

Analyse og kontroll av en spennarmert betongbru i henhold til europeisk regelverk.

Fredrik Andresen

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



Institutt for konstruksjonsteknikk
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 03.06.15	ANTALL SIDER: 176
------------------------------------	-------------------	----------------------

TITTEL:

Analyse og kontroll av en spennarmert betongbru i henhold til europeisk regelverk.
Analysis and check of a prestressed concrete bridge according to European regulations.

UTFØRT AV:

Fredrik Andresen



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven tar for seg analyse, beregning og kontroll av en spennarmert betongbru av typen plate/bjelke som er 73 meter lang med midtspenn på 28 meter og to sidespenn på 22,5 meter.

Brua blir beskrevet gjennom tegninger, parametere, klassifiseringer og antagelser med grunnlag i gjeldende regelverk. Brua er analysert ved hjelp av NovaFrame der geometrien og alle parametere ble lagt inn, lastene ble påført og kombinert for så å kjøre analyse. Resultatene fra analysen er verifisert ved hjelp av egnede metoder.

Brua er kontrollert i de mest utsatte snittene i felt og over støtte. Kontrollene som er utført er de mest aktuelle kontrollene i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Brua tilfredsstiller alle kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand.

Det er også blitt sett på kravet om trykkavlastning og en kostnadsberegning på konsekvensene dette kravet har på mengde spennarmering i brua. Med antakelsene som er tatt kan mengden spennarmering reduseres med opp til 20%.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER: Håvard Johansen ved Statens vegvesen

UTFØRT VED: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Institutt for konstruksjonsteknikk

FORORD

Denne rapporten er utarbeidet som avsluttende masteroppgave og markerer dermed slutten på studiene mine innen konstruksjonsteknikk ved NTNU. Masteroppgaven er utført i faget TKT 4920 – Prosjektering av konstruksjoner, masteroppgave, ved institutt for konstruksjonsteknikk. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng.

Rapporten omhandler prosjektering og beregning av spennarmerte betongbruer av typen plate-/bjelkebru. Denne typen bru er svært vanlig i Norge på grunn av dens allsidighet og enkle design. Mange av prosedyrene i denne oppgaven gjelder også for andre typer betongbruer og det er derfor meget nyttig for å få en bedre forståelse av faget.

Oppgaven baserer seg på en prosjektoppgave som ble gitt i 2014 i forbindelse med et brukurs holdt av NTNU og Statens vegvesen for konsulenter og bruprosjektører i Statens vegvesen. Det er en fiktiv bru med gitte parametere og forutsetninger som er beskrevet i oppgaveteksten. De parametere og forutsetninger som ikke var bestemt i oppgaveteksten er antatt etter beste evne eller med grunnlag i gjeldene regelverk. Det forutsettes at leseren av denne oppgaven har grunnleggende kunnskaper innen feltet.

Verktøy som er benyttet til analyse av brua er NovaFrame og FAP 2D. Ved beregninger er Mathcad og excel benyttet.

Takk til veiledere:

Jan Arve Øverli - NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
Håvard Johansen - Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Trondheim, 3. juni 2015



Fredrik Andresen



SAMMENDRAG

Denne oppgaven tar for seg analyse, beregning og kontroll av en spennarmert betongbru av typen plate/bjelke som er 73 meter lang. Tegninger og parametere er fra en prosjektoppgave gitt høsten 2014 i forbindelse med et kurs innen bruprosjektering.

Målet med oppgaven er å vise at studenten er klar til å gjennomføre større prosjekter, fremdriftsplanlegge, innhente kunnskap og fordype seg innen et spesifikt tema gjennom vitenskapelige arbeidsmetoder. Den viktigste delen har vært å få innsikt i prosessen en bruprosjektør går igjennom når en bru skal prosjekteres. Det innebærer klassifisering av diverse parametere, bruk av regelverk, vurdere og analysere aktuelle lastvirkninger, utføre kapasitetskontroller osv. Ved hjelp av veiledning og å knytte nye lærdom opp mot tidligere opparbeidet kunnskap skal dette føre til et bedre innblikk i denne prosessen.

Den aktuelle brua er blitt beskrevet gjennom tegninger, parametere, klassifiseringer og antagelser med grunnlag i gjeldende regelverk. Brua er analysert ved hjelp av NovaFrame der geometrien og alle parametere ble lagt inn, lastene ble påført og kombinert for så å kjøre analyse. Resultatene fra analysen er verifisert ved hjelp av egnede metoder. For egenvekt, superegenvekt og vindlaster ble det brukt enkle bjelkeformler. For trafikklast ble FAP 2D brukt ved å plassere lastene på de mest ugunstige stedene. For forspenningen ble det håndberegnet og tap i spennkraft ble tatt ut fra NovaFrame. For temperaturlast ble forskyvingsmetoden og matrisestatikk benyttet. For kryp og svinn ble det kun vurdert om diagrammene så fornuftige ut med hensyn til kraftvirkningenes størrelse og retning. Til slutt ble det verifisert for lastkombineringen i Novaframe ved å multiplisere hver enkelt lastvirkning med aktuelle faktorer, og legge sammen de aktuelle kombinasjonene. Det konkluderes med at NovaFrame regner riktig og resultatene er fornuftige.

Brua er kontrollert i de mest utsatte snittene i felt og over støtte. Kontrollene som er utført er de mest aktuelle kontrollene i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Spennarmering var gitt i oppgaven og slakkarmering er bestemt fortløpende i forbindelse med kontrollene. Brua tilfredsstillter alle kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand.

Det er også blitt sett på kravet om trykkavlastning og en kostnadsberegning på konsekvensene dette kravet har på mengde spennarmering i brua. Det er mulig å redusere spennarmeringsmengden med opp til 20% med de forutsetningene som er satt i denne oppgaven.

ABSTRACT

This paper deals with an analysis, calculation and check of a post tensioned concrete plate/beam bridge that is 73 meters long. Drawings and parameters are taken from a project given in autumn 2014 during a course for consultants.

The aim of this paper is to show that the student is ready to undertake major projects, timetabling, acquire knowledge and to specialize within a specific topic through scientific methods. The most important part was to gain insight into the process one goes through as a consultant when a bridge is designed. This involves classification of various parameters, the use of regulations, assess and analyze current load effects, perform capacity checks etc. Using guidance and linking new knowledge to the previously accumulated knowledge will lead to a better insight into this process.

The current bridge has been described through drawings, parameters, classifications and assumptions based on the current rules. The bridge is analyzed in NovaFrame where geometry and all the parameters were entered, loads were applied and combined, then the analysis was run through. The results of the analysis were verified by suitable methods. For the weight of the bridge itself and wind loads, simple beam formulas were used. For traffic load, FAP 2D was used by placing loads on the most unfavorable places. The tensioning system was calculated by hand and loss in tension were taken out from NovaFrame. For temperature loads, matrix analysis was used. With creep and shrinkage it was only considered whether the diagrams seemed reasonable with regard to the diagrams and the size and direction of the forces. Finally, it was verified that load combinations in NovaFrame seemed reasonable by multiplying each load with relevant factors and adding the appropriate combinations. It is concluded that NovaFrame runs properly and the results are reasonable.

The checks carried out are the most common checks of the ultimate limit state and the service limit state. Information about the tensioning system was given and the amount of rebars was determined as the checks were carried out. All of the checks are within the requirements.

It has also been seen on the requirement for pressure relief and costing of the implications this requirement has the amount of tension reinforcement in the bridge. It is possible to reduce the amount of tendons by up to 20% with the given assumptions.

INNHALDSFORTEGNELSE

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Innholdsfortegnelse	VII
Figurliste	IX
Tabelliste	XIII
1 Innledning	1
2 Beregningsgrunnlag	3
2.1 Regelverk	3
2.2 Tegningsgrunnlag	4
2.3 Om brua	5
2.4 Statisk system	6
2.5 Betongkvalitet	7
2.6 Overdekningskrav	7
2.7 Slakkarmering	8
2.8 Spennarmering	9
2.9 Byggefaser	14
3 Laster	15
3.1 Egenlast	15
3.2 Vanntrykk og jordtrykk	16
3.3 Variable laster	16
3.4 Trafikklast	16
3.5 Naturlaster	25
3.6 Seismisk påvirkning	35
3.7 Deformasjonslaster	35
3.8 Dimensjonerende lastkombinasjoner	41
4 NovaFrame	47
4.1 Referanselinjer	47
4.2 Tverrsnitt	47
4.3 Brubane	47
4.4 Søylar	48
4.5 Modellgeometri	49
4.6 Aksesystem	51
4.7 Spennkabler	52
4.8 Laster	53

5	Verifikasjon av lastvirkning i NovaFrame	55
5.1	Verifikasjon av egenvekt	57
5.2	Verifikasjon av superegenvekt.....	58
5.3	Verifikasjon av vindlast m/trafikk	59
5.4	Verifikasjon av vindlast u/trafikk	61
5.5	Verifikasjon av trafikklast.....	62
5.6	Verifikasjon av forspenning.....	67
5.7	Verifikasjon av temperaturlast.....	71
5.8	Verifikasjon av Kryp og svinn etter 100 år.....	76
5.9	Verifikasjon av lastkombinering.....	77
6	Kapasitetskontroll i ULS	82
6.1	Lastvirkning	82
6.2	Bøyemoment.....	84
6.3	Skjærkraft.....	93
6.4	Torsjonsmoment.....	99
6.5	Kapasitetskontroll i tverretning.....	102
6.6	Kontroll av oppspenningstilstanden.....	108
6.7	Oppsummering ULS	112
7	Kapasitetskontroll i SLS.....	113
7.1	Lastvirkning	113
7.2	Spenningskontroll	117
7.3	Rissviddekontroll	120
7.4	Nedbøyingskontroll.....	123
8	Trykkavlastning.....	124
8.1	Generelt.....	124
8.2	Egg graben	125
8.3	Optimalisering.....	126
8.4	Økonomi.....	129
8.5	Oppsummering.....	131
9	Konklusjon	132
	Referanser.....	133
	Vedlegg	135

FIGURLISTE

Figur 2-1: Lengdesnitt.....	4
Figur 2-2: Snitt A	4
Figur 2-3: Klassifisering av brutype.....	6
Figur 2-4: Statisk system.....	6
Figur 2-5: Typisk spenning-tøyningskurve for spennstål (3).....	9
Figur 2-6: Idealisert og dimensjonerende spenning-tøyningskurver for spennstål (3)	10
Figur 2-7: Spennarmering lengdesnitt.....	12
Figur 2-8: Spennarmering tverrsnitt.....	12
Figur 2-9: Modellering av spennarmering.....	13
Figur 2-10: Aktivt anker.....	14
Figur 3-1: Nummerering og plassering av lastfelt.....	18
Figur 3-2: Plassering av laster i LM1	20
Figur 3-3: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i felt 1	20
Figur 3-4: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i støtte	21
Figur 3-5: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i felt 2	21
Figur 3-6: Plassering og størrelse på lastfelt i LM2	22
Figur 3-7: Lastpåføring i NovaFram (5).....	23
Figur 3-8: Retninger for vindpåvirkninger på bruer.....	28
Figur 3-10: Minimumstemperatur	32
Figur 3-11: Fordeling av vertikalt lineært varierende temperaturlast	33
Figur 3-12: Temperaturgradient i NovaFrame	35
Figur 3-13: Relaksasjon input i NovaFrame	40
Figur 3-14: Lineær tilnærming for relaksasjon	40
Figur 4-1: Brubanens tverrsnitt i NovaFrame	48
Figur 4-2: Søylene tverrsnitt i NovaFrame	49
Figur 4-3: Nodenes plassering i NovaFrame.....	49
Figur 4-4: Elementenes plassering i NovaFrame	50
Figur 4-5: Randbetingelsene til brua i NovaFrame.....	50
Figur 4-6: Globalt aksesystem i NovaFrame.....	51
Figur 4-7: Lokalt aksesystem i NovaFrame	52
Figur 4-8: Spennkablene i NovaFrame	53
Figur 4-9: Illustrasjon av verste lastplassering for midtfelt	54
Figur 5-1: Momentdiagram, egenvekt.....	57
Figur 5-2: Momentdiagram, superegenvekt	59
Figur 5-3: Momentdiagram, vindlast m/trafikk.....	60
Figur 5-4: Momentdiagram, vindlast u/trafikk.....	61

Figur 5-5: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i felt 1	62
Figur 5-6: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i støtte, akse 2	63
Figur 5-7: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i midtfelt	63
Figur 5-8: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment i felt 1	63
Figur 5-9: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment over støtte	64
Figur 5-10: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment i midtfelt	64
Figur 5-11: Momentdiagram, LM1, lastfelt 1	65
Figur 5-12: Momentdiagram, LM1, lastfelt 2	65
Figur 5-13: Momentdiagram, LM1, resterende	66
Figur 5-14: Momentdiagram, LM1, totalt	66
Figur 5-15: Momentdiagram, full oppspenning	67
Figur 5-16: Momentdiagram, tvangskrefter	68
Figur 5-17: Momentdiagram, vertikalt lineært varierende temperaturandel, overside varmest	74
Figur 5-18: Momentdiagram, jevnt fordelt temperaturandel, contraction	74
Figur 5-19: Momentdiagram, jevnt fordelt temperaturandel, expansion	75
Figur 5-20: Momentdiagram, kryp med egenvekt og forspenning	76
Figur 5-21: Momentdiagram, svinn	76
Figur 5-22: Opptredende krefter, element 508, fra NovaFrame	78
Figur 5-23: Opptredende krefter, element 520, fra NovaFrame	79
Figur 5-24: Opptredende krefter, element 530, fra NovaFrame	80
Figur 6-1: Momentdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang	82
Figur 6-2: Skjærkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang	82
Figur 6-3: Aksialkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang	83
Figur 6-4: Torsjonskraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang	83
Figur 6-5: Momentdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full	83
Figur 6-6: Skjærkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full	84
Figur 6-7: Aksialkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full	84
Figur 6-8: Torsjonskraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full	84
Figur 6-9: Spenningsfordeling og indre krefter (3)	85
Figur 6-10: Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde	87
Figur 6-11: Effektiv flens, geometriske parametere	88
Figur 6-12: Stavmodell (3)	93
Figur 6-13: Forenklet tverrsnitt, torsjon	99
Figur 6-14: Modellert innspent vinge	102
Figur 6-15: Modellerte laster, LM1 på innspent vinge	103
Figur 6-16: Kontaktflate for punktlast (9)	104
Figur 6-17: k_v for last nær opplegg (9)	104



Figur 6-18: Ugunstig plassering av laster.....	105
Figur 6-19: M-N diagram for oppspenningstilstanden.....	111
Figur 7-1: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.	113
Figur 7-2: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.....	113
Figur 7-3: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.	114
Figur 7-4: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.	114
Figur 7-5: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.	114
Figur 7-6: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.....	114
Figur 7-7: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.....	115
Figur 7-8: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.	115
Figur 7-9: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.....	115
Figur 7-10: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.	116
Figur 7-11: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.	116
Figur 7-12: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.....	116
Figur 8-2: Egg graben, spennkabelsystem (10).....	125

TABELLISTE

Tabell 3-1: Betongens materialegenskaper	7
Tabell 3-2: Slakkarmeringens materialegenskaper	8
Tabell 3-3: Spennarmeringens materialegenskaper	11
Tabell 4-1: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane. Gjengitt fra tabell 5.1 i (4)	15
Tabell 4-2: Antall og bredde på kjørefelt	17
Tabell 4-3: Vertikale trafikkklaster	19
Tabell 4-4: Eksentrisiteten til lastene i LM1	23
Tabell 4-5: Grupper av samtidige trafikkklaster	25
Tabell 4-6: Forutsetninger for vindlaster	26
Tabell 4-7: Kombinering av temperaturandeler	34
Tabell 4-8: Lastkombinasjonsfaktorer	43
Tabell 4-9: Lastkombinering i bruddgrensetilstand	44
Tabell 4-10: Lastkombinasjonsfaktorer i bruddgrensetilstand	45
Tabell 4-11: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand	46
Tabell 4-12: Lastkombinasjonsfaktorer i bruksgrensetilstand	46
Tabell 6-1: Oppsummering av verifikasjon, egenvekt	58
Tabell 6-2: Oppsummering av verifikasjon, superegenvekt	59
Tabell 6-3: Oppsummering av verifikasjon, vindlast m/trafikk	60
Tabell 6-4: Oppsummering av verifikasjon, vindlast u/trafikk	62
Tabell 6-5: Oppsummering av verifikasjon, LM1, lastfelt1	65
Tabell 6-6: Oppsummering av verifikasjon, LM1	67
Tabell 6-7: Oppsummering av verifikasjon, forspenning	71
Tabell 6-8: Oppsummering av verifikasjon, temperatur	75
Tabell 6-9: Oppsummering av verifikasjon, svinn og kryp	76
Tabell 6-10: Lastkombinering i bruddgrensetilstand	77
Tabell 6-11: Oppsummering av verifikasjon, lastkombinering	80
Tabell 7-1: Oppsummering av de effektive flensbreddene for de ulike snittene	88
Tabell 7-2: Oppsummering av kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand	112
Tabell 8-1: Største tillate rissvidde	120
Tabell 9-1: Kostnad, 15 tau per kabel	129
Tabell 9-2: Kostnad, 12 tau per kabel	130
Tabell 9-3: Besparelse ved å redusere fra 15 til 12 tau per kabel	130
Tabell 9-4: Kostnad 12 kabler	130
Tabell 9-5: Kostnad 10 kabler	130
Tabell 9-6: Besparelse ved å redusere fra 12 til 10 kabler	131

1 INNLEDNING

Alle bruer på veinettet i Norge dimensjoneres i dag med grunnlag i europeisk regelverk og Statens vegvesen sine håndbøker. De aller fleste er spennarmert på grunn av den allsidige bruken ved spennarmerte konstruksjoner. Dette fører med seg egne regler for beregning og dimensjonering.

Ingeniørens oppgave er en kompleks prosess der optimalisering av konstruksjoner er nøkkelen for en god balanse mellom sikkerhet, funksjon, økonomi og design. I løpet av de siste tiårene er det gjort store fremskritt innen bru- og betongteknologi der målet har vært å bygge lettere konstruksjoner med lengre spenn og høyere kapasitet. Det å produsere konstruksjoner med null sannsynlighet for sammenbrudd er uøkonomisk og ofte ikke mulig. Det er derfor bestemt ulike kriterier ut i fra sannsynlighet for sammenbrudd.

Oppgaven går ut på å analysere, beregne og kontrollere en spennarmert plate-bjelkebru i henhold til gjeldende regelverk, og se på noen av disse nevnte kriteriene. Konstruksjonen og dens enkelte elementer skal prosjekteres slik at de i hele sin forutsatte levetid skal fungere tilfredsstillende for det planlagte formålet, og oppfylle en rekke krav. I denne oppgaven innebærer dette at brua tåler alle forutsatte laster med tilfredsstillende sikkerhet mot brudd.

Av beregningene inngår det:

- Konstruksjonens statiske system. Brua må forenkles til et statisk system slik at samsvaret mellom beregningsmodell og virkelig konstruksjon blir tilfredsstillende.
- Beskrivelse og begrunnelse for valg av modell for statiske beregninger
- Beregningsforutsetninger og metoder
- Dimensjonerende lastvirkninger
- Kapasitetskontroll i samsvar med prosjekteringsreglene

Rapporten starter med dimensjoneringsgrunnlaget som innebærer bruas utforming, spesifikasjoner og lastene på brua. Deretter vil det nevnes bakgrunnsteorien og ulike forutsetninger. Resten av rapporten vil inneholde beregninger, kontroller og verifikasjon ved hjelp av programmet Nova Frame. Kontrollene vil bli gjort opp mot europeisk regelverk og Statens vegvesens håndboksystem.



2 BEREGNINGSGRUNNLAG

2.1 REGELVERK

Når en betongbru eller andre konstruksjoner prosjekteres, må beregningene baseres på bestemte prosjekteringsregler, lastforskrifter og prosjekteringsstandarder. Nedenfor følger en liste over de ulike eurokoder, supplert av håndbøker utgitt av Statens Vegvesen, som blir lagt til grunn for beregninger og kontroll i denne oppgaven:

2.1.1 Standarder:

NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK0)

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger (EK1-1)

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer (EK1-2)

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster (EK1-4)

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning (EK1-5)

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (EK2-1)

NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer (EK2-2)

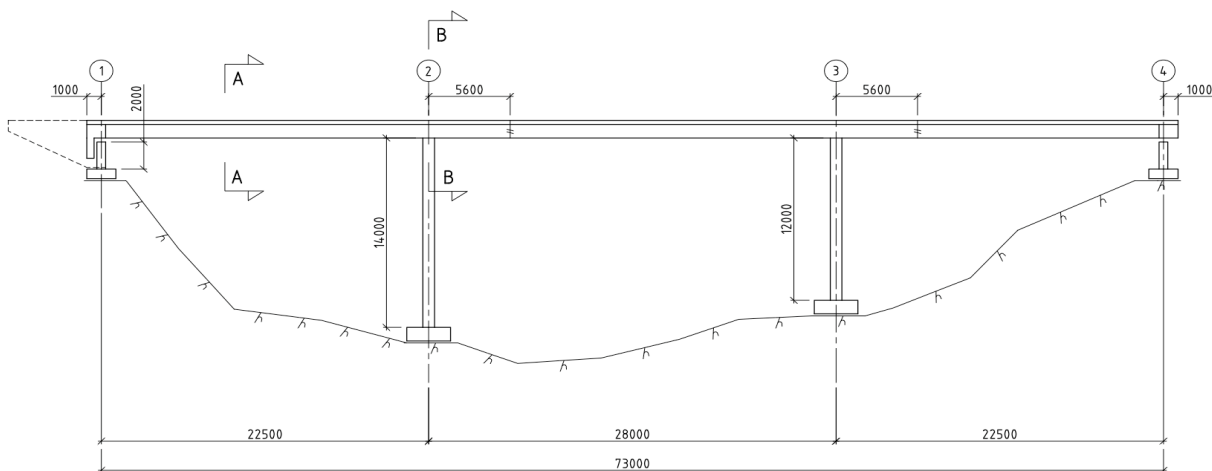
2.1.2 Håndbøker:

Statens vegvesen Håndbok N400 (Versjon: 20150126): *Bruprosjektering*

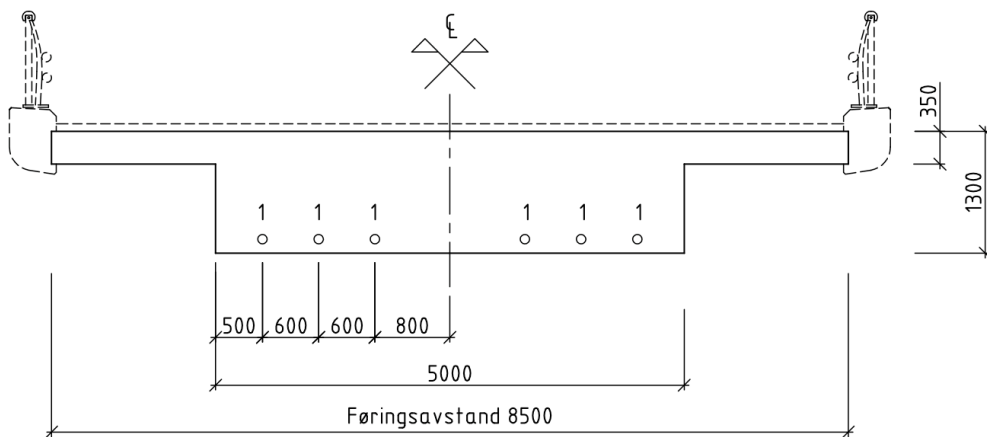
Statens vegvesen Håndbok V440: *Bruregistrering*

2.2 TEGNINGSGRUNNLAG

Følgende tegninger over brua ble tildelt:



Figur 2-1: Lengdesnitt



Figur 2-2: Snitt A

2.3 OM BRUA

I denne oppgaven skal det verifiseres for en fiktiv plastøpt bjelke-/platebru vist i Figur 2-1. Brua har tre spenn, med en totallengde på 73 meter. Midtspennet har en lengde på 28 meter, og hver av sidespennene er på 22,5 meter. Den er fastholdt mot forskyving på venstre ende, akse 1, og har glidelager på høyre ende, akse 4. Forbindelsen mellom søyler i akse 2 og 3 er monolittiske, det vil si at overføring av moment vil forekomme. Søylefundamentene er støpt på fjell og det antas derfor at sølene kan regnes som fast innspent i bunnen. Det skal også regnes med utstikkere i hver ende, på henholdsvis 1 meter. Brua er horisontal og rett, det vil si ingen vertikalkurvatur eller horisontalkurvatur.

Tverrsnittet er av typen massivt T-tverrsnitt og er konstant for hele lengden som vist i Figur 2-2. Høyden på tverrsnittet er 1.300mm uten dekke og føringsbredden er 8.500mm.

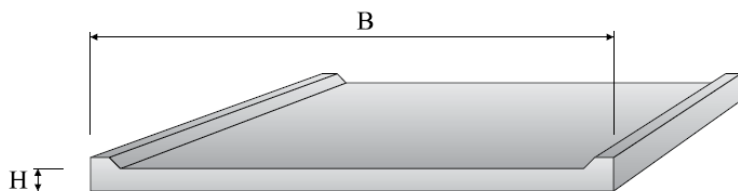
Søylene i akse 2 og 3 er av type skivesøyler og er henholdsvis 14 og 12 meter høye. De er rektangulære med dimensjon 5,0m x 0,8m.

2.3.1 Brutype

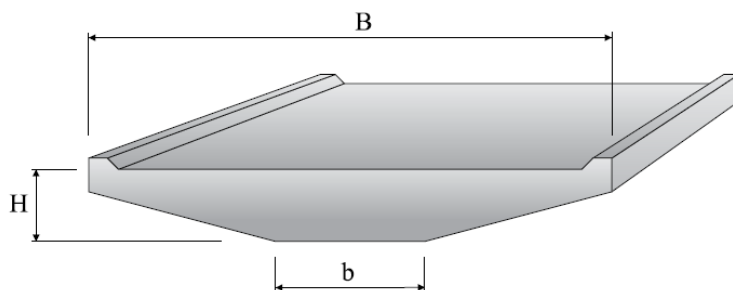
Betong bjelke-/platebru er en av de vanligste og mest bygde brutypene, mye med tanke på kostnader og muligheten for å benytte spesiell geometri (1). I platebruer utgjør selve platen hovedbæresystemet. Fra platen overføres lastene direkte til underbygningen uten noe bruk av bjelker som understøtte. Hovedbæretningen vil være i bruas lengderetning, med mulighet for noe bæring i tverretningen. Tverrsnittet i en platebru kan utføres på ulike måter enten som massivt, med sparerør, rektangulært eller med vinger. Dette vil avhenge av ønskede egenskaper med tanke på blant annet egenvekt og estetikk.

I en bjelkebru er det bjelkene som utgjør bruas primære bæresystem. Lastene blir overført fra brudekket til bjelkene som er orientert i bruas lengderetning. Vanlige form på bjelkene er rektangulær-, I-, T- eller U-formede. Det er vanlig med spennvidder mellom 20-35 meter.

I statens vegvesens håndbok V440 kan brutypen klassifiseres etter tverrsnittets geometriske mål, som fremkommer av Figur 2-3:



Platebru: $\frac{B}{H} > 5$

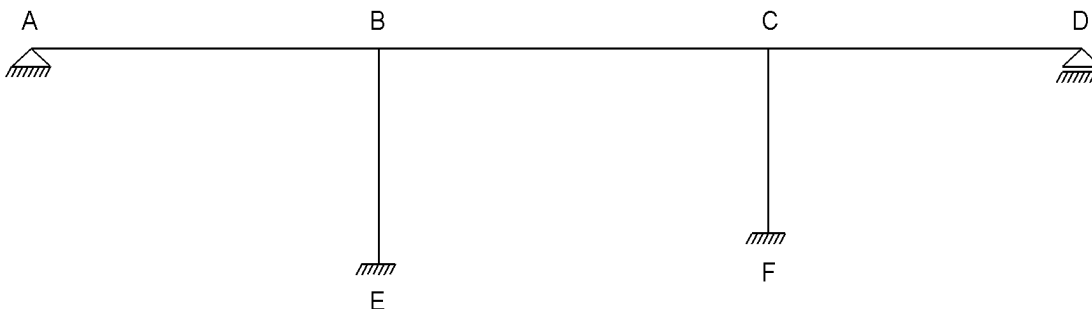


Bjelkeplatebru: $1 < \frac{b}{H} < 5$

Figur 2-3: Klassifisering av brutype

2.4 STATISK SYSTEM

Bruas statiske system modelleres som en ramme med fast innspente søyler, momentstive knutepunkter i punkt B og C, fastlager i punkt A og glidelager i punkt D. Se Figur 2-4.



Figur 2-4: Statisk system

2.5 BETONGKVALITET

For brua i denne oppgaven er det brukt betong av fasthet B45. Det er ofte tilstrekkelig, men i spennarmerte konstruksjoner ønsker man vanligvis høyfasthets betong, B55 og oppover, på grunn av den store trykkspenningen som vil oppstå lokalt ved for eksempel ankerpunkter.

Materialeegenskapene og faktorer er fastsatt i EK 2 1-1 og gjengis i Tabell 2-1.

Tabell 2-1: Betongens materialeegenskaper

Egenskaper	B45		
Materialfaktor (ULS)	γ_c	1,5	
Karakteristisk sylindetrykkfasthet 28 døgn	f_{ck}	45	MPa
Dimensjonerende sylindetrykkfasthet	f_{cd}	25,5	MPa
Karakteristisk sylindrestrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,7	MPa
Dimensjonerende sylindrestrekkfasthet	f_{ctd}	1,53	MPa
Midlere Aksialstrekkfasthet	f_{ctm}	3,8	MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36.000	MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24	kN/m ³
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25	kN/m ³

2.6 OVERDEKNINGSKRAV

Overdekning regnes fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armering. Dette kravet bestemmes på grunnlag av eksponeringsklasse og miljøforhold. Dersom dette kravet ikke følges kan det ha store konsekvenser for bruas levetid og bestandighet. Eksponeringsklassen bestemmes etter hva slags forhold betongen utsettes for. Eksponering for sjøvann eller mye vegsalt er noe av det verste konstruksjonen kan utsettes for, ettersom klorider kan føre til armeringskorrosjon. Karbonatisering kan føre til lavere pH i betongen som også fører til korrosjon i armering. Andre mekanismer som kan eksponere armering og øke de to foregående effektene er frostnedbryting og alkalireaksjon. Derfor er hensiktsmessig overdekning avgjørende for at konstruksjonen skal kunne stå ut sin levetid.

I tegningsgrunnlaget er ikke overdekning spesifisert, men eksponeringsklassene er satt til XD1 for overside og XD3 for underside. I N400 pkt. 7.4.1 henvises det til tabell 7.2 der minimums overdekning settes til 60 mm. Ihht pkt. 7.4.2 er tillat avvik ± 15 mm. Fra EK2 tabell NA.4.2 og NA.4.4N bestemmes minste overdekning til:

Overside: $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 60\text{mm} + 15\text{mm} = 75\text{mm}$

Underside: $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 50\text{mm} + 15\text{mm} = 65\text{mm}$

For spennarmering brukes tabell NA.4.2 i EK2 1-1 og punkt 7.4.2 i HB N400. Minste overdekning bestemmes til:

Overside: $c_{nom} = c_{min,b} + \Delta c_{dev} = 80\text{mm} + 20\text{mm} = 100\text{mm}$

Underside: $c_{nom} = c_{min,b} + \Delta c_{dev} = 80\text{mm} + 20\text{mm} = 100\text{mm}$

2.7 SLAKKARMERING

Grunnen til at det brukes armering i betong er materialegenskapene til betongen. Den har en høy trykkfasthet og en meget beskjedne strekkfasthet. Dette løses ved å armere betongen. Armert betong er per definisjon et kompositt der trykkeegenskapene til betongen og strekkeegenskapene til stålet kan utnyttes på en meget god måte.

I Tegningsgrunnlaget er ikke mengde slakkarmering spesifisert. Det vil derfor bli beregnet minimums armeringsmengde. Det antas $\varnothing 25$ i både lengde- og tverrretning. Byggemål er 30mm i henhold til HB400 pkt. 7.8.1. Egenskaper for slakkarmering i brua er gitt i Tabell 2-2.

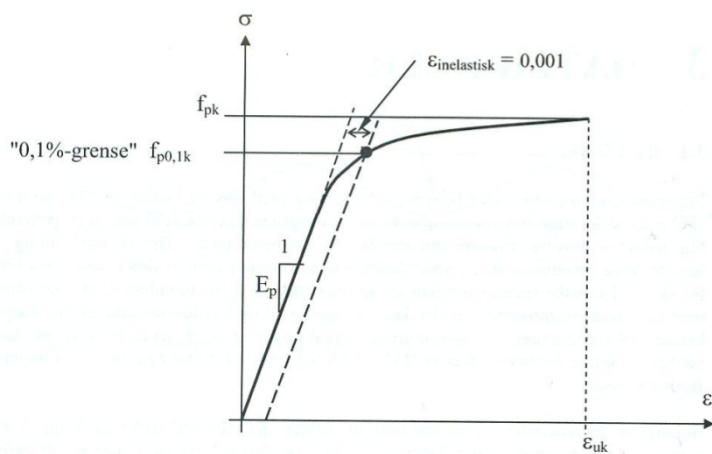
Tabell 2-2: Slakkarmeringens materialegenskaper

Egenskaper	B500NC		
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500	MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434	MPa
Materialfaktor/sikkerhetsfaktor	γ_s	1.15	
Elastisitetsmodul	E_s	200 000	MPa

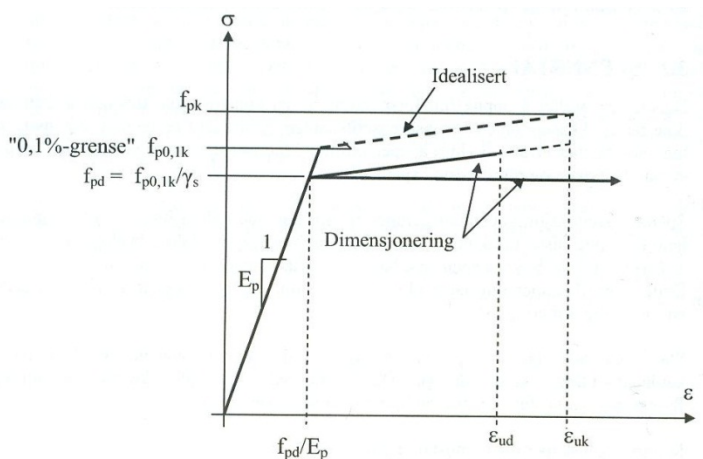
2.8 SPENNARMERING

Stålet benyttet i spennarmering har en meget høy fasthet for å kunne ta opp strekkspenninger slik at betongen ikke får strekkspenninger i bruksgrensetilstanden. Ofte benyttes spennstål framstilt av tråder med diameter 4-5 mm (2). Trådene, vanligvis 7 stk, vikles sammen til spenntau. Disse spenntauene vikles deretter sammen til spennkabler som vanligvis brukes i konstruksjoner. Fastheten på stålet er ofte 3-4 ganger høyere enn slakkarmering.

Det vil forekomme reduksjon av spenningen i spennarmeringen som vil føre til en lavere trykkspenning i betongen. Dette kommer av samtlige effekter; kryp og svinn i betong og relaksasjon og låsetap i stålkablene. Relaksasjon i stålet avhenger av stålets fasthet. Figur 2-5 viser hvordan spenning-tøyningskurven blir for kaldarbeidet høyfast stål. Figur 2-6 viser den idealiserte og dimensjonerende spenning-tøyningskurven, Det er hensiktsmessig å definere en grense for spenningen der stålet har fått en viss inelastisk tøyning. Denne er bestemt til 0,1% og blir den karakteristiske fastheten, $f_{p0,1k}$.



Figur 2-5: Typisk spenning-tøyningskurve for spennstål (3)



Figur 2-6: Idealisert og dimensjonerende spenning-tøyningskurver for spennstål (3)

2.8.1 Spennarmert betong generelt

Definisjon av spennarmert betong i følge (3):

"Spennbetong kan sies å være betong som er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket."

Betongen blir satt i trykk ved at spennarmeringen gis en initialtøyning med en strekkraft, og forankres i betongen i endene av konstruksjonsdelen for så å slippe opp og la betongen ta over noe av spenningen som trykkspenning. Hensikten med dette er å motvirke de ytre lastene og at man utnytter betongens trykkegenskaper og unngår strekk i konstruksjonen så langt det lar seg gjøre.

Det benyttes to metoder for å forspenne armeringen på, Før- og etteroppspenning. Ved føroppspenning brukes to motholdskonstruksjoner - med lås i den ene enden og jekk i den andre - der spennkablene spennes opp og betongen støpes rundt armeringen. Når betongen har herdet kappes armeringen og betongen overtar krefter som trykkspenning. Denne metoden brukes vanligvis på fabrikker som produserer bjelkeelementer, huldekker og søyler.

I etteroppspente konstruksjoner venter man til betongen er herdet til tilstrekkelig fasthet før man spenner opp armering. Hule kabelkanaler og forankringer legges inn før konstruksjonen støpes slik at kablene kan tres inn og jekkes opp til ønsket spenning. Ved

forankringene må det armeres for trykkreftene som oppstår lokalt rundt forankringspunktene for å unngå lokal knusning. Dette løses vanligvis med spiraler for å fordele trykkreftene på et større areal. Rørene som spennkablene ligger i blir så fylt med en sementblanding både for å unngå rust og korrosjon og for å oppnå heft mellom armering og betong. Denne metoden brukes normal ved plasstøpte konstruksjoner som for eksempel betongdekker, bruer eller bjelker.

2.8.2 Spennarmering i brua

Spennarmeringen i brua består av 15 stk á 150mm^2 tau per kabel. Type spenntausystem som er brukt i denne oppgaven er Dywidag(DSI) og bestemmes etter ETA-06/0022(DSI) som er utgitt av produsenten (2). Kabelrørene har en diameter på 100mm.

Egenskaper for spennarmering i brua er gitt i Tabell 2-3.

Tabell 2-3: Spennarmeringens materialegenskaper

Egenskaper	Spennstål Y1860 A7		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860	MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1% - grense	$f_{p0,1k}$	1600	MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,1% - grense	f_{pd}	1391	MPa
Materialfaktor/sikkerhetsfaktor	γ_p	1.15	
Elastisitetsmodul	E_p	195 000	MPa
Areal (per tau)	A_p	150	mm^2
Areal(per kabel, 15 spenntau á 150mm^2)	A_p	2250	mm^2
Relaksasjonsklasse	Klasse:	2	
Friksjonskoeffisient	μ	0,19	
Låsetapp pga. Kilesetting og tauglidning	$\Delta L_{lås}$	6	mm
Wobble-koeffisient	K	0,005	Rad/m

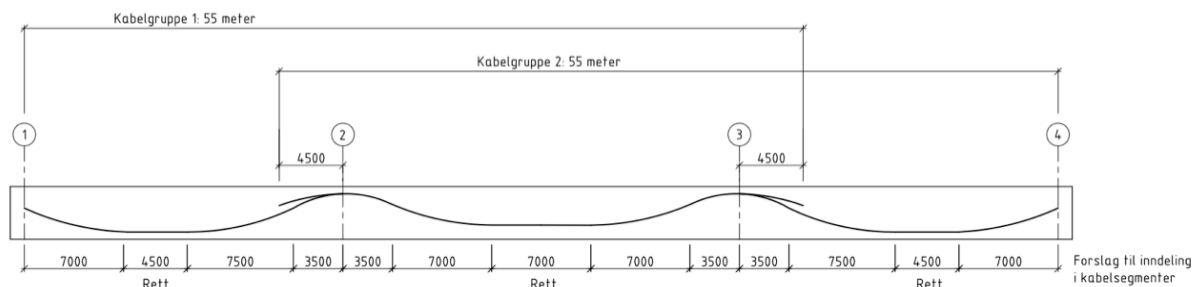
Kraften som påføres en kabel, under oppspenning i den aktive enden, skal i henhold EK2,1-1 punkt 5.10.2.1 ikke overskride følgende verdi:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = A_p \cdot \min(0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1k})$$

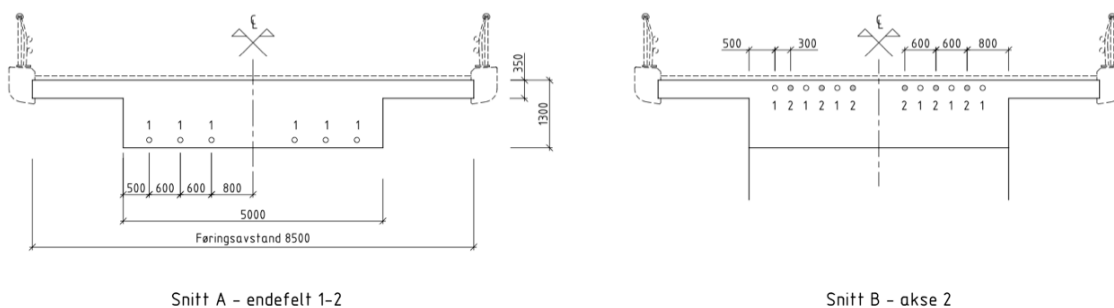
$$P_{max} = 2250mm^2 \cdot \{1488; 1440\} = 3240 kN$$

2.8.3 Plassering av kabler

Det er i henhold til tegninger illustrert en omtrentlig plassering av spennarmeringen i lengderetning. Det er i denne oppgaven antatt at bruas overdekning skal støpes i én omgang. Spennkablene vil likevel bestå av to segmenter som illustrert i Figur 2-7 og Figur 2-8.



Figur 2-7: Spennarmering lengdesnitt



Figur 2-8: Spennarmering tverrsnitt

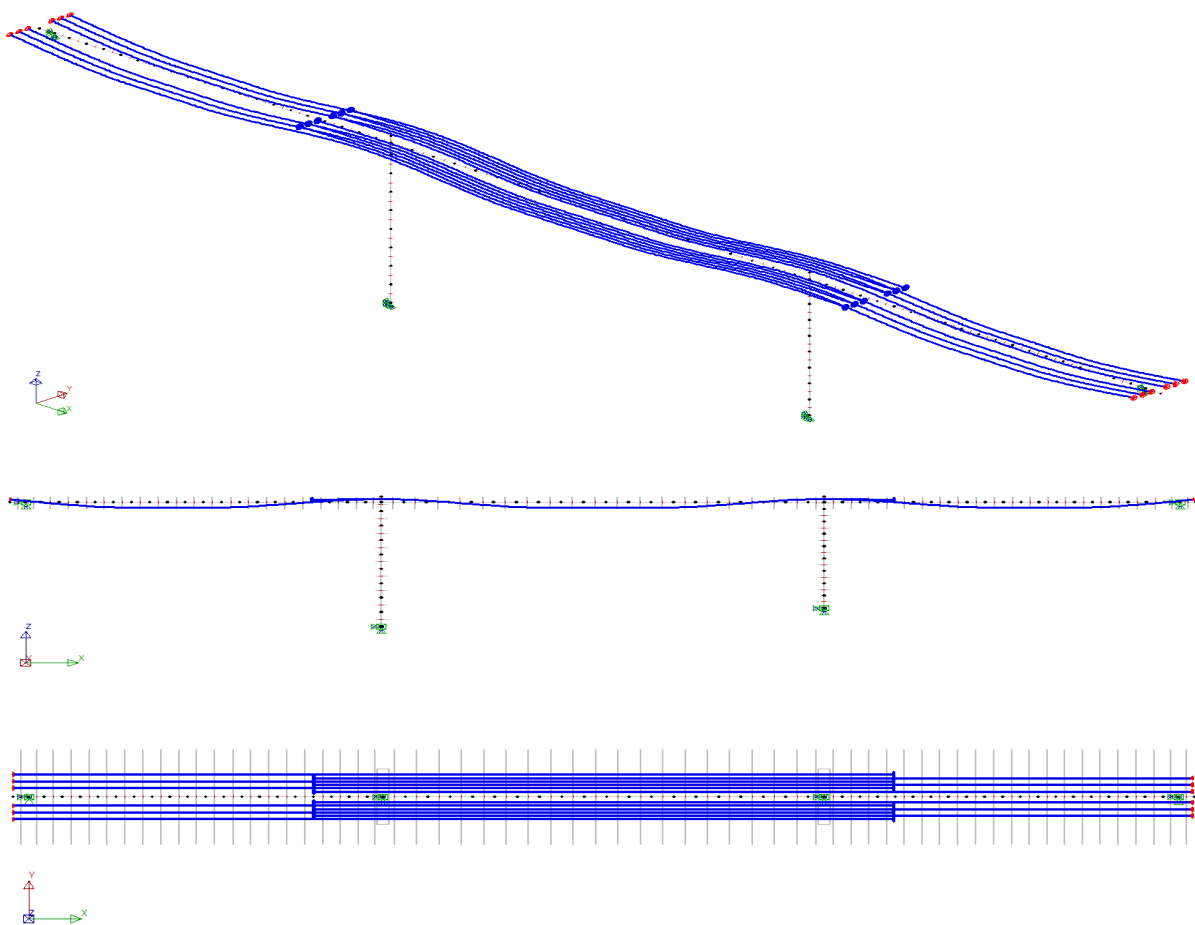
De to kabelgruppene består av seks kabler hver med overlapping over midtfelt og støtter i akse 2 og 3. De ligger i forband der kablene overlapper. Videre er forslaget i oppgavetekst fulgt og målene til vendepunktene for kurvatur er fulgt som i Figur 2-7.

I tverrsnittets høyde er spennarmeringen plassert i følgende avstand fra NA:

$$e_{ok} = h - NA - c_{nom,slakkarm} - \varnothing_{lengdearm} - \varnothing_{tverrarm} - \frac{\varnothing_{spennarm}}{2}$$
$$e_{ok} = 1300mm - 725,3mm - 75mm - 30mm - 30mm - \frac{100mm}{2} = 390mm$$

$$e_{uk} = NA - c_{nom,slakkarm} - \varnothing_{lengdearm} - \varnothing_{tverrarm} - \frac{\varnothing_{spennarm}}{2}$$
$$e_{uk} = 725,3mm - 65mm - 30mm - 30mm - \frac{100mm}{2} = 550mm$$

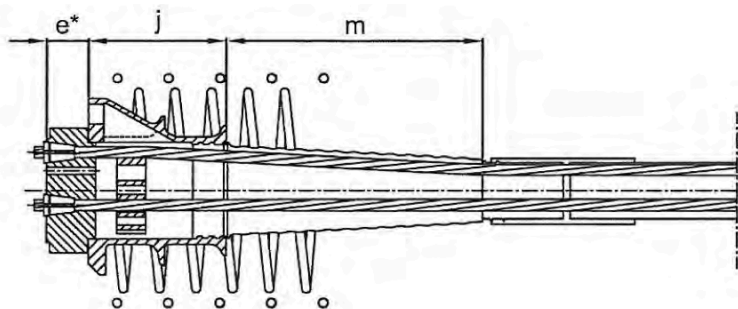
Kablene er i NovaFrame modellert. Se Figur 2-9:



Figur 2-9: Modellering av spennarmering

2.8.4 Forankring

I Figur 2-10 er forankringen illustrert. Det er av typen MultiAnchor. Denne skal støpes inn og fungere som et anker for spennarmeringen. Spennsystemet spennes opp fra hver side av brua. Det vil si at de aktive ankerene befinner seg i hver ende og de passive er støpt inn i brua. I Figur 2-9 illustreres de aktive ankerene som røde og de passive som blå.



Figur 2-10: Aktivt anker

2.9 BYGGEFASER

Ved prosjektering av bruer er det vanlig å dele opp byggeprosessen i faser. Dette vil føre med seg faser der brua består av helt forskjellige statiske systemer. Disse fasene med tilhørende statiske systemer og laster må analyseres for å unngå underdimensjonerte konstruksjonsdeler. Spesielt i oppspenningstilstand skal man utvise stor nøyaktighet da man kan fremprovosere uønskede momentpåkjenninger.

Ved å støpe brudekket i én omgang kan man unngå noen av disse problemene. Man vil unngå støpeskjøter og brua får mulighet til å herde i lik temperatur og klima. Det er da kritisk at støping skjer i én omgang uten avbrudd.

Det er antatt at brudekket støpes i én omgang og det er derfor sett bort fra byggefaser.

3 LASTER

I henhold til håndbok N400 pkt. 5.2 skal lastene deles opp etter sin art og sannsynlighet for at lasten inntreffer. Lastene deles opp slik:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster
- Permanente laster

Laster som er konstante i det tidsrom som betraktes herunder egenlast, vanntrykk og jordtrykk. I denne oppgaven vil det kun bli tatt hensyn til egenlast av konstruksjon og samt vekten av utstyr som virker over bruas levetid.

3.1 EGENLAST

I henhold til HB N400 punkt 7.3.2 skal tyngdetetthet av armert og spennarmert normalbetong ikke settes lavere enn 25 kN/m^3 . Ved beregning av egenlasten regnes det med vekten av selve tverrsnittet, vekten av sideveisdragere, og vekten av en belegning på brudekket.

Dersom det ikke er spesifisert skal vekt av belegning beregnes etter krav gitt i pkt. 5.3.2.2 mens belegningsklassen beregnes etter pkt. 12.2. Når vekt av belegg bestemmes skal alle fremtidige egenlastsituasjoner bli dekket. De forhold som skal vurderes; brutype, spennvidder, brubredde, trafikkmengde, vedlikehold og økonomi. Fra Tabell 3-1 under kan minimumsvekt av belegning bestemmes avhengig av spennvidder og ÅDT, for brudekker i betong stål og tre.

Tabell 3-1: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane. Gjengitt fra tabell 5.1 i (4)

Største spennvidde, l [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
$3,5 \text{ kN/m}^2$ (140mm)	$2,5 \text{ kN/m}^2$ (100mm)	$2,0 \text{ kN/m}^2$ (80mm)

Det er oppgitt i oppgavetekst at superegenvekt (slitelag, kantdragere og rekkverk) modelleres som sentrisk last, 40kN/m.

3.2 VANNTRYKK OG JORDTRYKK

Ikke relevant i denne oppgaven.

3.3 VARIABLE LASTER

Laster som varierer i tid er blant annet; trafikklast, støt- og fortøyningslast fra ferje og naturlaster som for eksempel snø, vind, bølger, strøm, is, temperatur, jordskjelv samt laster som påføres konstruksjonen i midlertidige faser. I denne oppgaven vil det kun bli aktuelt å se på trafikklast, vindlast og temperaturlast.

3.4 TRAFIKKLAST

Trafikklast bestemmes av kapittel 3 i N400 (gammel) og defineres som laster både i vertikal og horisontal retning som er forårsaket av lette og tunge kjøretøy samt mennesker til fots eller på sykkel. Trafikklastene i forskriftene dekker belastningen fra den trafikk som normalt tillates på konstruksjonen. Tyngre spesialkjøretøy skal ikke passere uten at det foreligger dispensasjon. Trafikklasten beskrives ved hjelp av ekvivalentlast. Det vil si forenklete laster som dekker virkningen av visse tunge typekjøretøyer omgitt av en blanding av lette og tunge kjøretøyer. Trafikklasten plasseres på brua i minst gunstige posisjon i lengderetningen og tverretningen innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

Lastene beregnes ut i fra EK 1-2 kapittel 4 ettersom brua har en lengde under 200m.

Føringsavstanden er den minste horisontale bredden av:

- Avstand mellom skulderkanter
- Avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne, eller annen fysisk hindring
- Avstand mellom to høye kanter, rekkverksskinner, eller andre fysiske hindringer

Føringsavstanden for brua er 8,5 meter.

3.4.1 Vertikal trafikklast:

Inndeling av kjørebanebredde i lastfelt:

I henhold til EK 1-2 avsnitt 4.2.3, deles vegbanen inn i teoretiske kjørebaneer.

Kjørebanebredde, w , skal måles mellom fortauskantene eller mellom de indre grensene for rekkverk, eller annen fysisk hindring. w_1 er bredden av lastfelt på en kjørebane og det største mulige antall n_1 av slike felt på kjørebane er definert i Tabell 3-2.

Tabell 3-2: Antall og bredde på kjørefelt

Kjørebanebredde, w	Antall kjørefelt	Kjørefeltbredde w_1	Bredde av resterende område
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - (3 \times n_1)$
MERK: For eksempel, for en kjørebanebredde lik 11m, $n_1 = \text{Int}(w/3) = 3$, og bredden av resterende område er $11 - (3 \times 3) = 2\text{m}$			

Brua i denne oppgaven har en føringsbredde på 8,5m. Det vil i realiteten være to kjørefelt med inndeling gitt i HB 017. Beregningsmessige lastfelt beregnes til:

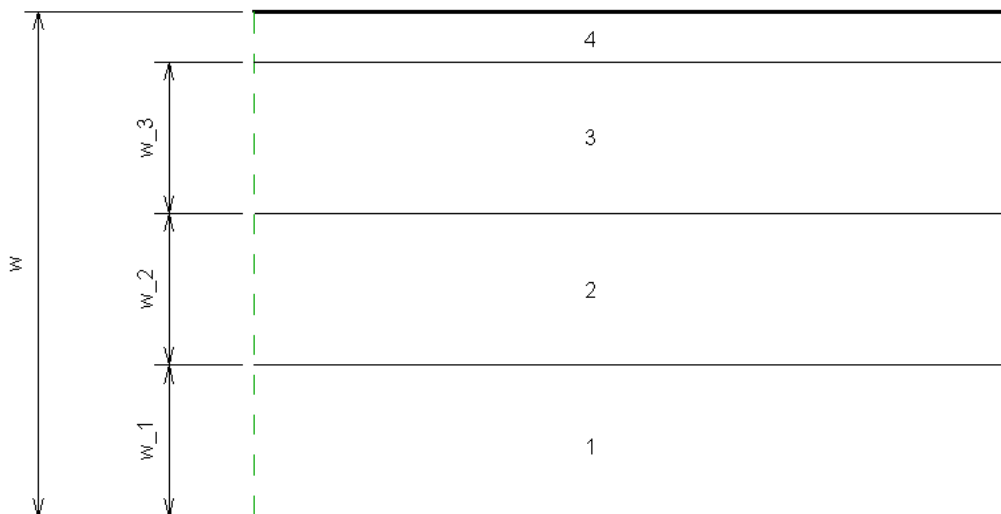
$$w = 8,5 \rightarrow n_1 = \text{Int}\left(\frac{8,5}{3}\right) = 2$$

Resterende område av beregningsmessig lastfelt blir:

$$w - 3 \cdot n_1 = 8,5 - 3 \cdot 2 = 2,5\text{m}$$

Plassering og nummerering av lastfelt for dimensjonering:

Feltene nummereres og plasseres slik at det gir den mest ugunstige lastvirkningen ettersom trafikklastene skal belastes med varierende laster. Se Figur 3-1.



Figur 3-1: Nummerering og plassering av lastfelt

- w kjørebanebredde
- w_1 bredde lastfelt
- 1 lastfelt nr.1
- 2 lastfelt nr.2
- 3 lastfelt nr.3
- 4 resterende område

Disse lastene beskrives ved hjelp av ekvivalentlaster, altså lastmodeller som simulerer virkningen av et verst tenkelig tilfelle der det for eksempel står tung trafikk sammen med lett trafikk fordelt ut på brua.

For en bru med føringsavstand på 8,5 meter vil vegbanen deles inn i 2 kjørebaner på 3 meter hver, og et resterende område på 2,5m.

I EK1-2, kapittel 4.1 defineres fire lastmodeller. Lastmodellene er ment for å dekke alle normalt overskuelige trafikksituasjoner. Laster som kommer fra ulike kjøretøy gir grunnlaget for vertikale, horisontale, statiske og dynamiske krefter.

For denne brua vil det kun bli tatt hensyn til lastmodell 1 og 2. Lastmodell 3 gjelder for spesialkjøretøy, og skal defineres for hvert enkelt prosjekt dersom det er relevant. Lastmodell 4 gjelder for folkemengder og er beskrevet som en jevnt fordelt last på 5

kN/m^2 . Det antas at dette ikke er relevant på denne brua ettersom det er en tungt trafikkert vei. Hvilke lastmodeller som skal inngå må defineres for hvert enkelt prosjekt.

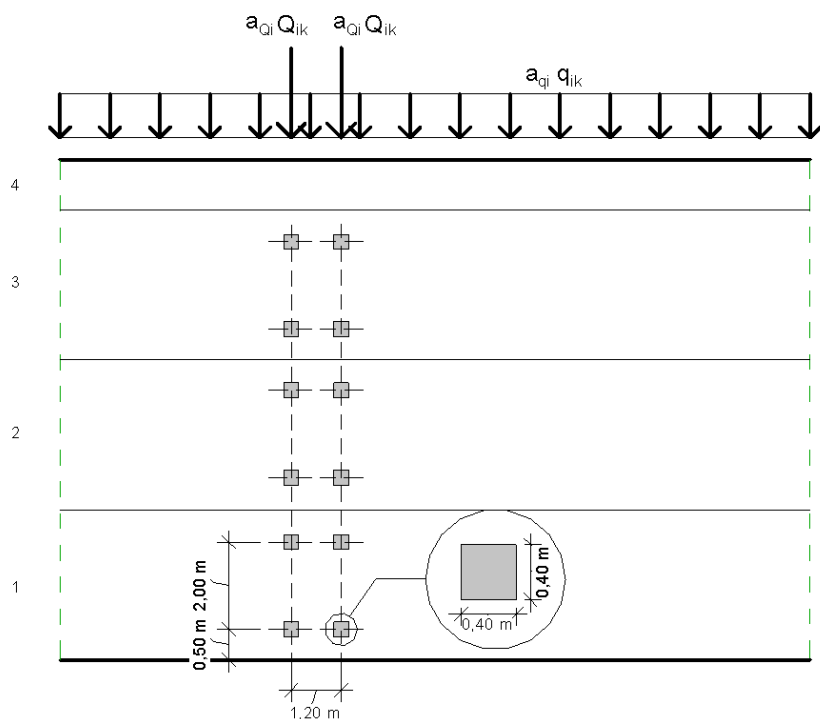
3.4.1.1 Lastmodell 1, LM1

LM1 beskriver både konsentrerte og jevnt fordelte laster, som representerer lasteffekter fra biler og lastebiler og tar hensyn til situasjoner der det for eksempel er stillestående trafikk, og en stor andel av tunge kjøretøy. Denne modellen brukes for generell og lokal verifisering. Den konsentrerte lasten kalles boggilast og består av to akslinger, der hver aksel har lasten Q_{ik} . Ved beregning av de globale lastvirkningene brukes tabell 4.2 og NA.4.3.2, i EK1-2 for bruer med største spennvidde opp til 500 meter. For brua beregnes følgende vertikale trafikklaster i Tabell 3-3:

Tabell 3-3: Vertikale trafikklaster

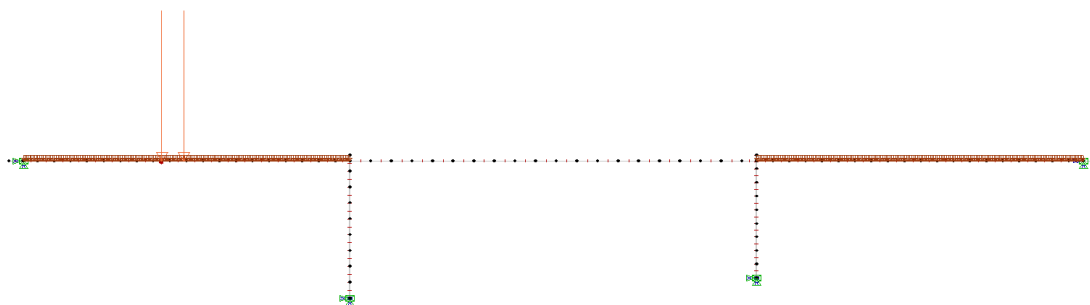
Lastfelt		Akslinglast: $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN]	Jevnt fordelt last(areal): $\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m ²]	Jevnt fordelt last(linje): $\alpha_{qi} q_{ik} b$ [kN/m]
Felt nr:	Bredde: [m]			
1	3	$1 \cdot 300 = 300$	$0,6 \cdot 9 = 5,4$	$0,6 \cdot 9 \cdot 3 = 16,2$
2	3	$1 \cdot 200 = 200$	$1 \cdot 2,5 = 2,5$	$1 \cdot 2,5 \cdot 3 = 7,5$
Resterende	2,5	0	$1 \cdot 2,5 = 2,5$	$1 \cdot 2,5 \cdot 2,5 = 6,25$

Ved bruk av boggilasten for lokale beregninger og jevnt fordelte laster vil de generelt etter EK1-2 ha en plassering som vist i Figur 3-2:

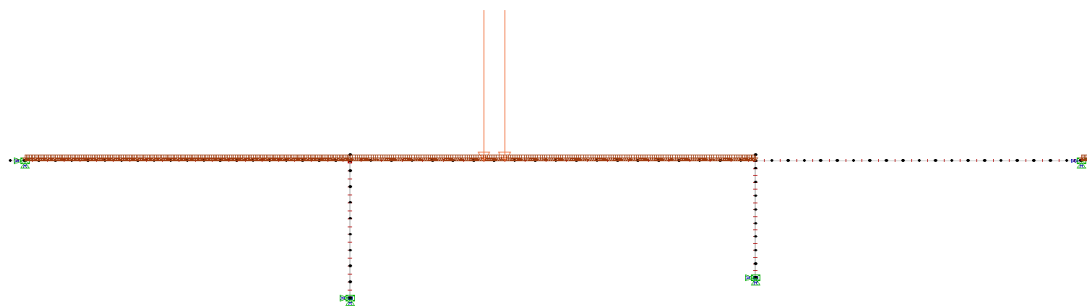


Figur 3-2: Plassering av laster i LMI

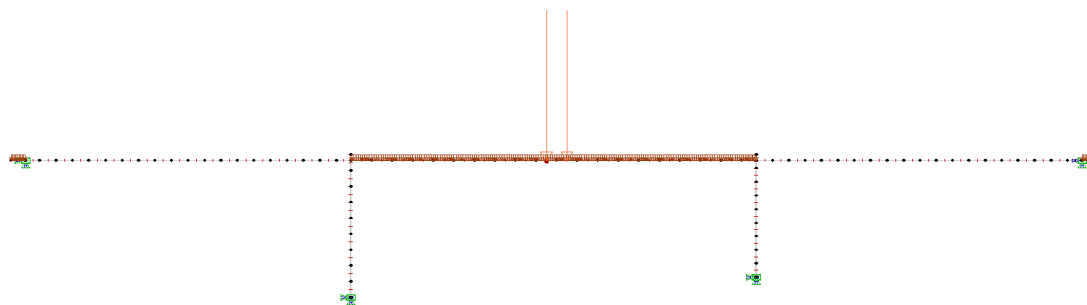
Ettersom trafikken vil variere på brua, må også plasseringen av lastene variere i modellen. For å finne de maksimale kreftene som opptrer modelleres kreftene ved hjelp av lasttog. NovaFrame utfører dette og man kan deretter finne de verste plasseringene av lastene for de aktuelle elementene. Mer om dette i kapittel 5.



Figur 3-3: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i felt 1



Figur 3-4: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i støtte

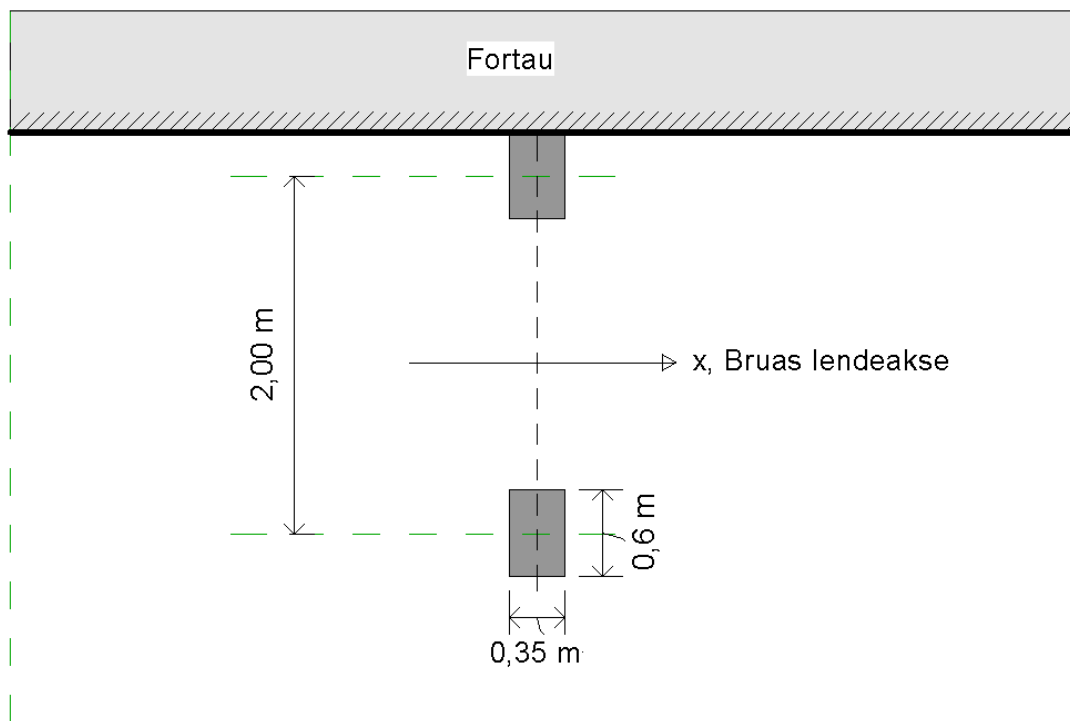


Figur 3-5: Dette lasttilfellet gir maksimalt moment i felt 2

Figur 3-3 til Figur 3-5 viser eksempler på hvordan trafikklasterne er plassert for å finne de maksimale kreftene i midtfelt og rundt venstre søyle. Videre er andre plasseringer modellert for å finne de maksimale kreftene rundt høyre søyle, og de dimensjonerende skjærkreftene som oppstår.

3.4.1.2 Lastmodell 2, LM2

LM2 skal modelleres som en enkel akslingslast, $\beta_Q Q_{ak} = 400$ kN, som skal plasseres på det minst gunstige punktet i kjørebanelen. Lasten representerer den dynamiske effekten av normal trafikk på et lite konstruksjonselement. Lastmodell 2 er mest aktuell for å gjøre lokale analyser. I globale analyser vil som regel LM1 være dimensjonerende, men for konstruksjoner med kortere spennvidder kan LM2 være dimensjonerende, fremfor LM1.. Det kan også benyttes bare ett hjul med 200kN i tilfeller der det er relevant. Kontaktflaten for hvert hjul skal betraktes slik som i Figur 3-6.



Figur 3-6: Plassering og størrelse på lastfelt i LM2

3.4.1.3 Lastmodell 3, LM3

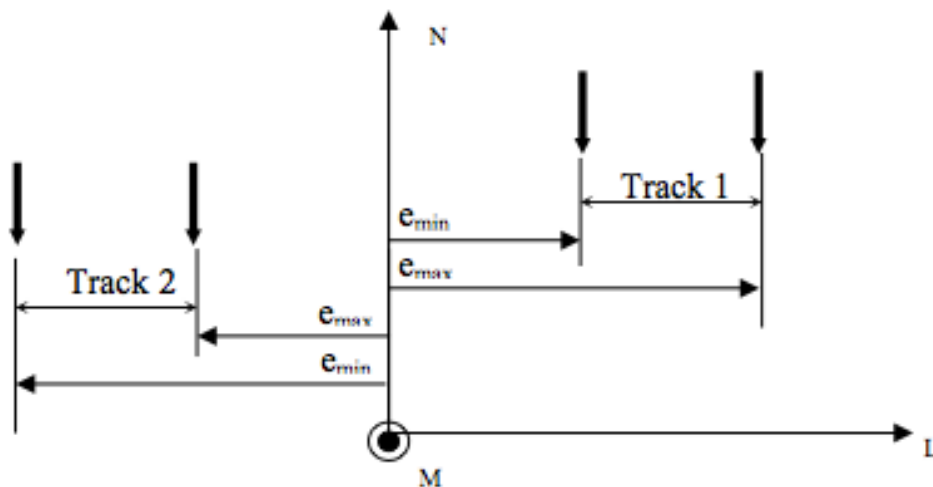
Lastmodell 3 tas med dersom spesialkjøretøy skal modelleres og benyttes til generell og lokal verifikasjon. Bruksvilkår kan bestemmes individuelt ut i fra hvert enkelt prosjekt. Denne lastmodellen neglisjeres i denne oppgaven.

3.4.1.4 Lastmodell 4, LM4

Lastmodell 4 tar hensyn til last i form av folkemengder og skal settes til 5 kN/m^2 . Denne lastmodellen er vanligvis ikke brukt på bruer som er tungt trafikkert og neglisjeres i denne oppgaven.

3.4.1.5 Lastpåføring i NovaFrame

I NovaFrame angis lastene i LM1 of LM2 med eksentrisitet fra det lokale aksesystemet som vist i Figur 3-7.



Figur 3-7: Lastpåføring i NovaFram (5)

Eksentrisitetene for lastmodellene blir som følger, vist i Tabell 3-4:

Tabell 3-4: Eksentrisiteten til lastene i LM1

Last	Eksentrisitet(L-retning)
LM1 felt 1	2,75 m
LM1 felt 2	-0,25 m
LM1 resterende	-3,00 m
LM2(akslinglast)	2,95 m

3.4.2 Horisontal trafikklast:

Horisontal trafikklast beregnes i henhold til EK1-2 4.4. De horisontale trafikklaster består av bremselast, akselerasjonskrefter, sidelast og sentrifugallast som trafikken påfører brua og opptrer selvsagt sammen med de tilhørende vertikale trafikklaster. Etersom brua i denne oppgaven er forenklet til å være rett, uten horisontal kurvatur, vil sentrifugalkrefter neglisjeres.

Bremselasten, Q_{lk} , er lik akselerasjonslasten, men motsatt rettet. Kraften virker i lengderetning og på kjørebans overflate. Q_{lk} beregnes som en del av lasten fra LM1 som virker over teoretisk kjørebane 1.

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$\text{Krav: } 180 \cdot \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN)$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 0,6 \cdot 9 \cdot 3m \cdot 73m \cdot 180 \cdot 1,0 = 478 \text{ kN}$$

Som lengde antas hele brulengden, noe som vil være en konservativ antagelse. Q_{lk} vil da bli 478kN. I NovaFrame er denne lasten fordelt over hele lengden til brua, og modelleres som jevnt fordelt (linjelast) last på 6,37 kN/m. Det er også lagt inn eksentrisitet på lasten, slik at den virker på oversiden av tverrsnittet og dermed bidrar med et moment.

Horisontallast i tverretningen, eller tverrkrefter, oppstår som følge av bremselasten. Den kan settes til $0,25 \cdot Q_{lk}$, som her vil medføre en kraft på 119,5 kN. I henhold til EK1-2 4.4.2(4) skal bremselasten i tverretning opptre samtidig som bremselasten i lengderetning. Den modelleres som en linjelast med størrelse 1,59 kN/m.

3.4.3 Trafikklast - grupper

I EK1-2 tabell NA.4.4a angis det grupper av samtidige trafikklaster. Den relevante delen av tabellen er gjengitt under som Tabell 3-5. Ved betraktning av tabellen kan gr1a, gr1b og gr2 være aktuelle tilfeller. Ettersom det i gr1a brukes karakteristiske verdier fra LM1 sammen med karakteristiske verdier for bremsekrefter og akselerasjonskrefter (merknad a), vil denne overstige gr2 ettersom det i denne gruppen kun betraktes *ofte forekommende* verdi av LM1. Ettersom det sees bort i fra LM3 (spesialkjøretøyer) og LM4 (menneskemengder), opereres det derfor bare med gr1a i den videre lastkombineringen.

Tabell 3-5: Grupper av samtidige trafikkklaster

Kjørebane						
Lastmodell	Vertikale krefter				Horisontale krefter	
Referanse	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2
Lastsystem	LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengder ^a)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter ^a	Sentrifugalkrefter og tverkkrefter
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi				
	gr1b		Karakteristisk verdi			
	gr2	Oftest forekommende			Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi
	gr4			Karakteristisk verdi		
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi		
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)						
^a For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverkkrefter).						

3.5 NATURLASTER

3.5.1 Snølast

Snølast på brua finnes etter EK1-1-3. Etter N400 skal ikke snølast beregnes samtidig med trafikklast. I spesielle tilfeller for bruer med overdekning slik at snø blir liggende på konstruksjonen må snølasten tas med. I denne oppgaven er snølaster neglisjert.

3.5.2 Vindlast

Vindlast er den belastningen som brua utsettes for i sterk vind. Man kan regne med statisk eller dynamisk vindlast, og begge bør sjekkes. Det foreligger regler for beregning av lastene i Eurokode 1-1-4 samt N400.

I statens vegvesens N400 finner vi tre ulike vindklasser. Hvilken klasse brua klassifiseres som bestemmes blant annet ut ifra bruas utforming, egensvingningsperiode, spennvidde og byggemetode. Det er derimot konservativt å øke klassen dersom noen av parameterne er på grensen.

I oppgaveteksten er følgende parametere gitt i Tabell 3-6:

Tabell 3-6: Forutsetninger for vindlaster

Forutsetninger for vindlaster		
Beliggenhet	Sør-Trøndelag	Trondheim kommune
Retningsfaktor	C_{dir}	1,0
Sesongfaktor	C_{season}	1,0
Havnivå	$C_{alt.}$	1,0
Returperiode i ferdigtilstand lik 50 år	C_{prob}	1,0
Terrengformfaktor	$C_0(z)$	1,0
Overbygningens høyde over terreng	Z	10 m
Terrengruhet	Kategori	II
Vindturbulens	K_1	1,0
Total bruplatebredde	B	9,5 m

Vindklasse I:

Denne vindklassen omfatter i praksis alle brukonstruksjoner. Den er for bruer med ubetydelig dynamisk og en egensvingeperiode $< 2s$. Denne klassen omfatter platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambygg-bruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjoner.

Ved beregning av lastvirkning i klasse I gjøres det på grunnlag av kasthastighetstrykket q_{kast} i hovedstrømsretningen. Denne er gitt ved:

$$q_{kast} = \left(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_u(z)\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_s^2(z, T, R)$$

Denne vindlasten skal kombineres på mest ugunstig måte, dermed er det åpent for å redusere lasten med inntil 50 % på deler av konstruksjonen.

Vindklasse II:

Denne vindklassen omfatter brukonstruksjoner der man ikke kan se bort ifra de dynamiske virkningene fra vind. Dette gjelder da for konstruksjoner med egensvingsperiode $\geq 2s$ og spennvidde $< 300m$. Vanligvis kommer fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand og henge- og skråstagbruer med i denne klassen.

Ved beregning i denne klassen deles lasten opp i to bidrag der ett kommer fra middelvindhastigheten og ett fra fluktuerende vindkast. Virkninger fra den fluktuerende vindlasten skal beregnes i frekvensplanet.

Vindklasse III:

Her tilhører brukonstruksjoner der de dynamiske lastvirkningene er utpreget og må tas hensyn til i høyere grad. Kravene er like som for vindklasse II med ett unntak. Dersom spennvidden er $< 300 m$, men egensvingeperioden er $\geq 2s$ skal den fortsatt være i vindklasse III dersom utformingen tilsier det. Eksempler er kabler og slanke staver i fagverk.

Ved beregning i denne klassen skal de dynamiske lastvirkningene beregnes med utgangspunkt i prinsippene for vindklasse II, men det skal tas mer hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen. Dermed skal det inkluderes:

- Kraftfaktorer som skal bestemmes ut i fra tester i vindtunnel.
- Undertrykk skal bestemmes ved hjelp av vindtunnel.
- Aerodynamisk demping og stivhetsreduksjon og bidrag disse gir.

Det skal også tas hensyn til opphopning av for eksempel snø, is og vann på brubjelken samt på eller mot rekkverk.

I alle beregningene skal vindfeltets karakteristiske egenskaper for det aktuelle stedet tas med. Dette blir uttrykt ved tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretning. I denne faktoren inngår blant annet returperiode, topografifaktor, referansevindhastighet,

terrenghøyde over havet, bruas høyde over terreng og ruhet på terreng. Disse er med som avgjørende parametere og bestemmes ved hjelp av formelen:

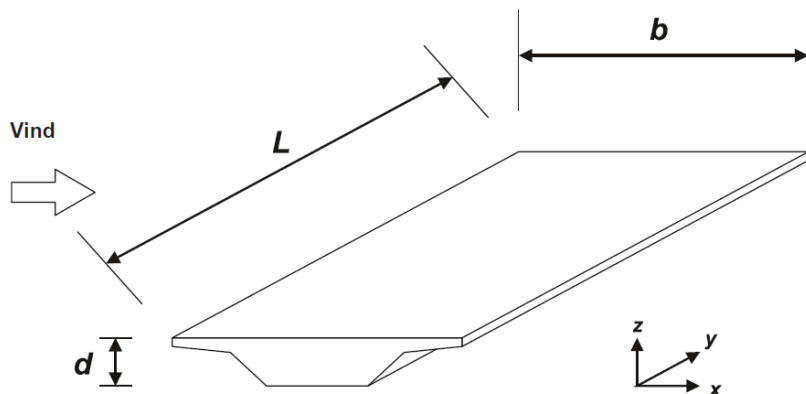
$$V_s(z, T, R) = V_{REF} \cdot C_{RET} \cdot C_{ARS} \cdot C_{HOH} \cdot C_{SAN} \cdot c_t(z) \cdot c_r(z)$$

Ved beregning av vindlasten er det vindhastighetstrykket som er interessant. Når den ganges opp med kraftfaktorer og relevant tverrsnittsdata får man last per meter, som kan benyttes i beregningsprogrammer.

3.5.2.1 Brua i oppgaven

Brua i denne oppgaven har det største spennet på 28 meter og kan i hht. EK1-1-4 pkt. 8.2(1), merknad 3 utelates fra dynamiske beregninger. I og med at brua er en platebru kan den plasseres i vindklasse I.

Vindlasten vil bli beregnet med forenklet metode etter EK1 1-4 kapittel 8. Geometri er illustrert i Figur 3-8 hentet fra Figur 8.2 i EK1.



Figur 3-8: Retninger for vindpåvirkninger på bruer

Det vil kun bli sett på vindlast i z-retning da denne er størst og lastene i X- og Y-retning er relativt ubetydelige.

Inndata:

Fra oppgavetekst:

$$\begin{aligned} c_{dir} &:= 1 \\ c_{season} &:= 1 \\ c_{alt} &:= 1 \\ c_{prob} &:= 1 \\ c_{0,z} &:= 1 \\ z &:= 10 \text{ m} \\ k_l &:= 1 \\ b &:= 9.5 \text{ m} \end{aligned}$$

Fra EK1-1-4:

$$\begin{aligned} v_{b,0} &:= 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} && \text{EK1-1-4, tabell NA.4(901.1)} \\ k_r &:= 0.19 && \text{EK1-1-4, tabell NA.4.1} \\ z_0 &:= 0.05 \text{ m} && \text{EK1-1-4, tabell NA.4.1} \\ z_{min} &:= 4 \text{ m} && \text{EK1-1-4, tabell NA.4.1} \\ z_{max} &:= 200 \text{ m} && \text{EK1-1-4, 4.3.2(1)} \\ \rho &:= 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} && \text{EK1-1-4, NA.4.5(1)} \\ k_p &:= 3.5 && \text{EK1-1-4, NA.4.5(1)} \end{aligned}$$

Beregninger:

[Ihht. EK1-1-4]

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

$$I_{v,z} := \frac{k_l}{c_{0,z} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.189$$

$$c_{r,z} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.007$$

$$v_{m,z} := c_{r,z} \cdot c_{0,z} \cdot v_b = 26.174 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Uten trafikk:

$$\begin{aligned} v_{s,z} &:= v_{m,z} \\ v_{p,z} &:= v_{s,z} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,z}} = 39.9 \frac{\text{m}}{\text{s}} \end{aligned}$$

$$q_{p,z} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,z}^2 = 993.8 \text{ Pa}$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422.5 \text{ Pa}$$

$$c_e := \frac{q_{p,z}}{q_b} = 2.352$$

$$d_{tot} := 1.3 \text{ m}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = 7.308$$

$$c_{f,z} := 0.9$$

$$C_{\text{I}} := c_e \cdot c_{f,z} = 2.117$$

EK1-1-4, tabell 8.1
 Antar åpent
 sikkerhetsrekkverk

$$A_{ref,z} := b \cdot l = 9.5 \text{ m}$$

$$F_{wz} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,z}^2 \cdot A_{ref,z} = 9.442 \frac{kN}{m}$$

Med trafikk:

$$v_{kast} := 35 \frac{m}{s}$$

$$q_{p,z} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 765.6 \text{ Pa}$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422.5 \text{ Pa}$$

$$c_e := \frac{q_{p,z}}{q_b} = 1.812$$

$$d_{tot} := 3.3 \text{ m}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = 2.879$$

$$c_{f,z} := 0.9$$

$$C := c_e \cdot c_{f,z} = 1.631$$

$$l := 1$$

$$A_{ref,z} := b \cdot l = 9.5 \text{ m}$$

$$F_{wz} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} = 6.546 \frac{kN}{m}$$

Eksentrisitet:

$$e := \frac{b}{4} = 2.375 \text{ m}$$

Vindkrefter som vil settes inn i modellen:

Vertikallast fra vind uten trafikk: $F_{wz} = \pm 9,4 \text{ kN/m}$

Vertikallast fra vind med trafikk: $F_{wz} = \pm 6,5 \text{ kN/m}$

Lastene plasseres med eksentrisitet, e , fra bruas senterlinje.

3.5.3 Laster fra bølger og strøm

Ikke aktuelt for denne oppgaven.

3.5.4 Laster fra variabelt vanntrykk

Ikke aktuelt for denne oppgaven.

3.5.5 Laster fra skred

Ikke aktuelt for denne oppgaven.

3.5.6 Islast

Ikke aktuelt for denne oppgaven.

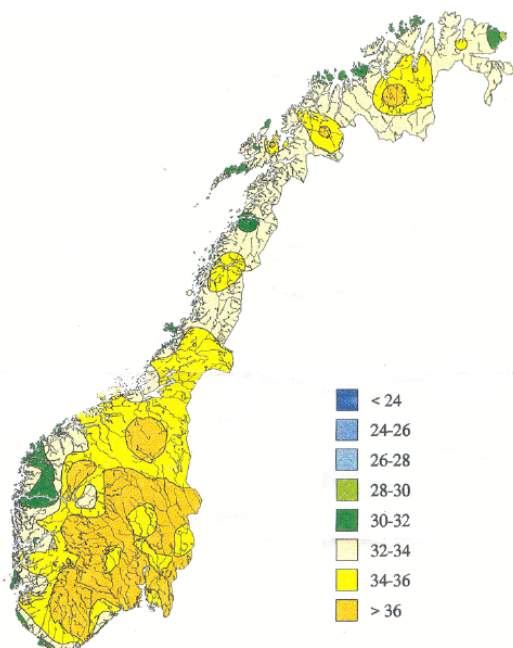
3.5.7 Temperaturlast

Temperaturlasten er sammensatt av virkningene av:

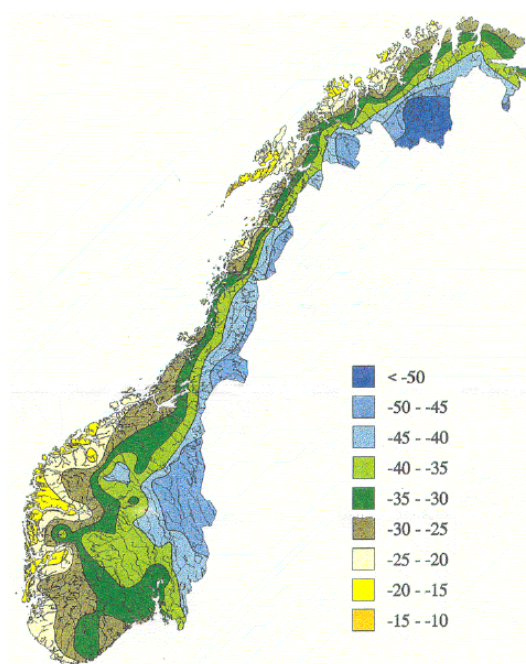
- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

I denne oppgaven tas det kun hensyn til den jevnt fordelte temperaturandelen og en vertikal lineært varierende temperaturandel.

For bestemmelse av temperaturandelene brukes vanligvis EK1-5. I nasjonalt tillegg punkt 6.1.1 er betongbruer beskrevet som Type 3. Fra figur NA.A1 og NA.A2 bestemmes minimums- og maksimumstemperatur med en returperiode på 50 år, her gjengitt som Figur 3-10 og Figur 3-9.



Figur 3-10: Minimumstemperatur



Figur 3-9: Maksimumstemperatur

$T_{\min} = -28^{\circ}\text{C}$ er i oppgavetekst satt som minimumstemperatur, og $T_{\max} = 34^{\circ}\text{C}$ er satt som maksimumstemperatur.

3.5.7.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Verdier for laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel bestemmes etter NA.6.1 og blir følgende:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8^{\circ}\text{C} = -20^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3^{\circ}\text{C} = 31^{\circ}\text{C}$$

For den jevnt fordelte temperaturandelen vil maksimal- og minimalendring skape henholdsvis en ekspansjon eller kontraksjon av brua. Etter NA.A.1(3) kan initialtemperaturen, T_0 , settes til 10°C . Dette gir følgende intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = -T_{e,\min} + T_0 = 20^{\circ}\text{C} + 10^{\circ}\text{C} = 30^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C} = 21^\circ\text{C}$$

3.5.7.2 Vertikal lineært varierende temperaturandel

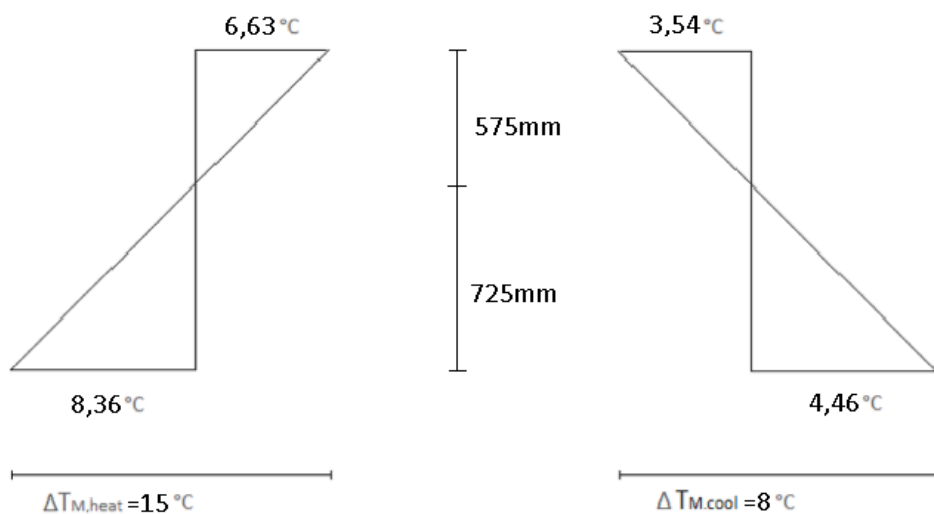
Som navnet tilsier vil temperaturandelen variere lineært over tverrsnittet og med dette utsette brua for en krumning som igjen gjør at det oppstår tvangsmomenter på grunn av fastholdning. Den vertikale lineært varierende temperaturandelen bestemmes etter NA.6.1.4.1, tabell NA.6.1.

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C}$$

Disse temperaturandelene er basert på at brua har et slitelag på 50mm. Dersom brua har et slitelag på 100mm justeres temperaturandelene etter NA.6.2, ved å implementere k_{sur} .

For at temperaturandelene kun skal gi krumning, og ikke et bidrag til de jevnt fordelte temperaturandelene, er det viktig at $\Delta T = 0$ i tverrsnittets tyngdepunkt. Med denne forutsetningen, og den gitte tverrsnittsgeometrien, vil den jevnt lineært varierende temperaturandelen fordeles over tverrsnittet som vist i Figur 3-11.



Figur 3-11: Fordeling av vertikalt lineært varierende temperaturlast

3.5.7.3 Samtidighet av temperaturlaster

Samtidighet bestemmes etter punkt 6.1.5, der de jevnt fordelte temperaturandelene og de vertikalt varierende temperaturdifferansene kombineres med følgende lastfaktorer fra NA6.1.5(1):

$$\omega_N = 0.35$$

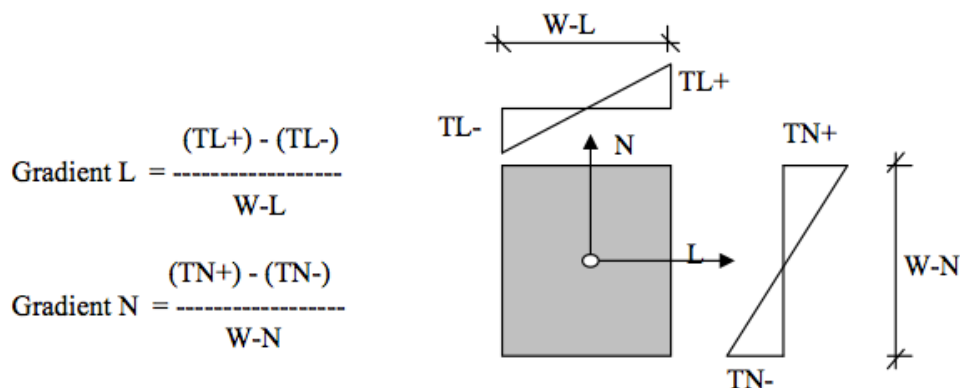
$$\omega_M = 0.75$$

Totalt er det 8 kombinasjoner der de mest ugunstige er tatt med i den endelige lastkombinasjonen i Tabell 3-7.

Tabell 3-7: Kombinering av temperaturandeler

Kombinasjon nr.	Kombinasjon	Opptredende temp.
1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$	15°C + 7,4°C
2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$	15°C + (-10,5)°C
3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$	-8,0°C + 7,4°C
4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$	-8,0°C + (-10,5)°C
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$	11,25°C + 21,0°C
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$	11,25°C + (-30)°C
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$	-6,0°C + 21°C
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$	-6,0°C + (-30,0)°C

NovaFrame regner med de linjert varierende som gradienter etter følgende metode vist i Figur 3-12:



Figur 3-12: Temperaturgradient i NovaFrame

$$\text{Gradient N: } \frac{15^{\circ}\text{C}}{1,3 \text{ m}} = 11,54$$

$$\text{Gradient N: } \frac{-8^{\circ}\text{C}}{1,3 \text{ m}} = -6,15$$

3.6 SEISMISK PÅVIRKNING

Ikke aktuelt for denne oppgaven.

3.7 DEFORMASJONSLASTER

Deformasjonslaster innebærer svinn, kryp og relaksasjon som følge av forspenning av konstruksjonen. Andre parametere som inngår er setninger og deformasjoner som oppstår på grunn av fabrikasjon, montering og byggemetode.

Deformasjonslaster er avhengig av tid ettersom betongen tørker og bruker tid på å sette seg. Ofte regner man med et tidsperspektiv på 50-100 år og ser da etter den største lasten som oppstår i konstruksjonen på grunn av svinn, kryp, relaksasjon, eller noen av de andre parametere.

3.7.1 Kryp

Kryp kommer av volumendringen betongen går igjennom etter en viss periode på grunn av en belastning som fører til en momentan sammentrykking. Hvis belastningen vedvarer vil betongen fortsette å bli trykket sammen. Dette kalles kryptøyning og styres av størrelse og varighet på lasten. Det vil ikke bli tatt hensyn til kryp i søylene i denne oppgaven.

Inndata:

$$t_0 := 7$$

Betongens alder ved belastning
 N400, 7.2.3

$$RH := 70$$

$$f_{cm} := 53$$

$$f_{ck} := 45$$

Beregninger:

[lhht. EK2-1-1]

$$u := 2 \cdot 8500 \text{ mm} + 2 \cdot 1300 \text{ mm} = 19.6 \text{ m}$$

Antar full eksponering for luft

$$A_c := 5000 \text{ mm} \cdot 1300 \text{ mm} + 2 \cdot 1750 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} = 7.725 \text{ m}^2$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 788.265 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.144$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.635$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.675$$

$$t := 28$$
$$\beta_H := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3 = 1.437 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.28$$

$$\varphi_{t,28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 0.469$$

$$t := 36500$$
$$\beta_H := 1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3 = 1.437 \cdot 10^3$$

100 år etter belastning

$$\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.988$$

$$\varphi_{t,28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 1.656$$

Kryptall etter 100 år

3.7.2 Svinn

Svinn kommer av krympingen til betongen på grunn av uttørking og er ikke avhengig av lastnivå slik som kryp. Total svinntøyning er satt sammen av to deler, der den ene delen er uttørkingssvinn som kommer av volumendring i betongen i det vann forlater kapillærporene. Denne volumendringen er avhengig av dimensjonen, overflateareal og hvilke sider som står for uttørking. Dette er en prosess som vanligvis pågår i noen år. Andel reaktivt materiale er et sentralt parameter i bestemmelsen av uttørkingssvinn. Den andre delen er autogent svinn som vanligvis skjer i løpet av en liten periode etter utstøping og kommer av kjemiske reaksjoner i betongen. Denne delen av svinn er jevnere fordelt i den utstøpte betongen enn uttørking med hensyn til tid.

Inndata:

$$t_s := 7$$

$$t := 36500$$

$$k_h := 0.7$$

$$f_{cmo} := 10$$

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$RH_0 := 100$$

Beregninger:

[Ihht. EK2-1-1]

Svinntøyning ved uttørring

$$\beta_{ds,t} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{mm}\right)^3}} = 0.976$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.067 \cdot 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as,t} := 1 - \exp(-2.0 \cdot t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca,t} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,t} + \varepsilon_{ca,t} = 2.942 \cdot 10^{-4}$$

3.7.3 Relaksasjon

Relaksasjon er spenningsfall i spennstålet på grunn av konstant tøyning over tid. Det regnes vanligvis med tapet i prosent etter 1000 timer fra oppspenningstidspunktet og med en middeltemperatur på 20 grader. Denne verdien ρ_{1000} er da det prosentvise tapet av initialspenningen og ligger vanligvis på 4-8%. Eurokoden angir verdier for ρ_{1000} basert på ulike relaksasjonsklasser. De kan også finnes i spennstålprodusentenes sertifikat hvis det er tilgjengelig. For spennstål i denne brua er relaksasjonsklassen klasse 2.

Inndata:

$$t := 500000$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1600 \text{ MPa}$$

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$P_{0,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = (1.44 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Tid etter oppspenning

Relaksasjonstap etter 1000
 timer

EK2-1-1, 5.10.2.1(1)

Beregninger:

[Ihht. EK2-1-1]

$$\sigma_{pi} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.731$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp(9.1 \cdot \mu) \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

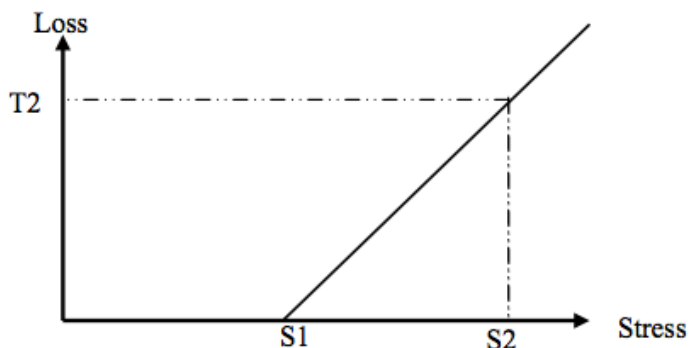
$$\Delta\sigma_{pr} = 60.934 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} = 48.748 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{P_{0,max}} = 3.39\%$$

Prosentvis tap av kraft pga.
 relaksasjon

NovaFrame har en annen metode for angivelse av verdier. Det skal oppgis tapsparameter for hver kabel. Det vil i denne oppgaven gis like parametere for alle kabler. Som illustrert i Figur 3-13 skal relaksasjon gis som en lineær tilnærming i NovaFrame. Det regnes med 2,5% relaksasjon ved $0,7 \cdot f_{pk}$ og 4,5% ved $0,8 \cdot f_{pk}$. Dette gir null relaksasjon ved $0,575 \cdot f_{pk}$ i henhold til Figur 3-14.



Figur 3-13: Relaksasjon input i NovaFrame



Figur 3-14: Lineær tilnærming for relaksasjon

NovaFrame regner relaksasjonstap som prosentandel av $f_{p0,1k}$.

Følgende verdier brukes som input:

$$T_2 := 2.5\%$$

$$S_1 := 0.575 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0.1k}} = 66.8\%$$

$$S_2 := 0.7 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0.1k}} = 81.4\%$$

Det skal også tas hensyn til tap av spennkraft på grunn av friksjon, låsetap og svinn. Ved beregning av friksjon skal også kurvatur og retningsendringer tas hensyn til.

I hht. Håndbok N400 skal det tas hensyn til kraftomlagring på grunn av deformasjonslastene, og til byggemetode og tidsforløp. Det står også at konstruksjoner skal kontrolleres ved minst to tilstander; rett etter at brua er åpen for trafikk, og når det er ansett at kryp, svinn og relaksasjon ikke virker lenger. Det er også vanlig å beregne kryp i faser dersom konstruksjonen ikke blir støpt i én omgang.

3.8 DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER

På en konstruksjon er det flere ulike laster som virker samtidig. Noen av lastene regnes som permanente og andre regnes som variable. Som skrevet tidligere vil permanente laster virke på konstruksjonen, som for eksempel egenlast. Eksempler på varierende last er trafikklast og temperaturlast. Det kan tenkes at det i noen tilfeller ikke befinner seg trafikk på brua, eller at temperaturen er slik at brua verken utvider seg eller trekker seg sammen. Heretter skilles det mellom gunstige og ugunstige lastvirkninger. Ugunstig lastvirkning vil si at lasten bidrar til å øke de dimensjonerende kreftene i konstruksjonsdelen. I motsatt tilfelle har vi gunstige lasttilfeller som bidrar til å redusere de dimensjonerende kreftene. Hensikten med lastkombinering er å finne de største kreftene som kan virke på konstruksjonen ved å kombinere lasttilfellene på ulike måter og med ulike faktorer.

Generelle regler for lastkombinering tar utgangspunkt i kapittel 6 og vedlegg A2 i EK0. For å finne dimensjonerende lastkombinasjon for en brukonstruksjon, må også Endringsblad NA A1:2005 benyttes.

For deformasjonslastene kryp og svinn regnes disse ofte som ugunstig og har da en faktor på 1,0 for bruer etter lang tid, 100 år (1).

3.8.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden kontrolleres bruas bæreevne sett i forhold til de opptredende lastene. Det vil si at det kontrolleres om brua er trygg å bruke, og faktisk tåler påkjenningene uten at den går til brudd. I EK0 6.4.1 er 4 ulike tilfeller som må kontrolleres der det er aktuelt:

EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som et stivt legeme, der: mindre variasjoner i verdien eller den romlige fordelingen av laster fra en enkelt kilde er av betydning og; byggematerialenes eller grunnens fasthet vanligvis ikke er av vesentlig betydning

STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv, der byggematerialenes fasthet er av betydning

GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller bærelag er av betydning for å sikre kapasiteten.

FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.

I Denne oppgaven er det kun sett på tilfelle b) og kontrollert at kapasiteten til brua tilfredsstilles i forhold til kreftene som virker på konstruksjonen. I EK0 6.4.3.2(3) er det oppgitt to ligninger for lastkombinering, hvor den minst gunstige velges som den dimensjonerende lastkombinasjonen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.10a)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_1 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.10b)}$$

”+” : betyr ”kombineres med”

Σ : betyr ”kombinert virkning av”

ξ : er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G

G står for egenlast, P er forspenningskraft og Q er en variabel last, γ er en partialfaktor som tar hensyn til usikkerhet i lastene og ψ er kombinasjonsfaktorer for variable laster. I A1:2005 Tabell NA.A2.4(B) er de aktuelle faktorene gjengitt under:

$\gamma_{G.sup}$	=	1,35	for ugunstig permanent last
$\gamma_{G.inf}$	=	1,00	for gunstig permanent last
ξ	=	0,89	reduksjonsfaktor for egenlast
γ_p	=	0,9/1,1	for forspenning. Etter NS-EN 1992-1-1: NA2.4.2.2
γ_Q	=	1,35/0	for ugunstig/gunstig trafikklast
γ_Q	=	1,20/0	for ugunstig/gunstig temperaturlast
γ_Q	=	1,5/0	for øvrige laster

ψ -faktorene finnes i tabell NA.A2.1 i A1:2005. De relevante delene av tabellen er gjengitt under i Tabell 3-8.

Tabell 3-8: Lastkombinasjonsfaktorer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{5)}$	$\psi_{1.infq}^{1)}$	
Trafikklaster	gr1a (LM1 + horisontale laster)	Boggilast	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr2 (horisontale krefter)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
Vindkrefter	F_{wk} – Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0,0/0,5	0,8	
	F_{wk}^* - Kompatibel med trafikk	0,7	0,6	0,0/0,5	0,8	
Temperaturlaster ⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0,0/0,5	0,8	
¹⁾ $\psi_{1.infq}$ er en faktor som er beregnet på å definere sjeldent forekommende laster ³⁾ Dersom vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, også A2.2.2(5) (ikke relevant i dette tilfelle) ⁴⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig ⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i forhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen ”tilnærmet permanent” benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper						

Karakteristiske laster gis følgende forkortelser:

G	-	egenvekt
PT	-	forspenning
CSR	-	kryp, svinn og relaksasjon
TR	-	trafikklast
TE	-	temperaturlast
V	-	vindlast på bru uten trafikk
V-TR	-	vindlast på bru med trafikk

Dimensjonerende lastkombinasjoner gis følgende forkortelser:

ULS-STR	-	bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll
SLS-KAR	-	bruksgrensetilstand, karakteristisk komb.
SLS-OFTE	-	bruksgrensetilstand, ofte forekommende komb.
SLS-PERM	-	bruksgrensetilstand, tiln. permanent forek. komb.

Lastkombinering i bruddgrensetilstanden kan oppsummeres i Tabell 3-9:

Tabell 3-9: Lastkombinering i bruddgrensetilstand

	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Ligning 6.10a)	$1,35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1,0 \cdot G_{k,j,inf}$	$0,9/1,1 \cdot P$	$\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Ligning 6.10b)	$0,89 \cdot 1,35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1,0 \cdot G_{k,j,inf}$	$0,9/1,1 \cdot P$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

I Tabell 3-10 under er lastfaktorene for bruddgrensetilstand gitt med følgende kombinasjoner som skal inn i NovaFrame. Det er valgt ut de kombinasjonene som mest sannsynlig er dominerende for små og mellomstore betongbruer i henhold til (1).

Tabell 3-10: Lastkombinasjonsfaktorer i bruddgrensetilstand

Kombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
ULS-STR1 6.10a m/TR	1,35	1,1/0,9	1,0	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2 6.10a u/TR	1,35	1,1/0,9	1,0	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3 6.10b TR dom.	1,20	1,1/0,9	1,0	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR	1,20	1,1/0,9	1,0	-	0,84	1,60	-

3.8.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand kontrolleres brua i forhold til ulike bruks- og bestandighetskrav som for eksempel nedbøying, vibrasjoner og riss. Selv om brua tilfredsstillt bruddgrensetilstanden kan det tenkes at nedbøyingene blir så store at brua oppleves som ubehagelig å kjøre over. Dersom rissdannelse blir for store kan det oppstå korrosjon på armeringen og vi kan få frostsprenging slik at brua mister kapasiteten og levetiden blir forkortet. EK0 6.5.3 er det gitt tre lastkombinasjoner som skal kontrolleres:

Karakteristisk kombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.14b)}$$

Ofte forekommende

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.15b)}$$

Kvasi permanent (ofte forekommende)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.16b)}$$

Hvor E_d er den dimensjonerende lasten. I tabell NA.A2.6 i A1:2005 er det også en ekstra lastkombinasjon; Sjeldent forekommende. Tabellen er gjengitt under som Tabell 3-11:

Tabell 3-11: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For- spenning	Variable laster Q_d	
	Gunstig	Ugunstig		Dominer- ende last	Øvrige- laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{1,inf}Q_{k,1}$	$\Psi_{1,i}Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$

I Tabell 3-12 under er lastfaktorene for bruksgrensetilstand gitt med følgende kombinasjoner som skal inn i NovaFrame. Det er valgt ut de kombinasjonene som mest sannsynlig er dominerende for små og mellomstore betongbruer i henhold til (1).

Tabell 3-12: Lastkombinasjonsfaktorer i bruksgrensetilstand

Kombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
SLS-KAR TR dom.	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-OFTE TR dom.	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
SLS-PERM TR dom.	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-

I denne oppgaven er det mest interessant å se på bøyemomentene, altså vertikal lastvirkning. Det er derfor kun sett på trafikk som dominerende last i SLS.

4 NOVAFRAME

Programmet er utviklet av Aas-Jacobsen og er et Windows-basert program laget for statiske og dynamiske analyser av 3D rammekonstruksjoner. Programmet bygger på elementmetoden og benytter seg av hjelkeelementer. I denne oppgaven er NovaFrame 5 benyttet.

I NovaFrame har man to ulike måter å angi inputdata på. Man kan bruke grafisk input ved å benytte vinduene med faner og paneler til å velge, eller fylle inn ønsket data. Det andre alternativet er å bruke en tekstfil som kan lastes inn i modellen enten som én tekstfil for hele modellen, eller delt opp etter kategori. Det er en klar fordel å benytte seg av tekst fil input ved store modeller da man har bedre oversikt.

4.1 REFERANSELINJER

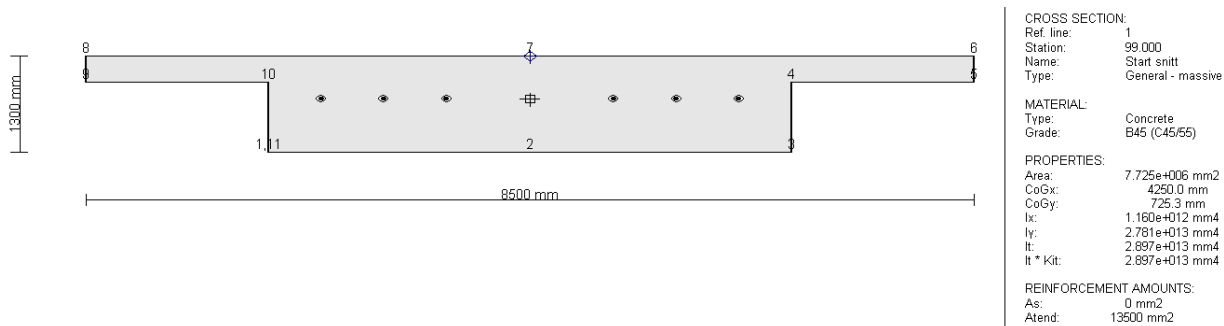
Hele modellen må defineres ved hjelp av referanselinjer som man senere kan knytte tverrsnitt til. For modellen i denne oppgaven ble vertikale akser knyttet opp mot de vertikale referanselinjene. Det ble dermed definert horisontal og vertikal geometri for akser og referanselinjer.

4.2 TVERRSNITT

Tverrsnitt defineres ved å angi koordinater i et aksesystem slik at linjene mellom koordinatene omslutter tverrsnittet. Det tegnes materialegenskaper og tverrsnittet må deretter allokere til en referanselinje eller akse. Det bestemmes så hvor i tverrsnittet referanselinjen skal være. For brubanen er referanselinjen lagt til punkt 7. For søylene er referanselinjen lagt til tyngdepunktet.

4.3 BRUBANE

I Figur 4-1 er tverrsnittet for brubanen illustrert med koordinater, spennarmering, tyngdepunkt, referanselinjekobling og tverrsnittskonstanter.



Figur 4-1: Brubanens tverrsnitt i NovaFrame

Ved beregning og kontroll av torsjon må det korrigeres for det forenklete tverrsnittet. Faktoren k_{it} er en formfaktor som skal multipliseres med torsjonstregghetsmomentet til tverrsnittet for å korrigere. Se kapittel 6.4, Figur 6-13 for forenklet tverrsnitt. Torsjonstregghetsmomentet regnes ut i henhold til tabell 5.2 i (6).

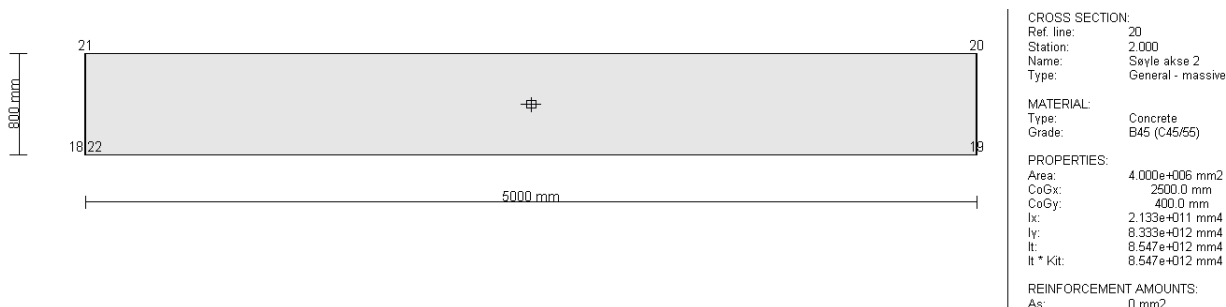
$$I_{t,red} = 3,062 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = 2,897 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$k_{it} = \frac{I_{t,red}}{I_t} = \frac{3,062 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4}{2,897 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4} = 0,106$$

4.4 SØYLER

I Figur 4-2 er tverrsnittet for søylene illustrert med koordinater, tyngdepunkt, referanselinjekobling og tverrsnittskonstanter.

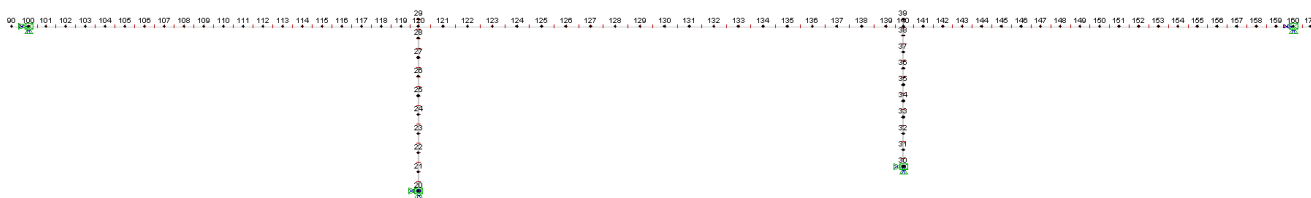


Figur 4-2: Søylenes tverrsnitt i NovaFrame

4.5 MODELLGEOMETRI

4.5.1 Noder

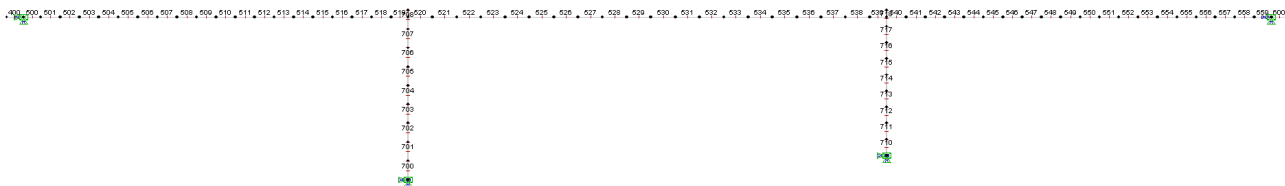
Før man kan dele inn i elementer må nodene defineres og være fornuftig plassert ettersom elementene skal ligge mellom nodene. Det er ikke nødvendig med for mange og det kan bli unøyaktig med for få. Hvert felt i brubanen er delt slik at det er 21 noder fra start til slutt. Søylene har fått 10 noder hver. Nummerering på nodene er vist i Figur 4-3.



Figur 4-3: Nodenes plassering i NovaFrame

4.5.2 Elementer

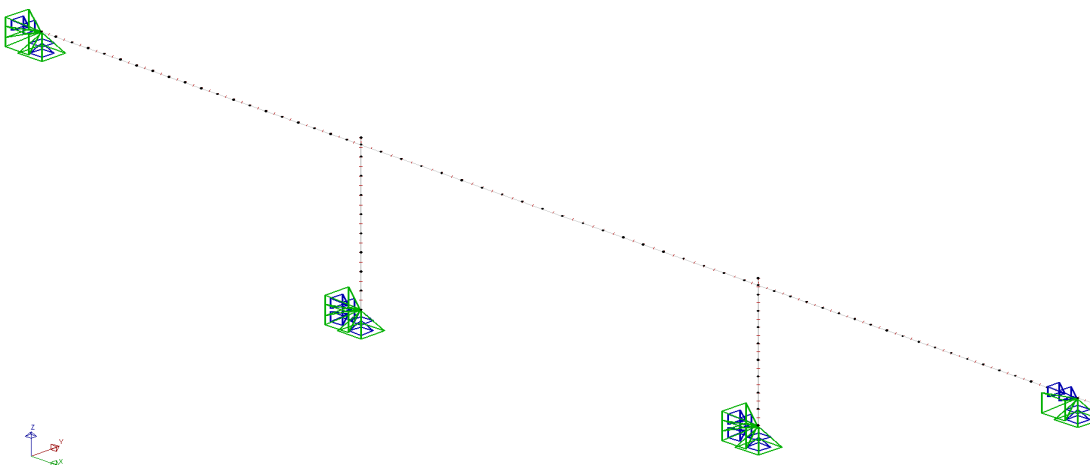
Elementene fordeles mellom nodene med nummerering som vist i Figur 4-4. I brubanen har hvert felt 20 elementer. Søylene er delt opp til 9 elementer hver.



Figur 4-4: Elementenes plassering i NovaFrame

4.5.3 Randbetingelser

Som illustrert i Figur 4-5 er søylene fastholdt mot translasjoner i alle retninger og rotasjoner om alle akser. Opplager i akse 1 er fastholdt mot translasjon i alle retninger og rotasjoner om Z- og X-aksen. Opplager i akse 4 kan kun bevege seg fritt i X-retning og rotere fritt om Y-aksen. Der søylene møter brubanen er det satt på en mester-slave forbindelse som betyr at det er monolittisk forbindelse og momenter kan overføres i knutepunktet.

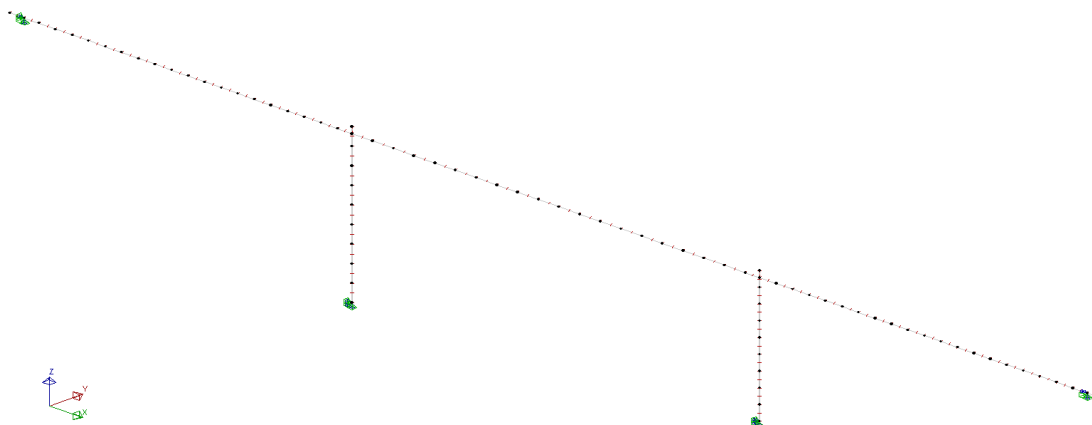


Figur 4-5: Randbetingelsene til brua i NovaFrame

4.6 AKSESYSTEM

4.6.1 Globalt aksesystem

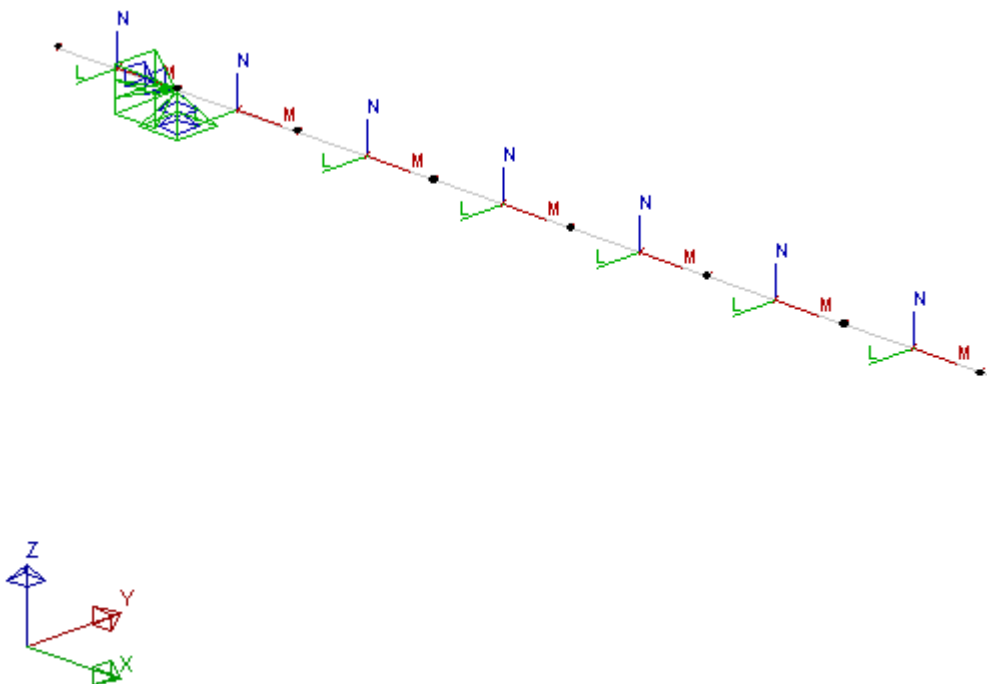
I Figur 4-6 er det globale aksesystemer vist.



Figur 4-6: Globalt aksesystem i NovaFrame

4.6.2 Lokalt aksesystem

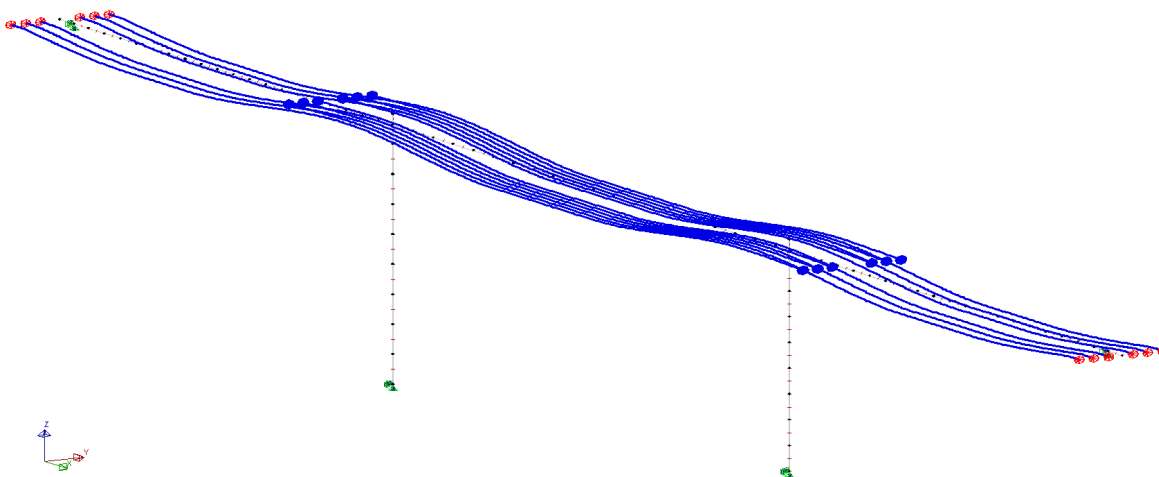
I Figur 4-7 er det lokale aksesystemet vist.



Figur 4-7: Lokalt aksesystem i NovaFrame

4.7 SPENNKABLER

Spennkablene angis ut fra hvor segmentet skal starte og hvor det skal slutte. Innenfor segmentet angis form, kurvatur og plassering i tverrsnitt ved start og slutt. Dermed kan kryp, svinn, relaksasjon og oppspenningskraft angis. Det skal også bestemmes hvilken ende som er passivt og aktivt anker. Spennarmeringssystemet i NovaFrame er vist i Figur 4-8.

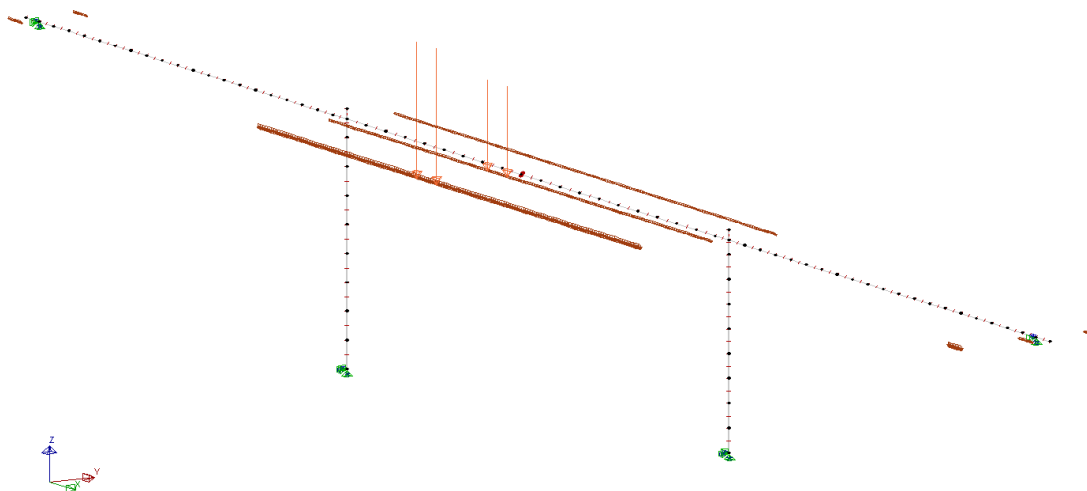


Figur 4-8: Spennkablene i NovaFrame

4.8 LASTER

Lastmodellering er en av de mer tidkrevende oppgavene i NovaFram. Lastene angis for å virke på de ønskede elementene i modellen. Det skal bestemmes retning, størrelse og lasttype før man kan gå videre. Det skilles mellom ”vanlige” laster, som omfatter alle statisk laster, og trafikklaster, dynamisk laster, nedbøying og laster fra kryp.

For å kjøre en fullstendig analyse må lastene kombineres på en ugunstig måte med ugunstige faktorer. Dette løser NovaFrame med influenslinjer og finner verste lastkombinasjon for hvert element. Programmet velger mellom lastkombinasjoner som er definert etter EK0. Ved å bruke kombinasjonsmetode som ADD og WORST velges lastene med mest ugunstig effekt. I Figur 4-9 er verste plassering av laster vist for elementet i midten av feltet.



Figur 4-9: Illustrasjon av verste lastplassering for midtfelt

5 VERIFIKASJON AV LASTVIRKNING I NOVAFRAME

Ved analyse av modellen fremstiller NovaFrame de fleste resultater man måtte ønske. Det er dog ikke mye som skal til før resultatene blir meget misvisende. Kilden til feil kan gjerne klassifiseres i fire kategorier;

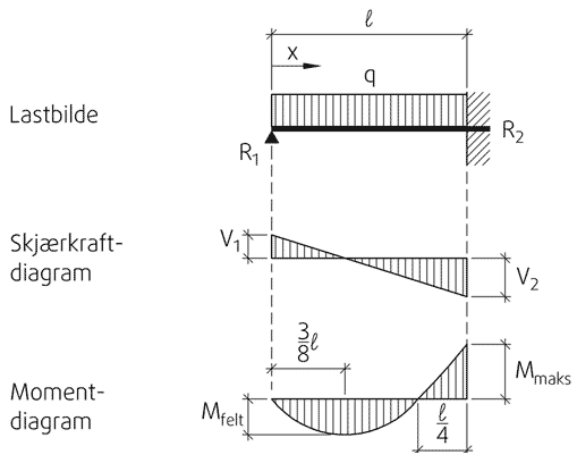
1. Modelleringsfeil: man idealiserer fra den reelle modellen til en modell som kan brukes til analyser. Her kan forenklinger og unøyaktige data slik som geometri, laster og materialegenskaper føre med seg feil.
2. Diskretiseringsfeil: man deler opp modellen i elementer med noder, knutepunkter og randbetingelser. Dersom det ikke benyttes hensiktsmessige elementer, matematisk modell eller elementinndeling vil resultatene bli unøyaktige.
3. Numerisk behandling: input-data må være nøyaktig for å oppnå nøyaktig ut-data. Avrunding eller feil i programmet kan føre til regnefeil.
4. Tolkingsfeil: etter analysen skal resultater tolkes og lastvirkning leses av. Dersom man bruker for dårlig oppløsning eller leser av på feil punkter kan det ha store konsekvenser.

Å sammenlikne resultater fra NovaFrame med håndberegninger kan gi en god indikasjon på at programmet beregner slik brukeren vil at det skal beregne, og at lastvirkningen leses av på riktige punkter.

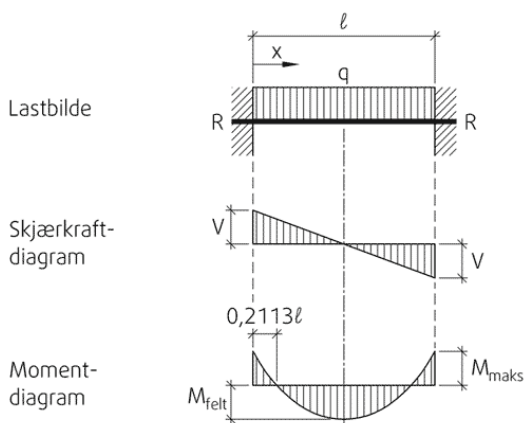
For å håndberegne kreftene i brua fra temperaturlasten benyttes forskyvingsmetoden. Den går ut på å sette ukjente frihetsgrader i punktene som man ønsker å finne krefter i. Det settes her frihetsgrader over støttene og i endene. Deretter brukes matrisestatikk for å løse systemet og finne kreftene i knutepunktene (7). For kontroll av trafikklaster i lastmodellene benyttes FAP 2D.

For å håndberegne kreftene i brua fra de enkle jevnt fordelte lastene benyttes enkle håndberegninger ved hjelp av bjelkeformler. Det er tilstrekkelig for denne oppgaven og gir en god indikasjon på om kreftene er i riktig størrelsesorden. Snittene der kreftene vil bli sammenliknet er støtte i akse 2 og midt i felt mellom akse 1 og 2 og mellom akse 2 og 3, heretter kalt felt 1 og 2 henholdsvis.

For håndberegning av feltmoment fra jevnt fordelte laster i sidefelt benyttes følgende betraktning:



For håndberegning av feltmoment i midtfeltet og moment over støtte i akse 2 benyttes følgende betraktning:



Følgende formler benyttes for å finne kreftene:

$$M_{Felt 1} = \frac{9 \cdot q \cdot l^2}{128}$$

$$M_{støtte} = \frac{q \cdot l^2}{12}$$

$$M_{Felt 2} = \frac{q \cdot l^2}{24}$$

5.1 VERIFIKASJON AV EGENVEKT

5.1.1 Håndberegning:

$$q = 193,125 \frac{kN}{m}$$

$$l_1 = 22,5 \text{ m}$$

$$l_2 = 28 \text{ m}$$

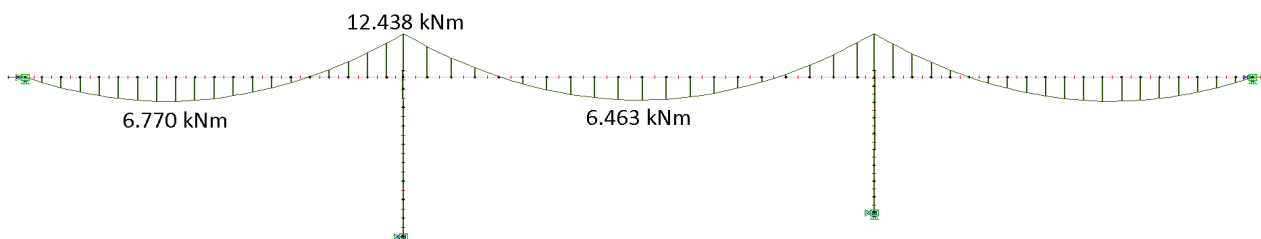
$$M_{Felt 1} = \frac{9 \cdot 193,125 \cdot 22,5^2}{128} = 6.874 \text{ kNm}$$

$$M_{støtte} = \frac{193,125 \cdot 28^2}{12} = 12.617 \text{ kNm}$$

$$M_{Felt 2} = \frac{193,125 \cdot 28^2}{24} = 6.309 \text{ kNm}$$

5.1.2 NovaFrame:

I Figur 5-1 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-1: Momentdiagram, egenvekt

5.1.3 Oppsummering:

Tabell 5-1: Oppsummering av verifikasjon, egenvekt

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	6.874	12.617	6.309
NovaFrame [kNm]	6.770	12.438	6.463
Avvik [kNm]	104	179	-154
Avvik, %	1,5 %	1,4 %	2,5 %

Avvikene i Tabell 5-1 er innenfor rimelighetens grenser og er i tråd med all logikk da stivheten til knutepunktet over støtte ikke er å regne som fullstendig stivt i virkeligheten og vil rotere i positiv retning på grunn av søylenes lengde.

5.2 VERIFIKASJON AV SUPEREGENVEKT

5.2.1 Håndberegning:

$$q = 40 \frac{kN}{m}$$

$$l_1 = 22,5 m$$

$$l_2 = 28 m$$

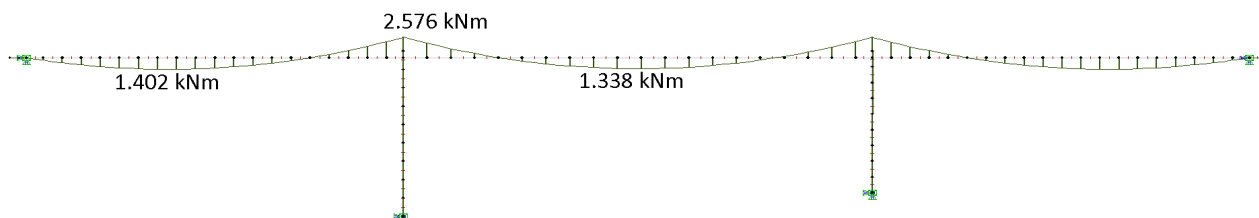
$$M_{Felt 1} = \frac{9 \cdot 40 \cdot 22,5^2}{128} = 1.424 kNm$$

$$M_{støtte} = \frac{40 \cdot 28^2}{12} = 2.613 kNm$$

$$M_{Felt 2} = \frac{40 \cdot 28^2}{24} = 1.307 kNm$$

5.2.2 NovaFrame:

I Figur 5-2 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-2: Momentdiagram, superegenvekt

5.2.3 Oppsummering:

Tabell 5-2: Oppsummering av verifikasjon, superegenvekt

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	1.424	2.613	1.307
NovaFrame [kNm]	1.402	2.576	1.338
Avvik [kNm]	22	37	-31
Avvik, %	1,5%	1,4%	2,4%

Avvikene i Tabell 5-2 er innenfor rimelighetens grenser.

5.3 VERIFIKASJON AV VINDLAST M/TRAFIKK

Håndberegning:

$$q = 6,546 \frac{kN}{m}$$

$$l_1 = 22,5 \text{ m}$$

$$l_2 = 28 \text{ m}$$

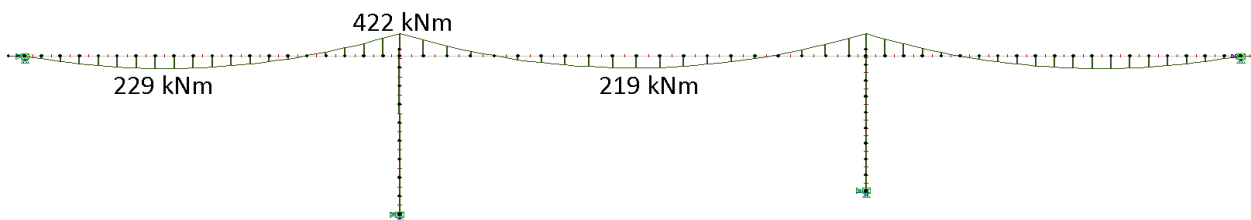
$$M_{Felt\ 1} = \frac{9 \cdot 6,546 \cdot 22,5^2}{128} = 233\ kNm$$

$$M_{støtte} = \frac{6,546 \cdot 28^2}{12} = 428\ kNm$$

$$M_{Felt\ 2} = \frac{6,546 \cdot 28^2}{24} = 214\ kNm$$

5.3.1 NovaFrame:

I Figur 5-3 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-3: Momentdiagram, vindlast m/trafikk

5.3.2 Oppsummering:

Tabell 5-3: Oppsummering av verifikasjon, vindlast m/trafikk

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	233	428	214
NovaFrame [kNm]	229	422	219
Avvik [kNm]	4	6	-5
Avvik, %	1,7 %	1,4 %	2,3 %

Avvikene i Tabell 5-3 er innenfor rimelighetens grenser.

5.4 VERIFIKASJON AV VINDLAST U/TRAFIKK

5.4.1 Håndberegning:

$$q = 9,442 \frac{kN}{m}$$

$$l_1 = 22,5 \text{ m}$$

$$l_2 = 28 \text{ m}$$

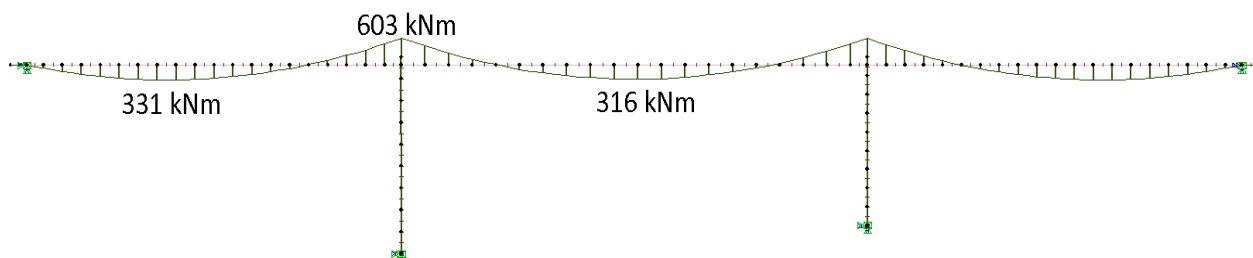
$$M_{Felt\ 1} = \frac{9 \cdot 9,442 \cdot 22,5^2}{128} = 336 \text{ kNm}$$

$$M_{støtte} = \frac{9,442 \cdot 22,5^2}{8} = 598 \text{ kNm}$$

$$M_{Felt\ 2} = \frac{9,442 \cdot 28^2}{24} = 308 \text{ kNm}$$

5.4.2 NovaFrame:

I Figur 5-4 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-4: Momentdiagram, vindlast u/trafikk

5.4.3 Oppsummering:

Tabell 5-4: Oppsummering av verifikasjon, vindlast u/trafikk

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	336	598	308
NovaFrame [kNm]	331	603	316
Avvik [kNm]	5	-5	-8
Avvik, %	1,5 %	0,8 %	2,6 %

Avvikene i Tabell 5-4 er innenfor rimelighetens grenser.

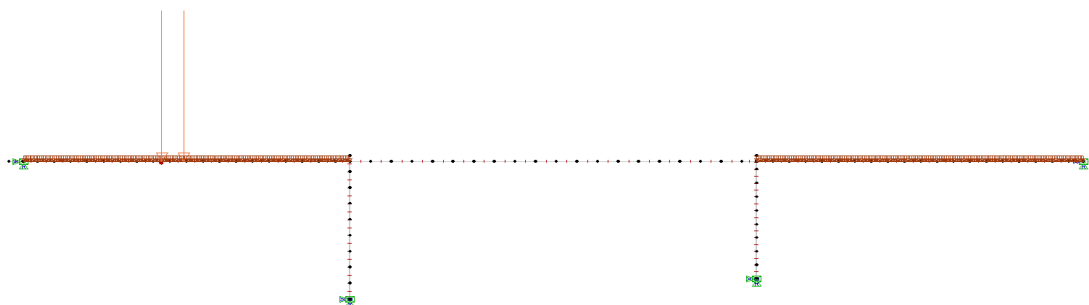
5.5 VERIFIKASJON AV TRAFIKKLAST

Ved verifikasjon av trafikkklaster må det tas hensyn til lastens posisjon på brua. NovaFrame plasserer lastene på det mest ugunstige stedet for hvert enkelt element som er definert i modellen, og kan presentere dette i et diagram som viser maksimum- og minimumsverdier for hvert element. Dette kan kalles influenslinjer og er meget nyttig for trafikkerte bruer da det er interessant å se på virkningen av lasttog som beveger seg langs brua.

Kontrollberegningene er utført i FAP 2D som er et 2D rammeanalyseprogram. Programmet er for denne oppgaven tilstrekkelig for enkle kontroller.

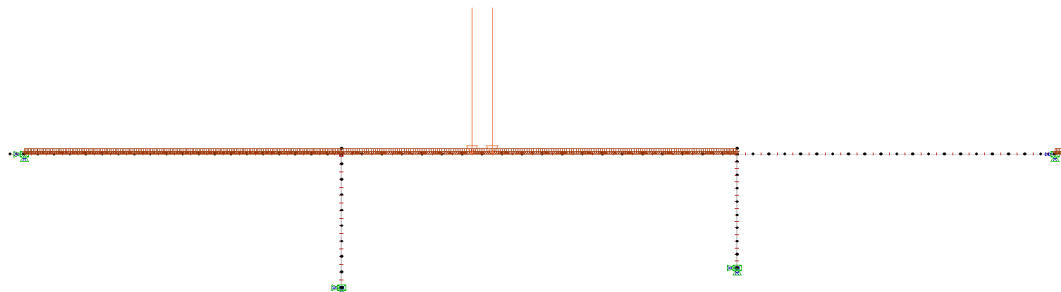
5.5.1 LM 1, Lastfelt 1

Lasttilfellet vist i Figur 5-5 gir maksimalt moment i sidefelt:



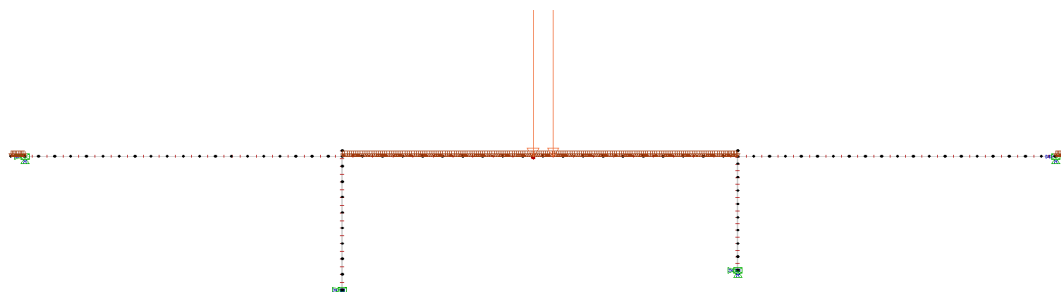
Figur 5-5: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i sidefelt

Lasttilfellet vist i Figur 5-6 gir maksimalt moment i støtte:



Figur 5-6: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i støtte, akse 2

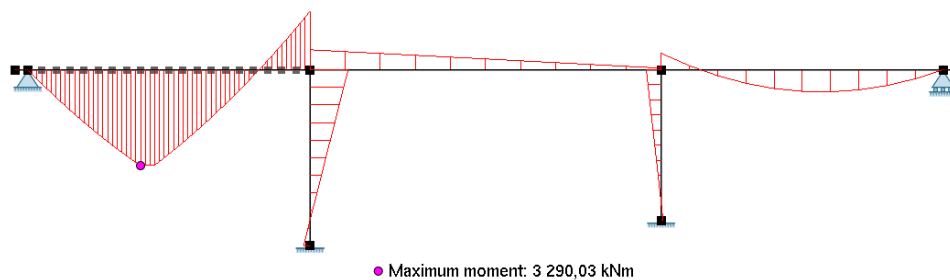
Lasttilfellet vist i Figur 5-7 gir maksimalt moment i midtfelt.



Figur 5-7: Lasttilfellet som gir maksimalt moment i midtfelt

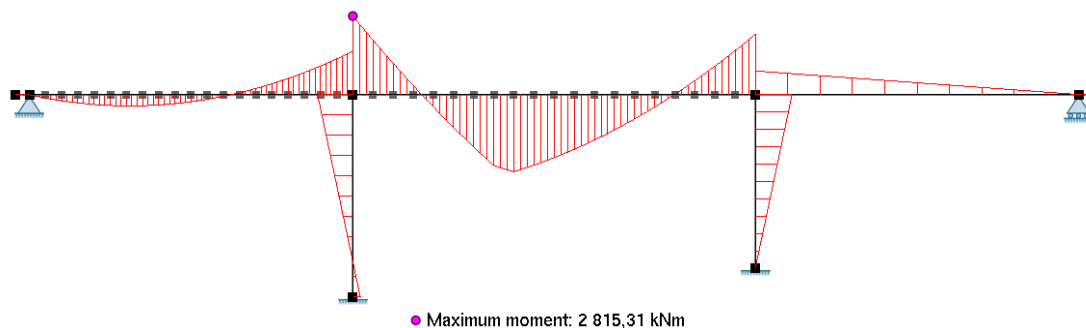
5.5.1.1 FAP 2D:

Kontroll av lasttilfelle som gir maksimalt moment i sidefelt, vist i Figur 5-8:



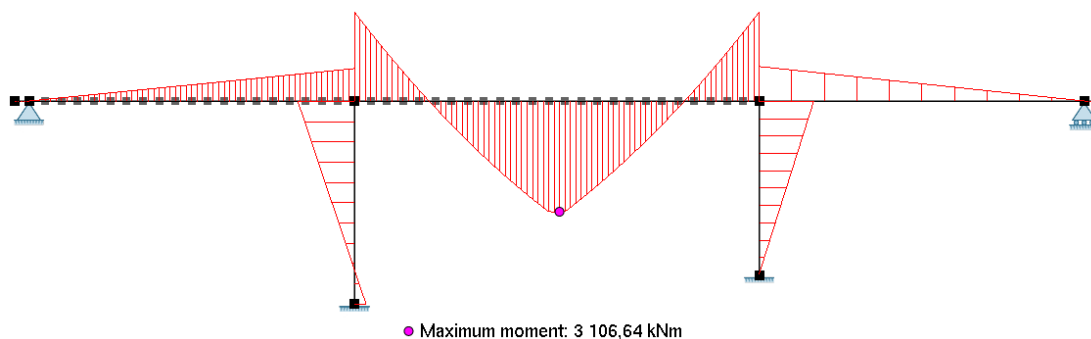
Figur 5-8: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment i sidefelt

Kontroll av lasttilfelle som gir maksimalt moment over støtte, vist i Figur 5-9:



Figur 5-9: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment over støtte

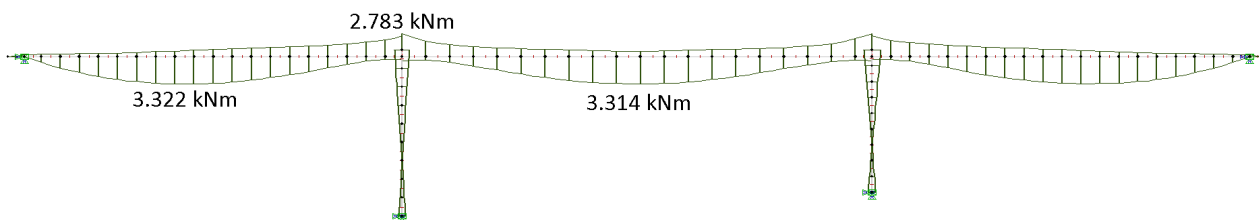
Kontroll av lasttilfelle som gir maksimalt moment i midtfelt, vist i Figur 5-10:



Figur 5-10: Momentdiagram fra lasttilfellet som gir maksimalt moment i midtfelt

5.5.1.2 NovaFrame:

I Figur 5-11 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-11: Momentdiagram, LM1, lastfelt1

5.5.1.3 Oppsummering:

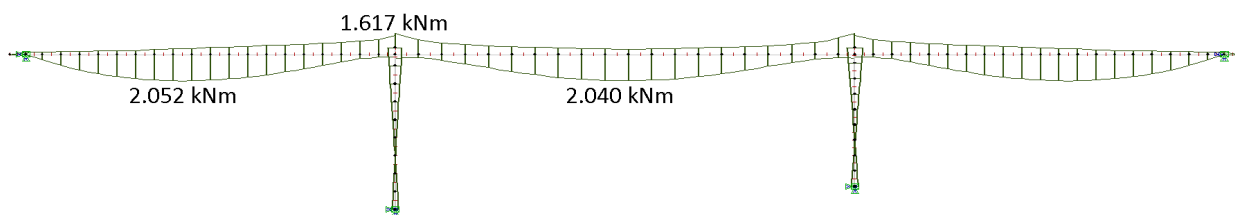
Tabell 5-5: Oppsummering av verifikasjon, LM1, lastfelt1

Moment	Sidfelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
FAP 2D [kNm]	3.290	2.815	3.106
NovaFrame [kNm]	3.322	2.783	3.314
Avvik [kNm]	-32	32	-208
Avvik, %	1 %	1,1 %	6,7 %

Avvikene er innenfor rimelighetens grenser. Dette viser at NovaFrame behandler lastene på ønsket måte. Det utføres derfor ikke noen flere kontroller på LM 1 lastfelt 2 og resterende. Det er derimot interessant å se på LM 1 samlet først ved å legge sammen resultatene fra hvert enkelt felt og sammenlikne med den totale samlede virkningen. Under følger en kontroll på dette.

5.5.2 LM 1, lastfelt 2:

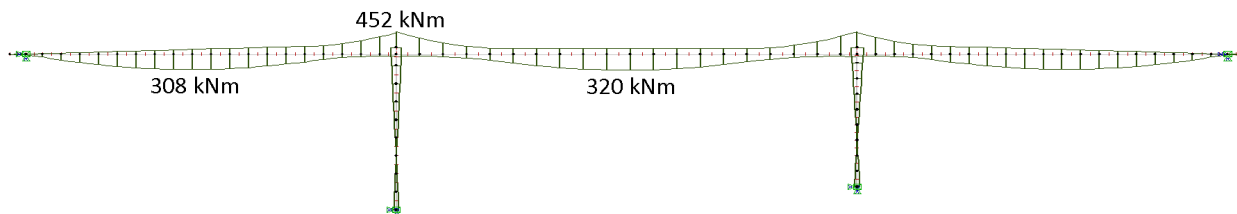
I Figur 5-12 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-12: Momentdiagram, LM1, lastfelt 2

5.5.3 LM 1 resterende:

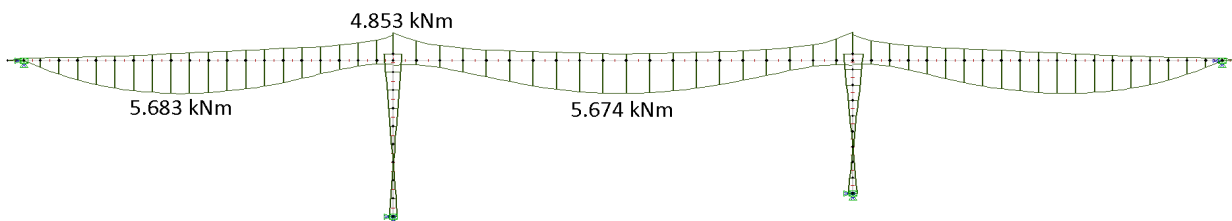
I Figur 5-13 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-13: Momentdiagram, LM1, resterende

5.5.4 LM 1 totalt:

I Figur 5-14 er momentdiagrammet fra NovaFrame vist.



Figur 5-14: Momentdiagram, LM1, totalt

5.5.5 Oppsummering:

Tabell 5-6: Oppsummering av verifikasjon, LMI

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
LM 1 felt 1 [kNm]	3.322	2.783	3.314
LM 1 felt 2 [kNm]	2.052	1.617	2.040
LM 1 resterende [kNm]	308	452	320
Sum [kNm]	5.682	4.852	5.674
LM 1 totalt [kNm]	5.683	4.853	5.674

Tabell 5-6 viser at NovaFrame legger sammen trafikklastene på ønsket måte.

5.6 VERIFIKASJON AV FORSPENNING

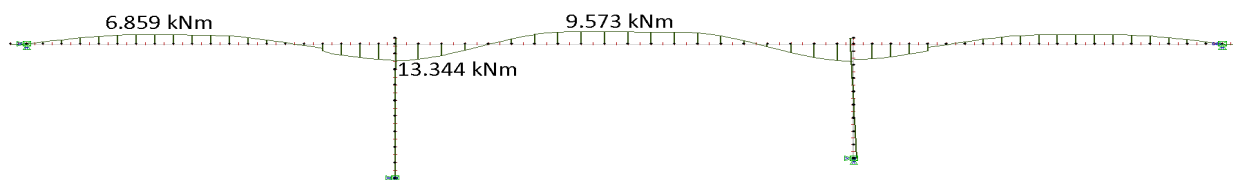
For å verifisere momenter som oppstår på grunn av forspenningen må det gjøres rede for hvor de ulike andelene kommer fra. Fordi brua er en statisk ubestemt konstruksjon vil momentene fra forspenningen bestå av to deler. For statisk bestemte konstruksjoner vil kun primærmoment oppstå. Primærmomentet kommer fra spennkraftens eksentrisitet med hensyn til nøytralaksen i det snittet man ser på:

$$M_{\text{primær}} = P \cdot e$$

Tvangsmomentet, M_{tvang} , kommer av at konstruksjonen holdes fast, i dette tilfellet av søylene. Bruabanen vil som følge av forspenningen løfte seg, men søylene holder brua på plass. Ved å legge sammen tvangsmoment og primærmoment finner man M_{full} .

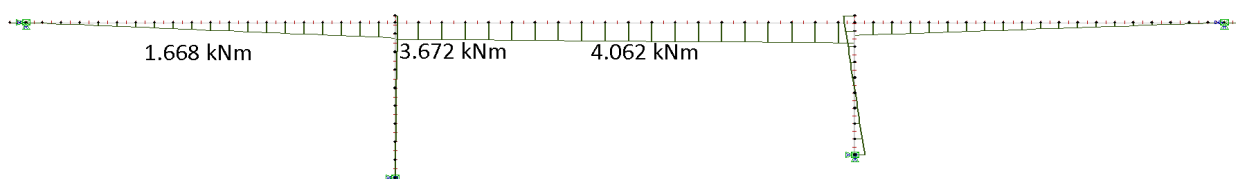
5.6.1 Diagrammer fra NovaFrame

Full oppspenning:



Figur 5-15: Momentdiagram, full oppspenning

Tvangskrefter:



Figur 5-16: Momentdiagram, tvangskrefter

5.6.2 Sidefelt

Her velges det midterste elementet i feltet. Det tilsvarer enden av element 509.

5.6.2.1 Håndberegning:

$$M_{primær} = P_{max} \cdot e_{underkant} \cdot n_{kabler}$$

$$M_{primær} = 3.240 \text{ kN} \cdot 550 \text{ mm} \cdot 6 = 10.690 \text{ kNm}$$

Det skal trekkes fra tap i spennkraft som følge av kryp, svinn, relaksasjon og låsetap. For element 509 leses tapet av som 20,28%.

$$M_{primær} = 10.690 \text{ kNm} \cdot (1 - 0,2028) = 8.522 \text{ kNm}$$

5.6.2.2 NovaFrame:

For element 509 er momentene som følger:

$$M_{full} = 6.859 \text{ kNm}$$

$$M_{tvang} = 1.668 \text{ kNm}$$

$$M_{primær} = 8.527 \text{ kNm}$$

5.6.3 Støtte, akse 2

Her velges elementet til høyre for støtten. Det tilsvarer starten av element 520.

5.6.3.1 Håndberegning:

$$M_{primær} = P_{max} \cdot e_{overkant} \cdot n_{kabler}$$

$$M_{primær} = 3.240 \text{ kN} \cdot 390 \text{ mm} \cdot 6 = 7.582 \text{ kNm}$$

Det skal trekkes fra tap i spennkraft som følge av kryp, svinn, relaksasjon og låsetap. Ettersom det er overlapping av to kabelgrupper over støtte vil det bli to ulike tap i spennkraft. For kabelgruppe 1 leses tapet av som 27,87%. For kabelgruppe 2 leses tapet av som 44,44%.

$$M_{primær,gruppe1} = 7.582 \text{ kNm} \cdot (1 - 0,2787) = 5.469 \text{ kNm}$$

$$M_{primær,gruppe2} = 7.582 \text{ kNm} \cdot (1 - 0,4444) = 4.213 \text{ kNm}$$

$$M_{primær} = 9.682 \text{ kNm}$$

5.6.3.2 NovaFrame:

For element 520 er momentene som følger:

$$M_{full} = 13.344 \text{ kNm}$$

$$M_{tvang} = 3.672 \text{ kNm}$$

$$M_{primær} = 9.672 \text{ kNm}$$

5.6.4 Midtfelt

Her velges det midterste elementet i feltet. Det tilsvarer enden av element 529.

5.6.4.1 Håndberegning:

$$M_{\text{primær}} = P_{\text{max}} \cdot e_{\text{underkant}} \cdot n_{\text{kabler}}$$

$$M_{\text{primær}} = 3.240 \text{ kN} \cdot 550 \text{ mm} \cdot 6 = 10.690 \text{ kNm}$$

Det skal trekkes fra tap i spennkraft som følge av kryp, svinn, relaksasjon og låsetap. Her er det også overlapping av to kabelgrupper. For kabelgruppe 1 leses tapet av som 36,36%. For kabelgruppe 2 leses tapet av som 36,18%

$$M_{\text{primær,gruppe1}} = 10.690 \text{ kNm} \cdot (1 - 0,3636) = 6.803 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{primær,gruppe2}} = 10.690 \text{ kNm} \cdot (1 - 0,3618) = 6.822 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{primær}} = 13.625 \text{ kNm}$$

5.6.4.2 NovaFrame:

For element 529 er momentene som følger:

$$M_{\text{full}} = 9.573 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tvang}} = 4.062 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{primær}} = 13.635 \text{ kNm}$$

5.6.5 Oppsummering:

Tabell 5-7: Oppsummering av verifikasjon, forspenning

Primærmoment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	8.522	9.682	13.625
NovaFrame [kNm]	8.527	9.672	13.635
Avvik [kNm]	-5	10	-10
Avvik, %	0,06%	0,1%	0,07%

Dette viser at NovaFrame behandler momentene fra forspenning på ønsket måte. Tapene i spennkraften er også som forventet og diagrammene fra NovaFrame er fornuftige.

5.7 VERIFIKASJON AV TEMPERATURLAST

Ved verifikasjon av temperaturlast er det interessant å kontrollere at den vertikalt lineært varierende temperaturandelen ikke gir bidrag til den jevnt fordelte temperaturandelen. Dette skal forhindres ved at $\Delta T = 0$ i tverrsnittets nøytralakse (1).

Det vil kun bli utført håndberegning for temperaturgradienten med oversiden som varmest fordi dette er temperaturlasten som gir størst bidrag. Kreftene regnes ut for punkt A til D som tilsvarer akse 1 til 4, også vist i Figur 2-4.

5.7.1 Håndberegning

Inndata:

$$E := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$I_{by} := 1.160 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{sy} := \frac{0.8^3 m^3 \cdot 5 m}{12} = (2.133 \cdot 10^{11}) mm^4$$

$$T_m := 15 K$$

$$\Delta T_m := \frac{575 mm}{1300 mm} \cdot T_m = 6.635 K$$

$$\alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{K}$$

$$L_1 := 22.5 m$$

$$L_2 := 28 m$$

$$L_s := 13 m$$

Beregninger:

$$\varepsilon_{\theta} := \Delta T_m \cdot \alpha_T = 6.635 \cdot 10^{-5}$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_{\theta}}{575 mm} = (1.154 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

$$M_0 := E \cdot I_{by} \cdot \kappa = 4818 kN \cdot m$$

$$k := \begin{bmatrix} \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} & \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} & \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} + \frac{4 \cdot E \cdot I_{sy}}{L_s} + \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} & \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} & \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} + \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} + \frac{4 \cdot E \cdot I_{sy}}{L_s} & \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \\ 0 & 0 & \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} & \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} 7.424 \cdot 10^6 & 3.712 \cdot 10^6 & 0 & 0 \\ 3.712 \cdot 10^6 & 1.575 \cdot 10^7 & 2.983 \cdot 10^6 & 0 \\ 0 & 2.983 \cdot 10^6 & 1.575 \cdot 10^7 & 3.712 \cdot 10^6 \\ 0 & 0 & 3.712 \cdot 10^6 & 7.424 \cdot 10^6 \end{bmatrix} kN \cdot m$$

$$k^{-1} = \begin{bmatrix} 1.536 \cdot 10^{-7} & -3.772 \cdot 10^{-8} & 8.096 \cdot 10^{-9} & -4.048 \cdot 10^{-9} \\ -3.772 \cdot 10^{-8} & 7.543 \cdot 10^{-8} & -1.619 \cdot 10^{-8} & 8.096 \cdot 10^{-9} \\ 8.096 \cdot 10^{-9} & -1.619 \cdot 10^{-8} & 7.543 \cdot 10^{-8} & -3.772 \cdot 10^{-8} \\ -4.048 \cdot 10^{-9} & 8.096 \cdot 10^{-9} & -3.772 \cdot 10^{-8} & 1.536 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix} \frac{1}{kN \cdot m}$$

$$R := \begin{bmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.818 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 0 \\ 4.818 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$r := k^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} -7.594 \cdot 10^{-4} \\ 2.207 \cdot 10^{-4} \\ -2.207 \cdot 10^{-4} \\ 7.594 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$M_{AB1} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \cdot r(0) = -5.638 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA1} := \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \cdot r(0) = -2.819 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AB2} := \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \cdot r(1) = 819.417 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA2} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \cdot r(1) = (1.639 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC2} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} \cdot r(1) = (1.317 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB2} := \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} \cdot r(1) = 658.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BS2} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{sy}}{L_s} \cdot r(1) = 521.645 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC3} := \frac{2 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} \cdot r(2) = -658.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB3} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_2} \cdot r(2) = -1.317 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD3} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{by}}{L_1} \cdot r(2) = -1.639 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC3} := k(2, 3) \cdot r(2) = -819.417 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CS3} := \frac{4 \cdot E \cdot I_{sy}}{L_s} \cdot r(2) = -521.645 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD4} := k(3, 2) \cdot r(3) = (2.819 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC4} := k(3, 3) \cdot r(3) = (5.638 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AB} := M_0 + M_{AB1} + M_{AB2} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} := -M_0 + M_{BA1} + M_{BA2} = -5999 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} := M_0 + M_{BC2} + M_{BC3} = 5477 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} := -M_0 + M_{CB2} + M_{CB3} = -5477 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} := M_0 + M_{CD3} + M_{CD4} = 5999 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

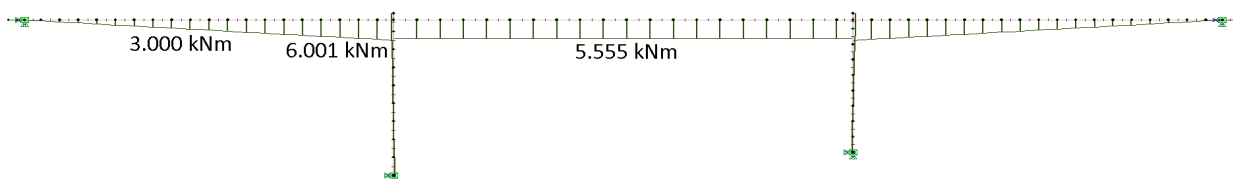
$$M_{DC} := -M_0 + M_{DC3} + M_{DC4} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Felt1} := \frac{M_{BA}}{2} = -2999 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Felt2} := M_{BC} = 5477 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

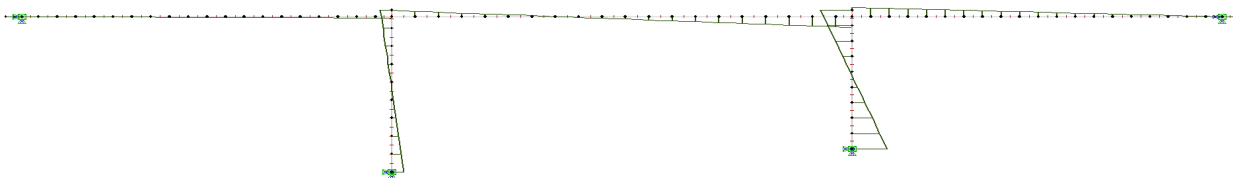
5.7.2 NovaFrame:

Vertikalt lineært varierende temperaturandelen, overside varmest:



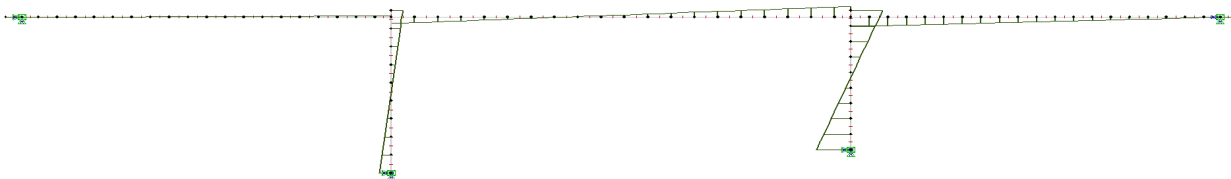
Figur 5-17: Momentdiagram, vertikalt lineært varierende temperaturandel, overside varmest

Jevnt fordelt temperaturandel, contraction:



Figur 5-18: Momentdiagram, jevnt fordelt temperaturandel, contraction

Jevnt fordelt temperaturandel, expansion.:



Figur 5-19: Momentdiagram, jevnt fordelt temperaturandel, expansion

5.7.3 Oppsummering:

Tabell 5-8: Oppsummering av verifikasjon, temperatur

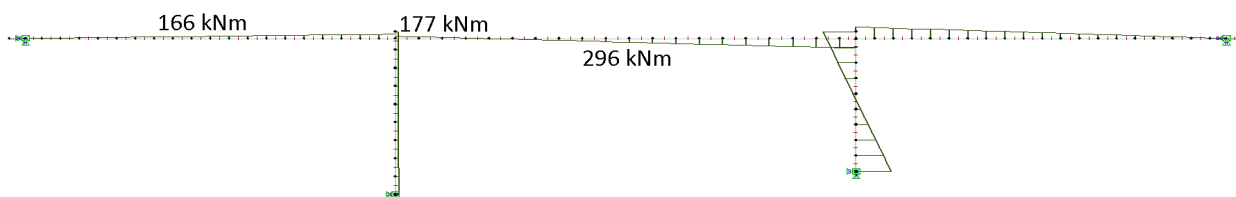
Moment, overside varmest	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Håndberegnet [kNm]	2.999	5.999	5.477
NovaFrame [kNm]	3.000	6.001	5.555
Avvik [kNm]	-1	-2	-78
Avvik, %	0,03%	0,03%	1,4%

Dette viser at NovaFrame behandler temperaturlasten på ønsket måte. Ut fra diagrammene kan det fastslås at både jevnt fordelt og vertikalt lineært varierende temperaturandel blir behandlet riktig.

5.8 VERIFIKASJON AV KRYP OG SVINN ETTER 100 ÅR

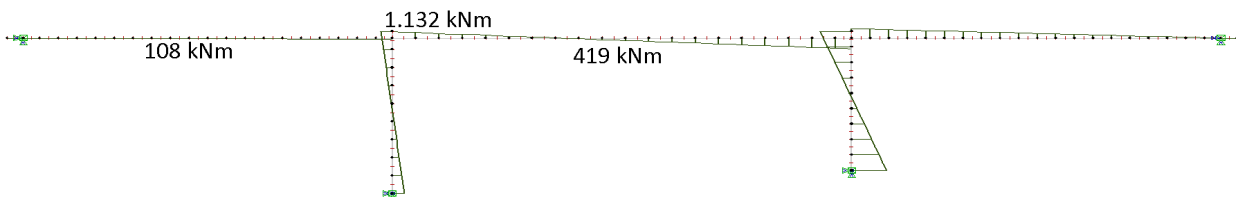
Det vil ikke bli utført håndberegninger for kryp og svinn. Bidragene er forholdsvis små og beregningene er forholdsvis tidkrevende. Det vil kun bli vurdert om diagrammene og momentene har fornuftige fortegn og verdier.

Kryp med egenvekt og forspenning:



Figur 5-20: Momentdiagram, kryp med egenvekt og forspenning

Svinn:



Figur 5-21: Momentdiagram, svinn

5.8.1 Oppsummering:

Tabell 5-9: Oppsummering av verifikasjon, svinn og kryp

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Kryp [kNm]	166	177	296
Svinn [kNm]	108	1.132	419
Sum [kNm]	58	1.309	715

Diagrammene har moment på riktig side og verdiene sees på som fornuftige.

5.9 VERIFIKASJON AV LASTKOMBINERING

For å forsikre at NovaFrame legger sammen lastvirkningen på riktig måte kontrolleres dette ved å sammenlikne lastkombinasjonene med verdiene hentet fra lasttilfellene.

I Tabell 5-10 under er hver enkelt lastvirkning fra NovaFram plukket ut og multiplisert med faktor for mest mulig ugunstig virkning.

Tabell 5-10: Lastkombinering i bruddgrensetilstand

Moment [kNm]	Sidefelt ULS-STR3	Støtte, akse 2 ULS-STR1	Midtfelt ULS-STR3
Egenvekt	8.124	-16.791	7.756
Superegenvekt	1.682	-3.478	1.606
Spennarm. Tvang	1.835	3.305	4.468
Kryp 100 år	-166	-177	296
Svinn 100 år	108	-1.132	419
LM 1	7.672	-4.610	7.659
Trafikk, brems	-	-	-
Trafikk, tverr	-	-	-
Temperatur diff.	28	-971	102
Temperatur grad.	2.138	-1.864	4.654
Vindlast med trafikk	256	-472	245
Sum	21.667	-26.190	27.205

Under finnes skjermdump av lastkombineringen som NovaFrame utfører.

5.9.1 Sidefelt:

```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 100
Name     : ULS dimensjonering tvang
Element  : 508
(X/L)    : 0.500
Comp     : Max-ML
Governing sort. comb. no. : 2201
Governing sort. comb. name : ULS dimensjonering tvang
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
1	Egnevekt	1.200	0.0	-4.8	256.9	7982.6	0.0	-0.0
2	Superegenvekt	1.200	0.0	-1.0	53.2	1653.4	0.0	-0.0
3	Spennarmøring tvang	1.100	-0.0	272.4	-163.2	1556.8	0.0	-0.0
301	Kryp 100 år egenvekt	1.000	-0.0	-2.5	-1.1	10.3	-0.0	0.0
302	Kryp 100 år kabel	1.000	0.0	316.8	15.9	-151.6	0.0	-0.0
11	Svinn etter 100 år	1.000	-0.0	915.8	-9.6	91.8	0.0	0.0
108	PM-Min LM 1 Felt 1	1.350	88.7	-49.5	71.6	7672.3	946.7	-398.4
5	Trafikk brems	1.350	0.0	549.3	0.1	-0.9	-0.0	-0.0
6	Trafikk tverr	1.350	28.1	0.0	-0.0	0.0	84.6	-101.3
7	Temperatur diff	-8.820	-0.0	274.7	-2.9	27.5	0.0	0.0
8	Temperatur grad	9.694	-0.0	-12.9	-224.0	2137.6	-0.0	0.0
10	Vindlast med trafikk	1.120	18.5	-0.2	8.1	252.5	180.4	-102.9
Calc. sum :			135.3	2258.2	5.0	21232.5	1211.6	-602.5
DB. sum :			135.3	2258.2	5.0	21232.5	1211.6	-602.5

Figur 5-22: Opptredende krefter, element 508, fra NovaFrame

Her velger NovaFrame kombinasjon ULS-STR3 som mest ugunstig.

5.9.2 Støtte, akse 2:

```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 100
Name     : ULS dimensjonering tvang
Element  : 520
(X/L)    : 0.000
Comp     : Min-ML
Governing sort. comb. no. : 2201
Governing sort. comb. name : ULS dimensjonering tvang
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
1	Egnevekt	1.350	-0.0	-20.9	-3648.1	-16792.4	0.0	0.0
2	Superegenvekt	1.350	-0.0	-4.3	-755.6	-3478.0	0.0	0.0
3	Spennarmøring tvang	0.900	-0.0	244.9	-24.7	3305.0	0.0	-0.0
301	Kryp 100 år egenvekt	1.000	-0.0	-13.5	-0.8	-74.6	-0.0	-0.0
302	Kryp 100 år kabel	1.000	0.0	324.6	-32.6	-102.9	-0.0	0.0
11	Svinn etter 100 år	1.000	-0.0	702.6	-109.2	-1132.2	-0.0	0.0
114	MN-Min LM 1 Resteren	0.950	-17.5	-109.0	-1071.2	-4610.4	2077.5	815.3
5	Trafikk brems	0.950	0.0	309.1	0.4	4.7	0.0	-0.0
6	Trafikk tverr	0.950	19.3	0.0	-0.0	0.0	2.7	43.1
7	Temperatur diff	-25.200	-0.0	602.2	-93.6	-970.5	-0.0	0.0
8	Temperatur grad	-3.872	-0.0	21.8	-0.4	-1864.1	0.0	0.0
10	Vindlast med trafikk	1.120	-0.6	-0.6	-102.6	-472.2	244.5	122.5
Calc. sum :			1.3	2057.0	-5838.2	-26187.6	2324.7	980.9
DB. sum :			1.3	2057.0	-5838.2	-26187.6	2324.7	980.9

Figur 5-23: Opptredende krefter, element 520, fra NovaFrame

Her velger NovaFrame kombinasjon ULS-STR1 som mest ugunstig.

5.9.3 Midtfelt:

```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 100
Name     : ULS dimensjonering tvang
Element  : 530
(X/L)    : 0.500
Comp     : Max-ML
Governing sort. comb. no. : 2201
Governing sort. comb. name : ULS dimensjonering tvang
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
1	Egnevekt	1.200	-0.0	-18.5	215.2	7661.3	0.0	0.0
2	Superegenvekt	1.200	-0.0	-3.8	44.6	1586.8	0.0	0.0
3	Spennarmering tvang	1.100	-0.0	299.3	-30.2	4490.1	-0.0	-0.0
301	Kryp 100 år egenvekt	1.000	-0.0	-13.5	-0.8	-63.2	-0.0	-0.0
302	Kryp 100 år kabel	1.000	0.0	324.6	-32.6	383.3	-0.0	0.0
11	Svinn etter 100 år	1.000	-0.0	702.6	-109.2	496.6	-0.0	-0.0
108	PM-Min LM 1 Felt 1	1.350	-2.9	-199.9	738.1	7625.4	-1819.2	711.8
5	Trafikk brems	1.350	0.0	311.0	0.6	-2.3	0.0	0.0
6	Trafikk tverr	1.350	-4.6	0.0	-0.0	0.0	3.8	231.6
7	Temperatur diff	-8.820	-0.0	210.8	-32.7	149.0	-0.0	-0.0
8	Temperatur grad	9.694	0.0	-54.7	0.9	4652.6	-0.0	-0.0
10	Vindlast med trafikk	1.120	-0.6	-0.6	6.8	242.4	-15.3	114.1
Calc. sum :			-8.0	1557.2	800.7	27222.0	-1830.7	1057.4
DB. sum :			-8.0	1557.2	800.7	27222.0	-1830.7	1057.4

Figur 5-24: Opptredende krefter, element 530, fra NovaFrame

Her velger NovaFrame kombinasjon ULS-STR3 som mest ugunstig.

5.9.4 Oppsummering:

Tabell 5-11: Oppsummering av verifikasjon, lastkombinering

Moment	Sidefelt	Støtte, akse 2	Midtfelt
Manuell lastkombinering [kNm]	21.667	26.190	27.205
NovaFrame comb.tracker [kNm]	21.232	26.188	27.222
Avvik [kNm]	435	2	-17
Avvik, %	2%	0,00%	0,06%

Avviket i sidefeltet kan forklares med at lastvirkningene er hentet fra forskjellige punkter i lastfeltet. De er enten hentet fra element 508 eller 509, alt ettersom hvor momentet var størst. Avikene er ellers meget små. Det observeres at NovaFrame sin Combination tracker oppgir, i dette tilfellet LM1, med andre benevnelser enn ønsket. Det burde vært listet opp bidragene fra hvert felt med den tilhørende lastvirkning. Det er derimot riktig verdi, noe

som indikerer at NovaFrame tar hensyn til alle lastfelt i LM1, så dette vil ikke bli drøftet nærmere.

Det konkluderes med at NovaFrame er til å stole på og lastvirkningene kan brukes i videre beregninger.

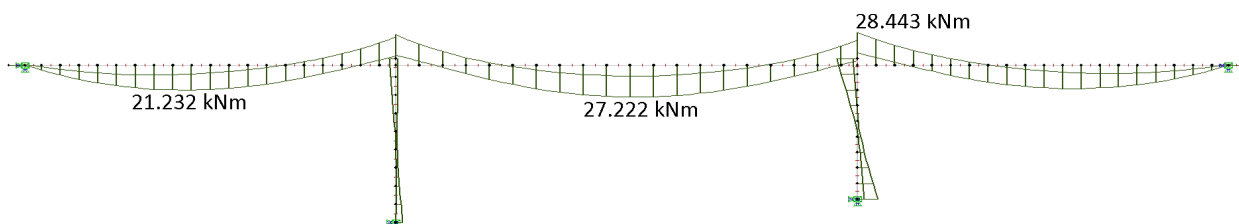
6 KAPASITETSKONTROLL I ULS

I Bruddgrensetilstand definerer man en grensetilstand, som en kapasitet, som konstruksjonsdelen ikke skal overskride. Denne kapasiteten er bestemt med hensyn til faren for tøyinger og forskyvinger som tilsvarer brudd. Det er materialenes tøyings- og fasthetsegenskaper som er grunnlaget for å bestemme kapasiteten. De lastvirkningene som man kontrollerer i ULS er bøyemoment, skjærkraft, aksialkraft og torsjonsmoment.

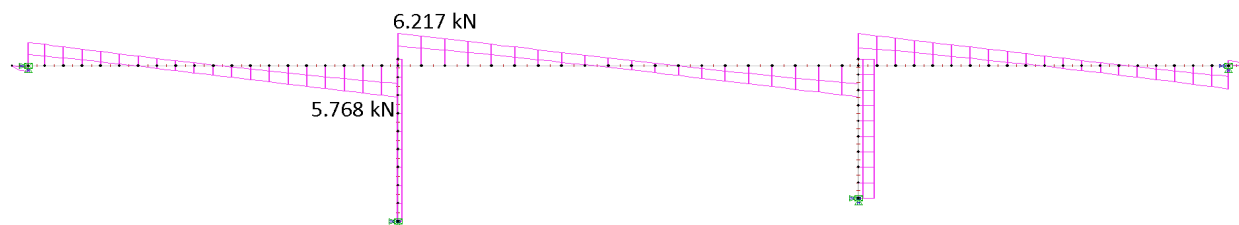
6.1 LASTVIRKNING

I diagrammene under er de mest interessante lastvirkningene med høyest verdi vist. Det er disse verdiene det blir kontrollert opp mot.

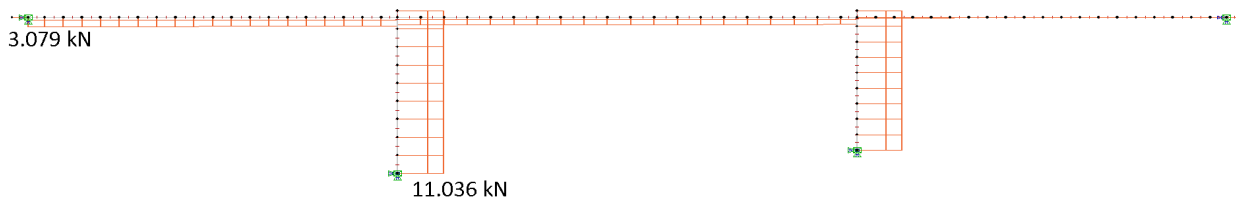
Inkludert tvang:



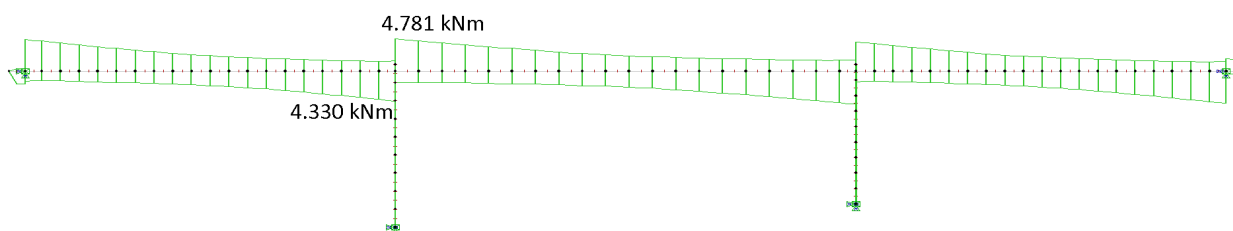
Figur 6-1: Momentdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang.



Figur 6-2: Skjærkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang.

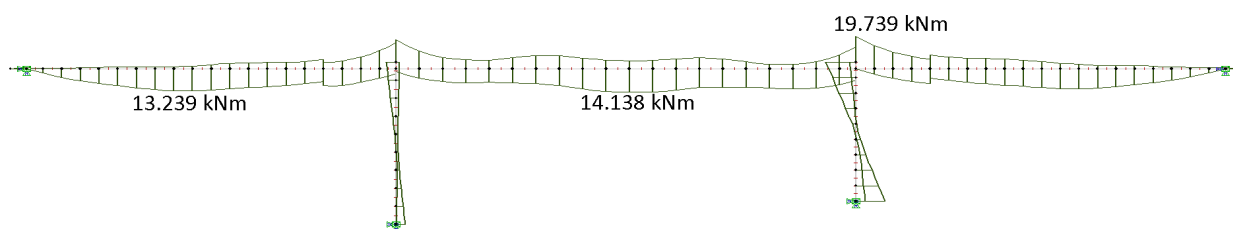


Figur 6-3: Aksialkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang.

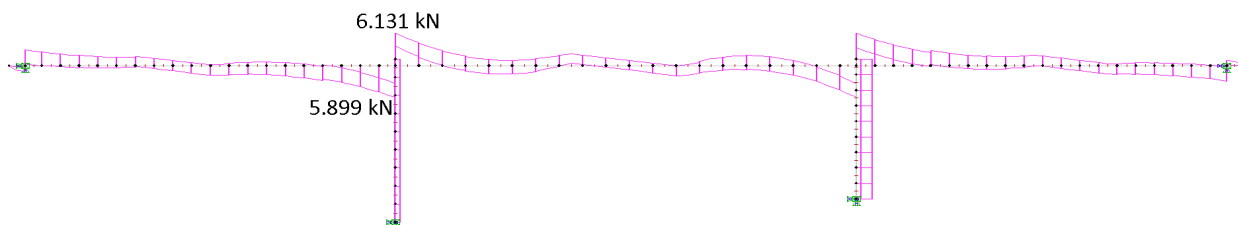


Figur 6-4: Torsjonskraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. tvang.

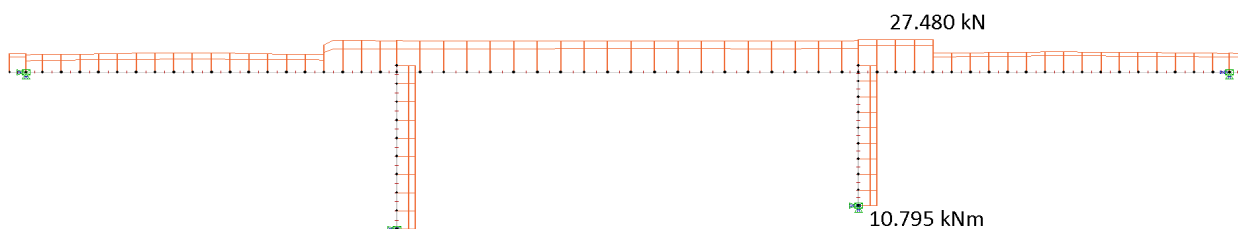
Inkludert full forspenning:



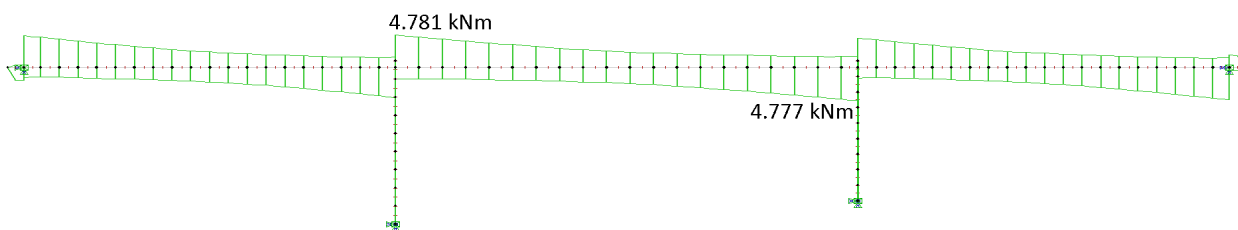
Figur 6-5: Momentdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full.



Figur 6-6: Skjærkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full.



Figur 6-7: Aksialkraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full.

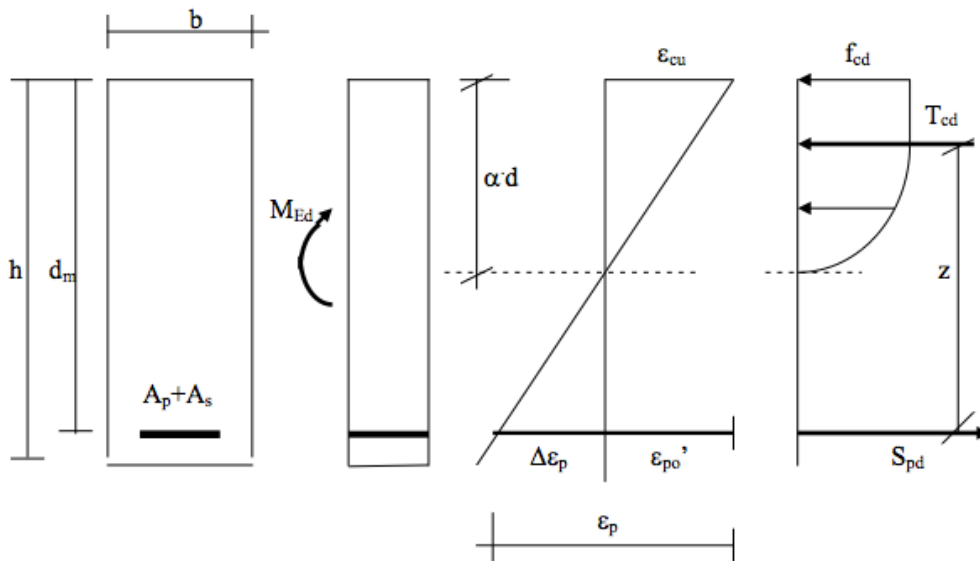


Figur 6-8: Torsjonskraftdiagram, bruddgrensetilstand, inkl. full.

6.2 BØYEMOMENT

Ved beregninger av kapasitet i bruddgrensetilstand for spennarmert betong brukes det to måter å betrakte virkningen av spennarmering. Den kan betraktes som en ytre last, eller som en indre motstand. Alternativet med spennkraft som ytre last brukes vanligvis i

oppspenningstilstand da spennarmering ligger i trykksonen. Når spennarmeringen ligger i strekksonen, som følge av momenter fra egenlast og nyttelast brukes alternativet med forspenningskraft som indre motstand. I denne oppgaven sees det på tilstanden med de mest ugunstige kombinasjonene av laster og vil derfor bruke alternativ nummer to med forspenningskraft som indre motstand.



Figur 6-9: Spenningsfordeling og indre krefter (3)

Fra Figur 6-9 ser man at T_c og S_p virker som indre krefter i hhv. trykk- og strekksonen. α Bestemmes ut i fra aksial likevekt. Man antar at betongen ikke har strekkegenskaper og lar slakk- og spennarmering ta opp alt strekk. M_{Ed} kommer fra momentet som de ytre lastene og egenlasten skaper. Det er dette momentet kapasiteten skal sjekkes opp mot.

Det antas her et underarmert tverrsnitt ettersom det er ønskelig med en duktil oppførsel ved brudd. Det har i tillegg økonomiske fordeler å gå for et underarmert tverrsnitt. Ved å anta dette vil spennstålet flyte før det oppstår trykkbrudd i betongen.

Kontrollene som er utført er gjort for tre snitt av brua. Ett er for sidefelt, ett for støtte og ett for midtfelt. For to av kontrollene er momentet fordelt på tolv spennkabler, og seks kabler i sidefeltene. Slakkarmering som brukes i beregningene er minimumsarmering beregnet under.

6.2.1 Lastvirkning, moment

Ved kapasitetskontroll sammenliknes det med lastvirkning fra ULS etter 100år med tvangskrefter fra spennarmering. Dette er for å finne det største opptredende momentet. I Figur 6-1 er de største opptredende momentene angitt.

6.2.2 Minimumsarmering

Inndata:

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$b_{uk} := 5000 \text{ mm}$$

$$b_{ok} := 8000 \text{ mm}$$

$$h := 1300 \text{ mm}$$

$$c_{nom.slakk.topp} := 75 \text{ mm}$$

$$c_{nom.slakk.bunn} := 65 \text{ mm}$$

Minimum lengdearmering

[Ihht.EK2-1-1]

$$d_{topp.slakk} := h - c_{nom.slakk.topp} - 25 \text{ mm} - \frac{25}{2} \text{ mm} = (1.188 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$d_{bunn.slakk} := h - c_{nom.slakk.bunn} - 25 \text{ mm} - \frac{25}{2} \text{ mm} = (1.198 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Minimumsarmering overkant:

[ihht. NA.9.2.1.1(1)]

$$A_{s,min.ok} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{ok} \cdot d_{topp.slakk}, 0.0013 \cdot b_{ok} \cdot d_{topp.slakk} \right) = 18772 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,min.ok}}{b_{ok}} = 2347 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering underkant:

[ihht. NA.9.2.1.1(1)]

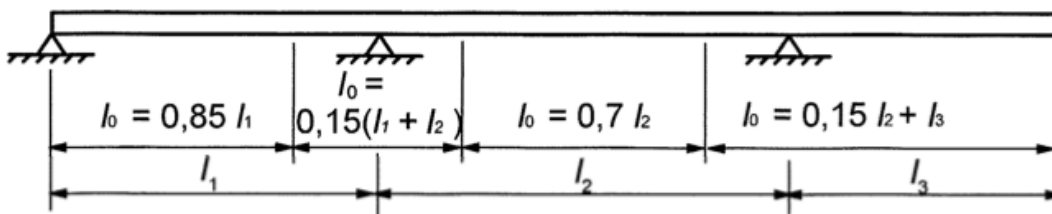
$$A_{s,min.uk} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{uk} \cdot d_{bunn.slakk}, 0.0013 \cdot b_{uk} \cdot d_{bunn.slakk} \right) = 11831 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,min.uk}}{b_{uk}} = 2366 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

6.2.3 Effektiv flensbredder

I henhold til EK2-1-1 punkt 5.3.2.1 bestemmes effektiv flensbredde.

Det skal tas hensyn til avstand mellom momentnullpunktene for å finne effektiv flensbredde, se Figur 6-10.



Figur 6-10: Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde

$$l_1 = 22,5m$$

$$l_2 = 28m$$

Sidfelt:

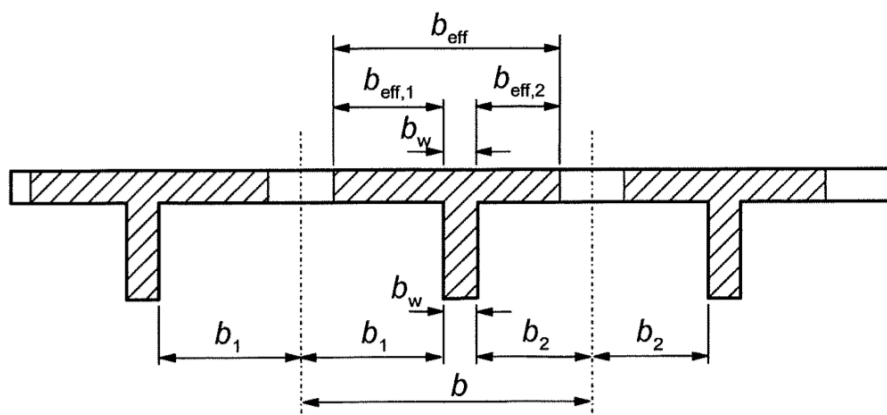
$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \cdot 22,5m = 19,125m$$

Over støtte:

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (22,5m + 28m) = 7,575m$$

Midtfelt:

$$l_0 = 0,7 \cdot l_2 = 0,7 \cdot 28m = 19,6m$$



Figur 6-11: Effektiv flens, geometriske parametere

Den effektive flensbredden kan bestemmes i henhold til Figur 6-11 som:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \& \quad b_{eff,i} \leq b_i$$

Tabell 6-1: Oppsummering av de effektive flensbreddene for de ulike snittene

Felt	b_i	l_0	b_w	$b_{eff,i}$	$0,2 \cdot l_0$	b_{eff}	b	Effektiv flensbredde
Sidefelt[m]	1,75	19,125	5	2,263	3,825	8,5	8,5	8,5
Støtte[m]	1,75	7,575	5	1,108	1,515	7,216	8,5	7,216
Midtfelt[m]	1,75	19,6	5	2,31	3,92	8,5	8,5	8,5

6.2.4 Kapasitetskontroll, moment

Inndata:

Faktorer:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$\gamma_s := 1.15$$

Betong, B45 :

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

Spennstål:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1600 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1391.3 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} := 0.90 \cdot f_{p0.1k} = 1440 \text{ MPa}$$

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2$$

Armering:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Tverrsnitt:

$$h := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{eff.s} := 7216 \text{ mm}$$

$$b_{eff.f} := 8500 \text{ mm}$$

6.2.4.1 Kontroll av moment over støtte

Slakkarmering:

$$c_{nom.slakk.topp} := 75 \text{ mm}$$

$$d_{topp.slakk} := h - c_{nom.slakk.topp} - 25 \text{ mm} - \frac{25}{2} \text{ mm} = 1187.5 \text{ mm}$$

$$A_{s.min.ok} := 18772 \text{ mm}^2$$

Spennarmering:

$$d_{topp.spenn} := h - 185 \text{ mm} = 1115 \text{ mm}$$

$$n_{kabler} := 12 \quad A_{p.tot} := n_{kabler} \cdot A_p = 27000 \text{ mm}^2$$

d-middel for støtte:

$$d_{\text{middel.støtte}} := \frac{d_{\text{topp.spenn}} \cdot A_{p.\text{tot}} \cdot f_{pd} + d_{\text{topp.slakk}} \cdot A_{s.\text{min.ok}} \cdot f_{yd}}{A_{p.\text{tot}} \cdot f_{pd} + A_{s.\text{min.ok}} \cdot f_{yd}} = 1.128 \text{ m}$$

Antar underarmert tverrsnitt og tykk flens:

Ihht. Svein Ivar Sørensen (3) regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredde, b_w dersom flensen ligger på strekksiden.

$$b_{uk} := 5000 \text{ mm} \quad \alpha_s := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.\text{tot}} + f_{yd} \cdot A_{s.\text{min.ok}}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{\text{middel.støtte}}} = 0.397$$

kapasitetskontroll:

$$M_{Ed.\text{støtte}} := 28443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.\text{støtte}} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{\text{middel.støtte}}^2 = 43377 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kontroll}_{\text{mom.støtte}} := \text{if}(M_{Rd.\text{støtte}} \geq M_{Ed.\text{støtte}}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”})$$

$$\text{Kontroll}_{\text{mom.støtte}} = \text{“OK!”}$$

6.2.4.2 Kontroll av moment i midtfelt

Slakkarmering:

$$c_{nom.slakk.bunn} := 65 \text{ mm}$$

$$d_{bunn.slakk} := h - c_{nom.slakk.bunn} - 25 \text{ mm} - \frac{25}{2} \text{ mm} = 1.198 \text{ m}$$

$$A_{s.min.uk} := 11831 \text{ mm}^2$$

$$n_{kabler} := 12 \quad A_{p.tot} := n_{kabler} \cdot A_p = 27000 \text{ mm}^2$$

Spennarmering:

$$d_{bunn.spenn} := h - 175 \text{ mm} = 1.125 \text{ m}$$

d-middel for felt:

$$d_{middel.felt} := \frac{d_{bunn.spenn} \cdot A_{p.tot} \cdot f_{pd} + d_{bunn.slakk} \cdot A_{s.min.uk} \cdot f_{yd}}{A_{p.tot} \cdot f_{pd} + A_{s.min.uk} \cdot f_{yd}} = 1.134 \text{ m}$$

Antar underarmert tverrsnitt og tykk flens

$$\alpha_f := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{yd} \cdot A_{s.min.uk}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{middel.felt}} = 0.217$$

Krav til flenstykkelse dersom man skal regne flensen som tynn:

$$0.8 \cdot \alpha_f \cdot d_{middel.felt} = 197 \text{ mm}$$

Flensen er satt til 350mm og kan derfor regnes som tykk. Dermed kan tverrsnittet regnes som rektangulært og $b_{eff.f}$ er valid.

Kapasitetskontroll:

$$M_{Ed.felt} := 27222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f) \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{middel.felt}^2 = 44213 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Kontroll_{mom.felt} := \text{if}(M_{Rd.felt} \geq M_{Ed.felt}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”})$$

$$Kontroll_{mom.felt} = \text{“OK!”}$$

6.2.4.3 Kontroll av moment I sidefelt

Slakkarmering:

$$c_{nom.slakk.bunn} := 65 \text{ mm}$$

$$d_{bunn.slakk} := h - c_{nom.slakk.bunn} - 25 \text{ mm} - \frac{25}{2} \text{ mm} = 1.198 \text{ m}$$

$$A_{s.min.uk} := 11831 \text{ mm}^2$$

$$n_{kabler} := 6 \quad A_{p.tot} := n_{kabler} \cdot A_p = 13500 \text{ mm}^2$$

Spennarmering:

$$d_{bunn.spenn} := h - 175 \text{ mm} = 1.125 \text{ m}$$

d-middel for felt:

$$d_{middel.felt} := \frac{d_{bunn.spenn} \cdot A_{p.tot} \cdot f_{pd} + d_{bunn.slakk} \cdot A_{s.min.uk} \cdot f_{yd}}{A_{p.tot} \cdot f_{pd} + A_{s.min.uk} \cdot f_{yd}} = 1.141 \text{ m}$$

Antar underarmert tverrsnitt og tykk flens

$$\alpha_f := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{yd} \cdot A_{s.min.uk}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{middel.felt}} = 0.121$$

Krav til flenstykkelse dersom man skal regne flensen som tynn:

$$0.8 \cdot \alpha_f \cdot d_{middel.felt} = 110 \text{ mm}$$

Flensen er satt til 350mm og kan derfor regnes som tykk. Dermed kan tverrsnittet regnes som rektangulært og $b_{eff.f}$ er valid.

Kapasitetskontroll:

$$M_{Ed.felt} := 21232 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.felt} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f) \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{middel.felt}^2 = 25970 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

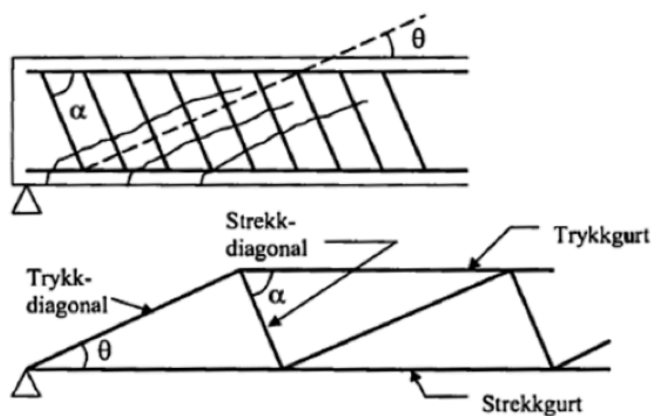
$Kontroll_{mom, felt} := \text{if}(M_{Rd, felt} \geq M_{Ed, felt}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”})$

$Kontroll_{mom, felt} = \text{“OK!”}$

6.3 SKJÆRKRAFT

Ved beregning av skjærkraftkapasitet tas det hensyn til alle lastvirkninger i tverrsnittet; M_{Ed} , N_{Ed} og V_{Ed} . I EK2-1-1 er det to betraktninger. Man har i henhold til punkt 6.2.2 ”konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering”. Også har man i henhold til punkt 6.2.3 ”konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering”. Det er vanlig å prøve den første metoden og deretter bestemme mengde skjærarmering med den andre metoden dersom det er behov. Det bør likevel i henhold til punkt 6.2.1(4) velges en minste skjærarmering etter pkt. 9.2.2.

Ved tilfeller med beregningsmessig behov for skjærarmering betraktes konstruksjonsdelen som en antatt indre fagverksmodell med trykk og strekkstaver slik som i Figur 6-12. For trykk regnes betongen som trykkstav og for strekk regnes skjærarmering som strekkstav. Kapasiteten er selvfølgelig avhengig av geometrien og vinklene som dannes i forhold til lengdeaksen på konstruksjonsdelen. Det forutsettes ved denne betraktningen at hele skjærkraften tas opp av skjærarmeringen. Det skal allikevel kontrolleres at betongtrykkdiagonalen har tilstrekkelig kapasitet. Dermed skal skjærstrekkkapasitet og skjærtrykkkapasitet sjekkes etter punkt 6.2.3(4) og betegnes med henholdsvis $V_{Rd,s}$ og $V_{Rd,max}$. Skjærkapasiteten velges til den minste av dem.



Figur 6-12: Stavmodell (3)

6.3.1 Lastvirkning, skjær

Ved kapasitetskontroll sammenliknes det med lastvirkning fra ULS etter 100år med tvangskrefter fra spennarmering. I Figur 6-2 er de største opptredende skjærkreftene angitt.

6.3.1.1 Skjærstrekkkapasitet

[EK2 1-1,6.2.2(1)]

$$A_c := 5000 \text{ mm} \cdot 1300 \text{ mm} + 2 \cdot 350 \text{ mm} \cdot 1750 \text{ mm} = 7725000 \text{ mm}^2$$

Kontrollerer om det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

$$n_{kabler} := 12 \quad A_{p.tot} := n_{kabler} \cdot A_p = 27000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot} := A_{s.min.ok} + A_{s.min.uk} = 30603 \text{ mm}^2$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{middel.støtte}}} = 1.421 < 2.0 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\rho_L := \frac{A_{s.tot}}{b_{uk} \cdot d_{middel.støtte}} = 0.005 < 0.02 \Rightarrow \text{OK}$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$N_{Ed} := 26480 \text{ kN} \quad \text{høyre side over støtte i akse 2, d fra opplegg}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.4278 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Kapasitetskontroll:

$$V_{Ed.red} := 5705 \text{ kN} \quad \text{høyre side over støtte i akse 2, d fra opplegg}$$

$$V_{Rd.c} := \left(\mathbf{MPa} \cdot C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\mathbf{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_{uk} \cdot d_{middel.støtte} = 5690 \text{ kN}$$

$$v_{min} := \mathbf{MPa} \cdot 0.035 \cdot (k)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\mathbf{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.398 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{uk} \cdot d_{middel.støtte} = 5143 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) = 5690 \text{ kN}$$

$Kontroll_{skjærstrekk} := \text{if}(V_{Ed.red} \geq V_{Rd.c}, \text{“Behov for skjærarm.”}, \text{“Ikke behov for skjærarming!”})$

$Kontroll_{skjærstrekk} = \text{“Behov for skjærarm.”}$

Det bør i hht. pkt. 6.2.1(4) velges en minste skjærarming:

Skjærarming i hht. minimumskrav:

[EK2 1-1, NA.9.2.2(5)]

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} = 0.001342$$

Setter $\cot(\theta) := 2$ for lavest skjærtrykkapasitet

$$\theta := 26.57 \text{ deg}$$

$$\theta = 0.464 \text{ rad}$$

$$z := d_{middel.støtte} - (h - d_{bunn.slakk}) = 1025 \text{ mm}$$

Antar at vinkel mellom skjærarming og N.A. er 90 grader

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.571$$

$$A_{sw.min} := \rho_{w.min} \cdot b_{uk} \cdot \sin(\alpha) \cdot \frac{mm}{mm} = 6708 \frac{mm^2}{m}$$

Setter $s=1m$ for å bestemme nødvendig skjærarmeringsareal pr. meter ved bruk av skjærstrekkkapasitet, likn. 6.13:

$$s := 1$$

$$A_{sw} := \frac{V_{Ed.red}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} \cdot s \cdot \frac{mm}{mm} = 6398 \frac{mm^2}{m}$$

$Kontroll_{arm.mengde} := \text{if}(A_{sw} < A_{sw.min}, \text{“Må bruke krav for minimumsmengde!”}, \text{“OK!”})$

$Kontroll_{arm.mengde} = \text{“Må bruke krav for minimumsmengde!”}$

Dvs. $A_{sw.min} = 6708 \frac{mm^2}{m}$

Krav til max senteravstand:
[NA.9.2.2(8)]

Velger: $s_{bøyer.tverr} := 500 \text{ mm}$

Antall bøyer i tverretning:

$$n_{bøyer} := \frac{b_{uk} - c_{nom.slakk.topp} - c_{nom.slakk.bunn}}{s_{bøyer.tverr}} = 9.7$$

Velger bøyer med Ø25: $A_{sw.tverr} := (10) \cdot \frac{\pi \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} = 4909 \text{ mm}^2$

Senteravstand i lengderetningen blir da: $s_{bøyer} := \frac{A_{sw.tverr}}{A_{sw.min}} = 732 \text{ mm}$

Kontroll mot maks senteravstand:
[NA. 9.2.2(6)]

$$h_{arm.} := h - c_{nom.slakk.topp} - c_{nom.slakk.bunn} - 25 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 1085 \text{ mm}$$

$$s_{max} := 0.6 \cdot h_{arm.} \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 1953 \text{ mm}$$

Velger bøyer med Ø25cc700

Sjekker mengde opp mot minimumskrav:

$$A_{sw.tot.} := \frac{A_{sw.tverr.}}{m} \cdot \left(\frac{1300 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} \right) = 9116 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Kontroll_{min.armering} := \text{if} (A_{sw.tot.} \geq A_{sw.min}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”})$$

$$Kontroll_{min.armering} = \text{“OK!”}$$

6.3.1.2 Kontroll av skjærtrykkkapasitet

[NA.6.2.3] trykk i tverrsnitt

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.134 \quad \text{fordi} \quad 0 < \sigma_{cp} = 3.428 \text{ MPa} < 0.25 \cdot f_{cd} = 6.375 \text{ MPa}$$

$$v_1 := 0.6$$

Kapasitetskontroll:

$$V_{Ed.red} = 5705 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b_{uk} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta) + 0}{1 + \cot(\theta)} = 35597 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} \gg V_{Ed}$$

6.3.2 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Skjærspenningene som skal kontrolleres er langsgående i overgang fra steg til flens. Her betraktes flensen som et system av trykkstaver og strekkstaver i form av strekkarmeringen. Prosedyren går ut på å velge en lengde som skal undersøkes, Δx . Denne lengden antas til å være halvparten av avstanden mellom det snittet der det er null moment og det snittet der momentet er størst. Denne lengden blir hentet ut fra NovaFrame. Området som er aktuelt å se på er på høyre side av støtte i akse 2. Endring av aksialkraft, ΔF , over denne lengden Δx har også innvirkning på den opptredende kraften.

[6.2.4]

Δx er avstanden mellom snittet med max. moment og til snittet der momentet er lik 0 og settes da til: 7m på høyre side fra støtte i akse 3.

$$\Delta x := \frac{7 \text{ m}}{2} \quad \begin{array}{l} \text{Endring av aksialkraft} \\ \text{over} \end{array} \quad \Delta x$$

$$h_f := 350 \text{ mm} \quad M_{max.s} := M_{Ed.støtte} = 28443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta x.s} := 10907 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta F_d := \left(\frac{M_{max.s} \cdot h_f \cdot \frac{b_{eff.s} - b_{uk}}{2}}{(h_f \cdot b_{eff.s}) \cdot d_{middel.støtte} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s)} \right) - \left(\frac{M_{\Delta x.s} \cdot h_f \cdot \frac{b_{eff.s} - b_{uk}}{2}}{(h_f \cdot b_{eff.s}) \cdot d_{middel.støtte} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_s)} \right) = 2838 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} := \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = 2.317 \text{ MPa}$$

Setter $\cot(\theta)$ til 1.25

$$\theta_f := 38.6 \text{ deg}$$

$$\theta_f = 0.674 \text{ rad}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.492$$

Kapasitetskontroll:

$$v_{Ed} = 2.317 \text{ MPa}$$

Hindrer trykkbrudd dersom denne betingelsen er oppfylt:

[6.2.4(4)]

$$v_{Rd} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 6.117 \text{ MPa}$$

$$Kontroll_{trykkbrudd.flens} := \text{if}(v_{Rd} \geq v_{Ed}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”})$$

$$Kontroll_{trykkbrudd.flens} = \text{“OK!”}$$

Sjekker om det er behov for ekstra armering utover den som kreves ved bøyning:

[6.2.4(6)]

$$k := 0.4$$

$$Kontroll_{ekstra.armering} := \text{if}(v_{Ed} < k \cdot f_{ctd}, \text{“Ikke behov!”}, \text{“Behov for ekstra armering!”})$$

$$Kontroll_{ekstra.armering} = \text{“Behov for ekstra armering!”}$$

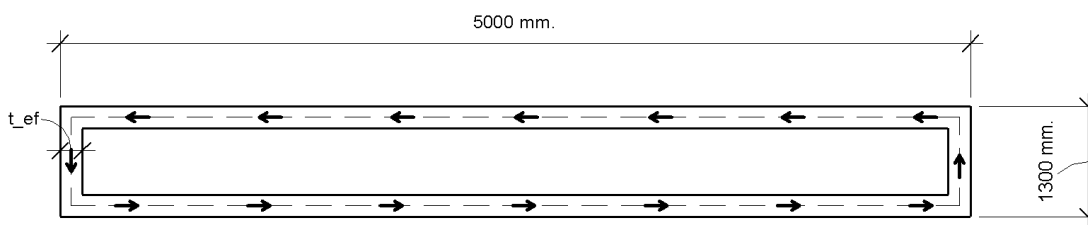
Nødvendig tverrarmoring i i overgang fra steg til flens blir:
[6.2.4(4)]

$$A_{sf} := v_{Ed} \cdot \frac{h_f}{\cot(\theta_f) \cdot f_{yd}} \cdot \frac{mm}{mm} = 933 \frac{mm^2}{m}$$

6.4 TORSJONSMOMENT

Torsjonskapasiteten kan i hht. EK2 1-1 punkt 6.3.1 beregnes ved hjelp av en betraktning der et lukket tynnvegget hulltverrsnitt antas og likevekten oppstår ved en lukket skjærstrøm.

Tverrsnittet forenkles slik at det er rektangulært med rette sider slik som i Figur 6-13. Flensene neglisjeres da disse ikke har mye påvirkning på torsjonskapasiteten.



Figur 6-13: Forenklet tverrsnitt, torsjon

Ved beregning av torsjon finnes først opptredende torsjonsmoment og skjærkraft. Det kan oppstå trykkbrudd i konstruksjonsdeler som utsettes for torsjon og skjær. Derfor må det kontrolleres for interaksjon mellom disse.

Tverrsnittet skal også kontrolleres for riss-torsjonsmoment, noe som ofte ikke tilfredsstilles for bruer i denne størrelsen. I slike tilfeller må torsjonsarmoring kontrolleres og det må bestemmes hvilken armering som skal ta opp torsjonskreftene, momenter og skjærkrefter. Det må også bestemmes nødvendig armeringsmengde dersom det er nødvendig.

[EC2 1-1,6.3.2]

Velger å se på torsjonsmomentet ved en forenklet betraktning i akse 2, høyre side.
Torsjonsmomentet kommer fra feltet.

Dimensjonerende torsjonsmoment: $T_{Ed} := 4781 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft i samme snitt: $V_{Ed} := 6217 \text{ kN}$

$b := 5000 \text{ mm}$

Areal av antatt tverrsnitt: $A_{torsjon} := b \cdot h = 6500000 \text{ mm}^2$

Omkrets av tverrsnitt: $u_k := 2 \cdot (b + h) = 12600 \text{ mm}$

Effektiv veggtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u_k} = 516 \text{ mm} > 2 \cdot \left(c_{nom.slakk.topp} + 25 \text{ mm} + \frac{25 \text{ mm}}{2} \right) = 225 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK}$$

Torsjonskapasitet for trykkbrudd:

Areal som omslutes av senterlinjene: $A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 3516125 \text{ mm}^2$

[6.2.2(6)]

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.492$$

[NA.6.2.3] trykk i tverrsnitt

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.134 \quad \text{fordi} \quad 0 < \sigma_{cp} = 3.428 \text{ MPa} < 0.25 \cdot f_{cd} = 6.375 \text{ MPa}$$

[HB N400,7.6.2] $\cot(\theta)$ skal ikke velges større enn 2

Setter $\cot(\theta) := 2$ for lavest skjærtrykkapasitet

$\theta := 26.57 \text{ deg}$

$\theta = 0.464 \text{ rad}$

Kapasitetskontroll:

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 20655 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{Ihht. likn. 6.30}]$$

Følgende vilkår må oppfylles for interaksjon mellom torsjon og skjærkraft:

$$Kontroll_{torsjon.interaksjon} := \mathbf{if} \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < 1, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”} \right) = \text{“OK!”}$$

Kontrollerer om det er nødvendig med torsjonsarmering etter riss-torsjonsmoment:
[6.3.2(5)]

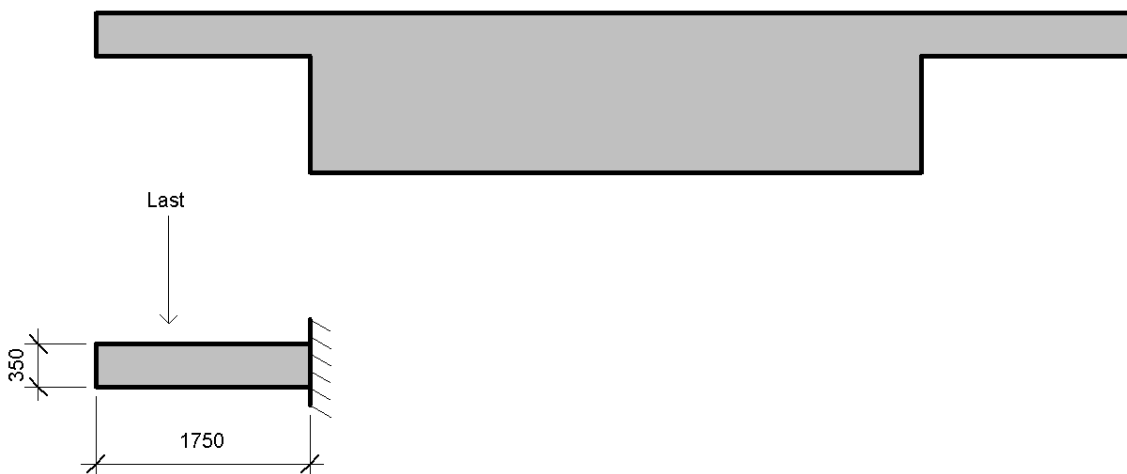
$$T_{Rd,c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 5550 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Kontroll_{torsjonsarm.} := \mathbf{if} (T_{Rd,c} < T_{Ed}, \text{“Behov for torsjonsarm.”}, \text{“Ikke behov for torsjonsarm.”})$$

$$Kontroll_{torsjonsarm.} = \text{“Ikke behov for torsjonsarm.”}$$

6.5 KAPASITETSKONTROLL I TVERRETNING

Tverrarmeringen i tverrsnittet må bestemmes ved å se på momentet og skjærkraft som oppstår i innspenningen av bruvingen. Det vil være logisk å modellere vingen som en fast innspent bjelke, der opptredende laster er egenlast og trafikklaster for teoretisk kjørebane. Den statiske modellen for flensen er illustrert i Figur 6-14. Flensen vil modelleres med en bredde på 1 meter, og høyde på 0.35 meter.



Figur 6-14: Modellert innspent vinge

6.5.1 Egenlast

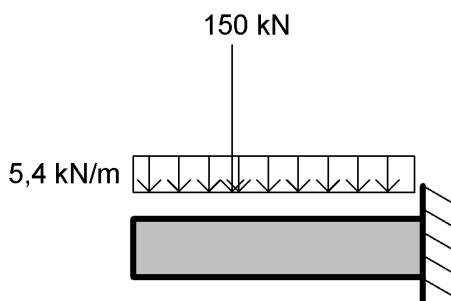
For å beregne moment og skjærkraft fra egenlasten benyttes de geometriske bestemmelsene gitt over og tyngdetetthet for betong og slitelag:

$$M = \frac{1}{2} \left(25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1m \cdot 0,35m + 2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1m \right) \cdot 1,750^2 m^2 = 17,2 kNm$$

$$V = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1m \cdot 0,35m \cdot 1,750m + 2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1m \cdot 1,750m = 19,7kN$$

6.5.2 Lastmodell 1

I lastmodell 1 vil vingen utsettes for en jevnt fordelt last på 5.4 kN/m, og én av de to aksellastene på 150 kN som vist i figuren under. Punktlasten plasseres 0.5 meter fra den frie enden etter EK1-2 Fig. 4.2a. Beregner da tilhørende moment og skjær av den fordelte lasten på samme måte som for egenlasten.



Figur 6-15: Modellerte laster, LMI på innspent vinge

$$M_{LM1,q} = \frac{1}{2} \cdot 5,4 \frac{kN}{m} \cdot 1,750^2 m^2 = 8,3 kNm$$

$$V_{LM1,q} = 5,4 \frac{kN}{m} \cdot 1,750 m = 9,5 kN$$

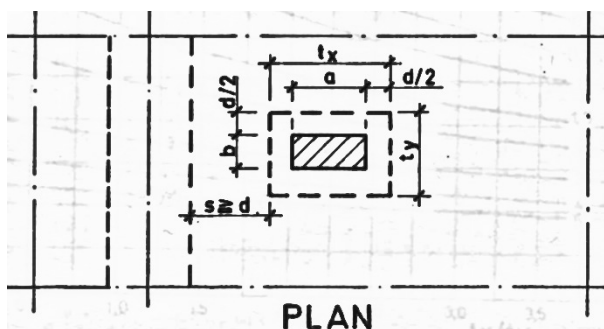
Ved beregning av moment som oppstår på grunn av punktlasten, Q, må tilnærming med influensflater benyttes. I graf 17 fra boken Einflussfelder elastischer Platten (8), er det beskrevet hvilket bidrag man får i innspenningen, fra en vilkårlig plassert punktlast. I grafen brukes det projiserte arealet i midten av betongen for å finne fordelingsfaktor for momentet.

$$l = 0,4m + 0,1m \cdot 2 + 2 \cdot \frac{0,35}{2} m = 0,950m \text{ dette gjelder for begge retninger}$$

Ved å bruke dette arealet i grafen finner man $\mu_{\text{middel}} = 9,5$ som gir følgende moment:

$$M_{LM1,Q} = \frac{9,5}{8\pi} \cdot 150kN \cdot 1m = 56,7 kNm$$

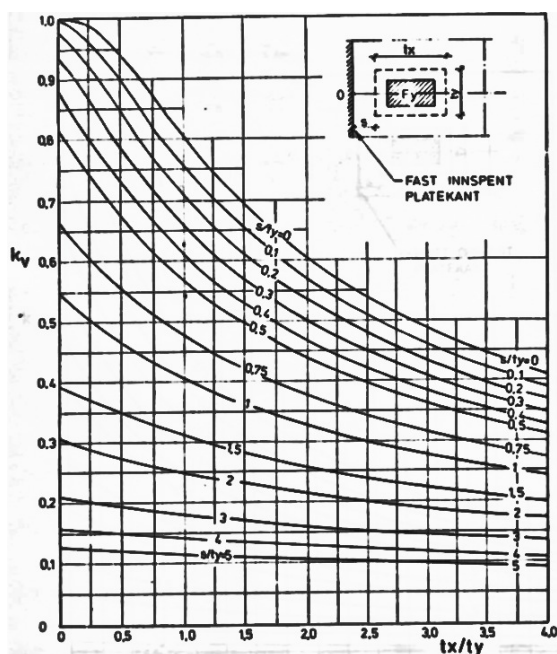
For å bestemme skjærkraften som overføres til det bestemte punktet ved innspenningen benyttes publikasjonen: Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster (9), med følgende verdier.



Figur 6-16: Kontaktflate for punktlast (9)

$$t_x = t_y = 0,4m + 2 \cdot 0,1m + 2 \cdot 0,175m = 0,950m$$

$$s = 1,750m - 0,5m - \frac{1}{2} \cdot 0,950m = 0,775m$$



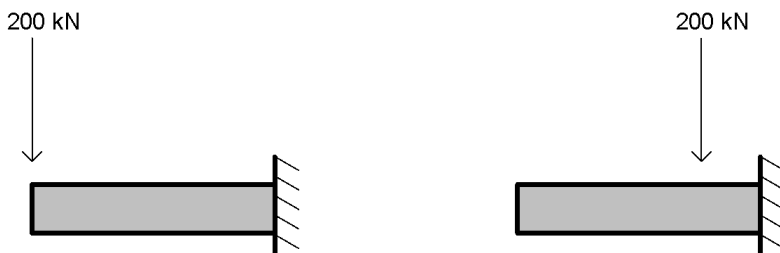
Figur 6-17: k_v for last nær opplegg (9)

leser av $k_v = 0,45$ fra Figur 6-17

$$V_{LM1,Q} = k_v \cdot \frac{F}{t_y} = 0,45 \cdot \frac{150 \text{ kN}}{0,950 \text{ m}} \cdot 1 \text{ m} = 71 \text{ kN}$$

6.5.3 Lastmodell 2

For lastmodell 2 skal punktlasten på 200 kN plasseres der det er minst gunstig. Her vil plasseringen med tanke på moment og skjær være ulik, som vist i Figur 6-18 der den første er mest ugunstig med hensyn til moment, og den andre for skjær. Med samme prosedyre som for punktlasten i LM1 finner man moment og skjær for LM2.



Figur 6-18: Ugunstig plassering av laster

$$t_x = 0,35 \text{ m} + 2 \cdot 0,1 \text{ m} + 2 \cdot 0,175 \text{ m} = 0,9 \text{ m}$$

$$t_y = 0,6 \text{ m} + 2 \cdot 0,1 \text{ m} + 2 \cdot 0,175 \text{ m} = 1,15 \text{ m}$$

$$M_{LM2,Q} = \frac{10,5}{8\pi} \cdot 200 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 83,6 \text{ kNm}$$

Den mest ugunstige plasseringen for punktlasten med hensyn til skjærkraft vil være i avstand d fra opplegg.

$$s = d = 0,275 \text{ m}$$

leser av $k_v = 0,74$

$$V_{LM2,Q} = k_v \cdot \frac{F}{ty} = 0,74 \cdot \frac{200 \text{ kN}}{1,15\text{m}} \cdot 1\text{m} = 128,7 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment og skjær:

Fra utregningene over ser man at LM2 blir dimensjonerende for både moment og skjærkraft. Lastkombineringen av trafikk- og egenlast skal multipliseres med faktorene $Y_{tr} = 1.35$ og $Y_G = 1$,

$$M_{Ed} = 17,2 \text{ kNm} + 83,6 \text{ kNm} \cdot 1,35 = 130,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 19,7 \text{ kN} + 128,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 = 193,5 \text{ kN}$$

6.5.4 Kapasitetskontroll, skjær og moment

Inndata:

$$b_{tverr} := 1000 \text{ mm}$$

$$h_f := 350 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.tverr} := 130,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$c_{nom.ok} := 75 \text{ mm}$$

$$d_{tverr} := h_f - c_{nom.ok} = 0,275 \text{ m}$$

$$V_{Ed.tverr} := 193,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{tverr} := 0,412$$

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 25,5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{500}{1,15} \text{ MPa} = 434,78 \text{ MPa}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.tverr} := 0,8 \cdot \alpha_{tverr} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_{tverr}) \cdot f_{cd} \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr}^2 = 531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Kontroll_{moment.tverr} := \text{if}(M_{Rd.tverr} > M_{Ed.tverr}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”}) = \text{“OK!”}$$

Nødvendig armering:

$$z := \left(1 - 0,17 \frac{M_{Ed.tverr}}{M_{Rd.tverr}} \right) = 0,96$$

$$z_{tverr} := z \cdot d_{tverr} = 263.5 \text{ mm}$$

$$A_{s.min.tverr} := \frac{M_{Ed.tverr}}{z_{tverr} \cdot f_{yd}} = 1135.4 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasitet:
[EC2-1-1 6.2.2]

$$k_{tverr} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{tverr}}} = 1.85$$

$$\rho_{l.tverr} := \frac{A_{s.min.tverr}}{b_{tverr} \cdot d_{tverr}} = 4.13 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{Rd.tverr} := \left(\text{MPa} \cdot 0.12 \cdot k_{tverr} \cdot \left(100 \cdot \rho_{l.tverr} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr} = 155.71 \text{ kN}$$

$$\text{Kontroll}_{Skjær.tverr} := \text{if}(V_{Rd.tverr} > V_{Ed.tverr}, \text{"OK!"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"Ikke OK"}$$

Må dermed øke armeringsmengden til:

$$A_{s.min.tverr} := 2200 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasitet
[EC2-1-1 6.2.2]

$$k_{tverr} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{tverr}}} = 1.85$$

$$\rho_{l.tverr} := \frac{A_{s.min.tverr}}{b_{tverr} \cdot d_{tverr}} = 8 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{Rd,tverr} := \left(MPa \cdot 0.12 \cdot k_{tverr} \cdot \left(100 \cdot \rho_{l,tverr} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr} = 194.12 \text{ kN}$$

$$Kontroll_{Skjær,tverr} := \text{if}(V_{Rd,tverr} > V_{Ed,tverr}, \text{“OK!”}, \text{“Ikke OK!”}) = \text{“OK!”}$$

6.6 KONTROLL AV OPPSPENNINGSTILSTANDEN

Under oppspenningen vil brua kun være utsatt for forspenningen, noe som gjør at spennarmeringen vil ligge i trykksonen. Brua vil være påkjent av en kombinasjon av bøyemoment og aksialkraft, og kapasiteten kontrolleres mot tre utvalgte punkter på kapasitetskurven som representerer forskjellige tøyningstilstander.

- **Punkt 1:** Rent trykk. Tverrsnittet utsettes for trykk, og det vil oppstå trykkbrudd i betongen når $\epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3} = \epsilon_s$
- **Punkt 2:** Trykkbrudd i betongen, samtidig med flytning i armeringen. $\epsilon_c = \epsilon_{cu3} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd} = 2,17 \cdot 10^{-3}$
- **Punkt 3:** Trykkbrudd i betongen, og stor armeringstøyning. $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = 7 \cdot 10^{-3}$

Ved utregning av de tre punktene forlanger man moment- og aksiallikevekt. Kapasitetsverdiene plottes så i et M-N-diagram.

For tverrsnittet i oppgaven tas det ikke hensyn til slakkarmeringen i underkant, som vil ligge i trykk sammen med spennarmeringen.

Inndata:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$A_c := 7725000 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m := 1.5$$

$$\gamma_p := 1.1$$

$$A_{s,ok,felt} := 18772 \text{ mm}^2$$

$$A_p := 27000 \text{ mm}^2$$

$$e := 725 \text{ mm} - 175 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$$

$$a := 65 \text{ mm} + 25 \text{ mm} + \frac{25 \text{ mm}}{2} = 102.5 \text{ mm}$$

$$b_{bunn} := 5000 \text{ mm}$$

$$f_{ckj} := 33 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter 7 døgn

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ckj}}{\gamma_m} = 18.7 \text{ MPa}$$

Krefter som virker:

Oppspenningskraften antas til 90 % av kapasiteten til spennkablene:

$$P_0 := 0.9 \cdot 3240 \text{ kN} \cdot 12 = 34992 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P_0 = 38491 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e = 21170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. Rent trykk:

$$\varepsilon_p := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_p$$

$$E_p := 195 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$d_l := 575 \text{ mm} - a = 472.5 \text{ mm}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot A_c = 144458 \text{ kN}$$

$$T_p := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 9214 \text{ kN}$$

$$T_p := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 9214 \text{ kN}$$

$$T_s := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_{s.ok.felt} = 6570 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_c + T_p + T_s = 160241 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_p \cdot e - T_s \cdot d_1 = 1963 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Balansepunkt:

$$\varepsilon_c := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{cu} := \varepsilon_c \quad \varepsilon_s := 2.17 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{yd} := \varepsilon_s$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} = 0.617 \quad \alpha d := \alpha \cdot (1300 \text{ mm} - a) = 739.198 \text{ mm}$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha d \cdot b_{bunn} \cdot f_{cd} = 55292 \text{ kN}$$

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{\alpha d - 175 \text{ mm}}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.671 \cdot 10^{-3}$$

$$T_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 14065 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_{s.ok.felt} = 8162 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + T_p - S = 61195 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot (650 \text{ mm} - 0.4 \cdot \alpha d) + T_p \cdot e + S \cdot d_1 = 31183 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Under balansepunktet:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := 7 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} = 0.333 \quad \alpha d := \alpha \cdot (1300 \text{ mm} - a) = 399.167 \text{ mm}$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha d \cdot b_{bunn} \cdot f_{cd} = 29858 \text{ kN}$$

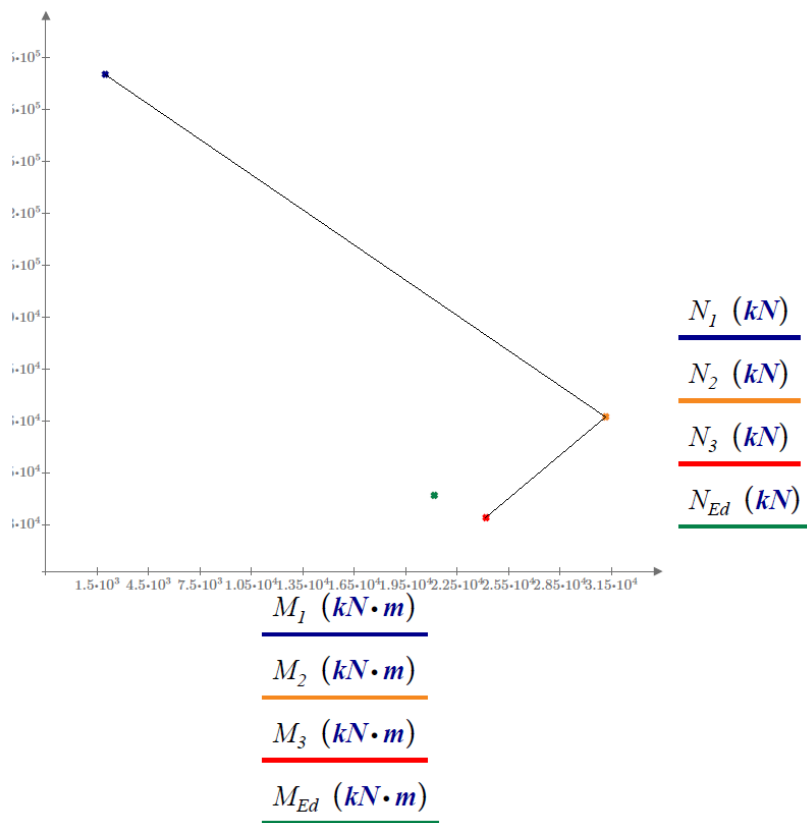
$$\Delta \varepsilon_p := \frac{\alpha d - 175 \text{ mm}}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.966 \cdot 10^{-3}$$

$$T_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 10349 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_{s.ok.felt} = 8162 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + T_p - S = 32045 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot (650 \text{ mm} - 0.4 \cdot \alpha d) + T_p \cdot e + S \cdot d_1 = 24188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Figur 6-19: M-N diagram for oppspenningstilstanden

Kombinasjonen av M_{Ed} og N_{Ed} faller innenfor kurven for kapasitet og tilfredstiller dermed kravet.

6.7 OPPSUMERING ULS

Videre følger det en oppsummering av opptrepende krefter og kapasiteten i snittene som er betraktet. I tillegg er utnyttelsesgraden beregnet.

Det er noe varierende utnyttelse av tverrsnittet for de ulike kapasitetene som vist i Tabell 6-2.

Tabell 6-2: Oppsummering av kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

			Dimensjonerende lastvirkning	Kapasitet	Utnyttelse (%)
Moment	Støttemoment	[kNm]	28.443	43.377	66 %
	Feltmoment, midtfelt	[kNm]	27.222	44.213	62 %
	Feltmoment, sidefelt	[kNm]	21.323	25.970	82 %
	Tverretning, flens	[kNm]	130,1	531	25%
Skjærkraft	Skjærstrekk uten behov for skjærarmoring	[kN]	5.705	5.690	100 %
	Skjærtrykk	[kN]	5.705	35.597	16 %
	Skjær mellom steg og flens over støtte	[MPa]	2,317	6,117	38 %
	Tverretning, flens	[kN]	193,5	194,12	100%
Torsjon	Trykkbrudd	[kNm]	4.781	20.655	23 %
	Interaksjon mellom torsjon og skjær		0,406	1,0	41 %
	Riss-torsjonmoment	[kNm]	4.781	5.550	86 %

7 KAPASITETSKONTROLL I SLS

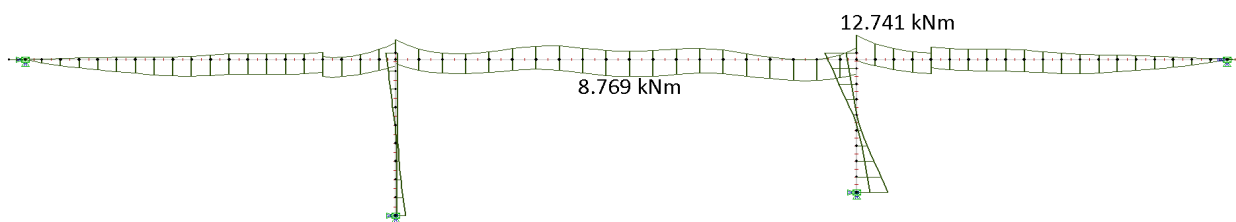
Det som skiller bruksgrensetilstand fra bruddgrensetilstand er perspektivet man betrakter konstruksjonsdelen på. For bruddgrensetilstand settes det ingen krav til nedbøying eller bestandighet. En bru kan tilfredsstillende bruddgrensetilstanden, men fortsatt ha en nedbøying og dynamiske egenskaper som gjør den ubrukelig for visse formål. Det settes derfor krav til at følgende kontroller må utføres i henhold til EK2 punkt 7.1(1). Det skal tas hensyn til:

- Spenningsbegrensninger
- Rissviddebegrensninger
- Nedbøyingbegrensninger

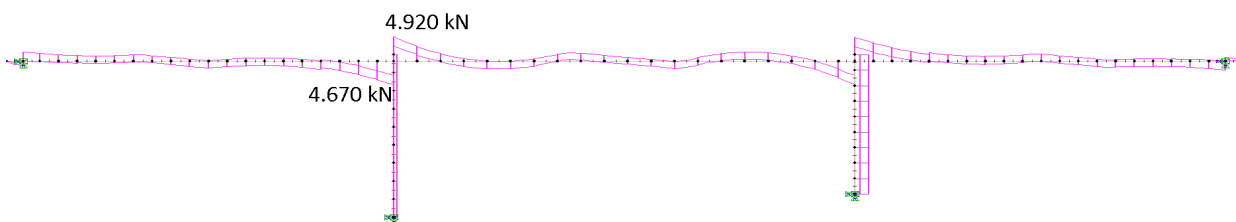
I denne oppgaven er det mest interessant å se på trykkavlastning ettersom dette er en del av FoU-delen i oppgaven og behandles videre i kapittel 8. Det er derfor kun valgt ut kontrollene som ofte er dimensjonerende for denne brutypen og fornuftig med hensyn til oppgavens omfang.

7.1 LASTVIRKNING

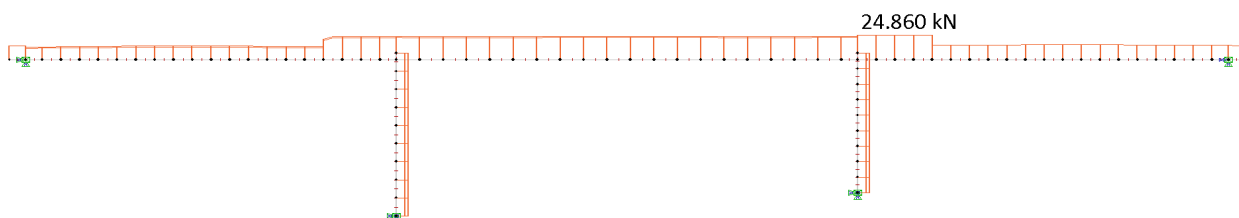
7.1.1 SLS-Karakteristisk lastkombinasjon



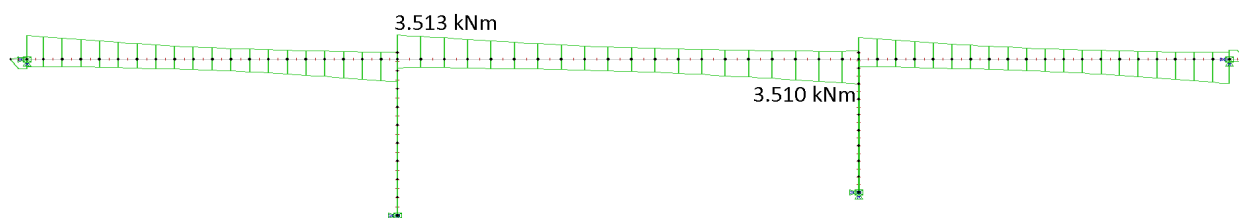
Figur 7-1: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.



Figur 7-2: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.

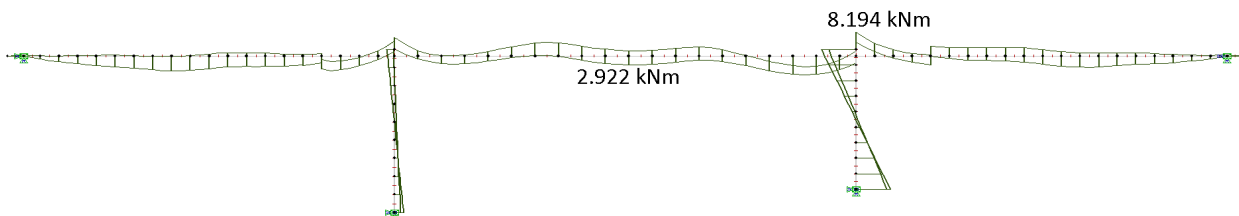


Figur 7-3: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.

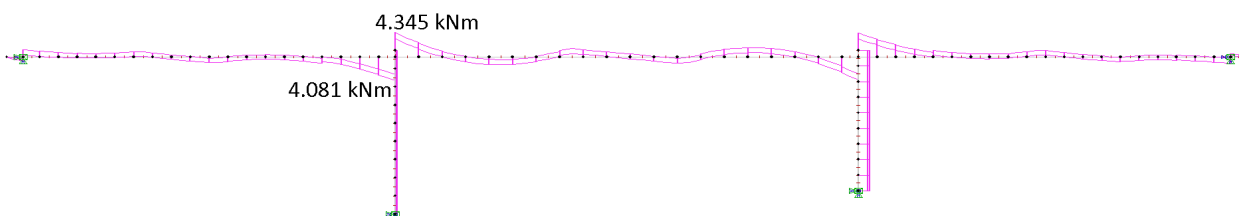


Figur 7-4: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, karakteristisk lastkomb.

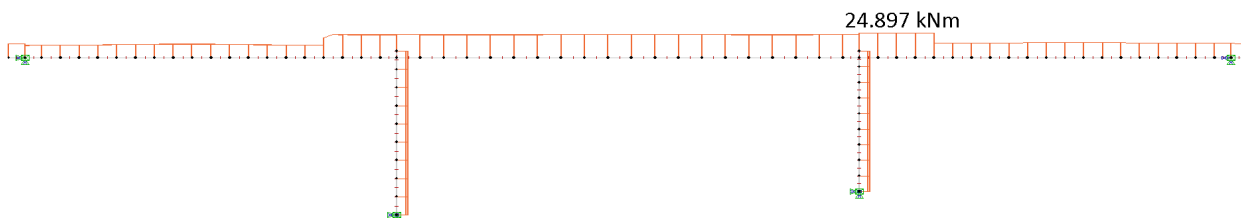
7.1.2 SLS-Ofte forekommende lastkombinasjon



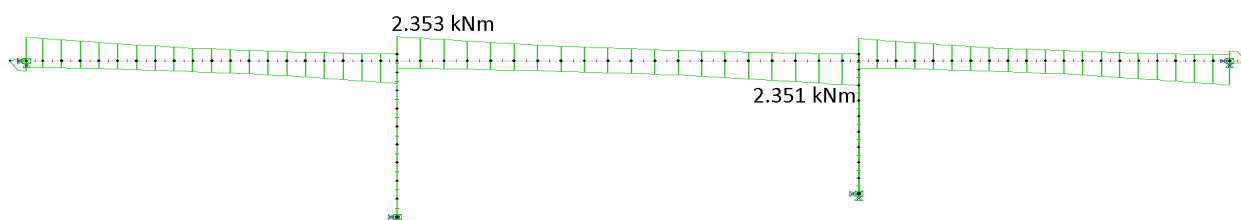
Figur 7-5: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.



Figur 7-6: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.

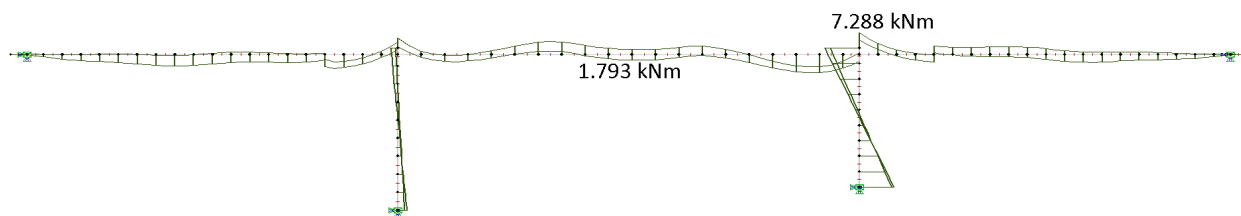


Figur 7-7: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.

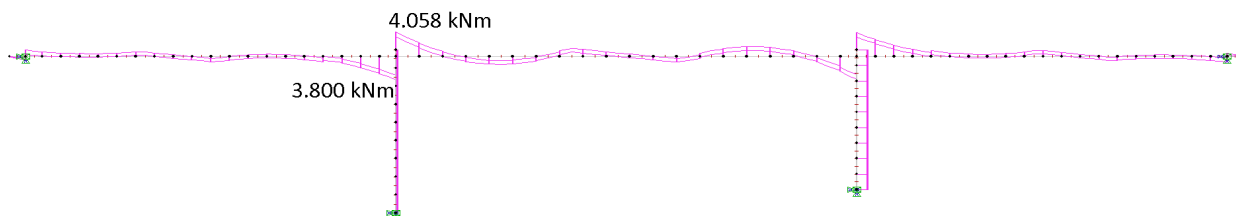


Figur 7-8: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, ofte forekommende lastkomb.

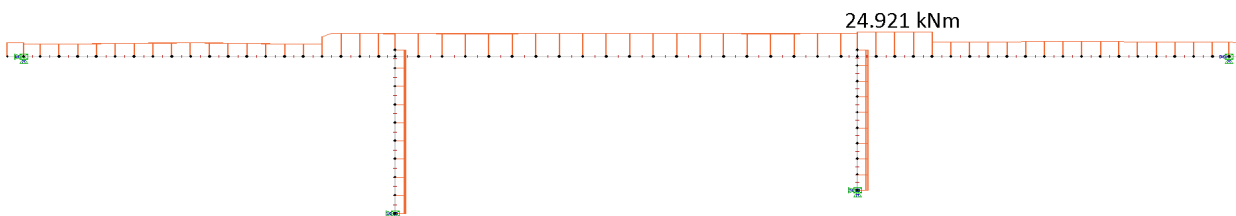
7.1.3 SLS-Tilnærmet permanent lastkombinasjon



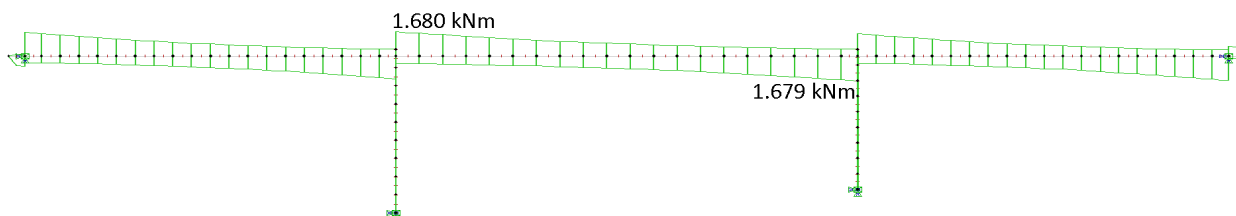
Figur 7-9: Momentdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.



Figur 7-10: Skjærkraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.



Figur 7-11: Aksialkraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.



Figur 7-12: Torsjonskraftdiagram, bruksgrensetilstand, permanent lastkomb.

7.2 SPENNINGSKONTROLL

Spenninger i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetning, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon i henhold til EK2-1-1 punkt 7.2(1).

Følgende krav benyttes ved kontroll av spenninger:

1. Ved beregninger av spenninger og nedbøyinger bør tverrsnittene forutsettes å være uopprissede forutsatt at bøyestrekkspenningen ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Verdien av $f_{ct,eff}$ kan settes lik f_{ctm} , eller $f_{ctm,fl}$ forutsatt at beregningen av minimumsarmeringen er basert på samme verdi. Ved beregning av rissvidde og strekkfasthet mellom rissene benyttes f_{ctm} .
2. Riss i lengderetningen kan oppstå hvis spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi. Slik opprissing kan føre til at bestandigheten reduseres. Dersom det ikke treffes andre tiltak, f.eks en økning av armeringens overdekning i trykksonen, eller omslutning av trykksonen ved bruk av tverrarmering, bør trykkspenningen begrenses til en verdi $k_1 f_{ck}$ i områder utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklassene XD, XF og XS.

Dermed skal strekkspenningene ikke overskride $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$ og trykkspenningene skal ikke overskride $0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa}$.

7.2.1 Spenningskontroll, stadium I, karakteristisk lastkombinasjon

Inndata:

Faktorer:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$\gamma_s := 1.15$$

Betong, B45 :

Tverrsnitt:

$$h := 1300 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.strykk} := 27 \text{ MPa}$$

Over støtte:

$$b_{eff.s} := 7216 \text{ mm}$$

$$A_{støtte} := 5000 \text{ mm} \cdot 1300 \text{ mm} + 2216 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} = (7.28 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$I_s := 1.08 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$y_{tp.støtte} := \left(\frac{5000 \cdot 1300 \cdot 650 + 2216 \cdot 350 \cdot 1125}{5000 \cdot 1300 + 2216 \cdot 350} \right) \text{ mm} = 701 \text{ mm}$$

I felt:

$$b_{eff.f} := 8500 \text{ mm}$$

$$A_{felt} := 7.725 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_f := 1.16 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$y_{tp.felt} := 725 \text{ mm}$$

7.2.1.1 Over støtte i akse 3

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2$$

$$y_{kr.støtte} := 185 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} - 25 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.støtte.kar} := 12741 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed.støtte.kar} := 24860 \text{ kN}$$

Underkant:

$$\sigma_{uk.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.kar}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.kar}}{I_s} \cdot (-y_{tp.støtte}) = -11.682 \text{ MPa} \quad (\text{trykk})$$

$$\text{Kontroll}_{spenning,uk.støtte} := \text{if}(\sigma_{uk.støtte} \leq \sigma_{c.trykk}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

Overkant:

$$\sigma_{ok.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.kar}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.kar}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte}) = 3.654 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{spenning,ok.støtte} := \text{if}(\sigma_{ok.støtte} < f_{ctm}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

7.2.1.2 I midtfelt

$$y_{kr.felt} := 725 \text{ mm} - 550 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} - 25 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.felt.kar} := 8769 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed.felt.kar} := 24869 \text{ kN}$$

Overkant:

$$\sigma_{ok.felt} := -\frac{N_{Ed.felt.kar}}{A_{felt}} + \frac{M_{Ed.felt.kar}}{I_f} \cdot (-h + y_{tp.felt}) = -7.566 \text{ MPa} \quad (\text{trykk})$$

$$\text{Kontroll}_{spenning,ok.felt} := \text{if}(\sigma_{ok.felt} \leq \sigma_{c.trykk}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

Underkant:

$$\sigma_{uk.felt} := -\frac{N_{Ed.felt.kar}}{A_{felt}} + \frac{M_{Ed.felt.kar}}{I_f} \cdot y_{tp.felt} = 2.261 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{spenning,uk.felt} := \text{if}(\sigma_{uk.felt} < f_{ctm}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

I følge kontrollene er spenningene innenfor kravene og tverrsnittene forblir uopprisset i de punktene som er kontrollert. Det er derfor ikke nødvendig å beregne i stadium II.

7.3 RISSVIDDEKONTROLL

Opprissing skal i henhold til punkt 7.3.1(1) begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades, eller gir den et uakseptabelt utseende. Det angis grenseverdier for rissvidder og avhenger av eksponeringsklasse. Største tillate rissvidde bestemmes ved hjelp av tabell NA. 7.1N

Tabell 7-1: Største tillate rissvidde

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dev} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmering benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekktoyningen i armeringen på siden med størst toyning, ϵ_{s2} er strekktoyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Brua i denne oppgaven har eksponeringsklasse XD1 for overside og XC3 for underside. Spennarmering har kontinuerlig samvirke.

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Overside:

$$k_c = \frac{75}{60} = 1,25 < 1,3$$

Største tillatte rissvidde blir: $w_{k,max} = 0,2 \cdot 1,25 = 0,25mm$

Underside:

$$k_c = \frac{65}{50} = 1,3 \leq 1,3$$

Største tillatte rissvidde blir: $w_{k,max} = 0,2 \cdot 1,3 = 0,26mm$

I praksis blir kontroller av rissvidder og trykkavlastning utført ved hjelp av beregningsprogrammer, men kritiske snitt bør likevel kontrolleres med håndberegninger. I N400 punkt 7.7.1 stilles det krav til at det i henhold til EK2 7.3.4 skal kontrolleres rissvidder for alle overflater og lastvirkninger i alle hovedretninger.

Det blir ikke utført kontroll ettersom tverrsnittet i denne oppgaven forblir uopprisset og i stadium I.

7.3.1 Trykkavlastning

Etter møte med Håvard Johansen ble det bestemt å fokusere på de mest aktuelle kontrollene for denne brua. Dette er også de kontrollene som for denne brutypen ofte er dimensjonerende. Det vil derfor kun bli utført kontroll av trykkavlastning for tilnærmet permanente lastkombinasjoner. Det er kun oversiden som er i eksponeringsklasse XD1 og som dermed er aktuelt for kravet om trykkavlastning. Det utføres derfor kontroll av trykkavlastning for snittet over støtte i akse 3.

Kravet om trykkavlastning er satt for å unngå strekkspenninger i sammen høyde som spennarmeringen. Kravet gjelder kun for tøyinger og spenninger i lengderetningen til brua. Som tidligere nevnt gjelder det for de fleste bruer av denne typen i henhold til (1):

- overkant av brudekke har eksponeringsklasse XD1
- ved opplegg(søyleaksen) ligger spennarmeringen som regel så høyt som mot overkant som mulig
- ved opplegg har overbygningen største støttemoment(strekk i overkant)

Dette betyr at nesten hele tverrsnittet ender opp med trykkspenning for lastkombinasjonen tilnærmet permanent. I de fleste tilfeller ender dette opp som et dimensjonerende krav for mengde spennarmering som må benyttes i brua.

Kravet som benyttes er i henhold til EK2-1-1 punkt 4.4.1.3 at tverrsnittet skal ha trykkspenning i høyde med kabelrøret pluss toleransen, Δc_{dev} lik 10mm. Det er derimot et strengere krav vedrørende trykkavlastning i merknad til tabell 7.1N. Der kreves det at alle deler av spennkablene eller kabelkanalene ligger minst 25mm innenfor betongtrykksone.

I denne betraktningen forutsettes tverrsnittet å være i trykk, uten opprissing, altså i stadium I. Materialet antas å være lineært elastisk.

Tverrsnittets tyngdepunkt hentes fra NovaFrame og spenningen beregnes med følgende formel der spenningen er ved avstand y fra tyngdepunktet til kontrollpunktet:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

Spennarmeringen vil bidra med en stor aksialkraft i form av trykk og være hovedbidraget til spenningen. Virkning av momentet, på grunn av kablens plassering i snittet, vil også gi en gunstig effekt.

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2$$

$$y_{kr.støtte} := 185 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} - 25 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.støtte.perm} := 7288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed.støtte.perm} := 24921 \text{ kN}$$

$$\sigma_{kr.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte} - y_{kr.støtte}) = -0.123 \text{ MPa} \quad (\text{trykk})$$

$$\text{Kontroll}_{trykkavl.støtte} := \text{if}(\sigma_{kr.støtte} \leq 0, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

$$\sigma_{ok.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte}) = 0.619 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{spenning.støtte} := \text{if}(\sigma_{ok.støtte} < f_{ctm}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

Over støtte i akse 3 vil det være trykkspenning i kritisk høyde og krav om trykkavlastning tilfredsstilles. I tillegg sjekkes strekkspenningen i overkant av tverrsnittet. Denne strekkspenningen er på 0,619 MPa og godt innenfor grensen til betongens aksialtrekkfasthet som er $f_{ctm} = 3,8\text{MPa}$.

Trykkavlastning vil bli nærmere diskutert i kapittel 8.

7.4 NEDBØYINGSKONTROLL

En konstruksjonsdel skal i henhold til punkt 7.4.1(1) ikke deformeres eller ha en nedbøyning slik at dens tiltenkte funksjon eller utseende påvirkes på en ugunstig måte. Det utføres ikke noen kontroll på dette i denne oppgaven.

8 TRYKKAVLASTING

Dette kapittelet er en parameterstudie av kravet til trykkavlastning fra EK2. Dette er oppgavens FoU-del der det vil bli gjort rede for hvilken virkning kravet har og om kravet er unødvendig kostbart for brutypen som analyseres i denne oppgaven. Det blir utført en optimalisering for det mest aktuelle tverrsnittet i denne oppgaven og deretter gjennomføres en enkel kostnadsanalyse ved hjelp av referanseverdier.

8.1 GENERELT

I Norge er bjelke-/platebruer vanlig å bruke der spennvidden ligger mellom ca. 20 og 35 meter. De kan ansees som relativt rimelige i forhold til andre alternativer ettersom det er lett å tilpasse denne brutypen. Dette kan være tilpassinger som skjevhet, spesiell geometri eller breddeutvidelse som gjør denne brutypen gunstig å bruke.

For bruene som blir bygd på stamveinettet er det mest vanlig å spennarmere for å unngå at brua får en vertikalkurvatur som endrer seg over tid, noe som er til ulempe for trafikken. Dette forekommer når det kun legges inn slakkarmering. Brua bygges da med en vertikalkurvatur for å veie opp for fremtidig ”sig” i brua. Det vil si at i starten vil spennviddene i brua ha en negativ kurvatur og i slutten vil den ha en positiv kurvatur. For veier med høy fartsgrense er dette en stor ulempe og spennarmering vil løse dette problemet ved å holde vertikalkurvaturen tilnærmet lik gjennom bruas levetid.

Hvert år bygges det omtrent 50 slike bruer i Norge ettersom de er kostnadseffektive, enkle å tilpasse og enkle å bygge. De er også forutsigbare med hensyn til prosjektering da det ofte er de samme kravene som er dimensjonerende. I mange tilfeller er tre kontroller dimensjonerende. Etter at minimumsarmering er bestemt kontrolleres aktuelle kapasiteter i bruddgrensetilstand. Deretter er rissvidde for ofte forekommende lastkombinasjoner og krav om trykkavlastning for tilnærmet permanente lastkombinasjoner dimensjonerende i bruksgrensetilstand. Det vil føre til at det legges inn en relativt stor mengde slakkarmering samtidig som kravet om trykkavlastning fører til en relativt stor mengde spennarmering. Det kan diskuteres om hvorvidt mengden slakkarmering og spennarmering da er i overkant av hva som er innenfor rimelighetens grenser med hensyn til sikkerhet.

8.2 EGG GRABEN

For bruer er korrosjon den store utfordringen når det gjelder levetid. Dersom riss og sprekker er store nok kan vann og andre korrosjonsfremmende stoffer slik som klorider trenge inn til armeringen og føre til en drastisk forkorting av levetiden til brua. Dette var en av grunnene til at Egg Graben ble bygget uten slakkarmering i de bærende konstruksjonsdelene slik som det tradisjonelt blir benyttet. I stede er brubjelken spennarmert både i lengderetning og i tverretning, se Figur 8-2.



Figur 8-2: Egg graben, spennkabelsystem (10) Figur 8-1: Egg graben, oversiktsbilde (19)

Brua ble bygget i Salzburg i Østerrike som en oppgradering av veien L109 og er designet av blant annet Vienna University of Technology. Brua stod ferdig i 2009 og har to-felts bredde med 50,68 meter kjørelengde. Den ble bygget som en buebru på grunn av fjellets kvalitet og terrengets bratte helling som dermed gjorde det umulig å bygge støtter.

Det er kun slakkarmering ved kantene, i ”buen” og ved innfestingene til spennarmeringsankerene for å unngå spaltstrekkbrudd samt å sørge for godt feste for ankerene. Kablene ligger i lengderetning i to høyder for å holde spenningene innenfor

grensene. Spennarmeringen i brua er kapslet inn i hylser av plast fylt med gysemasse for å unngå korrosjon og skader. For å unngå fastholdingskrefter ble brua designet slik at temperatur og kryp ikke hadde noen nevneverdig effekt (11).

Det er mulig å holde seg innenfor kravene i Eurokode selv ved slike spesielle konstruksjoner. Spennarmerte konstruksjonsdeler av betong uten slakkarmering kan tilfredsstille kravene i brudd og bruksgrensetilstand i henhold til EK2-1-1 7.3.2(4). Da må betongen være i trykk eller den absolutte verdien av strekkspenningen i betongen er under $\sigma_{ct,p}$ for karakteristisk lastkombinasjon og ved karakteristisk verdi av forspenning. Verdien av $\sigma_{ct,p}$ settes lik $f_{ctk,0,05}$ i henhold til NA.7.3.2. For B45 betong er $f_{ctk,0,05} = 2,7 \text{ MPa}$.

8.3 OPTIMALISERING

Med forutsetningene nevnt over er det dermed valgt å se på om det kan føre til besparelser i mengde spennarmering ved å se bort fra kravet om trykkavlastning og la $f_{ctk,0,05}$ være øvre grense for strekkspenninger. Dersom spenningene ikke overskrider denne grensen er risiko for opprissing minimal.

Det vil derfor bli utført en optimalisering for å finne ut hvor mange prosent av spennarmeringens tverrsnittsareal som kan reduseres ved å se bort fra kravet. Snittet som ofte er dimensjonerende med hensyn til kravet om trykkavlastning er over støtte og mengden spennarmering det sammenliknes med er den oppgitte mengden fra oppgavetekst.

Spennarmeringen leveres som spennkabler som er viklet sammen av spenntau. I en kabel kan det være fra 3 til 37 tau med samlet tverrsnitt fra 450mm^2 til 5.550mm^2 (2). Dette gjelder når hvert tau har tverrsnitt på 150mm^2 . Tverrsnittsarealet bestemmer hvor stor oppspenningskraft som er tillatt. Dersom tverrsnittsarealet blir mindre blir også oppspenningskraften mindre, og aksialkraften i brutverrsnittet blir mindre. Momentet vil øke ettersom spennarmeringen ikke lenger motvirker lastene - i like stor grad - som for eksempel egenvekt og trafikklast.

Tidligere i oppgaven er det regnet med 15 tau per kabel som betyr at hver kabel har ett tverrsnitt på 2.250mm^2 . Med denne mengden spennarmering tilfredsstilles kravet til

trykkavlastning med en liten margin. Ved å gå ned én størrelse i tverrsnittsareal leses det ut fra ETA-o6/oo22(DSI) at med 12 tau per kabel vil tverrsnittet være 1.800mm^2 .

$$A_p := 1800 \text{ mm}^2$$

$$y_{kr.støtte} := 185 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} - 25 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.støtte.perm} := 9596 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed.støtte.perm} := 19779 \text{ kN}$$

Krav om trykkavlastning:

$$\sigma_{kr.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte} - y_{kr.støtte}) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{trykkavl.støtte} := \text{if}(\sigma_{kr.støtte} \leq 0, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“Ikke OK”}$$

Kontroll av spenning i overkant:

$$\sigma_{ok.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte}) = 2.607 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontroll}_{spenning.støtte} := \text{if}(\sigma_{ok.støtte} < f_{ctk.0.05}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

Som vist over minker aksialkraften og momentet øker ved å redusere mengde spennarmering. Det fører til strekk i høyde med spennarmering. Strekkspenningen i toppen av tverrsnittet øker, men er innenfor kravet med en utnyttelse på 96,5%. Ved å se bort fra kravet om trykkavlastning kan man i dette tilfellet gå ned fra 15 til 12 tau per kabel som er en reduksjon i tverrsnittsareal på 20%.

Et annet alternativ er å redusere antall kabler som legges inn i brua fra 12 til 10.

10 kabler

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2$$

$$y_{kr.støtte} := 185 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} - 25 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.støtte.perm} := 9440 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed.støtte.perm} := 20084 \text{ kN}$$

Krav om trykkavlastning:

$$\sigma_{kr.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte} - y_{kr.støtte}) = 1.517 \text{ MPa}$$

$$Kontroll_{trykkavl.støtte} := \text{if}(\sigma_{kr.støtte} \leq 0, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“Ikke OK”}$$

Kontroll av spenning i overkant:

$$\sigma_{ok.støtte} := -\frac{N_{Ed.støtte.perm}}{A_{støtte}} + \frac{M_{Ed.støtte.perm}}{I_s} \cdot (h - y_{tp.støtte}) = 2.478 \text{ MPa}$$

$$Kontroll_{spenning.støtte} := \text{if}(\sigma_{ok.støtte} < f_{ctk.0.05}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

Ved å redusere med én kabel per gruppe - til totalt 10 kabler - vil det føre til en reduksjon i spennarmeringsmengden på 16,6%. Spenningen i toppen av tverrsnittet er da innenfor kravet med en utnyttelse på 91,7% i følge beregningene over.

8.4 ØKONOMI

Med 50 slike bruer som blir bygd hvert år kan små marginer på hvert prosjekt gjøre store utslag over tid. Det er derfor interessant å gjøre et overslag på hvor mye man kan spare over ett år dersom man tar utgangspunkt i en reduksjon i tverrsnittsarealet til spennarmeringen.

8.4.1 Priser

Etter samtale med Håvard Johansen ble det bestemt å regne med følgende priser fra leverandørene av spennarmeringssystemer.

Spennarmering: 100 kr/mMN

Forankring: 3.500 kr/stk.

Montering/arbeid: +30%

Merverdiavgift: +25%

8.4.2 Kostnadsanalyse

Kostnadsinnsparing ved å redusere fra 15 til 12 tau per kabel:

Kostnad, 15 tau per kabel:

Tabell 8-1: Kostnad, 15 tau per kabel

Spennarmering	$100 \text{ kr}/mMN \cdot 55m \cdot 12stk \cdot 3,240MN$	213.840 kr
Forankring	$3.500 \text{ kr}/stk \cdot 24stk$	+84.000 kr
Montering/arbeid	30%	+89.352 kr
Mva.	25%	+96.798 kr
Sum		=483.990 kr

Kostnad, 12 tau per kabel:

Tabell 8-2: Kostnad, 12 tau per kabel

Spennarmering	$100 \text{ kr}/_{mMN} \cdot 55m \cdot 12stk \cdot 2,592MN$	171.072 kr
Forankring	$3.500 \text{ kr}/_{stk} \cdot 24stk$	+84.000 kr
Montering/arbeid	30%	+76.522 kr
Mva.	25%	+82.899 kr
Sum		=414.493 kr

Besparelse:

Tabell 8-3: Besparelse ved å redusere fra 15 til 12 tau per kabel

15 tau per kabel	483.990 kr
12 tau per kabel	-414.493 kr
Sum	=69.497 kr

Kostnadsinnsparing ved å redusere fra 12 til 10 kabler:

Kostnad 12 kabler:

Tabell 8-4: Kostnad 12 kabler

Spennarmering	$100 \text{ kr}/_{mMN} \cdot 55m \cdot 12stk \cdot 3,240MN$	213.840 kr
Forankring	$3.500 \text{ kr}/_{stk} \cdot 24stk$	+84.000 kr
Montering/arbeid	30%	+89.352 kr
Mva.	25%	+96.798 kr
Sum		=483.990 kr

Kostnad 10 kabler:

Tabell 8-5: Kostnad 10 kabler

Spennarmering	$100 \text{ kr}/_{mMN} \cdot 55m \cdot 10stk \cdot 3,240MN$	178.200 kr
Forankring	$3.500 \text{ kr}/_{stk} \cdot 20stk$	+70.000 kr
Montering/arbeid	30%	+74.460 kr
Mva.	25%	+80.665 kr
Sum		=403.325 kr

Besparelse:

Tabell 8-6: Besparelse ved å redusere fra 12 til 10 kabler

12 kabler	483.990 kr
10 kabler	-403.325 kr
Sum	=80.665 kr

8.5 OPPSUMMERING

Det kan konkluderes med at en reduksjon i antall kabler vil føre til den største besparelsen på grunn av den høye enhetskostnaden til ankerene. Over et år der 50 slike bruer blir bygget vil besparelsen i dette tilfellet bli rett i overkant av 4 millioner kroner. Dersom man antar at denne brutypen i snitt koster ca. 250.000 kroner per meter vei vil de bruene som er mest vanlig koste mellom 15-25 millioner kroner avhengig av lengde, bredde, spennvidder, grunnforhold osv. Besparelsen knyttet til å se bort fra kravet om trykkavlastning – i denne oppgaven - er relativt liten og vil i dette tilfelle ligge på 0,5% av det brua koster å bygge.

Det må presiseres at det stilles krav til kontroll av rissvidde for alle overflater. Trykkavlastning skal også kontrolleres for alle snitt som er aktuelle. Disse beregningene utføres vanligvis ved hjelp av beregningsprogrammer. I denne oppgaven er ikke NovaDesign brukt, og begrenset tidsrom har gjort at kun det antatt viktigste snittet er kontrollert. Det bør derfor utføres mer omfattende analyser.

9 KONKLUSJON

Brua er kontrollert i bruddgrensetilstand med fortløpende bestemmelse av minimumsarmering. Brua tilfredstiller alle kontroller med minimumsarmering som er lagt inn. Spennarmering var gitt i oppgavetekst.

Brua er kontrollert i bruksgrensetilstand for snittet over støtte i akse 3 og snittet midt i feltet mellom akse 2 og 3. Da spenningskontrollene for stadium I viste at spenningene i betongen var godt innenfor grensene ble det ikke fortatt noen nærmere kontroller for rissvidde ettersom det vil være unødvendig. Kravet om trykkavlastning er godkjent.

Det ble i siste del av oppgaven sett på trykkavlastning og besparelse i spennarmering knyttet til å se bort fra dette kravet. Ved å se bort fra dette kravet kan spennarmeringsmengden i brua reduseres med opp til 20%. Den største besparelsen økonomisk sett vil være å redusere antall kabler fra 12 til 10. Det tilsvarer en reduksjon i tverrsnittsareal på 16,6%.

Det har vært en veldig lærerik prosess å jobbe med NovaFrame ettersom programmet trenger alle parametere angitt manuelt med riktig nummerering for å kunne kjøre analyse og få gode resultater. Derfor vil man opparbeide seg en god forståelse for bruprojektering ved å bruke dette programmet.

Videre arbeid vil være knyttet til å danne et bedre bilde av kravet om trykkavlastning for flere spennvidder og tverrsnitt for denne brutypen. Det er da interessant å se på hvor mye spennarmering som kan spares, eller evt. økes, sett i forhold til det økonomiske aspektet.

REFERANSER

1. Johansen H. Bruplanlegging. 2014..
2. DYWIDAG. DYWIDAG-sistemas. [Online]. Berlin: DYWIDAG; 2011. Available from: http://www.dywidag-sistemas.com/uploads/media/DSI_DYWIDAG_ETA-06-0022_Bonded-Post-Tensioning-System-using-Strands_en.pdf.
3. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner. 2nd ed. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2012.
4. Statens Vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering - Eurokodeutgave. 1st ed. Oslo: Statens Vegvesen Vegdirektoratet; 2014.
5. Aas-jackobse. Userguide NovaFrame. 5th ed.
6. Larsen PK. Stålkonstruksjoner, profiler og formler Trondheim: Tapir Akademiske forlag; 1993.
7. Bell K. Matrisestatikk - Statiske beregninger av rammekonstruksjoner. 1st ed. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2011.
8. Pucher A. Einflussfelder Elastischer Platten Wien: Springer-Verlag; 1964.
9. Norsk Betongforening. Publikasjon nr.6, Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster. 1st ed. Oslo: Norsk Betongforenings Brokomité; 1978.
10. Seidel M. tuwien. [Online]. Available from: <http://www.tuwien.ac.at/fileadmin/t/tuwien/fotos/pa/download/2013/egg-graben07.JPG>.
11. Berger J. An innovative design concept for improving the durability of concrete bridges. Structural concrete. 2011 september; 12(3): p. 155-163.
12. Standard Norge. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1st ed. Brussel: CEN; 2010.
13. Standard Norge. NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1st ed. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen

(CEN); 2008.

14. Standard Norge. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. 1st ed. Brussel: CEB; 2008.
15. Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. 1st ed. Brussel: CEN; 2009.
16. Standard Norge. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning. 1st ed. Brussel: CEN; 2008.
17. Standard Norge. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklaster på bruer. 1st ed. Brussel: CEN; 2003.
18. Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 1st ed. Brussel: CEN; 2008.
19. KU. diepresse. [Online].; 2013 [cited 2015 05 4. Available from: <http://diepresse.com/home/science/1501680/Ein-Oscar-fur-die-EggGrabenBrucke>.

VEDLEGG

- A. Oppgavetekst fra brukurs 2014

- B. Inputfil fra NovaFrame

KT6003 *Prosjektering av bruer 1 høsten 2014*

Prosjektoppgave

Innledning

Ei planlagt plasstøpt og etteroppspent bjelke/platebru skal analyseres og dimensjoneres i henhold til gjeldende regelverk. Brulengden er $1,0 + 22,5 + 28,0 + 22,5 + 1,0 = 75,0$ meter (1,0 meter utstikk forbi landkaraksene på begge ender). Tverrsnittet er konstant, med føringsbredde 8,5 meter, bjelkedel bredde 5,0 meter, tverrsnittshøyde i bjelkedelen 1,3 meter og vingetykkelse 0,35 meter. Spennarmeringen er satt sammen av to kabelgrupper med 6 stk 15-taus kabler i hver gruppe. Lengdesnitt og tverrsnitt med spennkabler i endefelt og ved opplegg er vist i vedlagte figur. Antatt/foreslått kabelføring er også vist.

Forutsetninger

Utførelse

Overbygningen forutsettes utført i én støp med forskaling på reis fra bakken.

De som ønsker (frivillig), kan regne med følgende tre byggefaser:

1. Første etappe: $1,0 + 22,5 + 5,6 = 29,1$ meter fra venstre bruende til 5,6 meter forbi akse 2
2. Andre etappe: 28,0 meter fram til 5,6 meter forbi akse 3
3. Tredje etappe: $16,9 + 1,0 = 17,9$ meter fram til høyre bruende

Geometri og grensebetingelser

Forutsetninger:

- Brua er horisontal (ingen vertikalkurvatur) og rett (ingen horisontalkurvatur)
- Akse 1: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med sidestyling og fastholding i bruas lengderetning
- Akse 2/3: Skivesøyle 5,0 m x 0,8 m, monolittisk forbindelse
- Akse 4: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med sidestyling men uten fastholding i bruas lengderetning
- Fundamentering på berg i alle akser

Materialer

Forutsetninger:

- Betongkvalitet B45
- Slakkarmering B 500 NC

Laster

Forutsetninger for egenvekter:

- Egenvekt for endeskjørt, vanger og endetverrbærere i akse 1 og 6 neglisjeres.
- Super-egenvekt (slitelag, kantdragere og rekkverk) modelleres som sentrisk last 40 kN/m.

Forutsetninger for temperatur:

- Temperatur-virkninger: $T_{\max} = 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = -28 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Forutsetninger for vindlaster:

- Brua ligger i Trondheim kommune i Sør-Trøndelag
- Retningsfaktor, sesongfaktor og nivåfaktor settes lik 1,0 (C_{dir} , C_{season} , $C_{alt} = 1,0$)
- Returperiode i ferdigtilstand settes lik 50 år ($C_{prob} = 1,0$)
- Terrengformfaktor, $c_0(z) = 1,0$
- Overbygningens høyde over terreng, $z = 10 \text{ m}$
- Terrengruhetskategori II
- Vindturbulens, $k_1 = 1,0$
- Total bruplatebredde inkl kantdragere, $b = 9,5 \text{ m}$
- Vindlast på søyler neglisjeres.

Spennarmering

Spennarmering med 15 stk 150 mm^2 tau pr kabel antas brukt. Aktuelle systemer kan være for eksempel Dywidag (DSI) eller Cona CMI BT (BBR VT). Data/forutsetninger finnes i relevante ETA'er:

- ETA-06/0022 (DSI)
- ETA-09/0286 (BBR)

ETA-ene finnes på leverandørenes nettsider. Google-søk med titlene fører som regel fram.

Kablenes/forankringenes plassering er antydnet i vedlagte figur.

I analysen kan kabler samles i grupper i CL bru.

Kabelgruppe 1 spennes opp ved akse 1 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Kabelgruppe 2 spennes opp ved akse 4 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Låsetapet ved aktiv forankring settes lik 6 mm.

Det forutsettes brukt kabelrør med diameter 100 mm, og minimum trykkfasthet for betongen ved oppspenning settes lik 32 MPa (sylinder) / 40 MPa (terning).

Ved utførelse i tre etapper forutsettes kabelføring tilpasset byggefasene.

Miljø

Eksponeringsklasser: XD1 for overside, XC3 for underside.

Oppgaver

Oppgave 1: Prosjekteringsgrunnlag

(a) Lag en summarisk oversikt over nødvendige grunnlagsdokumenter, inkludert standarder, håndbøker, ETA'er osv. Gi en kort (to linjer) presentasjon av analyseprogrammet som benyttes.

(b) Bestem dimensjonerende materialegenskaper for både betong, slakkarmering og spennarmering. Kartlegg viktige forutsetninger vedr kryp og svinn for betongen.

- (c) Bestem viktige forutsetninger for valgt spennsystem, inkludert parametere for spennkrafttap, minimum senteravstander og kantavstander for kabelforankringene, oppspenningskraft mm.
- (d) Bestem minimumsarmering (slakkarmering) for tverrsnittet. Velg (innledende) lengdearmering med senteravstand 150 mm slik at kravet til minimumsarmering er tilfredsstilt.
- (e) Bestem nødvendig overdekning, og vis plassering av slakkarmering og spennarmering, samt kabelforankringer, i tverrsnittet.
- (f) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra trafikklast.
- (g) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra temperaturlaster.
- (h) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra vindlaster på bru uten trafikk og på bru med trafikk.
- (i) Bestem dimensjonerende lastkombinasjoner.

Oppgave 2: Analyse

- (a) Etabler analysemodell for brua.
- (b) Vis hvordan alle forutsetninger vedrørende både geometri, grensebetingelser, materialer, laster, lastkombinasjoner og spennarmering er ivaretatt og implementert i analysen.
- (c) Verifiser viktige resultater for alle viktige lasttilfeller, delkombinasjoner og dimensjonerende lastkombinasjoner. Nevn kort hvilke forhold som *ikke* er ivaretatt eller modellert eksakt i analysen og vurder om unøyaktighetene har vesentlig betydning for resultatene.
- (d) Kontroller om SLS-krav om trykkavlastning er tilfredsstilt. Dersom kravet ikke er tilfredsstilt, øk spennarmeringsmengdene og kjør analysen på nytt.
- (e) Presenter og forklar de viktigste analyseresultatene (krefter/moment) ved diagrammer og tabeller.

Oppgave 3: Tverrsnittskontroll

- (a) Bestem effektiv flensbredde.
- (b) Kontroller ved håndregning tverrsnittets momentkapasitet (ULS) i endefelt akse 1-2 (snitt A) og ved opplegg akse 2 (snitt B). Regn med spennarmeringen som bidrag til tverrsnittets kapasitet (indre motstand). Kontroller kapasiteten mot dimensjonerende (opptredende) momenter for ULS uten forspennings primær-effekter.
- (c) Vis at tverrsnittene kontrollert i (b) er underarmerte.
- (d) Kontroller ved håndregning tverrsnittets skjærkapasitet (ULS) ved opplegg akse 2. Finn ut om skjærarmering (bøyle) er nødvendig, og bestem eventuelt nødvendig bøylearmering og eventuelt nødvendig tillegg i lengdearmering..

(e) Kontroller ved håndregning tverrsnittets torsjonskapasitet (ULS) ved opplegg akse 2. Bestem eventuell nødvendig tverrarmring (bøyle rundt bjelkedelen av tverrsnittet) og tillegg i lengdearmring.

(f) Kontroller betongens kapasitet for skjær-trykk for kombinert skjær og torsjon.

(g) Kontroller ved håndregning trykkavlastning (snitt A) og rissvidder (snitt A og B).

Oppgave 4: Diverse kontroller – frivillig

De som ønsker kan dokumentere følgende kontroller:

- a) Skiveskjær i flenser og lastvirkninger i bruas tverretning;
dimensjonering av tverrarmring i bruvingenes innspenning
- b) Kontroll av lokale krefter over lagre og ved spennarmeringsforankringer
- c) Dimensjonering av søyler, inkludert vurdering av knekk lengder/slankhet og 2. ordens tilleggsmomenter

De som regner med byggefaser kan kontrollere overbygningens kapasitet i oppspenningstilstanden, dvs med spennarmeringen på trykksida.

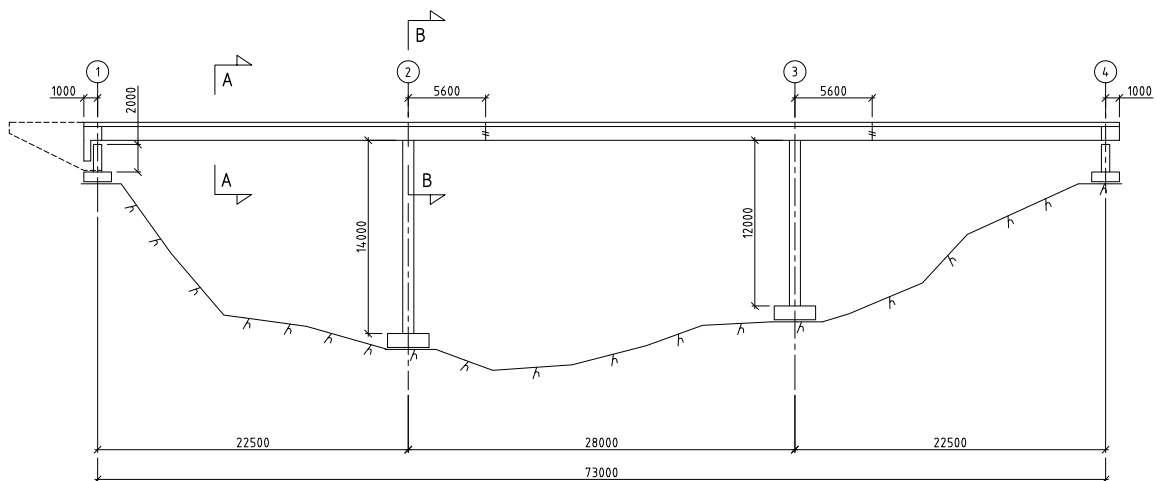
Praktiske detaljer

Oppgavene skal besvares fullstendig – men mest mulig kortfattet. Besvarelsen skal leveres digitalt (pdf) med epost til havard.johansen@vegvesen.no. Skannede håndskrevne sider aksepteres hvis teksten er godt lesbar.

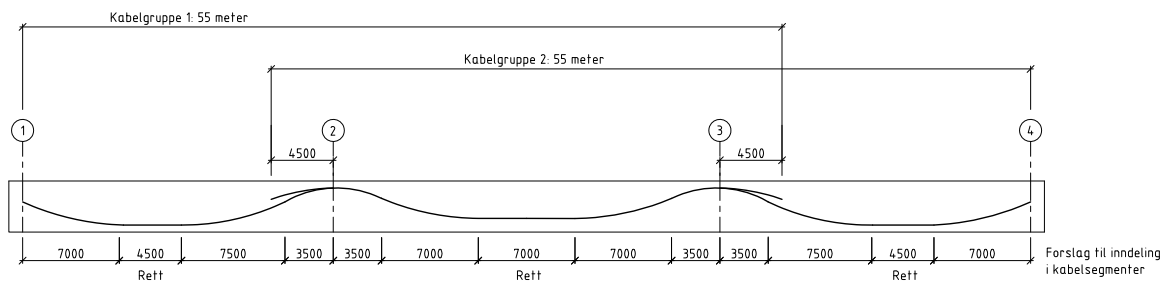
Oppgave 1 og 2 skal leveres innen **tirsdag 14. oktober kl 14.30**.
Løsningsforslag for analysen vil deretter bli delt ut og gjennomgått.

Oppgave 3 (og eventuelt oppgave 4) skal leveres innen **tirsdag 11. november kl 15.30**.
Arbeidet med oppgave 3 forutsettes basert på løsningsforslag for oppgave 1 og 2.

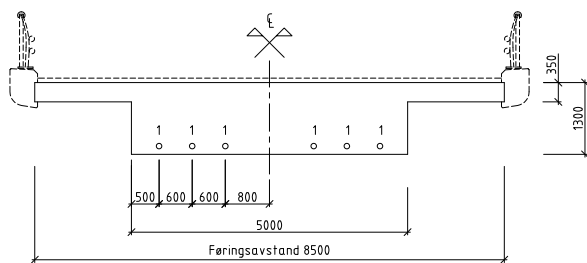
KT6003 Prosjektering av bruer 1 høsten 2014 - Prosjektoppgave



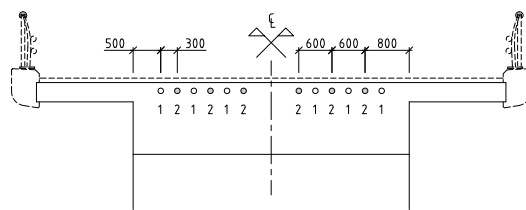
Lengdesnitt



Spennarmering



Snitt A - endefelt 1-2



Snitt B - akse 2

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Project name   : Bru 1
% Database name  : C:\Users\Fredrik\Desktop\Nova Frame
filer\Masteroppgave.GDD
% Date          : 29/4-2015 - 14:11
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

%%% PROJECT IDENTIFICATION  %%%
PROJECT, 1, NS_EN_1992, NS3472_3, "Bru 1"

```

```

%%% REFERENCE LINES  %%%
REFLINE, 0, 0, "Cross sections"
REFLINE, 1, 1, "PL veg"
REFLINE, 10, 2, "Akse 1 senter"
REFLINE, 11, 2, "Akse 1 h°yre"
REFLINE, 12, 2, "Akse 1 venstre"
REFLINE, 20, 2, "Akse 2"
REFLINE, 30, 2, "Akse 3"
REFLINE, 40, 2, "Akse 4 senter"
REFLINE, 41, 2, "Akse 4 h°yre"
REFLINE, 42, 2, "Akse 4 venstre"

```

```

%%% REFERENCE LINE AXIS  %%%
RFLAXIS, 1, 1, 100.000, "Akse 1"
RFLAXIS, 2, 1, 122.500, "Akse 2"
RFLAXIS, 3, 1, 150.500, "Akse 3"
RFLAXIS, 4, 1, 173.000, "Akse 4"

```

```

%%% REFERENCE LINE HORIZONTAL SEGMENTS %%%
%      HorSeg RflNo Type StationNo  Stat1  X1  Y1  Stat2  X2  Y2
R1  R2  A
RFLHORI  1  1  1  99.000  0.000  0.000  174.000
75.000  0.000  0.000  0.000  0.000

```

```

%%% REFERENCE LINE VERTICAL SEGMENTS %%%
%      VerSegNo RflNo Type Stat1 Z1 Stat2  Z2  R
RFLVERT  1  1  1  99.000  16.000  174.000
16.000  0.000

```

```

%%% REFERENCE LINE COORDINATES %%%
%      CoordNo RflNo Type  Stat  X  Y  Z

```

%%% REFERENCE LINE COLUMN %%%

%	ColRflNo	RflNo	Type	St/Ax	Offs	Angle	Top	Bot	Name
RFLCOLUM	10	1	2	1	0.000	0.000	0.000	14.000	
RFLCOLUM	11	1	2	1	-2.000	0.000	0.000	14.000	
RFLCOLUM	12	1	2	1	2.000	0.000	0.000	14.000	
RFLCOLUM	20	1	2	2	0.000	0.000	0.000	2.000	
RFLCOLUM	30	1	2	3	0.000	0.000	0.000	4.000	
RFLCOLUM	40	1	2	4	0.000	0.000	0.000	14.000	
RFLCOLUM	41	1	2	4	2.000	0.000	0.000	14.000	
RFLCOLUM	42	1	2	4	-2.000	0.000	0.000	14.000	

%%% CONCRETE MATERIAL INPUT %%%

MCONCR, 1, 35.00, 0, 2200, 0.20, -1, 1, 0.15, "B35 (C35/45)"
MCONCR, 2, 45.00, 0, 2200, 0.20, -1, 1, 0.15, "B45 (C45/55)"

%%% STEEL MATERIAL INPUT %%%

MSTEEL, 1, 235.0, 210000, 7850, 360.0, 0.00, 0.0000120, 0.30, 210000,
0.0 "S235"

%%% REINFORCEMENT STEEL MATERIAL INPUT %%%

MREINF, 1, 500.0, 200000, 30.00, 3, 1, 520.00, "B500NC"

%%% TENDON STEEL MATERIAL INPUT %%%

MTEND, 1, 1600.0, 195000, 20.00, 1, 1, 1860.00, "fp01k=1600"

%%% CONCRETE DESIGN PARAMETER INPUT %%%

DPCONCR, 1, 1.500, 1.200, 1.000, 3.500, 3.500, 3.500, "NS-EN 1992
default values"

%%% STEEL DESIGN PARAMETER INPUT %%%

DPSTEEL, 1, 1.100, 1.000, 12.000, 12.000, "Default values"

%%% REINFORCEMENT DESIGN PARAMETER INPUT %%%

DPREINF, 1, 0.80, 1.00, 0.300, 40.0, , 1.150, 1.000, 1.000, 5.00,
5.00, 5.00, "NS-EN 1992 default values"

%%% TENDON DESIGN PARAMETER INPUT %%%

DPTEND, 1, 1.60, 1.00, 0.200, 50.0, , 1.150, 1.000, 1.000, 10.00,
10.00, 10.00, "NS-EN 1992 default values"

%%% SECTION DESIGN PARAMETER INPUT %%%

```
DPSECT, 1, CONCR, 0.000, 0.000, 1.00, 1.00, 0, 2.500, 0.40, 0.106, 1,
400, "NS-EN 1992 default values"
DPSECT, 2, STEEL, 1, ROLLED, 0.00, 0.00, CALC, CALC, 0.00, 0.00,
0.00, 0.00, CALC, "NS 3472-3 default values"
```

%%% SECTION INPUT %%%

```
XSECT, 1, 99.000, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "Start snitt"
XSECT, 1, 174.000, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "Slutt snitt"
XSECT, 10, 14, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "S°yle akse 1"
XSECT, 20, 2, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "S°yle akse 2"
XSECT, 30, 4, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "S°yle akse 3"
XSECT, 40, 14, MASSIVE, CONCR, 2, 1, 1 "S°yle akse 4"
```

%%% SECTION MEASURE INPUT %%%

%%% SECTION POINT INPUT %%%

```
PT, 1, 99.000, 1, ABS, 1750, 0.0
PT, 1, 99.000, 2, ABS, 4250, 0.0
PT, 1, 99.000, 3, ABS, 6750, 0.0
PT, 1, 99.000, 4, ABS, 6750, 950
PT, 1, 99.000, 5, ABS, 8500, 950
PT, 1, 99.000, 6, ABS, 8500, 1300
PT, 1, 99.000, 7, ABS, 4250, 1300
PT, 1, 99.000, 8, ABS, 0.0, 1300
PT, 1, 99.000, 9, ABS, 0.0, 950
PT, 1, 99.000, 10, ABS, 1750, 950
PT, 1, 99.000, 11, ABS, 1750, 0.0
```

```
PT, 10, 14.000, 13, ABS, 0.0, 0.0
PT, 10, 14.000, 14, ABS, 7500, 0.0
PT, 10, 14.000, 15, ABS, 7500, 600
PT, 10, 14.000, 16, ABS, 0.0, 600
PT, 10, 14.000, 17, ABS, 0.0, 0.0
PT, 20, 2.000, 18, ABS, 0.0, 0.0
PT, 20, 2.000, 19, ABS, 5000, 0.0
PT, 20, 2.000, 20, ABS, 5000, 800
PT, 20, 2.000, 21, ABS, 0.0, 800
PT, 20, 2.000, 22, ABS, 0.0, 0.0
PT, 30, 4.000, 23, ABS, 0.0, 0.0
PT, 30, 4.000, 24, ABS, 5000, 0.0
PT, 30, 4.000, 25, ABS, 5000, 800
PT, 30, 4.000, 26, ABS, 0.0, 800
PT, 30, 4.000, 27, ABS, 0.0, 0.0
```

Vedlegg B

```

PT, 40, 14.000, 28, ABS, 0.0, 0.0
PT, 40, 14.000, 29, ABS, 7500, 0.0
PT, 40, 14.000, 30, ABS, 7500, 600
PT, 40, 14.000, 31, ABS, 0.0, 600
PT, 40, 14.000, 32, ABS, 0.0, 0.0
PT, 1, 174.000, 33, ABS, 1750, 0.0
PT, 1, 174.000, 34, ABS, 4250, 0.0
PT, 1, 174.000, 35, ABS, 6750, 0.0
PT, 1, 174.000, 36, ABS, 6750, 950
PT, 1, 174.000, 37, ABS, 8500, 950
PT, 1, 174.000, 38, ABS, 8500, 1300
PT, 1, 174.000, 39, ABS, 4250, 1300
PT, 1, 174.000, 40, ABS, 0.0, 1300
PT, 1, 174.000, 41, ABS, 0.0, 950
PT, 1, 174.000, 42, ABS, 1750, 950
PT, 1, 174.000, 43, ABS, 1750, 0.0

```

%%% SECTION PANEL INPUT %%%

%%% SECTION-REFERENCE LINE CONNECTION INPUT %%%

```

CONN, 1, 99.000, 2, 7, 0.000, 0.000
CONN, 10, 14.000, 2, 13, 3.750, 0.300
CONN, 20, 2.000, 2, 18, -2.500, -0.400
CONN, 30, 4.000, 2, 23, -2.500, -0.400
CONN, 40, 14.000, 2, 28, 3.750, 0.300
CONN, 1, 174.000, 2, 39, 0.000, 0.000

```

%%% SECTION POINT FACE CONNECTION INPUT %%%

%%% SECTION POINT FACE CONNECTION INPUT %%%

```

SECTFACE 1      99.000  7  7  1  UPPER
SECTFACE 1      99.000  2  2  1  LOWER
SECTFACE 1     174.000 39 39  1  UPPER
SECTFACE 1     174.000 34 34  1  LOWER

```

%%% NODE INPUT %%%

```

%      N1  N2    dN   StartX   StartY   StartZ   DeltaX
DeltaY  DeltaZ
AXISNODE 20  29  1  20    1  2  0.000 -0.001
AXISNODE 30  39  1  30    1  2  0.000 -0.001
AXISNODE 101 119  1  1     1  2  1.000 -1.000
AXISNODE 120 139  1  1     2  3  0.000 -1.000
AXISNODE 140 159  1  1     3  4  0.000 -1.000
AXISNODE 160 170 10  1     4  4  0.000  1.000
AXISNODE 90 100 10  1     1  1 -1.000  0.000

```

%%% ELEMENT INPUT %%%

%	E1	E2	dE	1.Nod	2.Nod	Incr
ELEMINS	500	519	1	100	101	1
ELEMINS	520	539	1	120	121	1
ELEMINS	540	559	1	140	141	1
ELEMINS	700	708	1	20	21	1
ELEMINS	710	718	1	30	31	1
ELEMINS	400	400	1	90	100	1
ELEMINS	600	600	1	160	170	1

%%% ELEMENT SPECIFICATION INPUT %%%

%	E1	E2	dE	S.No	Incr	Type	A1	A2
---	----	----	----	------	------	------	----	----

%%% BOUNDARY CONDITION INPUT %%%

%	N1	N2	dN	XTr	YTr	ZTr	XRot	YRot	ZRot
BOUNDINS	20	30	10	1	1	1	1	1	1
BOUNDINS	29	29	0	120	0	0	0	0	0
BOUNDINS	39	39	0	140	0	0	0	0	0
BOUNDINS	100	100	1	1	1	1	1	0	1
BOUNDINS	160	160	1	0	1	1	1	0	1

%%% JOINT INPUT %%%

%	E1	E2	dE	FirstCode	SecondCode
---	----	----	----	-----------	------------

%%% DESIGN SECTION INPUT %%%

%	E1	E2	dE	From	To	Step
DESGINS	400	400	1	0.000	1.000	0.500
DESGINS	500	559	1	0.000	1.000	0.500
DESGINS	600	600	1	0.000	1.000	0.500
DESGINS	700	718	1	0.000	1.000	0.500

%%% ELEMENT MASS INPUT %%%

%	E1	E2	dE	M-Type	Dir	A1	A2
---	----	----	----	--------	-----	----	----

%%% ELEMENT WIND AREA INPUT %%%

Vedlegg B

% E1 E2 dE L-D L-L0 L-L1 N-D N-L0 N-L1

%%% TENDON INPUT %%%

%	No	Type	MatNo	DesNo	Area	Duct	G.Fck	Name
TENDON	1	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k1"	
TENDON	2	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k2"	
TENDON	3	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k3"	
TENDON	4	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k4"	
TENDON	5	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k5"	
TENDON	6	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k6"	
TENDON	7	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k7"	
TENDON	8	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k8"	
TENDON	9	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k9"	
TENDON	10	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k10"	
TENDON	11	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k11"	
TENDON	12	POST	1 1	2250.0	100.0	50.0	"k12"	

%%% TENDON GROUP INPUT %%%

%	No	NoOfTen	Space-L	Space-N	RelTo	Off-L	Off-N
---	----	---------	---------	---------	-------	-------	-------

%%% TENDON GEOMETRY TYPE INPUT %%%

%	No	GeoType	RflNo	RelCode	PointNo
TENGEO	1	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	2	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	3	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	4	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	5	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	6	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	7	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	8	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	9	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	10	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	11	BYRFL	1	RELPOINT	2
TENGEO	12	BYRFL	1	RELPOINT	2

%%% TENDON GEOMETRY INPUT %%%

%	No	Curve	From	To	Step	Off-A	Off-B	C
TENGEON	1	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	1	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	1	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	1	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	1	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	1	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	1	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	1	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000

Vedlegg B

TENGEOL	1	4	99.000	100.000	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	100.000	107.000	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	107.000	111.500	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	111.500	122.500	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	122.500	133.000	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	133.000	140.000	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	140.000	150.500	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEOL	1	4	150.000	155.000	1	-2.000	-2.000	0.000
TENGEON	2	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	2	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	2	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	2	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	2	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	2	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	2	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	2	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000
TENGEOL	2	4	99.000	100.000	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	100.000	111.500	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	111.500	122.500	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	122.500	133.000	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	133.000	140.000	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	140.000	150.500	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEOL	2	4	150.000	155.000	1	-1.400	-1.400	0.000
TENGEON	3	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	3	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	3	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	3	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	3	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	3	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	3	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	3	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000
TENGEOL	3	4	99.000	100.000	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	100.000	111.500	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	111.500	122.500	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	122.500	133.000	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	133.000	140.000	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	140.000	150.500	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEOL	3	4	150.000	155.000	1	-0.8000	-0.8000	0.000
TENGEON	4	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	4	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	4	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	4	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	4	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	4	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	4	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	4	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000
TENGEOL	4	4	99.000	107.000	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEOL	4	4	107.000	111.500	1	0.8000	0.8000	0.000

Vedlegg B

TENGEOL	4	4	111.500	122.500	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEOL	4	4	122.500	133.000	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEOL	4	4	133.000	140.000	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEOL	4	4	140.000	150.500	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEOL	4	4	150.000	155.000	1	0.8000	0.8000	0.000
TENGEON	5	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	5	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	5	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	5	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	5	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	5	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	5	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	5	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000
TENGEOL	5	4	99.000	107.000	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	107.000	111.500	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	111.500	122.500	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	122.500	133.000	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	133.000	140.000	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	140.000	150.500	1	1.400	1.400	0.000
TENGEOL	5	4	150.000	155.000	1	1.400	1.400	0.000
TENGEON	6	4	99.000	100.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEON	6	1	100.000	107.000	1	0.7253	0.175	0.000
TENGEON	6	4	107.000	111.500	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	6	2	111.500	122.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	6	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	6	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	6	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	6	3	150.500	155.000	1	1.115	1.000	0.000
TENGEOL	6	4	99.000	107.000	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	107.000	111.500	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	111.500	122.500	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	122.500	133.000	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	133.000	140.000	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	140.000	150.500	1	2.000	2.000	0.000
TENGEOL	6	4	150.000	155.000	1	2.000	2.000	0.000
TENGEON	7	1	118.000	122.500	1	1.000	1.115	0.000
TENGEON	7	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	7	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	7	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	7	2	150.500	161.500	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	7	4	161.500	166.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	7	3	166.000	173.000	1	0.175	0.7253	0.000
TENGEON	7	4	173.000	174.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEOL	7	4	118.000	122.500	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEOL	7	4	122.500	133.000	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEOL	7	4	133.000	140.000	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEOL	7	4	140.000	150.500	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEOL	7	4	150.500	161.500	1	-1.700	-1.700	0.000

Vedlegg B

TENGEOL	7	4	161.500	166.000	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEOL	7	4	166.000	174.000	1	-1.700	-1.700	0.000
TENGEON	8	1	118.000	122.500	1	1.000	1.115	0.000
TENGEON	8	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	8	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	8	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	8	2	150.500	161.500	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	8	4	161.500	166.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	8	3	166.000	173.000	1	0.175	0.7253	0.000
TENGEON	8	4	173.000	174.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEOL	8	4	118.000	122.500	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	122.500	133.000	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	133.000	140.000	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	140.000	150.500	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	150.500	161.500	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	161.500	166.000	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEOL	8	4	166.000	174.000	1	-1.100	-1.100	0.000
TENGEON	9	1	118.000	122.500	1	1.000	1.115	0.000
TENGEON	9	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	9	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	9	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	9	2	150.500	161.500	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	9	4	161.500	166.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	9	3	166.000	173.000	1	0.175	0.7253	0.000
TENGEON	9	4	173.000	174.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEOL	9	4	118.000	122.500	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	122.500	133.000	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	133.000	140.000	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	140.000	150.500	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	150.500	161.500	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	161.500	166.000	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEOL	9	4	166.000	174.000	1	-0.500	-0.500	0.000
TENGEON	10	1	118.000	122.500	1	1.000	1.115	0.000
TENGEON	10	2	122.500	133.000	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	10	4	133.000	140.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	10	2	140.000	150.500	1	0.175	1.115	0.000
TENGEON	10	2	150.500	161.500	1	1.115	0.175	0.000
TENGEON	10	4	161.500	166.000	1	0.175	0.175	0.000
TENGEON	10	3	166.000	173.000	1	0.175	0.7253	0.000
TENGEON	10	4	173.000	174.000	1	0.7253	0.7253	0.000
TENGEOL	10	4	118.000	122.500	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	122.500	133.000	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	133.000	140.000	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	140.000	150.500	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	150.500	161.500	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	161.500	166.000	1	0.500	0.500	0.000
TENGEOL	10	4	166.000	174.000	1	0.500	0.500	0.000

Vedlegg B

```
TENLOSS 9 0.190 0.005 6.000 -0.300 -0.2942 66.800 81.400
2.500
TENLOSS 10 0.190 0.005 6.000 -0.300 -0.2942 66.800 81.400
2.500
TENLOSS 11 0.190 0.005 6.000 -0.300 -0.2942 66.800 81.400
2.500
TENLOSS 12 0.190 0.005 6.000 -0.300 -0.2942 66.800 81.400
2.500
```

```
%%% TENDON STRESSING INPUT %%%
%      No  End1  End2  First
TENSTRESS 1  90.000  0.000  1
TENSTRESS 2  90.000  0.000  1
TENSTRESS 3  90.000  0.000  1
TENSTRESS 4  90.000  0.000  1
TENSTRESS 5  90.000  0.000  1
TENSTRESS 6  90.000  0.000  1
TENSTRESS 7  0.000  90.000  2
TENSTRESS 8  0.000  90.000  2
TENSTRESS 9  0.000  90.000  2
TENSTRESS 10 0.000  90.000  2
TENSTRESS 11 0.000  90.000  2
TENSTRESS 12 0.000  90.000  2
```

```
%%% LOAD INPUT %%%
%      No  E1  E2  dE Type Dir      A1      A2      A3
A4      Name
LOADINS  1  400  600  1  3  3  -193.125  0.000
0.000  0.000  "Egnevekt"
LOADINS  2  400  600  1  3  3  -40.000  0.000
0.000  0.000  "Superegenvekt"

LOADINS  3  400  600  1  15  5  001  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  002  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  003  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  004  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  005  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  006  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  007  001
000  111  "Spennarmering tvang"
LOADINS  3  400  600  1  15  5  008  001
000  111  "Spennarmering tvang"
```

Vedlegg B

LOADINS	3	400	600	1	15	5	009	001
000	111	"Spennarmering tvang"						
LOADINS	3	400	600	1	15	5	010	001
000	111	"Spennarmering tvang"						
LOADINS	3	400	600	1	15	5	011	001
000	111	"Spennarmering tvang"						
LOADINS	3	400	600	1	15	5	012	001
000	111	"Spennarmering tvang"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	001	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	002	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	003	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	004	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	005	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	006	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	007	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	008	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	009	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	0010	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	0011	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	4	400	600	1	15	5	0012	000
000	111	"Spennarmering full"						
LOADINS	5	400	600	1	3	5	6.370	0.000
0.000	0.000	"Trafikk brems"						
LOADINS	6	400	600	1	3	4	1.590	0.000
0.000	0.000	"Trafikk tverr"						
LOADINS	7	400	600	1	2	5	1.000	0.000
0.000	1.000	"Temperatur diff"						
LOADINS	8	400	600	1	2	5	0.000	0.000
1.000	1.000	"Temperatur grad"						
LOADINS	9	400	600	1	3	3	-9.442	2.375
0.000	0.000	"Vindlast uten trafikk"						
LOADINS	10	400	600	1	3	3	-6.546	2.375
0.000	0.000	"Vindlast med trafikk"						
LOADINS	11	400	600	1	12	5	-0.294	0.000
0.000	0.000	"Svinn etter 100 or"						

%%% TRAFFIC LINE INPUT %%%

%	LineNo	E1	E2	dE	PosNo	Name
TRAFLINE	1	400	600	1	3	0.000 "Trafikk"

%%% TRAFFIC LOAD INPUT %%%

%	LoadNo	TrackNo	LineNo	Dir	E-min	E-max	Q	P1	P2	P3
distA	distB	Name								
TRAFLOAD	101	1	1	1	1.750	3.750	16.200	300.000	300.000	0.000
1.200	0.000	"LM 1 Felt 1"								
TRAFLOAD	102	2	1	1	-1.250	0.750	7.500	200.000	200.000	0.000
1.200	0.000	"LM 1 Felt 2"								
TRAFLOAD	103	3	1	1	-4.000	-2.000	6.250	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	"LM 1 Resterende"								
TRAFLOAD	104	4	1	1	3.950	1.950	0.000	400.000	0.000	0.000
0.000	0.000	"LM 2"								
TRAFLOAD	105	1	1	1	1.750	3.750	16.200	300.000	300.000	0.000
1.200	0.000	"LM 1 Lasttog"								
TRAFLOAD	105	2	1	1	-1.250	0.750	7.500	200.000	200.000	0.000
1.200	0.000	"LM 1 Lasttog"								
TRAFLOAD	105	3	1	1	-4.000	-2.000	6.250	0.000	0.000	0.000
1.200	0.000	"LM 1 Lasttog"								

%%% DYNAMIC LOAD INPUT %%%

%	No	ModeF	ModeTo	Spectra	A1	A2	A3	A4	A5	Name
---	----	-------	--------	---------	----	----	----	----	----	------

%%% EXTERNAL DISPLACEMENT INPUT %%%

%	Type	No	NodeNo	dL	dM	dN	RL	RM	RN	Name
---	------	----	--------	----	----	----	----	----	----	------

%%% EXTERNAL SECTION FORCES INPUT %%%

%	Type	No	ElNo	PL	PM	PN	ML	MM	
MN	Name								

%%% CREEP COMBINATION INPUT %%%

%	No	LC1	Fac1	LC2	Fac2	LC3	Fac3	Name
CREEPCMB	201		1	1.000	"Kryp 100 σ			egenvekt"
CREEPCMB	201		2	1.000	"Kryp 100 σ			superegenvekt"
CREEPCMB	202		4	1.000	"Kryp 100 σ			spennarmering full"

Vedlegg B

%%% CREEP LOAD INPUT %%%

%	No	E1	E2	dE	CreCmb	Type	A1	A2	A3	Name
CREEPLC	301	400	600		1	201	2	1.656		0.000
	0.000	"Kryp 100 σ egenvekt"								
CREEPLC	302	400	600		1	202	2	1.656		0.000
	0.000	"Kryp 100 σ kabel"								

%%% SUBMODELS INPUT %%%

%	No	UMod.	Code	E1	E2	dE	Name
MODEL	1	0	3	400	718	1	"Modell 1"

%%% SUBMODEL MODIFICATION INPUT %%%

%	No	Code	D1	D2	D3	D4	D5	D6
---	----	------	----	----	----	----	----	----

%%% CALCULATION GROUP INPUT %%%

%	No	AnType	F.Lc	T.Lc	dLc	Name
CALCGRP	1	1	1	0		"Permanente laster"
CALCGRP	1	1	2	0		"Permanente laster"
CALCGRP	1	1	3	0		"Permanente laster"
CALCGRP	1	1	4	0		"Permanente laster"
CALCGRP	2	1	5	0		"Bremselast"
CALCGRP	2	1	6	0		"Tverrlast"
CALCGRP	2	1	7	1		"Temperaturlast"
CALCGRP	2	1	9	0		"Vindlast uten trafikk"
CALCGRP	2	1	10	0		"Vindlast med trafikk"
CALCGRP	3	3	301	0	0	"Kryp 100 σ EV"
CALCGRP	4	3	302	0	0	"Kryp 100 σ kabel"
CALCGRP	5	1	11	0		"Svinn 100 σ "
CALCGRP	6	2	101	0		"LM 1 Felt 1"
CALCGRP	7	2	102	0		"LM 1 Felt 2"
CALCGRP	8	2	103	0		"LM 1 Resterende"
CALCGRP	9	2	104	0		"LM 2"
CALCGRP	10	2	105	0		"Trafikklast LM1 samlet"

%%% ANALYSES INPUT %%%

%	No	Mod.No	CalcG.No	Time	Name
ANALYSIS	1	1	0	0.000	"Statisk system"
ANALYSIS	2	1	3	0.000	"Kryp 100 σ \overline{V} "
ANALYSIS	3	1	4	0.000	"Kryp 100 σ Kabel"
ANALYSIS	4	1	2	0.000	"Brems. temp. vind"
ANALYSIS	5	1	5	0.000	"Svinn 100 σ "
ANALYSIS	6	1	6	0.000	"LM 1 Felt 1"
ANALYSIS	7	1	7	0.000	"LM 1 Felt 2"
ANALYSIS	8	1	8	0.000	"LM 1 Resterende"
ANALYSIS	9	1	9	0.000	"LM 2"

ANALYSIS 10 1 10 1 0.000 "LM 1 Samlet"

%%% ANALYSIS SETUP INPUT %%%

```
%      No      Buckl
ANSETUP, 0, 0, 0, 0, 0 "0"
ANSETUP, 1, 0, 0, 0, 0 "uten 2.orden"
```

%%% ORDINARY COMBINATION INPUT %%%

```
%      No  LState Type      LC1 Fac1      LC2  Fac2      LC3  Fac3 Name
ORDCOMB 1001  NA  LC      1  1.000  2  1.000 "Sum egenvekt"
ORDCOMB 1002  NA  LC      3  1.000 "Spennkabler tvang"
ORDCOMB 1003  NA  LC      4  1.000 "Spennkabler full"
ORDCOMB 1004  NA  LC     301  1.000 "Samlet kryp EV"
ORDCOMB 1005  NA  LC     302  1.000 "Samlet kryp kabel"
ORDCOMB 1006  NA  OC    1004  1.000 1005  1.000 "Samlet kryp"
ORDCOMB 1007  NA  LC     11  1.000 "Svinn"
ORDCOMB 1008  NA  OC    1006  1.000 1007  1.000 "Kryp og svinn"
```

%%% SORTED COMBINATION INPUT %%%

```
%      No  LState Type      Met      LC1  Fac1      LC2  Fac2      LC3  Fac3
Name
SORTCOMB 2000  NA  OC      ADD      1001  1.000 "Egenvekt"

SORTCOMB 2010  NA  OC      ADD      1002  1.000 "Spennarmering tvang
SLS"
SORTCOMB 2011  NA  OC     WORST    1002  0.900 1002  1.100
"Spennarmering tvang ULS"
SORTCOMB 2012  NA  OC      ADD      1003  1.000 "Spennarmering full
SLS"
SORTCOMB 2013  NA  OC     WORST    1003  0.900 1003  1.100
"Spennarmering full ULS"

SORTCOMB 2020  NA  LC      ADD      7  1.000 "Temp. diff"
SORTCOMB 2021  NA  LC      ADD      8  1.000 "Temp. grad."
SORTCOMB 2031  NA  SC      ADD     2020  7.400 2021  11.540 "Temp.
komb. 1"
SORTCOMB 2032  NA  SC      ADD     2020 -10.500 2021  11.540 "Temp.
komb. 2"
SORTCOMB 2033  NA  SC      ADD     2020  7.400 2021  -6.150 "Temp.
komb. 3"
SORTCOMB 2034  NA  SC      ADD     2020 10.500 2021  -6.150 "Temp.
komb. 4"
SORTCOMB 2035  NA  SC      ADD     2020 21.000 2021  8.660 "Temp.
komb. 5"
SORTCOMB 2036  NA  SC      ADD     2020 -30.000 2021  8.660 "Temp.
komb. 6"
SORTCOMB 2037  NA  SC      ADD     2020 21.000 2021  -4.610 "Temp.
komb. 7"
```

Vedlegg B

SORTCOMB	2038	NA	SC	ADD	2020	-30.000	2021	-4.610	"Temp. komb. 8"
SORTCOMB	2040	NA	SC	WORST	2031	1.000	2032	1.000	2033
	1.000	"Temperatur"							
SORTCOMB	2040	NA	SC	WORST	2034	1.000	2035	1.000	2036
	1.000	"Temperatur"							
SORTCOMB	2040	NA	SC	WORST	2037	1.000	2038	1.000	
	"Temperatur"								
SORTCOMB	2041	NA	SC	WORST	2040	1.000	"Temperatur"		
SORTCOMB	2043	NA	SC	ADD	2021	11.54	"Temp. grad. overside varmest"		
SORTCOMB	2050	NA	OC	ADD	1006	1.000	1007	1.000	"Svinn og kryp"
SORTCOMB	2061	NA	TL	ADD	101	1.000	"Lasttog LM1 felt 1"		
SORTCOMB	2062	NA	TL	ADD	102	1.000	"Lasttog LM1 felt 2"		
SORTCOMB	2063	NA	TL	ADD	103	1.000	"Lasttog LM1 resterende"		
SORTCOMB	2064	NA	TL	ADD	104	1.000	"Lasttog LM2"		
SORTCOMB	2065	NA	SC	ADD	2061	1.000	2062	1.000	2063
	1.000	"Lasttog LM 1"							
SORTCOMB	2066	NA	SC	WORST	2064	1.000	2065	1.000	"Dim LM"
SORTCOMB	2067	NA	LC	ADD	5	1.000	6	1.000	"Brems og tverr"
SORTCOMB	2068	NA	TL	WORST	105	1.000	104	1.000	"Lasttog LM1 OG LM2"
SORTCOMB	2070	NA	SC	ADD	2068	1.000	2067	1.000	"Dim trafikk"
SORTCOMB	2080	NA	LC	WORST	9	1.000	9	-1.000	"Vind u/trafikk ugunstig retn."
SORTCOMB	2090	NA	LC	WORST	10	1.000	10	-1.000	"Vind m/trafikk ugunst. retn."
SORTCOMB	2101	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2011	1.000	2050
	1.000	"ULS-STR1 6.10a m/TR"							
SORTCOMB	2101	ULS	SC	ADD	2070	0.950	2041	0.840	2090
	1.120	"ULS-STR1 6.10a m/TR"							
SORTCOMB	2102	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2011	1.000	2050
	1.000	"ULS-STR2 6.10a u/TR"							
SORTCOMB	2102	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.120	"ULS-STR2 6.10a u/TR"
SORTCOMB	2103	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2011	1.000	2050
	1.000	"ULS-STR3 6.10b TR dom."							
SORTCOMB	2103	ULS	SC	ADD	2070	1.350	2041	0.840	2090
	1.120	"ULS-STR3 6.10b TR dom."							

Vedlegg B

SORTCOMB	2104	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2011	1.000	2050
1.000	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"								
SORTCOMB	2104	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.600	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"
SORTCOMB	2105	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2010	1.000	2050
1.000	"SLS-KAR TR dom."								
SORTCOMB	2105	SLS	SC	ADD	2070	1.000	2041	0.700	2090
0.700	"SLS-KAR TR dom."								
SORTCOMB	2106	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2010	1.000	2050
1.000	"SLS-OFTE TR dom."								
SORTCOMB	2106	SLS	SC	ADD	2070	0.700	"SLS-OFTE TR dom."		
SORTCOMB	2107	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2010	1.000	2050
1.000	"SLS-PERM TR dom."								
SORTCOMB	2107	SLS	SC	ADD	2070	0.500	"SLS-PERM TR dom."		
SORTCOMB	2201	ULS	SC	WORST	2101	1.000	2102	1.000	2103
1.000	"ULS dimensjonering tvang"								
SORTCOMB	2201	ULS	SC	WORST	2104	1.000	"ULS dimensjonering tvang"		
SORTCOMB	2202	SLS	SC	WORST	2105	1.000	2106	1.000	2107
1.000	"SLS dimensjonering tvang"								
SORTCOMB	2111	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2013	1.000	2050
1.000	"ULS-STR1 6.10a m/TR"								
SORTCOMB	2111	ULS	SC	ADD	2070	0.950	2041	0.840	2090
1.120	"ULS-STR1 6.10a m/TR"								
SORTCOMB	2112	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2013	1.000	2050
1.000	"ULS-STR2 6.10a u/TR"								
SORTCOMB	2112	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.120	"ULS-STR2 6.10a u/TR"
SORTCOMB	2113	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2013	1.000	2050
1.000	"ULS-STR3 6.10b TR dom."								
SORTCOMB	2113	ULS	SC	ADD	2070	1.350	2041	0.840	2090
1.120	"ULS-STR3 6.10b TR dom."								
SORTCOMB	2114	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2013	1.000	2050
1.000	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"								
SORTCOMB	2114	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.600	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"
SORTCOMB	2115	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2012	1.000	2050
1.000	"SLS-KAR TR dom."								
SORTCOMB	2115	SLS	SC	ADD	2070	1.000	2041	0.700	2090
0.700	"SLS-KAR TR dom."								

Vedlegg B

SORTCOMB	2116	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2012	1.000	2050
1.000	"SLS-OFTE TR dom."								
SORTCOMB	2116	SLS	SC	ADD	2070	0.700	"SLS-OFTE TR dom."		
SORTCOMB	2117	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2012	1.000	2050
1.000	"SLS-PERM TR dom."								
SORTCOMB	2117	SLS	SC	ADD	2070	0.500	"SLS-PERM TR dom."		
SORTCOMB	2211	ULS	SC	WORST	2111	1.000	2112	1.000	2113
1.000	"ULS dimensjonering full"								
SORTCOMB	2211	ULS	SC	WORST	2114	1.000	"ULS dimensjonering full"		
SORTCOMB	2212	SLS	SC	WORST	2115	1.000	2116	1.000	2117
1.000	"SLS dimensjonering full"								
SORTCOMB	2121	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2050	1.000	"ULS-STR1 6.10a m/TR"
SORTCOMB	2121	ULS	SC	ADD	2070	0.950	2041	0.840	2090
1.120	"ULS-STR1 6.10a m/TR"								
SORTCOMB	2122	ULS	SC	ADD	2000	1.350	2050	1.000	"ULS-STR2 6.10a u/TR"
SORTCOMB	2122	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.120	"ULS-STR2 6.10a u/TR"
SORTCOMB	2123	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2050	1.000	"ULS-STR3 6.10b TR dom."
SORTCOMB	2123	ULS	SC	ADD	2070	1.350	2041	0.840	2090
1.120	"ULS-STR3 6.10b TR dom."								
SORTCOMB	2124	ULS	SC	ADD	2000	1.200	2050	1.000	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"
SORTCOMB	2124	ULS	SC	ADD	2041	0.840	2080	1.600	"ULS-STR4 6.10b V dom. u/TR"
SORTCOMB	2125	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2050	1.000	"SLS-KAR TR dom."
SORTCOMB	2125	SLS	SC	ADD	2070	1.000	2041	0.700	2090
0.700	"SLS-KAR TR dom."								
SORTCOMB	2126	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2050	1.000	"SLS-OFTE TR dom."
SORTCOMB	2126	SLS	SC	ADD	2070	0.700	"SLS-OFTE TR dom."		
SORTCOMB	2127	SLS	SC	ADD	2000	1.000	2050	1.000	"SLS-PERM TR dom."
SORTCOMB	2127	SLS	SC	ADD	2070	0.500	"SLS-PERM TR dom."		


```

SORTCOMB 2221 ULS SC WORST 2121 1.000 2122 1.000 2123
1.000 "ULS dimensjonering u/forsp."
SORTCOMB 2221 ULS SC WORST 2124 1.000 "ULS dimensjonering
u/forsp."
SORTCOMB 2222 SLS SC WORST 2125 1.000 2126 1.000 2127
1.000 "SLS dimensjonering u/forsp."

```

```

%%% SORTED LINE COMBINATION INPUT %%%
%      No  LState      E1      E2      dE      SC1  SC2  dSC  Code
Name
SORTLINE 100 ULS      400  718    1      2201 2201    0 111111
"ULS dimensjonering tvang"
SORTLINE 101 SLS      400  718    1      2202 2202    0 111111
"SLS dimensjonering tvang"

SORTLINE 102 ULS      400  718    1      2211 2211    0 111111
"ULS dimensjonering full"
SORTLINE 103 SLS      400  718    1      2212 2212    0 111111
"SLS dimensjonering full"

SORTLINE 104 ULS      400  718    1      2221 2221    0 111111
"ULS dimensjonering u/forsp."
SORTLINE 105 SLS      400  718    1      2222 2222    0 111111
"SLS dimensjonering u/forsp."

SORTLINE 106 ULS      400  718    1      2041 2041    0 111111
"Temperatur Verste"

SORTLINE 107 SLS      400  718    1      2115 2115    0 111111
"SLS dimensjonering KAR."
SORTLINE 108 SLS      400  718    1      2116 2116    0 111111
"SLS dimensjonering OFTE."
SORTLINE 109 SLS      400  718    1      2117 2117    0 111111
"SLS dimensjonering PERM."

```

```

%%% BUCKLING LENGTHS FOR DESIGN %%%
%

```

```

%%% DESIGN SETUP INPUT %%%
DCSETUP, 1, 1, 1, "Reference line 0"
DCSETUP, 2, 0, 1, "All frame elements"

```

```

%%% DESIGN SETUP OPTION INPUT %%%
DCOPT, 1, CONCR, 1, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 1, 1, 1
DCOPT, 2, CONCR, 1, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 1, 1, 1

```

%%% DESIGN SETUP SECTION INPUT %%%

DCSECT, 1, 0, 0, -1.000, -1.000

DCSECT, 2, -1, -1, -1.000, -1.000

%%% DESIGN SETUP COMBINATION INPUT %%%

DCCOMB, 1, ULS, -1, -1

DCCOMB, 1, PLS, -1, -1

DCCOMB, 1, SLS, -1, -1

DCCOMB, 2, ULS, -1, -1

DCCOMB, 2, PLS, -1, -1

DCCOMB, 2, SLS, -1, -1

%%% DESIGN CONVERGENCE SETTINGS INPUT %%%

DCCONV, 50, 0.100000, 0.100000, 0.100000, 0

%%% END OF INPUT