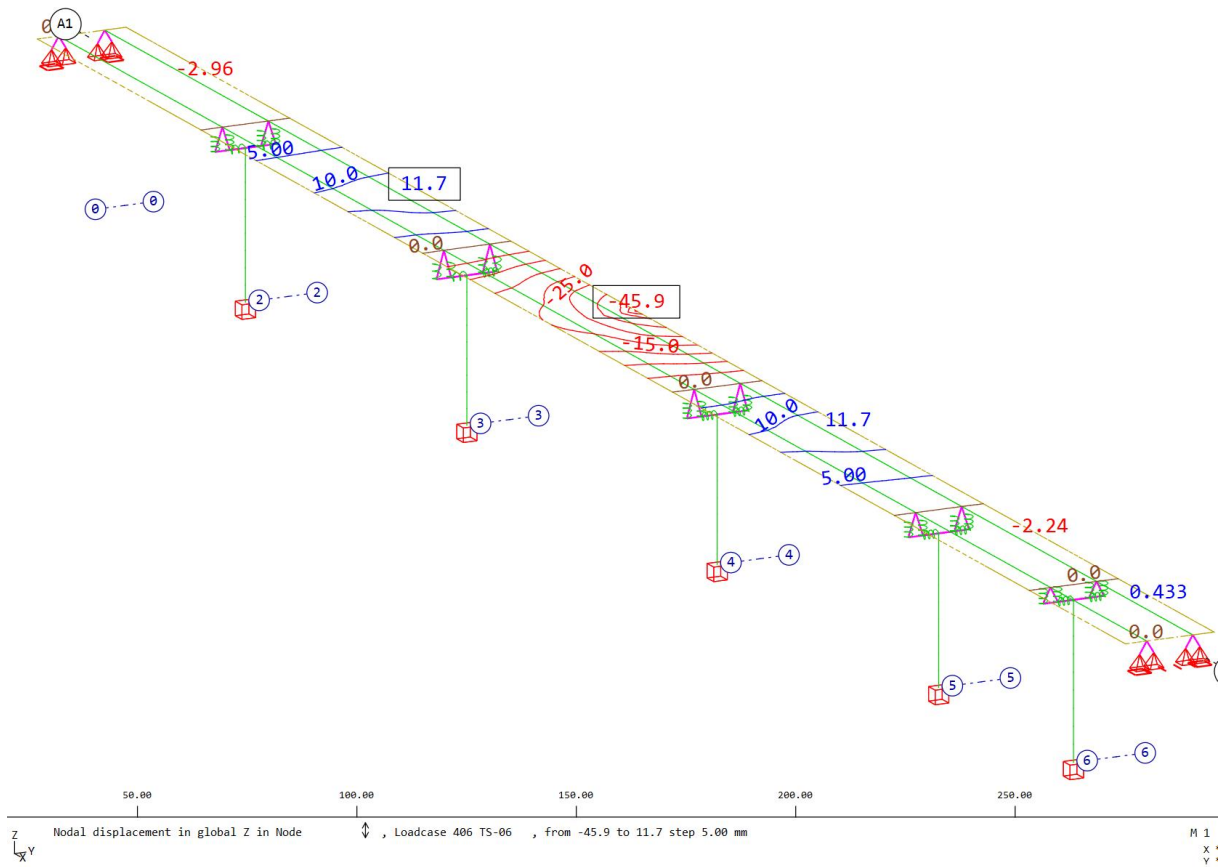
De blir kompensert gjennom en overhøyde i fabrikasjon av stålklassen (på ca. 39cm i hovedspennet).



- Maks. nedbøyninger pga. jevnt fordelt trafikk:



- Maks. nedbøyninger pga. kjøretøy:



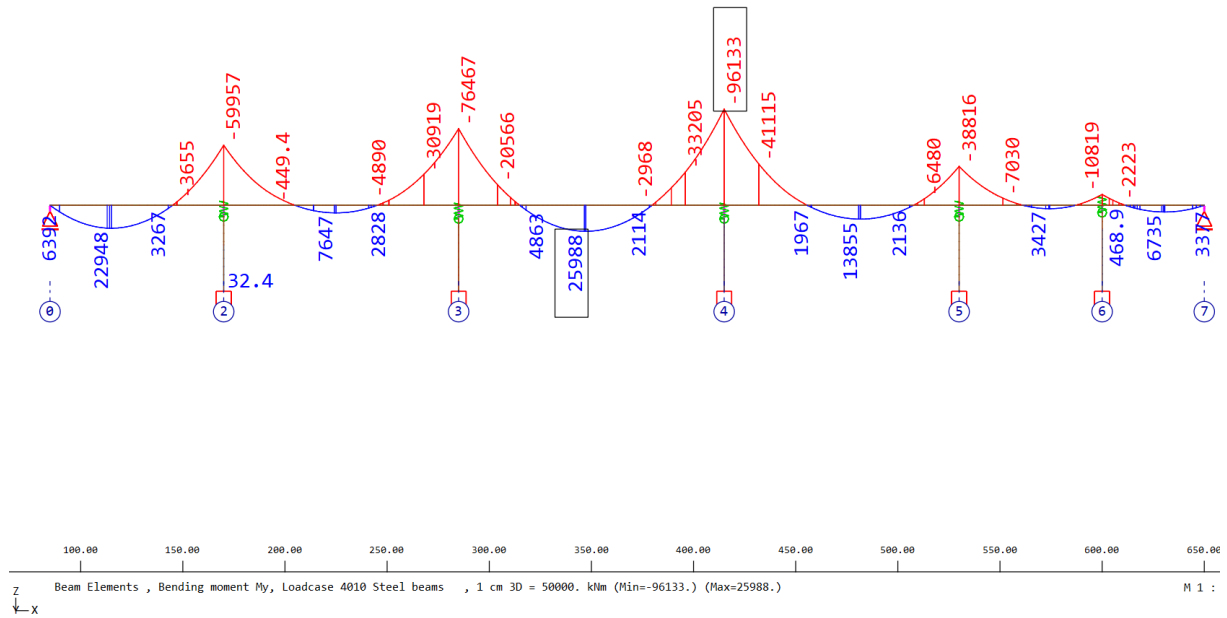
Kontroll iht. SVV-HB N400, pkt. 3.6.1:

$$u_{TOT} = 128 + 46 = 174 \text{ mm} = L/747 < L/350 = 371 \text{ mm}$$

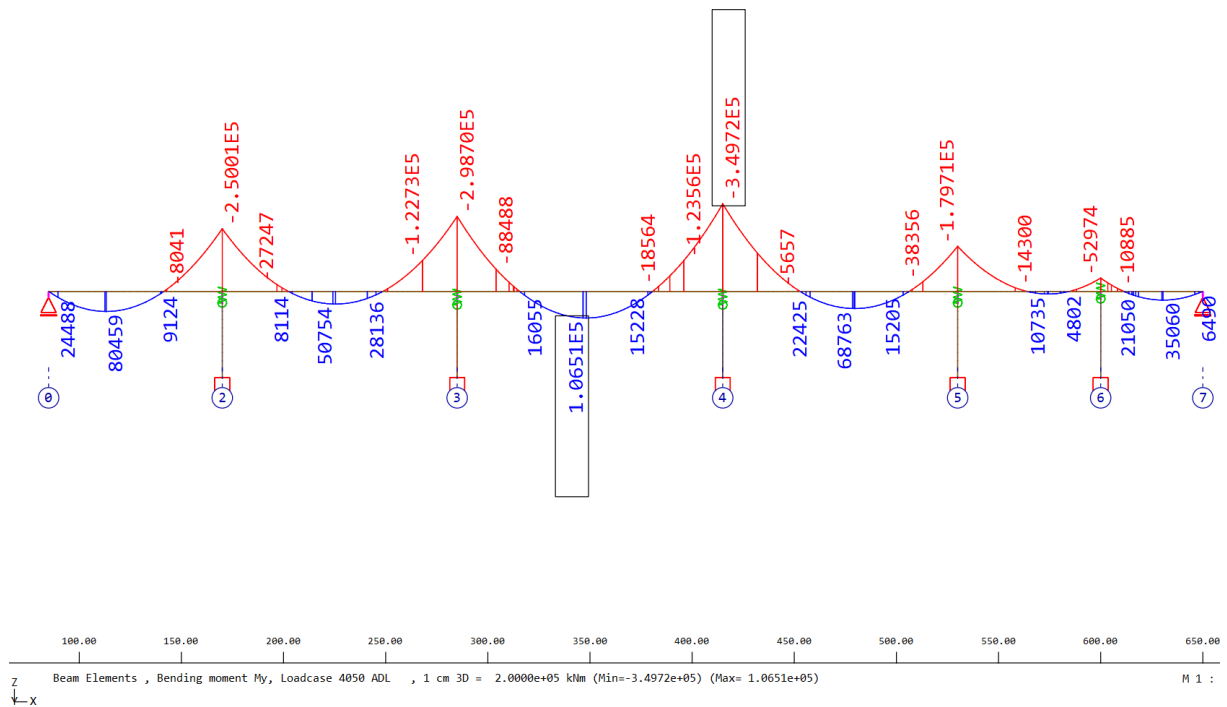
6 Krefter

6.1 Enkle lasttilfeller

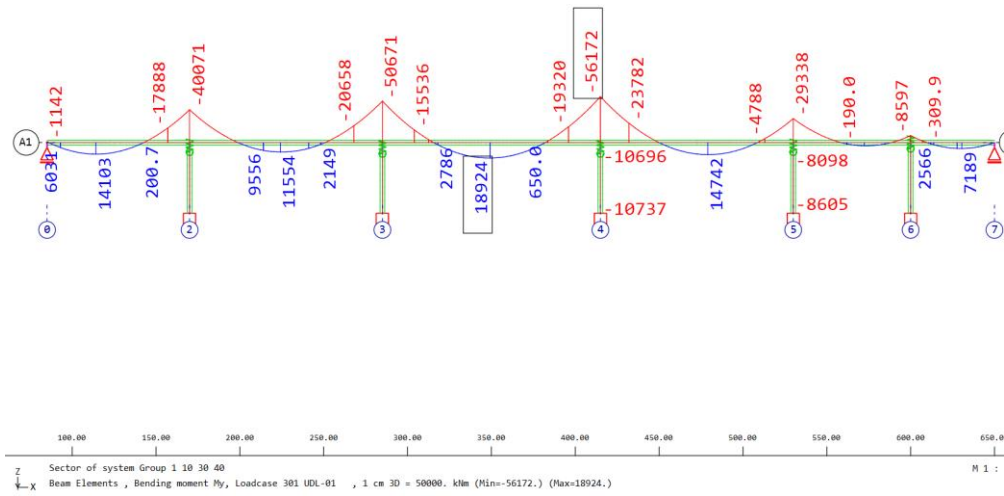
- Momenter pga. stålegenvikt i hver brubjelke:



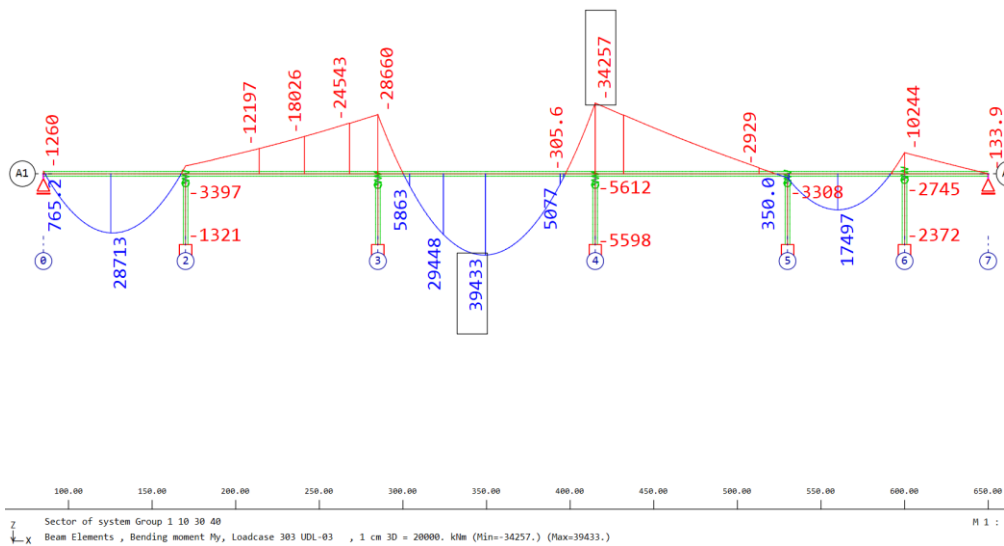
- Momenter pga. stål-, betongegenvekt pluss asfalt i hver brubjelke:



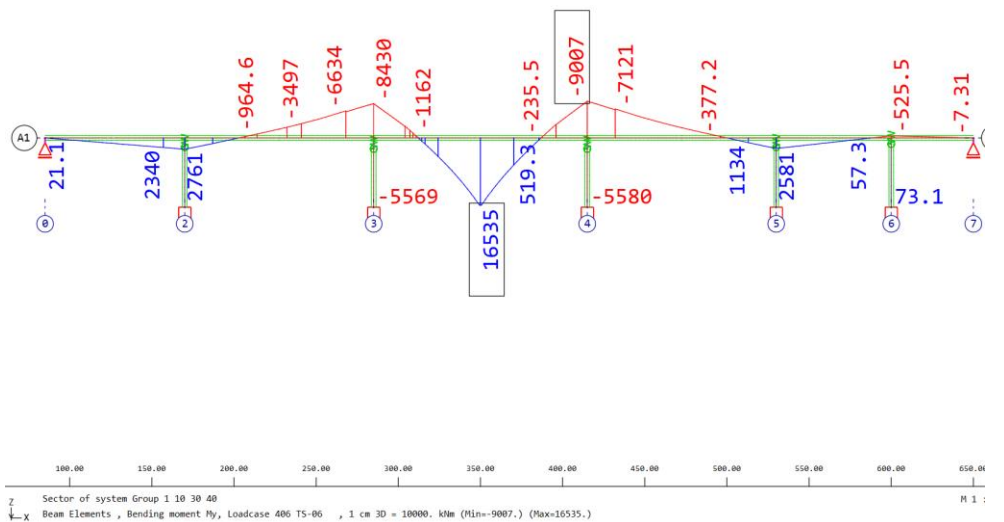
- Momenter pga. jevnt fordelt trafikklast (UDL-01) i hver brubjelke:



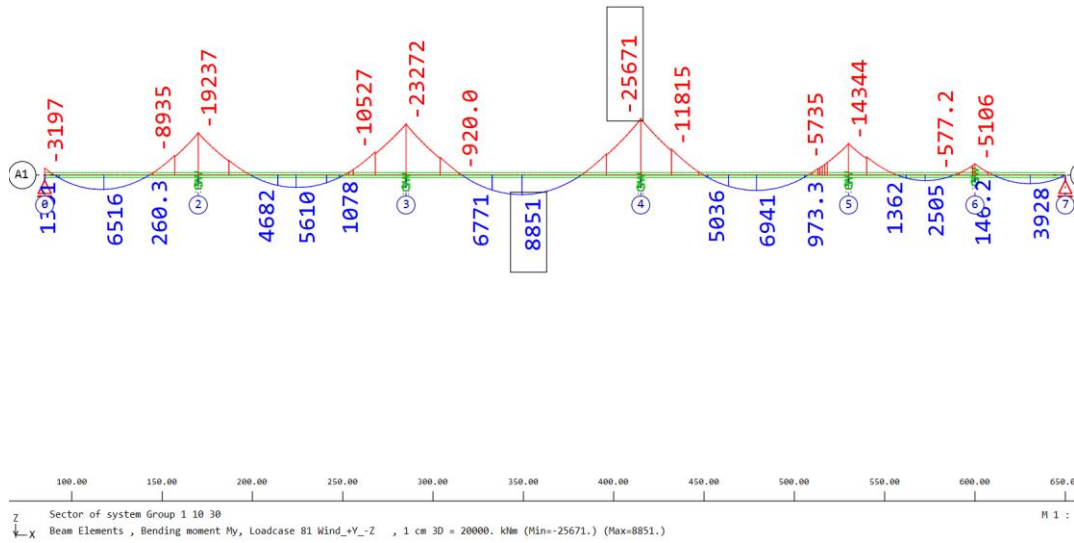
- Momenter pga. jevnt fordelt trafikklast (UDL-03) i hver brubjelke:



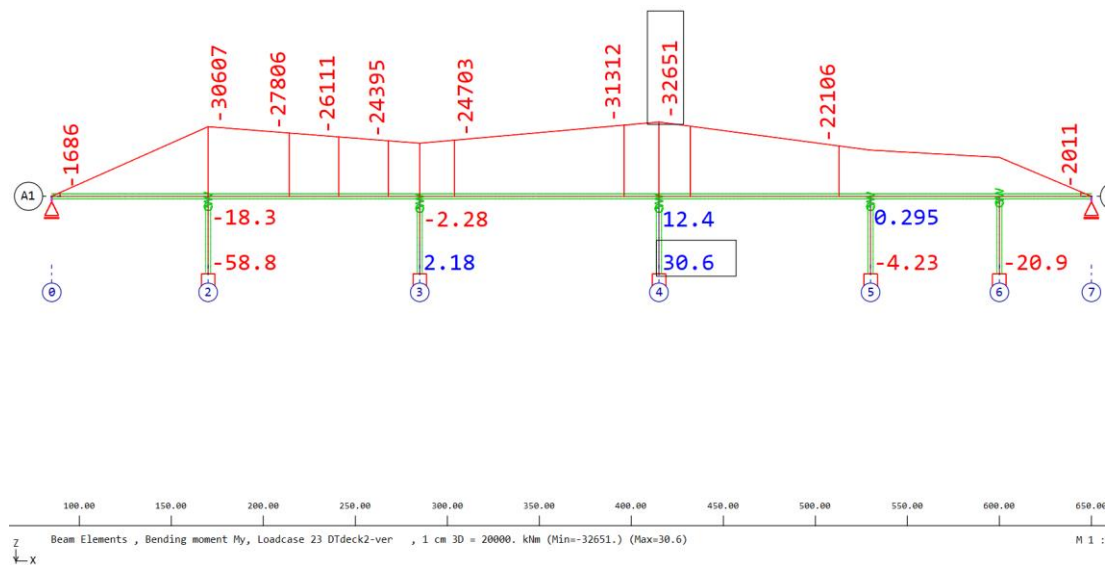
- Momenter pga. kjøretøy (TS-06) i hver brubjelke:



- Momenter pga. vindlast (vertikalkomponent) i hver brubjelke:

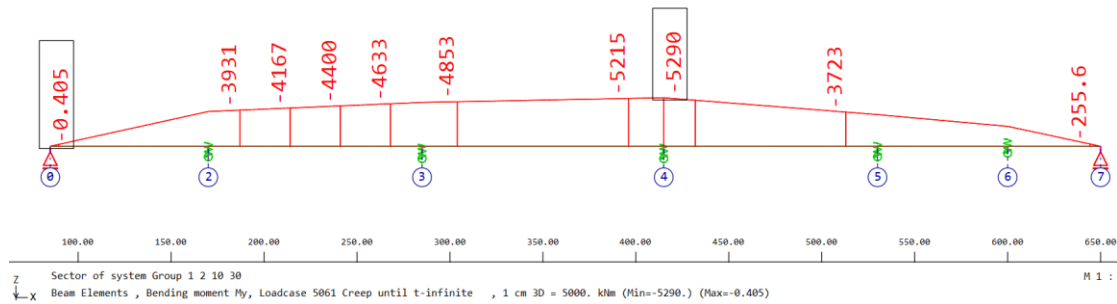
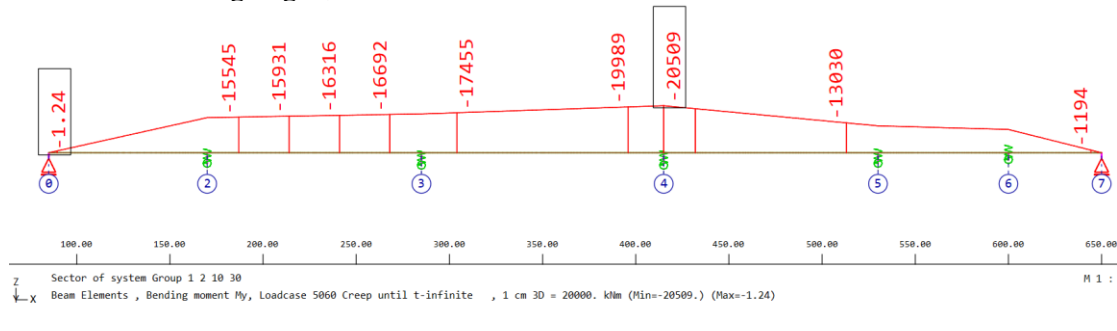


- Momenter pga. vertikalgradient av temperatur i hver brubjelke:



- Momenter pga. svinn av betongdekke:

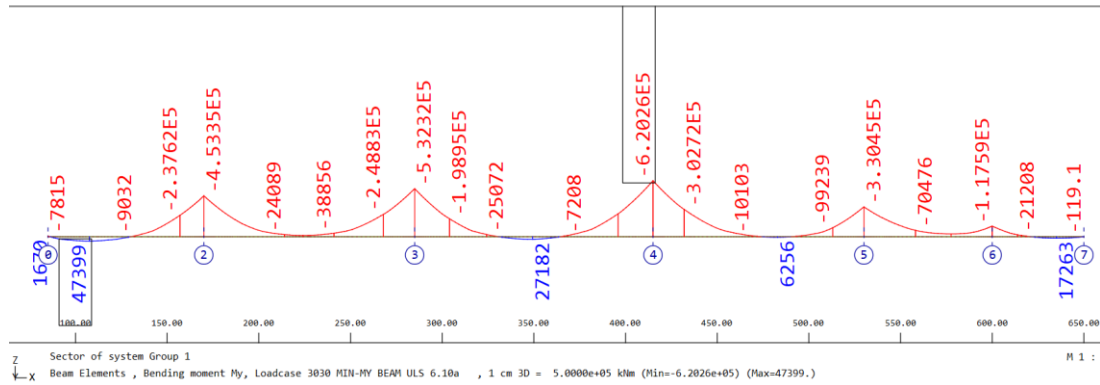
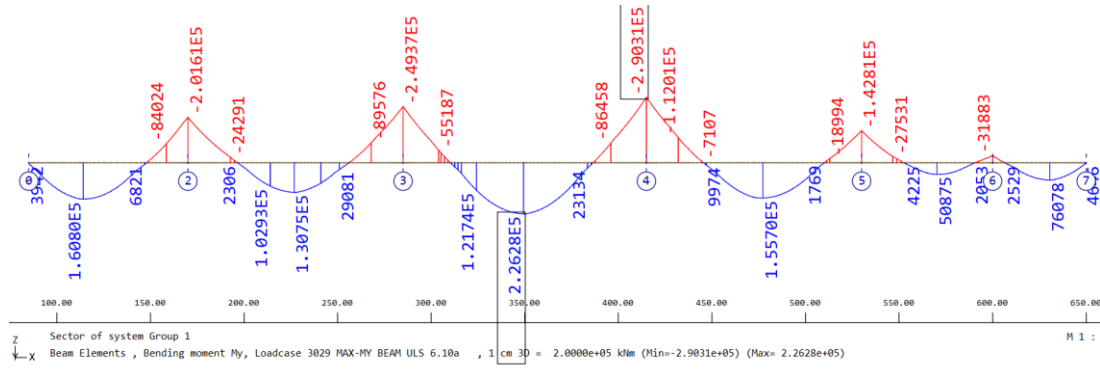
Parasitt-momenter pga. vertikal fastholding av søylene 2 til 6 er beregnet. Langtidseffektene er delt i 2 faser i Sofistikberegningen, som er vist nedenfor.



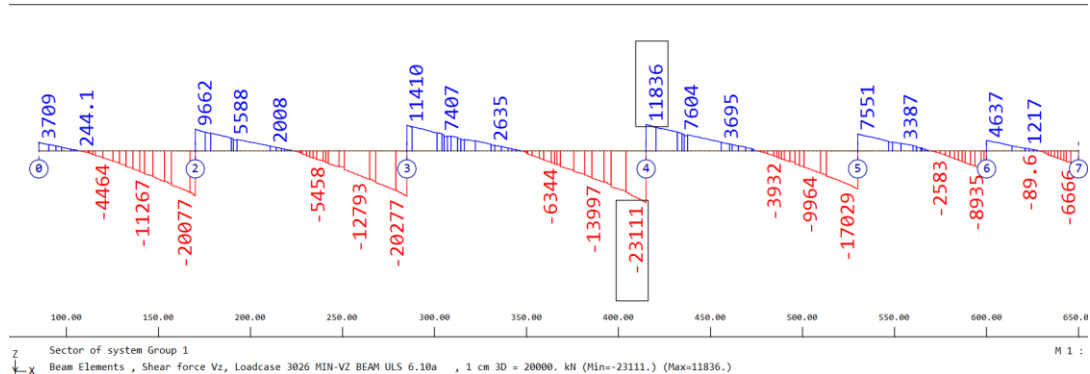
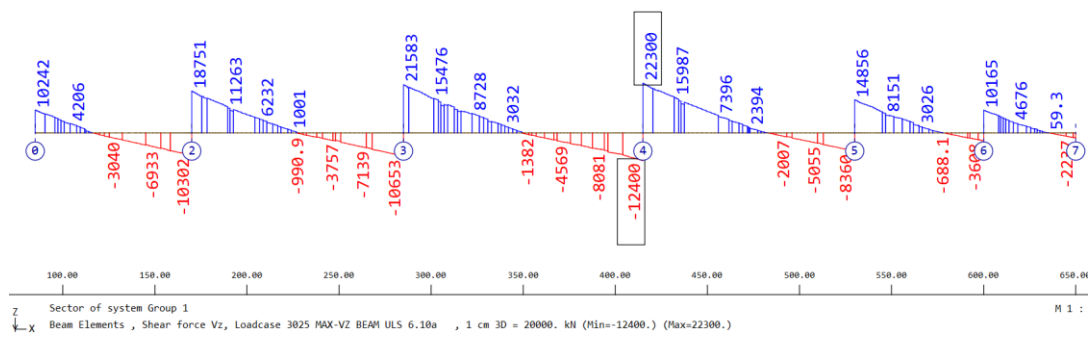
6.2 Bruddgrensetilstand

6.2.1 ULS krefter. Overbygning

- Momenter $M_{y,max}$ og $M_{y,min}$ i bruddgrensetilstand (ULS 6.10a / 6.10b) i hver brubjelke:

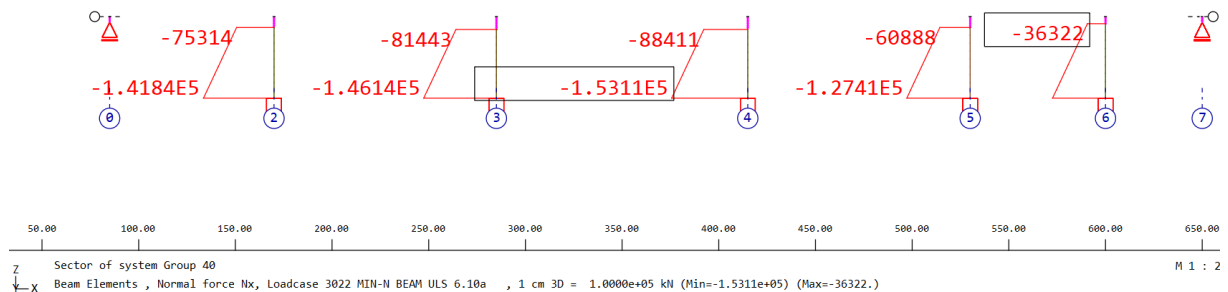
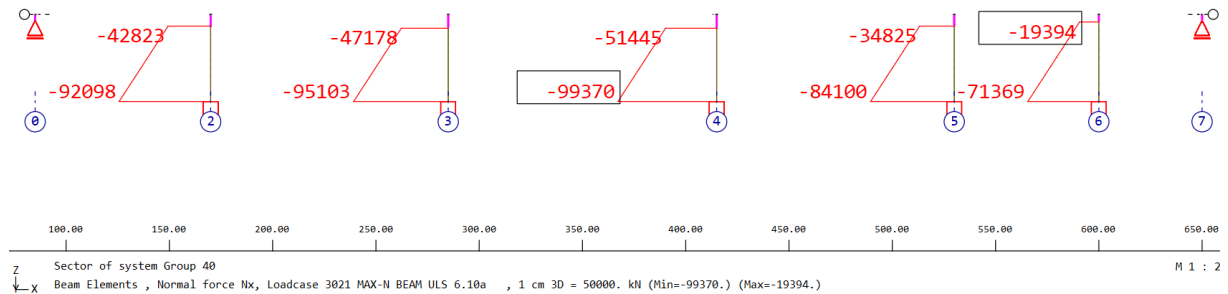


- Skjærkraft $V_{z,max}$ og $V_{z,min}$ i bruddgrensetilstand (ULS 6.10a / 6.10b) i hver brubjelke:

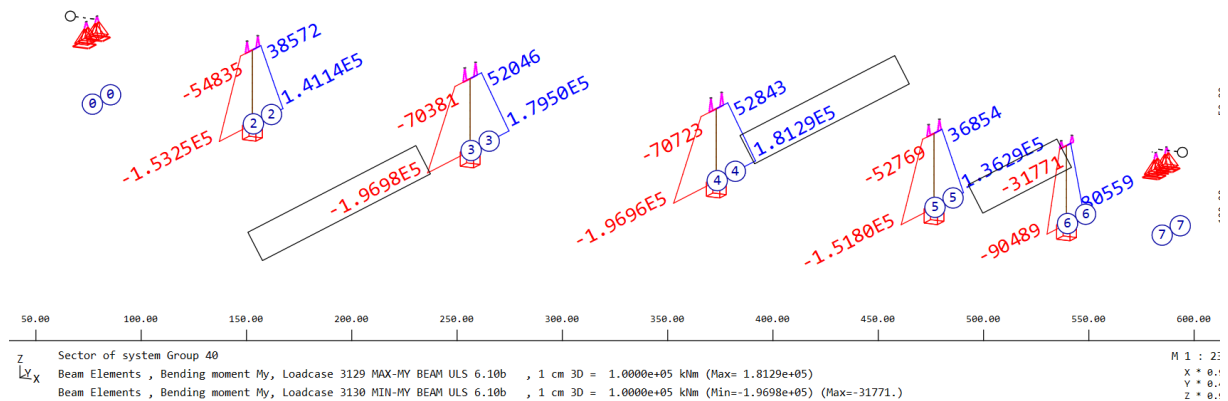
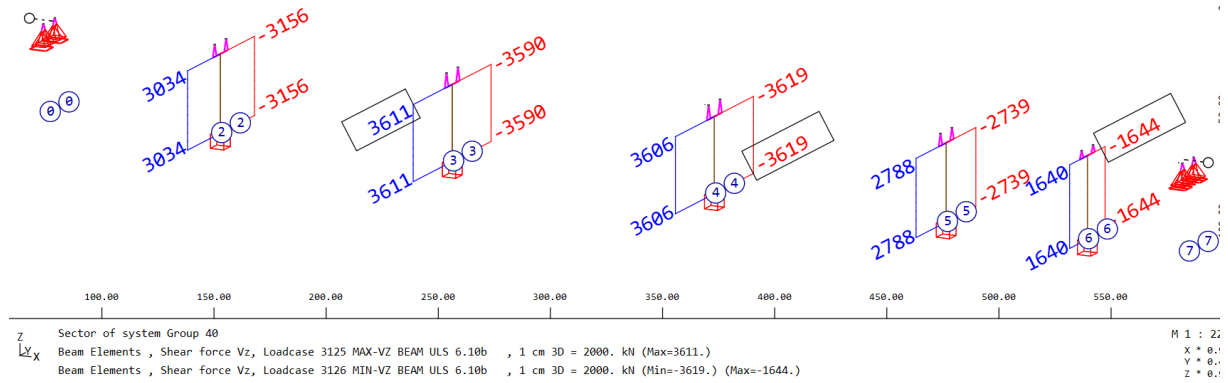


6.2.2 ULS krefter. Søylar

- Aksialkraft N_{maks} og N_{min} i bruddgrensetilstand (ULS 6.10a / 6.10b) på søylar:

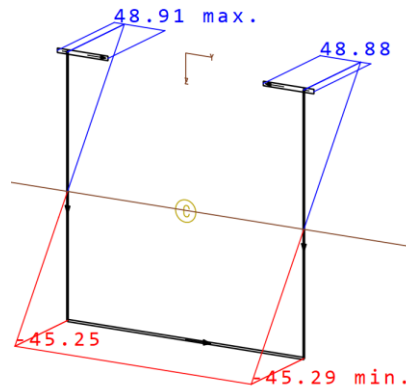


- Skjærkraft V_z og momenter M_y i bruddgrensetilstand (ULS 6.10a / 6.10b) på søylar:

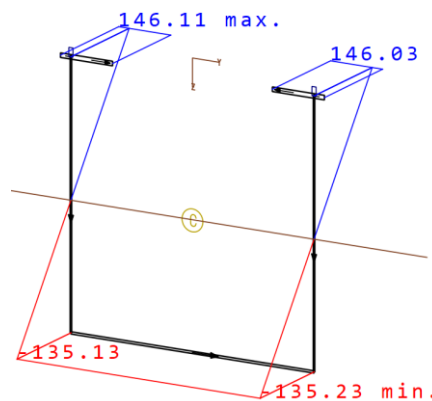


7 Spenninger på brubjelkene

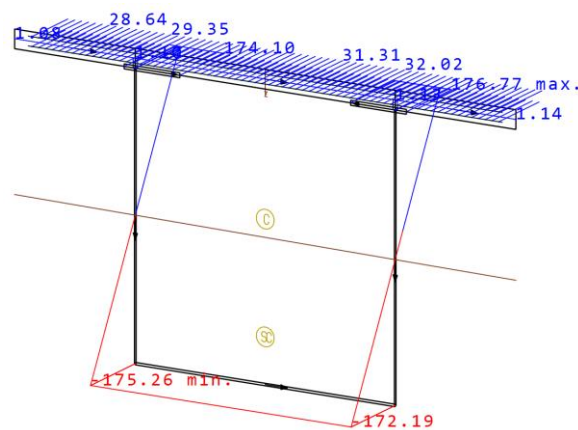
Normalspenninger (uten lastfaktor) på brubjelkene i følge av byggefasene er vist nedenfor på de kritiske tverrsnittene.



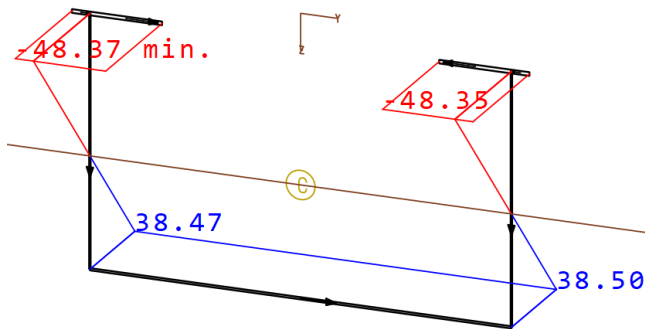
Figur. Spenninger pga. stålegenvekt i tverrsnitt over akse 4



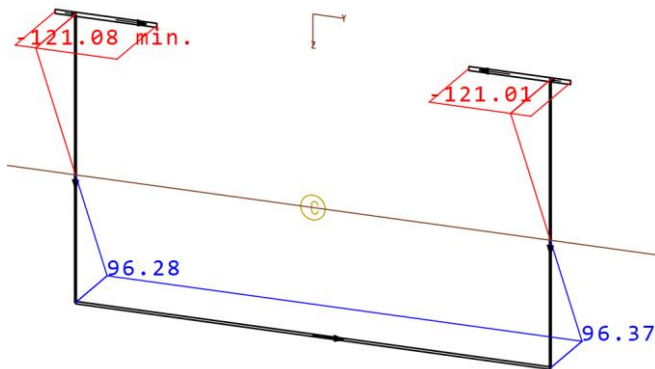
Figur. Spenninger pga. stålegenvekt pluss vekt av betong i tverrsnitt over akse 4 (betongdekketivhet ikke aktivert)



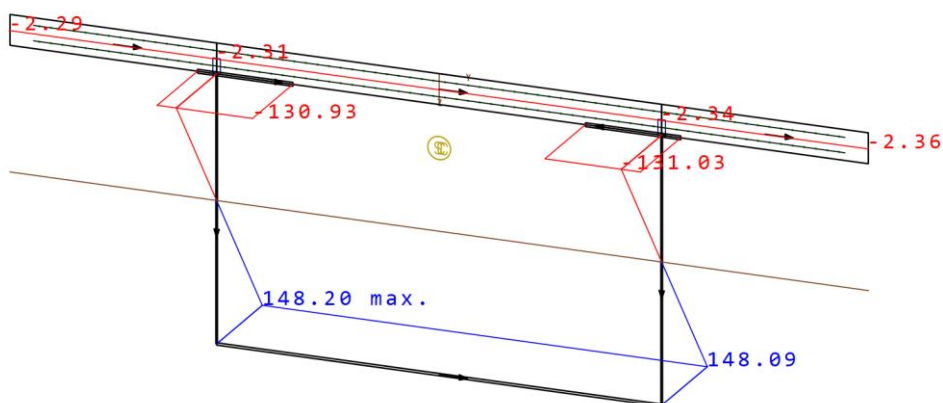
Figur. Spenninger pga. stålkasse, betongdekke, asfalt pluss svinn i tverrsnitt over akse 4 (betongdekketivhet gradvis aktivert)



Figur. Spenninger pga. stålegenvekt i tverrsnitt i midtspenn 3-4

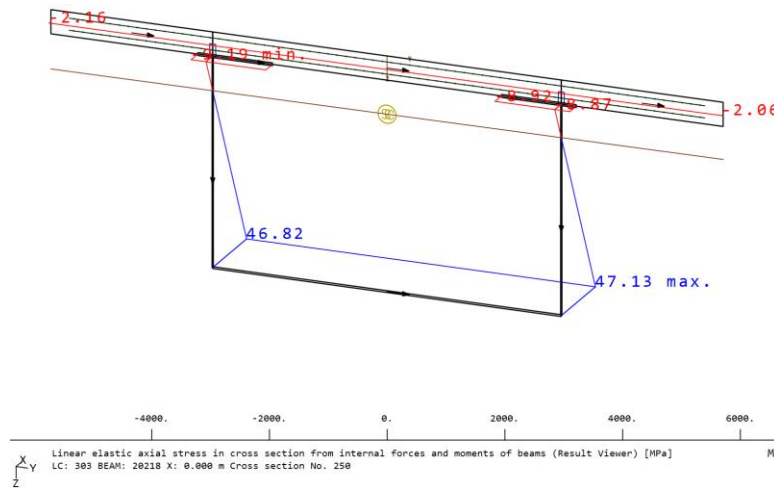


Figur. Spenninger pga. stålegenvekt pluss vekt av betong (bare fra 1. støpefase) i tverrsnitt i midtspenn 3-4
 (betongdekketivhet ikke aktivert)



Figur. Spenninger pga. stålkasse, betongdekke, pluss asfalt i tverrsnitt i midtspenn 3-4 (betongdekketivhet gradvis aktivert)

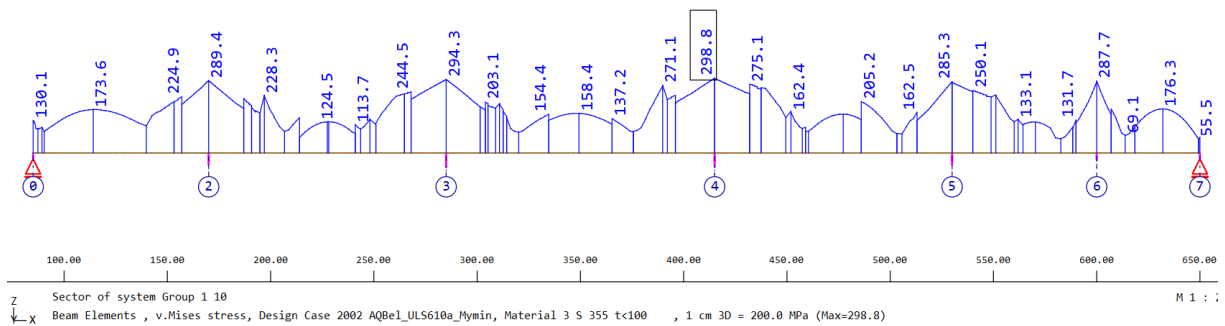
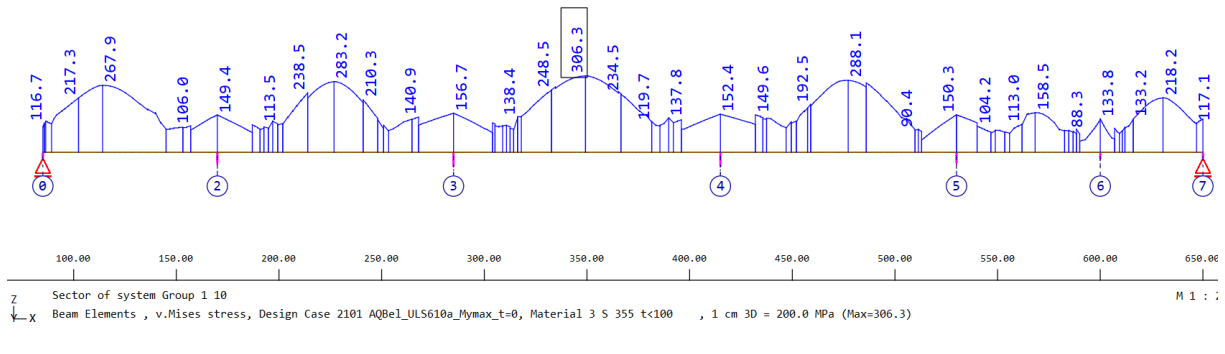
Stivhet av betongdekke vil være aktivert for variable laster. Som et eksempel, på det følgende bildet vises det normalspenninger pga. lasttilfellet av jevnt fordelt trafikk i tverrsnitt i midtspenn 3-4:



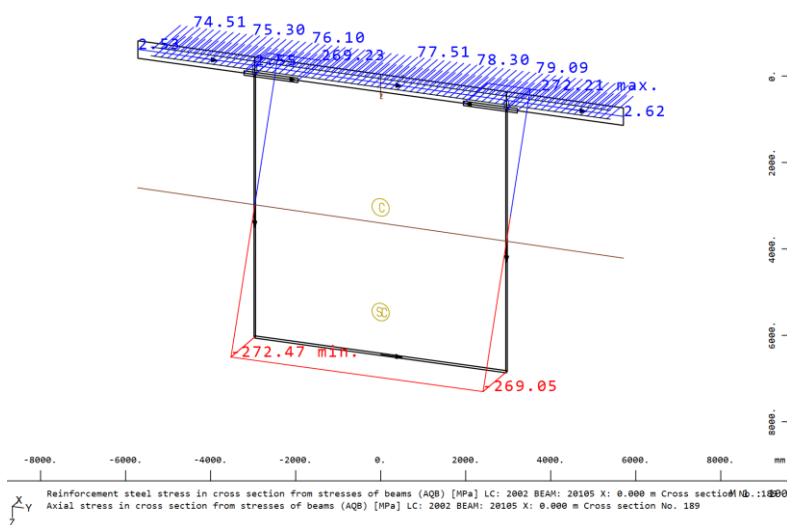
Figur. Spenninger pga. lasttilfellet av jevnt fordelt trafikk i tverrsnitt i midtspenn 3-4 (betongdekketivhet aktivert)

8 Verifikasjon av samvirketversnitt i bruddgrensetilstand

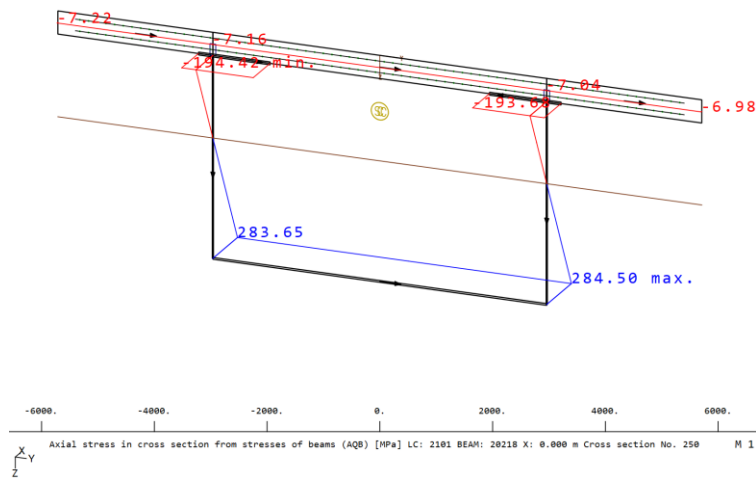
Maks. von Misses spenninger i hvert tversnitt langs hele brubjelken for M_{maks} og M_{min} i bruddgrensetilstand er vist nedenfor. Von Misses spenning i hvert punkt beregnes etter kombinerings av normalspenninger med skjærspenninger: $\sigma_{vm} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}$:



Normalspenninger i de kritiske snittene basert på ULS kreftene fra kap. 6.2 vises på bildene nedenfor.



Figur. Normalspenninger i tversnitt over akse 4 i bruddgrensetilstand



Figur. Normalspenninger i tverrsnitt i midtspenn 3-4 i bruddgrensetilstand

9 Konklusjon

Resultatet av analysen er at spenningene for overside og underside stål ender på omkring 300MPa, hvilket anses som fornuftig for denne fase av designet ($f_{yd} = 355/1.1 = 323\text{MPa}$ basert på ståltipe S355). På en side vil det være mulighet for å bruke stål av en høyere kvalitet, men på den andre siden er det andre effekter (som plateknekking, osv.) som ikke har vært vurdert i denne tidlige fasen av prosjekteringen.

Den samlede vekt av overbygningen blir lik:

- › $W_{\text{overbygning}} = 18820 \text{ tonn}$

Denne vekt fordeles mellom stålkassen og dekkplaten av betong på følgende måte:

- › $W_{\text{stål}} = 6120 \text{ tonn}$

- › $W_{\text{betong}} = 12700 \text{ tonn}$