

# Modellering og analyse av FFB-bru i utsatt klima

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av  
eksisterende bru på Atlanterhavsveien

**Magnus Åsland Hansen**  
**Petter Kolling Johansen**  
**Carl Christian Waack**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk







## MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 08.06.2016	ANTALL SIDER: 153 + 129 sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	------------------------------------------

TITTEL:

### **Modellering og analyse av FFB-bru i utsatt klima**

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av eksisterende bru på Atlanterhavsveien

UTFØRT AV:

Magnus Åsland Hansen  
Petter Kolling Johansen  
Carl Christian Waack



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven omhandler modellering og analyse av Storseisundet bru, som utgjør en del av Atlanterhavsveien. Brua åpnet i 1989, og er en fritt frambygg-bru med en total lengde på 260m, fordelt på tre spenn.

Brua er modellert i NovaFrame, der det er lagt stor vekt på å modellere opptredende laster på en god og nøyaktig måte. Resultatene er videre kontrollert i både brudd- og bruksgrensetilstand. Beregningene viser at brua har tilstrekkelig kapasitet i begge tilfeller. Beregningene er utført etter håndbøker og Eurokode, med enkelte sammenligninger mot krav i NS 3473.

Videre er det gjennomført en ekskursjon til brua, og utarbeidet en tilstandsrapport både for Storseisundet bru, og Hulvågbrua. Her ble langsgående riss som oppsto i byggefasen visuelt innsisert, og det er bekreftet at forsterkningstiltakene som ble gjennomført har hindret videre opprissing. I tillegg ble det oppdaget flere skråriss i stegene, primært ved søylene. Disse ble ikke avdekket av globalanalysen. Rissene har derfor trolig oppstått pga. lokale deformasjoner i stegene, i form av kryp, svinn, temperatur, eller en kombinasjon av disse.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILED(E): Terje Kanstad, NTNU, Håvard Johansen, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim



---

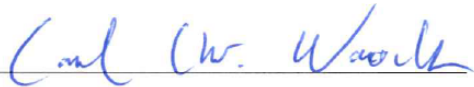
## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2016, som en avslutning på masterstudiet bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, i samarbeid med Statens vegvesen. Oppgaven er utført som en samarbeidsoppgave mellom Carl Christian Waack, Petter Kolling Johansen og Magnus Åsland Hansen. Hovedveileder fra NTNU har vært professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og Håvard Johansen og Thomas Reed fra Statens vegvesen har fungert som medveiledere.

Oppgaven omhandler kontroll og modellering av Storseisundet bru på Atlanterhavsveien. Modelleringen er utført i rammeprogrammet NovaFrame, og enkel verifikasjon er utført ved håndberegninger. Brua er kontrollert etter gjeldende regelverk i håndbok R412, samt dagens standarder og håndbøker. NS 3473 er også brukt for å finne kriteriene brua ble dimensjonert etter. Det stilles krav til at leser har grunnleggende kunnskap om temaene som presenteres i oppgaven.

Vi har gjennom vårt arbeid med Storseisundet bru fått svært inngående kjennskap til FFB-bruer, og utfordringene knyttet til modellering og prosjektering av disse. Spesielt virkningene av kryp og langtidsdeformasjoner har gitt store utfordringer, med tilsvarende høyt læringsutbytte. Kontroll i bruksgrensetilstand har også vært en stor del av oppgavens fokus, og har gitt større innsikt i betongens oppførsel i opprisset tilstand. Vi mener at kompleksiteten og utfordringene knyttet til FFB-bruer gjør dem svært velegnet som oppgavetema, da de faglige utfordringene er store, men svært givende.

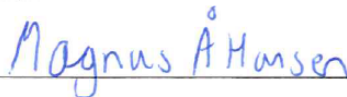
Vi ønsker å rette en spesiell takk til vår hovedveileder, professor Terje Kanstad, for bistand og veiledning gjennom hele oppgaven. En stor takk går også til våre medveiledere i Statens vegvesen, Håvard Johansen og Thomas Reed, for hurtige svar og opplæring, samt bistand med NovaFrame. Til slutt ønsker vi å takke Erik Tornes i Region vest for bistand og hjelp under ekskursjonen til Atlanterhavsveien.



Carl Christian Waack



Petter Kolling Johansen



Magnus Åsland Hansen

---

## Sammendrag

Storseisundet bru er en etteroppspent fritt frambygg-bru i betong. Brua er en del av Atlanterhavsveien og ble åpnet i 1989. Denne masteroppgaven tar for seg modellering og analyse av brua i brudd- og bruksgrensetilstand. I tillegg er det utført en inspeksjon av brua med utarbeidelse av en tilhørende tilstandsrapport.

Analyseverktøyet som brukes til modelleringen er rammeprogrammet NovaFrame. Et sentralt fokus i oppgaven har vært å modellere brua og opptredende laster på en god og nøyaktig måte. Dette har vært tidkrevende, da brua er svært kompleks, med varierende tverrsnitt og mange byggefaser. Programmet har fremstått som brukervennlig, men med noen begrensninger når det kommer til implementering av tidsavhengige effekter.

Ved analyse i bruddgrensetilstand er lastene kombinert etter håndbok R412. Implementert i NovaFrame gir dette opptredende lastvirkninger, og ekstremalverdier for kritiske snitt hentes ut. Det er valgt å se på snitt i midten av hovedspennet, over støtte, samt i søylene. Deretter utføres det kapasitetskontroll av samtlige snitt. Opptredende krefter og kapasitet for midtfelt og støtte er fremstilt i tabellen under. M-N diagram for søylene er utarbeidet, og vises senere i oppgaven.

Lastvirkning	Midtfelt		Støtte (over søyle)	
	Opptredende	Kapasitet	Opptredende	Kapasitet
Aksialkraft	$-36\,166\text{ kN}$	$-88\,320\text{ kN}$	$-64\,382\text{ kN}$	$-18\,3760\text{ kN}$
Skjærkraft	$842\text{ kN}$	$3\,194\text{ kN}$	$9\,505\text{ kN}$	$10\,479\text{ kN}$
Moment	$68\,488\text{ kNm}$	$91\,055\text{ kNm}$	$-372\,734\text{ kNm}$	$-623\,461\text{ kNm}$
Torsjon	$3\,178\text{ kNm}$	$9\,783\text{ kNm}$	$11\,348\text{ kNm}$	$38\,978\text{ kNm}$

Videre er opptredende krefter sammenlignet med kapasiteten, og utnyttelsesgraden beregnet. Dette viser at samtlige snitt har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand, jf. tabell under.

Snitt	Aksial	Moment	Skjær		Torsjon		Komb.
	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,max}$	$T_{Rd,c}$	$T_{Rd,max}$	$V_{Rd} + T_{Rd}$
Felt	41 %	75 %	26 %	11 %	70 %	33 %	44 %
Støtte	35 %	60 %	91 %	33 %	62 %	29 %	67 %
Søyle	M - N	M - N	63 %	23 %	NA	41 %	46 %

I bruksgrensetilstand er lastene kombinert etter både R412 og NS-EN 1990. Det er gjennomført spennings-, rissvidde- og nedbøyningsberegninger. Spenningsberegningene konstaterer at betongen kun blir opprisset i felt. Videre gir rissviddeberegningene en beregningsmessig rissvidde på  $w_k = 0,103 \text{ mm}$ , etter regelverket i NS-EN 1992-1-1. Det er også utført rissviddeberegninger etter NS 3473, der stabilisert rissmønster gir  $w_k = 0,406 \text{ mm}$  og enkeltriss gir  $w_k = 0,085 \text{ mm}$ . Beregnet verdi for stabilisert rissmønster virker for høy, og en mulig årsak er at formlene i NS 3473 ikke er kompatible med kassetverrsnitt. Maksimal nedbøyning er kontrollert etter N400, med kun karakteristisk trafikklast, som gir en maksimal nedbøyning i felt  $u_{max.f} = 48,1 \text{ mm}$ . Samtlige verdier fra bruksgrenseberegninger, med unntak av stabilisert rissmønster, er mindre enn kravene gitt i standardene.

Snitt	Lastkombinasjon			
	Karakteristisk	Tilnærmet permanent	Ofte forekommende	b (R412)
Felt	Opprisset	Uopprisset	Opprisset	Opprisset
1/4-punkt	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset
Støtte	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset

Da brua sto ferdigstilt, ble det oppdaget store langsgående riss i underkant brubjelke i hovedspennet. Opprissingen oppsto under oppspenningen av undergurtkablene. En mulig årsak til dette er at Storseisundet bru har en relativt liten vertikal radius, og er støpt med rettlinjede seksjoner. Dermed oppstår det en knekk mellom hver seksjon, som gir opphav til konsentrerte vertikale krefter i støpeskjøtene. For å hindre videre rissdannelse, ble det utført forsterkningstiltak i form av tverrdragere over fire av støpeskjøtene i midtspennet.

Ved inspeksjon av undertegnede utført 29.03.2016, ble bruas tilstand kontrollert. Rissene som oppstod ved oppspenning er behandlet, og forsterkningstiltakene som er utført har hindret videre rissdannelse. Videre ble det oppdaget flere skråriss langs bruas sideflater, særlig inn mot søylene. Disse skrårissene ble ikke avdekket ved en globalanalyse, som denne oppgaven tar for seg. Rissene har derfor trolig oppstått pga. lokale deformasjoner i stegene i form av kryp, svinn, temperatur, eller en kombinasjon av disse.

---

## Abstract

Storseisundet bru is a post-tensioned balanced cantilever bridge. The bridge is a part of the Atlantic Road that opened in 1989. This Master's thesis covers modelling and analysis of the bridge in both ultimate- and serviceability limit state. Furthermore, an inspection of the bridge has been conducted, and the current condition of the bridge has been documented.

The analysis program used in the modelling of the bridge, is the frame analysis program NovaFrame. A substantial part of this assignment has been to model the bridge and its occurring loads in a proper and accurate way. This process has been quite time-consuming, as the bridge is rather complex with a varying cross-section and several stages of construction. NovaFrame has been fairly user-friendly, although it has some limitations regarding implementation of time-dependent effects.

In the ultimate limit state analysis, the loads have been combined according to HB R412. When implemented in NovaFrame, this provides the occurring loads, and extreme values are measured at critical sections. It has been decided to look at critical sections in the middle of the midspan, above the support, and in the columns. A capacity control of all critical sections is then carried out. Occurring loads and capacity for the midspan and support are presented in the table below. Moreover, an M-N diagram for the columns has been constructed, which is presented later in the thesis.

Load	Midspan		Support (at column)	
	Occuring	Capacity	Occuring	Capacity
Axial force	$-36\,166\text{ kN}$	$-88\,320\text{ kN}$	$-64\,382\text{ kN}$	$-18\,3760\text{ kN}$
Shear force	$842\text{ kN}$	$3\,194\text{ kN}$	$9\,505\text{ kN}$	$10\,479\text{ kN}$
Moment	$68\,488\text{ kNm}$	$91\,055\text{ kNm}$	$-372\,734\text{ kNm}$	$-623\,461\text{ kNm}$
Torsion	$3\,178\text{ kNm}$	$9\,783\text{ kNm}$	$11\,348\text{ kNm}$	$38\,978\text{ kNm}$

The occurring forces are then compared to the capacity, and the utilization ratio is calculated. This demonstrates that all the critical sections have sufficient capacity in ultimate limit state.

Section	Axial	Moment	Shear		Torsion		Comb.
	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,max}$	$T_{Rd,c}$	$T_{Rd,max}$	$V_{Rd} + T_{Rd}$
Midspan	41 %	75 %	26 %	11 %	70 %	33 %	44 %
Support	35 %	60 %	91 %	33 %	62 %	29 %	67 %
Column	M - N	M - N	63 %	23 %	NA	41 %	46 %

In serviceability limit state, the loads have been combined according to both R412 and NS-EN 1990. Calculations have been conducted for resulting stresses, crack widths and deflections. The stress calculations indicates that the concrete will crack in the midspan only. The subsequent crack width calculations then show that the calculated crack width is  $w_k = 0,103 \text{ mm}$ , following the rules provided in NS-EN 1992-1-1. In addition, crack width calculations are carried out following the rules of NS 3473. A stabilized crack pattern results in  $w_k = 0,406 \text{ mm}$ , while single crack assessment gives  $w_k = 0,085 \text{ mm}$ . The calculated value for the stabilized crack pattern seems too high. A possible explanation is that the formulas in NS 3473 are not compatible with a box girder section. Maximum deflection is controlled according to N400, with characteristic traffic load only, which gives a maximum deflection in the midspan  $u_{max.f} = 48,1 \text{ mm}$ . All of the values, with the exception of a stabilized crack pattern, are within the limits given in the standards.

Section	Load combination			
	Characteristic	Approximately permanent	Frequently occurring	b (R412)
Midspan	Cracked	Uncracked	Cracked	Cracked
1/4-point	Uncracked	Uncracked	Uncracked	Uncracked
Support	Uncracked	Uncracked	Uncracked	Uncracked

When construction of the bridge was completed, large longitudinal cracks were discovered at the bottom surface of the bridge girder in the midspan. The cracks occurred during the tensioning of the bottom tendons. A possible explanation could originate from Storseisundet's relatively small vertical radius, and the fact that it is cast with straight sections. Thus a small kink arise between the sections, which gives origin to concentrated vertical forces in the construction joints. To prevent further cracking, reinforcement measures were installed in the form of transverse girders over four of the construction joints in the midspan.

During an inspection carried out on the 29.03.2016, the condition of the bridge was assessed. The cracks that occurred during the tensioning are treated, and the reinforcement measures have stopped further cracking. Several diagonal cracks were discovered on the side of the bridge girder, mainly close to the columns. These diagonal cracks were not revealed by the global analysis carried out in this thesis. The cracks have probably occurred due to local deformations in the webs, from effects such as creep, shrinkage, temperature, or a combination of these.

# Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Fritt frambygg-bruer</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Prosjekteringsgrunnlag</b>	<b>4</b>
3.1	Grunnlag . . . . .	4
3.2	Materialegenskaper . . . . .	5
3.2.1	Betong . . . . .	5
3.2.2	Slakkarmering . . . . .	6
3.2.3	Spennarmering . . . . .	6
3.3	Overdekningskrav . . . . .	7
<b>4</b>	<b>Storseisundet bru</b>	<b>10</b>
4.1	Generell beskrivelse . . . . .	10
4.2	Høydevariasjon i brubjelken . . . . .	11
4.3	Byggeprosess . . . . .	12
4.4	Dagens tilstand . . . . .	15
<b>5</b>	<b>Modellering i NovaFrame</b>	<b>25</b>
5.1	Om NovaFrame . . . . .	25
5.2	Referanselinjer og akser . . . . .	25
5.3	Noder og elementer . . . . .	26
5.4	Tverrsnitt . . . . .	28
5.5	Opplagerbetingelser . . . . .	29
5.6	Spennkabler . . . . .	30
5.6.1	Modellering av spennkabler . . . . .	30
5.6.2	Tapsparameter . . . . .	32
5.6.3	Tvangskrefter . . . . .	35
5.7	Byggefaser . . . . .	35
<b>6</b>	<b>Laster</b>	<b>36</b>
6.1	Permanente laster . . . . .	36
6.1.1	Egenvekt . . . . .	36
6.1.2	Superegenvekt . . . . .	36
6.1.3	Forspenningslast . . . . .	37
6.1.4	Tap av spennkraft . . . . .	37
6.2	Variable laster . . . . .	41
6.2.1	Nyttelast . . . . .	41



6.2.2	Temperaturlast . . . . .	41
6.2.3	Trafikklast . . . . .	45
6.2.4	Vindlast . . . . .	50
6.3	Deformasjonslaster . . . . .	54
6.3.1	Svinn . . . . .	54
6.3.2	Kryp . . . . .	56
6.4	Byggefaselaster . . . . .	63
<b>7</b>	<b>Lastkombinering</b>	<b>64</b>
7.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	64
7.2	Bruksgrensetilstand . . . . .	65
7.3	Lastkombinering i NovaFrame . . . . .	67
<b>8</b>	<b>Resultater fra numerisk analyse</b>	<b>68</b>
8.1	Byggetilstand . . . . .	68
8.1.1	Egenvekt . . . . .	68
8.1.2	Spennarmering . . . . .	69
8.1.3	Vindlast . . . . .	69
8.2	Ferdigtilstand . . . . .	70
8.2.1	Egenlast . . . . .	71
8.2.2	Spennkabler . . . . .	71
8.2.3	Svinn . . . . .	73
8.2.4	Kryp . . . . .	74
8.2.5	Temperaturlast . . . . .	78
8.2.6	Trafikklast . . . . .	79
8.2.7	Vindlast . . . . .	81
8.3	Lastkombinering i bruddgrensetilstand (ULS) . . . . .	82
8.3.1	Moment om tverrakse . . . . .	82
8.3.2	Aksialkraft . . . . .	83
8.3.3	Skjærkraft . . . . .	84
8.3.4	Torsjon . . . . .	85
8.4	Lastkombinering i bruksgrensetilstand (SLS) . . . . .	86
8.4.1	Aksialkraft og moment . . . . .	86
8.4.2	Skjærkraft . . . . .	87
8.4.3	Deformasjon fra permanente laster . . . . .	88
8.4.4	Nedbøyning fra variable laster . . . . .	91
8.5	Tverrdragere . . . . .	92
<b>9</b>	<b>Verifikasjon av modell i NovaFrame</b>	<b>93</b>
9.1	Tverrsnitt . . . . .	93
9.2	Egenlast . . . . .	97

9.3	Spennkraft . . . . .	98
<b>10</b>	<b>Bruddgrensetilstand</b>	<b>99</b>
10.1	Effektiv flensbredde . . . . .	99
10.2	Brubjelkekapasitet . . . . .	101
10.2.1	Aksialkraftkapasitet . . . . .	101
10.2.2	Momentkapasitet i felt . . . . .	102
10.2.3	Momentkapasitet over støtte . . . . .	103
10.2.4	Skjærkapasitet i felt . . . . .	104
10.2.5	Skjærkapasitet over støtte . . . . .	105
10.2.6	Torsjonskapasitet . . . . .	106
10.3	Søylekapasitet . . . . .	107
10.3.1	Moment og aksialkraft . . . . .	107
10.3.2	Skjærkraft . . . . .	109
10.3.3	Torsjon . . . . .	109
10.4	Utnyttelsesgrad . . . . .	111
<b>11</b>	<b>Brukgrensetilstand</b>	<b>112</b>
11.1	Spenningsbegrensning . . . . .	112
11.2	Rissviddebegrensning . . . . .	114
11.2.1	Eurokode 2 . . . . .	114
11.2.2	NS 3473 . . . . .	115
11.3	Nedbøyningsbegrensning . . . . .	117
<b>12</b>	<b>Konklusjon og diskusjon</b>	<b>118</b>
12.1	Modellering . . . . .	118
12.2	Bruddgrensetilstand . . . . .	118
12.3	Brukgrensetilstand . . . . .	119
12.4	Mulige årsaker til rissdannelse . . . . .	120
12.5	Videre arbeid . . . . .	123
<b>13</b>	<b>Appendix</b>	<b>125</b>
13.1	Hulvågbrua . . . . .	125
13.2	Miljøpåkjenninger . . . . .	126
13.3	Overdekning . . . . .	127
13.4	Skadeomfang . . . . .	128
<b>14</b>	<b>Vedlegg</b>	<b>133</b>

## Figurer

2.1	FFB-bru i byggefasetilstand . . . . .	2
3.1	Krav til overdekning i forskjellige versjoner av NS 3473 . . . . .	8
4.1	Vertikalkurvatur Storseisundet bru . . . . .	10
4.2	Horisontalkurvatur Storseisundet bru . . . . .	10
4.3	Tverrsnitt brubane . . . . .	11
4.4	Tverrsnitt søyler . . . . .	11
4.5	Utbygging Storseisundet bru . . . . .	12
4.6	Byggefase seksjon L . . . . .	13
4.7	Inspeksjon med brulift, Storseisundet bru . . . . .	15
4.8	Armering og dimensjoner for tverrdragerne . . . . .	15
4.9	Bøyleplassering og detalj av innspenning . . . . .	16
4.10	Illustrasjon av knekkpunkt i undergurt . . . . .	17
4.11	Illustrasjon av rissdannelse i tverretningen . . . . .	17
4.12	Overdekning langs side, profilnr. 3922 . . . . .	19
4.13	Overdekning i UK, profilnr. 3885 . . . . .	19
4.14	Overdekning i UK, profilnr. 3902 . . . . .	19
4.15	Riss i UK bruplate . . . . .	20
4.16	Skråriss nær søyle . . . . .	20
4.17	Visuell inspeksjon med brulift . . . . .	21
4.18	Skråriss i steg . . . . .	22
4.19	Forsterkningstiltak, tverrdrager . . . . .	22
4.20	Riss i steg . . . . .	23
4.21	Skråriss i steg . . . . .	23
4.22	Riss innside brukasse . . . . .	23
4.23	Saltutslag innside bru . . . . .	23
4.24	Epoxy/sandlag på bruas underside . . . . .	24
4.25	Epoxybehandling av riss i UK brubjelke . . . . .	24
5.1	Referanselinjer og akser i NovaFrame . . . . .	26
5.2	Nodesystem i NovaFrame . . . . .	27
5.3	Elementsystem i NovaFrame . . . . .	27
5.4	Oversikt noder og elementer i NovaFrame . . . . .	27
5.5	Tverrsnitt profil 3882 . . . . .	28
5.6	Storseisundet bru i NovaFrame . . . . .	28
5.7	Veien til himmelen . . . . .	29
5.8	Spennkabler over søyle i akse 3 . . . . .	31
5.9	Relaksasjonstap i NovaFrame . . . . .	32
5.10	Aksialkraft fra spennkabler uten kryp-, svinn- og relaksasjonstap . . . . .	34
5.11	Aksialkraft fra spennkabler med kryp-, svinn- og relaksasjonstap . . . . .	34

5.12	Eksempler på modellerte byggefaser i NovaFrame . . . . .	35
6.1	Aksialkrefter med oppspenning fra hhv. en og to sider . . . . .	40
6.2	Utregning av gradient for temperatur . . . . .	44
6.3	Inndeling av trafikklast . . . . .	45
6.4	Bruksklasser . . . . .	46
6.5	Bremselast . . . . .	47
6.6	Plassering av trafikklast i tverretning . . . . .	48
6.7	Trafikklast “Highway V1” som forhåndsdefinert i NovaFrame . . . . .	49
6.8	Kryp i herdet betong . . . . .	56
6.9	Krypfase i NovaFrame . . . . .	59
6.10	Kryptallutvikling etter 27 år for seksjon A . . . . .	60
6.11	Delkryp for seksjon A . . . . .	61
6.12	Kryp- og delkryptallsutvikling i seksjon A til og med ferdigstillelse . . . . .	62
6.13	Byggefaselaster start fase D . . . . .	63
8.1	Bøyemoment fra egenvekt og vognvekt i byggefase L . . . . .	68
8.2	Bøyemoment fra spennarmering i byggefase L . . . . .	69
8.3	Horisontal vindlast i byggefase som gir maks torsjonsmoment i søyle . . . . .	70
8.4	Bøyemoment fra bruas egenvekt . . . . .	71
8.5	Tvangsmoment fra spennkabler i OK . . . . .	71
8.6	Forspenningsmoment fra spennkabler i UK . . . . .	72
8.7	Primærmoment fra spennkabler i UK . . . . .	72
8.8	Tvangsmoment fra spennkabler i UK . . . . .	72
8.9	Totalt forspenningsmoment fra spennkabler . . . . .	72
8.10	Totalt tvangsmoment fra spennkabler . . . . .	72
8.11	Bøyemoment fra svinn ved ulike tidspunkt . . . . .	73
8.12	Bøyemoment fra kryp ved ulike tidspunkt . . . . .	74
8.13	Moment fra egenvekt med krypbidrag etter 100 år . . . . .	75
8.14	Moment fra egenvekt uten byggefaser . . . . .	75
8.15	Bøyemoment fra superegenvekt . . . . .	75
8.16	Krypbidrag fra superegenvekt etter 100 år . . . . .	75
8.17	Krypbidrag fra bruplatekabler ved ulike tidspunkt . . . . .	76
8.18	Tvangsmoment fra bruplatekabler uten byggefaser . . . . .	76
8.19	Krypbidrag fra undergurtkablene i midtspenn etter 100 år . . . . .	77
8.20	Krypbidrag fra alle permanente laster ved ulike tidspunkt . . . . .	77
8.21	Bøyemoment fra temperaturkombinasjon 6 . . . . .	79
8.22	Trafikkplassering som gir maks felt- og støttemoment over søyle i akse 2 . . . . .	80
8.23	Moment fra trafikklast som gir maksimal feltmoment . . . . .	80
8.24	Moment fra trafikklast som gir maks støttemoment over søyle i akse 2 . . . . .	80
8.25	Maksimalt bøyemoment i ULS, R412 . . . . .	82

8.26	Maksimal aksialkraft i ULS, R412 . . . . .	83
8.27	Maksimal skjærkraft i ULS, R412 . . . . .	84
8.28	Maksimalt torsjonsmoment i ULS, R412 . . . . .	85
8.29	Total deformasjon fra permanente laster ved ulike tidspunkt . . . . .	88
8.30	100 års nedbøyning plottet mot antatt overhøyde . . . . .	90
8.31	Bygging av Storseisundet bru . . . . .	90
8.32	Nedbøyning fra variable laster, SLS . . . . .	91
8.33	Bøyemoment fra tverrdragere . . . . .	92
9.1	Tverrsnitt med høyde 2 meter . . . . .	93
9.2	Egenlast verifikasjon . . . . .	97
9.3	Aksialkraft og moment fra ett kabelpar uten tapsparametere, seksjon L . . . . .	98
10.1	Effektiv flensbredde . . . . .	99
10.2	Effektiv flens, geometriske parametere . . . . .	100
10.3	Momentkapasitet i midtsnitt . . . . .	103
10.4	Momentkapasitet over støtte . . . . .	104
10.5	Torsjonsareal i brubjelke . . . . .	106
10.6	Bruddtøyningstilstander for kombinert moment og aksialkraft . . . . .	107
10.7	M-N diagram søyler . . . . .	108
12.1	Effekt av kryptøyning . . . . .	121
12.2	Utvikling av syklisk kryp . . . . .	121
12.3	Strekkspenninger i steg fra fastholding . . . . .	122
13.1	Hulvågbrua med Storseisundet bru i bakgrunnen . . . . .	125
13.2	Snitt Hulvågbrua . . . . .	126
13.3	Hulvågbrua under en vinterstorm . . . . .	126
13.4	Overdekningsmåling for OK tverrdrager i akse 8 . . . . .	127
13.5	Overdekningsmåling langs ytterste I-bjelke i retning Storseisundet bru . . . . .	127
13.6	Riss og korrosjonsskader . . . . .	128
13.7	Erosjon av overdekning og riss med korrosjon ved landkar . . . . .	129
13.8	Riss og korrosjon UK tverrbærer . . . . .	129
13.9	Riss og korrosjon søyle . . . . .	129
13.10	Riss i tverrbærer akse 8, $w = 5 \text{ mm}$ . . . . .	130

## Tabeller

3.1	Betongkvalitet . . . . .	5
3.2	Materialelegenskaper for betong C35 og C45 . . . . .	6
3.3	Materialelegenskaper for slakkarmering . . . . .	6
3.4	Materialelegenskaper for spennarmering . . . . .	7
3.5	Overdekningskrav for Storseisundet bru . . . . .	7
4.1	Byggefaseplan . . . . .	14
5.1	Spennkabler antall og plassering . . . . .	30
5.2	Parameter spennkabler . . . . .	32
5.3	Kryptap spennkabler . . . . .	34
6.1	Vindlastfaktorer . . . . .	51
6.2	Vindkrefter på element 233, seksjon K . . . . .	53
6.3	Svinntøyning for utvalgte seksjoner . . . . .	55
6.4	Kryp- og delkryptall for seksjon A . . . . .	62
7.1	Lastkombinering i bruddgrensetilstand etter R412 . . . . .	64
7.2	Lastkombinering for bruksgrensetilstand etter R412 . . . . .	65
7.3	Kombinasjonsfaktorer etter R412 . . . . .	66
7.4	Lastkombinering for bruksgrensetilstand etter EK0 . . . . .	66
7.5	Kombinasjonsfaktorer etter EK0 . . . . .	66
8.1	Vindlast på element 233, seksjon K . . . . .	70
8.2	Bøyemoment fra svinntøyning med tiden . . . . .	73
8.3	Deformasjon fra svinntøyning over tid . . . . .	73
8.4	Kryp egenvekt . . . . .	74
8.5	Kryp total . . . . .	78
8.6	Maksimalverdier fra temperaturkombinasjoner . . . . .	78
8.7	Momentverdier fra vindlast . . . . .	81
8.8	Lastkombinering for maksimal moment i ULS, R412 . . . . .	82
8.9	Lastkombinering for maksimal aksialkraft i ULS, R412 . . . . .	83
8.10	Lastkombinering for maksimal skjærkraft i ULS, R412 . . . . .	84
8.11	Lastkombinering for maksimal torsjonsmoment i ULS, R412 . . . . .	85
8.12	Ekstremalverdier Stadium I, SLS komb. b, R412 . . . . .	86
8.13	Lastkombinering for aksialkraft og feltmoment i SLS komb. b, R412 . . . . .	87
8.14	Lastkombinering for maksimal skjærkraft i SLS komb. b, R412 . . . . .	87
8.15	Deformasjon etter 100 år, kryptbidrag i parentes . . . . .	88
8.16	Deformasjon over tid mot prosjektert overhøyde . . . . .	89
8.17	Lastbidrag fra tverrdragere . . . . .	92
9.1	Areal . . . . .	94
9.2	Tyngdepunkt . . . . .	94
9.3	Annet arealmoment om x-akse . . . . .	95

---

9.4	Annet arealmoment om y-akse . . . . .	96
9.5	Torsjonstregghetsmoment . . . . .	96
10.1	Utnyttelsesgrad, ULS . . . . .	111
11.1	Kontroll av betongspenninger . . . . .	113
11.2	Rissviddekontroll . . . . .	114
11.3	Beregnete rissvidder . . . . .	116
12.1	Maks opptredende krefter og kapasitet, brubjelke . . . . .	118
12.2	Maks opptredende krefter og kapasitet, søyler . . . . .	119
12.3	Utnyttelsesgrad, ULS . . . . .	119
12.4	Beregnete rissvidder . . . . .	120

## Indexliste

### Store latinske bokstaver

$A_c$	Betongareal
$A_{cef}$	Effektivt betongareal
$A_k$	Areal omsluttet av tverrsnittdelenes senterlinje
$A_p$	Areal av en spennarmeringskabel
$A_{pb}$	Balansert spennarmeringstverrsnitt
$A_{sw}$	Areal skjærarmoring
$A_{s.min}$	Minimumsarmering
$A_x$	Areal av tverrsnittsdelen x
$A_{s.x}$	Areal av slakkarmoring i tverrsnittsdelen x
$B$	Bremse- og akselerasjonslast
$E_{ck}$	Betongens karakteristiske elastisitetsmodul
$E_{cL}$	Langtids Elastisitetsmodul for betong
$E_p$	Elastisitetsmodul for spennstål
$E_s$	Elastisitetsmodul for armeringsstål
$C_oG_{x/y}$	Tyngdepunkt om x- eller y-aksen
$F$	Føringsavstand
$\Delta F$	Lastfritt område
$H_{max}$	Største tverrsnittshøyde
$H_{min}$	Minste tverrsnittshøyde
$I_t$	Arealtreghetsmoment om tyngdepunkt
$I_T$	Torsjonstreghetsmoment
$I_v$	Turbulensintensitet
$I_{x/y}$	Andre arealmoment om x- eller y-aksen
$L_{arm}$	Lengde av en kragarm
$\Delta L_{Lås}$	Tillegg for avvik til minste overdekning
$M_{Ed}$	Dimensjonerende moment
$M_{forspenning}$	Totalt forspenningsmoment
$M_{primær}$	Primært forspenningsmoment
$M_{Rd}$	Momentkapasitet
$M_{tvang}$	Tvangsmoment fra forspenning
$N_{Ed}$	Dimensjonerende aksialkraft
$N_{Rd}$	Aksialkraftkapasitet
$P_{jekk}$	Avlest jekke
$\Delta P_{Lås}$	Låsetap
$P_{m0}$	Maksimal oppspenningskraft etter låsetap
$P_{max}$	Maksimal oppspenningskraft
$\Delta P_{\mu}$	Friksjonstap



$Q_1$	Karakteristisk verdi for dominerende variabel last
$Q_2$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel last
$Q_g$	Last fra egenvekt
$R$	Horisontalkurvaturens radius
$RH$	Relativ luftfuktighet
$RH_0$	Referanse RH lik 100 %
$S$	Bremse- og sidelast
$S_c$	Sentrifugallast
$T_0$	Byggeplassens initialtemperatur
$T_{Ed}$	Dimensjonerende torsjonsmoment
$T_{e,max}$	Øvre jevnt fordelt temperaturandel i brua
$T_{e,min}$	Nedre jevnt fordelt temperaturandel i brua
$T_{max}$	Øvre karakteristisk verdi for lufttemperatur
$T_{min}$	Nedre karakteristisk verdi for lufttemperatur
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, underside varmest
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, overside varmest
$\Delta T_{N,con}$	Største temperaturkontraksjonsintervall
$\Delta T_{N,exp}$	Største temperaturekspansjonsintervall
$T_{Rd.c}$	Riss-torsjonsmoment
$T_{Rd.max}$	Torsjonskapasitet
$V$	Tung vertikall trafikklast
$V_{Ed}$	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd}$	Skjærkraftkapasitet
$V_{Rd,max}$	Kapasitet skjærtrykk
$V_{Rd.s}$	Kapasitet skjærstrekk

#### Små latinske bokstaver

$b$	Referansebredde
$b_{eff}$	Effektiv flensbredde
$b_w$	Stegbredde
$b_x$	Bredde av tversnittsdelen $x$
$c$	Senteravtand slakkarmring
$c_{alt}$	Nivåfaktor for vind
$c_D$	Kraftfaktor for vind
$c_L$	Vertikalkraftfaktor for vind
$c_M$	Kraftfaktor for vridningsmoment
$\Delta c_{dev}$	Tillegg for avvik til minste overdekning
$c_{dir}$	Retningsfaktor for vind
$c_{nom}$	Nominell overdekning
$c_{min}$	Minste overdekning

## INDEXLISTE

---

$c_{min,b}$	Minste krav til overdekning mtp. heft
$c_{min,dur}$	Minste krav til overdekning mtp. miljøpåvirkning
$c_o$	Terrengformfaktor for vind
$c_{prob}$	Returperiode i ferdigtilstand
$c_r$	Terrengruhetsfaktor
$c_{season}$	Årtidsfaktor for vind
$d$	Tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til strekkarmeringst.p.
$e$	Eksentrisitet
$e_0$	Minsteeksentrisitet
$f_{cck}$	Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter 28 døgn
$f_{cd}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{cm}$	Betongens midlere sylindetrykkfasthet
$f_{ck}$	Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter 28 døgn
$f_{cmo}$	Konstant benyttet i svinnberegninger
$f_{cn}$	Konstruksjonsfasthet for trykk
$f_{ctd}$	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{ct,eff}$	Middelverdi av strekkfasthet ved forventet opprissingstidspunkt
$f_{pd}$	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet 0,2%-grense
$f_{pk}$	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,2k}$	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet 0,2%-grense
$f_{sd}$	Dimensjonerende fasthet, flytegrense
$f_{sk}$	Karakteristisk fasthet, flytegrense
$f_{tk}$	Betongens karakteristiske strekkfasthet
$f_{tn}$	Betongens konstruksjonsfasthet for strekk
$h$	Tverrsnittets høyde
$h_0$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$h_{ref}$	Referanse høyde vind
$h_x$	Høyde av tverrsnittsdelt $x$
$k$	Koeffisient, faktor
$k_b$	Koeffisient med hensyn til redusert heft for buntet armering
$k_c$	Koeffisient for spenningsfordeling like før opprissing
$k_E$	Elastisitetsmodul-koeffisient
$k_h$	Koeffisient avhengig av $h_0$
$k_r$	Terrengruhetsfaktor
$k_t$	Lastvarighetsfaktor
$k_l$	Turbulensfaktor
$k_{sur}$	Faktor for belegningstykkelse
$k_u$	Tillegskrumning for uunngåelige bøyninger
$k_p$	Toppfaktor
$l_0$	Avstand mellom momentnullpunkter

$l_{sk}$	Influenslengde
$l_t$	Heftoverføringslengde
$n$	Antall
$p$	Lett vertikal trafikklast
$q_D$	Horisontalkraft i bruas lengderetning fra vind
$q_L$	Vertikalkraft fra vind
$q_M$	Vridningsmoment pga. vertikalkraftens eksentrisitet
$q_p$	Vindkasthastighetstrykk
$s_{r.max}$	Største rissavstand
$s_{rk}$	Karakteristisk rissavstand
$s_{ro}$	Konstant lengde med antatt bortfall av heft
$t$	Alder ved betraktningstidspunkt
$t_0$	Betongens alder ved belastning
$t_s$	Betongens alder ved start uttørkingssvinn
$t_x$	Tykkelse av tverrsnittsdelen $x$
$u$	Effektiv omkrets utsatt for uttørking
$u_k$	Omkretsen av areal $A_k$
$u_{lim}$	Maksimal tillatt nedbøyning i hovedspennet
$u_{max.f}$	Maksimal nedbøyning i midten av hovedspennet
$u_{y/i}$	Ytre/indre omkrets av tverrsnittet
$v$	Maksimal hastighet trafikklast
$v_1$	Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong grunnet skjær
$v_b$	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$v_m$	Stedsvindhastighet
$v_p$	Maksimal vindkasthastighet
$\Delta y$	Forskyvningsdifferanse i bruas lengderetning
$z$	Relative avstander innenfor tverrsnittshøyden
$w$	Rissvidde
$w_k$	Beregningsmessig rissvidde
$w_{max}$	Største tillatte rissvidde
$\emptyset$	Diameter slakkarmering

#### Små greske bokstaver

$\alpha$	Faktor for virkelig trykksonehøyde
$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer for å ta hensyn til betongfastheten ved krypberegninger
$\alpha_b$	Faktor for balansert trykksonehøyde
$\alpha_{cw}$	Koeffisient for spenningstilstand i trykkgurt
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisient for svinn avhengig av sementtype
$\alpha_k$	EkspONENT som bestemmer kurvaturen til bruas tverrsnittsvariasjon

$\alpha_u$	Tilleggsvinkel for uunngåelige bøyninger
$\beta_{as}(t)$	Faktor for betongens alder ved beregning av svinn
$\beta(t_0)$	Faktor for betongens alder ved pålastning
$\beta_c(t, t_0)$	Faktor for kryputvikling ved tidspunkt $t$
$\beta_{cc}$	Faktor for bestemmelse av trykkfasthet ved tidspunkt $t$
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Faktor for tidsdifferanse svinn
$\beta(f_{cm})$	Faktor for virkningen av betongfasthet på normert kryptall
$\beta_H$	Faktor for virkning av relativ fuktighet på $\beta_c(t, t_0)$
$\beta_{RH}$	Faktor for virkning av relativ fuktighet på svinntøyning
$\beta_s$	Faktor for forholdet mellom midlere strekkspenning og strekkfasthet
$\varepsilon_c$	Betongtøyning
$\Delta\varepsilon_c$	Endring i betongtøyning
$\varepsilon_{cc}$	Tøyningsbidrag fra kryp i rissutvikling
$\varepsilon_{ccc}$	Tøyningsbidrag fra syklisk kryp i rissutvikling
$\varepsilon_{ca}$	Autogent svinn
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	Endelig autogent svinn etter lang tid
$\varepsilon_{cd}$	Uttørkningssvinn
$\varepsilon_{cd,0}$	Nominell fri svinntøyning ved uttørking
$\varepsilon_{cm}$	Midlere tøyning i betongen mellom riss
$\varepsilon_{cs}$	Total fri svinntøyning
$\Delta\varepsilon_{cs}$	Delsvinn
$\varepsilon_{cu}$	Trykktøyning i betong
$\varepsilon_{jekk}$	Tøyning fra jekskraft
$\varepsilon_{kryp}$	Kryptøyning
$\Delta\varepsilon_{Lås}$	Relativ tøyningsreduksjon av spennkabel fra låsetap
$\Delta\varepsilon_p$	Tøyning i spennarmering
$\varepsilon_{p0}$	Tøyning i spennarmering umiddelbart etter kraftoverføring
$\varepsilon'_{p0}$	Tøyning i spennarmering inkludert tap
$\varepsilon_{sm}$	Midlere tøyning i armering
$\varepsilon_{svinn}$	Svinntøyning
$\zeta_{c.r.s}$	Reduksjon av spennkraft, forenklet metode
$\zeta_{kryp}$	Reduksjon av spennkraft i spennarmeringen pga. kryp
$\zeta_{rel}$	Reduksjon av spennkraft i spennarmeringen pga. relaksasjon
$\zeta_{rel.red}$	Relaksasjonstap i spennarmeringen redusert for kryp og svinn
$\zeta_{svinn}$	Reduksjon av spennkraft i spennarmeringen pga. svinn
$\zeta_{tot}$	Total reduksjon fra kryp, svinn og relaksasjon
$\gamma_{1/2}$	Lastkombinasjonsfaktor for variable laster komb. a/b bruddgrense
$\gamma_c$	Materialfaktor for betong
$\gamma_D$	Lastkombinasjonsfaktor for spennkrefter
$\gamma_p$	Materialfaktor for spennstål

---

$\gamma_s$	Materialfaktor for armeringsstål
$\eta$	Transformert tverrsnitt
$\theta$	Vinkel
$\mu$	Friksjonskoeffisient
$\rho_{1000}$	Verdi for relaksasjonstap
$\rho_{air}$	Tyngdetetthet luft
$\rho_{c,armert}$	Tyngdetetthet armert betong
$\sigma_c$	Trykkspenning i betong
$\sigma_{cp}$	Midlere trykkspenning i betong
$\Delta\sigma_p$	Spenningsendring i spennarmeringen
$\sigma_{p,max}$	Største spenning påført spennkablene
$\sigma_{pm0}$	Spenning i spennkablene umiddelbart etter kraftoverføring
$\sigma_s$	Armeringsspenninger
$\sigma_{svinn}$	Strekkspenninger fra svinn i steg grunnet fastholding
$\sigma_T$	Strekkspenninger fra temperatur i steg grunnet fastholding
$\sigma_{tot}$	Total spenning
$\sigma_v$	Standardavviket av momentanvindhastigheten
$\tau_{bk}$	Heftfasthet
$\tau_t$	Torsjonsskjærspenning
$\varphi_0$	Normert kryptall
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall ved tidspunkt $t$
$\Delta\varphi(t_i, t_{i-1})$	Delkryp i fase $t$
$\varphi_{RH}$	Faktor for virkning av relativ fuktighet på kryptallet
$\psi_1$	Lastkombinasjonsfaktor for variable laster komb. b bruksgrense
$\omega_M$	Reduksjonsfaktor for temperaturdifferanse
$\omega_N$	Reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel

# 1 Innledning

Storseisundet bru utgjør en del av Atlanterhavsveien på fylkesvei 64, mellom Eide og Averøy kommune i Møre og Romsdal. Brua ble prosjektert av Johs Holt AS i 1987-88, med Statens vegvesen som byggherre. Grunnet sin enestående kurvatur og beliggenhet, er brua en yndet turistattraksjon. I 2005 ble den derfor, sammen med resten av Atlanterhavsveien, kåret til århundrets byggverk i Norge. Videre er brua, som stod klar til åpning i 1989, vernet i nasjonal verneplan for veger, bruer og vegrelaterte kulturminner.

Storseisundet bru er en etteroppspent fritt frambygg-bru i betong. Brua har en total lengde på 260 m fordelt på tre spenn, med en seilingshøyde på 23 m. Overbygningen er konstruert med kassetverrsnitt med varierende høyde som kjenne-tegner fritt frambygg-bruer.

I tidligere tilstandsrapporter utarbeidet av SVV er det beskrevet rissdannelse i overbygningen. Oppgaven tar for seg modellering og globalanalyse av brua i brudd- og bruksgrensetilstand, med påfølgende beregning av eventuelle rissvidder. I tillegg er det utført en omfattende inspeksjon, og utarbeidet en ny tilstandsrapport for brua. Siden Storseisundet bru ble prosjektert i 1987-88, har standarder og håndbøker blitt revidert, og nye krav og prosjekteringsregler er gjeldende. Oppgaven sammenligner derfor datidens krav med dagens krav ved flere anledninger.

I oppgaven har læringsutbytte stått i fokus. Det er derfor lagt stor vekt på en fullstendig analyse av brua, med påføring av opptredende laster. Fritt frambygg-bruer er beregningsmessig svært komplekse, og mye av tiden har av den grunn blitt forbeholdt modellering, samt kontroll av analysene. Analyseprogrammet som er brukt i denne oppgaven er rammeprogrammet NovaFrame, utviklet av Aas-Jakobsen. Da bruoverbygningen har varierende tverrsnitt og byggetidspunkt, kreves det mye input, som har vært tidkrevende. Dette gjelder særlig kryp, som har vært utfordrende å modellere i NovaFrame på en tilfredsstillende måte. Det er første gang Storseisundet bru modelleres i NovaFrame, og resultatene kan derfor brukes som sammenligningsgrunnlag for andre/framtidige analyser av brua.

Rapporten består av en inspeksjonsrapport, modellering i NovaFrame, lastdimensjonering, analyseresultater, verifikasjon, samt brudd- og bruksgrensekontroll. Avslutningsvis følger diskusjon og konklusjon av oppnådde resultater og observasjoner. Rapporten inneholder i tillegg et appendix om skadeomfanget på Hulvåg-brua på Atlanterhavsveien. Beregninger er utført i Mathcad, og gjengis kortfattet i oppgaveteksten. For fullstendige beregninger henvises det til vedlegg bakerst i oppgaven.

## 2 Fritt frambygg-bruer

For spennvidder mellom 100 - 400 m [1] er fritt frambygg-bruer (FFB-bruer) en aktuell løsning. I Norge har denne brutypen vært foretrukket for slike spennvidder siden 1960-tallet, da FFB-bruer ble funnet rimeligere i produksjon enn alternativene – stålfagverks- og buebruer. Særlig innen fjordkryssinger har fritt frambygg-bruer vært dominerende. Videre er det i dag vanlig praksis å prosjektere brua kontinuerlig, der man tidligere innførte et ledd ved sammenkobling i midtspennet.



Figur 2.1: FFB-bru i byggefasetilstand

FFB-bruer baserer seg på å støpe seksjoner etappevis ut fra søylene. Det benyttes som regel ingen stillas eller annen understøttelse i byggefasen, her illustrert på Figur 2.1. Dette gjør FFB-bruer fordelaktig med hensyn til vanskelig terreng, og gir ofte lavere byggekostnader. Videre er det vanlig å etterstrebe egenvektbalanse over søylene. Dette gjør at momentet i søylene utlignes, og de blir kun belastet med aksialkrefter. Egenvektbalanse vil også sørge for at krypdeformasjoner reduseres, da en konstant skjevbelastning i søylene vil resultere i en krumning. Egenvektbalanse oppnås ved å bygge seksjonene symmetrisk ut fra søylene. Skulle dette være problematisk, kan det benyttes ballast eller hjelpesøylor for å oppveie ulikhetene i egenvekten. Typisk høyde for seksjonstverrsnittet innerst ved søylene er ca.  $1/20$  av spennvidden, og mellom 2 - 3 m i midten av spennet. Slike store tverrsnittshøyder er karakteristisk for FFB-bruer da brubjelken må ta alt av skjærkraft og moment.

Ved valg av søyleløsningen for en FFB-bru må det tas hensyn til bruas ulike faser. I byggefasetilstand er systemet, som belastes med egenvekt, nyttelast, oppspennings- og vindkrefter, statisk bestemt. Dermed er det utelukkende søylene som bidrar til avstivning av brua, og dette stiller krav til søylenes stivhet. Etter sammenkobling endres systemet til statisk ubestemt, og søylene må tåle tvangskrefter fra blant annet oppspenning, temperatur, kryp og svinn. Dette stiller krav til søylenes duktilitet. Søylene for FFB-bruer utføres derfor vanligvis som kassetverrsnitt som gir stor torsjons- og bøyestivhet om begge akser. Søylene kan også utføres som to skivesøyler, men vil da være mer utsatt for forskyvning i lengderetning, og krever noen ganger midlertidige hjelpesøyler og skiver. Normalt forbindes søylene monolittisk til overbygningen, men det kan også brukes glidelager, da med ytterligere fastholdning i byggefasen.

Spennarmering legges i hele bruas overbygning i overkant, samt i underkant ved landkar og sentralt i midtspenn. Overkantarmeringen er nødvendig da brubjelken bygges som utkragere, mens underkantarmeringen reduserer nedbøyningene og tar krefter fra ferdigtilstand, slik som egenvekt, trafikklaster, kryp- og kryp- og lagring, etc.

Typisk arbeidsoperasjon for en seksjon [1]:

1. Armering av undergurt, steg og bruplate.
2. Montering av rør og forankringer for spennarmering.
3. Støp og avretting av undergurt, steg og bruplate.
4. Installasjon av spennarmering og oppspenning.
5. Frankjøring av vogn og klargjøring for bygging av neste seksjon.

Det er kritisk å kontrollere nedbøyninger i byggefasen, samt bygge med overhøyder for at brua skal oppnå tilsiktet form. N400 konstaterer i pkt. 3.6.1 at nedbøyning fra alle permanente laster, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres for med prosjekterte overhøyder. Dvs. at brubanen bygges i en viss avstand over den definerte profillinjen. Over tid vil brubanen synke pga. effekter som svinn og kryp, og brua vil oppnå sin tiltenkte kurvatur. Skulle det oppstå høydeforskjell mellom to møtende kragarmer når brua skal kobles sammen, kan det benyttes jekk for å sikre at kragarmene har riktig høyde ved sammenkobling. Når begge har korrekt høyde, festes en forskalingsvogn til de to kragarmene, og de støpes sammen.



## 3 Prosjekteringsgrunnlag

### 3.1 Grunnlag

Prosjekteringsgrunnlaget inneholder standarder, håndbøker og analyseprogrammer som er benyttet til beregninger og analyse av konstruksjonen.

#### Standarder:

- NS-EN 1990:2002+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, heretter ref. til som EK0 [2].
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster, heretter ref. til som EK1-1-4 [3].
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger, heretter ref. til som EK1-1-5 [4].
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygging, heretter ref. til som EK2-1-1 [5].
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 2: Bruer, heretter ref. til som EK2-2 [6].
- NS 3473:2003: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler, heretter ref. til som NS 3473 [7].

#### Håndbøker:

- Håndbok R412: Bruklassifisering, Vegdirektoratet (2014), heretter ref. til som R412 [8].
- Håndbok N400: Bruprosjektering, Vegdirektoratet (2015), heretter ref. til som N400 [9].

#### Analyseprogram

- NovaFrame: Analyseprogram for tredimensjonale rammestrukturer basert på bjelketeori/FEM-analyse.
- AutoCAD: Kontrollberegninger og tverrsnittstegning.
- Excel: Beregninger og bearbeiding av input til NovaFrame.
- Mathcad: Beregninger og kapasitetskontroll.

## 3.2 Materialelegenskaper

Storseisundet bru består av slakk- og spennarmert betong, og de ulike materialkvalitetene er oppgitt i arbeidstegningene. Disse er vedlagt i oppgavens elektroniske vedlegg. Da brua ble prosjektert i 1987-88, er materialbetegnelsene i samsvar med datidens standard, NS 3473.

### 3.2.1 Betong

Bruas kassetverrsnitt har betongkvalitet av typen C45. Dette gir, ifølge Tabell 4.2-2 i R412, en konstruksjonsfasthet for trykk  $f_{cn} = 28 \text{ MPa}$ . Denne konstruksjonsfastheten tilsvarer fasthetsklasse B35 i NS 3473 Tabell 5. Søyletverrsnittet i akse 2 og 3 i overkant av undergurt har også betongkvalitet C45, mens resterende del av søylene, samt landkar, har betongkvalitet C35. C35 har en konstruksjonsfasthet for trykk  $f_{cn} = 22,4 \text{ MPa}$ , og tilsvarer fasthetsklasse B25 i NS 3473.

Tabell 3.1: Betongkvalitet

Brudel	Betongkvalitet	Fasthetsklasse
Overbygning	C45	B35
Søyler i OK av undergurt	C45	B35
Søyler i UK av undergurt	C35	B25
Landkar	C35	B25

NS 3473 oppgir også materialfaktoren for betong, samt uttrykk for dimensjonerende fasthet under punkt 10.4.2:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} \quad (3.2)$$

Videre gir samme standard karakteristisk sylindrefasthet,  $f_{cck}$ , for de ulike fasthetsklassene. Betongens karakteristiske elastisitetsmodul kan dermed beregnes etter pkt. 9.2.1:

$$E_{ck} = k_E (f_{cck})^{0,3} \quad (3.3)$$

Materialelegenskapene til de to betongkvalitetene er gjengitt i Tabell 3.2.

Tabell 3.2: Materialegenskaper for betong C35 og C45

Egenskaper betong		C35	C45
Kar. syl. trykkfasthet e. 28 døgn	$f_{cck}$	25 MPa	35 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn}$	22,4 MPa	28 MPa
Strekfasthet	$f_{tk}$	2,35 MPa	2,9 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn}$	1,6 MPa	2,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	16 MPa	20 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,14 MPa	1,43 MPa
Materialfaktor for betong (ULS)	$\gamma_c$	1,4	1,4
Materialfaktor for betong (SLS)	$\gamma_c$	1,0	1,0
Karakteristisk elastisitetsmodul	$E_{ck}$	27 602 MPa	29 764 MPa
Elastisitetsmodul-koeffisient	$k_E$	9 500 MPa <sup>0,7</sup>	9 500 MPa <sup>0,7</sup>
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25 kN/m <sup>3</sup>	25 kN/m <sup>3</sup>

### 3.2.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen er av typen K500TS i hele brua. Karakteristisk fasthet, samt materialfaktor er oppgitt i R412 Tabell 4.2-3 og Tabell 4.2-1, her gjengitt i Tabell 3.3. Elastisitetsmodulen for armeringsstålet settes til  $E_s = 200 \text{ GPa}$  etter samtale med veileder. Armeringens dimensjonerende fasthet beregnes som følger:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.4)$$

Tabell 3.3: Materialegenskaper for slakkarmering

Egenskaper slakkarmering		K500TS
Karakteristisk fasthet, flytegrense	$f_{sk}$	500 MPa
Dimensjonerende fasthet, flytegrense	$f_{sd}$	400 MPa
Materialfaktor for slakkarmering (ULS)	$\gamma_s$	1,25
Elastisitetsmodul for armeringsstål	$E_s$	200 000 MPa

### 3.2.3 Spennarmering

Storseisundet bru benytter kabeltype Cona Multi 1206, som består av 12 stk 6" tau per kabel. Kablene er dimensjonert med en strekkfasthetsgrense på 0,2 % inelastisk tøyning i motsetning til dagens 0,1 %-krav, da dette var vanlig før i tiden. Spennarmeringens materialegenskaper gjengis i Tabell 3.4.

Tabell 3.4: Materialegenskaper for spennarmering

Egenskaper spennstål		Cona M. 1206
Areal (12 stk tau med areal $140 \text{ mm}^2$ )	$A_p$	$1\,680 \text{ mm}^2$
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{pk}$	$1\,860 \text{ MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet 0,2 %-grense	$f_{p0,2k}$	$1\,670 \text{ MPa}$
Dimensjonerende strekkfasthet 0,2 %-grense	$f_{pd}$	$1\,452 \text{ MPa}$
Materialfaktor for spennarmering (ULS)	$\gamma_p$	1,15
Elastisitetsmodul	$E_p$	$195\,000 \text{ MPa}$
Relaksasjonsklasse		Klasse 2
Maksimal oppspenningskraft	$P_{max}$	$2\,386 \text{ kN}$
Maksimal oppspenningskraft etter låsetap	$P_{m0}$	$2\,344 \text{ kN}$

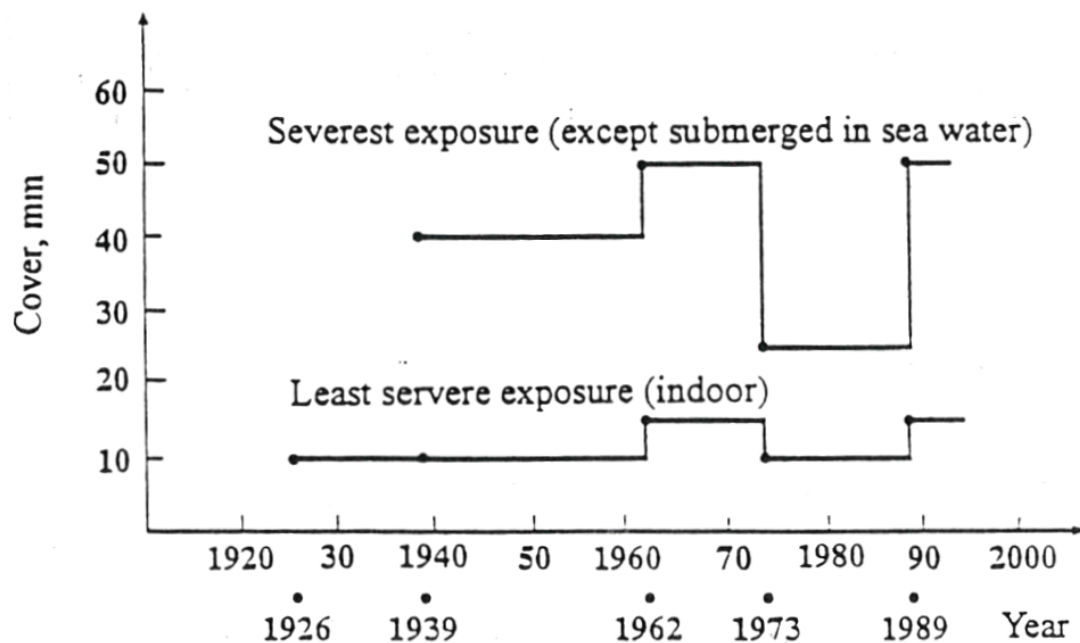
### 3.3 Overdekningskrav

Tilstrekkelig armeringsoverdekning er en viktig faktor for at brua skal oppnå den planlagte levetiden. Overdekningen bidrar til å hindre korrosjon av slakk- og spennarmering, og avhenger av bruas miljøforhold. Mer aggressivt miljøforhold krever mer overdekning. Prosjekteringsgrunnlaget fra Johs Holt AS oppgir overdekningskravene for Storseisundet bru, og verdiene er her gjengitt i Tabell 3.5.

Tabell 3.5: Overdekningskrav for Storseisundet bru

Brudel	Eksponert flate	Overdekningskrav
Overbygning	OK dekke	$70 \text{ mm}$
	Generelt	$40 \text{ mm}$
Landkar	Generelt	$40 \text{ mm}$
	UK såle	$100 \text{ mm}$
Søyle og fundament, akse 2	Generelt	$40 \text{ mm}$
	UK såle	$150 \text{ mm}$
	UV støp/fender	$70 \text{ mm}$
Søyle og fundament, akse 3	Generelt	$40 \text{ mm}$
	UK såle	$100 \text{ mm}$

Storseisundet bru ble prosjektert i 1988, og fulgte da reglene i NS 3473 av 1973. Denne utgaven hadde svært lave krav til overdekning, med høyeste standardiserte krav på 25 mm. Vegvesenet hadde i denne perioden et strengere krav enn det standarden tilsa, og satte minimum overdekning for utendørs konstruksjoner utsett for regn og frost til 30 mm [10]. I senere tid har det vist seg at begge disse overdekningskravene er alt for lave, da overdekningen ikke er tilstrekkelig til å ivareta armeringens korrosjonsbeskyttelse i hele bruas levetid. Svært mange bruer prosjektert i denne perioden viser derfor nå tegn på korrosjonsskader i varierende grad. Storseisundet bru har minste overdekning på 40 mm, og har dermed, i forhold til datidens standard, stor overdekning. NS 3473 ble revidert i 1989, og overdekningskravet ble økt til 50 mm som vist i Figur 3.1.



Figur 3.1: Krav til overdekning i forskjellige versjoner av NS 3473

Det store skillet i overdekningskrav kom i 1994, da vegvesenet utga intern rapport nummer 1731, som beskriver hhv. 55, 75 og 120 mm nominell overdekning [11]. Ikke bare ble overdekningskravet strengere, det ble også beskrevet på en fullstendig og entydig måte. Dette ble videreført og standardisert i revisjonen HB 185 i 1997. Denne metoden å beregne overdekningskrav finnes også i EK2, som er dagens standard.

For å sammenligne Storseisundet bru sin overdekning med dagens krav, er det beregnet overdekningskravene brua ville fått i dag. Overdekning beregnes etter avsnitt 7.4 i N400, samt kapittel 4 i EK2.

Ifølge N400, pkt. 7.4.1, består nominell overdekning av en minste overdekning,  $c_{min}$ , pluss et avvik,  $\Delta c_{dev}$ :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.5)$$

Videre tar  $c_{min}$  hensyn til heft- og miljøpåvirkningskrav, og beregnes som følger, ihht. pkt. 7.4.2:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}\} \quad (3.6)$$

Tabell NA.4.2 i EK2 gir minste overdekning for spenntau av hensyn til heft:

$$c_{min,b} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}} = 69,4 \text{ mm} \quad (3.7)$$

Tabell 7.2 i N400 oppgir minste overdekning av hensyn til bestandighet. For konstruksjonsdeler i værharde kyststrøk opp til en høyde på minst 12 m over høyeste astronomiske tidevann (HAT), er  $c_{min,dur} = 100 \text{ mm}$ . For Storseisundet bru gjelder dette imidlertid kun for søylene, da brubanen ligger mer enn 12 m over HAT. For overside brudekke, samt sidekant og ytterste 2 m av underkant bruplate for bruer uten kantdrager, blir minste overdekning:  $c_{min,dur} = 60 \text{ mm}$ .

I tillegg skal  $c_{min,dur}$  økes med 10 mm for spennarmering. Minste krav til overdekning i brubanen blir dermed:

$$c_{min} = \max\{69,4 \text{ mm}; 60 \text{ mm} + 10 \text{ mm}\} = 70 \text{ mm}$$

Pkt. 7.4.3 i N400 gir største tillatte avvik:

$$\Delta c_{dev} = \pm 20 \text{ mm} \quad \text{for } c_{min} \geq 70 \text{ mm}$$

Nominell overdekning blir dermed:

$$\text{Brudekke : } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 70 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

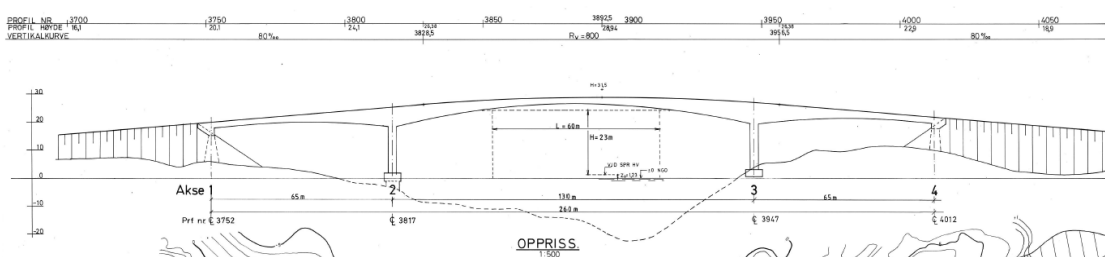
$$\text{Søylar : } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 100 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

Den prosjekterte overdekningen på 70 mm i OK dekke for Storseisundet bru er altså for lav, men med tillatt avvik tilfredsstillende dette akkurat minimumskravet i N400 på  $90 \pm 20 \text{ mm}$ . Overdekningen i søylene, samt side- og underkant dekke er på 40 mm og tilfredsstillende ikke dagens krav.

## 4 Storseisundet bru

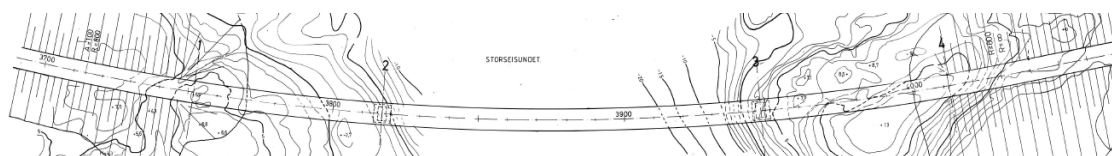
### 4.1 Generell beskrivelse

Bakgrunnen for brubeskrivelsene i denne oppgaven er basert på prosjekteringsgrunnlag produsert av Johs Holt AS i år 1987-88. Brua er bygget som en fritt frambygg-bru med tre spenn og en total lengde på 260 m. Hovedspennet er på 130 m og brua har en seilingshøyde på 23 m. Brua åpnet i 1989 og er en del av Atlanterhavsveien på fylkesvei 64 mellom Eide og Averøy kommune i Møre og Romsdal. Storseisundet bru er svært utsatt for miljøpåkjenninger, og bør avspyles regelmessig for saltavleiringer. Akseinndeling, spennlengder mm. er illustrert i Figur 4.1.



Figur 4.1: Vertikalkurvatur Storseisundet bru

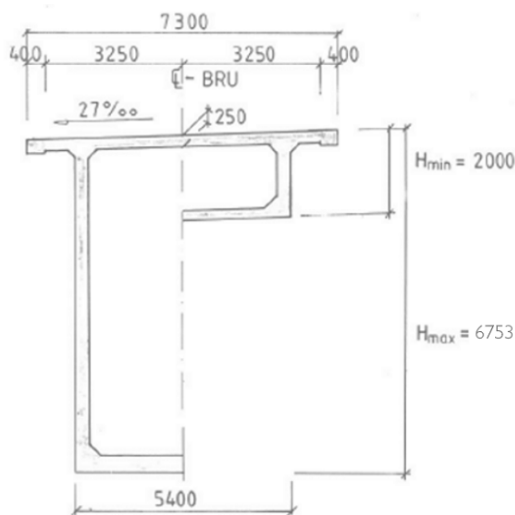
Brua har både horisontal- og vertikalkurvatur, i tillegg til en helningsvinkel i kjøretning på 27 ‰. Horisontalkurvaturen er konstant over bruas lengde og er oppgitt med en radius på 800 m. Det vises til Figur 4.2. Vertikalkurvaturen har også en radius på 800 m, men kun i hovedspennet. Begge sidespennene har lineær vertikaløkning med en stigning på 80 ‰.



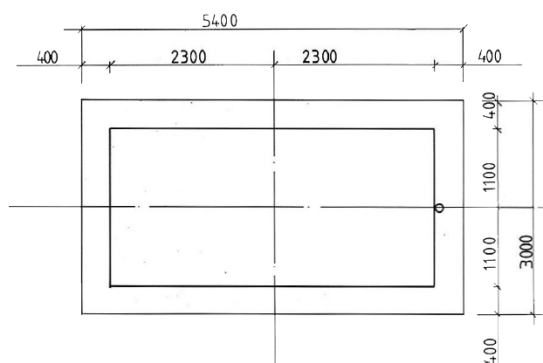
Figur 4.2: Horisontalkurvatur Storseisundet bru

Overbygningen er utført som et kassetverrsnitt med varierende tverrsnittshøyde i bruas lengderetning. Tverrsnittshøyden er størst over søylene, og minst over landkar og sentralt i midtspennet, hhv.  $H_{maks} = 6,75 \text{ m}$  og  $H_{min} = 2 \text{ m}$ . Det vises til Figur 4.3. Undergurten varierer også i tykkelse, fra  $t_{ug} = 620 \text{ mm}$  ved søylene til  $t_{ug} = 220 \text{ mm}$  i midtspennet. Videre har brua en total tverrsnittsbredde på 7,3 m, og to kjørefelt med en føringsavstand på 6,5 m.

Søylene i akse 2 og 3 er prosjektert monolittiske og fundamentert til fjell med fjellbolter, mens forbindelsen mellom landkar og overbygning er utført med glidelager. Søylegeometrien er utført som kassetverrsnitt med sider lik 5,4 x 3,0 m, og veggtykkelse lik 0,4 m som illustrert i Figur 4.4. Dette gir stor bøy- og torsjonsstivhet. Videre er søylene utstyrt med både fyrlykt og lanterne.



Figur 4.3: Tverrsnitt brubane



Figur 4.4: Tverrsnitt søyler

## 4.2 Høydevariasjon i brubjelken

Bruprofilets tverrsnittshøyde varierer i bruas lengderetning, fra  $H_{maks}$  inne ved søyla, til  $H_{min}$  midt i felt. Da brubjelken bygges seksjonsvis, angir arbeidstegningene fra Johs Holt AS profilhøydene ved start og slutt for hver seksjon. Høyden av seksjonene kan dermed noe forenklet bestemmes ved lineær interpolasjon. En mer nøyaktig fremgangsmåte, som tar hensyn til brubjelkens paraboliske høydevariasjon, tar utgangspunkt i følgende formel:

$$H(x) = H_{min} + (H_{maks} - H_{min}) \left( \frac{x}{L_{arm}} \right)^{\alpha_k} \quad (4.1)$$

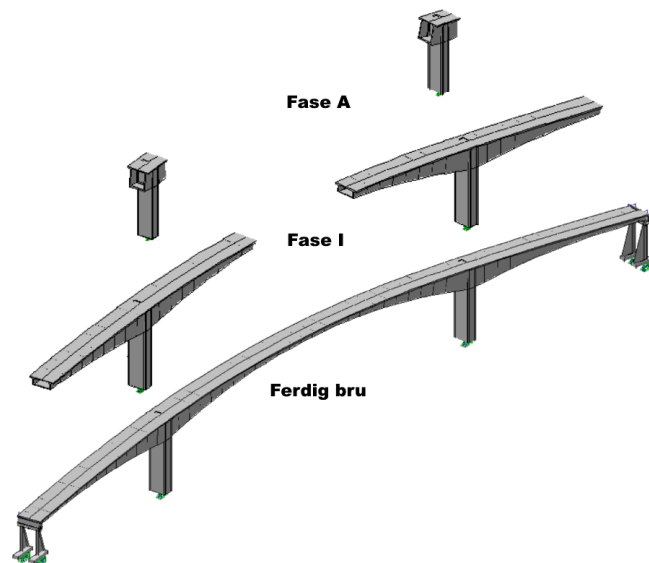
Her er  $H_{min}$  og  $H_{maks}$  som beskrevet over,  $L_{arm}$  er lengden til kragarmen,  $x$  er avstanden fra søyle til betraktet snitt, og  $\alpha_k$  er en eksponent som avgjør kurvaturen for bruas tverrsnittsvariasjon. Ved å plote oppgitte profilhøyder mot utkragerlengden, og benytte problemløserfunksjonen i Excel, ble eksponenten beregnet til å være  $\alpha_k = 2,0$ .



Ifølge Rambjørs kompendium [1] velges som regel en  $\alpha_k$ -verdi mellom 2,0 og 2,4. En relativt lav  $\alpha_k$ -faktor, slik som for Storseisundet bru, gjør at brua framstår noe tyngre og mindre spenstig enn bruer med høyere  $\alpha_k$ -verdi. Det fører også til noe økt materialbruk, men vil til gjengjeld gi et mindre behov for skjær- og spennarmering i tredjedelspunktet på kragarmen.

### 4.3 Byggeprosess

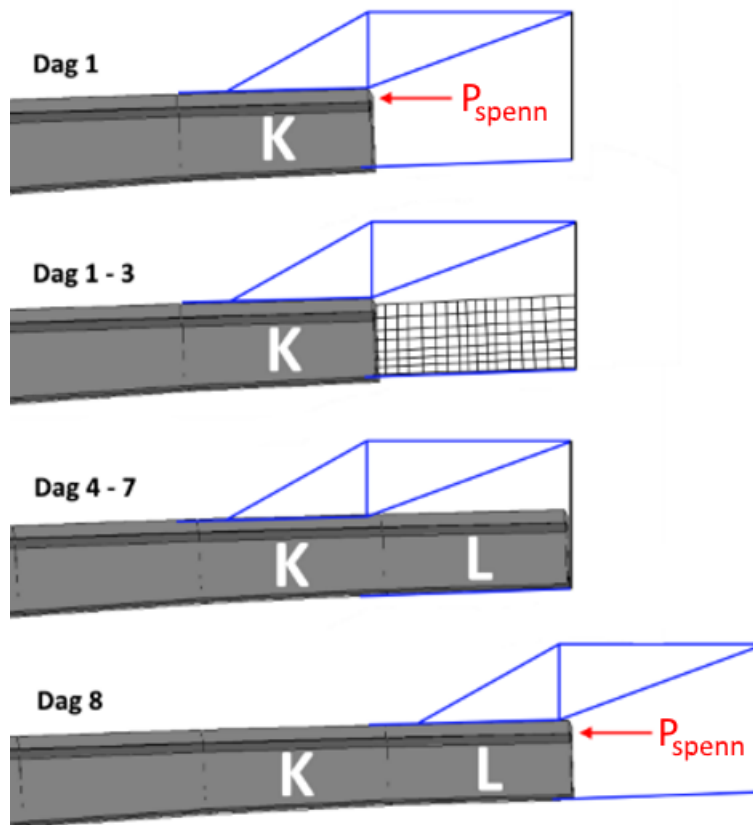
Storseisundet bru har i alt 13 byggefaser, inkludert ferdigstilling. Byggefasene betegnes som A-M, der A representerer første fase, og M den siste. Høyden for byggefase A og M er henholdsvis 6,75 m og 2,0 m. I byggefase A er det antatt støping av søyler, landkar og fundamenter, samt én seksjon hver vei ut fra søylene. Hver seksjon er 5 m lang og med varierende kassehøyde. De resterende byggefasene støpes med syv dagers mellomrom, helt til overbygningen møtes og sammenkobles i den siste fasen, M. I denne fasen kobles også lagrene fra brubanen til landkarene, som representerer ferdigstilling av brua. Systemet er dermed ikke lenger statisk bestemt, og brua er nå utsatt for tvangskrefter fra blant annet oppspenning, kryp, svinn, og temperatur.



Figur 4.5: Utbygging Storseisundet bru

Figur 4.5 illustrerer utbyggingen av Storseisundet bru fra start til ferdigstilling med et utvalg av byggefaser. Figurene er hentet fra NovaFrame-modellen av brua, som blir beskrevet i kapittel 5.

I byggefasene er det antatt at det tar syv dager med forskalingsarbeid, støping og betongherding før spennkablene spennes opp, og en ny byggefase kan starte. Figur 4.6 viser byggingen av seksjon L, og hva som foregår i løpet av en byggefase.



Figur 4.6: Byggefase seksjon L

Fasen starter med at forskalingsvognen flyttes over til sist støpte seksjon, og spennkablene for denne seksjonen spennes opp. Deretter går tre dager med til bygging av forskaling, binding av slakkarmering, og plassering av trekkerør for spennarmeringen. Dag fire støpes den nye seksjonen, og denne får så herde ut uka til dag syv. Etter dette starter neste fase, og man gjentar prosessen til brua er ferdig støpt.

I byggefase A er det antatt først fire dager med søylestøping og herding, slik at søylene tåler belastningen fra fundamenteringen. Med syv dagers byggetid per seksjon tar byggefasen totalt 88 dager, der dag 88 representerer ferdigstilling av brua. For oversikt over byggefaseplanen vises det til Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Byggefaseplan

Byggefase	Hva støpes	Start byggefase [døgn]	Slutt byggefase [døgn]
A	Søylar, søylehoder, seksjon A	0	4
B	Seksjon B	4	11
C	Seksjon C	11	18
D	Seksjon D	18	25
E	Seksjon E	25	32
F	Seksjon F	32	39
G	Seksjon G	39	46
H	Seksjon H	46	53
I	Seksjon I	53	60
J	Seksjon J	60	67
K	Seksjon K	67	74
L	Seksjon L	74	81
Sammen- kobling	Seksjon M	81	88

## 4.4 Dagens tilstand

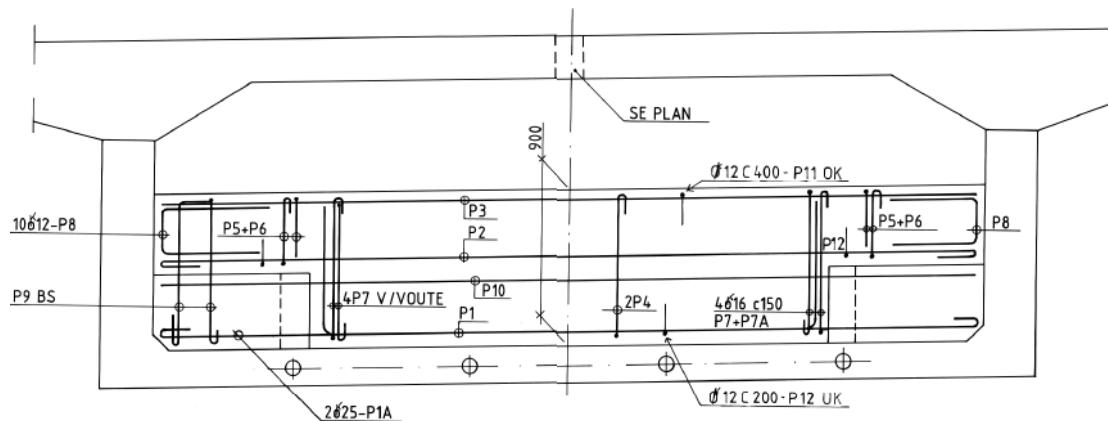
Dette delkapittelet beskriver bruas nåværende tilstand med bakgrunn i en inspeksjonsrapport fra SVV (2014), reviderte arbeidstegninger fra Johs Holt AS, samt befaring av undertegnede 29.03.16. Befaringen varte i to dager, og ble utført med brulift for å sikre tilkomst til bruas underside. Under befaringen ble det klart at det er gjennomført betydelige forsterkningstiltak i bruas midtspenn og at riss i underkant bruplate er behandlet.



Figur 4.7: Inspeksjon med brulift, Storseisundet bru

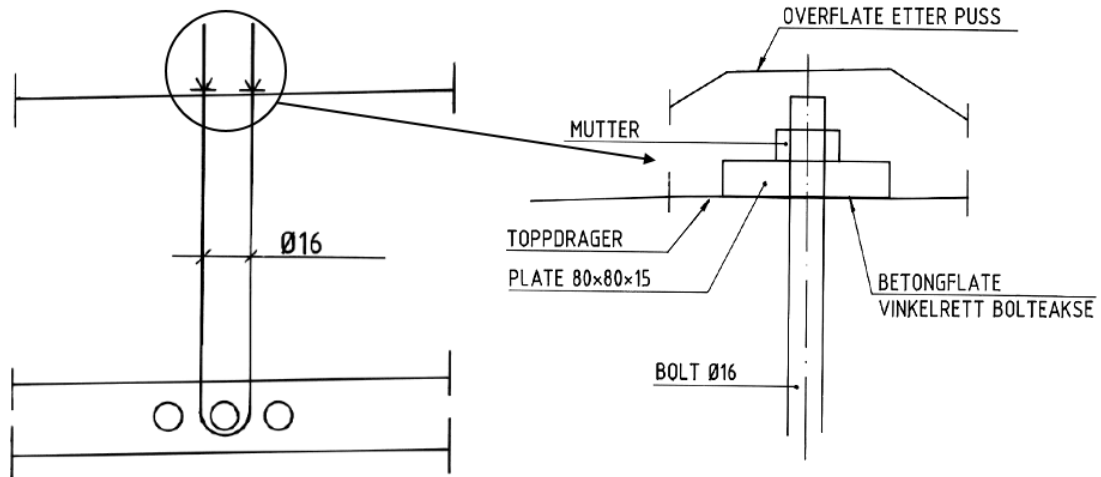
### Forsterkningstiltak

Storseisundet bru er forsterket med fire tverrdrager i midtspennet, med dimensjoner og armering som illustrert i Figur 4.8. Forsterkningene er plassert i hver ende av K-seksjonene, og Johs Holt AS oppgir at tverrdragerne ble nødvendig da brua fikk store riss i underkant bruplate i noen av støpeskjøtene.



Figur 4.8: Armering og dimensjoner for tverrdragerne

Tverrdragerne er forankret til undergurten ved hjelp av bøylere med diameter  $\varnothing 16$  som er lagt rundt spennarmeringen, som vist i Figur 4.9. Dette er utført ved å meisle bort betongen i underkant, samt bore hull gjennom resterende del av dekket. Videre gjenges bøylerne i topp for senere å kunne strammes opp. Utmeislet parti i underkant forskales og hulrommet fylles med en epoxy-sandblanding med E-modul tilnærmet lik betongens. Epoxy-sandlaget vises tydelig på bruas underside, ref. Figur 4.24.



Figur 4.9: Bøyleplassering og detalj av innspenning

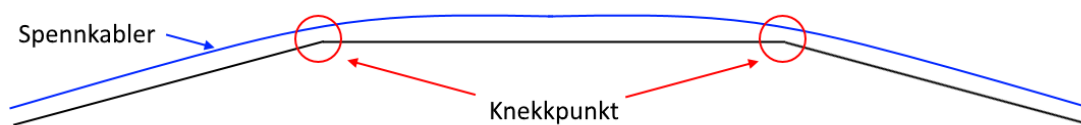
Deretter armeres og støpes tverrdragerne, og de gjengede bøylerne blir påsatt en plasthylse for å ikke festes i tverrdragerstøpet. Bøylerne spennes til slutt opp til 20 kN, og plasthylsene rundt bøylerne fylles med sementmørtel. Toppen av bøylerne med mutter pusses så over for økt bestandighet.

#### Overflatebehandling

I tillegg til å forsterke overbygningen med tverrdrager, ble riss i underkant bruplate injisert med epoxy som vist i Figur 4.25. Epoxy er en flytende plastmasse som herder til et beskyttende belegg på betongoverflaten. Belegget er vannavstøtende og hindrer dermed kloridinntrengninger. Dette forhindrer korrosjon av armeringen, og bidrar til at konstruksjonen oppnår tiltenkt levetid. Videre er søylene overflatebehandlet med et impregneringsmiddel. Det er uvisst hvilket middel som er benyttet, men sannsynligvis det samme som er brukt på Hulvågbrua, hhv. silan-/siloksan-impregnering.

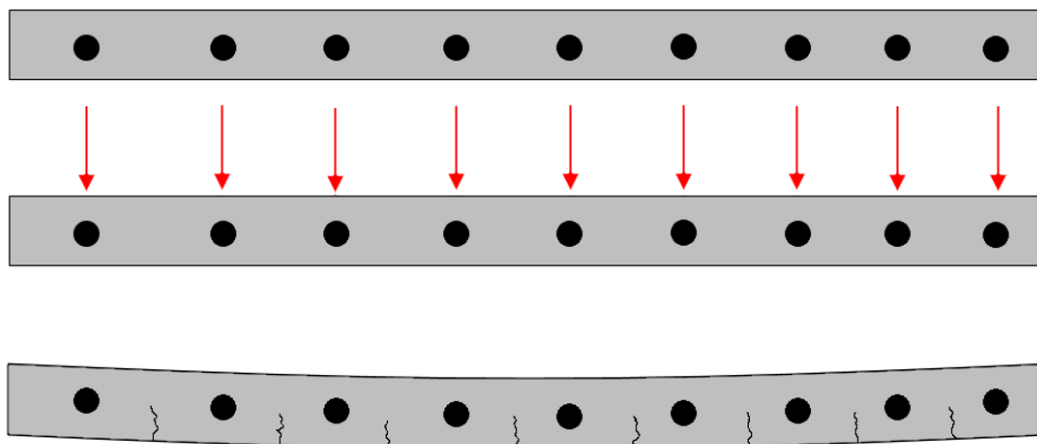
Årsak til opprissing

Årsaken til rissene i underkant av brubjelken skal, ifølge Johs Holt AS, være konsentrerte vertikale krefter i støpeskjøtene. Disse oppstår grunnet bruas geometri. Da brua har en relativt liten vertikal radius, og rettlinjede seksjoner, blir det en liten knekk i hver støpeskjøt, som illustrert i Figur 4.10.



Figur 4.10: Illustrasjon av knekkpunkt i undergurt

Når spennkablene i undergurten spennes opp, vil de i utgangspunktet holde seg rette. Betongtverrsnittet og trekkerørene hindrer imidlertid spennkablene i å gjøre dette. De vil derfor legge seg i underkant av trekkerørene og påføre betongen vertikale krefter. Dette vil ha størst effekt ved knekkpunktene, der det er en kurvatureskifte i trekkerørene, og det oppstår konsentrerte krefter i vertikalplanet. Da undergurten i midtspennet er relativt tynn, med  $t_{ug} = 220 \text{ mm}$ , overstiger kreftene betongens kapasitet, og det oppstår store riss. Dette er illustrert i Figur 4.11.



Figur 4.11: Illustrasjon av rissdannelse i tverretningen

Ifølge Johs Holt AS ble ikke knekkpunktene tatt tilstrekkelig høyde for i den første dimensjoneringsprosessen, og forsterkningstiltak ble derfor nødvendig.

### Korrosjon

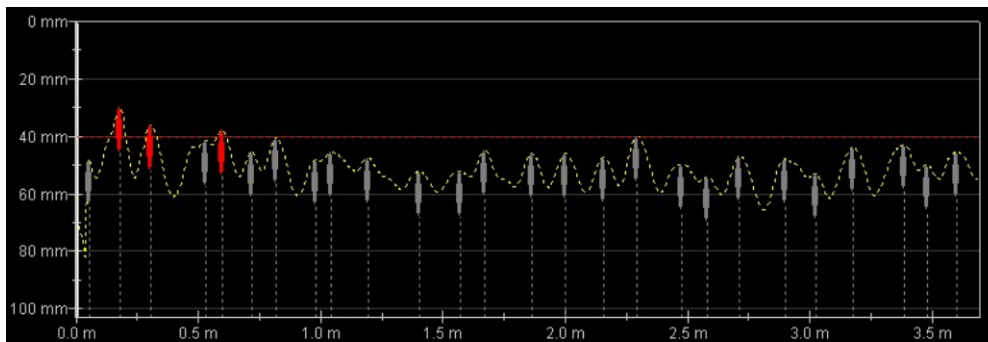
Korrosjonsskader ble ikke registrert under befaringen. Slike skader oppstår når armeringsjernet mister oksidfilmen sin. Oksidfilmen oppstår i nystøpt betong, der pH-verdien er svært basisk, rundt  $pH = 13$  [12]. Dette gjør at armeringen er i et passivt stadie, med et tynt, men tett lag av korrosjonsprodukter på jernets overflate. Skulle derimot den passive filmen bli svekket, enten ved at pH-verdien synker ned mot 9 eller i kontakt med klorider, kan armeringen korrodere. Dette fører til at armeringen oppløses, og det dannes korrosjonsprodukter (rust).

Korrosjonsproduktene kan enten være solide, og føre til en volumøkning som gir oppsprekking og avskalling av overdekningen ved armeringen, eller ha lavt volum og viskositet som gjør at de siger inn i betongen uten å gi synlige skader. Den siste formen oppstår ved kloridindusert korrosjon i våt betong, og er meget alvorlig da det kan føre til brudd uten forvarsel. Korrosjonsskader fører til mange konsekvenser for konstruksjonen. Blant annet resulterer de i redusert strekkstyrke og utmattingskapasitet, mindre heftstyrke, større tøyninger som gir økt nedbøying, samt riss, som igjen fører til mer korrosjon.

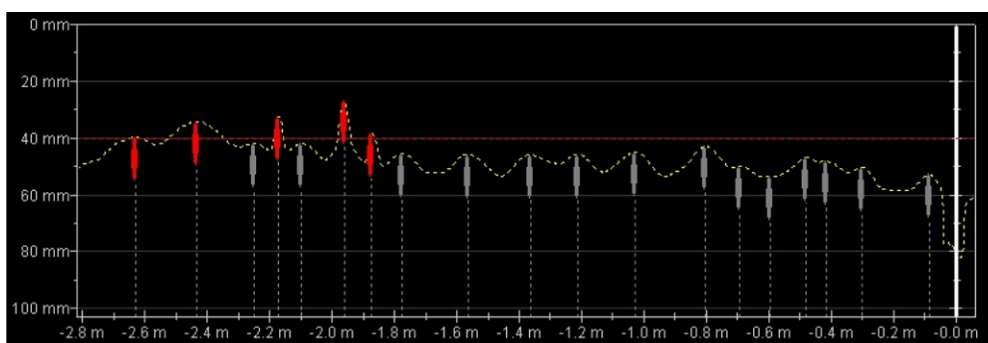
### Overdekning

Betongoverdekning er en viktig faktor for at konstruksjonen skal oppnå planlagt levetid. Overdekningen hindrer at armeringen kommer i direkte kontakt med blant annet klorider fra saltvann, og sikrer minimal korrosjonsskade. Under befaringen ble overdekningen målt i underkant og langs siden av brua ved utvalgte områder. Målingene ble utført med et covermeter av typen Proceq Profometer PM-650.

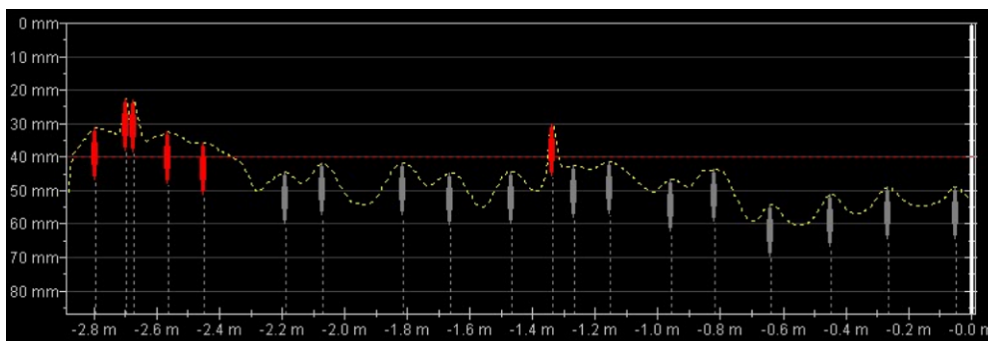
Covermeter er en ikke-destruktiv testmetode som bestemmer overdekning i betong ved bruk av magnetiske felt. Prosessen starter med at covermeteret genererer et magnetisk felt, som vil påvirke armeringsstålet ettersom det er et magnetisk materiale. Når det magnetiske feltet blir tvunget gjennom armeringen, vil stålet forsøke å motvirke dette med en virvelstrøm. Denne produserer sitt eget magnetiske felt, men i motsatt retning av det påførte feltet. Ved å benytte stålets kjente magnetiske parametere, samt gi armeringsdiameteren som inputverdi, kan covermeteret kalkulere avstanden til armeringen ved å måle styrken til det motstridende magnetiske feltet. Eksempler på covermeteravmålinger for Storseisundet bru er gjengitt i Figur 4.12 til 4.14.



Figur 4.12: Overdekning langs side, profilnr. 3922



Figur 4.13: Overdekning i UK, profilnr. 3885



Figur 4.14: Overdekning i UK, profilnr. 3902

Resultatene viser at den prosjekterte overdekningen på 40 mm langs side og i underkant, ikke er overholdt i alle bruas snitt. Målingene i UK bru er gjennomført fra bruas senterlinje, og ut til ytterkant. Resultatene antyder at lengdearmeringen i ytterkant har mindre overdekning enn armeringen i senter. For overdekningen langs side, viser målingene at det stort sett er tilstrekkelig overdekning ift. prosjektert krav på 40 mm, men også her med enkelte unntak.



### Riss

Befaringen avslørte ingen flere riss i underkant bruplate enn de som allerede var behandlet med epoxy, se Figur 4.15. Langs bruas sideflater derimot, ble det registrert flere skråriss i seksjonene i nærheten av søylene. Dette er logisk da skråriss oppstår som følge av skjærkrefter, som får sine respektive maksimalverdier ved søylene. Figur 4.16 viser et riss av størrelsesorden  $w = 0,3 - 0,4 \text{ mm}$ . Figuren viser også spesiallinjalen som benyttes for nøyaktige målinger av rissvidde.



Figur 4.15: Riss i UK bruplate



Figur 4.16: Skråriss nær søyle

Det ble også utført en visuell inspeksjon på brukassens innside. Inspeksjonen avdekket få riss, og i likhet med bruas utside var de hovedsakelig lokalisert nær søylene. Rissene var av størrelsesorden  $w = 0,1 - 0,2 \text{ mm}$ , som vist på Figur 4.22. Det ble også observert en del saltutslag, som vist i Figur 4.23. Dette er en krystallisk avleiring som oppstår når fuktighet frakter vannløselige salter til overflaten gjennom betongens poresystem. Når disse når betongens overflate, fordampes fuktigheten, og etterlater seg saltene. Mengden saltavleiringer avhenger av porøsiteten til betongen. Det er ingen større problemer med saltavleiringer enn at det er visuelt skjemmende.

### Inspeksjonsrapport

I slutten av mai 2014 utførte SVV en hovedinspeksjon av Storseisundet bru. Rapporten [13] beskriver flere diagonale riss fra akse 2 mot 3, og fra akse 3 mot 2, i retning oppover mot midtspennet. Dette stemmer godt med bemerkningene fra befaringen 29.03.2016. Inspeksjonsrapporten inneholder også merknader fra en enkel inspeksjon 22.05.2000. Her påpekes det at asfalten er for tykk og burde freses ved neste asfaltering. Dette blir også poengtert ved en inspeksjon i 2009. En tykkere asfalt enn prosjektert vil potensielt kunne gi betydelige lastvirkinger.



Figur 4.17: Visuell inspeksjon med brulift





Figur 4.18: Skråriss i steg



Figur 4.19: Forsterkningstiltak, tverrdrager



Figur 4.20: Riss i steg



Figur 4.21: Skråriss i steg



Figur 4.22: Riss innside brukasse



Figur 4.23: Saltutslag innside bru





Figur 4.24: Epoxy/sandlag på bruas underside



Figur 4.25: Epoxybehandling av riss i UK brubjelke

## 5 Modelling i NovaFrame

Hensikten med å modellere konstruksjonen i et analyseprogram er å fremskaffe korrekte lastresultater. For å oppnå riktige resultater, må man i størst mulig grad gjenskape den virkelige brua. SVV har bidratt med tegningsgrunnlaget produsert av Johs Holt AS for Storseisundet bru, og geometri og materialparametere er hentet derfra. Noen forenklinger er gjort for å unngå unødvendig mye tidsbruk på effekter som gir lite utslag på oppgavens målsetning. Disse vil bli kommentert i sine respektive avsnitt, og innebærer blant annet felles svinntap for spennkablene, og kun én byggefase for søylene.

### 5.1 Om NovaFrame

NovaFrame er et rammeanalyseprogram utviklet av ingeniørfirmaet Aas-Jakobsen. Programmet baserer seg på bjelketeori/FEM, og tilbyr en rekke ulike analysemuligheter. Da programmet tillater å bygge komplekse tredimensjonale modeller med varierende tverrsnitt, er det spesielt velegnet for bruanalyser [14]. NovaFrame gjør det også mulig å modellere spennarmering med stor nøyaktighet. En kan blant annet legge inn tapsparametere, og beregne effekter fra kryp og svinn. Videre tilbyr programmet et stort antall mulige laster, samt en funksjon som finner ugunstigste lastkombinasjon.

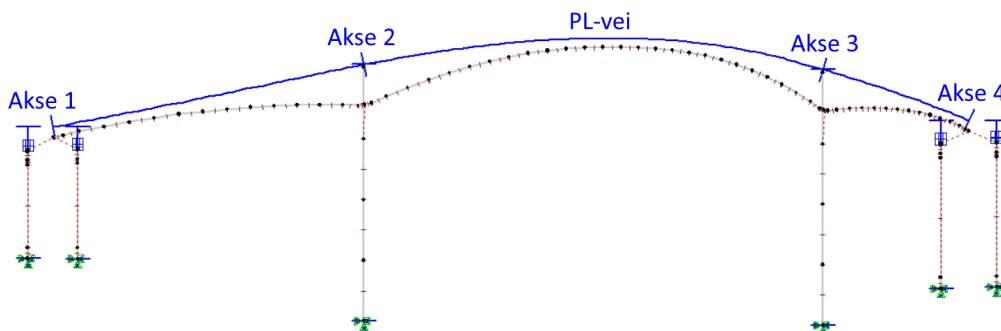
Brukergrensesnittet baserer seg på ASCII-filer. Disse kan enten genereres ved hjelp av programmets menyer, eller skrives etter en mal i andre tekstredigerings- eller regneprogrammer. Da modellering av en FFB-bru krever store mengder input, har hovedsakelig Excel og enkle tekstredigeringsprogrammer som Notepad blitt benyttet i denne oppgaven.

### 5.2 Referanselinjer og akser

Referanselinjene utgjør utgangspunktet for NovaFrame-modellen. Ved å legge en referanselinje langs profillinjen til brua, blir det uproblematisk å plassere søyler og tverrsnitt på korrekt sted. Strategisk plassering av referanselinjer gjør det med andre ord enkelt å definere den globale geometrien.

Storseisundet bru har to kjørebaneler, og profillinja ligger derfor i senterlinje bru. Brua har kurvatur i både vertikal- og horisontalretning, og tegningsgrunnlaget oppgir helning og radius i begge plan. Lagt inn i NovaFrame gir dette hovedreferanselinja som brukes til å plassere tverrsnitt, spennkabler, noder og elementer.

Det er også satt inn referanselinjer i alle søyler og landkar for å kunne plassere disse i ettetid. Når referanselinja er på plass, defineres akser for å kunne navigere i modellen. Det er valgt et aksesystem med fire akser, som samsvarer med aksesystemet gitt i tegningsgrunnlaget. Referanselinjene i NovaFrame er illustrert i Figur 5.1.

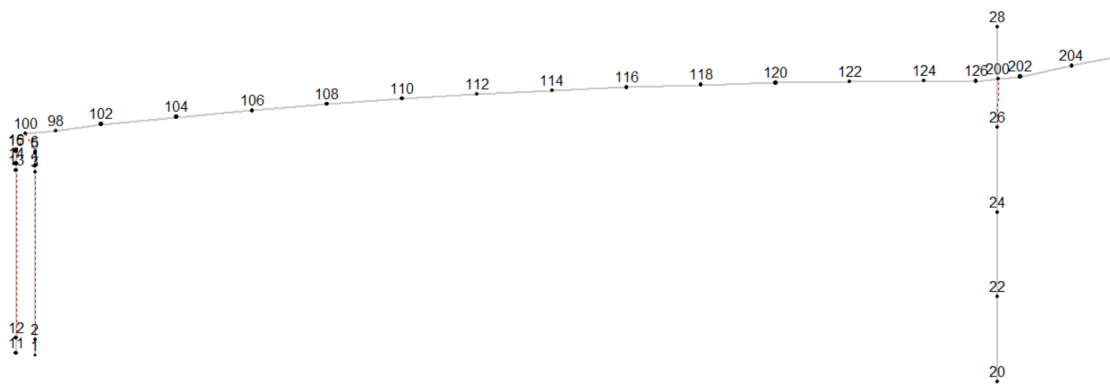


Figur 5.1: Referanselinjer og akser i NovaFrame

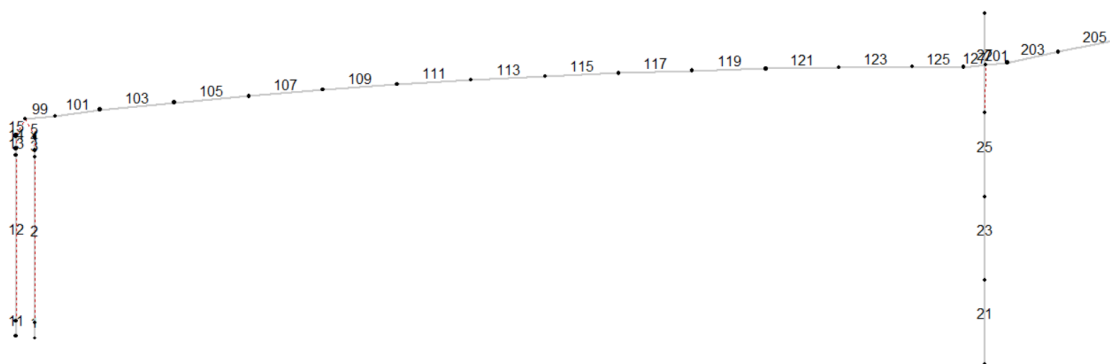
### 5.3 Noder og elementer

Når referanselinjene er etablert, brukes noder og elementer til å dele opp rammens geometri. En node er et spesifikt punkt, mens et element er en rett linje mellom to noder. Noder benyttes senere i forbindelse med inndeling av modellen i byggefaser, og det er derfor viktig å ha noder i alle støpeskjøter og områder der det er forandring i bruceometrien. Noder er derfor plassert hver femte meter langs brubanen for å representere støpeskjøtene. Det er også lagt inn noder over søyler, lager og landkar, samt langs søylene. Videre er det lagt inn elementer mellom alle nodene.

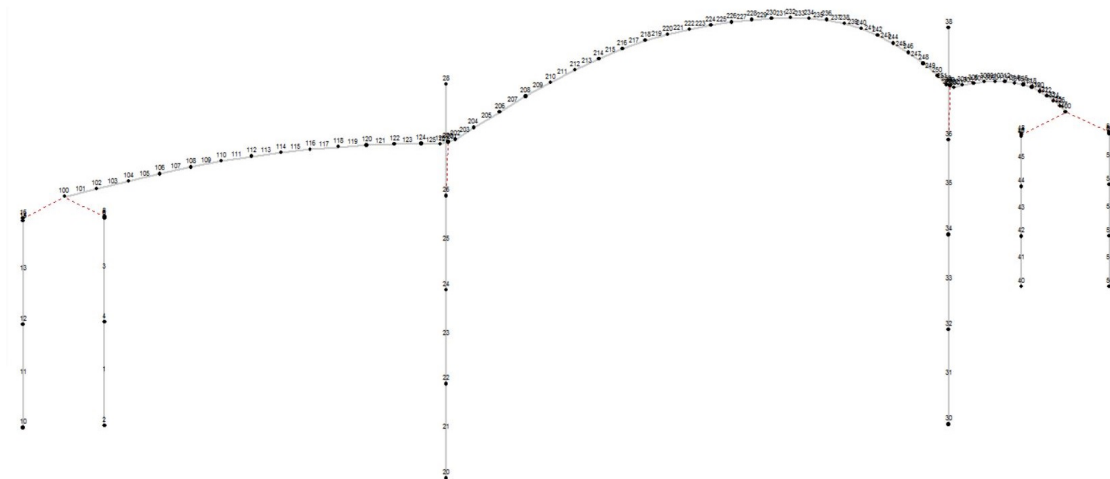
Nodene og elementene langs brubanen er nummerert som tresifrede tall. Det første tallet betegner startakse, mens de to neste angir nummer i stigende rekkefølge fra startakse. Det benyttes partall for noder, og oddetall for elementer. Søylene følger samme system, men kun med to siffer der første angir akse. Det vises til Figur 5.2 og 5.3 for eksempel på node- og elementnummerering.



Figur 5.2: Nodesystem i NovaFrame



Figur 5.3: Elementsystem i NovaFrame

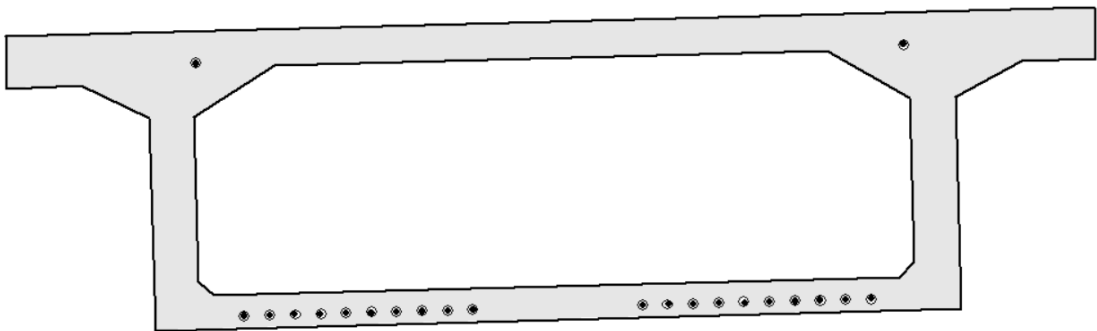


Figur 5.4: Oversikt noder og elementer i NovaFrame



## 5.4 Tverrsnitt

Når alle elementer og noder er definert, tegnes elementene en tredimensjonal geometri. Først legges imidlertid alle materialparameterene fra delkapittel 3.2 inn i NovaFrame, for å gi tverrsnittene korrekt tyngdetetthet og kapasitet. Brugeometrien langs referanselinjen i NovaFrame skapes deretter ved å definere tverrsnitt i forskjellige profilnummer. Videre bruker NovaFrame lineær interpolasjon mellom de to definerte tverrsnittene. Tegningsgrunnlaget oppgir tverrsnittshøyden for hver femte meter, altså ved støpeskjøtene. Tverrsnittene er derfor definert for hver femte meter, samt over søylene. I tillegg er det lagt inn et ekstra tverrsnitt i bruendene, siden tverrsnittet her er mer komplekst. Blant annet er tverrsnittet i bruendene massivt for å føre kreftene ned i landkarene. Eksempel på et tverrsnitt fra midten av hovedspennet er vist i Figur 5.5.

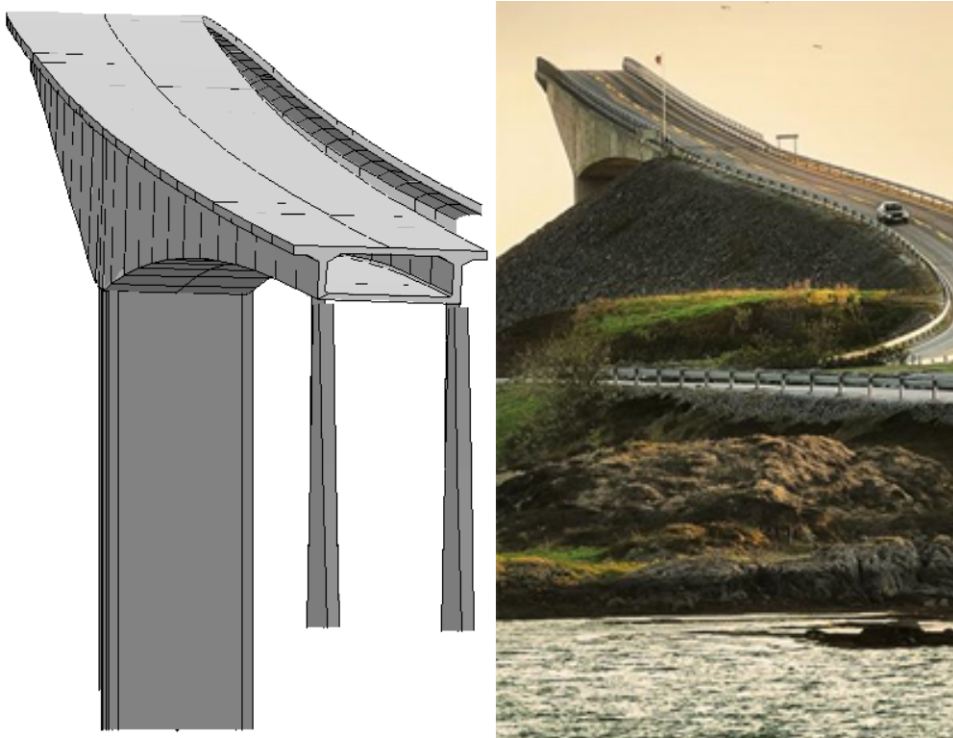


Figur 5.5: Tverrsnitt profil 3882

Med tverrsnittsgeometrien definert, kan NovaFrame vise bruas fysiske form. Dette gir muligheten til å se betongoverflaten som i Figur 5.6. NovaFrame gjenskaper også effekten med en vei som forsvinner i himmelen som Storseisundet bru er svært kjent for, vist i Figur 5.7.



Figur 5.6: Storseisundet bru i NovaFrame



Figur 5.7: Veien til himmelen

## 5.5 Opplagerbetingelser

Bruoverbygningen støttes av landkar i hver ende, hhv. i akse 1 og 4, samt søyler i akse 2 og 3. Landkarene er forbundet til brubjelken med glidelagre, mens søylene er monolittisk forbundet. Det vil si at opptredende moment i overbygningen overføres til søylene, men ikke til landkarene. Glidelagrene er av typen TOBE potlager RE/RA 2000 kN. Dette betyr at det i hvert lagerpar er ett allsidig, og ett ensidig bevegelig lager. Kapasiteten er 2000 kN per lager. Dvs. at  $V_{Rd,max} = 4000 \text{ kN}$  i hver bruende. Videre antas E-modulen til landkarene å være uendelig stiv, grunnet store fyllinger i hver ende av brua.

For å oppnå uendelig stivhet i NovaFrame-modellen benyttes en "master-slave" forbindelse. I en slik forbindelse overføres alle kreftene fra master-noden til slave-noden. I tillegg vil rotasjonen i slave-noden være lik rotasjonen i master-noden, altså 100 % stiv. "Master-slave" forbindelsen benyttes fra søylene i underkant av brubanen til noden i brubanen over søylene. Forbindelsen brukes også fra fundamentet under landkarene opp til noden under glidelagrene, slik at landkarene blir uendelig stive.

## 5.6 Spennkabler

Storseisundet bru er en FFB-bru, og inneholder derfor en stor mengde spennarmering. Dette er nødvendig for at konstruksjonen skal håndtere lastene i byggetilstand før sammenkobling. Det er også lagt inn spennarmering i underkant av tverrsnittet, hhv. midt i hovedspennet og ved landkarene. Som nevnt tidligere i kapittel 2, skal underkantarmeringen ta kreftene i ferdigtilstand, da det statiske systemet endrer seg etter sammenkobling. Tegningsgrunnlaget oppgir horisontal avstand fra senterlinje bru for hver enkelt kabel, og spennkablene er lagt symmetrisk om denne. Antall kabler i mest relevante snitt, samt plassering i tverrsnittet, er beskrevet i Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Spennkabler antall og plassering

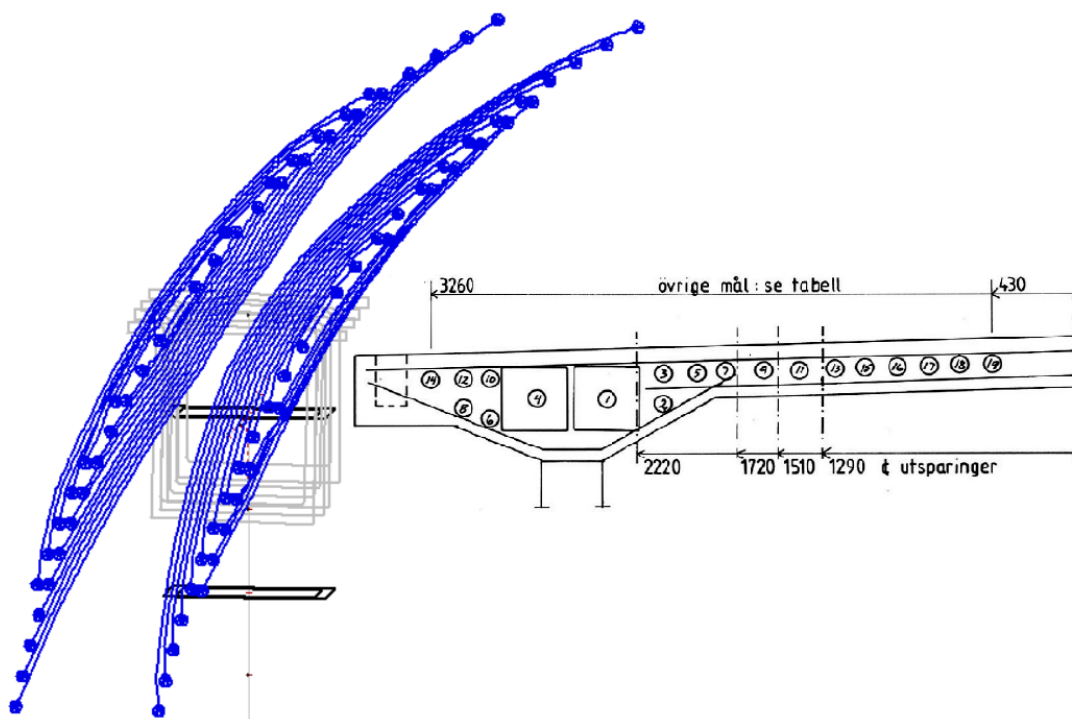
Betraktet snitt	Antall i overkant	Antall i underkant
Landkar akse 1	2	4
Søyle akse 2	38	0
Midten av hovedspennet	2	20
Søyle akse 3	38	0
Landkar akse 4	2	4

### 5.6.1 Modellering av spennkabler

For å modellere spennkablene i NovaFrame, legger man først inn materialparametere fra delkapittel 3.2. Storseisundet bru har kun én kabeltype, Cona Multi 1206. Videre trenger NovaFrame input på trekkerørsdiameter og injiseringsmassens styrke. Trekkerørsdiameteren settes lik 80 mm, og injiseringsmassens styrke er valgt til 35 MPa, tilsvarende den for konstruksjonsbetongen, etter anbefaling fra veileder. Dette sikrer full heft mellom betong og kabler i NovaFrame.

#### Plassering

Neste steg er å modellere hver enkelt kabel. NovaFrame tar input på kabelplassering som avstand i horisontal og vertikal retning fra et punkt man selv definerer. Horisontal avstand hentes fra tegningsgrunnlaget og legges direkte inn i NovaFrame. Kablene har i utgangspunktet ingen endring i vertikal høyde i tverrsnittet, men da tverrsnittet heller 2,7 ‰, fører dette til at den vertikale høyden i forhold til det definerte punktet endrer seg. Dette krevde beregninger i Excel, som kan sees i oppgavens elektroniske vedlegg. Figur 5.8 viser spennkablene som går over søylen i akse 3, samt kabelplasseringen over søylen.



Figur 5.8: Spennkabler over søyle i akse 3

Den vertikale avstanden er regnet ut på grunnlag av antakelse om at spennarmeringen ligger inntil slakkarmeringen, samt gitt overdekning. Da beregningene ble utført, var det antatt en kabeldiameter på 46,2 mm på grunnlag av det totale armeringsarealet. I ettertid er spennarmeringen lagt inn med kabelrør med diameter på 80 mm. Dvs. at vertikalavstanden fra OK tverrsnitt til senter spennarmering, er lagt inn i NovaFrame med 17 mm feil høyde. Det er blitt gjennomført analyse med korrekt høydeplassering og kontrollert kritiske verdier opp mot verdiene fra resultatdelen i kapittel 8. De nye verdiene gir liten forskjell, der en ekstra nedbøyning på 6 mm i midtsnitt er mest kritisk.

### Oppspenning

Siste input for spennarmeringen før tapsparametere er oppspenning. Tegningsgrunnlaget oppgir at alle kabler i overkant har passive forankringer i sidespennene, og aktive i hovedspennet. For kablene i underkant er det antatt oppspenning fra begge sider i midtspenet, og passive forankringer mot landkar i sidespenn. Alle kabler spennes opp til 85% av  $f_{p0.2k}$ . Dette er høyere oppspenning enn det som tillates i dag, da kravene er blitt strengere siden Storseisundet bru ble oppført.

### 5.6.2 Tapsparameter

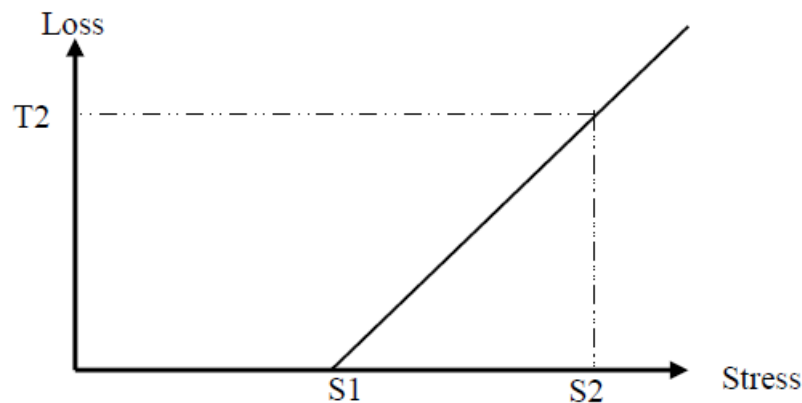
Når antall spennkabler, materialegenskaper og geometri er definert i NovaFrame, skal tapsparametere legges inn. Tapsparametere skal oppgis for hver enkelt kabel eller kabelgruppe. Spenneteknikk har i sin brosjyre, BBR VT CONA CMX spennsausystem [15], oppgitt parametere for låsetap, friksjonskoeffisient, relaksasjon, tilleggsvinkel og -krumning. Disse er gjengitt i Tabell 5.2. Mer teori og bakgrunnen for disse verdiene beskrives nærmere i avsnitt 6.1.4.

Tabell 5.2: Parameter spennkabler

Parameter spennstål			
Låsetap	$\Delta L_{L\ddot{a}s}$	6	[mm]
Friksjonskoeffisient	$\mu$	0,18	
Tilleggsvinkel fra uunngåelige bøyninger	$\alpha_u$	0,01	[rad/m]
Tilleggskrumning fra uunngåelige bøyninger	$k_u$	0,01	[1/m]
Relaksasjon etter 1000 timer ved 20 °C og $0,7f_{pk}$	$\rho_{1000}$	2,5	[%]

#### Relaksasjon

Parameterene for låsetap, friksjonskoeffisient og tilleggskrumning, kan føres direkte inn i NovaFrame. Relaksasjon behandles derimot litt annerledes. Som input gis to punkter, (S1, T1) og (S2, T2), som inneholder en spenning og et relaksasjonstap ved en bestemt tid. Det første punktet gir spenningen ved null relaksasjon, og det andre er et tilfeldig valgt punkt der spenning og relaksasjon er kjent. NovaFrame trekker deretter en lineær linje mellom disse punktene, som vist i Figur 5.9.



Figur 5.9: Relaksasjonstap i NovaFrame

Kabelprodusenten oppgir 2,5% relaksasjon ved  $0,7f_{pk}$ . Videre antas det en relaksasjon på 4,5% ved  $0,8f_{pk}$ . NovaFrame må ha verdien i prosent av  $f_{p0,2k}$ , som krever noe omregning:

$$0,7f_{pk} = xf_{p0,2k} \Rightarrow x = 0,7 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0,2k}} = 0,7 \cdot \frac{1860}{1670} = 0,779 \quad (5.1)$$

$$0,8f_{pk} = xf_{p0,2k} \Rightarrow x = 0,8 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0,2k}} = 0,8 \cdot \frac{1860}{1670} = 0,891 \quad (5.2)$$

Deretter benyttes lineær ekstrapolasjon til å finne spenningen ved null relaksasjon, og videre inputen til NovaFrame:

$$S1 = 0,779 - \frac{0,891 - 0,779}{20} \cdot 25 = 0,639$$

$$(S1, T1) = (63.9, 0\%)$$

$$(S2, T2) = (77.9, 2.5\%)$$

### Svinn og kryp

Svinn og kryp er de siste tidsavhengige effektene som skal implementeres i NovaFrame. Begge fører til en sammentrekning av betongen, som gir et spennings-tap i spennkablene. Verdiene legges inn for hver enkelt kabel, og for å unngå svært store mengder arbeid er det valgt å forenkle noe. Siden svinn og kryp er tids-avhengige, burde det egentlig vært modellert ett sett med kabler for hver byggefase og relevante tidspunkt etter dette. Det er i stedet valgt å modellere ett sett med kabler, og tilegne det gjennomsnittsverdiene for kryp og svinn.

Beregning av svinntøyning omtales i avsnitt 6.3.1, og det er beregnet svinntøyninger for alle elementer og byggefaser. For spennkablernes tap, velges det å se på svinntøyningen etter 100 år, og bruke gjennomsnittsverdien for alle elementene i brubanen. Dette gir en gjennomsnittlig svinntøyning  $\varepsilon_{svinn} = -0.308\%$ , som føres inn i NovaFrame for alle kablene.

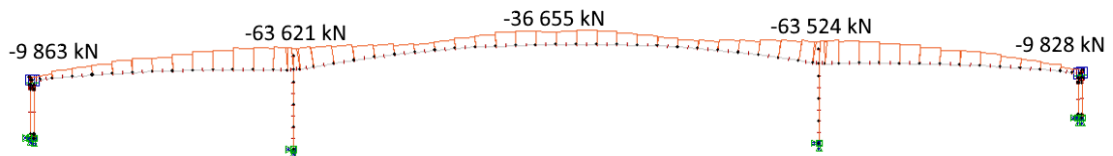
For kryp er beregningene utført i avsnitt 6.3.2. Det er valgt å gjennomføre en analyse av brua belastet med kryp, superegenvekt og spennkabelkrefter med 100 års-kryptall. Tapsparameterene for relaksasjon og svinn er fjernet fra analysen. Ved så å hente ut forskyvningsverdier i lengderetning for nodene, kan man beregne tøyningstapet. Dette gjøres ved å hente ut forskyvningen i endenodene i hver kabel, for så å dele på kabellengden. Det er valgt å sette en gjennomsnittsverdi for tøyningstapet for spennkablene i overkant.

Kablene i underkant har fått forskjellige tap da det her er mye større variasjon i tøyningstapet. Ved å bruke 100 års-kryptall vil kryptet bli overestimert i tidligfasen, men bli mer og mer riktig etterhvert som tiden går. Beregninger viser at majoriteten av kryptet og kryptomlagringen skjer i løpet av de første fem årene, så resultatene bør stemme godt overens med dagens tilstand. De beregnede tapsparameterene kan sees i Tabell 5.3.

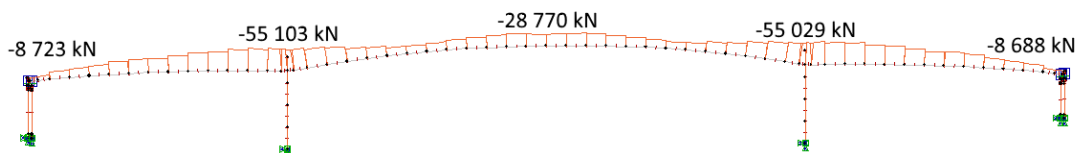
Tabell 5.3: Kryptap spennkabler

Spennkabelgruppe	Kabellengde [mm]	$\Delta y$ [mm]	$\epsilon_{kryp}$ [%o]
Spennkabler OK	130 000	-43.86	-0.337
	70 000	-18.98	-0.271
	10 000	-4.53	-0.453
	Middelverdi		-0.350
Spennkabler UK sidespenn	30 000	-7.09	-0.236
	20 000	-6.82	-0.341
Spennkabler UK midtspenn	70 000	-33.33	-0.476
	60 000	-35.63	-0.594
	50 000	-37.15	-0.743
	40 000	-36.61	-0.915
	30 000	-34.24	-1.141
	20 000	-25.84	-1.292

Figur 5.10 og 5.11 viser aksialkraften i spennkablene med og uten tapsparameterene kryp, svinn og relaksasjon. Her er det lett å se at disse har svært mye å si for den endelige analysen, da det tilsvarer en reduksjon i aksialkraft på 11,5 % til 21,5 % avhengig av betraktet snitt.



Figur 5.10: Aksialkraft fra spennkabler uten kryp-, svinn- og relaksasjonstap



Figur 5.11: Aksialkraft fra spennkabler med kryp-, svinn- og relaksasjonstap

### 5.6.3 Tvangskrefter

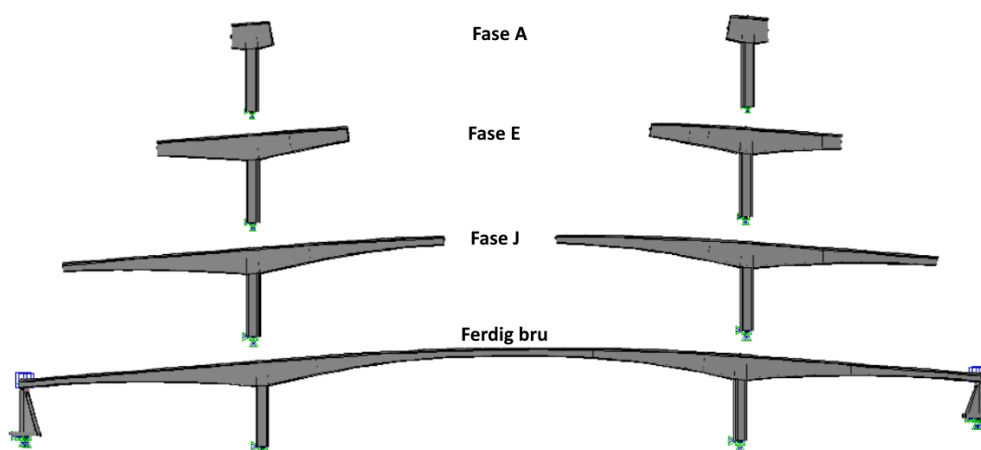
For statisk ubestemte systemer vil det oppstå tvangsmoment fra spennarmeringen. Dette skyldes at momentet fra spennkablene forsøker å løfte konstruksjonen, noe som tillates i statisk bestemte systemer. I statisk ubestemte systemer vil derimot konstruksjonen tvinges ned til opplegg og det oppstår et tvangsmoment. Tvangsmomentet vil virke som en konsentrert last, og lastvirkningen fra dette må inngå i videre analyser. Resulterende momentforløp blir dermed:

$$M_{\text{forspenning}} = M_{\text{primær}} + M_{\text{tvang}} \quad (5.3)$$

I NovaFrame er det mulig å hente ut både tvangs- og totalmoment. Dette omtales i NovaFrame som “parasite” og “full”. Dette er særlig nyttig ved beregning av momentkapasitet, da virkningen av primærmomenter allerede inngår i kapasitetsberegningen.

## 5.7 Byggefaser

Siste del av modelleringen er å dele modellen opp i delmodeller, for å representere byggefasene fra delkapittel 4.3. Det er da mulig å knytte egenlast og krefter fra hver enkelt byggefase til forskjellige lastkombinasjoner. Dette er viktig for å kunne gi en korrekt modellering av kryp, da kryptallene må knyttes til riktig byggefase og lastsituasjon. Eksempler på modellerte byggefaser er vist i Figur 5.12. Her ser man også at det er gjort en forenkling da fase A innebærer bygging av begge søyler, søylehode og seksjon A. Dette for å slippe å modellere flere byggefaser enn nødvendig, og kryptet i søylene fra de første byggefasene er svært lite.



Figur 5.12: Eksempler på modellerte byggefaser i NovaFrame



## 6 Laster

I forbindelse med analyse av bruas bruks- og bruddgrensekapasitet, må karakteristiske lasteverdier beregnes. Ifølge N400 pkt. 5.1 klassifiseres lastene som:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

I denne oppgaven betraktes egen-, nytte-, trafikk-, temperatur- og vindlast, i tillegg til svinn, kryp, relaksasjon og forspenningslast. Ulykkeslaster blir ikke betraktet videre i oppgaven.

### 6.1 Permanente laster

N400 pkt. 5.2.1 definerer permanente laster som tilnærmet konstante innenfor det tidsrom som betraktes.

#### 6.1.1 Egenvekt

I henhold til R412 pkt. 4.1.1, er tyngdetettheten til armert betong  $\rho_{c,armert} = 25 \text{ kN/m}^3$ , som samsvarer med N400 pkt. 7.3.2. Tyngdetettheten gis som input i NovaFrame, som automatisk beregner den fordelte lasten. Beregningen utføres ved å multiplisere tyngdetettheten med overbygning- og søyleverrsnittet. Samlet utgjør dette brukonstruksjonens egenvekt.

#### 6.1.2 Superegenvekt

Bruas superegenvekt består av rekkverk og slitelag. Lastbidrag fra rekkverk settes til  $1 \text{ kN/m}$ , etter samtale med veileder. Siden det er rekkverk på hver side av veien, settes det på to linjelaster  $\pm 3,25 \text{ m}$  fra senterlinje bru.

I mangel på dokumentasjon av aktuelt slitelag, settes lasten til  $3 \text{ kN/m}^2$  etter pkt. 4.1.2 i R412. Tabell 5.1 i N400 tilsier at minimum belegningsvekt skal være  $2,5 \text{ kN/m}^2$  for bruer med største spennvidde mellom 50 og 200 m. Slitelaget modelleres i NovaFrame som en linjelast i senterlinje bru.

Da brua har en føringsbredde på 6,5 m blir linjelasten fra slitelaget:

$$6,5 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 19,5 \text{ kN/m}$$

I sluttstadiet av denne oppgaven informerte Johs Holt AS at prosjektert tykkelse på slitelaget var 60 mm. Som inspeksjonsrapporten fra SVV påpeker, og som ble bekreftet under befaringen 29.03.16, er slitelaget sannsynligvis langt tykkere per dags dato, anslagsvis 100 mm.

### 6.1.3 Forspenningslast

I forspente konstruksjoner settes det på en ytre strekkraft i spennarmeringen ved bruk av passiv og aktiv forankring. Armeringen spennes opp i den aktive enden med jekk, og låses på plass. I NovaFrame påføres disse kreftene som en ytre last, og avhenger av modelleringen, som er beskrevet i delkapittel 5.6. Spennkablene er montert slik at de skaper et motsatt rettet moment fra egenlasten. Dette gjøres ved å legge kablene på strekksiden i betongtverrsnittet, og spenne dem opp med en initiell oppspenningskraft. Etter at spennarmeringen er låst, overføres strekkraften i armeringen til trykkraft i betongen. Dette er gunstig, da betong har langt større trykk- enn strekkapasitet.

### 6.1.4 Tap av spennkraft

Når konstruksjonen er ferdig oppspent, måles jekkraften for å finne endelig oppspenningskraft. Den målte kraften vil reduseres noe på grunn av flere forhold. Dette kalles spennkrafttap og deles i tre hovedgrupper:

- Tap av tøyingsdifferanse
- Spenningsendring fra korttidslast
- Tidsavhengig tap

Sammen bidrar disse til at lastsituasjonen fra spennarmeringen varierer over tid, og må derfor tas hensyn til i analysen.

#### 6.1.4.1 Tap av tøyingsdifferanse

Tap av tøyingsdifferanse oppstår før heftforbindelse mellom betong og spennarmering er etablert. Det betyr at man ikke får overført all kraft fra jekken til

spennkablene. I etteroppspente konstruksjoner er det spesielt to forhold som påvirker spennkrafttapet – låsetap og friksjonstap. Temperaturpåvirkning vil også bidra til spennkrafttap, men er kun aktuelt for før oppspente elementer eller etteroppspenning før tilstrekkelig heft mellom spennkabler og betong er oppnådd.

### Låsetap

Låsetap oppstår når man løsner jekken, og kreftene overføres til forankringen. Den vanligste måten å forankre spennkabler på, er ved bruk av kilelås. Her blir spenntauet forankret i en konisk kile, som så blir ført inn i et hull ved spenntauets ende. Når jekken overfører kreftene til forankringen, vil dette føre til en liten glidning i kilen da spenntauet drar den på plass. Denne glidningen vil føre til at tøyningen i kablen synker noe, og man får et låsetap. Glidningen,  $\Delta L_{Lås}$ , oppgis i millimeter og er leverandøravhengig. Når denne er kjent kan man regne ut den relative forkortelsen av spennkabelen ved hjelp av lign. 5.1 i Sørensen, del 2 [16]:

$$\Delta \varepsilon_{Lås} = \frac{\Delta L_{Lås}}{L} \quad (6.1)$$

Når relativ forkortelse er kjent, beregnes forlengelsen som jekraften har påført kablen. Denne finnes ved bruk av Hook's lov og den avleste jekraften  $P_{jekk}$ :

$$\varepsilon_{jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_s A_p} \quad (6.2)$$

Videre beregnes prosentvis låsetap som forholdet mellom forkortelsen og forlengelsen av spennkabelen. Spennkrafttap pga. låsing bestemmes så ved å multiplisere  $P_{jekk}$  med prosentvis låsetap:

$$\text{Låsetap} = \frac{\Delta \varepsilon_{Lås}}{\varepsilon_{jekk}} \cdot 100 \% \quad (6.3)$$

$$\Delta P_{Lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{Lås}}{\varepsilon_{jekk}} \cdot P_{jekk} \quad (6.4)$$

Låsetap kan kompenseres for ved å øke jekraften med en kraft,  $\Delta P$ , slik at endelig tøyning,  $\varepsilon_{jekk}$ , blir som beregnet. Om dette er gjennomførbart avhenger av den største kraften som kan påføres en spennkabel, og er regulert av pkt. 5.10.2.1(1) i EK2. Låsetap påvirker ikke nødvendigvis oppspenningskraften i hele kabellengden. I lange kabler vil det oppstå friksjonskrefter som hindrer låsetapet i å spre seg gjennom hele kabelrøret.

### Friksjonstap

Friksjonstap oppstår når man spenner opp kablene i en etteroppspent konstruksjon der kablene trekkes i utsparingsrør. Det vil oppstå friksjonskrefter mellom spennstålet og utsparingsrøret, som igjen motvirker glidning og gir et spennkrafttap. Friksjonskreftene oppstår der spennstålet er i kontakt med utsparingsrørene, altså der det er kurvatur. Kurvaturen deles videre inn i to typer – tilsiktet kurvatur og tilleggskrumning.

Tilsiktet kurvatur oppstår som følge av planlagt spennkabelføring gjennom tverrsnittet. Friksjon fra tilsiktet kurvatur kalles *kurvatureffekten*. Har man en teoretisk rett kabel, vil bidraget fra kurvatureffekten være null. For spennsausystemer med spenntau i utsparingsrør av korrugert stålblikk, vil friksjonskoeffisienten vanligvis være i området  $\mu = 0,15 - 0,20$ .

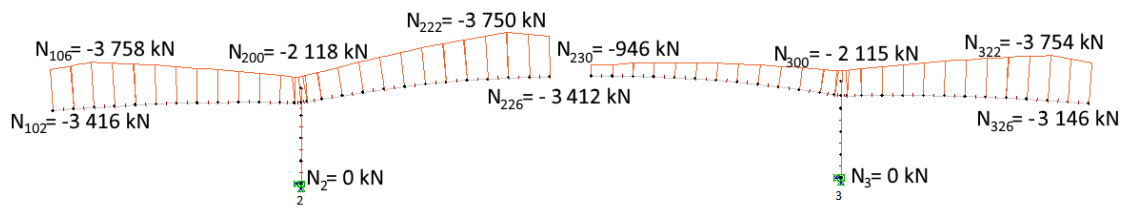
Tilleggskrumninger oppstår under montering av utsparingsrørene før støp. Normal monteringsmetode innebærer at røret holdes på plass punktvis. Dette vil gi noe krumning mellom de fastholdte oppleggspunktene. Friksjon fra tilleggskrumninger er avhengig av spennstållengden, og kalles derfor *lengdeeffekten*. Verdien på tilleggskrumningene for tidligere nevnt spennsausystem ligger vanligvis i området  $k_u = 0,005 - 0,01m^{-1}$

For å beregne det totale friksjonstapet gir pkt. 5.10.5.2(1) i EK2 følgende ligning:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+k_u x)}) \quad (6.5)$$

Her er  $P_{max}$  spennkraften ved jekk,  $\theta$  er total vinkelendring av spennarmeringen fra jekk til snitt  $x$ , og  $x$  er avstanden fra aktiv forankring. Friksjonstapet kan reduseres på flere måter. Ved å redusere spennkabelkrumningen vil  $\theta$  bli mindre, og en kan oppnå dette uten redusert eksentrisitet i midtsnittet ved å innføre noe eksentrisitet ved endene.

Man kan også, som ved låsetap, overoppspenne kablene og dermed øke  $P_{max}$ . Ved så å slakke kablene noe og la spennarmeringen gli litt tilbake, oppstår motsatt rettede friksjonskrefter et stykke inn fra endene. Jekking fra begge ender vil også gi redusert friksjonstap, da tapet fra midten og ut mot passiv ende forsvinner. Dette vises i Figur 6.1, der en ser friksjonstapet i en kabel på 120 m. Her vises det også hvordan låsetapet synker og forsvinner rundt overgangen mellom andre og tredje seksjon.



Figur 6.1: Aksialkrefter med oppspenning fra hhv. en og to sider

#### 6.1.4.2 Spenningsendring fra korttidslast

Spenningsendring fra korttidslast oppstår i før oppspente konstruksjonsdeler ved kapping av spennarmeringen, og i etter oppspente konstruksjoner der flere spennarmeringsenheter spennes opp etter hverandre. Dette er altså aktuelt for FFB-bruer, der hver seksjon spennes opp suksessivt i byggefasen. Effekten oppstår ved at det først spennes opp en kabel, som gir en sammentrekning i betongtverrsnittet. Når neste kabel spennes opp, vil denne gi en ny deformasjon av tverrsnittet, som fører til noe reduksjon i oppspenningkraften til den første kabelen.

Spennkrafttapet bestemmes deretter som middelverdien av konstruksjonsdelenes totale sammentrekning. Dette er en fornuftig tilnærming, da den første kabelen vil få et tap tilsvarende den totale sammentrekningen, mens den siste ikke vil ha noe tap. Dette spennkrafttapet er svært lite sammenlignet med tap av tøyingsdifferanse og tidsavhengige tap, og neglisjeres derfor videre i oppgaven etter samtale med veileder.

#### 6.1.4.3 Tidsavhengige tap

Tidsavhengige tap skyldes kryp, svinn og relaksasjon av spennstålet. Disse effektene utvikles over lang tid, og fører til at spennkablene slakkes og dermed har mindre kraft. Kryp- og svinntap dekkes senere i delkapittel 6.3.

##### Relaksasjon

Relaksasjon av spennstålet kommer av at spennkablene blir utsatt for en konstant tøyning over lang tid. Dette fører til et spenningsfall som reduserer oppspenningkraften. For dimensjonering beregnes relaksasjonstapet fra  $\rho_{1000}$ . Dette er relaksasjonstapet i prosent av initiell spenning 1000 timer etter oppspenning med middeltemperatur lik  $20^\circ\text{C}$ . Normalt settes initiell spenning lik  $0,7f_{pk}$ . Vanlige verdier av  $\rho_{1000}$  for spenntau er oppgitt i EK2 pkt. 3.3.2(6). For vanlig relaksasjon er den 8%, og for lav relaksasjon er den 2,5%. Verdier for  $\rho_{1000}$  kan også finnes i spennkabelprodusentenes sertifikat.

## 6.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i tid, ihht. N400 delkapittel. 5.3.

### 6.2.1 Nyttelast

N400 pkt. 13.1.2 presiserer at materialer og utstyr som lagres på overbygningen skal medregnes. For FFB-bruer er dette relevant siden det benyttes tunge forskalingsvogner i byggefasen. Vognvekten er satt til 60 tonn etter samtale med veileder, og vekten tilsvarende 588,6 kN. Vognlastene implementeres i NovaFrame som punktlaster plassert ytterst på sist støpte seksjon.

### 6.2.2 Temperaturlast

Ifølge N400 pkt. 5.4.8.1 er temperaturlast på en konstruksjon sammensatt av virkningene av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Da Storseisundet bru er en betongbru med kassetverrsnitt, karakteriseres den som bruoverbygning type 3, etter pkt. NA.6.1.1 i EK1-1-5.

#### 6.2.2.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Jevnt fordelt temperaturandel resulterer i at brua utvider seg eller trekker seg sammen, altså endring av opprinnelig lengde. En slik lengdeendring er uproblematisk for konstruksjoner med glidelagerforbindelser, da lengdeendringen foregår uhindret. Storseisundet bru er derimot prosjektert med to monolittiske søyler, hhv. i akse 2 og 3. Bruas midtspenn står dermed ikke fritt til å ekspandere eller kontrahere, og det vil oppstå tvangskrefter. Dette gjelder ikke sidespennene ettersom de er utført med glidelagerforbindelse i akse 1 og 4.

Jevnt fordelt temperaturandel tar hensyn til årstidsvariasjon i temperatur. Beregningene tar utgangspunkt i årlig maksimums- og minimumstemperatur for aktuell byggeplass, samt byggeplassens initialtemperatur. Figur NA.A1 og Figur NA.A2 i EK1-1-5 oppgir følgende karakteristiske verdier for lufttemperatur med 50 års returperiode for Storseisundet bru, Møre og Romsdal:

$$T_{max} = 36 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Med bakgrunn i  $T_{max}$  og  $T_{min}$  fastsettes laveste og høyeste jevnt fordelte bru-temperaturandel etter NA.6.1.3.1(4) og Figur NA.6.1 i samme standard:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 33 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.6)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -12 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.7)$$

Byggeplassens initialtemperatur bestemmes etter pkt. NA.A.1(3):

$$T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Deretter beregnes maksimalt temperaturkontraksjons- og temperaturekspansjonsintervall, ihht. pkt. 6.1.3.3(3):

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 22 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.8)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.9)$$

### 6.2.2.2 Vertikal lineært varierende temperaturandel

Vertikal varierende temperaturandel oppstår når det er ulik temperatur på over- og underside av tverrsnittet. Temperaturdifferansen skyldes hovedsakelig solstråling, som vil varme opp oversiden først. Dette vil føre til en krumning av brua, da oversiden ekspanderer mer enn undersiden. For betongbruer er det ifølge pkt. NA.6.1.2 i EK1-1-5, valgfritt om man ønsker å beregne vertikal temperaturandel lineært (metode 1), eller ikke-lineært (metode 2). Det er i denne oppgaven valgt å regne lineært. EK1-1-5 Tabell NA.6.1 gir videre følgende døgnvariasjonsverdier:

$$\text{Overside varmere enn underside: } \Delta T_{M,heat} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Underside varmere enn overside: } \Delta T_{M,cool} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Verdiene i Tabell NA.6.1 er basert på et belegg med tykkelse lik 50 mm. For andre beleggtykkelser multipliseres verdiene med en faktor  $k_{sur}$ . Da bruas beleggtykkelse ikke er presisert i arbeidstegningene, settes denne til 100 mm etter samtale med veileder. Fra Tabell NA.6.2 resulterer dette i  $k_{sur} = 0,7$  for overside varmere enn underside, og  $k_{sur} = 1,0$  for underside varmere enn overside. Dermed blir resulterende vertikale temperaturredifferanser lik:

$$\text{Overside varmere enn underside: } \Delta T_{M,heat} = 10 \cdot 0,7 = 7^\circ\text{C}$$

$$\text{Underside varmere enn overside: } \Delta T_{M,cool} = 5 \cdot 1,0 = 5^\circ\text{C}$$

### 6.2.2.3 Horisontalt varierende temperaturandel

Punkt 6.1.4.3 i EK1-1-5 konstaterer at dersom én side av brua blir mer utsatt for sollys enn den andre siden, skaper dette en horisontal temperaturredifferanse, som igjen resulterer i krumning. I samråd med veileder blir dette neglisjert videre i oppgaven. Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler og temperaturredifferanse mellom utvendige og innvendige vegger blir også neglisjert.

### 6.2.2.4 Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturredifferanser

I henhold til EK1-1-5 pkt. 6.1.5 skal jevnt fordelt temperaturandel (årstidsvariasjon) og vertikal varierende temperaturandel (døgnvariasjon) kombineres etter følgende uttrykk:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (6.10)$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (6.11)$$

Her skal den ugunstigste virkningen velges. Pkt. NA.6.1.5 i samme standard gir:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$



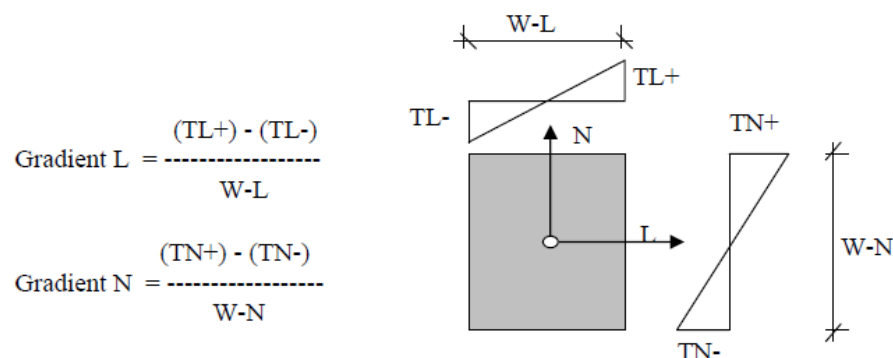
Dette resulterer i følgende samvirkekombinasjoner:

1.  $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
2.  $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
3.  $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
4.  $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
5.  $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$
6.  $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$
7.  $\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$
8.  $\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

### 6.2.2.5 Temperaturlast i NovaFrame

De åtte forskjellige samvirkekombinasjonene legges alle inn i NovaFrame som egne lasttilfeller. Siden bruas tverrsnittshøyde varierer langs brubanen, må det legges inn individuelle verdier for hvert enkelt element. Den jevnt fordelt temperaturandelen legges direkte inn i NovaFrame, og er konstant i hele brua for hvert enkelt lasttilfelle. Dette gjelder også den termiske koeffisienten, som tilsvarer  $10^{-5} \text{ m}/^\circ\text{C}$  for hele brua.

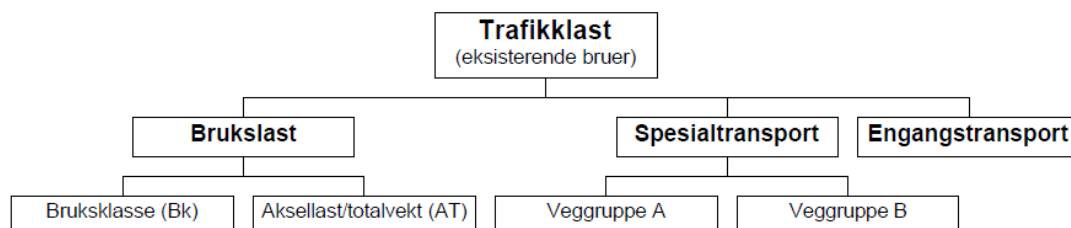
Verdiene for den vertikalt varierende temperaturandelen legges inn som en gradient med benevnning  $^\circ\text{C}/\text{m}$ . Det vises til Figur 6.2. Denne gradienten endres med tverrsnittshøyden, og må legges inn elementvis med utregnet verdi. Gradientene beregnes i Excel for hvert element, og implementeres så i NovaFrame. Disse beregningene kan sees i det elektroniske vedlegget.



Figur 6.2: Utregning av gradient for temperatur

### 6.2.3 Trafikklast

Ved prosjektering av bruer i dag, benyttes NS-EN 1991-2. For bruer i driftsfase presiserer N400 pkt. 14.1.1 at trafikklaster iht. R412 skal benyttes. Etter kapittel 3 i R412 defineres trafikklaster som brukslast, spesialtransport og engangstransport. Inndelingen er illustrert i Figur 6.3.



Figur 6.3: Inndeling av trafikklast

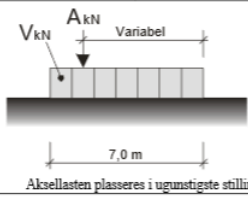
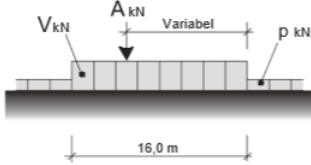
Brukslast omfatter all trafikklast som er tillatt å kjøre fritt på det offentlige vegnettet i dag. Det kreves med andre ord ingen dispensasjon for å benytte slik trafikklast. Brukslasten angis som den største tillatte vekten på brua, kalt bruksklasse (Bk), eller aksellast/totalvekt (AT) for bruer der bruksklassen ikke kan bestemmes. For spesial- og engangstransport kreves det derimot dispensasjon for kjøring. Det skyldes at slike typer transportmiddel ofte har større aksellaster, boggilaster, trippelboggilaster og totalvekter enn bruksklassene. Her er aksellast samlet hjultrykk fra én aksling, mens boggilaster er spesialtilfeller av akselkombinasjoner. I denne oppgaven betraktes ikke spesial- eller engangstransport, da dette ikke er aktuelt for Storseisundet bru.

Videre består trafikklast av både horisontale og vertikale laster forårsaket av kjøretøy, gående og syklende. De horisontale kreftene opptrer kun samtidig med de tilhørende vertikale kreftene, og inkluderer bremse-, akselerasjons-, sentrifugal- og sidelast. Vertikalkreftene er jevnt fordelte laster og punktlaster som plasseres på brua i mest ugunstige posisjon i lengde- og tverretning, innenfor den tilgjengelige føringsbredden. Samlet gir dette opphav til både statiske og dynamiske krefter på konstruksjonen.

### 6.2.3.1 Bruksklasser

#### Vertikale laster

For å avgjøre hvilken trafikklast som kan benytte brua, må den klassifiseres etter bruksklasse. Ifølge R412 tåler alle bruer som er prosjektert etter lastforskrift av 1969 og senere, Bk 10/50 t. Da Storseisundet bru er prosjektert i 1987 blir dette gjeldende dimensjoneringsgrunnlag. Videre påpeker håndboken at aksel-, boggi- og trippelboggilast blir dimensjonerende last for korte bruer, mens kjøretøy- og vogntoglast blir avgjørende for lengre bruer. Sistnevnte trafikklast blir dimensjonerende for Storseisundet bru med et midtspenn på 130 m. Vertikale krefter hentes fra Figur 3.2-1 i R412, her gjengitt i Figur 6.4.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H kN	Bruksklasser	
			Bk10
Kjøretøylast		A	40
		V	300
Vogntoglast		A	40
		V	500
		p	6

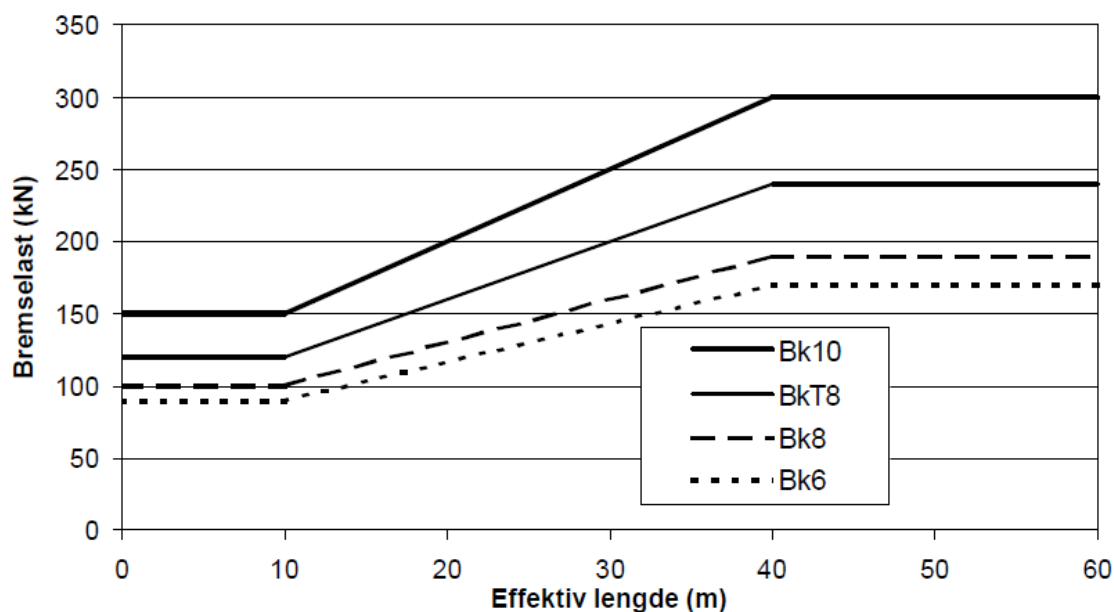
Figur 6.4: Bruksklasser

Da den jevnt fordelte lasten fra kjøretøylasten har mindre utstrekning enn vogntoglasten, vil ikke denne gi mer ugunstig lastvirkning på brua. Kjøretøylasten neglisjeres derfor videre i oppgaven.

#### Horisontale laster

Horisontale laster virker på bruas overflate og omfatter bremse-, akselerasjons-, sentrifugal- og sidelast. Her er bremse- og akselerasjonslastene,  $B$ , like store, men motsatt rettet. Videre presiserer R412 at sentrifugallast,  $S_C$ , ikke opptrer samtidig som bremse- og sidelast,  $S$ . Samtlige horisontale lastbidrag er aktuelle grunnet bruas horisontalkurvatur.

Bremse- og akselerasjonslast er avhengig av bruas bruksklasse, som illustrert i Figur 6.5. For Storseisundet bru med Bk10 og  $L > 40$  m, er  $B = 300$  kN. Denne lasten virker i bruas lengderetning, og er jevnt fordelt over kjørebans bredde.



Figur 6.5: Bremselast

Sidelast oppstår på grunn av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, skrens eller sidestøt. Sidelasten virker i bruas tverretning og settes lik 25 % av bremselasten:

$$S = 0,25B = 75 \text{ kN} \quad (6.12)$$

Sentrifugallasten må inkluderes grunnet bruas horisontalkurvatur og beregnes etter følgende formel:

$$S_C = v^2 \frac{V}{127R} = 0,2V \quad (\text{kN eller kN/m}) \quad (6.13)$$

$v$  = maksimal hastighet (km/t)

$R$  = horisontalkurvatures radius (m)

$V$  = vertikallasten i kN for aksellastene og i kN/m for den jevnt fordelte lasten

Bruas midtspenn har en radius,  $R$ , lik 800 m, og ifølge R412 kan hastigheten,  $v$ , settes lik 70 km/t. Videre regnes det konservativt ved å anta at den jevnt fordelt vertikallasten på 6 kN/m opptrer over hele bruas lengde. Da blir sentrifugallasten fra den jevnt fordelte vertikallasten lik:

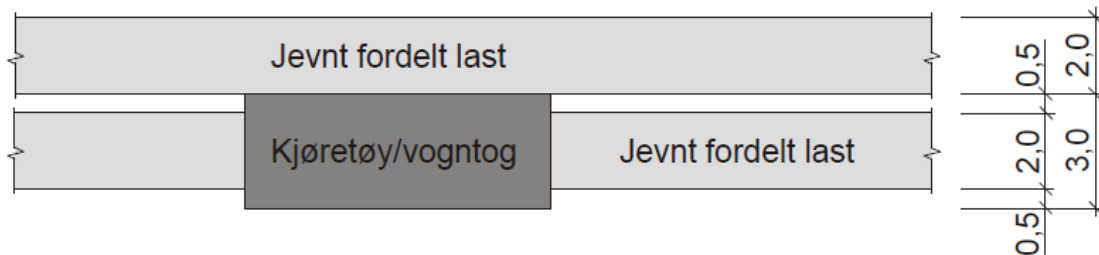
$$S_C = 70^2 \cdot \frac{6 \cdot 260}{127 \cdot 800} = 0,29 \text{ kN/m}$$

Sentrifugallasten fra vogntog- (500 kN) og aksellasten (40 kN) regnes som én punktlast og blir:

$$S_C = 70^2 \cdot \frac{500 + 40}{127 \cdot 800} = 26 \text{ kN}$$

### 6.2.3.2 Lastplassering

Som nevnt over skal vertikale krefter plasseres i mest ugunstige posisjon langs bruas tverr- og lengderetning. I tverretning skal lastene plasseres i ugunstigste posisjon innenfor tilgjengelig føringsavstand. Storseisundet bru har to kjørefelt og en føringsavstand  $F = 6,5 \text{ m}$ . Her har tung trafikklast,  $V = 500 \text{ kN}$  fordelt på 16 m, et breddebehov på 3,0 m pr. lastfelt, mens lett trafikklast,  $p = 6 \text{ kN/m}$ , krever 2,0 m. Dette er illustrert i Figur 6.6. Ugunstigste plassering i lengderetning behandles i avsnitt 6.2.3.3.



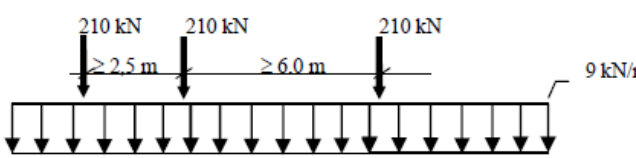
Figur 6.6: Plassering av trafikklast i tverretning

Videre oppgir retningslinjene i R412 at maksimalt to lastfelt kan belastes med aksel-, kjøretøy- eller vogntoglast. Eventuelle ytterligere lastfelt belastes kun med en jevnt fordelt last tilsvarende lett trafikklast. Storseisundet bru har kun to kjørefelt, og dermed kun to lastfelt. Områder som ikke dekkes av disse lastefeltene får ingen trafikklast. For Storseisundet bru blir dette lastfrie området:

$$\Delta F = F - (2 \times 3 \text{ m}) = 0,5 \text{ m}$$

### 6.2.3.3 Trafikklast i NovaFrame

I NovaFrame er det implementert flere forhåndsdefinerte lasttilfeller for trafikk. Bruklassifiseringen Bk10 i R412 er imidlertid ikke en av disse. For å etterligne vogntoglasten på en best mulig måte, er det derfor bestemt i samråd med SVV å modifisere lasttilfellet “Highway V1”. Dette består av en jevnt fordelt last, samt tre punktlaster som vist i Figur 6.7. Ved å multiplisere “Highway V1” med  $2/3$  vil få man få en god tilnærming til Bk10. Den jevnt fordelte lasten blir da  $6 \text{ kN/m}$ , som er korrekt. De tre punktlastene regnes ut til å være på  $148 \text{ kN}$  hver, og er en god tilnærming av vogntog- og akslingslasten.

Type:	Description:	Ecc:	Input
1	Highway V1 Ref. /4/	Max/ Min	<p> <math>Q = 9 \text{ kN/m}</math>  <math>P1 = P2 = P3 = 210 \text{ kN}</math>  <math>A = 2,5 \text{ m (dist. P1} \rightarrow \text{P2)}</math>  <math>B = 6,0 \text{ m (dist. P2} \rightarrow \text{P3)}</math> </p> 

Figur 6.7: Trafikklast “Highway V1” som forhåndsdefinert i NovaFrame

I NovaFrame benyttes influenslinjer til å finne den lastplasseringen som gir mest ugunstig lastvirkning for et gitt snitt. For at NovaFrame skal finne riktig lastplassering, må det først defineres veilinjer som lasten skal kjøre over. Siden det er to veibaner, defineres én veilinje fra akse 1 til 4, og én veilinje motsatt vei, fra akse 4 til 1. Bredden på veibanene implementeres ved å angi eksentrisitet ut fra senterlinje bru. Siden veibanen er  $6,5 \text{ m}$  bred, vil kjørebane ha en eksentrisitet på  $\pm 3,25 \text{ m}$  ut fra senterlinjen. Plasseringen av trafikklasten vil da enten være i senterlinjen, eller i ytre eksentrisitet, avhengig av hva som er mest ugunstig.

Da de horisontale trafikklastene oppstår som et resultat av de vertikale aksellastene, blir lastplasseringen deres sammenfallende. Siden brua har fuger i begge ender, vil horisontallasten gå til søylene. Det har derfor blitt valgt å modellere disse lastene som punktlaster i senterlinje over de to søylene. Det modelleres altså to forskjellige tilfeller med maksimal punktlast over hver søyle. For sentrifugallasten modelleres det i tillegg en jevnt fordelt last over hele brubanen. Siden det er to veibaner multipliseres de opptredende lastene med to. Sentrifugallasten opptrer ikke samtidig som bremselast og sidelast, og det brukes lastkombinering til å finne mest ugunstige tilfelle.

### 6.2.4 Vindlast

Vindlast beregnes ihht. retningslinjene angitt i N400, samt EK1-1-4. Vindlast betegnes som en variabel naturlast og gir opphav til følgende komponenter:

- Horisontalkraft i bruas tverretning,  $q_D$
- Vertikalkraft,  $q_L$
- Vridningsmoment på grunn av vertikalkraftens eksentrisitet,  $q_M$

Videre må hver komponent beregnes for to situasjoner:

- Bru *med* trafikk
- Bru *uten* trafikk

Før vindlastkomponentene kan beregnes, må brukonstruksjonens vindlastklasse fastsettes. Vindlastklassene er definert i N400, som følger:

#### Vindlastklasse I:

Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Her presiserer håndboken ytterligere at dette er aktuell vindlastklasse for FFB-bruer i ferdig-tilstand.

#### Vindlastklasse II:

Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Videre må spennvidden være mindre enn 300 m og laveste egensvingeperiode må være større enn 2,0 s. Alternativt må bruas spennvidde være større enn 300 m, og da med egensvingeperiode mindre enn 2,0 s. Ifølge håndboken tilhører FFB-bruer i byggetilstand denne vindlastklassen.

#### Vindlastklasse III:

Brukonstruksjoner med betydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Laveste egensvingeperiode må være større enn 2,0 s og spennvidden må overstige 300 m.

For Storseisundet bru blir dermed vindlastklasse I dimensjonerende, da kapasiteten hovedsakelig skal kontrolleres for ferdig bru. Følgelig kan dynamiske virkninger av vind neglisjeres. Tabell 6.1 definerer enkelte parametere som danner grunnlaget for vindlastberegningene.

Tabell 6.1: Vindlastfaktorer

Storseisundet bru, Møre og Romsdal	Vindfaktorer		
Retningsfaktor	50 år	$c_{dir}$	1,0
Årstidsfaktor		$c_{season}$	1,0
Nivåfaktor		$c_{alt}$	1,0
Returperiode i ferdigtilstand		$c_{prob}$	1,0
Terrengformfaktor		$c_o(z)$	1,0
Toppfaktor		$k_p$	3,5
Turbulensfaktor		$k_t$	1,0

Videre settes luftas densitet til  $\rho_{air} = 1,25 \text{ kg/m}^3$ . Overbygningens høyde over terrenget,  $z$ , velges konservativt til overkant bruelement, og varierer i bruas lengderetning. Terrengruhetskategorien bestemmes til kategorinummer I - kystnær, opprørt sjø.

#### Bru uten trafikk

Tabell NA.4(901.1) i EK1-1-4 gir referansevindhastighet for Averøy kommune i Møre- og Romsdal:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

Basisvindhastigheten bestemmes deretter etter NA.4.2(2)P(901.1) i samme standard. Her tas det hensyn til referansevindhastigheten, samt en nivåfaktor,  $c_{alt}$ , en retningsfaktor,  $c_{dir}$ , en årstidsfaktor,  $c_{season}$ , og en faktor for returperioden,  $c_{prob}$ :

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (6.14)$$

Videre er uttrykket for stedsvindhastigheten,  $v_m(z)$ , som følger:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (6.15)$$

Her bestemmes terrengruhetsfaktoren,  $c_r(z)$ , på grunnlag av parametere fra Tabell NA.4.1 i EK1-1-4, og terrengformfaktoren,  $c_o(z)$ , hentes fra pkt. NA.4.3.3 i samme standard.

Vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ , beregnes etter pkt. NA.4.5 i EK1-1-4:

$$q_p(z) = 0,5\rho_{air} \cdot v_m^2(z)[1 + 2k_p I_V(z)] \quad (6.16)$$

I henhold til N400, pkt. 5.4.3.4, beregnes vindlastkomponentene som følger:

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = q_p(z) \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix} \quad (6.17)$$



Kraftfaktoren  $c_D$  tilsvarer  $c_{f,x}$  i EK1-1-4 pkt. 8.3.1, og finnes ved grafisk avlesning av Figur 8.3 i samme standard. Da grafisk avlesning ikke gir tilfredsstillende nøyaktighet, er det utarbeidet en formel for ekstrapolering av  $c_D$ -verdier:

$$c_D(b/h) = \begin{cases} 2,4 & \text{hvis } (b/h) \leq 0,5 \\ 2,5 - 0,3(b/h) & \text{hvis } 0,5 < (b/h) \leq 4 \\ 1,3 & \text{hvis } (b/h) > 4 \end{cases} \quad (6.18)$$

Referansehøyden,  $h$ , for de ulike bruseksjonene varierer langs bruas lengderetning, mens referansebredden,  $b$ , er konstant. Grunnet åpent sikkerhetsrekkverk angir Tabell 8.1 i EK1-1-4 at  $h_{ref} = d_{tot} = d + 0,6 m$ . Verdien av kraftfaktoren for vertikalkraften er  $c_L = \pm 0,9$  i henhold til pkt. NA.8.3.3 i samme standard. Årsaken til betraktning av både negativt og positivt fortegn skyldes at brudekket kan oppleve vindlasten i vertikalretning enten som trykk eller som løft. Videre oppstår vridningsmomentet fordi vertikalkraften påføres med en eksentrisitet  $e = b/4$ , etter pkt. 8.3.3(5) i EK1-1-4. Kraftfaktoren for vridningsmomentet settes derfor til  $c_M = c_L \cdot \frac{1}{4} = 0,225$ .

#### Bru med trafikk

Ifølge pkt. 5.4.3.3 i N400 skal samtidig vind- og trafikklast tas høyde for ved å øke referansehøyden med 2 m. Økningen i referansehøyde representerer kjøretøy på brua. Videre presiserer håndboken at lengden av vindflaten som oppstår grunnet trafikk, skal bestemmes slik at den gir mest ugunstig lastvirkning.

Ved beregning av nye vindkasthastighetstrykk,  $q_p(z)$ , for vindlast med trafikk på bru, konstaterer pkt. NA.8.1(4) i EK1-1-4 at den maksimale vindkasthastigheten,  $v_p$ , ved kjørebans høyeste punkt er 35 m/s. Uttrykket for vindkasthastigheten er oppgitt i pkt. NA.4.4(1) i samme standard som følger:

$$v_p = v_s(z) \sqrt{1 + 2k_p I_V} \quad (6.19)$$

Her tilsvarer  $v_s(z)$  stedsvindhastigheten  $v_M(z)$ . Uttrykket for vindkasthastigheten kan så benyttes til å beregne en ny stedsvindhastighet, sammen med ligning 6.15, ved betraktning av to ligninger med to ukjente. Ny stedsvindhastighet resulterer igjen i en ny basisvindhastighet. Ifølge standarden må den nye verdien for basisvindhastigheten ikke overskride den opprinnelige verdien, hhv. 30 m/s. Deretter finnes nye verdier for vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ .

Verdier for bruas høyeste punkt, element 233, seksjon K, vises her i Tabell 6.2. For nøyaktige beregninger av denne seksjonen vises det til Vedlegg B

Tabell 6.2: Vindkrefter på element 233, seksjon K

Vindkrefter	$q_D$ [kN/m]	$q_L$ [kN/m]	$q_M$ [kNm/m]
Uten trafikk	8,74	$\pm 12,74$	23,26
Med trafikk	6,13	$\pm 5,03$	9,18

#### 6.2.4.1 Vindlast i NovaFrame

Ved modellering av vindlast i NovaFrame legges vinden inn som “static gust wind”, altså vindkasthastigheten. NovaFrame beregner vindlasten etter NS 3491-4, ved å angi basisvindhastighet, terrengkategori, vindretning og høyden over havet ved definert nullnivå i modellen. Siden basisvindhastighet er annerledes for vind med og uten trafikklast, lages det to lasttilfeller. Den øvrige inputen er lik for begge tilfeller. Vindretningen settes til 0 grader, dvs. vinkelrett på brubanen. Terrengkategorien settes som antatt til I, mens nullnivået ligger ved havet, altså kote 0.

Ihht. NS3491-4 regner da programmet ut vindkasthastigheten i tyngdepunktet på brubanen for hvert element. Da beregningene regner med vindhastighet i overkant brubane, blir vindkasthastighetene jevnt over lavere i modellen. Sammenlignet med beregnede resultater blir verdiene i modellen 0,1 til 0,2 m/s lavere. Altså er resultatene som forventet, og betraktes som nøyaktige nok.

For at NovaFrame skal beregne korrekt vindlast, må det defineres kraftfaktorer og belastningsareal for de ulike elementene. Dette legges inn under “wind factors”. Det blir kun tatt hensyn til vind vinkelrett på brubanen. Altså implementeres kun verdier i L-retning, og komponentene drag, løft og torsjon angis. Disse komponentene regnes ut i Excel for hvert element, og implementeres deretter i NovaFrame. Siden drag-komponenten er større for vind med trafikk, må man angi forskjellige vindfaktorer for de to lasttilfellene.

## 6.3 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er ifølge N400 laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper. Dette inkluderer effekter som:

- Svinn, kryp og relaksasjon
- Forspenning av konstruksjonen
- Setninger
- Deformasjoner fra laster påført konstruksjonen

I denne oppgaven betraktes kun svinn, kryp, relaksasjon og forspenningskrefter.

### 6.3.1 Svinn

Svinn er en tidsavhengig uttørkingseffekt som fører til at betongen krymper. Uttørkingen skyldes fukttransport i betongen, og svinntøyningene beregnes etter avsnitt 3.1.4 og Tillegg B i EK2. I likhet med kryp vil svinntøyninger resultere i tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner, men ulikt kryp, er svinn uavhengig av lastnivå.

Ifølge EK2 pkt. 3.1.4(6) består total fri svinntøyning,  $\varepsilon_{cs}$ , av uttørkingssvinn,  $\varepsilon_{cd}$ , og autogent svinn (selvuttørkingssvinn),  $\varepsilon_{ca}$ :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (6.20)$$

Uttørkingssvinn er en ytre reaksjon der herdet betong gradvis tørker ut ved kontakt med tørr luft. Uttørkingprosessen starter ved betongoverflaten, der den faktiske fordampingen tar sted, og sprer seg innover med tiden. Det er en langsom prosess som i hovedsak drives av kapillærkrefter og et negativt poretrykk.

Autogent svinn utvikles derimot på et tidlig stadium etter utstøping. Hydratisering av betongen, dvs. den kjemiske reaksjonen mellom sement og vann, fører til at porevann konsumeres og porestrukturen blir delvis tømt. Dette skaper kapillære krefter og et undertrykk i porevannet, som overføres til betongen, og resulterer i en sammentrekning. Videre vil fri svinntøyning si at det ikke er heft mellom betong og armering.

Uttørkingssvinnet over tid beregnes som følger:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (6.21)$$

Her tar  $\beta_{ds}(t, t_s)$  hensyn til tidsdifferansen mellom aktuelt betraktningstidspunkt,  $t$ , og betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinnet,  $t_s$ . Verdier for  $k_h$ -koeffisienten er gitt i Tabell 3.3 i EK2, og er avhengig av effektiv tverrsnittstykkel,  $h_0$ . Nominell fri svinntøyning ved uttørking,  $\varepsilon_{cd,0}$ , beregnes etter Tillegg B i samme standard, og tar hensyn til relativ luftfuktighet, sementklasse, og betongtrykkfasthetens middelverdi.

Autogene svinntøyninger over tid bestemmes av:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (6.22)$$

Her tar  $\beta_{as}(t)$  hensyn til betongens alder på aktuelt tidspunkt, mens  $\varepsilon_{ca}(\infty)$  tar hensyn til betongfastheten.

Svinntøyning etter sammenkobling resulterer i tvangskrefter i brua, ettersom søylene i akse 2 og 3 er monolittisk forbundet til overbygningen. Da Storseisundet bru utføres som en FFB-bru, vil den ha mange byggefaser. Mye av det autogene svinnet fra de første seksjonene vil derfor være tilnærmet ferdigutviklet ved sammenkobling.

Tabell 6.3 viser beregnet svinntutvikling for utvalgte seksjoner før og etter sammenkobling. For de tidlige seksjonene, A og C, vil ca. 80 % av det autogene svinnet, og 30 % av det totale svinnet foregå før sammenkobling. Eksempelberegninger kan sees i Vedlegg C, mens fullstendige beregninger finnes i det elektroniske vedlegget.

Tabell 6.3: Svinntøyning for utvalgte seksjoner

Seksjon	Før sammenkobling			Ferdig - 100 år			100 år
	$\varepsilon_{ca}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{cd}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{cs}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{ca}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{cd}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{cs}$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\varepsilon_{cs}(36\,500)$ [10 <sup>-3</sup> ]
A	0,053	0,042	0,095	0,010	0,197	0,207	0,302
C	0,052	0,039	0,091	0,011	0,202	0,214	0,304
H	0,045	0,028	0,073	0,018	0,220	0,238	0,311
L	0,030	0,006	0,036	0,032	0,242	0,275	0,311

### 6.3.1.1 Svinn i NovaFrame

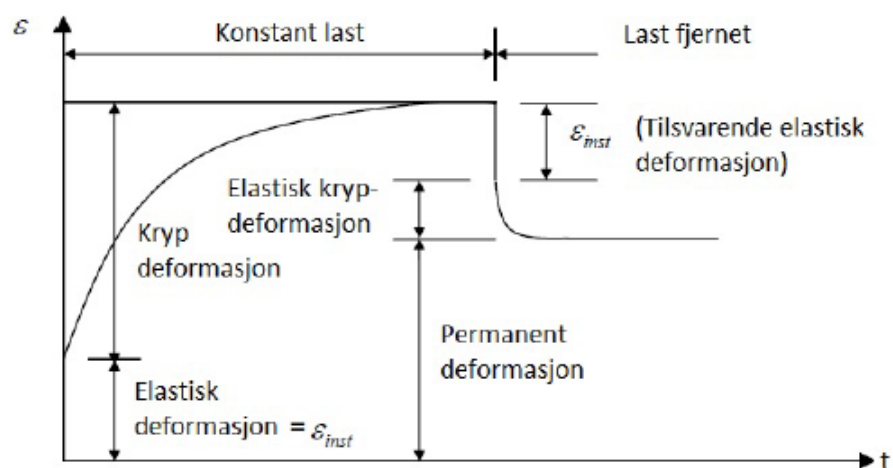
Svinntøyningene modelleres som egne lasttilfeller for hver ferdigstilte byggefase, samt etter 1 år, 5 år, 27 år (nåværende tidspunkt) og 100 år. Svinntøyningen implementeres som den forhåndsdefinerte lasttypen “shrinkage” i NovaFrame. Det gjøres ved å angi en utregnet tøyning for hvert element i det aktuelle tidspunktet. Siden det skjer en endring i konstruksjonens statiske system ved sammenkobling, må det skilles mellom svinntøyningen før og etter ferdigstilling.

### 6.3.2 Kryp

Kryp er et fenomen som gjør at materialer under belastning deformerer seg over tid. Betong er spesielt utsatt, da det i motsetning til mange andre materialer får krypt deformasjoner ved alle temperaturer og belastninger.

#### 6.3.2.1 Grunnleggende teori

Krypeffekten kommer fra betongens porestruktur. Like etter at betongen er støpt, er de fleste porene fylt med vann eller gelé. Ettersom betongen herder og tørker, vil vannet forsvinne og porene tømmes. Under belastning vil porene så bli trykket sammen, og betongen får en kryptøyning. Denne er todelt, og består av en reversibel og en permanent tøyning som vist på Figur 6.8.



Figur 6.8: Kryp i herdet betong

At tøyningene blir større over tid fører til at lastvirkningene blir tidsavhengige. Etersom tøyningene utvikler seg i midtspennet, vil støttemomentet over søylene bli mindre, og kreftene tas opp som feltmoment i midtspennet. Denne effekten kalles *krypomlagring*, og oppstår fordi brubjelken får vertikale deformasjoner fra kryptøyningene. I et statisk ubestemt system vil søylene prøve å motvirke denne deformasjonen. Det fører til at de krummer innover mot midtspennet, og det oppstår tvangskrefter i systemet.

For å beregne kryp benyttes Tillegg B i EK2, som gjør det mulig å beregne kryptutvikling over tid. Krypberegningene består av en rekke faktorer som tar høyde for både materialparametere, belastningstidspunkt og relativ luftfuktighet. Dette kombineres til å beregne kryptallet  $\varphi(t, t_0)$ , der  $t_0$  er betongens alder i døgn ved belastning, og  $t$  er alder ved betraktet tidspunkt. Kryptallet beregnes ved hjelp av følgende formel:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (6.23)$$

Her er  $\varphi_0$  det normerte kryptallet, og  $\beta_c(t, t_0)$  en faktor som beskriver kryptutviklingen med tanke på tid etter belastning. Kryptall og kryptutvikling beregnes etter følgende formler fra EK2, Tillegg B:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (6.24)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (6.25)$$

Faktoren  $\varphi_{RH}$  tar hensyn til relativ fuktighet på det normerte kryptallet, samt effektiv tverrsnittstykkelse av en konstruksjonsdel,  $h_0$ . Faktoren  $\beta_H$  bestemmes ved bruk av de samme parameterene. Videre representerer  $\beta(f_{cm})$  virkningen av betongfasthet på det normerte kryptallet, mens  $\beta(t_0)$  tar høyde for betongens alder ved pålastning.

N400 oppgir i avsnitt 7.2.3 at det for beregning av kryp og svinn kan antas 70 % relativ fuktighet for bruoverbygning, og 80 % for søyler over vann.

### 6.3.2.2 Krypmodellering i fritt frambygg-bruer

Som formlene illustrerer, avhenger kryptallet av både tverrsnitt og støpetidspunkt. I FFB-bruer varierer tverrsnittet for hver seksjon, og det er mange, men korte støpetapper. Dette gjør at hver enkelt seksjon får sitt eget kryptall, og forskjellig kryptutvikling. Brua starter også som et statisk bestemt system under utbyggingen,

der det ikke oppstår tvangskrefter. Dette endres når brua kobles sammen, og blir statistisk ubestemt. Her får en tvangskrefter som trekker søylene inn mot midtspennet, og det oppstår krypomlagring.

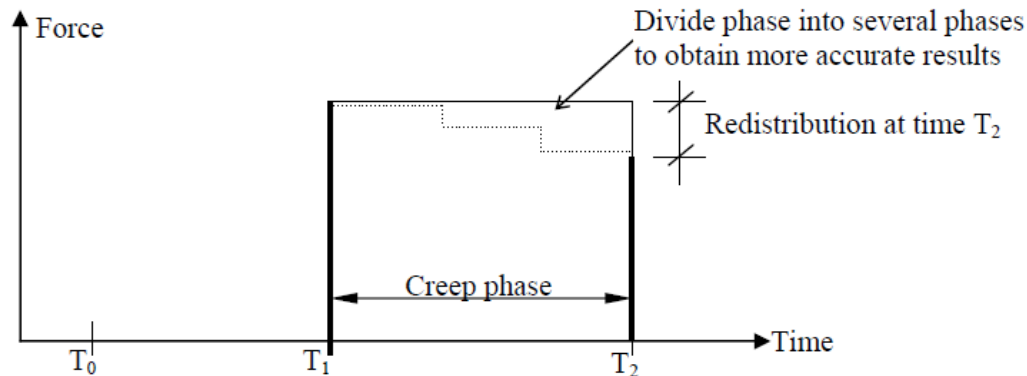
For å modellere krypeutviklingen nøyaktig, er man avhengig av å få med både kryptet fra byggefasen, og tvangskreftene som oppstår etter ferdigstilling. Utfordringen er da å finne en metode som inkluderer alle effektene, og samtidig er mulig å implementere i NovaFrame. Første steg er å tilegne hver byggefase egne kryptall. Som beskrevet i delkapittel 4.3 er det valgt å dele utbyggingen inn i 13 byggefaser. I fase 1 antas det at søyler, søylehode og seksjon A ferdigstilles. Deretter støpes seksjon B - M, som beskrevet i tegningsgrunnlaget. Fremdriften er da ferdigstilling av en seksjon på syv dager, med symmetrisk støping ut fra begge søyler. Kryptall for hver seksjon beregnes for hver støpeetappe, samt ferdigstilling, 1 år, 5 år, 27 år og 100 år.

### 6.3.2.3 Krypmodellering i NovaFrame

Det er to måter å beregne krypdeformasjoner og krypomlagring i NovaFrame. Man kan benytte en automatisk krypkalkulator, eller selv oppgi kryptallet. I NovaFrames automatiske kalkulator angir man belastningstidspunkt og varighet av krypfasen, og NovaFrame beregner automatisk kryptallet. Problemet med denne metoden er at NovaFrame ikke har muligheten til å definere en tidslinje. Dermed blir det svært vanskelig å holde oversikt over kryptallene i alle elementer og byggefaser, ved bruk av automatisk kalkulasjon. Det er derfor valgt å beregne kryptallene manuelt, for så å tilegne de enkelte elementene ett kryptall for hver fase. Dette skaper store mengder input, men gir svært god oversikt over hva som foregår i hver enkelt fase, og hvilke effekter som er medvirkende.

#### Behandling av kryp i NovaFrame

Før man begynner å forbinde kryptall og byggefaser, er det viktig å forstå hvordan NovaFrame behandler kryp. NovaFrame benytter “rate of creep metoden”. Først oppretter NovaFrame en krypfase, det vil si et tidsintervall kryptet beregnes over. Deretter legges det til et spenningsnivå definert av lasttilfellene, som kombineres med det oppgitte kryptallet i fasen. Spenningsnivå og kryptall antas konstant gjennom fasen, og ved fasens slutt beregnes endringene i lastvirkningene. Der det er store effekter fra krypomlagring vil kortere faser gi bedre resultater [17]. Illustrasjon på måten NovaFrame behandler krypfasen på finnes i manualen, og er vist i Figur 6.9.



Figur 6.9: Krypfase i NovaFrame

Måten NovaFrame regner seg fram til og påfører de nye lastvirkningene, er ikke forklart i manualen. Lefstad og Myrmæl har i sin masteroppgave fra 2013 [18] modellert testmodeller, og konkludert med at kryptallet benyttes til å korrigere stivheten i elementene.

#### Krypkombinasjoner og -laster

For å legge inn kryp i NovaFrame benyttes krypkombinasjoner og kryplaster som input. Krypkombinasjoner benyttes for å legge til alle de statiske lastene som inngår i hver kryptfase. Det er valgt å lage en krypkombinasjon for hver byggefase, samt ferdigtilstand, 1 år, 5 år, 27 år og 100 år. Statiske laster som inngår i de forskjellige fasene, er vekt av forskalingsvogn, oppspenningskrefter, egenvekt og superegenvekt.

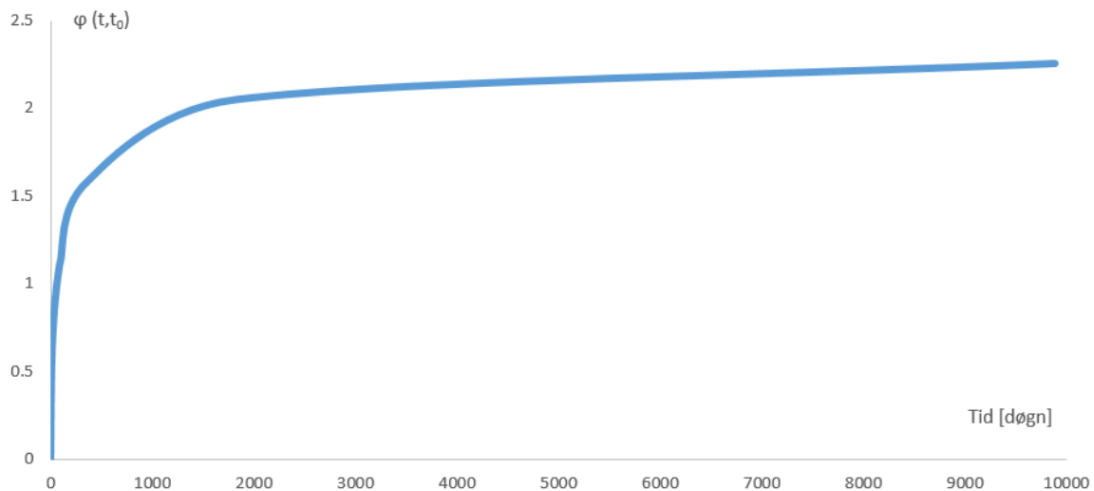
Kryplaster tilegner hvert enkelt element i brua et utregnet kryptall for hver fase. Videre velges den riktige krypkombinasjonen, som knyttes til tilhørende elementer og faser slik at lastvirkninger og kryptall stemmer overens.

#### Delkryp

Når antall faser er bestemt, må kryptall beregnes for hver enkelt fase. Kryptallet er som tidligere nevnt knyttet til hvert enkelt element, som hver har sin egen tidslinje. Hver gang lastsituasjonen endres, er det viktig at elementet har det korrekte kryptallet, slik at kryptbidraget blir riktig i tidsintervallet. For å gjøre dette på best mulig måte, er det valgt å benytte prinsippet om delkryp. Stensrud har i sin masteravhandling fra 2014 [19], vist at delkryp gir mer nøyaktige resultater enn metoder som baserer seg på variasjon av  $t_0$ .



Prinsippet om delkryp baserer seg på at hvert element får en  $t_0$ , og beholder denne gjennom hele beregningen. Ved å variere  $t$ , får man deretter ut kryptallet for hver enkelt fase. Dette sikrer også at elementet bevarer den samme kryptkurven gjennom hele sin levetid, som tar høyde for at kryptet flater ut over lang tid. Dette vises i Figur 6.10, hvor en ser kryptutviklingen fra egenvekt i seksjon A fra den ble støpt og fram til i dag. Som kryptkurven viser flater kryptallet ut etter ca. 5 år, som betyr at mesteparten av krefter og deformasjoner oppstår i de første årene av konstruksjonens levetid.

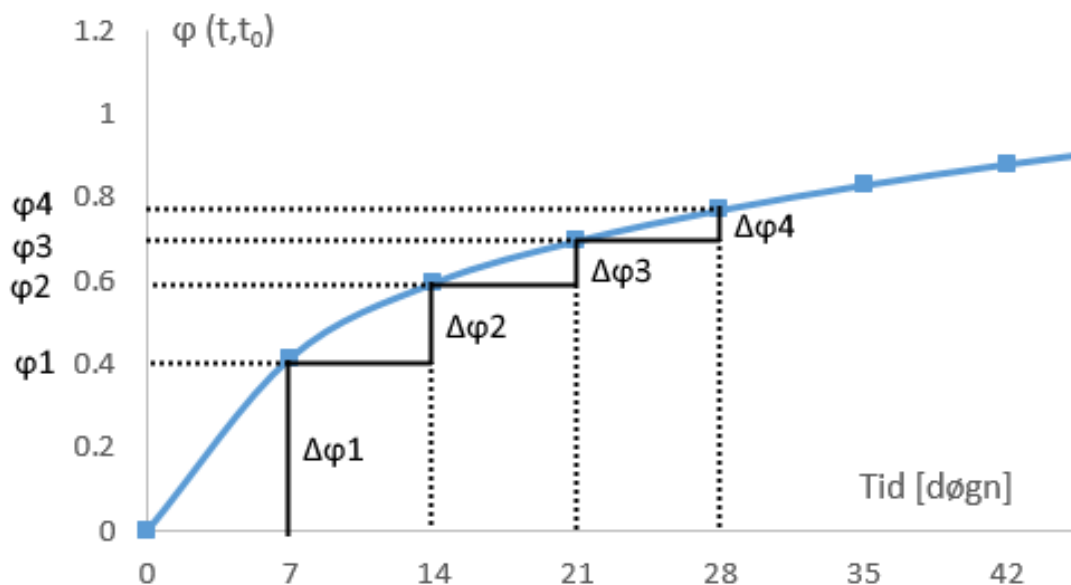


Figur 6.10: Kryptallutvikling etter 27 år for seksjon A

Når kryptkurven er kjent, er det mulig å dele opp kryptet i flere faser, og legge til det kryptet som virker ved hver nye lastpåførsel. Dette vil typisk gjøres hver syvende dag når en ny seksjon støpes, og fire dager senere ved oppspenning av spennkablene. Til slutt vil en da sitte igjen med mange små kryptbidrag, som så kan summeres for å finne endelige kryptdeformasjoner og laster.

For å dele opp kryptet benyttes tidsintervallene definert i kryptkombinasjonene. Bruas seksjonsinndeling fra A - M benyttes, og det antas at søylene, samt søyleoverbygning til og med seksjon A, er støpt i ett og har felles  $t_0$ . Dette er en forenkling for å unngå svært mange kryptfaser med søylestøp som har liten effekt på de endelige tvangskreftene. Det å starte kryptberegningene når seksjon A er ferdigstøpt, vil overestimere kryptet noe.

Videre benyttes det to sett med kryplaster. En tilfeldig seksjon vil etter tre dager bli belastet av egenvekten av neste seksjon. Fire dager senere belastes den med vekten av forskalingsvognen, samt oppspenning av spennkablene i den nye seksjonen. Dette er vist i Figur 4.6 i delkapittel 4.1. Når lasttidspunktene er kjent, kan en regne ut kryptallene ved å bruke formlene i avsnitt 6.3.2.1. Dette gir to sett med kryptall som så skal deles opp. For at en ikke skal få med krypeffekten fra tidligere faser, benyttes intervallet mellom nytt og gammelt kryptall i den nye fasen, som vist på Figur 6.11. Komplette beregningseksempler av kryptall og delkryp finnes i Vedlegg D.



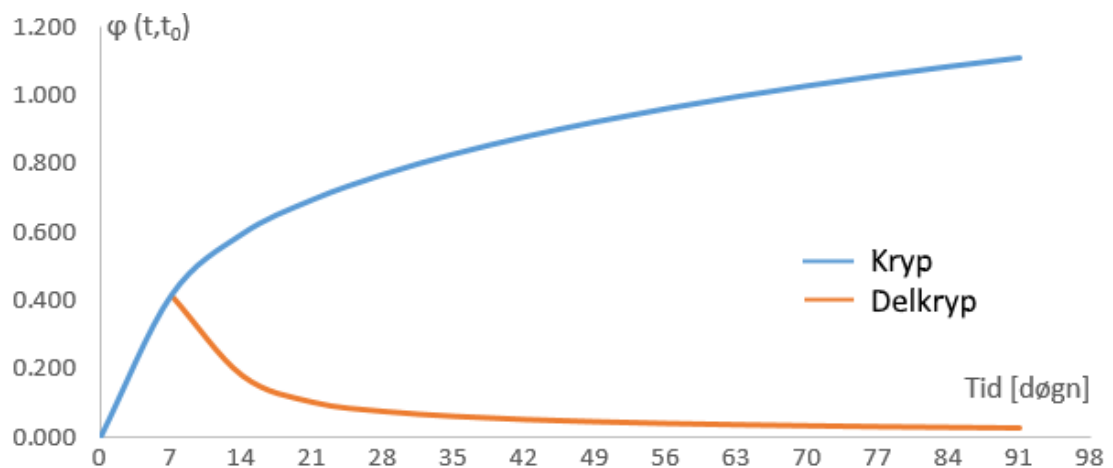
Figur 6.11: Delkryp for seksjon A

I Tabell 6.4 er kryptall og delkryptall for seksjon A vist. Disse stemmer godt overens med teorien, da kryptallet øker ved fast intervall på syv dager, mens delkryptallet synker. Delkryptallet representerer stigningstallet til kryptet, og avtar med tiden. En ser også at delkryptallet synker mellom 5 år, 27 år og 100 år. Dette stemmer bra overens med at det er langt mindre kryptutvikling i de senere delene av tidslinjen, selv om tidsintervallet øker.

Tabell 6.4: Kryp- og delkryptall for seksjon A

Krypfase	$t$	$\varphi(t, t_0)$	$\Delta\varphi(t_i, t_{i-1})$
B	7	0.415	0.415
C	14	0.594	0.179
D	21	0.695	0.101
E	28	0.770	0.074
F	35	0.829	0.060
G	42	0.879	0.050
H	49	0.923	0.044
I	56	0.962	0.039
J	63	0.997	0.035
K	70	1.029	0.032
L	77	1.058	0.029
M	84	1.085	0.027
Ferdig	91	1.111	0.025
1 år	361	1.580	0.469
5 år	1 825	2.047	0.468
27 år	9 885	2.253	0.206
100 år	36 500	2.297	0.044

Fullstendige kryptberegninger for samtlige seksjoner er gjort i Excel, og kan sees i det elektroniske vedlegget. Til slutt viser Figur 6.12 tydelig hvordan kryptforløpet utvikler seg i seksjonen fram til ferdigstillelse.

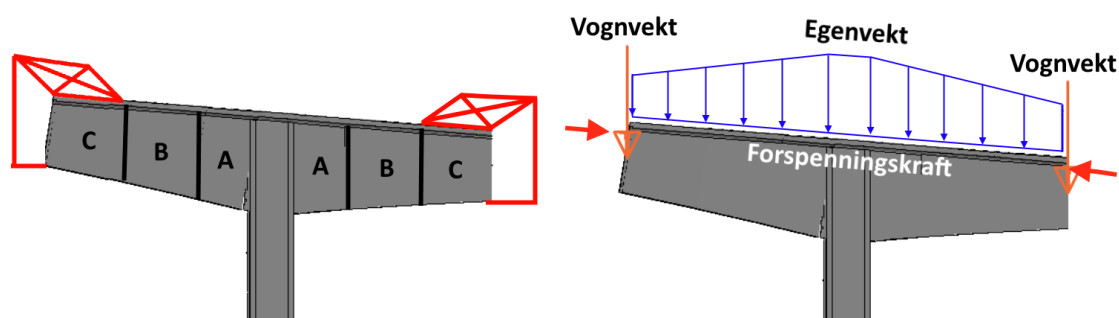


Figur 6.12: Kryp- og delkryptallsutvikling i seksjon A til og med ferdigstillelse

## 6.4 Byggefaselaster

Da Storseisundet bru er en FFB-bru, foregår utbyggingen derfor i mange byggefaser. Hver fase representerer et nytt statisk system, og har forskjellige laster fra den forrige fasen. Endringen kommer fra egenvekten til den nye seksjonen som støpes, og oppspenning av spennkablene i den forrige. Vekten fra forskalingsvogn må også medregnes og er satt til 60 tonn per vogn, etter anbefaling fra veileder .

Ettersom Storseisundet bru støpes symmetrisk, benyttes det to vogner, som modelleres som en punktlast i enden av forrige støpeetappe. Figur 6.13 viser de opptredene lastene helt på starten av fase D, der forskalingsvognene er flyttet fram og kablene i seksjon C er spent opp. Byggefaselaster er viktig å ha med, da krep er avhengig av lasttilfellet ved en gitt tid. Kryptviklingen starter i det seksjonen blir belastet, og øker hver gang det tilføres last i systemet. Byggefaselastene kan også brukes til å kontrollere bruas stabilitet i byggefasen.



Figur 6.13: Byggefaselaster start fase D

## 7 Lastkombinering

Da Storseisundet bru ble prosjektert på slutten av 80-tallet, fulgte lastkombineringen retningslinjene fra R412, i stedet for EK0 som brukes i dag. I denne oppgaven er det valgt å lastkombinere etter R412 for bruddgrensetilstand, mens både R412 og EK0 benyttes for bruksgrensetilstand. I tillegg til at last- og kombinasjonsfaktorene er forskjellig i R412 og EK0, er det verdt å merke seg at lastene svinn og kryp går under deformasjonslast i R412, mens de defineres som permanente laster i EK0.

Lastkombinering tar hensyn til at lastene kan opptre samtidig på konstruksjonen, men tar også høyde for at det er usannsynlig at de har sine respektive maksimalverdier på samme tidspunkt. Dette ivaretas ved å definere én dominerende variabel last, mens øvrige variable laster reduseres. I henhold til R412 skal lastkombinering kontrolleres for følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

I denne oppgaven betraktes kun brudd- og bruksgrensetilstand.

### 7.1 Bruddgrensetilstand

For brukonstruksjoner skal to sett lastkombinasjoner kontrolleres i bruddgrensetilstand etter R412, der den ugunstigste kombinasjonen benyttes ved dimensjonering. De variable lastene multipliseres med en lastfaktor,  $\gamma$ , og lastkombinasjonene er gitt i Tabell 3.3-1 i R412, her gjengitt i Tabell 7.1.

Tabell 7.1: Lastkombinering i bruddgrensetilstand etter R412

Kombinasjon	Permanente laster, $P$		Def.- laster, $D$	Variable laster, $Q$
	Jordtrykk, $J$	Andre*		
a	1,0	1,15/1,0	$\gamma_D$	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

Aktuelle lastfaktorer listes under:

$\gamma_D = 1,1/0,9$  for direkte virkninger av spennkrefter

$\gamma_1 = 1,4$  for brukslaster

$\gamma_1 = 1,0$  for temperaturlast

$\gamma_1 = 1,6$  for øvrige variable laster

$\gamma_2 = 1,2$  for brukslaster

$\gamma_2 = 0,8$  for temperaturlast

$\gamma_2 = 1,3$  for øvrige variable laster

$Q_1$  = Karakteristisk verdi for dominerende variabel last

$Q_n$  = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster

## 7.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand skal konstruksjonen kontrolleres, ihht. R412, for to lastkombinasjoner, hhv. a og b. Kombinasjon a representerer den største forventede lasttilstanden i konstruksjonens levetid, mens kombinasjon b representerer en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av samme tidsperiode. Videre benyttes kombinasjon a i forbindelse med lager- og fugeforskyvningskontroll, og kombinasjon b i forbindelse med rissvidde-, deformasjons- og forskyvningskontroll. De to lastkombinasjonene er gitt i Tabell 3.3-2 i R412, her gjengitt i Tabell 7.2.

Tabell 7.2: Lastkombinering for bruksgrensetilstand etter R412

Kombinasjon	Permanente laster, $P$	Def.-laster, $D$	Variable laster, $Q$		
			Trafikklast $T$	Naturlast $E$	Ballast etc. $L$
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$		1,0
b	1,0	1,0	$\psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \psi_1 \cdot Q_n$		

De variable lastene multipliseres med en kombinasjonsfaktor,  $\psi_1$ . Verdiene hentes fra Tabell 3.3-3 i R412, her gjengitt i Tabell 7.3.

Tabell 7.3: Kombinasjonsfaktorer etter R412

Variable laster, $Q$		Kombinasjonsfaktorer, $\psi_1$
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

For å kunne beregne rissvidder etter dagens krav, må det lastkombineres etter EK0. Da skal det kontrolleres for kombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent. Kombinasjonene er definert i Tabell NA.A2.6 i EK0, her vist i Tabell 7.4.

Tabell 7.4: Lastkombinering for bruksgrensetilstand etter EK0

Kombinasjon	Permanente laster, $G_d$		For- spenning	Variable laster, $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende laste	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$
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	$\Psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$

Tabell NA.A2.1 i EK0 angir kombinasjonsfaktorene til de variable lastene, her gjengitt i Tabell 7.5.

Tabell 7.5: Kombinasjonsfaktorer etter EK0

Variable laster, $Q$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2^*$
Trafikklast	0,7	0,7	0,2/0,5
Vindkrefter	0,7	0,6	0/0,5
Temperatur	0,7	0,6	0/0,5

Etter N400 pkt. 7.7.1, settes kombinasjonsfaktoren  $\Psi_2^*$  lik:

- kombinasjon ofte forekommende:  $\Psi_{2,i} = 0,2$  eller  $0,0$
- kombinasjon tilnærmet permanent:  $\Psi_{2,1} = 0,5$  og  $\Psi_{2,i} = 0,2$  eller  $0,0$

### 7.3 Lastkombinering i NovaFrame

I NovaFrame kan man lage forskjellige lastkombinasjoner, der man angir en lastfaktor for hvert enkelt lasttilfelle. For å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen, må alle kombinasjoner kontrolleres. For bruddgrensetilstand er det seks mulige kombinasjoner:

- ULS a: Trafikk som variabel last
- ULS a: Temperatur som variabel last
- ULS a: Full vind som variabel last
- ULS b: Trafikk som dominerende variabel last
- ULS b: Redusert vind som dominerende variabel last
- ULS b: Full vind som dominerende variabel last, uten trafikklast

I bruksgrensetilstand betraktes kun lastkombinasjon b, fra R412, da denne oppgaven ikke omfatter lager- og fugeforskyvningskontroll. I tillegg kontrolleres rissviddene opp mot EK0 og kombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent. For bruksgrensetilstand blir det da fire mulige lasttilfeller for hver kombinasjon:

- SLS: Temperatur som dominerende variabel last
- SLS: Trafikk som dominerende variabel last
- SLS: Redusert vind som dominerende variabel last
- SLS: Full vind som dominerende variabel last, uten trafikklast

Når de forskjellige kombinasjonene er definert, benyttes funksjonen “sort combination line” i NovaFrame til å bestemme hvilken kombinasjon som gir maksimal lastvirkning i et gitt snitt. Videre er det ingen funksjon i NovaFrame for maksimal nedbøyning. Lastvirkningen som gir maksimal nedbøyning må derfor bestemmes manuelt.



## 8 Resultater fra numerisk analyse

I dette kapittelet presenteres resultatene fra analysen i NovaFrame. Aktuelle verdier i kritiske snitt blir fremhevet ved bruk av figurer og tabeller, og det skilles videre mellom bygge- og ferdigtilstand. Lastbenevningene er som følger:

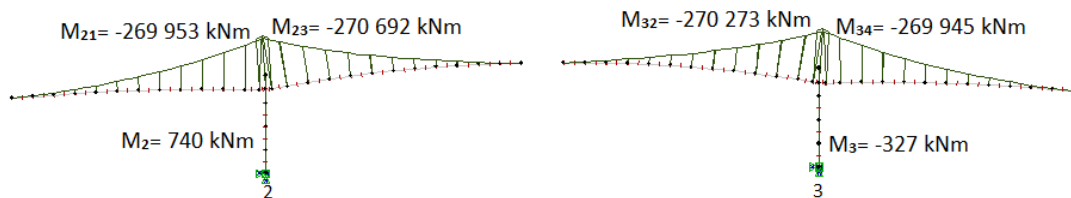
- $X_{nm}$  = Kraft X over opplager n, i retning opplager m
- $X_n$  = Kraft X i hele søyle n
- $X_{n_t/b}$  = Kraft X i søyle n, i topp/bunn
- $X_{iii}$  = Kraft X i node iii.
- $X_{1/4}$  = Kraft X i 1/4 pkt. (Pr.nr: 4849.5)

### 8.1 Byggetilstand

I byggetilstand kontrolleres brua for bøyemoment fra egenvekt og forspenning, samt torsjonsmoment fra vindlast.

#### 8.1.1 Egenvekt

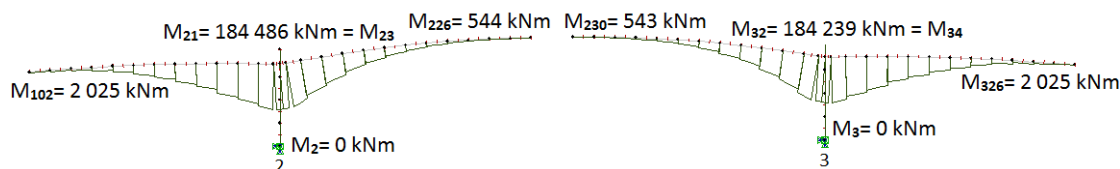
Før sammenkobling består konstruksjonen av to uavhengige statisk bestemte systemer. Momentdiagrammene fra bruas egenvekt blir imidlertid ulike. Dette skyldes at bruoverbygningens toppunkt ikke er sammenfallende med senter av midtspennet. Vertikalkurvaturen er dermed ikke symmetrisk, og de respektive momentdiagrammene blir litt forskjellige, jf. Figur 8.1. Videre er det opptredende momentet i søylene tilnærmet lik null, da seksjonene bygges symmetrisk ut fra hver søyle. Noe momentbidrag blir det likevel, grunnet overbygningens vertikal-kurvatur. Da bidraget er såpass lite, vil det ikke være behov for ballast i byggefasen for å utligne vektforskjellen.



Figur 8.1: Bøymoment fra egenvekt og vognvekt i byggefase L

### 8.1.2 Spennarmering

Spennarmeringen i bruplaten spennes opp underveis i byggefasene. Her er systemet statisk bestemt, og det vil derfor ikke oppstå tvangskrefter. Det resulterende momentforløpet skyldes dermed utelukkende bidraget fra primærmomentet. Som vist i Figur 8.2, motvirker spennarmeringen egenlasten. Dette skyldes plasseringen av spennarmeringens forankringspunkt. Da spennkablene er forankret i overkant mellom hver seksjon, resulterer dette i et positivt eksentrisitets- og endemoment. Det vil si strekk på bruoverbygningens underside. Videre blir endemomentene større i sidespennene der de er aktivt forankret, enn i midtspennet hvor det er passiv forankring. Dette skyldes i all hovedsak friksjonstap, som er omtalt i avsnitt 6.1.4.1.

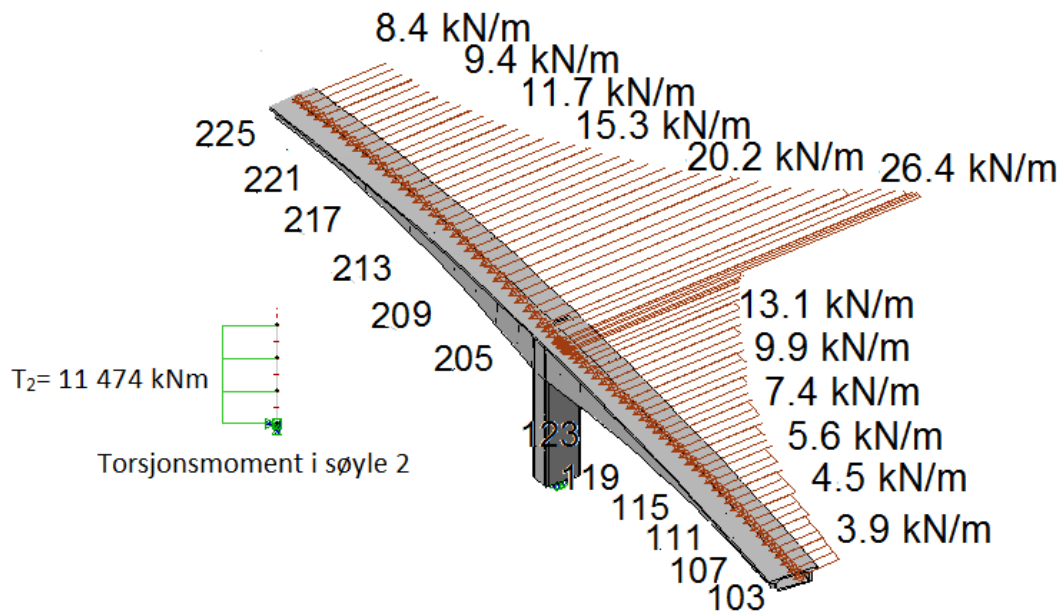


Figur 8.2: Bøyemoment fra spennarmering i byggefase L

### 8.1.3 Vindlast

I byggefasen er FFB-bruer i vindlastklasse II, og dynamiske lastvirkninger fra vind skal inkluderes. Dette er imidlertid utenfor denne oppgavens omfang, og det utføres i stedet en statisk analyse av vindlasten. Videre blir det tatt hensyn til et krav fra en tidligere utgave av N400 fra 2009, som presiserer at vindlasten skal reduseres med 50 % på deler av konstruksjonen dersom dette er ugunstig. Dette er tilfelle for søylene, da kritisk torsjonsmoment oppstår før sammenkobling, med full vindlast i horisontalretning på én utkrager og 50 % vindlast på den andre utkrageren. Figur 8.3 viser horisontale vindlastkrefter i byggefase L, og det resulterende torsjonsmomentet i søylen i akse 2. Vindlasten gir et torsjonsmoment på  $T_2 = 11\,474\text{ kNm}$  i søylen. Med kombinasjonsfaktor på 1,6 i ULS, blir dimensjonerende torsjonsmoment  $T_{Ed} = 18\,353\text{ kNm}$ .

I Tabell 8.1 sammenlignes beregnede verdier fra avsnitt 6.2.4 med verdier som NovaFrame kalkulerer for et valgt element. Da vindkasthastigheten blir lavere i NovaFrame, som presisert i avsnitt 6.2.4.1, vil lastverdiene være noe redusert. Siden forskjellen i verdiene er små, kan det konkluderes med at vindlastberegningene er korrekte.



Figur 8.3: Horisontal vindlast i byggefase som gir maks torsjonsmoment i søyle

Tabell 8.1: Vindlast på element 233, seksjon K

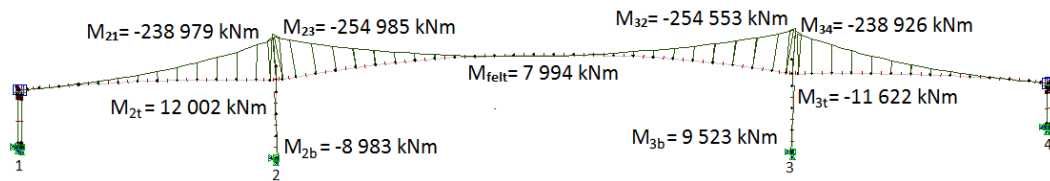
	Vindkast- hastighet	Horisontal- kraft	Vertikal- kraft	Vridnings- moment
	Full vindlast uten samtidig trafikklaster			
Beregnet	55.7 m/s	8.74 kN/m	12.74 kN/m	23.26 kNm/m
NovaFrame	55.5 m/s	8.68 kN/m	12.67 kN/m	23.12 kNm/m
	Redusert vindlast med samtidig trafikklaster			
Beregnet	35.0 m/s	6.13 kN/m	5.03 kN/m	9.18 kNm/m
NovaFrame	34.9 m/s	6.09 kN/m	5.00 kN/m	9.13 kNm/m

## 8.2 Ferdigtilstand

Når siste seksjon er ferdig støpt, vil systemet være statisk ubestemt, og nye randbetingelser blir gjeldende for konstruksjonen. Kreftene fra det statisk bestemte systemet vil da over tid omfordres i det nye systemet pga. krypoglagring. Det betyr at like etter sammenkobling vil det være relativt lite moment i midtfeltet. Dvs. at det kun er laster som påføres, eller oppstår etter sammenkobling, som umiddelbart gir moment i midtfeltet. Senere fører krypoglagring til momentbidrag fra de andre lastene.

### 8.2.1 Egenlast

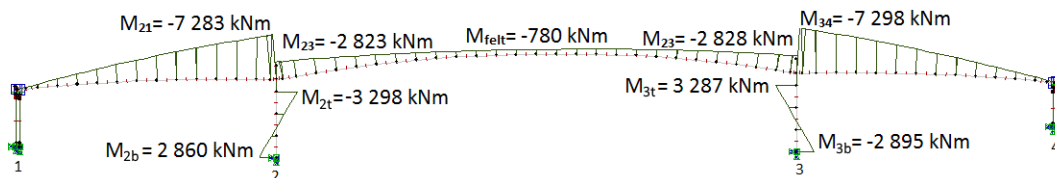
Figur 8.4 viser momentdiagrammet for bruas egenvekt direkte etter sammenkobling. I likhet med byggefasen oppstår det store støttemoment, samt et relativt lite feltmoment grunnet lasten fra siste seksjon. Over tid vil kryp sørge for en omfordeling av lastene, som vises i avsnitt 8.2.4.1. Dermed vil momentdiagrammet bli tilnærmet lik som om systemet hadde hatt like randbetingelser fra starten av, altså støpt kontinuerlig uten byggefaser.



Figur 8.4: Bøymoment fra bruas egenvekt

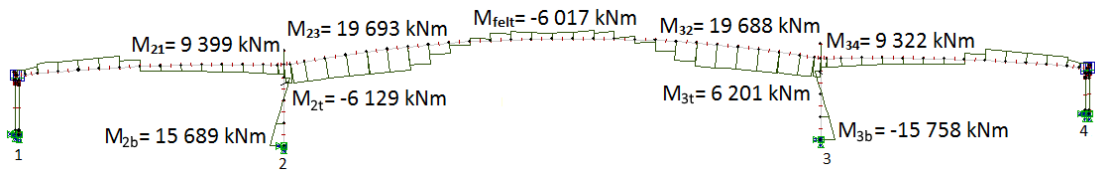
### 8.2.2 Spennkabler

Av bruplatekablene i overkant, er det kun de to lengste som spennes opp etter ferdigstilling. Resterende kabler er allerede oppspent fra byggefasen. Dermed vil kun disse to kablene gi bidrag til tvangsmomentet, vist i Figur 8.5. Med tiden vil kryp sørge for tvangsmoment også fra de resterende kablene. Dette forklares nærmere med visning av resultater i avsnitt 8.2.4.3.

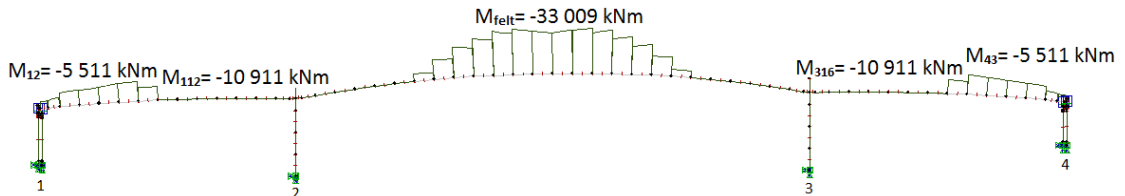


Figur 8.5: Tvangsmoment fra spennkabler i OK

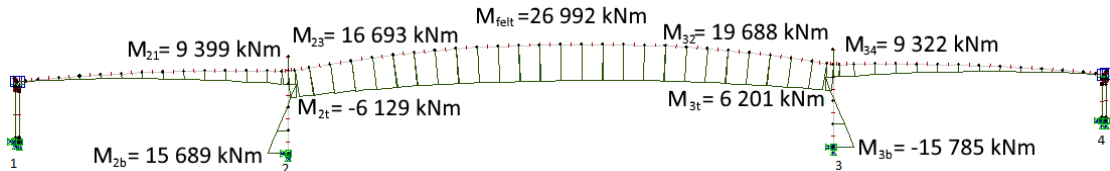
Undergurtkablene spennes opp etter ferdigstilling, og vil resultere i betydelige tvangskrefter. Figur 8.6 viser forspenningsmomentet fra undergurtkablene. Ved å trekke fra primærmomentet, jf. Figur 8.7, får man ut tvangsmomentet vist i Figur 8.8.



Figur 8.6: Forspenningsmoment fra spennkabler i UK

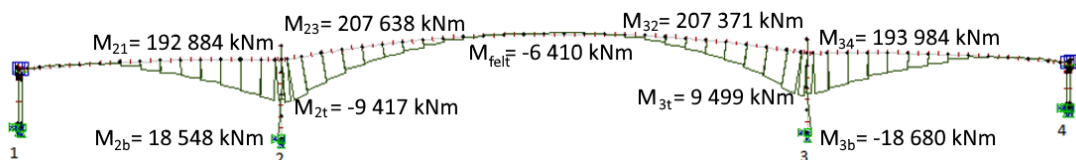


Figur 8.7: Primærmoment fra spennkabler i UK

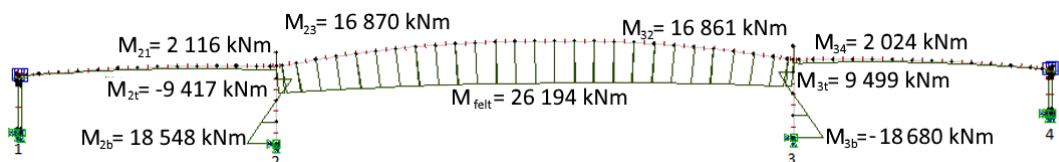


Figur 8.8: Tvangsmoment fra spennkabler i UK

Ved å legge sammen bidragene fra bruplate- og undergurtkablene, får man det totale bidraget fra spennkablene. I Figur 8.9 vises det totale forspenningsmomentet fra samtlige spennkabler, mens Figur 8.10 viser tilhørende tvangsmoment.



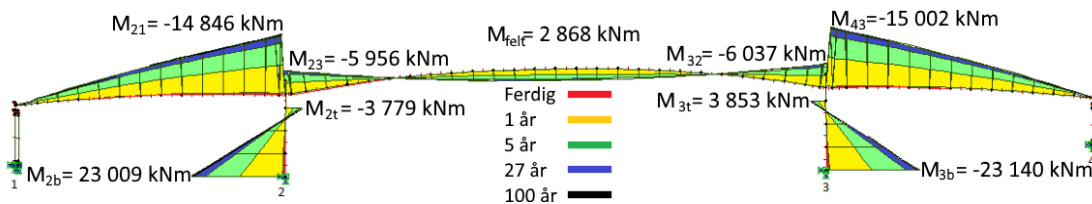
Figur 8.9: Totalt forspenningsmoment fra spennkabler



Figur 8.10: Totalt tvangsmoment fra spennkabler

### 8.2.3 Svinn

Svinntøyning i betongen resulterer i deformasjoner, og når systemet er statisk ubestemt vil det oppstå et tvangsmoment. Figur 8.11 viser hvordan momentdiagrammet fra svinn utvikler seg over tid. Verdiene i figuren representerer svinntøyninger etter 100 år, mens verdier for andre tidspunkt vises i Tabell 8.2. Tabellen viser at deformasjonene hovedsakelig foregår de første fem årene, da det er liten forskjell i momentverdiene i perioden 5 - 100 år.



Figur 8.11: Bøyemoment fra svinn ved ulike tidspunkt

Tabell 8.2: Bøyemoment fra svinntøyning med tiden

Snitt		7 døgn	1 år	5 år	27 år	100 år
$M_{felf}$	[kNm]	101	1 405	2 457	2 799	2 868
$M_{2b}$	[kNm]	819	11 313	19 730	22 461	23 009
$M_{2t}$	[kNm]	-148	-1 941	-3 288	-3 698	-3 779
$M_{23}$	[kNm]	-217	-2 960	-5 125	-5 817	-5 956
$M_{21}$	[kNm]	-549	-7 430	-12 805	-14 506	-14 846

Tabell 8.3 viser hvordan deformasjonen utvikler seg fra svinntøyningen. Svinnet resulterer i en nedbøyning på 45,5 mm i midtsnitt etter 100 år. Etter 100 år ser man en sammentrekning på 19,1 mm fra node 102 (seksjon L) til node 200 (over søyle 2), som utgjør en avstand på 60 m. Dette er som forventet da gjennomsnittstøyningen gir en verdi på:  $0.308 \cdot 10^{-3} \cdot 60 m = 18.5 mm$ .

Tabell 8.3: Deformasjon fra svinntøyning over tid

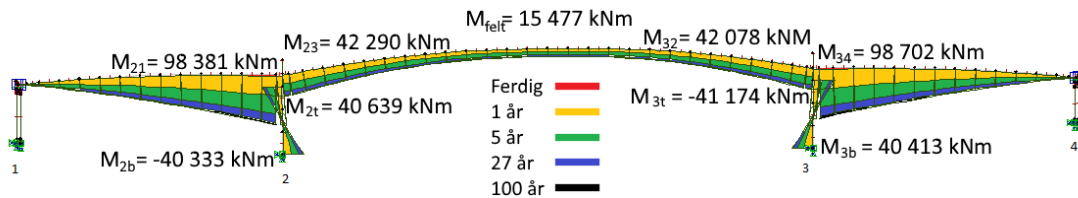
Snitt		Byggefase L	1 år	5 år	100 år
$u_{z,228}$	[mm]	-	-21.7	-38.6	-45.5
$u_{y,100}$	[mm]	-	13.1	23.0	26.9
$u_{y,102}$	[mm]	4.4	16.8	26.2	29.9
$u_{y,200}$	[mm]	0.0	5.3	9.2	10.8

### 8.2.4 Kryp

For å sikre en grundig analyse og korrekt tolkning av krepomlagringen, betraktes krepbidragene fra aktuelle laster hver for seg. Lastene som gir krepbidrag er hhv. egen- og superegenvekt, samt spennkabler i bruplate og undergurt.

#### 8.2.4.1 Egenvekt

I Figur 8.12 vises det hvordan krepomlagringen fra bruegenvekten utvikler seg over tid, fra 7 døgn etter ferdigstilling til 100 år. Verdiene i figuren representerer det total krepbidraget etter 100 år, mens Tabell 8.4 gjengir verdiene fra delkrepintervallene. Det går fram av tabellen at krepomlagringen hovedsakelig forekommer de fem første årene.

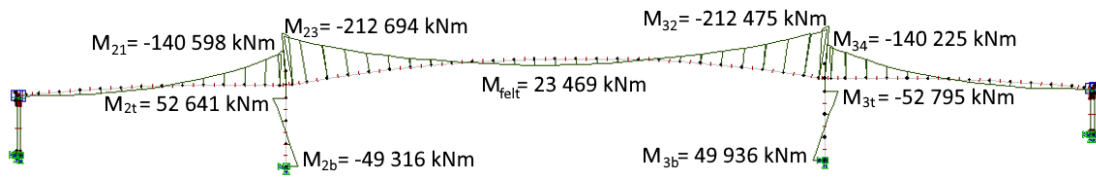


Figur 8.12: Bøymoment fra krep ved ulike tidspunkt

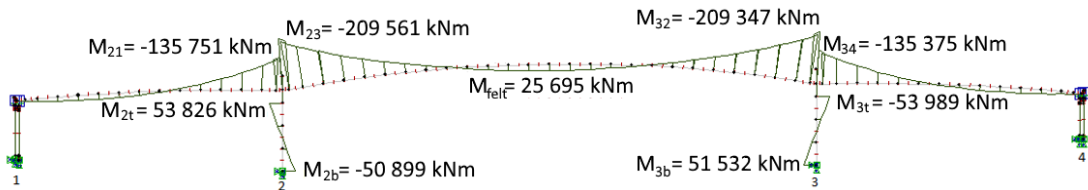
Tabell 8.4: Krep egenvekt

Snitt		7 døgn	7 døgn-1 år	1-5 år	5-27 år	27-100 år
$M_{felf}$	[kNm]	97	5 695	5 990	2 993	702
$M_{2b}$	[kNm]	-1 679	-15 858	-14 106	-7 013	-1 676
$M_{2t}$	[kNm]	1 769	15 969	14 229	7 012	1 659
$M_{21}$	[kNm]	3 667	38 273	35 009	17 329	4 103
$M_{23}$	[kNm]	1 240	16 231	15 373	7 640	1 807

Figur 8.13 illustrerer momentdiagrammet for egenvekten med tilhørende krepbidrag etter 100 år. Grunnet bidraget fra krep blir det resulterende momentdiagrammet tilnærmet likt som om brua skulle vært oppført i ett med kontinuerlig støp. Dvs. at hele brua støpes samtidig, og vises i Figur 8.14. Ved å sammenligne de to figurene, konkluderes det med at virkningen fra krypanalysen er korrekt.



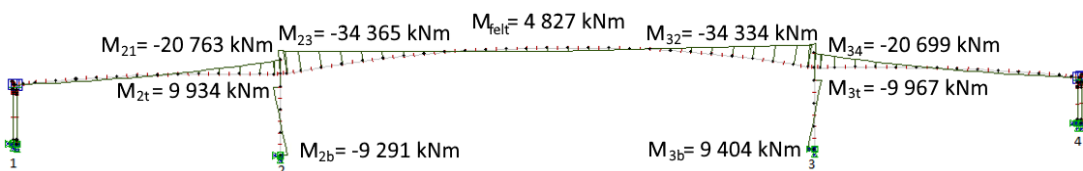
Figur 8.13: Moment fra egenvekt med krepbidrag etter 100 år



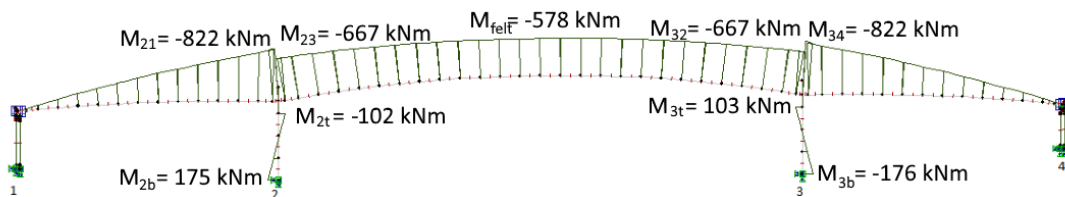
Figur 8.14: Moment fra egenvekt uten byggefaser

### 8.2.4.2 Superegenvekt

Superegenvekten, dvs. last fra asfalt og rekkverk, har blitt antatt påført etter ett år. Figur 8.15 viser momentdiagrammet fra superegenvekten umiddelbart etter lastpåføring, mens Figur 8.16 viser krepbidraget fra den samme lasten. Krepbidraget blir relativt beskjedent når last blir påført lenge etter ferdigstilling. Dette har med at krytutviklingen er mye større når betongen er helt nystøpt, og avtar med tid. Dette er omtalt i avsnitt 6.3.2.1.



Figur 8.15: Bøymoment fra superegenvekt



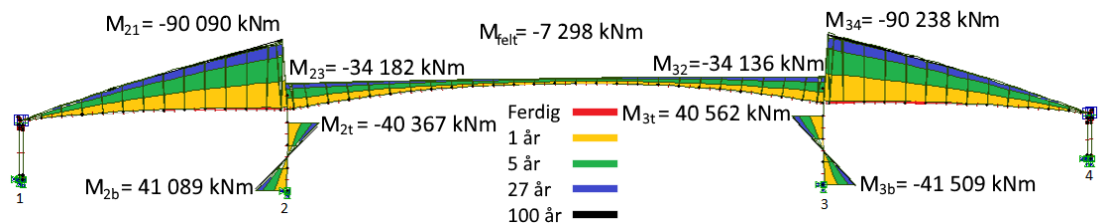
Figur 8.16: Krepbidrag fra superegenvekt etter 100 år



Videre vil superegenvekten gi en betydelig økning i det totale momentbidraget fra egenlasten. Med asfalttykkelse som gir lastbidrag på  $3 \text{ kN/m}^2$ , vil superegenvekten bidra til å øke momentet fra egenlast med 15 - 20 %. Superegenvekten har dermed stor innvirkning på momentdiagrammet, og korrekt asfalttykkelse er derfor viktig for nøyaktige resultater.

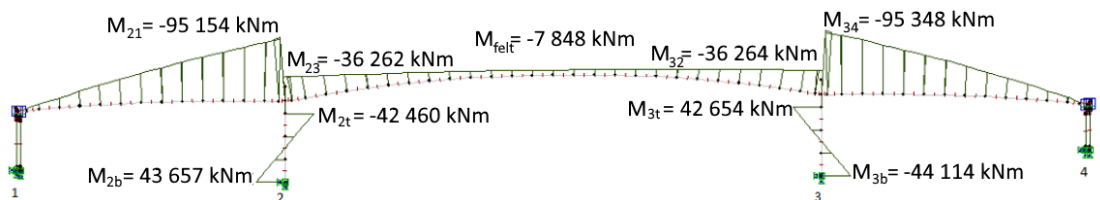
### 8.2.4.3 Bruplatekabler

For å kvalitetssikre resultatene er det valgt å vise krypbidraget utelukkende fra bruplatekablene spent opp før ferdigstilling. Figur 8.17 demonstrerer tydelig at krepomlagringen fra bruplatekablene gir motsatt momentforløp sammenlignet med egenlasten. Videre vil det meste av kryptet foregå de første fem årene, i likhet med krepomlagringen fra egenlasten.



Figur 8.17: Krypbidrag fra bruplatekabler ved ulike tidspunkt

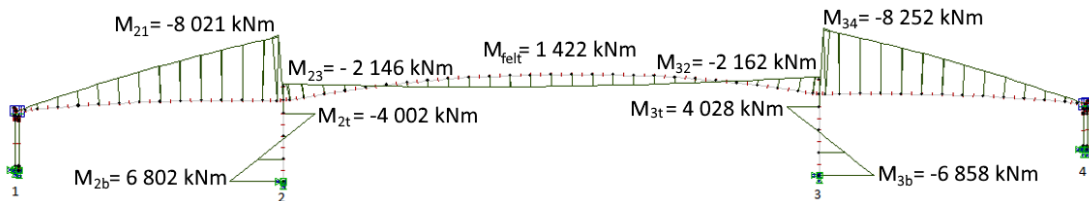
Primærmomentet fra spennkabler er uavhengig av statiske system og er dermed likt før og etter sammenkobling. Dvs. at krepbidraget fra spennkabler som spennes opp før ferdigstilling, over tid vil ta form som et tvangsmoment fra de samme kablene spent opp etter ferdigstilling. Totalmomentet blir dermed  $M_{full} = M_{primær} + M_{kryp}$ . Figur 8.18 viser hvordan dette tvangsmomentet vil se ut. Her vil totalmomentet være  $M_{full} = M_{primær} + M_{tvang}$ . Kombinerer man uttrykkene, kan det dermed vises at  $M_{tvang} = M_{kryp}$ . Da momentdiagrammene ser ut til å ha samme form, og nokså like verdier, konkluderes det med at programmet regner krep korrekt.



Figur 8.18: Tvangsmoment fra bruplatekabler uten byggefaser

### 8.2.4.4 Undergurtkabler

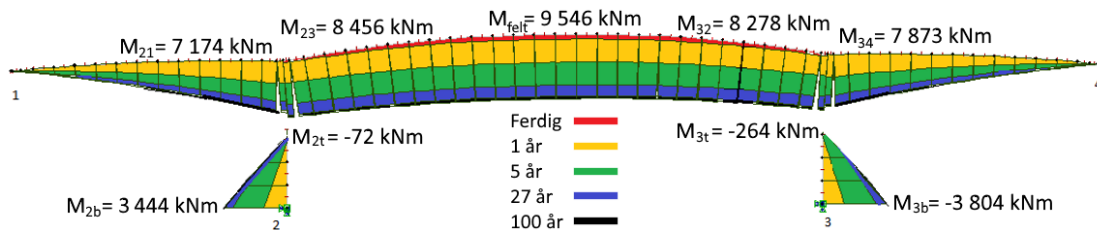
Undergurtkablene er spent opp etter ferdigstilling når systemet er statisk ubestemt. Det antas at krep vil gi en reduksjon i bidraget fra spennkablene. Som Figur 8.19 viser, vil krepomlagringen føre til strekk i underkant i midtfeltet. Antagelsen om reduksjon stemmer dermed overens med resultatene, og dette indikerer at krep-effekten er korrekt.



Figur 8.19: Krepbidrag fra undergurtkablene i midtspenn etter 100 år

### 8.2.4.5 Totalt krepbidrag

Ved å legge sammen krepbidragene fra samtlige permanente laster, får man et totalt krepbidrag, jf. Figur 8.20. Figuren viser hvordan krepomlagringen utvikles over tid. Verdiene i figuren er for krep etter 100 år, mens andre tidsintervall presenteres i Tabell 8.5. Det totale krepbidraget gir, som forventet, strekk i underkant av brubanen, da egenlasten er dominerende. Tabell 8.5 viser i tillegg nedbøyning i midtfeltet, samt sammentrekning av søyle i akse 2 og landkar i akse 1.



Figur 8.20: Krepbidrag fra alle permanente laster ved ulike tidspunkt

Tabell 8.5: Kryp total

Snitt		7 døgn	7 døgn- 1 år	1 år- 5 år	5 år- 27 år	27 år- 100 år	Total
$M_{felt}$	$[kNm]$	745	3 390	3 379	1 646	386	<b>9 546</b>
$M_{2b}$	$[kNm]$	1 286	1 779	517	-94	-45	<b>3 444</b>
$M_{2t}$	$[kNm]$	-30	543	-293	-232	-61	<b>-72</b>
$M_{21}$	$[kNm]$	32	3 315	2 691	1 357	320	<b>7 714</b>
$M_{23}$	$[kNm]$	313	3 007	3 137	1 615	384	<b>8 456</b>
$u_{z,228}$	$[mm]$	-4.5	-68.0	-49.0	-19.4	-4.0	<b>-145.1</b>
$u_{y,100}$	$[mm]$	1.6	12.0	9.2	3.5	0.7	<b>27.1</b>
$u_{y,200}$	$[mm]$	1.2	3.6	2.5	0.9	0.2	<b>8.4</b>

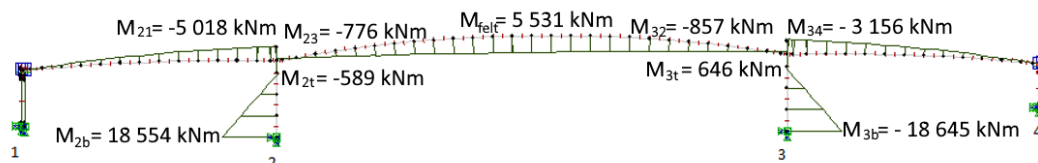
### 8.2.5 Temperaturlast

Alle de åtte forskjellige kombinasjonene fra temperaturlast er modellert i NovaFrame. Ved hjelp av funksjonen “combination tracer” er maks- og minimumsverdiene i forskjellige snitt hentet ut, og gjengitt i Tabell 8.6. Det er kun kombinasjonene med reduksjonsfaktor for vertikalt varierende temperaturandel som gir ekstremalverdiene. Jevnt fordelt temperaturandel er altså dominerende.

Tabell 8.6: Maksimalverdier fra temperaturkombinasjoner

Snitt		Maks. verdi	Komb.nr	Min. verdi	Komb.nr
$M_{felt}$	$[kNm]$	5 531	6	-4 825	7
$M_{2b}$	$[kNm]$	23 499	8	-25 297	5
$M_{2t}$	$[kNm]$	7 648	5	-6 483	8
$M_{23}$	$[kNm]$	10 972	5	-9 292	8
$M_{21}$	$[kNm]$	24 906	5	-21 495	8
$V_2$	$[kN]$	1 827	8	-2 008	5
$V_{23}$	$[kN]$	135	5	-123	8
$V_{21}$	$[kN]$	329	8	-381	5
$N_{felt}$	$[kN]$	1 837	8	-2 019	5
$N_2$	$[kN]$	357	5	-307	8

I Figur 8.21 illustreres resulterende moment fra temperaturkombinasjon 6, som gir maksimalt feltmoment. Her kombineres et jevnt fordelt temperaturfall, som fører til kontraksjon av brua, med overside varmet.

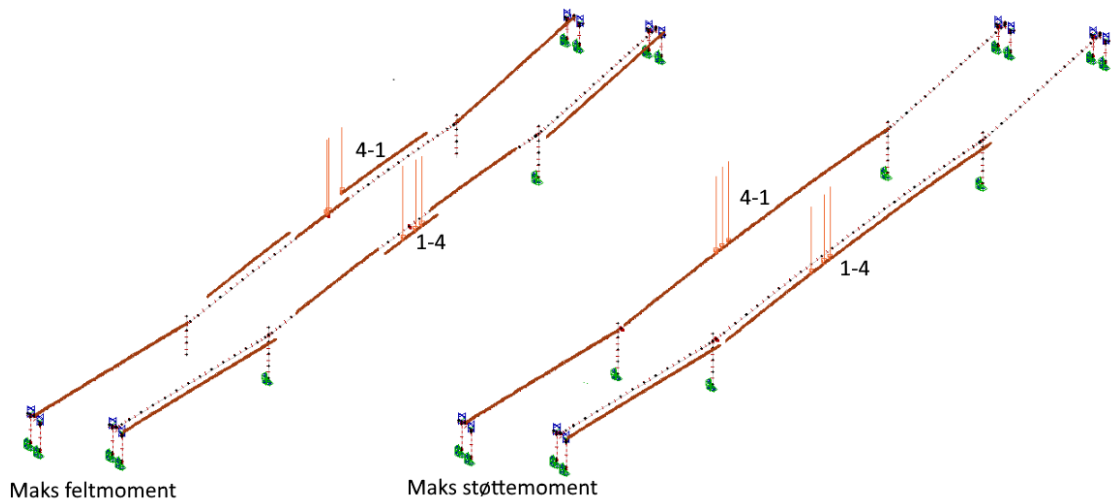


Figur 8.21: Bøyemoment fra temperaturkombinasjon 6

### 8.2.6 Trafikklast

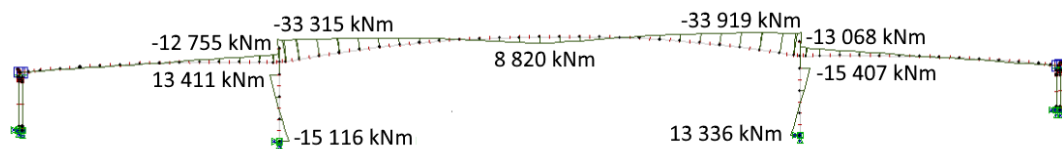
For å finne den minst gunstige plasseringen av trafikklasten, og det tilhørende maksimale momentet, benytter NovaFrame seg av influenslinjer. Influenslinjer viser hvordan lastvirkningen på en konstruksjonsdel avhenger av lastens plassering. Det vil si at punktlasterne påføres i en ende av brua, før de flytter seg langs etter brubanen til den andre enden. Deretter viser NovaFrame hvordan dette påvirker momentet over en valgt responsparameter, i dette tilfellet et punkt på et utvalgt element. Med andre ord plasserer programmet automatisk trafikklasten slik at opptredende ekstremalverdier genereres.

Figur 8.22 viser hvordan NovaFrame plasserer trafikklasten for hhv. maksimalt moment i midtfeltet og over søyle i akse 2. Her vises det også hvordan bruas horisontalkurvatur påvirker lastplasseringen. For maksimalt støttemoment plasserer NovaFrame trafikklastene i begge kjørefelt ytterst i svingen. Dvs. at det innerste kjørefeltet legges inntil profillinjen, mens det andre flyttes til ytterste eksentrisitet, som omtalt i 6.2.3.3. Resultatet av dette er et større støttemoment enn om alle lastene var plassert sentrisk i kjørebanelen.

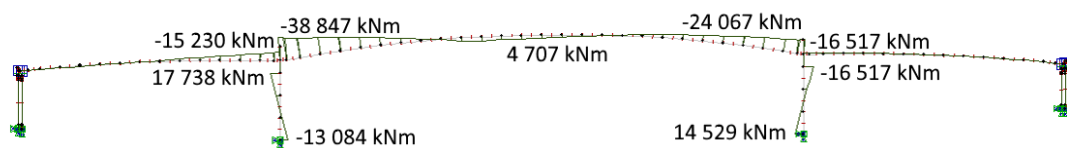


Figur 8.22: Trafikkplassering som gir maks felt- og støttemoment over søyle i akse 2

Ved å lagre lasttilfellene fra trafikkplasseringen som egne laster, kan det kjøres en ny analyse og få ut lastdiagrammene for den gitte plasseringen. Figur 8.23 og 8.24 viser momentdiagrammene for de to viste trafikkplasseringene.



Figur 8.23: Moment fra trafikklast som gir maksimal feltmoment



Figur 8.24: Moment fra trafikklast som gir maks støttemoment over søyle i akse 2

### 8.2.7 Vindlast

I lastkombineringen må det tas hensyn til to vindlasttilfeller, full vindlast uten trafikk, og redusert vindlast med trafikk. Siden vindlasten kan gi enten trykk eller sug, må den betraktes som et ugunstig bidrag i lastkombineringen. Vindlast har den egenskapen at den bidrar til vesentlig moment om alle tre aksene. Dette skyldes at vind kan komme fra alle retninger, og dermed påføre krefter på konstruksjonen i samtlige akser. I Tabell 8.7 vises momentverdier om aksene i kritiske snitt i brua for både redusert vindlast med trafikk, og full vindlast uten trafikk.

Tabell 8.7: Momentverdier fra vindlast

Snitt	Hor. tverretning		Vert. tverretning		Lengderetning	
	Redusert [kNm]	Full [kNm]	Redusert [kNm]	Full [kNm]	Redusert [kNm]	Full [kNm]
$X_{felt}$	995	2 622	4 877	7 188	31	50
$X_{2_b}$	3 571	7 824	19 546	35 048	1 502	2 336
$X_{2_t}$	2 616	6 386	3 634	6 899	1 502	2 336
$X_{23}$	7 122	18 549	9 394	14 993	1 773	3 523
$X_{21}$	3 322	9 444	7 809	12 449	1 259	2 088

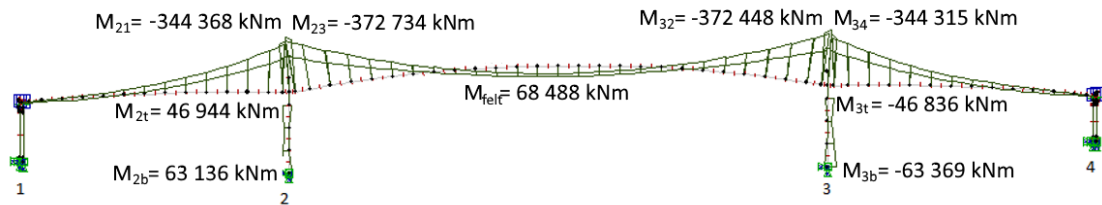
Som man ser vil full vindlast gi mindre moment om horisontal tverrakse, enn det trafikklasten gir. Det vil si at redusert vindlast med trafikk blir dimensjonerende. Dette gjelder også for samtlige resulterende lastvirkninger, med unntak av torsjonsmoment, der vindlasten gir større bidrag enn trafikk. Full vindlast uten trafikk tas likevel hensyn til i all videre lastkombinering, selv om den kun kan være dimensjonerende for torsjonsmoment.

### 8.3 Lastkombinering i bruddgrensetilstand (ULS)

Etter å ha kjørt den fullstendige analysen i NovaFrame, kombineres lastene og ekstremalverdiene plottes. Disse verdiene utgjør grunnlaget for kapasitetsberegningene. Lastkombineringen for bruddgrensetilstand er gjort etter retningslinjene i R412.

#### 8.3.1 Moment om tverrakse

I beregningene for momentkapasitet inngår primærkreftene fra spennarmeringen. Det må derfor kjøres en egen kombinasjon for dimensjonerende moment med kun tvangskreftene. Figur 8.25 viser ekstremalverdiene for bøyemoment ved lastkombinering i bruddgrensetilstand, mens Tabell 8.8 viser lastkombinasjonsverdiene for hver enkelt last.



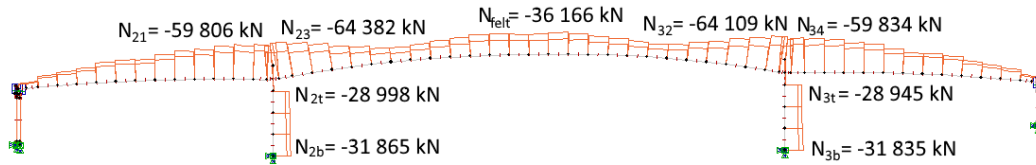
Figur 8.25: Maksimalt bøyemoment i ULS, R412

Tabell 8.8: Lastkombinering for maksimal moment i ULS, R412

Last	$M_{felt}$		$M_{23}$		$M_{2b}$	
	ULS a, traf. var.		ULS a, traf. var.		ULS b, traf. dom.	
	Faktor	$[kNm]$	Faktor	$[kNm]$	Faktor	$[kNm]$
Egenlast	1.15	14 747	1.15	-332 753	1.0	-18 236
Kryp egenlast	1.0	14 898	1.0	41 623	1.0	-40 158
Spennkraft, tvang	1.1	28 813	0.9	15 183	1.0	18 548
Kryp spennkraft	1.0	-5 352	1.0	-33 167	1.0	43 601
Temperaturlast	0.0	0	0.0	0	0.8	18 799
Trafikklast	1.4	12 517	1.4	-57 666	1.2	14 694
Vindlast red.	0.0	0	0.0	0	0.8	2 857
Svinn	1.0	2 868	1.0	-5 955	1.0	23 010
<b>Total</b>		<b>68 488 kNm</b>		<b>-372 734 kNm</b>		<b>63 136 kNm</b>

### 8.3.2 Aksialkraft

Hele brua vil være i trykk for samtlige lastkombinasjoner. Figur 8.26 viser maksimal aksialkraft i bruddgrensetilstand. Tabell 8.9 viser lastfaktor og lastbidrag fra de forskjellige lastene som gir maksimalt trykk for utvalgte kritiske snitt. Siden brua er fritt opplagt over landkarene, vil det kun være spennarmeringen som bidrar til aksialkrefter i sidespennene.



Figur 8.26: Maksimal aksialkraft i ULS, R412

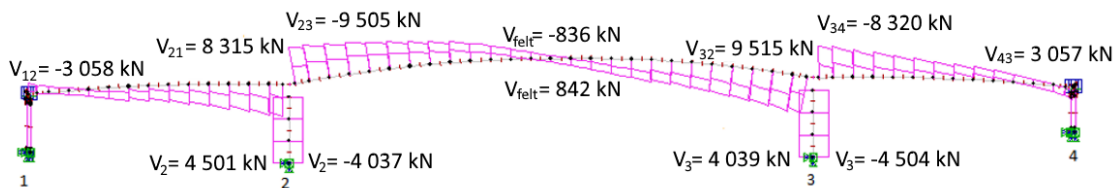
Tabell 8.9: Lastkombinering for maksimal aksialkraft i ULS, R412

Last	$N_{felt}$		$N_{23}$		$N_{2b}$	
	ULS a, traf. var.		ULS a, traf. var.		ULS a, traf. var.	
	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]
Egenlast	1.15	-2 865	1.15	-3 542	1.15	-28 563
Kryp egenlast	1.0	-4 944	1.0	-4 917	1.0	1 443
Spennkraft	1.1	-31 647	1.1	-58 740	0.9	49
Kryp spennkraft	1.0	5 156	1.0	5 128	1.0	-1 317
Temperaturlast	0.0	0	0.0	0	0.0	0
Trafikklast	1.4	-3 537	1.4	-3 644	1.4	-3 250
Vindlast red.	0.0	0	0.0	0	0.0	0
Svinn	1.0	1 642	1.0	1 633	1.0	-207
<b>Total</b>		<b>-36 166 kN</b>		<b>-64 382 kN</b>		<b>-31 865 kN</b>



### 8.3.3 Skjærkraft

Figur 8.27 viser største opptredende skjærkraft i bruddgrensetilstand. Verdiene over søylene representerer skjærkraften i brubjelken på utsiden av søylen. Dette i motsetning til aksialkraft- og bøyemomentdiagrammene, der verdiene representerer midtpunktet over søylen. Årsaken er at man her beregner dimensjonerende skjærkraftverdi, som er ytterligere forklart i avsnitt 10.2.5. Tabell 8.10 viser lastkombineringen for kritiske snitt.



Figur 8.27: Maksimal skjærkraft i ULS, R412

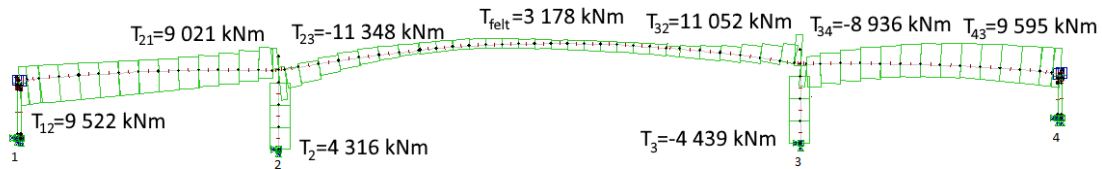
Tabell 8.10: Lastkombinering for maksimal skjærkraft i ULS, R412

Last	$V_{felt}$		$V_{23}$		$V_2$	
	ULS a, traf. var.		ULS a, traf. var.		ULS b, traf. dom.	
	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]
Egenlast	1.15	11	1.15	-11 677	1.0	-2 451
Kryp egenlast	1.0	19	1.0	822	1.0	1 443
Spennkraft	1.1	10	0.9	4 629	1.0	1 705
Kryp spennkraft	1.0	-19	1.0	-856	1.0	5 133
Temperaturlast	0.0	0	0.0	0	0.8	1 462
Trafikklast	1.4	825	1.4	-2 145	1.2	1 637
Vindlast red.	0.0	0	0.0	0	0.8	302
Svinn	1.0	-6	1.0	-272	1.0	1 633
<b>Total</b>	<b>842 kN</b>		<b>-9 505 kN</b>		<b>4 501 kN</b>	

Med oppredende maksimal skjærkraft på  $V_{Ed} = 3\ 058\ \text{kN}$  ved landkar, er kapasiteten i lagerparet,  $V_{Rd,max} = 4\ 000\ \text{kN}$ , tilstrekkelig.

### 8.3.4 Torsjon

Figur 8.28 viser ekstremalverdiene for torsjonsmoment, mens Tabell 8.11 viser kombinasjonsverdiene til de forskjellige lastene. I byggefasen oppstår et dimensjonerende torsjonsmoment  $T_{Ed,b} = 18\,358\text{ kNm}$  i søylene, mot  $T_{Ed,f} = 4\,439\text{ kNm}$  ved lastkombinering i ferdigtilstand.



Figur 8.28: Maksimalt torsjonsmoment i ULS, R412

Tabell 8.11: Lastkombinering for maksimal torsjonsmoment i ULS, R412

Last	$T_{felt}$		$T_{23}$		$T_2$	
	ULS a, traf. var.		ULS a, vind. var.		ULS a, vind. var.	
	Faktor	[kNm]	Faktor	[kNm]	Faktor	[kNm]
Egenlast	1.15	57	1.15	-7 408	1.0	-881
Kryp egenlast	1.0	60	1.0	2 787	1.0	-1 688
Spennkraft, tvang	1.1	87	0.9	1 408	1.1	559
Kryp spennkraft	1.0	-48	1.0	-2 189	1.0	2 304
Temperaturlast	0.0	0	0.0	0	0.0	0
Trafikklast	1.4	3 013	0.0	0	0.0	0
Vindlast full	0.0	0	1.6	-5 637	1.6	3 738
Vindlast red.	0.0	0	0.0	0	0.0	0
Svinn	1.0	6	1.0	-289	1.0	284
<b>Total</b>		<b>3 178 kNm</b>		<b>-11 348 kNm</b>		<b>4 316 kNm</b>

## 8.4 Lastkombinering i bruksgrensetilstand (SLS)

For å finne dimensjonerende lastvirkning for kontroll av betongspenninger, lastkombineres det på samme måte som i ULS, men med andre lastfaktorer. For deformasjonskontroll, må man selv finne den ugunstigste lastvirkningen, da Nova-Frame ikke beregner maksimal deformasjon. For bruksgrensetilstand kombineres det etter både R412 og EK0. Det er kun resultatene fra kombineringen etter R412, bruksgrensekombinasjon b, som presenteres i dette kapitlet. Verdiene som brukes fra kombinasjon etter EK0, er for hhv. karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanente laster. Disse verdiene presenteres der de er brukt ved kontroll av spenningsbegrensning og beregning av rissvidde.

### 8.4.1 Aksialkraft og moment

Positivt moment vil føre til trykk i overkant og strekk i underkant, mens aksialkraften vil gi trykk over hele tverrsnittet. Spenningene vil med andre ord variere i tverrsnittets høyde. Det er derfor nødvendig å kontrollere opptredende spenninger i over- og underkant. Tabell 8.12 viser samvirkekombinasjoner ved lastkombinering i bruksgrensetilstand, kombinasjon b i R412, for hhv. maks- og minimum moment, samt maks- og minimum aksialkraft. Resultatene brukes til å beregne kritiske betongspenninger ved støtte, 1/4-punkt og midtfelt.

Tabell 8.12: Ekstremalverdier Stadium I, SLS komb. b, R412

Snitt		Maks. moment	Min. moment	Maks. aksialkraft	Min. aksialkraft
$M_{felt}$	[kNm]	25 579	16 018	18 863	23 708
$N_{felt}$	[kN]	-29 885	-30 044	-27 894	-31 501
$M_{23}$	[kNm]	-69 616	-105 551	-82 141	-93 995
$N_{23}$	[kN]	-55 564	-55 295	-53 409	-57 052
$M_{1/4}$	[kNm]	-470	-13 618	-6 470	-9 839
$N_{1/4}$	[kN]	-19 268	-20 040	-17 513	-21 154

Tabell 8.13 viser lastkombineringen i bruksgrensetilstand som gir maks og min moment i midtfelt, med samtidig opptredende aksialkraft.

Tabell 8.13: Lastkombinering for aksialkraft og feltmoment i SLS komb. b, R412

Last	Maks. feltmoment			Min. feltmoment		
	SLS b, traf. dom			SLS b, temp. dom		
	Faktor	$M_{felt}$ [kNm]	$N_{felt}$ [kN]	Faktor	$M_{felt}$ [kNm]	$N_{felt}$ [kN]
Egenlast	1.0	12 816	-2 492	1.0	12 816	-2 492
Kryp egenlast	1.0	14 898	-4 944	1.0	14 898	-4 944
Spennkraft	1.0	-6 410	-28 770	1.0	-6 410	-28 770
Kryp spennkraft	1.0	-5 352	5 156	1.0	-5 352	5 156
Temperaturlast	0.35	1 936	411	0.5	-2 413	-678
Trafikklast	0.5	4 469	-769	0.35	-42	-73
Vindlast red.	0.35	348	-150	0.35	-348	150
Svinn	1.0	2 868	1 642	1.0	2 868	1 642
<b>Total</b>		<b>25 579</b>	<b>-29 885</b>		<b>16 018</b>	<b>-30 044</b>

#### 8.4.2 Skjærkraft

For å kontrollere rissdannelse er man avhengig av å bestemme opptredende skjærkrefter i de områdene som skal kontrolleres. Når disse er kjent kan man finne oppredende skjærspenning, som i kombinasjon med normalspenningen brukes for å bestemme rissvinkler.

Tabell 8.14: Lastkombinering for maksimal skjærkraft i SLS komb. b, R412

Last	$V_{felt}$		$V_{1/4}$		$V_{23}$	
	SLS b, traf. dom		SLS b, traf. dom		SLS b, traf. dom	
	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]	Faktor	[kN]
Egenlast	1.0	10	1.0	-4 241	1.0	-10 154
Kryp egenlast	1.0	20	1.0	436	1.0	822
Spennkraft	1.0	9	1.0	601	1.0	5 143
Kryp spennkraft	1.0	-20	1.0	-453	1.0	-856
Temperaturlast	0.35	2	0.35	-56	0.35	-107
Trafikklast	0.5	295	0.5	-530	0.5	-766
Vindlast red.	0.35	1	0.35	-43	0.35	-83
Svinn	1.0	-6	1.0	-144	1.0	-272
<b>Total</b>		<b>312 kN</b>		<b>-4 433 kN</b>		<b>-6 278 kN</b>

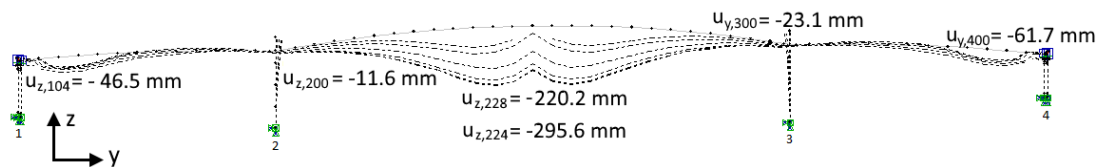
### 8.4.3 Deformasjon fra permanente laster

I FFB-bruer oppstår mesteparten av deformasjonene fra permanente laster som følge av krep. Som vist i Tabell 8.15 vil egenlasten være dominerende i forhold til spennkablene, og dermed bidra til nedbøyning i midtsnittet. I tillegg vil svinn føre til en sammentrekning ved søylene og nedbøyning i hovedspennet.

Tabell 8.15: Deformasjon etter 100 år, krepbidrag i parentes

Noder	Egenvekt	Super- egenvekt	Spenn- kabler	Svinn	Total
$u_{z,228}$ [mm]	-34.8 (-251.8)	-32.9 (-46.0)	38.1 (152.8)	-45.5	<b>-220.2</b>
$u_{z,224}$ [mm]	-127.9 (-243.7)	-30.0 (-41.2)	50.7 (147.5)	-45.4	<b>-295.6</b>
$u_{z,200}$ [mm]	-2.0 (-3.7)	-0.2 (-0.3)	0 (-0.1)	-5.0	<b>-11.6</b>
$u_{z,104}$ [mm]	-99.4 (-52.9)	-4.6 (-6.5)	9.4 (38.9)	6.3	<b>-46.5</b>
$u_{y,100}$ [mm]	-1.5 (-15.6)	-2.1 (-2.8)	11.2 (45.5)	26.9	<b>61.5</b>
$u_{y,200}$ [mm]	-0.6 (-12.0)	-1.7 (-2.2)	6.6 (22.6)	10.8	<b>23.5</b>

Figur 8.29 viser hvordan deformasjonen utvikler seg over tid. Etter sammenkobling vil kreftene føre til videre nedbøyning i midtspenn og en oppbøyning i sidespennene. Pga. nedbøyning i byggefasene, vil total nedbøyning bli større for de siste seksjonene som støpes, enn for midtseksjonen.



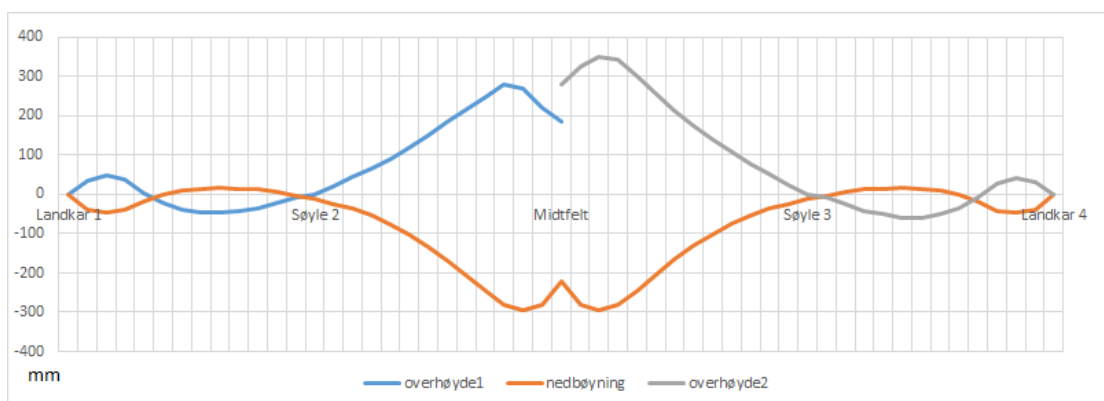
Figur 8.29: Total deformasjon fra permanente laster ved ulike tidspunkt

For at brua skal oppnå ønsket form i ferdigtilstand etter lang tid, bygges den med en prosjektert overhøyde. Tabell 8.16 viser hvordan deformasjonen i utvalgte noder utvikler seg over tid, samt estimert overhøyde fra prosjekteringstegningene. Videre viser Figur 8.30 en grafisk sammenligning mellom overhøyden og den kalkulererte nedbøyningen etter 100 år.

I nedbøyningsverdiene er en deformasjon på 11,6 mm i søylene inkludert. Det vil si at nedbøyningen i midtsnitt vil være tilsvarende mindre. Det er ingen deformasjon i landkarene. Sidespennene vil derfor få en lineært gradvis mindre nedbøyning inn mot søylen.

Tabell 8.16: Deformasjon over tid mot prosjektert overhøyde

<b>Node</b>	<b>Bygge- fase L</b> [mm]	<b>7 døgn</b> [mm]	<b>1 år</b> [mm]	<b>5 år</b> [mm]	<b>27 år</b> [mm]	<b>100 år</b> [mm]	<b>Prosjektert overhøyde</b> [mm]
$u_{z,104}$	-74.3	-62.9	-54.7	-48.8	-46.9	-46.5	50
$u_{z,116}$	-11.6	-1.8	8.3	14.9	16.8	17.3	-46
$u_{z,122}$	-3.7	0.5	4.1	5.9	6.2	6.3	-22
$u_{z,200}$	-4.3	-4.8	-7.1	-10.0	-11.3	-11.6	0
$u_{z,206}$	-6.2	-12.4	-23.0	-32.3	-35.9	-36.7	44
$u_{z,224}$	-95.4	-127.7	-207.0	-267.6	-290.8	-295.6	270
$u_{z,228}$	0	-35.6	-123.8	-189.8	-215.0	-220.2	184
$u_{z,228}$	0	-35.6	-123.8	-189.8	-215.0	-220.2	280
$u_{z,232}$	-94.8	-127.1	-206.4	-267.0	-290.1	-295.0	352
$u_{z,250}$	-5.8	-12.0	-22.5	-31.8	-35.4	-36.2	52
$u_{z,300}$	-4.4	-4.8	-7.2	-10.1	-11.4	-11.7	0
$u_{z,306}$	-4.1	0.1	3.7	5.4	5.7	5.7	-26
$u_{z,312}$	-12.4	-2.6	7.5	14.0	16.0	16.4	-59
$u_{z,324}$	-74.6	-63.2	-54.9	-49.0	-47.2	-46.8	42



Figur 8.30: 100 års nedbøyning plottet mot antatt overhøyde

Den prosjerterte overhøyden indikerer at seksjonene ikke er bygget samtidig ut fra søylene i akse 2 og 3, som Figur 8.31 bekrefter. I denne rapporten er det likevel regnet med samtidig bygging, da denne informasjonen ikke var kjent i starten. Dette fører til at nedbøyningen i analysen blir tilnærmet lik ut fra de to søylene. Forskjellig byggehistorikk er antagelig hovedårsaken til forskjellen mellom nedbøyningen og overhøyden. Andre vesentlige faktorer kan være:

- Annen programvare enn NovaFrame for beregning av resultater
- Andre krypmodelleringsverdier
- Annen E-modul

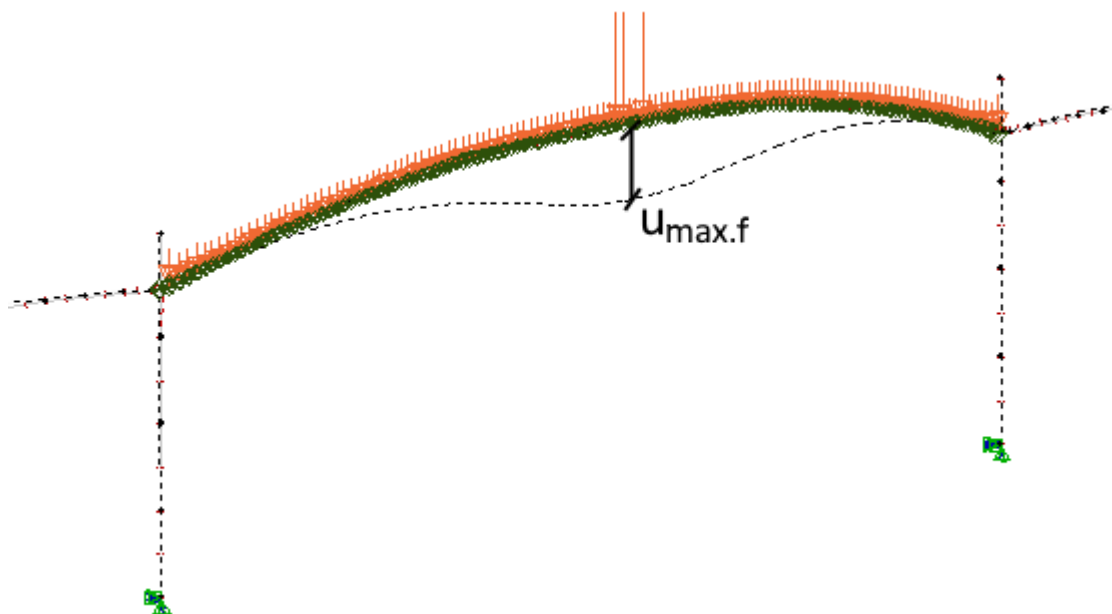


Figur 8.31: Bygging av Storseisundet bru

#### 8.4.4 Nedbøyning fra variable laster

Maksimal nedbøyning i hovedspennet fra variable laster beregnes etter pkt. 3.6.1 i N400. Her står det at kontrollen skal utføres med karakteristisk trafikklast alene. Da NovaFrame ikke har en funksjon som lokaliserer ugunstigste lasttilfellet med tanke på maksimal nedbøyning, er trafikklasten plassert manuelt.

Maks deformasjon oppnås ved å plassere den jevnt fordelte trafikklasten over hele hovedspennet, i begge kjørefelt. Etter dette plasseres lasttogene fra begge kjørefelt midt på brua, for å gi maksimalt med laster midt i hovedspennet. Lastplassering og resulterende nedbøyningsmønster sees i Figur 8.32, med maksimal nedbøyning  $u_{max.f} = 48,1 mm$  i hovedspennet.



Figur 8.32: Nedbøyning fra variable laster, SLS

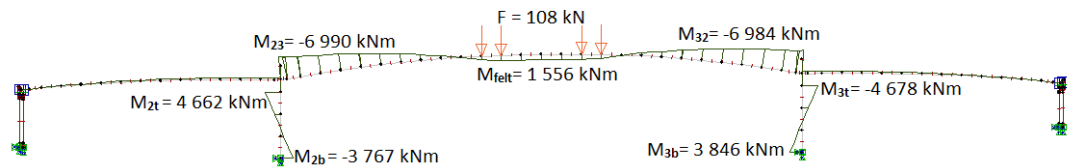


## 8.5 Tverrdragere

Tverrdragerne er støpt i etterkant som forsterkningstiltak, og vil pga. egenvekten gi et lastbidrag. Tverrdragerne er ikke implementert i NovaFrame-modellen, da informasjon om disse først ble kjent på et senere tidspunkt. Det er i stedet valgt å implementere dem som punktlaster, for å se hvilke lastbidrag de utgjør. Punktlastene er beregnet ved å multiplisere volumet av dragerne med vekten av armert betong, som er satt til  $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$F = 4,8 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 108 \text{ kN}$$

Figur 8.33 viser momentbidraget fra tverrdragerne, samt hvor de fire punktlastene fra tverrdragerne er plassert.



Figur 8.33: Bøyemoment fra tverrdragere

Tabell 8.17: Lastbidrag fra tverrdragere

Snitt	Moment [kNm]	Aksialkraft [kN]	Skjærkraft [kN]	Torsjon [kNm]
Midtfelt	1 556	-518	2	7
Over støtte i akse 2	-6 990	-533	-127	-112
1/4 punkt (Pr.nr 4849.5)	-2 139	-537	-170	54
Søyletopp akse 2	4 662	-234	-516	-199
Søylebunn akse 2	-3 797	-234	-516	-199

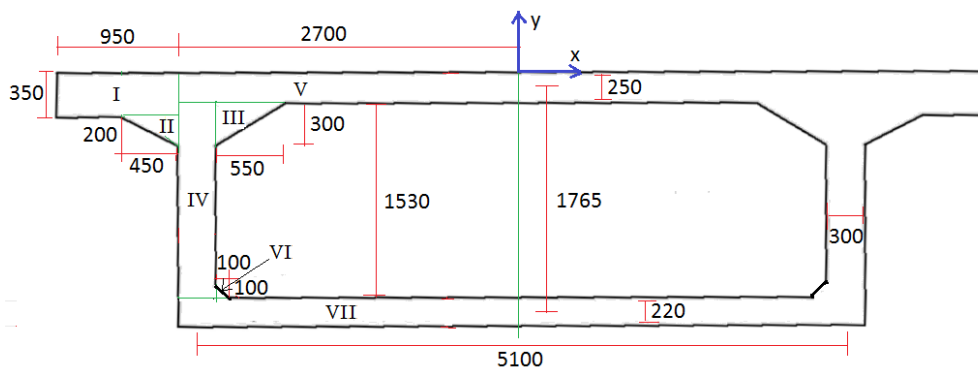
Bidraget fra tverrdragerne er ikke tatt med i lastkombineringen og videre kontrollberegninger pga. tidsbegrensing med oppgaveinnlevering. Bidraget er likevel såpass lite, sammenlignet med langtidsvirkningen av den totale egenlasten (under 5%), at bidraget ikke vil påvirke resultatene vesentlig. En rask kontroll av bruddgrensekapasiteten, der vektbidraget fra tverrdragerne er inkludert, viser at bruoverbygningens kapasitet ikke overskrides.

## 9 Verifikasjon av modell i NovaFrame

Ved bruk av analyseprogram, påpeker N400 pkt. 1.3.3, at resultater for viktige størrelser skal verifiseres, eventuelt sannsynliggjøres ved alternative analyser. Grunnet bruas kompleksitet etter sammenkobling, er det kun brukt håndberegning for lastvirking før sammenkobling, altså for byggefase L. Lastresultater etter sammenkobling er overveid og kontrollert mot forventede verdier gjennom erfaringsmessige overslag, samt drøftet gjennom samtaler med veiledere.

### 9.1 Tverrsnitt

Som en kontroll av tverrsnittsparementerene benyttes et forenklet tverrsnitt, der helningsvinkelen er neglisjert. Figur 9.1 viser hvordan det er valgt å dele inn tverrsnittet for utregning av de forskjellige parementerene. Størrelsene i figuren representerer tverrsnittet med høyde 2 m.



Figur 9.1: Tverrsnitt med høyde 2 meter

Det er valgt å regne på fem forskjellige tverrsnittshøyder, samt søyletverrsnitt, og sammenligne verdiene med resultatet fra NovaFrame. Utregning av tverrsnittsparementer for tverrsnittet med 2 m høyde vises her, mens utregningene for de andre tverrsnittene er gjort i Excel. Disse utregningene kan sees i det elektroniske vedlegget.

#### Areal

$$A_c = \left[ 350 \cdot 950 + 450 \cdot 200 \cdot \frac{1}{2} + 550 \cdot 300 \cdot \frac{1}{2} + 300 \cdot 1530 + 2700 \cdot 250 + 100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{2} + 220 \cdot 2700 \right] \cdot 2 = 4,386 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Tabell 9.1: Areal

Tverrsnitt	Håndberegning	NovaFrame	Avvik
	$A_c [mm^2]$	$A_c [mm^2]$	
2 000 mm	$4.386 \cdot 10^6$	$4.416 \cdot 10^6$	0.7 %
2 313 mm	$4.574 \cdot 10^6$	$4.604 \cdot 10^6$	0.7 %
3 250 mm	$5.616 \cdot 10^6$	$5.646 \cdot 10^6$	0.5 %
4 813 mm	$7.274 \cdot 10^6$	$7.304 \cdot 10^6$	0.4 %
6 753 mm	$9.158 \cdot 10^6$	$9.188 \cdot 10^6$	0.3 %
Søyle	$6.080 \cdot 10^6$	$6.080 \cdot 10^6$	0.0 %

Tyngdepunkt

$$\begin{aligned}
C_o G_y = & - \left[ 350 \cdot 950 \cdot \frac{350}{2} + 450 \cdot 200 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 350 + \frac{200}{3} \right) \right. \\
& + 550 \cdot 300 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 250 + \frac{300}{3} \right) + 300 \cdot 1530 \cdot \left( 250 + \frac{1530}{2} \right) \\
& + 2700 \cdot 250 \cdot \frac{250}{2} + 100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 2000 - 220 - \frac{100}{3} \right) \\
& \left. + 220 \cdot 2700 \cdot \left( 2000 - \frac{220}{2} \right) \right] \cdot \frac{2}{4,386 \cdot 10^6} = -815,1 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$C_o G_x = 0 \text{ mm}$$

Tabell 9.2: Tyngdepunkt

Tverrsnitt	Håndberegning		NovaFrame	
	$C_o G_y [mm]$	$C_o G_x [mm]$	$C_o G_y [mm]$	$C_o G_x [mm]$
2 000 mm	-815.1	0.0	-812.5	21.9
2 313 mm	-943.1	0.0	-939.7	25.3
3 250 mm	-1 478.9	0.0	-1 473.2	39.7
4 813 mm	-2 430.9	0.0	-2 422.0	65.4
6 753 mm	-3 633.8	0.0	-3 622.2	97.8

Annet arealmoment

$$\begin{aligned}
 I_x = & \left[ \frac{950}{12} \cdot 350^3 + \frac{450}{36} \cdot 200^3 + \frac{550}{36} \cdot 300^3 + \frac{300}{12} \cdot 1530^3 + \frac{2700}{12} \cdot 250^3 \right. \\
 & + \frac{100}{36} \cdot 100^3 + \frac{2700}{12} \cdot 220^3 + 350 \cdot 950 \cdot \left( \frac{350}{2} - 815,1 \right)^2 \\
 & + 200 \cdot 450 \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{200}{3} + 350 - 815,1 \right)^2 + 300 \cdot 550 \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{300}{3} + 250 - 815,1 \right)^2 \\
 & + 1530 \cdot 300 \cdot \left( 250 + \frac{1530}{2} - 815,1 \right)^2 + 250 \cdot 2700 \cdot \left( \frac{250}{2} - 815,1 \right)^2 \\
 & + 100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 2000 - 220 - \frac{100}{3} - 815,1 \right)^2 \\
 & \left. + 220 \cdot 2700 \cdot \left( 2000 - \frac{220}{2} - 815,1 \right)^2 \right] \cdot 2 = 2,582 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabell 9.3: Annet arealmoment om x-akse

Tverrsnitt	Håndberegning	NovaFrame	Avvik
	$I_x [\text{mm}^4]$	$I_x [\text{mm}^4]$	
2 000 mm	$2.582 \cdot 10^{12}$	$2.599 \cdot 10^{12}$	0.7 %
2 313 mm	$3.667 \cdot 10^{12}$	$3.687 \cdot 10^{12}$	0.5 %
3 250 mm	$9.434 \cdot 10^{12}$	$9.478 \cdot 10^{12}$	0.5 %
4 813 mm	$2.691 \cdot 10^{13}$	$2.703 \cdot 10^{13}$	0.4 %
6 753 mm	$6.476 \cdot 10^{13}$	$6.504 \cdot 10^{13}$	0.4 %
Søyle	$8.068 \cdot 10^{12}$	$8.068 \cdot 10^{12}$	0.0 %

$$\begin{aligned}
 I_y = & \left[ \frac{350}{12} \cdot 950^3 + \frac{200}{36} \cdot 450^3 + \frac{300}{36} \cdot 550^3 + \frac{1530}{12} \cdot 300^3 + \frac{250}{12} \cdot 2700^3 \right. \\
 & + \frac{100}{36} \cdot 100^3 + \frac{220}{12} \cdot 2700^3 + 950 \cdot 350 \cdot \left( 2700 + \frac{950}{2} \right)^2 \\
 & + 200 \cdot 450 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 2700 + \frac{450}{3} \right)^2 + 550 \cdot 300 \cdot \frac{1}{2} \left( 2700 - 300 - \frac{550}{3} \right)^2 \\
 & + 300 \cdot 1530 \cdot \left( 2700 - \frac{300}{2} \right)^2 + 2700 \cdot 250 \cdot \left( \frac{2700}{2} \right)^2 \\
 & \left. + 100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( 2700 - 300 - \frac{100}{3} \right)^2 + 2700 \cdot 220 \cdot \left( \frac{2700}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 \\
 = & 2,050 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabell 9.4: Annet arealmoment om y-akse

Tverrsnitt	Håndberegning	NovaFrame	Avvik
	$I_y [mm^4]$	$I_y [mm^4]$	
2 000 mm	$2.050 \cdot 10^{13}$	$2.068 \cdot 10^{13}$	0.9 %
2 313 mm	$2.172 \cdot 10^{13}$	$2.190 \cdot 10^{13}$	0.8 %
3 250 mm	$2.630 \cdot 10^{13}$	$2.648 \cdot 10^{13}$	0.7 %
4 813 mm	$3.379 \cdot 10^{13}$	$3.398 \cdot 10^{13}$	0.6 %
6 753 mm	$4.275 \cdot 10^{13}$	$4.296 \cdot 10^{13}$	0.5 %
Søyle	$2.152 \cdot 10^{13}$	$2.152 \cdot 10^{13}$	0.0 %

Torsjonstregghetsmoment

$$I_T = \frac{4 \cdot 5100^2 \cdot 1765^2}{\frac{1765}{300} + \frac{1765}{300} + \frac{5100}{250} + \frac{5100}{220}} = 5,856 \cdot 10^{12} mm^4$$

Tabell 9.5: Torsjonstregghetsmoment

Tverrsnitt	Håndberegning	NovaFrame	Avvik
	$I_T [mm^4]$	$I_T [mm^4]$	
2 000 mm	$5.856 \cdot 10^{12}$	$2.328 \cdot 10^{13}$	74.8 %
2 313 mm	$7.822 \cdot 10^{12}$	$2.559 \cdot 10^{13}$	69.2 %
3 250 mm	$1.630 \cdot 10^{13}$	$3.596 \cdot 10^{13}$	54.4 %
4 813 mm	$3.385 \cdot 10^{13}$	$6.101 \cdot 10^{13}$	44.2 %
6 753 mm	$5.870 \cdot 10^{13}$	$1.080 \cdot 10^{14}$	45.4 %
Søyle	$1.779 \cdot 10^{13}$	$1.779 \cdot 10^{13}$	0.0 %

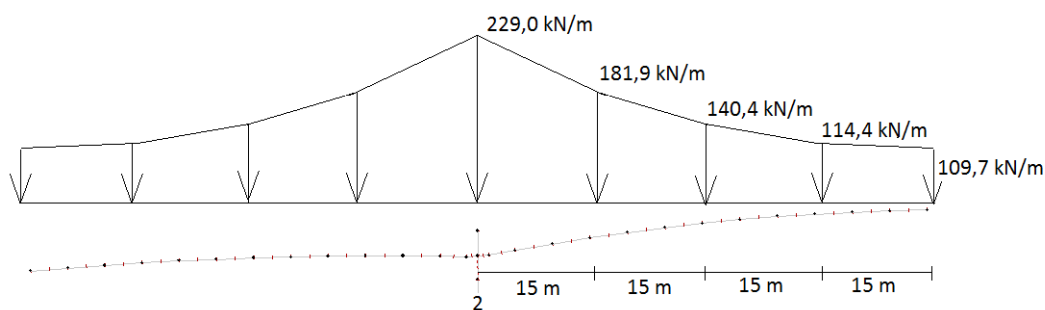
For brubanen er det definert et eget tverrsnitt med angitte koordinater. NovaFrame regner da ut torsjonsstivheten til å bli  $I_T = I_x + I_y$ . Som Tabell 9.5 viser, vil torsjonsstivheten da bli kraftig overdimensjonert. For søylene er det derimot benyttet et forhåndsdefinert tverrsnitt i NovaFrame, og torsjonsstivheten regnes dermed korrekt. Da kontroll av torsjonsstivhet ble foretatt ved et relativt sent tidspunkt, er resultatene fra kapittel 8 med NovaFrames utregnede torsjonsstivhet. Det er likevel utført en kontroll med 50 % redusert torsjonsstivhet i hele brubanen. Resultatene fra kontrollen ga små forskjeller på under 1 % for lastvirkningene moment om tverretning, og aksial- og skjærkraft. For torsjonsmoment ga reduksjonen litt større differanser på opp mot 6 % i enkelte kritiske snitt. Forskjellene er imidlertid såpass små at det ikke brukes tid på videre beregninger.

## 9.2 Egenlast

Som en kontroll på at NovaFrame regner egenlasten riktig, er det utført håndberegninger av én byggefase. Det er valgt å se på lastvirkningen fra egenvekt i byggefase L, som er den siste før sammenkobling. Da egenvekten varierer langs brubanen, er det gjennomført en forenkling der det blir brukt lineær variasjon mellom de fem kontrollpunktene. Figur 9.2 illustrerer lasten fra egenvekt etter byggefase L. Lasten i de fem punktene beregnes ved å multiplisere tyngdetettheten til betongen med det utregnede arealet av tverrsnittet fra Tabell 9.1.

For tverrsnittet med høyde 2 m, blir lasten:

$$Q_g = 4,386 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 109,7 \text{ kN/m}$$



Figur 9.2: Egenlast verifikasjon

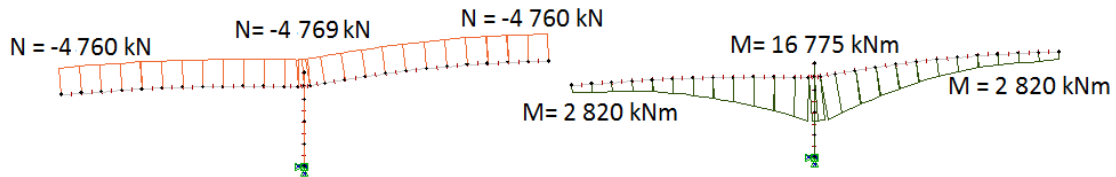
Momentet over støtte regnes ut til å bli:

$$\begin{aligned} M_{23} &= (114,4 - 109,7) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(45 + \frac{15}{3}\right) + (140,4 - 114,3) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \\ &\quad \cdot \left(30 + \frac{15}{3}\right) + (181,9 - 140,4) \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(15 + \frac{15}{3}\right) + (229,0 - 181,9) \\ &\quad \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{15}{3} + 109,7 \cdot 15 \cdot \left(45 + \frac{15}{2}\right) + 114,4 \cdot 15 \cdot \left(30 + \frac{15}{2}\right) \\ &\quad + 140,4 \cdot 15 \cdot \left(15 + \frac{15}{2}\right) + 181,9 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} = 235\,193 \text{ kNm} \end{aligned}$$

NovaFrame regner ut et moment på 235 408 kNm over søyle fra egenvekten ved byggefase L. Dette gir et avvik på kun 0,1 % mellom håndberegning og NovaFrame, som bekrefter at NovaFrame regner egenlasten korrekt.

### 9.3 Spennkraft

Som en kontroll på at NovaFrame regner lasten fra spennarmeringen korrekt, sees det utelukkende på kabelparet som spennes opp etter byggefase L, altså før sammenkobling. Som en forenkling blir det regnet uten tap. Resulterende moment og aksialkraft fra NovaFrame, uten innlagte tapsparametere, er illustrert i Figur 9.3.



Figur 9.3: Aksialkraft og moment fra ett kabelpar uten tapsparametere, seksjon L

#### Aksialkraft

Når det ikke regnes med tap i spennarmeringen vil trykkraften i kablene være uforandret langs brubanen. Aksialkraften vil dermed bli lik maksimal oppspenningskraft:

$$P_{maks} \cdot 2 = \left[ 0,85 \cdot 1670 \text{ N/mm}^2 \cdot 1680 \text{ mm}^2 \right] \cdot 2 = 4769,5 \text{ kN}$$

Dette stemmer med resultatet fra NovaFrame. Årsaken til at aksialkraften er mindre ytterst, er pga. kurvaturen langs brubanen.

#### Moment

Siden det ikke oppstår tvangskrefter fra spennarmeringen før sammenkobling, vil momentet fra spennkablene være lik primærmomentet. Primærmomentet regnes ut ved å multiplisere trykkraften med eksentrisiteten:

$$M_{200} = -4769,5 \text{ kN} \cdot \left( (-3,6338 \text{ m}) - (-0,1051 \text{ m}) \right) = 16830 \text{ kNm}$$

$$M_{102} = -4769,5 \text{ kN} \cdot \left( (-0,812 \text{ m}) - (-0,220 \text{ m}) \right) = 2826 \text{ kNm}$$

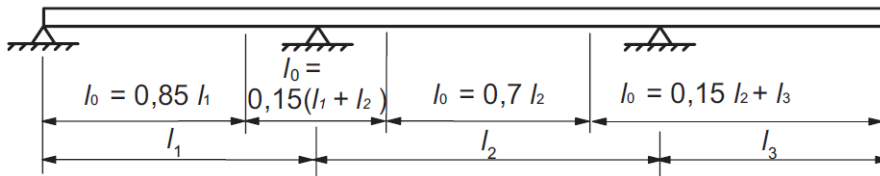
Håndberegningene gir kun 0,3% avvik ift. NovaFrame, og man kan konkludere med at spennarmeringen er lagt inn riktig, samt at programmet regner kreftene korrekt.

## 10 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State) kontrolleres det at konstruksjonen tåler alle belastningene den kan utsettes for. Beregningene baserer seg på maksimal utnyttelse av konstruksjonsdelene, og finner konstruksjonens maksimale bæreevne.

### 10.1 Effektiv flensbredde

EK2 pkt. 5.3.2.1 gir retningslinjer for bestemmelse av tverrsnittets effektive flensbredde. Beregningene baseres på avstanden mellom bruas momentnullpunkter,  $l_0$ , her illustrert ved Figur 10.1.



Figur 10.1: Effektiv flensbredde

Videre beregnes T-profilets effektive bredde etter følgende formler:

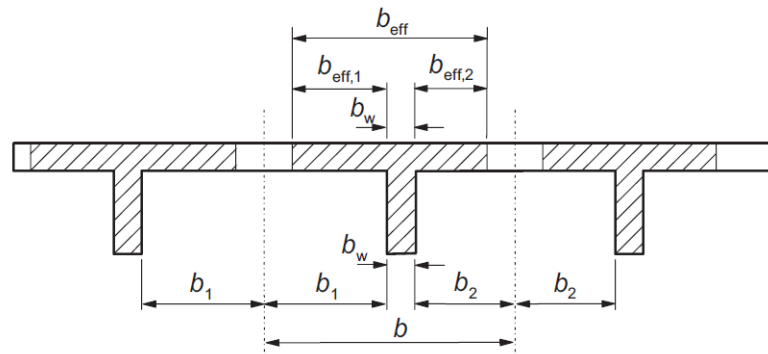
$$b_{eff} = \sum b_{eff.i} + b_w \leq b \quad (10.1)$$

$$b_{eff.i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (10.2)$$

$$b_{eff.i} \leq b_i$$

For bruer med lange spenn og kassetverrsnitt, er det ofte antatt at hele bredden av flensen er effektiv. I denne oppgaven er det valgt å kontrollere den effektive flensbredden ved å forenkle kassetverrsnittet til to T-tverrsnitt. Dette er en konservativ løsning.





Figur 10.2: Effektiv flens, geometriske parametere

Sidespenn:

$$l_0 = 0,85 \cdot 65 \text{ m} = 55,25 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,4 \text{ m} + 0,1 \cdot 55,25 \text{ m} = 6,005 \text{ m} \leq 2,4 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 0,95 \text{ m} + 0,1 \cdot 55,25 \text{ m} = 5,715 \text{ m} \leq 0,95 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2,4 \text{ m} + 0,95 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 3,65 \text{ m}$$

Midtspenn:

$$l_0 = 0,7 \cdot 130 \text{ m} = 91 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,4 \text{ m} + 0,1 \cdot 91 \text{ m} = 9,58 \text{ m} \leq 2,4 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 0,95 \text{ m} + 0,1 \cdot 91 \text{ m} = 9,29 \text{ m} \leq 0,95 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2,4 \text{ m} + 0,95 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 3,65 \text{ m}$$

Over støtte:

$$l_0 = 0,15 \cdot (130 \text{ m} + 65 \text{ m}) = 29,25 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,4 \text{ m} + 0,1 \cdot 29,25 \text{ m} = 3,405 \text{ m} \leq 2,4 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 0,95 \text{ m} + 0,1 \cdot 29,25 \text{ m} = 3,115 \text{ m} \leq 0,95 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2,4 \text{ m} + 0,95 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 3,65 \text{ m}$$

Totalt tverrsnittsbredde,  $b = 2 \cdot b_{eff} = 7,3 \text{ m}$ , benyttes dermed videre for samtlige kontrollerte snitt.

## 10.2 Brubjelkekapasitet

Kapasiteten til bruoverbygningen kontrolleres med hensyn til aksialkraft, skjærkraft, bøye- og torsjonsmoment. Snittene som kontrolleres er midterste seksjon i hovedspennet, og over støtte.

### 10.2.1 Aksialkraftkapasitet

For aksialkraftkapasitet kontrolleres det konservativt for betongtverrsnittet alene. Bidraget fra armeringen sees altså bort ifra.

#### Midtfelt

Maksimal opptredende aksialkraft i trykk fra Tabell 8.9, er:

$$N_{Ed} = 36\,166\text{ kN}$$

Betongtverrsnitt:

$$A_c = 4,416 \cdot 10^6\text{ mm}^2 \quad f_{cd} = 20\text{ N/mm}^2$$

Aksialkraftkapasiteten blir da:

$$N_{Rd} = 20\text{ N/mm}^2 \cdot 4,416 \cdot 10^6\text{ mm}^2 = 88\,320\text{ kN}$$

#### Over støtte

Maksimal opptredende aksialkraft i trykk fra Tabell 8.9, er:

$$N_{Ed} = 64\,382\text{ kN}$$

Betongtverrsnitt:

$$A_c = 9,188 \cdot 10^6\text{ mm}^2 \quad f_{cd} = 20\text{ N/mm}^2$$

Aksialkraftkapasiteten blir da:

$$N_{Rd} = 20\text{ N/mm}^2 \cdot 9,188 \cdot 10^6\text{ mm}^2 = 183\,760\text{ kN}$$

### 10.2.2 Momentkapasitet i felt

Momentkapasiteten til brubjelken beregnes etter fremgangsmåten presentert i Sørensen [16], del 2, kapittel 7. De viktigste verdiene gjengis her, mens fullstendige beregninger finnes i Vedlegg I. Videre regnes det med at hele flensbredden er effektiv, forspenningskraften virker som indre motstand, og spennkrafttapet er 14,4% for spennkabler i UK og 11,7% i OK, jf. Vedlegg G og H. I tillegg inkluderes slakkarmeringsbidraget i topp- og bunnplate, mens stegarmeringen neglisjeres.

Dimensjonerende feltmoment,  $M_{Ed,f} = 68\,488\text{ kNm}$ , fra Tabell 8.8, gir strekk i underkant tverrsnitt og trykk i overkant. Trykksonehøyden,  $\alpha d$ , bestemmes så ved aksiell likevekt. Først må det avgjøres om spennarmeringen flyter før betongen går til brudd. Dette gjøres ved å kontrollere om tverrsnittet er under- eller overarmert, ved å sammenligne faktisk armeringsmengde,  $A_{s,f} = 39\,594\text{ mm}^2$ , med et balansert spennarmeringstverrsnitt. Den balanserte spennarmeringsmengden er avhengig av følgende faktor, kalt balansert trykksonehøyde:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,726$$

Her er  $\varepsilon_{cu}$  trykkbruddtøyningen for betong, og  $\Delta\varepsilon_p$  fellestøyningen i spennarmering og betong. Det balanserte spennarmeringstverrsnittet beregnes så ved å betrakte kraftlikevekt:

$$\begin{aligned} A_{pb} &= \left[ A_{o.gurt} f_{cd} + (0,8\alpha_b d - t_{topp}) t_{steg} f_{cd} + A_{s,topp} f_{sd} \right. \\ &\quad \left. - A_{p.ok} E_p (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon_{p.ok}) - A_{s,bunn} E_s \varepsilon_{s.uk} \right] \frac{1}{f_{pd}} \\ &= 59\,153\text{ mm}^2 \end{aligned}$$

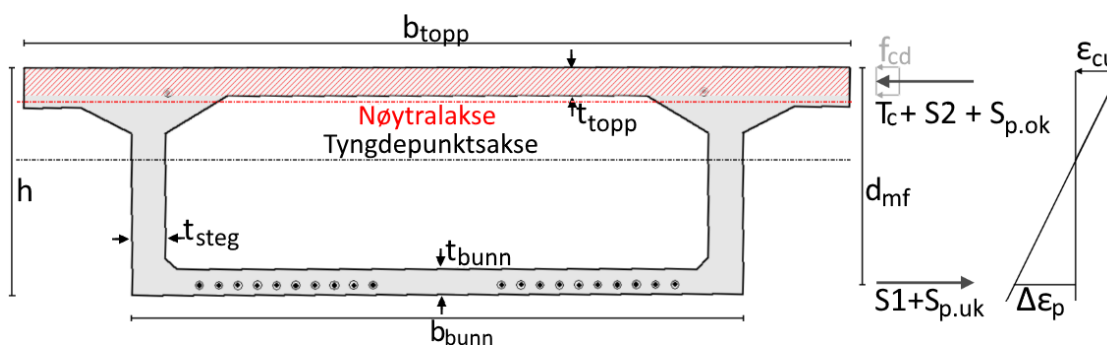
Da den faktiske armeringsmengden er mindre enn balansert armeringsmengde, er tverrsnittet underarmert. Virkelig trykksonehøydefaktor kan dermed bestemmes:

$$\alpha_f = \frac{A_{s,bunn} f_{sd} + A_{p.ok} f_{pd} + A_{p.uk} f_{pd} - A_{s,topp} f_{sd}}{0,8 b t_{topp} d f_{cd}} = 0,1635$$

Dette gir følgende momentkapasitet for midtsnittet:

$$\begin{aligned} M_{Rd,f} &= 0,8\alpha_f (1 - 0,4\alpha_f) f_{cd} b t_{topp} d^2 + f_{sd} A_{s,topp} (d - h_2) - A_{p.ok} f_{pd} (d - h_1) \\ &= 91\,055\text{ kNm} \end{aligned}$$

Det vises til Figur 10.3.



Figur 10.3: Momentkapasitet i midtsnitt

### 10.2.3 Momentkapasitet over støtte

Momentkapasiteten over støtte beregnes på samme måte som feltkapasiteten, men her med strekk i overkant tverrsnitt og trykk i underkant. Fullstendige beregninger kan sees i Vedlegg J. Dimensjonerende støttemoment er  $M_{Ed,s} = 372\,734\text{ kNm}$ , fra Tabell 8.8, og verdien for balansert trykksonehøyde blir:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0,756$$

Aksiell likevekt for balansert tverrsnitt gir følgende spennarmeringsmengde:

$$A_{pb} = \frac{A_{u.gurt}f_{cd} + (0,8\alpha_b d - t_{bunn})2t_{steg}f_{cd} + A_{s.bunn}f_{sd} - A_{s.topp}E_s\varepsilon_{s.ok}}{f_{pd}}$$

$$= 107\,016\text{ mm}^2$$

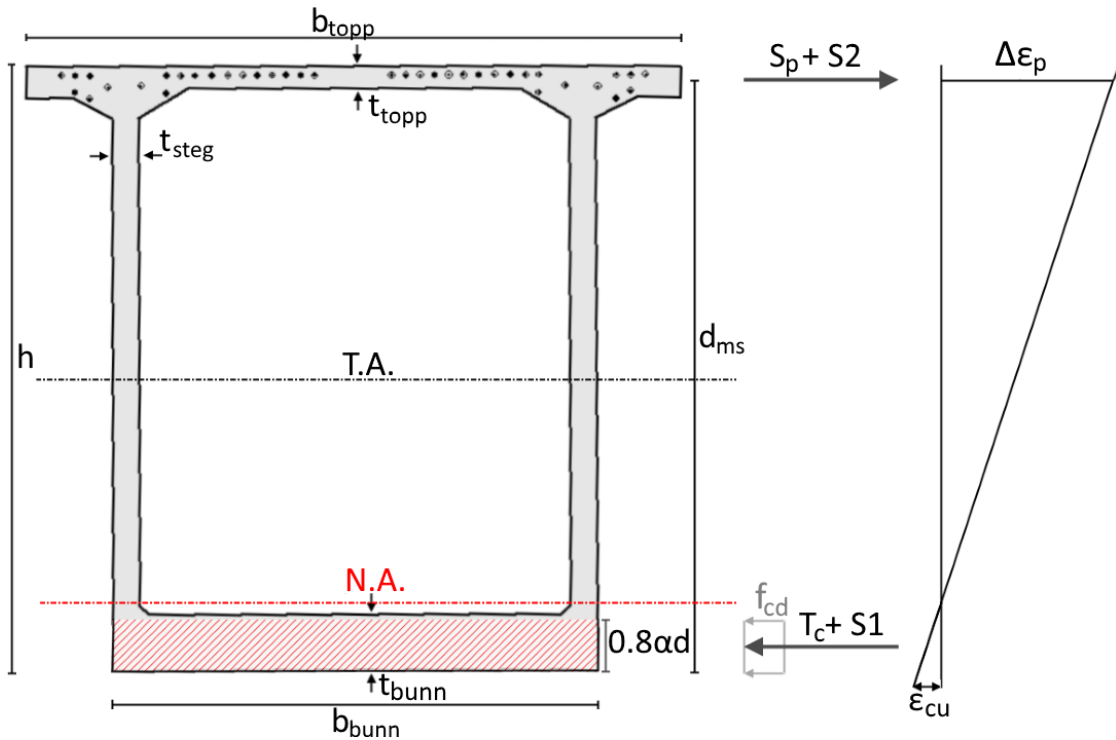
Her er  $A_{s,s} = 79\,347\text{ mm}^2$ , og dermed er tverrsnittet underarmert. Virkelig trykksonehøydefaktor bestemmes som:

$$\alpha_s = \frac{A_p f_p d + A_{s.topp} f_{sd} - A_{s.bunn} f_{sd}}{0,8 d b_{bunn} f_{cd}} = 0,113$$

Dette gir følgende momentkapasitet over støtte:

$$M_{Rd,s} = 0,8\alpha_s(1 - 0,4\alpha_s)f_{cd}b_{bunn}d^2 + A_{s.bunn}f_{sd}(d - h_1)$$

$$= 623\,461\text{ kNm}$$



Figur 10.4: Momentkapasitet over støtte

### 10.2.4 Skjærkapasitet i felt

Brubjelkens skjærtrykk- og skjærstrekkkapasitet bestemmes ihht. kap 6.2 i EK2. For fullstendige beregninger henvises det til Vedlegg K. Kapasiteten til en konstruksjonsdel med oppgitt skjærarmering beregnes etter pkt. 6.2.1(2):

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (10.3)$$

Her er  $V_{Rd,s}$  dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmeringen ved flyting, mens  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  tar høyde for tilfeller med skrå strekk- og trykkgurter. Dette er ikke aktuelt for Storseisundet bru, og dimensjonerende kapasitet for skjærkraft blir dermed:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (10.4)$$

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] \quad (10.5)$$

Videre beregnes  $V_{Rd,s}$  og  $V_{Rd,max}$  etter pkt. 6.2.3(3) i EK2, som representerer den minste verdien av skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten. Både skjærstrekk- og

skjærtrykkkapasiteten avhenger av vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften,  $\theta$ . Ifølge EK2 pkt. 6.2.3(2) settes cotangensverdien til vinkelen,  $\cot \theta$ , lik en verdi mellom 1 og 2,5. Avsnitt 7.6.2 i N400 begrenser derimot den øvre verdien til 2,0, med mindre det utføres rissviddekontroll etter pkt. 7.3.4 i EK2. Verdien av  $\cot \theta$  settes derfor lik 2,0. Skjærarmeringsmengden i midtsnittet er beskrevet i tegningsgrunnlaget. Den tilsvarer to stenger med diameter på 12 mm, og senteravstand 200 mm i hvert steg. Skjærkapasitet i midtsnittet beregnes som følger:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{c} z f_{sd} \cot \theta = 3\,194 \text{ kN} \quad (10.6)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta) = 7\,950 \text{ kN} \quad (10.7)$$

$$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] = 3\,194 \text{ kN} \quad (10.8)$$

Med største opptredende skjærkraft i midtsnittet lik  $V_{Ed,f} = 842 \text{ kN}$ , fra Tabell 8.10, er kapasiteten tilstrekkelig.

### 10.2.5 Skjærkapasitet over støtte

Skjærkapasiteten over støtte beregnes på samme måte som kapasiteten i felt, men med en redusert opptredende skjærkraft ihht. til pkt. 6.2.1(8) i EK2. Eurokoden påpeker her at for konstruksjonsdeler som hovedsakelig påvirkes av en jevnt fordelt belastning, er det ikke nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft i en avstand mindre enn  $d$  fra kanten av opplegget. Da prosjekteringsgrunnlaget er mangelfullt mtp. tverrsnittsdata i dette punktet er det i stedet valgt å kontrollere snittet i overgangen mellom seksjon A og B. Dette tilsvarer 5 m fra midtpunktet over søylen, og vil derfor være et konservativt valg. For fullstendige beregninger henvises det til Vedlegg K. Det er lagt samme skjærarmering som i felt,  $\phi 12c200$ , og kapasiteten beregnes ved hjelp av formel 10.6 - 10.8:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{c} z f_{sd} \cot \theta = 10\,479 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta) = 29\,187 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] = 10\,479 \text{ kN}$$

Med største opptredende skjærkraft over støtte lik  $V_{Ed,s} = 9\,515 \text{ kN}$ , fra Figur 8.27 er kapasiteten tilstrekkelig.

### 10.2.6 Torsjonskapasitet

Bruas torsjonskapasitet beregnes etter kap. 6.3 i EK2, for både felt og støtte. For fullstendige beregninger vises det til Vedlegg L. Beregningsgangen, samt viktige verdier, gjengis kort her. Opptredende torsjonsmomenter etter Tabell 8.11:

$$T_{Ed.f} = 3\,178\text{ kNm}$$

$$T_{Ed.s} = 11\,348\text{ kNm}$$

Riss-torsjonsmomentet,  $T_{Rd.c}$ , avgjør så om det er behov for torsjonsarmering, ihht. pkt. 6.3.2(1) i EK2:

$$T_{Rd.c.f} = 2f_{ctd}A_k t_{ef} = 4\,526\text{ kNm}$$

$$T_{Rd.c.s} = 2f_{ctd}A_k t_{ef} = 18\,412\text{ kNm}$$

Deretter beregnes kapasiteten for kombinasjon av torsjon og skjærkraft, etter pkt. 6.3.2(4) i samme standard. Her oppgis dimensjonerende torsjonskapasitet til:

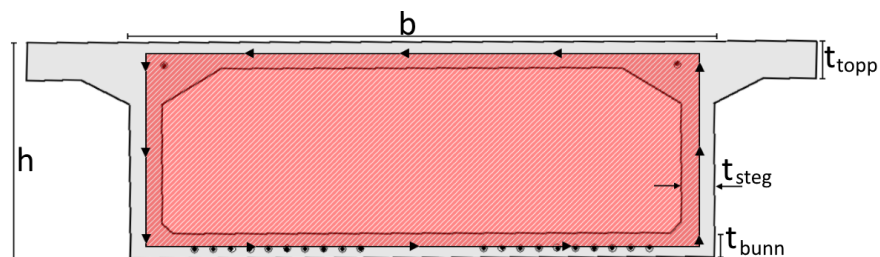
$$T_{Rd.max.f} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta = 9\,783\text{ kNm}$$

$$T_{Rd.max.s} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta = 38\,978\text{ kNm}$$

Kombinert torsjon og skjærkraft:

$$\frac{T_{Ed.f}}{T_{Rd,max.f}} + \frac{V_{Ed.f}}{V_{Rd,max.f}} = 0,435 \leq 1,0$$

$$\frac{T_{Ed.s}}{T_{Rd,max.s}} + \frac{V_{Ed.s}}{V_{Rd,max.s}} = 0,670 \leq 1,0$$



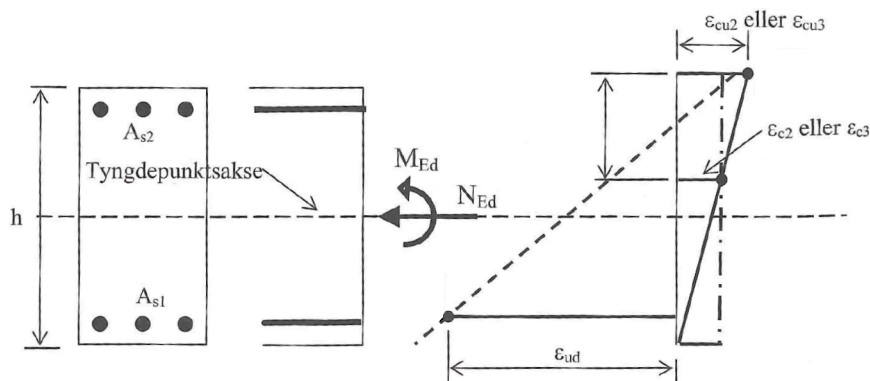
Figur 10.5: Torsjonsareal i brubjelke

### 10.3 Søylekapasitet

Kapasiteten for søylene kontrolleres for kombinert moment og aksialkraft, skjærkraft og torsjon. Videre kontrolleres torsjon både i byggefase- og ferdigtilstand.

#### 10.3.1 Moment og aksialkraft

For søyler som blir utsatt for en kombinasjon av bøyemoment og aksialkraft, finnes det flere ulike bruddkriterier. Det vises til Figur 10.6. Ved å velge bruddtøyningstilstander for søyletverrsnittet, og forlange moment- og aksiallikevekt, kan det konstrueres en kapasitetskurve. Denne kapasitetskurven betegnes også som M-N diagram. Så lenge de opptredende kreftene og momentene befinner seg innenfor denne kurven, er kapasiteten tilstrekkelig.



Figur 10.6: Bruddtøyningstilstander for kombinert moment og aksialkraft

I denne oppgaven utgjør følgende fem tøyningstilstander bakgrunnen for M-N diagrammet:

1. Rent trykk
2. Trykkbrudd i betong
3. Trykkbrudd i betong med flytning i armering
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering
5. Trykkbrudd i betong med stor armeringstøyning

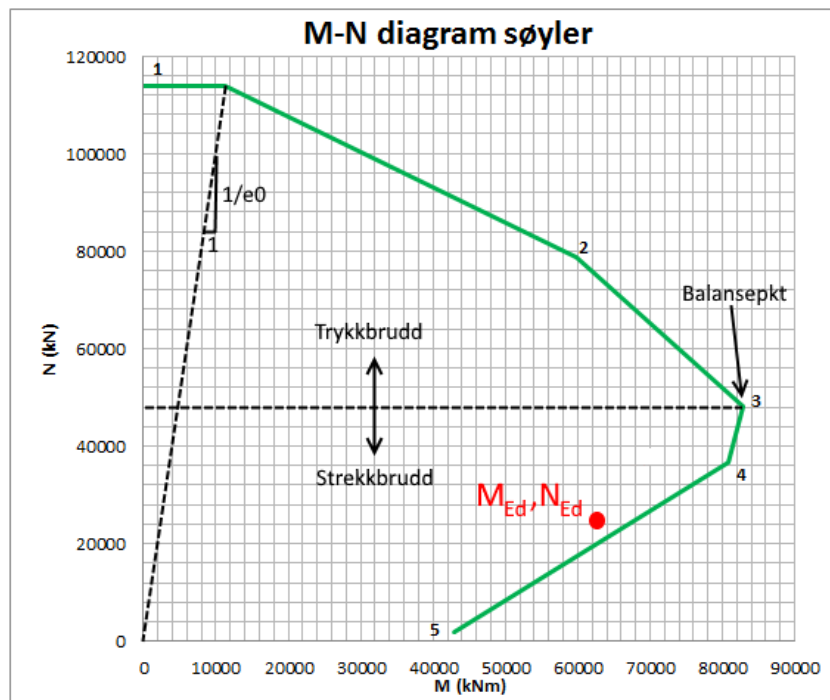


Se Vedlegg M for detaljerte beregninger. Ved betraktning av pkt. 1, rent trykk, reduseres kapasiteten noe ettersom det må tas hensyn til en minsteeksentrisitet,  $e_0$ , som gir noe momentbidrag:

$$e_0 = \max\{h/30, 20 \text{ mm}\} = 100 \text{ mm} \quad (10.9)$$

Videre betegnes pkt. 3, trykkbrudd i betong med flytning i armering, for balansepunktet. Aksialkraftnivå over dette punktet resulterer i trykkbrudd, mens lavere aksialkraftnivå gir strekkbrudd. Pkt. 5, trykkbrudd i betong med stor armerings-tøyning, er tøyningstilstanden som gir tilnærmet ren momentkapasitet.

Moment- og aksialkraftkapasiteten for de forskjellige tøyningstilstandene plottes deretter i samme diagram. Resultatet vises i Figur 10.7. Figuren viser også maksimalt opptredende moment, og minimalt opptredende trykkraft i søylene ved lastkombinering i bruddgrensetilstand. Lastkombineringen for maksimalt moment,  $M_{Ed} = 63\,136 \text{ kNm}$ , er som vist tidligere i Tabell 8.8. For minimal trykkraft,  $N_{Ed} = -24\,064 \text{ kN}$ , brukes gunstig lastkombineringsfaktor, med 1,0 for egenlasten, og trafikklaster plasseres gunstig.



Figur 10.7: M-N diagram søyler

Da kombinasjonen av  $M_{Ed}$  og  $N_{Ed}$ , som er en konservativ løsning, befinner seg innenfor M-N kurven, er søylekapasiteten tilstrekkelig.

### 10.3.2 Skjærkraft

Dimensjonerende skjærkraft i søylene er  $V_{Ed} = 4\,501\text{ kN}$ , ihht. Tabell 8.10. Søylene har to sett med skjærarmering i hver av bruas hovedretninger. Som i avsnitt 10.2.4 benyttes EK2 for å beregne kapasiteten til en konstruksjonsdel med skjærarmering, der formel 10.6 - 10.8 gir:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{c} z f_{sd} \cot \theta = 7\,148\text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta) = 19\,968\text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] = 7\,148\text{ kN}$$

Se Vedlegg N for fullstendige beregninger.

### 10.3.3 Torsjon

Ved betraktning av søylenes torsjonskapasitet skilles det mellom kapasitet i bruas byggefase og ferdigtilstand. Maksimalt torsjonsmoment i søylene oppstår i byggefasen med full vindlast i horisontalretning på én utkrager, og 50% vindlast på den andre. Som nevnt i avsnitt 8.1.3 er dette et krav ihht. tidligere utgave av N400, fra 2009. Kravet inkluderes i denne oppgaven, da det resulterer i det største opptrepende torsjonsmomentet for søylene.

#### 10.3.3.1 Byggefase

På grunn av vindlast er dimensjonerende torsjonsmoment,  $T_{Ed} = 18\,358\text{ kNm}$ , i byggefasen, som forklart i avsnitt 8.1.3. Her er momentet i søylene lik null grunnet symmetrisk utbygging, og aksialkraften blir  $N_{Ed} = 25\,000\text{ kN}$  fra de permanente lastene.

Først kontrolleres det om torsjonsarmering er nødvendig ved å beregne kapasitet for strekkbrudd. Riss-torsjonsmomentet bestemmes ihht. pkt. 6.3.2(1) i EK2:

$$T_{Rd,c} = 2A_k \tau_t t_{ef} = 11\,886\text{ kNm}$$

Her er  $\tau_t = f_{ctd}$ . Da  $T_{Rd,c} < T_{Ed}$  er det nødvendig med torsjonsarmering. Armeringen består av en kombinasjon av lengdearmering og lukkede bøylor, der lengdearmeringen beregnes etter følgende formel:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed}u_k}{2A_k f_{sd}} \cot \theta = 26\,831 \text{ mm}^2 \quad (10.10)$$

Dette er mindre enn tilgjengelig lengdearmering  $A_{sl,tilgjengelig} = 74\,611 \text{ mm}^2$ . Nødvendig bøylearmering (enkeltsnittet) bestemmes som:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{sd}} \tan \theta = 1,77 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Her er tilgjengelig bøylearmering  $A_{sw,tilgjengelig} = 4,02 \text{ mm}^2/\text{mm}$ . Videre er søyletverrsnittets trykkapasitet fra betongarealet alene større enn opptredende aksialkraft fra de permanente lastene. Dermed er det ikke noe beregningsmessig behov for ytterligere lengdearmering, utenom nødvendig minimumsarmering.

Videre er torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd gitt ved pkt. 6.3.2(4):

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta = 44\,928 \text{ kNm}$$

Beregningsgangen for søylenes torsjonskapasitet finnes i Vedlegg O.

#### Kombinert torsjon og skjær

Ihht. pkt. 6.3.2(5) må det også kontrolleres for en kombinasjon av torsjon og skjær i søylene:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,458 \leq 1,0$$

#### **10.3.3.2 Ferdigtilstand**

Dimensjonerende torsjonsmoment i ferdigtilstand er  $T_{Ed} = 4\,439 \text{ kNm}$ , fra avsnitt 8.3.4. Da  $T_{Ed} < T_{Rd,c}$ , er det ikke beregningsmessig behov for torsjonsarmering i ferdigtilstand.

#### Kombinert torsjon og skjær

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,324 \leq 1,0$$

## 10.4 Utnyttelsesgrad

Utnyttelsesgraden for opptredende krefter i de betraktede snittene er samlet i Tabell 10.1. Som tabellen viser, er det skjærkraft som er dimensjonerende ved støtte, og moment i felt. For søylene er utnyttelsesgraden basert på maksimalt moment og minimal skjærkraft, beskrevet i avsnitt 10.3.1, som utgjør den mest kritiske lastkombinasjonen.

Tabell 10.1: Utnyttelsesgrad, ULS

Snitt	Aksial	Moment	Skjær		Torsjon		Komb.
	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,max}$	$T_{Rd,c}$	$T_{Rd,max}$	$V_{Rd} + T_{Rd}$
Felt	41 %	75 %	26 %	11 %	70 %	33 %	44 %
Støtte	35 %	60 %	91 %	33 %	62 %	29 %	67 %
Søyle	M - N	M - N	63 %	23 %	NA	41 %	46 %

## 11 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand (Service Limit State) kontrolleres konstruksjonen for effekter som påvirker dens utseende, funksjon og bruk. Der bruddgrensetilstand fokuserer på maksimal belastning og tilhørende kapasitetskontroll, tar bruksgrensetilstand hensyn til effekter som nedbøyninger, riss og vibrasjoner som kan oppleves ubehagelig for brukerne.

Dimensjoneringsregler for bruksgrensetilstand er omtalt i kapittel 7 i EK2. Her omtales de tre vanligste bruksgrensetilstandene:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

En annen bruksgrensetilstand som kan ha stor betydning for konstruksjoner er vibrasjoner, men dette er ikke dekket av EK2. Vibrasjonsproblemer oppstår hovedsakelig i lange og slanke konstruksjoner. Storseisundet bru er med sitt betongtverrsnitt, og relativt korte spenn, ikke utsatt for store vibrasjonsproblemer, og dette utelates derfor i videre beregninger.

### 11.1 Spenningsbegrensning

Spenninger i betong, slakk- og spennarmering skal begrenses ihht. avsnitt 7.2 i EK2. Her konstaterer pkt. 7.2(1) og 7.2(2) at trykkspenningene i betongen må begrenses for å unngå riss i lengderetning, samt mikroriss eller store krypdeformasjoner. For konstruksjoner med eksponeringsklasse XD, XF eller XS, slik som Storseisundet bru, skal trykkspenningen begrenses til en verdi:

$$\sigma_{c,tillatt} \leq k_1 f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad (11.1)$$

Her settes  $k_1$  lik 0,6 ihht. NA.7.2(2). Videre påpeker pkt. 7.1(2) at tverrsnittet skal antas uopprisset så lenge strekkspenningene ikke overskrider  $f_{ct,eff}$ , som settes lik konstruksjonsfastheten for strekk,  $f_{tn}$ , etter samtale med veileder. Betongspenningene kontrolleres deretter for trykk- og strekkspenninger mht. karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende lastkombinasjon, samt lastkomb. b ihht. R412. Snittene i overbygningen som kontrolleres er midterste seksjon i felt, 1/4-punktet av midtfeltet og over støtte. Resultatene gjengis i Tabell 11.1, og verdier og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg P.

Tabell 11.1: Kontroll av betongspenninger

Snitt	Lastkombinasjon			
	Karakteristisk	Tilnærmet permanent	Ofte forekommende	b (R412)
Felt	Opprisset	Uopprisset	Opprisset	Opprisset
1/4-punkt	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset
Støtte	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset

Videre kan det antas lineær kryptøyning dersom betongspenningene, under tilnærmet permanent lastkombinasjon, er mindre enn:

$$\sigma_{c,perm} \leq k_2 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad (11.2)$$

Her settes  $k_2$  lik 0,45 ihht. NA.7.2(3) i EK2. Den største trykkspenningen fra tilnærmet permanent lastkombinasjon oppstår i felt, med  $\sigma_{c.ok} = 12,95 \text{ MPa}$ . Dette er mindre enn kravet, og kryp regnes følgelig lineært videre i oppgaven.

Armeringsspenningene skal begrenses etter pkt. 7.2(5) i samme standard. Strekkspenningen i slakkarmeringen ved karakteristisk lastkombinasjon skal ikke overskride:

$$\sigma_{s,kar} \leq k_3 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad (11.3)$$

Her er  $k_3$  lik 0,8 ihht. NA.7.2(5). Armeringsspenningene kontrolleres for feltsnitt da det er her betongen blir opprisset. Ved å benytte betongspenningen i overkant, som er kjent, bestemmes tilhørende betongtøyning. Da tøyningen er lineær over tverrsnittet, beregnes så tøyning i høyde med slakkarmeringen. Dermed kan armeringsspenningen bestemmes til  $\sigma_s = 190 \text{ MPa}$ , som er mindre enn kravet. Videre skal spenningen i spennarmeringen ikke overskride:

$$\sigma_p \leq k_5 f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad (11.4)$$

Faktoren  $k_5$  settes til 0,75 ihht. NA.7.2(5). Spenningen i spennarmeringen beregnes ved å redusere initiell oppspenning for friksjonstap, og deretter legge til spenning grunnet tøyning i høyde med armeringen. Dette gir  $\sigma_p = 1211,6 \text{ MPa}$ , og kravet i EK2 er dermed tilfredsstillt.

## 11.2 Rissviddebegrensning

Rissviddeberegninger utføres ihht. dagens reglement, EK2, og gjeldende standard ved prosjektering i 1988, NS 3473. Ifølge EK2, delkapittel 7.2, skal opprissing begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende. Da spennarmeringen ligger innenfor et lag med ordinær armering, skal beregningsmessig rissvidde kontrolleres mot kravet for ordinær armering og kravet for spennarmering, ihht. Tabell NA.7.1N i EK2. Videre skiller NS 3473 mellom to ulike risttilstander – stabilisert rissmønster og enkeltriss. Oppsummert gir dette rissviddekontrollene oppgitt i Tabell 11.2.

Tabell 11.2: Rissviddekontroll

Standard	Tilstand	Lastkombinasjon	Krav [mm]
EK2	Ordinær armering	Tilnærmet permanent	$0,3k_c$
	Spennarmering	Ofte forekommende	$0,2k_c$
NS 3473	Stabilisert rissmønster	Karakteristisk	0,2
	Enkeltriss	Karakteristisk	0,2

Ved kontroll av rissvidde må konstruksjonens miljøpåkjenning bestemmes. Dette avgjør hvilken eksponeringsklasse som blir gjeldende. Tabell 4.1 i EK2, og Tabell 9 i NS 3473, definerer de ulike eksponeringsklassene. Da Storseisundet bru er en konstruksjon nær/på kysten, får den i begge tilfeller klassebetegnelsen XS1.

### 11.2.1 Eurokode 2

Ved kontroll av opptredende betongspenninger for de to lastkombinasjonene, hhv. tilnærmet permanent og ofte forekommende, viser det seg at kun sistnevnte gir opprisset tverrsnitt. Det er dermed ikke nødvendig å kontrollere rissvidder for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Videre blir betongen, som poengtert over, kun opprisset i felt, og beregningene baserer seg derfor på verdier fra dette snittet.

Største rissavstand beregnes etter pkt. 7.3.4(3) i EK2:

$$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 338 \text{ mm} \quad (11.5)$$

Her tar k-koeffisientene blant annet hensyn til armeringens hefteegenskaper, og tverrsnittets tøyingsfordeling. Faktoren  $\rho_{p,eff}$  betrakter det effektive arealet av

betongstrekksonen og de etteroppspente kablene innenfor dette området, samt et justert heftfasthetsforhold mellom spenn- og armeringsstålet. Videre er  $c$  betongoverdekningen, mens  $\phi$  er ekvivalent slakkarmeringsdiameter.

Differansen i midlere tøyning i armeringen,  $\varepsilon_{sm}$ , og midlere tøyning i betongen,  $\varepsilon_{cm}$ , bestemmes etter pkt. 7.3.4(2) i samme standard:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00030 \quad (11.6)$$

Her er  $\sigma_s$  armeringsspenningen,  $k_t$  en faktor som tar hensyn til lastvarigheten,  $f_{ct,eff}$  middelveidien av betongens strekkfasthet og  $\alpha_e$  forholdet mellom armerings og betongens E-modul. Rissvidde beregnes deretter ihht. pkt. 7.3.4(1):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,103 \text{ mm} \quad (11.7)$$

Beregnet rissvidde er dermed innenfor kravet på 0,2 mm, ihht. regelverket i EK2. Det vises til Vedlegg Q for fullstendige beregninger.

## 11.2.2 NS 3473

I likhet med ofte forekommende lastkombinasjon resulterer karakteristisk lastkombinasjon i opprisset betong kun i felt. Den karakteristiske rissvidden bestemmes ihht. pkt. 15.6.1 og 15.6.2 i NS 3473. Under følger en kort beregningsgang av de to ulike risstilstandene, mens fullstendige beregninger finnes i Vedlegg Q.

### Stabilisert rissmønster

Stabilisert rissmønster vil si at antall riss ikke øker betydelig dersom lasten øker. Beregningene baseres på pkt. A.15.6.2 i NS 3473. Influenslengden,  $l_{sk}$ , settes lik den karakteristiske rissavstanden:

$$l_{sk} = s_{rk} = 1,7 \left( s_{ro} + \frac{k_c A_{cef}}{\Sigma \left[ \pi \phi / k_b \frac{f_{tk}}{\tau_{bk}} \right]} \right) = 477,4 \text{ mm} \quad (11.8)$$

Her er  $s_{ro}$  lik betongoverdekningen,  $k_c$  tar hensyn til tverrsnittets tøyningfordeling,  $A_{cef}$  er betongens effektive areal,  $k_b$  tar hensyn til redusert heft for buntet armering, og  $f_{tk}/\tau_{bk}$  er det effektive forholdet mellom strekk- og heftfasthet.



Deretter beregnes midlere hovedstrekketøyning i armeringen,  $\varepsilon_{sm}$ , og midlere strekketøyning i betongen,  $\varepsilon_{cm}$ . Betongens frie svinntøyning,  $\varepsilon_{cs}$ , neglisjeres videre i beregningene, da svinn er inkludert i de dimensjonerende lastene.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000950$$

$$\varepsilon_{cm} = \beta_s \frac{f_{tk}}{E_{ck}} = 0,000099$$

Her tar faktoren  $\beta_s$  hensyn til lastvarigheten. Beregningsmessig karakteristisk rissvidde bestemmes ihht. pkt. 15.6.2:

$$w_k = l_{sk}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,406 \text{ mm} \quad (11.9)$$

Denne rissvidden overskrider kravet i NS 3473. En mulig årsak til dette kan være at formlene og parameterene som inngår i disse, ikke er tilpasset kassetverrsnitt.

#### Enkeltriss

For enkeltriss er lastnivået lavere enn det som tilsvare stabilisert rissmønster. Beregningene baseres på pkt. A.15.6.2.2 i NS 3473. Heftoverføringslengden bestemmes som:

$$l_t = 0,25(\sigma_{s2} - \sigma_{s1})k_b \frac{\phi}{\tau_{bk}} = 111,7 \text{ mm}$$

Her er  $\sigma_{s1}$  armeringsspenningen for urisset tverrsnitt, mens  $\sigma_{s2}$  er armeringsspenningen for opprisset tverrsnitt. Faktoren  $\tau_{bk}$  er avhengig av betongens strekkfasthet og hvilken armeringstype som er valgt. Igjen neglisjeres bidraget fra betongens frie svinntøyning, da svinn er inkludert i de dimensjonerende lastene. Dette gir følgende karakteristisk rissvidde:

$$w_k = 2l_t(1 - \beta_1)(\sigma_{s2}/E_s) = 0,085 \text{ mm}$$

Tabell 11.3: Beregnede rissvidder

Standard	Tilstand	Beregnet rissvidde	Krav	Vurdering
EK2	Ordinær armering	0,103 mm	0,2 mm	OK
NS 3473	Stab. rissmønster	0,406 mm	0,2 mm	IKKE OK
	Enkeltriss	0,085 mm	0,2 mm	OK

### 11.3 Nedbøyningsbegrensning

Begrensning av nedbøyninger er omtalt i EK2, pkt. 7.4. Her står det at deformasjonen av en konstruksjon eller konstruksjonsdel ikke skal være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte. Kravet for maksimal nedbøyning er definert i EK2 pkt. 7.4.1(4), som påpeker at nedbøyningen ikke skal overskride spennvidden delt på 250.

EK2-2 påpeker videre at punkt 7.4.1(3) - (6) ikke er gyldig for bruer. Her er det altså de nasjonale kravene som gjelder, og i N400 pkt. 3.6.1, oppgis det at deformasjonen av brubanen aldri skal overstige spennvidden delt på 350 for alle lastplasseringer. Dette er altså strengere enn kravet for andre konstruksjoner. N400 fastslår også at kontrollen skal utføres med karakteristisk trafikklast alene. Maksimal deformasjon i hovedspennet fra variable laster,  $u_{max.f}$ , er beregnet i avsnitt 8.4.4 og måler 48,1 mm. Nedbøyningskontrollen blir dermed som følger:

$$u_{lim} = \frac{\text{Spennvidde}}{350} = \frac{130\,000\text{ mm}}{350} \approx 371\text{ mm}$$

$$u_{max.f} \leq u_{lim} = 48,1\text{ mm} \leq 371\text{ mm}$$

Da beregnet nedbøyning er mindre enn kravet, er nedbøyningen OK.

## 12 Konklusjon og diskusjon

Denne oppgaven har hovedsakelig fokusert på tilstands- og kapasitetskontroll av Storseisundet bru, både i brudd- og bruksgrensetilstand. Det er også lagt vekt på bruas tilstand i dag, etter utført ekskursjon. Her følger en kort oppsummering av resultater og observasjoner som er gjort i løpet av oppgaven.

### 12.1 Modellering

Store deler av oppgavens omfang har gått med til å utarbeide en tredimensjonal modell av Storseisundet bru i analyseprogrammet NovaFrame. Denne modellen er vedlagt i oppgavens elektroniske vedlegg. NovaFrame-modellen er laget for å best mulig gjenspeile den virkelige brua, og mye tid er lagt ned i å modellere kryp og spennkabelkrefter på en nøyaktig måte. Modellen er videre brukt til å kjøre lastanalyser og anskaffe resultater for brudd- og bruksgrensekontroll av brua. Det er også utført en verifikasjon av enkelte analyseresultater, for å kontrollere at disse samsvarer med virkeligheten.

### 12.2 Bruddgrensetilstand

Brua er kontrollert for opptredende krefter, både i brubjelken og i søylene. Dimensjonerende verdier er hentet fra NovaFrame-modellen, og beregningene viser at Storseisundet bru har tilstrekkelig kapasitet i samtlige kontrollsnitt. Tabell 12.1 viser et sammendrag av maksimalt opptredende krefter og kapasitet for brubjelken, og Tabell 12.2 viser tilsvarende for søylene. Videre viser Tabell 12.3 utnyttelsesgraden for samtlige kontrollerte snitt.

Tabell 12.1: Maks opptredende krefter og kapasitet, brubjelke

Lastvirking	Midtfelt		Støtte (over søyle)	
	Opptredende	Kapasitet	Opptredende	Kapasitet
Aksialkraft	$-36\,166\text{ kN}$	$-88\,320\text{ kN}$	$-64\,382\text{ kN}$	$-183\,760\text{ kN}$
Skjærkraft	$842\text{ kN}$	$3\,194\text{ kN}$	$9\,515\text{ kN}$	$10\,479\text{ kN}$
Moment	$68\,488\text{ kNm}$	$91\,055\text{ kNm}$	$-372\,734\text{ kNm}$	$-623\,461\text{ kNm}$
Torsjon	$3\,178\text{ kNm}$	$9\,783\text{ kNm}$	$11\,348\text{ kNm}$	$38\,978\text{ kNm}$

Tabell 12.2: Maks opptredende krefter og kapasitet, søyler

Lastvirking	Midtfelt	
	Opptredende	Kapasitet
Aksialkraft	$-31\,865\text{ kN}$	M - N
Skjærkraft	$4\,501\text{ kN}$	$7\,148\text{ kN}$
Moment	$63\,136\text{ kNm}$	M - N
Torsjon	$18\,358\text{ kNm}$	$44\,928\text{ kNm}$

Tabell 12.3: Utnyttelsesgrad, ULS

Snitt	Aksial	Moment	Skjær		Torsjon		Komb.
	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,max}$	$T_{Rd,c}$	$T_{Rd,max}$	$V_{Rd} + T_{Rd}$
Felt	41 %	75 %	26 %	11 %	70 %	32 %	44 %
Støtte	35 %	60 %	91 %	33 %	62 %	29 %	67 %
Søyle	M - N	M - N	63 %	23 %	NA	41 %	46 %

### 12.3 Bruksgrensetilstand

Brua er kontrollert i bruksgrensetilstand mtp. spennings-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensning. Her konstaterer spenningsberegningene at betongtverrsnittet kun blir opprisset i felt, for karakteristisk og ofte forekommende lastkombinasjon, samt lastkombinasjon b ihht. R412. Videre fastslår stadium II beregninger at betongspenningene er innenfor kravet i EK2. Dette gjelder også for slakk- og spennarmeringsspenningene. Hovedspenningene i kontrollsnittene overskrider heller ikke betongens trykk- og strekkfasthet, og betongtrykkspenningene er i tillegg mindre enn redusert trykkfasthet ihht. trykkfeltsteori.

Rissviddeberegninger etter EK2 er innenfor kravet. Dette er også tilfelle for beregning av enkeltriss ihht. NS 3473, mens stabilisert rissmønster overskrider kravet. Denne overskridelsen skyldes sannsynligvis at formlene, og tilhørende parametere, ikke er kompatible med kassetverrsnitt.

Det er også utført en nedbøyningskontroll etter N400. Kontrollen er utført som beskrevet i N400 med karakteristisk trafikklaster alene, og NovaFrame gir en nedbøyning  $u_{max,f} = 48,1\text{ mm}$ . Dette er godt innenfor kravet  $u_{lim} = 371\text{ mm}$ , som tilsvarer spennvidden delt på 350.

Tabell 12.4: Beregnede rissvidder

Standard	Tilstand	Beregnet rissvidde	Krav	Vurdering
EK2	Ordinær armering	0,103 mm	0,2 mm	OK
NS 3473	Stab. rissmønster	0,406 mm	0,2 mm	IKKE OK
	Enkeltriss	0,085 mm	0,2 mm	OK

## 12.4 Mulige årsaker til rissdannelse

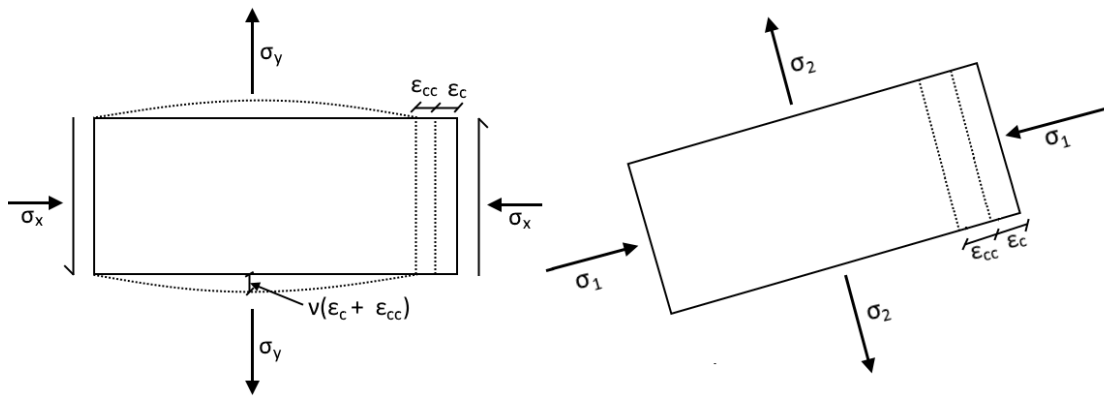
Under ekskursjonen ble det observert riss ved støtte, selv om kontroll i bruksgrensetilstand ikke tilsier det. Dermed er det åpenbart at det oppstår krefter som dagens regelverk ikke dekker i vanlig dimensjonering. Rissene har oppstått over tid, og var ikke til stede ved ferdigstilling av brua. Dette tyder på at det enten er fenomener som utvikles over tid, eller variable laster som har forårsaket rissene. Etter samtale med veileder, er det spesielt fire fenomener som virker sannsynlig å ha oppstått:

- Kryp
- Syklisk kryp
- Temperatur
- Svinn

### Kryp

Ved støtte oppstår det store skjærspenninger i stegene. Disse er konstante og blir ikke påvirket av kryp. Hvis man betrakter et betongelement i steget, vil dette initielt også være belastet av de permanente lastene. Disse består av egenvekt, superegenvekt, spennkabler, osv. Dette resulterer i trykk- og strekkspenninger i elementet. Sammen med skjærspenningen danner disse grunnlaget for hovedtrykk- og hovedtrekkspenninger, med tilhørende retninger og tøyninger.

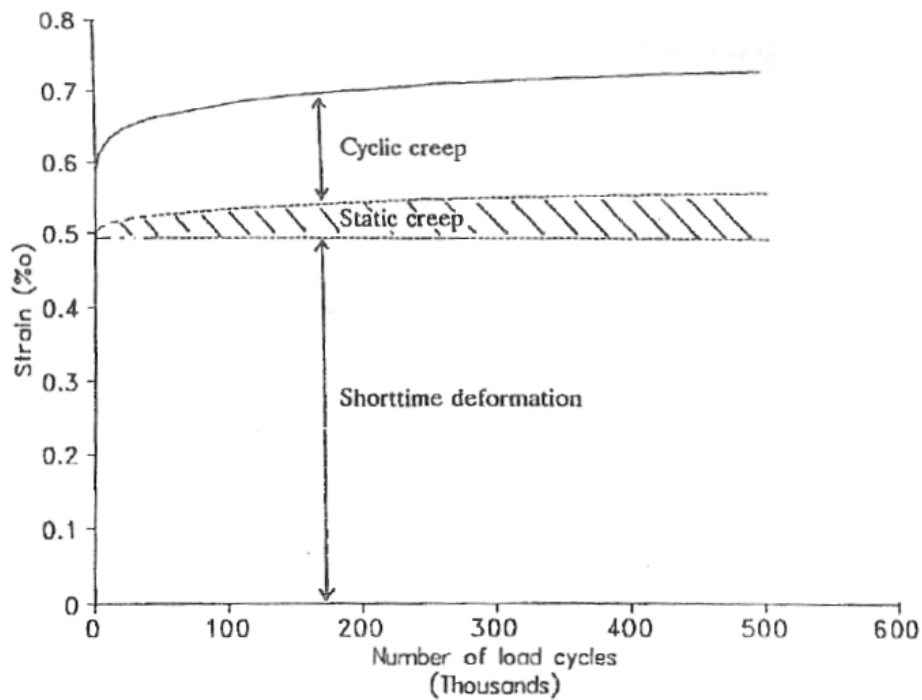
Initialspenningene resulterer i en tøyning,  $\varepsilon_c$ , i hovedtrykkretningen. Over tid vil kryp gi et ytterligere tøyingsbidrag,  $\varepsilon_{cc}$ , som vil gi videre deformasjon. Når elementet blir trykket sammen, forsøker det samtidig å utvide seg i tverretningen som vist i Figur 12.1. Dermed øker hovedtrekketøyningen. Dette bidraget kan føre til at betongens strekkfasthet overskrides, og riss oppstår langs hovedtrykkretningen.



Figur 12.1: Effekt av kryptøyning

### Syklisk kryp

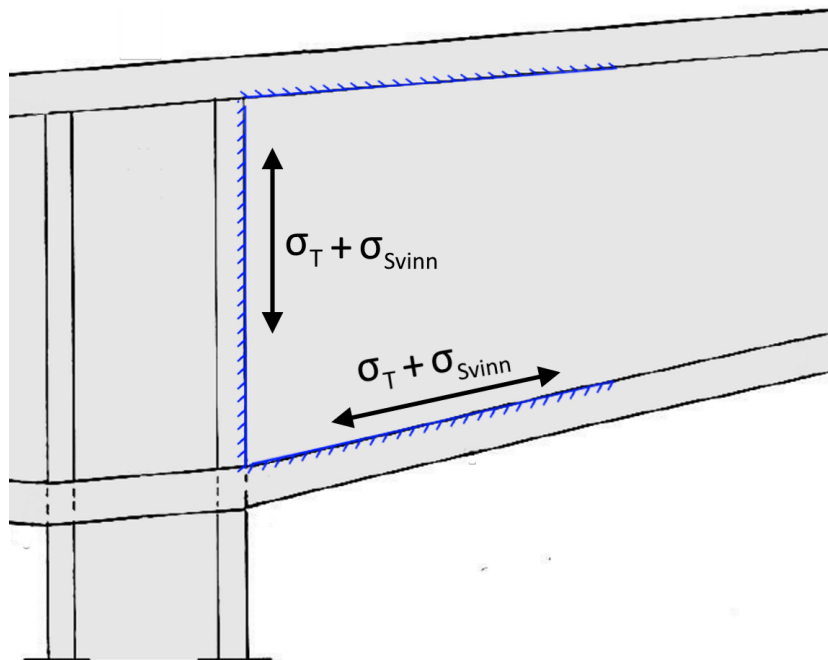
Syklisk kryp oppstår på grunn av variable laster, og avhenger av antall lastsykluser. Effekten illustreres i Figur 12.2, hentet fra en rapport skrevet av professor Terje Kanstad, 1994 [20]. Som figuren viser vil dette også gi en ekstra kryptøyning,  $\epsilon_{ccc}$ .



Figur 12.2: Utvikling av syklisk kryp

### Temperatur

Da stegene inne ved støtte er tynnere enn undergurten og overgurten med slitelag, blir de raskere påvirket av temperatursvingninger. Eksempelvis vil de ved solnedgang kjøles ned betraktelig raskere, noe som resulterer i en kontraksjon. Ettersom over- og undergurten bruker lengre tid på å nedkjøles, vil de ha mindre kontraksjon enn stegene. Ved støtte er stegene i tillegg støpt sammen med søylehodet, samt over- og undergurten. Steget er derfor fastholdt mot forskyvninger og rotasjoner i x - y planet. Dette betyr at steget ikke står fritt til å kontrahere, og det dannes strekkspenninger som resultat av dette. Disse strekkspenningene virker i begge akser. Dette fører til en økning i hovedstrekkspenningen i steget, som kan resultere i rissdannelse.



Figur 12.3: Strekkspenninger i steg fra fastholding

### Svinn

Det faktum at stegene har en relativt liten tykkelse fører til at svinn utvikles raskere her enn i over- og undergurten. Dette gjelder da kun uttørkningssvinn,  $\varepsilon_{cd}$ , som avhenger av betongens areal og overflate i kontakt med atmosfæren. Akkurat som ved temperaturpåvirkninger, hindrer fastholdingen fra de tilstøtende komponentene fri kontraksjon. Igjen gir dette en økning i hovedstrekkspenningen i steget, som kan resultere i rissdannelse.

### 12.5 Videre arbeid

Mest sannsynlig er skrårissene i stegene til Storseisundet bru forårsaket av en kombinasjon av de overnevnte fenomenene. For å finne en endelig årsak bør det derfor utføres ikke-lineære analyser av disse områdene. Det er kjent at denne type riss har en tendens til å oppstå i FFB-bruer [21], og det er derfor et svært nyttig tema å se grundigere på.







## 13 Appendix

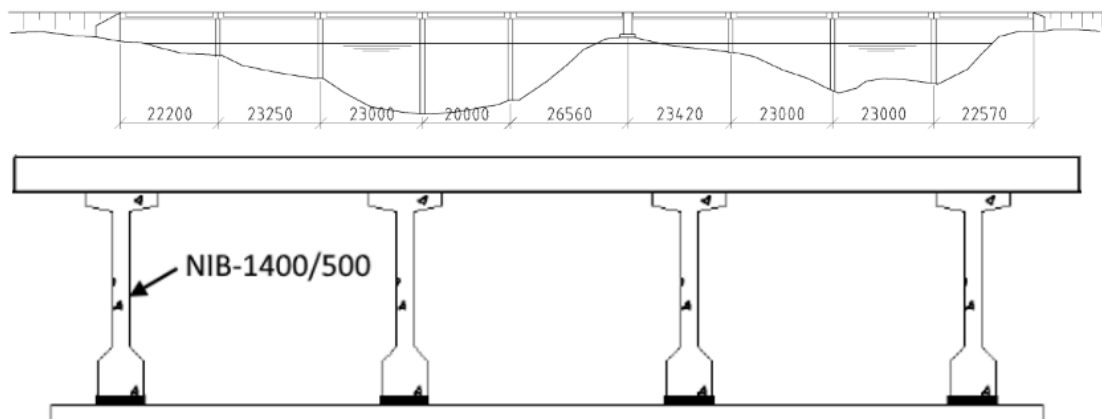
I løpet av befaringen av Storseisundet bru 29.03.16, ble det også utført en inspeksjon og kontroll av Hulvågbrua. Under følger et kort sammendrag av skadeomfanget som ble avdekket, samt observasjoner som ble registrert.



Figur 13.1: Hulvågbrua med Storseisundet bru i bakgrunnen

### 13.1 Hulvågbrua

Hulvågbrua består av ni spenn, og har en total lengde på 208 meter. Spennene varierer i lengde, hhv. fra 20 til 26,5 m, og akseinndeling, lengder, med mer vises i Figur 13.2. Brua har landkar på holmene på hver side av sundet, samt et større betongopplegg på et skjær ved akse 6. Resterende opplegg består av utstøpte stål-rørspæler fundamentert til fjell, med tverrbærere i betong. Hulvågbrua er av typen kontinuerlig NIB-bru, (Normert I-bjelke-bru), som vil si at den består av prefabrikkerte I-bjelker i betong. Det er totalt fire stk. I-bjelker med en høyde på 1 400 mm som understøtter brubanen. Tverrsnittet vises på Figur 13.2. Seilingshøyden er kun 4 m, og brua ligger derfor svært nære sjøen. Både bjelker og tverrbærere er derfor impregnerert med silan-/siloksan-impregnering.



Figur 13.2: Snitt Hulvågbrua

## 13.2 Miljøpåkjenninger

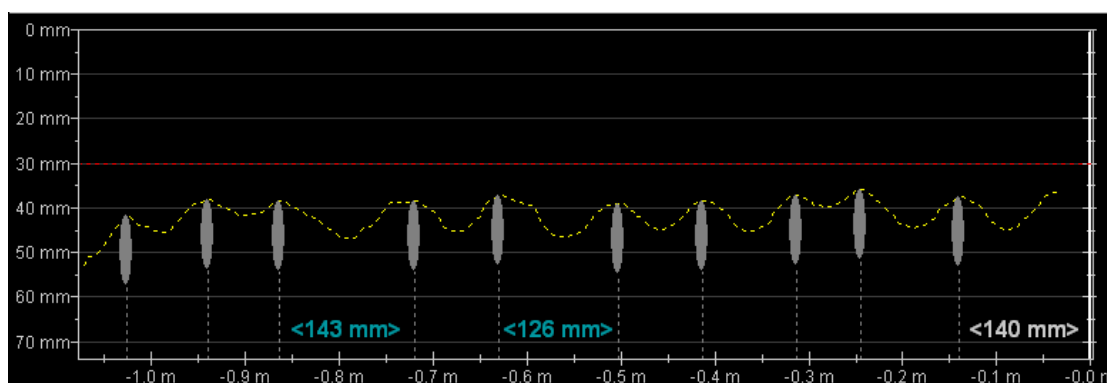
Hulvågbrua sin svært lave høyde over havet fører til at det ved urolig hav slår bølger over brua. Dette resulterer i at brua blir nedsprøytet med saltvann, som trenger inn i konstruksjonen. Det har også vist seg at saltinntrengning oppstår på varme sommerdager. Saltvannet i sjøen varmes opp, og saltvannsdampen stiger opp og kondenserer på bruas kjølige underside. Som forsterkningstiltak er det lagt kryssfinerplater i underkant av bruas bjelker. Dette hindrer kondensering på betongoverflaten og reduserer noe av presset fra bølgene. De store bølgelastene, spesielt i vinterstormene, har også en tærende effekt på det midtre landkaret i betong. Vegvesenet sørger således for at brua blir spylt og rengjort med mye høyere intervall enn andre bruer.



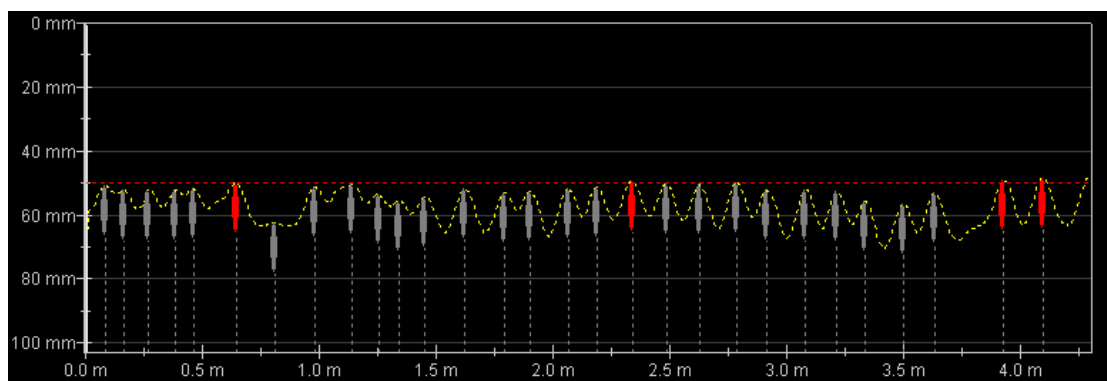
Figur 13.3: Hulvågbrua under en vinterstorm

### 13.3 Overdekning

I tegningsgrunnlaget er det oppgitt en overdekning på 70 mm i peler og dragere, 30 mm i overkant drager og 50 mm forøvrig. Måling av overdekningen med covermeter ble utført for utvalgte deler av brua under befaringen. Figur 13.4 og Figur 13.5 viser overdekningsmåling for tverrdrager i akse 8 og ytterste I-bjelke i retning Storseisundet bru. For overdekningsmålingen for tverrbærer i akse 8, ble målingen trolig utført såpass høyt opp at overkantarmeringen ga utslag.



Figur 13.4: Overdekningsmåling for OK tverrdrager i akse 8



Figur 13.5: Overdekningsmåling langs ytterste I-bjelke i retning Storseisundet bru

Hulvågbrua befinner seg i et værhardt kyststrøk, og er lavere enn 12 m over høyeste astronomiske tidevann. Dermed skal  $c_{min,dur}$ , ifølge N400 Tabell 7.2, være minimum 100 mm for samtlige konstruksjonsdeler som ligger åpent. Med et tillatt avvik på 20 mm fra pkt. 7.4.3 i N400, gir dette en overdekning på  $120 \pm 20$  mm. Dvs. at overdekningen i brua er langt unna dagens krav.

## 13.4 Skadeomfang

Under inspeksjonen ble det avdekket flere store skader på brua. Skadene omfatter i hovedsak tverrbærerne, men også landkaret i akse 6 har betydelige skader. De største skadene befinner seg i brua mellom akse 6 og akse 8.

### Generelle skader

Hulvågbrua har generelt mange små korrosjonsskader, både i søyler og tverrbærere, som vist eksempel på i Figur 13.6. Dette gjelder stort sett samtlige akser. Det ble også observert noen mindre skråriss i start og slutt av hver betongbjelke, ca. en meter fra opplegg i begge ender.



Figur 13.6: Riss og korrosjonsskader

### Landkar akse 6

Landkaret har tydelige skader fra bølgeerosjon, og overdekningen i overkant er nesten fullstendig vasket vekk. Dette gjør at armeringen flere steder er helt blottlagt, og korroderer. Tverrbæreren har også et svært markant riss, med tydelig korrosjon som vist i Figur 13.7. Her ser man også hvordan overdekningen er erodert vekk på toppen av landkarets fundament. Det er også riss i tverrbærerens underkant, som vist i Figur 13.8. Videre er det også riss og korrosjonsskader i søylen som går opp i tverrbæreren. Rissene i tverrbæreren er målt til  $w = 2\text{ mm}$ , som er langt over alle krav gitt av samtlige standarder.





Figur 13.7: Erosjon av overdekning og riss med korrosjon ved landkar



Figur 13.8: Riss og korrosjon UK tverrbærer



Figur 13.9: Riss og korrosjon søyle

### Tverrbærer akse 8

På tverrbæreren i akse 8 ble det største risset oppdaget, med mål  $w = 5 \text{ mm}$ . Dette er avbildet i Figur 13.10. Tverrbæreren hadde også riss på motsatt side, med mål  $w = 3 \text{ mm}$ . Risslengden var på 1 - 2 meter, og er dessverre ikke avbildet da kamerautstyret gikk tom for batteri. Det ble også oppdaget korrosjon i underkant av tverrbæreren.



Figur 13.10: Riss i tverrbærer akse 8,  $w = 5 \text{ mm}$

Grunnet bruas betydelige skadeomfang vil videre beregninger og analyse av Hulvågbrua være interessant. Brua bør uansett rehabiliteres, og pga. av store riss/sprekker i enkelte av tverrbærerne, bør det enten utføres reparasjoner eller utskifting av disse.

## Referanser

- [1] S. Rambjør, "Fritt frambyggbruer," tech. rep., Aas Jakobsen AS, 2007.
- [2] Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.*
- [3] Standard Norge, *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster.*
- [4] Standard Norge, *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger.*
- [5] Standard Norge, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygging.*
- [6] Standard Norge, *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 2: Bruer.*
- [7] Standard Norge, *NS 3473:2003: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler.*
- [8] Statens vegvesen, *Håndbok R412, Bruklassifisering.*
- [9] Statens vegvesen, *Håndbok N400, Bruprosjektering.*
- [10] R. Kompen, "Betongbruer i et historisk perspektiv," 2014.
- [11] Statens vegvesen, *Intern rapport nr. 1731.* Vegdirektoratet, 1994.
- [12] NTNU, dept. of structural engineering, *Kompendium betongteknologi 1.* NTNU, 2012.
- [13] Statens vegvesen, *Inspeksjonsrapport Storseisundet bru.* Statens vegvesen Region vest, 2014.
- [14] Aas Jacobsen, "Novaframe software overview," feb 2016.
- [15] Spenneteknikk, "BBR VT CONA CMX spennetausystem," feb 2016.
- [16] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.* Tapir Akademisk forlag, 2010.
- [17] Aas-Jakobsen, *NovaFrame user guide version 5.*
- [18] J. L. og Ola Storm Myrmæl, "Modellering og analyse av Dolmsundbrua i NovaFrame," Master's thesis, NTNU, 2013.



- [19] K. B. Stensrud, “Deformasjonsanalyse, skadkartlegging og klassifisering av Gisundbrua,” Master’s thesis, NTNU, 2014.
- [20] T. Kanstad, “High strength concrete phase 3E : SP5, Deformation properties of HSC expsed to combinations of static and cyclic loading,” tech. rep., SINTEF, 1994.
- [21] J. R. M. Tan, “Utsiktede deformasjoner og skjærriss i fritt frambygg bruer,” Master’s thesis, UiO, 2013.

## 14 Vedlegg

Vedlegg A: Temperaturlast

Vedlegg B: Vindlast

Vedlegg C: Svinntøyning

Vedlegg D: Beregning av kryptall

Vedlegg E: Beregning av minimumsarmering i felt

Vedlegg F: Beregning av minimumsarmering over støtte

Vedlegg G: Tap av spennkraft i UK armering

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK armering

Vedlegg I: Momentkapasitet i felt

Vedlegg J: Momentkapasitet over støtte

Vedlegg K: Skjærkapasitet brubjelke

Vedlegg L: Torsjonskapasitet brubjelke

Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

Vedlegg N: Skjærkapasitet søyler

Vedlegg O: Torsjonskapasitet søyler

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

### **Beregning av temperaturlast ihht. EK1-1-5**

Karakteristisk lufttemperatur:

$$T_{\max} := 36 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: Figur NA.A1

$$T_{\min} := -20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: Figur NA.A2

Byggeplassens initialtemperatur:

$$T_0 := 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: NA.A.1(3)

Jevnt fordelt brutemperaturandel:

$$T_{e.\max} := T_{\max} - 3 = 33 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: NA.6.1.3.1(4)

$$T_{e.\min} := T_{\min} + 8 = -12 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: NA.6.1.3.1(4)

Maksimal temperaturkontraksjons-  
og temperaturekspansjonsintervall:

$$\Delta T_{N.\text{con}} := -(T_0 - T_{e.\min}) = -22 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: 6.1.3.3(3)

$$\Delta T_{N.\text{exp}} := T_{e.\max} - T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: 6.1.3.3(4)

Døgnvariasjonsverdier:

$$\Delta T_{M.\text{heat}} := 7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: Tabell NA.6.1

$$\Delta T_{M.\text{cool}} := -5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

EK1-1-5: Tabell NA.6.1

Kombinasjonsfaktorer:

$$\omega_N := 0.35$$

EK1-1-5: NA.6.1.5

$$\omega_M := 0.75$$

EK1-1-5: NA.6.1.5

Vedlegg A: Temperaturlast

Input i NovaFrame for elementnr. 101 (over landkar i akse 1):

$h := 2 \text{ m}$

Lastkombinasjon 1:  $\frac{\Delta T_{M.\text{heat}}}{h} = 3.5 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\omega_N \cdot \Delta T_{N.\text{exp}} = 8.05 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 2:  $\frac{\Delta T_{M.\text{heat}}}{h} = 3.5 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\omega_N \cdot \Delta T_{N.\text{con}} = -7.7 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 3:  $\frac{\Delta T_{M.\text{cool}}}{h} = -2.5 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\omega_N \cdot \Delta T_{N.\text{exp}} = 8.05 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 4:  $\frac{\Delta T_{M.\text{cool}}}{h} = -2.5 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\omega_N \cdot \Delta T_{N.\text{con}} = -7.7 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 5:  $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.\text{heat}}}{h} = 2.6 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\Delta T_{N.\text{exp}} = 23 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 6:  $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.\text{heat}}}{h} = 2.6 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\Delta T_{N.\text{con}} = -22 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 7:  $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.\text{cool}}}{h} = -1.9 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\Delta T_{N.\text{exp}} = 23 \text{ °C}$

Lastkombinasjon 8:  $\omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M.\text{cool}}}{h} = -1.9 \frac{\text{°C}}{\text{m}}$  og  $\Delta T_{N.\text{con}} = -22 \text{ °C}$

**Beregning av vindlast iht. EK1-1-4 og HB N400**

Vindfaktorer:	$c_{dir} := 1.0$	EK1-1-4: NA.4.2(2)P
	$c_{season} := 1.0$	EK1-1-4: NA.4.2(2)P
	$c_{alt} := 1.0$	EK1-1-4: NA.4.2(2)P
	$c_{prob} := 1.0$	EK1-1-4: NA.4.2(2)P
Terrengruhetskategori I- parametere:	$k_r := 0.17$	EK1-1-4: Tabell NA.4.1
	$z_0 := 0.01$	EK1-1-4: Tabell NA.4.1
Luftens densitet:	$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	EK1-1-4: NA.4.5
Toppfaktor:	$k_p := 3.5$	EK1-1-4: NA.4.5
Turbulensfaktor	$k_l := 1.0$	EK1-1-4: NA.4.4
Bruas høyeste punkt over terreng (elementnr. 233)	$z_{233} := 28.9335\text{m}$	
Brubredde:	$b := 7.3\text{m}$	

**Bru uten trafikk, input for elementnr. 233, seksjon K:**

Elementhøyde:	$h_{233} := 2.078\text{m}$	
Høydetillegg grunnet åpent sikkerhetsrekkverk:	$\Delta h_{rekkverk} := 0.6\text{m}$	EK1-1-4: Tabell 8.1
Referansehøyde:		
	$h_{233,tot} := h_{233} + \Delta h_{rekkverk} = 2.678\text{ m}$	
Referansevindhastighet:	$v_{b0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	EK1-1-4: Tabell NA.4(901.1)

## Vedlegg B: Vindlast

Basisvindhastighet:

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{EK1-1-4: 4.2(2)P}$$

Terrengformfaktor:  $c_o := 1.0$  EK1-1-4: 4.3.3(2)

Terrengruhetfaktor:  $c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{233} \cdot \frac{1}{\text{m}}}{z_0}\right) = 1.355$  EK1-1-4: 4.3.1(1)

Stedsvindhastighet:  $v_m := c_r \cdot c_o \cdot v_b = 40.648 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  EK1-1-4: 4.3.1(1)

Standardavviket av momentanvindhastigheten:  $\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_1 = 5.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  EK1-1-4: 4.4(1)

Turbulensintensiteten:  $I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.125$  EK1-1-4: 4.4(1)

Vindkasthastighetstrykket:

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 1939.6 \text{ Pa} \quad \text{EK1-1-4: NA.4.5(1)}$$

Kraeffaktorer:

$$c_D := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{h_{233.tot}} = 1.682 \quad \text{for } 0.5 < b/h < 4 \quad \text{ihht. ekstrapolering av EK1-1-4: Figur 8.3}$$

$$c_L := 0.9 \quad \text{EK1-1-4: 8.3.3(1)}$$

$$c_M := c_L \cdot \frac{1}{4} = 0.225 \quad \text{EK1-1-4: 8.3.3(5)}$$

Vindlastkomponenter

Horisontalkraft:  $q_D := q_p \cdot c_D \cdot h_{233.tot} = 8.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  N400: 5.4.3.4

Vertikalkraft:  $q_L := q_p \cdot c_L \cdot b = 12.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  N400: 5.4.3.4

Vridningsmoment:  $q_M := q_p \cdot c_M \cdot b^2 = 23.26 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$  N400: 5.4.3.4

**Bru med trafikk, input for elementnr. 233, seksjon K:**

Tilleggshøyde pga. trafikk:  $\Delta h_{trafikk} := 2\text{m}$

Referansehøyde:

$h_{233.tot.} := h_{233} + \Delta h_{trafikk} = 4.078 \text{ m}$

Given

Vindkasthastighet:  $v_p := v_{m.ny} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}$  EK1-1-4: NA.4.4(1)

$v_p = 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  EK1-1-4: NA.8.1(4)

$v_{m.ny} := \text{Find}(v_{m.ny}) \rightarrow \frac{25.538093590707373397 \cdot \text{m}}{\text{s}}$

$v_{b.ny} := \frac{v_{m.ny}}{c_r \cdot c_o} = 18.848 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

$\text{if}(v_{b.ny} < v_b, \text{"OK"}, \text{"IKKE_OK"}) = \text{"OK"}$

$q_{p.ny} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{m.ny}^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 765.625 \text{ Pa}$

## Vedlegg B: Vindlast

### Kraftfaktorer:

$$c_{D.ny} := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{h_{233.tot.}} = 1.963 \quad \text{for } 0.5 < b/h < 4$$

$$c_L = 0.9$$

$$c_M = 0.225$$

### Vindlastkomponenter

Horisontalkraft:  $q_{D.ny} := q_{p.ny} \cdot c_{D.ny} \cdot h_{233.tot.} = 6.13 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vertikalkraft:  $q_{L.ny} := q_{p.ny} \cdot c_L \cdot b = 5.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vridningsmoment:  $q_{M.ny} := q_{p.ny} \cdot c_M \cdot b^2 = 9.18 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$



**Beregning av svinntøyning ihht. EK2, 3.1.4 og Tillegg B**

Input for element 121, støpes i byggefase C:

Betong:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	$f_{cm} := 43\text{MPa}$	
	$f_{cmo} := 10\text{MPa}$		EK2: Tillegg B (B.2)
Sement (klasse N):	$\alpha_{ds1} := 4$	$\alpha_{ds2} := 0.12$	EK2: Tillegg B (B.2)
Tverrsnitt:	$h_0 := 436.809645$	$k_h := 0.71579759$	EK2: Tabell 3.3
Luftfuktighet:	$RH := 70\%$	$RH_0 := 100\%$	

Byggefase D - Tidsavhengige beregninger for element 121:

Tidsbetraktning:	$t_s := 4$	$t := 11$
------------------	------------	-----------

Beta-koeffisienter:

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.018 \quad \text{EK2: Tillegg B (B.12)}$$

$$\beta_{as.D} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.485 \quad \text{EK2: 3.1.4 (3.13)}$$

$$\beta_{ds.D} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.019 \quad \text{EK2: 3.1.4 (3.10)}$$

Nominell svinntøyning:

EK2: Tillegg B (B.11)

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.41 \times 10^{-4}$$

Vedlegg C: Svinntøyning

Uendelig autogen svinntøyning:

EK2: 3.1.4 (3.12)

$$\epsilon_{ca.uendelig} := 2.5 \cdot \left( f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-5}$$

Uttørkingssvinn:

EK2: 3.1.4 (3.9)

$$\epsilon_{cd.D} := \beta_{ds.D} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd.0} = 4.591 \times 10^{-6}$$

Autogen svinntøyning:

EK2: 3.1.4 (3.11)

$$\epsilon_{ca.D} := \beta_{as.D} \cdot \epsilon_{ca.uendelig} = 3.03 \times 10^{-5}$$

Totalt svinntøyning:  $\epsilon_{cs.D} := \epsilon_{cd.D} + \epsilon_{ca.D} = 3.49 \times 10^{-5}$

EK2: 3.1.4 (3.9)

Delsvinn b.f.D:  $\Delta\epsilon_{cs.D} := \epsilon_{cs.D} = 3.49 \times 10^{-5}$

Byggefase E - Tidsavhengige beregninger for element 121:

Tidsbetraktning:  $t_s = 4$   $t := 18$

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

$$\beta_{as.E} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.572$$

$$\beta_{ds.E} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.037$$

Nominell svinntøyning:  $\epsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.41 \times 10^{-4}$

Uendelig autogen svinntøyning:

$$\epsilon_{ca.uendelig} := 2.5 \cdot \left( f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-5}$$

### Vedlegg C: Svinntøyning

Uttørkingssvinn:  $\epsilon_{cd.E} := \beta_{ds.E} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd.0} = 9.012 \times 10^{-6}$

Autogen svinntøyning:  $\epsilon_{ca.E} := \beta_{as.E} \cdot \epsilon_{ca.uendelig} = 3.575 \times 10^{-5}$

Totalt svinntøyning:  $\epsilon_{cs.E} := \epsilon_{cd.E} + \epsilon_{ca.E} = 4.476 \times 10^{-5}$

Delsvinn b.f.E:  $\Delta\epsilon_{cs.E} := \epsilon_{cs.E} - \Delta\epsilon_{cs.D} = 9.865 \times 10^{-6}$

#### Byggefase F - Tidsavhengige beregninger for element 121:

Tidsbetraktning:  $t_s = 4$   $t := 25$

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

$$\beta_{as.F} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 0.632$$

$$\beta_{ds.F} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.054$$

Nominell svinntøyning:  $\epsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.41 \times 10^{-4}$

Uendelig autogen svinntøyning:  $\epsilon_{ca.uendelig} := 2.5 \cdot \left( f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-5}$

Uttørkingssvinn:  $\epsilon_{cd.F} := \beta_{ds.F} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd.0} = 1.327 \times 10^{-5}$

Autogen svinntøyning:  $\epsilon_{ca.F} := \beta_{as.F} \cdot \epsilon_{ca.uendelig} = 3.951 \times 10^{-5}$

Totalt svinntøyning:  $\epsilon_{cs.F} := \epsilon_{cd.F} + \epsilon_{ca.F} = 5.278 \times 10^{-5}$

Delsvinn b.f.F:  $\Delta\epsilon_{cs.F} := \epsilon_{cs.F} - \Delta\epsilon_{cs.E} = 4.292 \times 10^{-5}$

**Beregning av kryptall seksjon L ihht. EK2 Tillegg B**

Betong:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	
	$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 43\text{MPa}$	
Areal tverrsnitt:	$A_c := 4.416\text{m}^2$	
Ytre omkrets:	$u_y := 18285.74\text{mm}$	
Indre omkrets:	$u_i := 12100.65\text{mm}$	
Eff. omkrets:	$u := u_y + \frac{u_i}{2} = 24.336\text{m}$	NS 3473: A.9.3.2 b
Eff tv.sn.tykkelse:	$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u \cdot \text{mm}} = 362.918$	EK2: B.1 (B.6)
Relativ luftfuktighet:	$RH := 70\%$	N400: 7.2.3
$\alpha$ -faktorer:	$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.7} = 0.866$	EK2: B.1 (B.8c)
	$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.2} = 0.960$	
	$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.5} = 0.902$	
$\beta$ -faktorer:	$\beta_H := 1.5 \left[ 1 + (0.012RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 769.926$	EK2: B.1 (B.8b)
	$\beta_H < 1500\alpha_3 = 1$	
	$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}}} = 2.562$	EK2: B.1 (B.4)

Vedlegg D: Beregning av kryptall

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.309 \quad \text{EK2: B.1 (B.3b)}$$

$$t_0 := 4 \quad \beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.704 \quad \text{EK2: B.1 (B.5)}$$

$$\text{Normert kryptall:} \quad \varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.363 \quad \text{EK2: B.1 (B.2)}$$

Belastning  $t := 7$

$$\text{Tidasavhengig } \beta\text{-faktor:} \quad \beta_{c.t.0.1} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.189 \quad \text{EK2: B.1 (B.7)}$$

$$\text{Kryptall} \quad \varphi_{t.0.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.0.1} = 0.447 \quad \text{EK2: B.1 (B.1)}$$

$$\text{Delkryp aktuell fase:} \quad \Delta\varphi_{t.0.1} := \varphi_{t.0.1} = 0.447$$

Ferdig bru  $t := 14$

$$\beta_{c.t.0.2} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.271$$

$$\varphi_{t.0.2} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.0.2} = 0.639$$

$$\Delta\varphi_{t.0.2} := \varphi_{t.0.2} - \varphi_{t.0.1} = 0.193$$

1 år fra byggestart  $t := 288$

$$\beta_{c.t.0.3} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.675$$

$$\varphi_{t.0.3} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.0.3} = 1.594$$

$$\Delta\varphi_{t.0.3} := \varphi_{t.0.3} - \varphi_{t.0.2} = 0.955$$

Vedlegg D: Beregning av kryptall

5 år       $t := 1825$

$$\beta_{c,t,t0.4} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.9$$

$$\varphi_{t,t0.4} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t0.4} = 2.126$$

$$\Delta\varphi_{t,t0.4} := \varphi_{t,t0.4} - \varphi_{t,t0.3} = 0.531$$

27 år       $t := 9885$

$$\beta_{c,t,t0.5} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.978$$

$$\varphi_{t,t0.5} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t0.5} = 2.310$$

$$\Delta\varphi_{t,t0.5} := \varphi_{t,t0.5} - \varphi_{t,t0.4} = 0.185$$

100 år       $t := 36500$

$$\beta_{c,t,t0.6} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

$$\varphi_{t,t0.6} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t0.6} = 2.348$$

$$\Delta\varphi_{t,t0.6} := \varphi_{t,t0.6} - \varphi_{t,t0.5} = 0.038$$

## Vedlegg D: Beregning av kryptall

Kryptall for egenvekt:

	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	91	1 år	5 år	27 år	100 år	
Søyle	0.447	0.640	0.749	0.829	0.894	0.948	0.996	1.038	1.076	1.110	1.142	1.172	1.199	1.716	2.252	2.499	2.553	
Søylehode	0.410	0.587	0.686	0.760	0.818	0.868	0.911	0.950	0.984	1.016	1.045	1.072	1.097	1.563	2.033	2.243	2.288	
A	0.415	0.594	0.695	0.770	0.829	0.879	0.923	0.962	0.997	1.029	1.058	1.085	1.111	1.580	2.047	2.253	2.297	
B		0.419	0.600	0.702	0.777	0.837	0.888	0.932	0.971	1.006	1.038	1.068	0.000	1.589	2.057	2.260	2.303	
C			0.422	0.605	0.707	0.783	0.843	0.894	0.938	0.978	1.013	1.046	0.000	1.591	2.065	2.266	2.308	
D				0.426	0.610	0.713	0.789	0.850	0.902	0.946	0.986	1.022	0.000	1.596	2.075	2.273	2.314	
E					0.430	0.616	0.721	0.797	0.859	0.911	0.956	0.996	0.000	1.601	2.086	2.281	2.321	
F						0.436	0.623	0.729	0.807	0.869	0.921	0.967	0.000	1.609	2.098	2.290	2.330	
G							0.441	0.632	0.739	0.817	0.880	0.933	0.000	1.619	2.112	2.300	2.339	
H								0.448	0.641	0.749	0.829	0.893	0.000	1.630	2.128	2.312	2.350	
I									0.448	0.641	0.750	0.829	0.000	1.622	2.128	2.312	2.350	
J										0.448	0.641	0.749	0.000	1.614	2.128	2.312	2.349	
K											0.447	0.640	0.000	1.604	2.127	2.311	2.349	
L												0.447	0.000	1.594	2.126	2.310	2.348	
M													0.000	1.585	2.125	2.310	2.348	
M														0.000	1.388	2.000	2.273	2.337

$\Delta$ Kryptall egenvekt:

	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	91	1 år	5 år	27 år	100 år	
Søyle	0.447	0.193	0.109	0.080	0.064	0.054	0.047	0.042	0.038	0.035	0.032	0.030	0.028	0.517	0.536	0.247	0.054	
Søylehode	0.410	0.177	0.100	0.073	0.059	0.050	0.043	0.038	0.035	0.032	0.029	0.027	0.025	0.466	0.470	0.210	0.045	
A	0.415	0.179	0.101	0.074	0.060	0.050	0.044	0.039	0.035	0.032	0.029	0.027	0.025	0.469	0.468	0.206	0.044	
B		0.419	0.181	0.102	0.075	0.060	0.051	0.044	0.039	0.035	0.032	0.030	0.027	0.494	0.469	0.203	0.043	
C			0.422	0.182	0.103	0.075	0.061	0.051	0.044	0.039	0.035	0.032	0.030	0.516	0.474	0.201	0.042	
D				0.426	0.184	0.104	0.076	0.061	0.051	0.045	0.040	0.036	0.033	0.541	0.479	0.198	0.042	
E					0.430	0.186	0.105	0.077	0.062	0.052	0.045	0.040	0.036	0.570	0.484	0.195	0.041	
F						0.436	0.188	0.106	0.077	0.062	0.052	0.046	0.040	0.602	0.489	0.192	0.040	
G							0.441	0.190	0.107	0.078	0.063	0.053	0.046	0.640	0.494	0.188	0.039	
H								0.448	0.193	0.109	0.079	0.064	0.054	0.684	0.498	0.184	0.038	
I									0.448	0.193	0.109	0.079	0.064	0.730	0.506	0.184	0.038	
J										0.448	0.193	0.109	0.079	0.785	0.514	0.184	0.038	
K											0.447	0.193	0.108	0.856	0.523	0.184	0.038	
L												0.447	0.193	0.955	0.531	0.185	0.038	
M													0.447	1.138	0.540	0.185	0.038	
M														0.377	1.011	0.612	0.274	0.064

## Vedlegg D: Beregning av kryptall

Kryptall for spennarmering og forskalingsvogn:

	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	91	1 år	5 år	27 år	100 år	
Søyle	0.576	0.708	0.797	0.868	0.926	0.976	1.020	1.060	1.096	1.129	1.159	1.188	1.214	1.716	2.252	2.499	2.553	
Søylehode	0.528	0.648	0.730	0.795	0.848	0.894	0.934	0.970	1.003	1.033	1.061	1.086	1.111	1.563	2.033	2.243	2.288	
A	0.535	0.657	0.740	0.805	0.859	0.905	0.946	0.982	1.016	1.046	1.074	1.100	1.124	1.580	2.047	2.253	2.297	
B		0.540	0.663	0.747	0.812	0.867	0.913	0.955	0.991	1.025	1.055	1.084	1.110	1.589	2.057	2.260	2.303	
C			0.544	0.668	0.753	0.819	0.873	0.920	0.962	0.999	1.032	1.063	1.091	1.591	2.065	2.266	2.308	
D				0.549	0.674	0.759	0.826	0.881	0.928	0.970	1.007	1.041	1.072	1.596	2.075	2.273	2.314	
E					0.554	0.681	0.767	0.834	0.889	0.937	0.979	1.017	1.051	1.601	2.086	2.281	2.321	
F						0.561	0.689	0.776	0.844	0.900	0.948	0.990	1.028	1.609	2.098	2.290	2.330	
G							0.568	0.698	0.786	0.855	0.911	0.960	1.003	1.619	2.112	2.300	2.339	
H								0.577	0.708	0.797	0.867	0.924	0.974	1.630	2.128	2.312	2.350	
I									0.577	0.708	0.797	0.867	0.925	1.622	2.128	2.312	2.350	
J										0.576	0.708	0.797	0.867	1.614	2.128	2.312	2.349	
K											0.576	0.707	0.796	1.604	2.127	2.311	2.349	
L												0.575	0.706	1.594	2.126	2.310	2.348	
M													0.575	1.585	2.125	2.310	2.348	
M														0.486	1.388	2.000	2.273	2.337

$\Delta$ Kryptall for spennarmering og forskalingsvogn:

	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	91	1 år	5 år	27 år	100 år	
Søyle	0.576	0.132	0.090	0.070	0.058	0.050	0.044	0.040	0.036	0.033	0.031	0.028	0.027	0.502	0.536	0.247	0.054	
Søylehode	0.528	0.121	0.082	0.064	0.053	0.046	0.040	0.036	0.033	0.030	0.028	0.026	0.024	0.452	0.470	0.210	0.045	
A	0.535	0.122	0.083	0.065	0.054	0.046	0.041	0.037	0.033	0.030	0.028	0.026	0.024	0.455	0.468	0.206	0.044	
B		0.540	0.123	0.084	0.065	0.054	0.047	0.041	0.037	0.033	0.031	0.028	0.026	0.479	0.469	0.203	0.043	
C			0.544	0.124	0.085	0.066	0.055	0.047	0.041	0.037	0.034	0.031	0.028	0.500	0.474	0.201	0.042	
D				0.549	0.125	0.085	0.066	0.055	0.047	0.042	0.037	0.034	0.031	0.524	0.479	0.198	0.042	
E					0.554	0.126	0.086	0.067	0.056	0.048	0.042	0.038	0.034	0.550	0.484	0.195	0.041	
F						0.561	0.128	0.087	0.068	0.056	0.048	0.042	0.038	0.581	0.489	0.192	0.040	
G							0.568	0.130	0.088	0.069	0.057	0.049	0.043	0.616	0.494	0.188	0.039	
H								0.577	0.131	0.089	0.070	0.058	0.049	0.656	0.498	0.184	0.038	
I									0.577	0.131	0.089	0.070	0.058	0.698	0.506	0.184	0.038	
J										0.576	0.131	0.089	0.070	0.747	0.514	0.184	0.038	
K											0.576	0.131	0.089	0.808	0.523	0.184	0.038	
L												0.575	0.131	0.888	0.531	0.185	0.038	
M													0.575	1.010	0.540	0.185	0.038	
M														0.486	0.902	0.612	0.274	0.064



**Beregningsmessig minimumsarmering i midtspenn ihht. til NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2**

Tverrsnittsdata:

Høyde:	$h := 2000\text{mm}$
Tykkelse overgurt:	$t_{\text{o.gurt}} := 250\text{mm}$
Tykkelse undergurt:	$t_{\text{u.gurt}} := 220\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$
Bredde undergurt:	$b_{\text{u.gurt}} := 5400\text{mm}$
Bredde overgurt:	$b_{\text{o.gurt}} := 7300\text{mm}$
Totalt areal:	$A_{\text{tot}} := 4416000\text{mm}^2$
Areal undergurt:	$A_{\text{u.gurt}} := t_{\text{u.gurt}} \cdot b_{\text{u.gurt}} = 1.188 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Andre arealmoment (fra NovaFrame):	$I_y := 2.068 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$
Avstand fra tyngdepunkt til UK undergurt (fra NovaFrame):	$z_1 := 1187\text{mm}$

Materialdata:

Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$	
Konstruksjonsfasthet for strekk:	$f_{\text{tn}} := 2.0\text{MPa}$	NS 3473: Tab. 5.c
Kar. strekkfasthet for armering:	$f_{\text{sk}} := 500\text{MPa}$	
Betongens alder ved lastpåføring:	$t := 28$	

(Oppspenning påføres etter 4 dager, men denne lokale lastpåføringen er liten relativt sett i forhold til en global lastbetragtning.  $t$  settes derfor lik 28 døgn).

Sementtype:	$s := 0.25$	EK2: 3.1.2(6)
-------------	-------------	---------------

Vedlegg E: Beregning av minimumsarmering i felt

β-koeffisient:  $\beta_{cc} := e^{\left[ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right]} = 1$  EK2: 3.1.2(6)

α-koeffisient:  $\alpha := 1$  EK2: 3.1.2(9)

Strekfatshet mht betongens alder ved oppspenning:  $f_{tn,t} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa}$  EK2: 3.1.2(9)

Middelverdi av betongens strekkfasthet:  $f_{ct,eff} := \max(f_{tn,t}, 2.9 \text{MPa}) = 2.9 \cdot \text{MPa}$  EK2-2: 7.3.2(105)

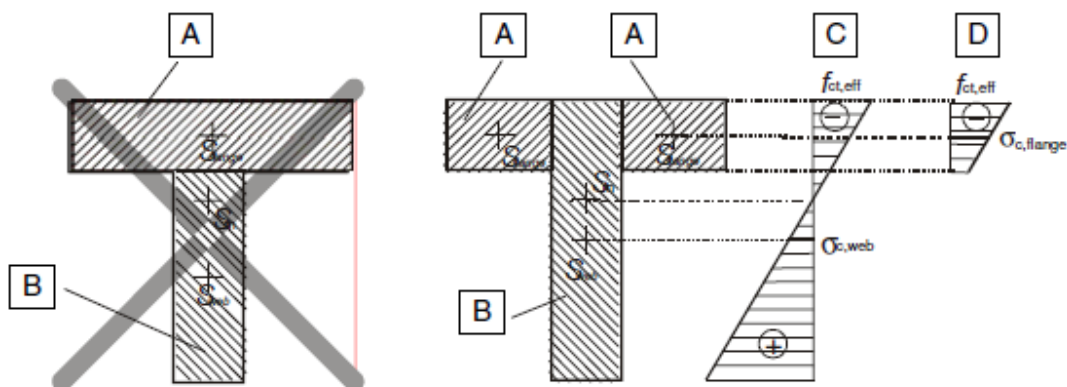
Lastdata:

Last fra spennkablene i aktuelt snitt hentes fra NovaFrame:

Aksiallast:  $N_{Ed} := -36655.2 \text{kN}$

Normalspenning:  $\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} = -8.301 \cdot \text{MPa}$

**Minimumsarmering ved underflens i strekk:**



Reduserer flensarealet, ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101

Eff. betongareal:  $A_{ct} := A_{u,gurt} - 2 \cdot t_{steg} \cdot t_{u,gurt} = 1.056 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Vedlegg E: Beregning av minimumsarmering i felt

Kritisk moment for oppsprekking:

$$M_{cr} := (f_{ct,eff} - \sigma_c) \cdot \frac{I_y}{z_1} = 1.951 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i flens pga kritisk moment:

$$\sigma_M := \frac{M_{cr}}{I_y} \cdot \left( z_1 - \frac{t_{u,gurt}}{2} \right) = 10.163 \cdot \text{MPa}$$

Total spenning:

$$\sigma_{tot} := \sigma_c + \sigma_M = 1.862 \cdot \text{MPa}$$

Strekraft i flens rett etter opprissing:

$$F_{cr} := \sigma_{tot} \cdot A_{u,gurt} = 2212 \cdot \text{kN}$$

k-koeffisienter:

$$k_c := \max \left( 0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}, 0.5 \right) = 0.65 \quad \text{EK2-2: 7.3.2(102)}$$

$$k := 0.65 \quad \text{EK2-2: 7.3.2(102)}$$

Største tillatte spenning i armeringen etter rissdannelse:

$$\sigma_s := f_{sk} = 500 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2-2: 7.3.2(102)}$$

Minimumsarmering:

$$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 2588 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrollerer om kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt:

Prosjektert armeringsmengde i undergurt:

$$A_{s,u,gurt} := (25 + 28) \cdot \pi \cdot \left( \frac{12\text{mm}}{2} \right)^2 = 5994 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{s,u,gurt} > A_{s,min}, \text{"OK"}, \text{"IKKE_OK"}) = \text{"OK"}$$

**Beregningsmessig minimumsarmering over støtte ihht. til NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2**

Tverrsnittsdata:

Høyde:	$h := 6753\text{mm}$
Tykkelse overgurt:	$t_{o.gurt} := 250\text{mm}$
Tykkelse undergurt:	$t_{u.gurt} := 620\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{steg} := 300\text{mm}$
Bredde undergurt:	$b_{u.gurt} := 5400\text{mm}$
Bredde overgurt:	$b_{o.gurt} := 7300\text{mm}$
Totalt areal:	$A_{tot} := 9188000\text{mm}^2$
Areal overgurt:	$A_{o.gurt} := 2498000\text{mm}^2$
Andre arealmoment (fra NovaFrame):	$I_y := 4.296 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$
Avstand fra tyngdepunkt til OK overgurt (fra NovaFrame):	$z_1 := 3130\text{mm}$

Materialdata:

Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	
Konstruksjonsfasthet for strekk:	$f_{tn} := 2.0\text{MPa}$	NS 3473: Tab. 5.c
Kar. strekkfasthet for armering:	$f_{sk} := 500\text{MPa}$	
Betongens alder ved oppspenning:	$t := 28$	

(Oppspenning påføres etter 4 dager, men denne lokale lastpåføringen er liten relativt sett i forhold til en global lastbetragtning. t settes derfor lik 28 døgn).

Sementtype:	$s := 0.25$	EK2: 3.1.2(6)
-------------	-------------	---------------

Vedlegg F: Beregning av minimumsarmering over støtte

$\beta$ -koeffisient: 
$$\beta_{cc} := e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} = 1$$
 EK2: 3.1.2(6)

$\alpha$ -koeffisient: 
$$\alpha := 1$$
 EK2: 3.1.2(9)

Strekfatshet mht betongens alder ved oppspenning: 
$$f_{tn,t} := \beta_{cc}^{\alpha} \cdot f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa}$$
 EK2: 3.1.2(9)

Middelverdi av betongens strekkfasthet: 
$$f_{ct,eff} := \max(f_{tn,t}, 2.9 \text{MPa}) = 2.9 \cdot \text{MPa}$$
 EK2-2: 7.3.2(105)

Lastdata:

Last fra spennkablene i aktuelt snitt hentes fra NovaFrame:

Aksiallast: 
$$N_{Ed} := -63620.7 \text{kN}$$

Normalspenning: 
$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} = -6.924 \cdot \text{MPa}$$

**Minimumsarmering ved overflens i strekk:**

Reduserer flensarealet, ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101

Eff. betongareal: 
$$A_{ct} := A_{o,gurt} - 2 \cdot t_{steg} \cdot t_{u,gurt} = 2.126 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Kritisk moment for oppsprekking: 
$$M_{cr} := (f_{ct,eff} - \sigma_c) \cdot \frac{I_y}{z_1} = 1.348 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i flens pga kritisk moment: 
$$\sigma_M := \frac{M_{cr}}{I_y} \cdot \left(z_1 - \frac{t_{o,gurt}}{2}\right) = 9.432 \cdot \text{MPa}$$

Total spenning: 
$$\sigma_{tot} := \sigma_c + \sigma_M = 2.508 \cdot \text{MPa}$$

Strekraft i flens rett etter opprissing: 
$$F_{cr} := \sigma_{tot} \cdot A_{o,gurt} = 6264 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F: Beregning av minimumsarmering over støtte

k-koeffisienter:  $k_c := \max\left(0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}, 0.5\right) = 0.914$  EK2-2: 7.3.2(102)

$k := 0.65$  EK2-2: 7.3.2(102)

Største tillatte spenning i armeringen etter rissdannelse:  $\sigma_s := f_{sk} = 500 \cdot \text{MPa}$  EK2-2: 7.3.2(102)

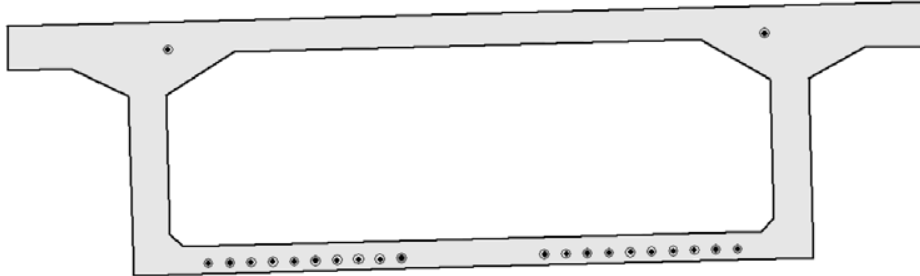
Minimumsarmering:  $A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 7329 \cdot \text{mm}^2$

Kontrollerer om kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt:

Prosjektet armeringsmengde i overgurt:  $A_{s,o.gurt} := 49 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16\text{mm}}{2}\right)^2 + 50 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12\text{mm}}{2}\right)^2 = 15507 \cdot \text{mm}^2$

$\text{if}(A_{s,o.gurt} > A_{s,min}, \text{"OK"}, \text{"IKKE_OK"}) = \text{"OK"}$

**Beregner spennkrafttap for det midterste spennet, profilnr. 3882, mht kryp, svinn og relaksasjon**



**Kryptap:**

Betong:

Areal:  $A_c := 4416000\text{mm}^2$

E-modul:  $E_{ck} := 29764\text{MPa}$

Høyde:  $h := 2000\text{mm}$

Tid til oppspenning:  $t_0 := 4$

Kryptall for 100 år:  $\varphi := 2.348$

Spennarmering:

E-modul:  $E_p := 195000\text{MPa}$

Areal pr. kabel:  $A_p := 1680\text{mm}^2$

Antall kabler:  $n_{OK} := 2$

$$n_{UK} := 20$$

Tot. spenn.arm. areal:  $A_{p,tot.OK} := A_p \cdot n_{OK} = 3360 \cdot \text{mm}^2$

$$A_{p,tot.UK} := A_p \cdot n_{UK} = 33600 \cdot \text{mm}^2$$

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

## Vedlegg G: Tap av spennkraft i UK armering

Kar. strekkfast. 0,2%-grense:  $f_{p0.2k} := 1670 \text{ MPa}$

Oppspenning:  $\sigma_{p,\max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.2k}) = 1420 \cdot \text{MPa}$

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.87 \cdot f_{p0.2k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

Nominell overdekning:  $c_{\text{nom.OK}} := 70 \text{ mm}$

$$c_{\text{nom.UK}} := 40 \text{ mm}$$

Diameter kabelrør:  $\phi_{\text{rør}} := 80 \text{ mm}$

Diameter skjærarmering:  $\phi_{\text{skjær.OK}} := 12 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{skjær.UK}} := 16 \text{ mm}$$

### Tyngdepunktet i betongtverrsnittet fra UK tverrsnitt:

$y := 1187.2 \text{ mm}$  (Fra NovaFrame)

$$e_{p.\text{UK}} := y - c_{\text{nom.UK}} - \phi_{\text{skjær.UK}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 1091.2 \cdot \text{mm}$$

$$e_{p.\text{OK}} := h - y - c_{\text{nom.OK}} - \phi_{\text{skjær.OK}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 690.8 \cdot \text{mm}$$

### Langtids E-modul:

$$E_{cL} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 8890 \cdot \text{MPa}$$

### Transformert tverrsnitt:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 21.935$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p.\text{tot.OK}} + A_{p.\text{tot.UK}}) = 5.19 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$



Vedlegg G: Tap av spennkraft i UK armering

Avstand mellom tpb og tp:

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p.tot.UK} \cdot e_{p.UK} - A_{p.tot.OK} \cdot e_{p.OK})}{A_t} = 138.5 \cdot \text{mm}$$

Andre arealmoment, hentet fra NovaFrame:

Om x-aksen:  $I_x := 2.599 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$

Om y-aksen:  $I_y := 2.068 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$

Arealreghetsmomentet om tp:

$$I_t := I_y + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.UK} \cdot (e_{p.UK} - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_t)^2 \dots = 2.145 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Opptredende aksialkraft og moment (uten spennkrafttap), hentet fra NovaFrame:

Egenvekt:  $M_{egen} := 27719 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$N_{egen} := -7407 \text{kN}$$

Oppspenning OK:  $M_{p.tvang.ok} := -10128 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$N_{p.ok} := 5073 \text{kN}$$

$$N_{p.tvang.ok} := 6186 \text{kN}$$

$$N_{p.primær.ok} := -1113 \text{kN}$$

Oppspenning i UK:  $M_{p.tvang.uk} := 35415 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$N_{p.uk} := -35302 \text{kN}$$

$$N_{p.tvang.uk} := 2435 \text{kN}$$

$$N_{p.primær.uk} := -37737 \text{kN}$$

Aksialkraft of moment i tp:

$$N_t := N_{egen} + N_{p.ok} + N_{p.uk} = -37636 \text{ kN}$$

$$M_t := M_{egen} + (-N_{egen} \cdot y_t) + M_{p.tvang.ok} \dots = 17810 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ [-N_{p.primær.ok} \cdot (e_{p.OK} + y_t)] \dots$$

$$+ M_{p.tvang.uk} + N_{p.primær.uk} \cdot (e_{p.UK} - y_t) \dots$$

$$+ -N_{p.tvang.ok} \cdot y_t - N_{p.tvang.uk} \cdot y_t$$

Betongspenninger:

Ved spennarmeringen i UK,  $y = 1091.2 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.t} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot (1091.2 \text{ mm} - y_t)}{I_t} = -6.46 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$E_{ck} = 29764 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{ck}} = 6.552$$

$$A_{t.kort} := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot (A_{p.tot.OK} + A_{p.tot.UK}) = 4.621 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{t.kort} := \frac{(\eta_{kort} - 1) \cdot (A_{p.tot.UK} \cdot e_{p.UK} - A_{p.tot.OK} \cdot e_{p.OK})}{A_{t.kort}} = 41.257 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t.kort} := I_y + A_c \cdot y_{t.kort}^2 + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot.UK} \cdot (e_{p.UK} - y_t)^2 \dots = 2.087 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_t)^2$$

$$N_{t.kort} := N_t = -37636 \text{ kN}$$

$$M_{t.kort} := M_{egen} + (-N_{egen} \cdot y_{t.kort}) + M_{p.tvang.ok} \dots = 14149 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$+ [-N_{p.primær.ok} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.kort})] \dots$$

$$+ M_{p.tvang.uk} + N_{p.primær.uk} \cdot (e_{p.UK} - y_{t.kort}) \dots$$

$$+ -N_{p.tvang.ok} \cdot y_{t.kort} - N_{p.tvang.uk} \cdot y_{t.kort}$$

Vedlegg G: Tap av spennkraft i UK armering

$$\sigma_{c.t.kort} := \frac{N_t}{A_{t.kort}} + \frac{M_t \cdot (1091.2\text{mm} - y_{t.kort})}{I_{t.kort}} = -7.25 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Betongtøyninger:

$$\text{Korttid:} \quad \Delta\epsilon_{ck} := \frac{\sigma_{c.t.kort}}{E_{ck}} = -2.435 \times 10^{-4}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta\epsilon_{cL} := \frac{\sigma_{c.t}}{E_{cL}} = -7.268 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen:

$$\text{Korttid:} \quad \Delta\sigma_{pk} := \Delta\epsilon_{ck} \cdot E_p = -47.49 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta\sigma_{pL} := \Delta\epsilon_{cL} \cdot E_p = -141.72 \cdot \text{MPa}$$

Spenningsendring pga kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -94.23 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga kryp:

$$\zeta_{kryp} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p.max}} = 6.638 \cdot \%$$

Svinntap:

Svinntøyning i betongen:

$$\epsilon_{cs} := 0.00031094$$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen,  $\epsilon_{cs}$ :

$$N_{s.UK} := \epsilon_{cs} \cdot A_{p.tot.UK} \cdot E_p = 2037 \text{ kN}$$

$$N_{s.OK} := \epsilon_{cs} \cdot A_{p.tot.OK} \cdot E_p = 204 \text{ kN}$$

$$N_{s.tot} := N_{s.UK} + N_{s.OK} = 2241 \text{ kN}$$

$$M_{s.UK} := N_{s.UK} \cdot (e_{p.UK} - y_t) = 1941 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg G: Tap av spennkraft i UK armering

$$M_{s.OK} := N_{s.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_t) = 169 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s.tot} := M_{s.UK} - M_{s.OK} = 1772 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Resulterende svintøyning ved UK armering:

$$\Delta \varepsilon_{p.svinn} := -\varepsilon_{cs} + \frac{N_{s.tot}}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_{s.tot} \cdot (e_{p.UK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t} = -2.535 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmering pga svinn:

$$\Delta \sigma_{p.svinn} := \Delta \varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -49.44 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft i spennarmering pga svinn:

$$\zeta_{svinn} := \frac{|\Delta \sigma_{p.svinn}|}{\sigma_{p.max}} = 3.483 \cdot \%$$

**Relaksasjon:**

Tid etter oppspenning, 100 år:  $t := 100 \cdot 365 \cdot 24 = 876000 \text{ t}$

Relaksasjonsklasse:  $\rho_{1000} := 2.5 \cdot \%$

$$\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.75$$

Spenningsendring pga relaksasjon:

$$\Delta \sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 75.48 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmeringen pga relaksasjon:

$$\zeta_{rel} := \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{p.max}} = 5.317 \cdot \%$$

Relaksjonstapet påvirkes av kryp og svinn i betongen, og reduseres med en faktor lik 0.8:

$$\zeta_{rel.red} := 0.8 \cdot \zeta_{rel} = 4.254 \cdot \% \quad \text{EK2: 5.10.6(1)}$$

**Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon:**

$$\zeta_{tot} := \zeta_{kryp} + \zeta_{svinn} + \zeta_{rel.red} = 14.375 \cdot \%$$

**Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksasjon:**

$$z_{cp} := e_{p,UK}$$

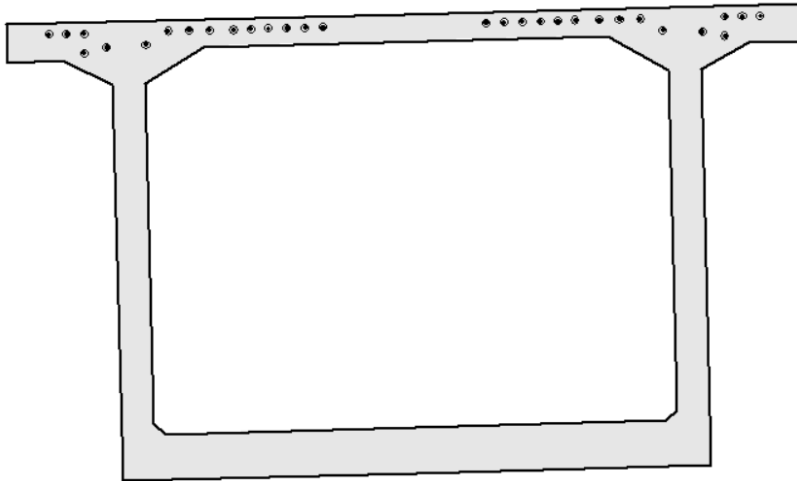
$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.kort}|}{1 + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \frac{A_{p.tot.OK}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_t} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 228.4 \cdot \text{MPa}$$

**Prosentvis tidsavhengig tap:**

$$\zeta_{c.s.r} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{p,max}} = 16.093 \cdot \%$$

**Beregner spennkrafttapet for 1/8punktet, profilnr. 3834.5 (seksjon D),  
mht kryp, svinn og relaksasjon**

(1/8punktet har kun spennarmering i OK og er derfor valgt framfor 1/4punktet som også har noe spennarmering i UK. Antar at beregninger for dette pr.nr. representerer spennkrafttapet i samtlige kabler i OK)



**Kryptap:**

Betong:

Areal:  $A_c := 6710000\text{mm}^2$

E-modul:  $E_{ck} := 29764\text{MPa}$

Høyde:  $h := 4508.4\text{mm}$

Tid til oppspenning:  $t_0 := 4$

Kryptall for 100 år:  $\varphi := 2.314$

Spennarmering:

E-modul:  $E_p := 195000\text{MPa}$

Areal pr. kabel:  $A_p := 1680\text{mm}^2$

Antall kabler:  $n_{OK} := 30$

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK  
armering

$$n_{UK} := 0$$

Tot. spenn.arm.areal OK:  $A_{p,tot.OK} := A_p \cdot n_{OK} = 50400 \cdot \text{mm}^2$

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

Kar. strekkfast. 0,2%-grense:  $f_{p0.2k} := 1670 \text{MPa}$

Oppspenning:  $\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.2k}) = 1419.5 \cdot \text{MPa}$

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.87 \cdot f_{p0.2k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

Nominell overdekning:  $c_{nom.OK} := 70 \text{mm}$

$$c_{nom.UK} := 40 \text{mm}$$

Diameter kabelrør:  $\phi_{rør} := 80 \text{mm}$

Diameter skjærarmering:  $\phi_{skjær.OK} := 12 \text{mm}$

Tyngdepunktet i betongtverrsnittet fra UK tverrsnitt:

$y := 2444.1 \text{mm}$  (Fra NovaFrame)

$$e_{p.OK} := h - y - c_{nom.OK} - \phi_{skjær.OK} - \frac{\phi_{rør}}{2} = 1942.3 \cdot \text{mm}$$

Langtids E-modul:

$$E_{cL} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 8981 \cdot \text{MPa}$$

Transformert tverrsnitt:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 21.712$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} = 7.754 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK  
armering

Avstand mellom tpb og tp:

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot e_{p.OK}}{A_t} = 261.5 \cdot \text{mm}$$

Andre arealmoment, hentet fra NovaFrame:

Om x-aksen:  $I_x := 2.703 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$

Om y-aksen:  $I_y := 3.398 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$

Arealtreghetsmomentet om tp:

$$I_t := I_y + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot (e_{p.OK} - y_t)^2 = 3.739 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Opptredende aksialkraft og moment (uten spennkrafttap), hentet fra NovaFrame:

Egenvekt:  $M_{egen} := -108201 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$N_{egen} := -8352 \text{ kN}$$

Oppspenning OK:  $M_{p.tvang.ok} := -27891 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$N_{p.ok} := -32811 \text{ kN}$$

$$N_{p.tvang.ok} := 6123 \text{ kN}$$

$$N_{p.primær.ok} := -38934 \text{ kN}$$

Oppspenning UK:  $M_{p.tvang.uk} := 28372 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$N_{p.uk} := 2410 \text{ kN}$$

$$N_{p.primær.uk} := 0$$



Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK  
armering

Aksialkraft of moment i tp:

$$N_t := N_{\text{egen}} + N_{\text{p.ok}} + N_{\text{p.uk}} = -38753 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_t := & M_{\text{egen}} + N_{\text{egen}} \cdot y_t + M_{\text{p.tvang.ok}} \dots = -21871 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ & + [-N_{\text{p.primær.ok}} \cdot (e_{\text{p.OK}} + y_t)] \dots \\ & + M_{\text{p.tvang.uk}} + N_{\text{p.uk}} \cdot y_t \dots \\ & + N_{\text{p.tvang.ok}} \cdot y_t \end{aligned}$$

Betongspenninger:

Ved spennarmeringen i OK,  $y = -1942.3 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{\text{c.t}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot (-1942.3 \text{ mm} + y_t)}{I_t} = -4.01 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$E_{\text{ck}} = 29764 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\text{kort}} := \frac{E_p}{E_{\text{ck}}} = 6.552$$

$$A_{\text{t.kort}} := A_c + (\eta_{\text{kort}} - 1) \cdot A_{\text{p.tot.OK}} = 6.99 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{\text{t.kort}} := \frac{(\eta_{\text{kort}} - 1) \cdot A_{\text{p.tot.OK}} \cdot e_{\text{p.OK}}}{A_{\text{t.kort}}} = 77.7 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{t.kort}} := (I_y + A_c \cdot y_{\text{t.kort}}^2) + (\eta_{\text{kort}} - 1) \cdot A_{\text{p.tot.OK}} \cdot (e_{\text{p.OK}} - y_t)^2 = 3.481 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

$$\begin{aligned} M_{\text{t.kort}} := & M_{\text{egen}} + N_{\text{egen}} \cdot y_{\text{t.kort}} + M_{\text{p.tvang.ok}} \dots = -29057 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ & + [-N_{\text{p.primær.ok}} \cdot (e_{\text{p.OK}} + y_{\text{t.kort}})] \dots \\ & + M_{\text{p.tvang.uk}} + N_{\text{p.uk}} \cdot y_{\text{t.kort}} \dots \\ & + N_{\text{p.tvang.ok}} \cdot y_{\text{t.kort}} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{c.t.kort}} := \frac{N_t}{A_{\text{t.kort}}} + \frac{M_{\text{t.kort}} \cdot (-1942.3 \text{ mm} + y_{\text{t.kort}})}{I_{\text{t.kort}}} = -3.99 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK  
armering

Betongtøyninger:

$$\text{Korttid: } \Delta\varepsilon_{ck} := \frac{\sigma_{c.t.kort}}{E_{ck}} = -1.34 \times 10^{-4}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\varepsilon_{cL} := \frac{\sigma_{c.t}}{E_{cL}} = -4.47 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen:

$$\text{Korttid: } \Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{ck} \cdot E_p = -26.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{cL} \cdot E_p = -87.2 \cdot \text{MPa}$$

Spenningsendring pga kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -61.04 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga kryp:

$$\zeta_{kryp} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p.max}} = 4.3\%$$

**Svinntap:**

Svinntøyning i betongen:

$$\varepsilon_{cs} := 0.00030531$$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen,  $\varepsilon_{cs}$ :

$$N_{s.OK} := \varepsilon_{cs} \cdot A_{p.tot.OK} \cdot E_p = 3001 \cdot \text{kN}$$

$$N_{s.tot} := N_{s.OK} = 3001 \cdot \text{kN}$$

$$M_{s.OK} := N_{s.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_t) = 6613 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s.tot} := M_{s.OK} = 6613 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK armering

Resulterende svinntøyning ved OK armering:

$$\Delta\epsilon_{p.svinn} := -\epsilon_{cs} + \frac{N_{s.tot}}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_{s.tot} \cdot (\epsilon_{p.OK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t} = -2.291 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmering pga svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -44.68 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft i spennarmering pga svinn:

$$\zeta_{svinn} := \frac{|\Delta\sigma_{p.svinn}|}{\sigma_{p.max}} = 3.148\%$$

**Relaksasjon:**

Tid etter oppspenning, 100 år:  $t := 100 \cdot 365 \cdot 24 = 876000 \text{ t}$

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

$$\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.75$$

Spenningsendring pga relaksasjon:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 75.48 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmeringen pga relaksasjon:

$$\zeta_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p.max}} = 5.317\%$$

Relaksjonstapet påvirkes av kryp og svinn i betongen, og reduseres med en faktor lik 0.8 :

$$\zeta_{rel.red} := 0.8 \cdot \zeta_{rel} = 4.254\% \quad \text{EK2: 5.10.6(1)}$$

**Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon:**

$$\zeta_{tot} := \zeta_{kryp} + \zeta_{svinn} + \zeta_{rel.red} = 11.702\%$$

Vedlegg H: Tap av spennkraft i OK  
armering

**Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksasjon:**

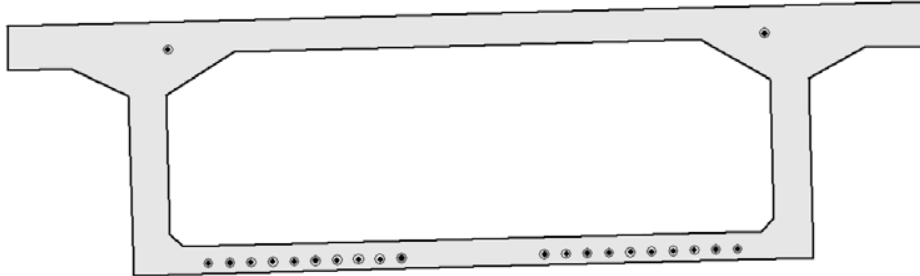
$$z_{cp} := \epsilon_{p.OK}$$

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{|\epsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.kort}|}{1 + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \frac{A_{p.tot.OK}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_t} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 146.02 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tidsavhengig tap:

$$\zeta_{c.s.r} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{p.max}} = 10.287\%$$

**Momentkapasitet i felt**



Tversnitt:

$$h := 2000\text{mm}$$

$$t_{\text{topp}} := 250\text{mm}$$

$$t_{\text{bunn}} := 220\text{mm}$$

$$t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$$

$$b_{\text{bunn}} := 5400\text{mm}$$

$$b_{\text{topp}} := 7300\text{mm}$$

$$c_{\text{nom.ok}} := 70\text{mm}$$

$$c_{\text{nom.g}} := 40\text{mm}$$

Spennarmering:

$$A_p := 1680\text{mm}^2$$

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

$$f_{p0.2k} := 1670\text{MPa}$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1452 \cdot \text{MPa}$$

Betong:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 28\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$E_{ck} := 29794\text{MPa}$$

$$f_{ctm} := 2.90\text{MPa}$$

$$A_{\text{topp}} := 2498000\text{mm}^2$$

Slakkarmering:

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

$$f_{sd} := 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

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

$$\phi_{\text{skjær}} := 16\text{mm}$$

$$n_{\text{kabler.ok}} := 2$$

$$n_{\text{kabler.uk}} := 20$$

$$\phi_{\text{rør}} := 80\text{mm}$$

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

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 7.154 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{p.\text{max}} := 1420\text{MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := 1395\text{MPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

## Vedlegg I: Momentkapasitet i felt

Effektive høyder:

$$d_{\text{spenn.uk}} := h - c_{\text{nom.g}} - \phi_{\text{skjær}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 1904 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{spenn.ok}} := h - c_{\text{nom.ok}} - \phi_{\text{skjær}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 1874 \cdot \text{mm}$$

Beregnet reduksjon i UK spennarmering pga kryp, svinn og relaksasjon (Vedlegg G): 14,375%

$$\Delta \varepsilon_{\text{tap.uk}} := 0.14375 \cdot \varepsilon_{\text{p0}} = 1.028 \times 10^{-3}$$

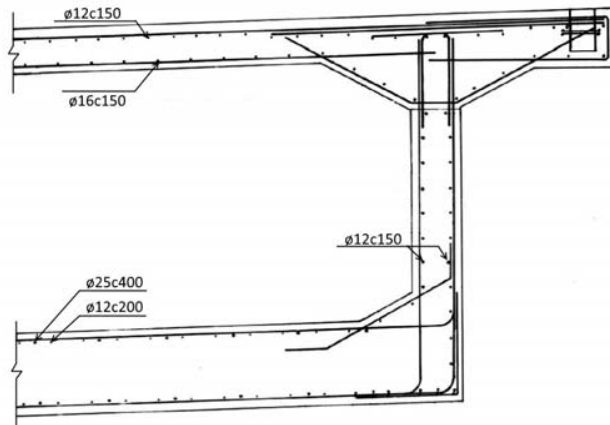
$$\varepsilon'_{\text{p0.uk}} := \varepsilon_{\text{p0}} - \Delta \varepsilon_{\text{tap.uk}} = 6.125 \times 10^{-3}$$

Beregnet reduksjon i OK spennarmering pga kryp, svinn og relaksasjon (Vedlegg H): 11,702%

$$\Delta \varepsilon_{\text{tap.ok}} := 0.11702 \cdot \varepsilon_{\text{p0}} = 8.371 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon'_{\text{p0.ok}} := \varepsilon_{\text{p0}} - \Delta \varepsilon_{\text{tap.ok}} = 6.317 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering - plassering og mengde:



Armering i topplate:

$$\text{OK:} \quad \phi_{\text{topp.ok}} := 12 \text{mm} \quad n_{\text{topp.ok}} := 49 \quad d_{\text{topp.ok}} := 1908 \text{mm}$$

$$A_{\text{topp.ok}} := n_{\text{topp.ok}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{topp.ok}}}{2} \right)^2 = 5542 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg I: Momentkapasitet i felt

UK:  $\phi_{\text{topp.uk}} := 16\text{mm}$        $n_{\text{topp.uk}} := 37$

$$A_{\text{topp.uk}} := n_{\text{topp.uk}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{topp.uk}}}{2} \right)^2 = 7439 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{topp.uk}} := 1844\text{mm}$$

$$d_{\text{s.middel.topp}} := \frac{A_{\text{topp.ok}} \cdot d_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}} \cdot d_{\text{topp.uk}}}{A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}} = 1871 \cdot \text{mm}$$

Armering i steg:

$$\phi_{\text{steg}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{steg}} := 34$$

$$A_{\text{steg}} := n_{\text{steg}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{steg}}}{2} \right)^2 = 3845 \cdot \text{mm}^2$$

Armering i bunnplate:

OK:  $\phi_{\text{bunn.ok}} := 12\text{mm}$        $n_{\text{bunn.ok}} := 25$

$$A_{\text{bunn.ok}} := n_{\text{bunn.ok}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.ok}}}{2} \right)^2 = 2827 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{bunn.ok}} := 1842\text{mm}$$

UK:  $\phi_{\text{bunn.uk}} := 12\text{mm}$        $n_{\text{bunn.uk}} := 28$

$$A_{\text{bunn.uk}} := n_{\text{bunn.uk}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.uk}}}{2} \right)^2 = 3167 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{bunn.uk}} := 1938\text{mm}$$

$$d_{\text{s.middel.bunn}} := \frac{d_{\text{bunn.ok}} \cdot n_{\text{bunn.ok}} + d_{\text{bunn.uk}} \cdot n_{\text{bunn.uk}}}{n_{\text{bunn.ok}} + n_{\text{bunn.uk}}} = 1893 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer om kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt:

Antar at armering i bunnplaten er eneste strekkarmering. Stegarmeringen vil også gi noe bidrag, men det neglisjeres videre.

Effektive høyder for slakkarmering i bunnplate:

$$A_{s.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_{bunn} \cdot d_{s.middel.bunn}, 0.0013 \cdot b_{bunn} \cdot d_{s.middel.bunn}\right) = 15413 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{bunn.tot} := A_{bunn.ok} + A_{bunn.uk} + n_{kabler.uk} \cdot A_p = 39594 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{bunn.tot} \geq A_{s.min}, "OK", "IKKE\_OK") = "OK"$$

Finner en midlere effektiv høyde:

$$d_{m.f} := \frac{d_{s.middel.bunn} \cdot (A_{bunn.ok} + A_{bunn.uk}) \cdot f_{sd} + d_{spenn.uk} \cdot A_p \cdot n_{kabler.uk} \cdot f_{pd}}{(A_{bunn.ok} + A_{bunn.uk}) \cdot f_{sd} + A_p \cdot n_{kabler.uk} \cdot f_{pd}} = 1903 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer om tverrsnittet er over- eller underarmert:

Betongkonstruksjoner, Svein Ivar Sørensen, 2009, s. 279

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0.uk} + \epsilon_{cu}} = 0.726$$

Tøyninger:

$$\text{Spennarmering i OK: } \Delta\epsilon_{p.ok} := \frac{\alpha_b \cdot d_{m.f} - (h - d_{spenn.ok})}{\alpha_b \cdot d_{m.f}} \cdot \epsilon_{cu} = 3.181 \times 10^{-3}$$

$$\text{Slakkarmering i OK: } \epsilon_{s.ok} := \frac{\alpha_b \cdot d_{m.f} - (h - d_{s.middel.topp})}{\alpha_b \cdot d_{m.f}} \cdot \epsilon_{cu} = 3.174 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s.ok} > \epsilon_{.yd} \rightarrow \text{Armeringen flyter}$$

$$\text{Slakkarmering i UK: } \epsilon_{s.uk} := \frac{d_{s.middel.bunn} - \alpha_b \cdot d_{m.f}}{\alpha_b \cdot d_{m.f}} \cdot \epsilon_{cu} = 1.294 \times 10^{-3}$$



Krefter:

$$T_{c1} := A_{topp} \cdot f_{cd}$$

$$T_{c2} := (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_{m.f} - t_{topp}) \cdot 2t_{steg} \cdot f_{cd}$$

$$S_2 := (A_{topp.ok} + A_{topp.uk}) \cdot f_{sd}$$

$$S_{p.ok} := A_p \cdot n_{kabler.ok} \cdot E_p \cdot (\epsilon'_{p0.ok} - \Delta\epsilon_{p.ok})$$

$$S_1 := (A_{bunn.ok} + A_{bunn.uk}) \cdot E_s \cdot \epsilon_{s.uk}$$

$$S_{p.uk} := A_{pb} \cdot f_{pd}$$

Aksiell likevekt for balansert tverrsnitt:

$$T_{c1} + T_{c2} + S_2 = S_{p.ok} + S_1 + S_{p.uk}$$

$$A_{pb} := \frac{T_{c1} + T_{c2} + S_2 - S_{p.ok} - S_1}{f_{pd}} = 59153 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{bunn.tot} < A_{pb}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$$

Aksiell likevekt:

$$T_c + S_2 = S_1 + S_{pd.uk} + S_{pd.ok}$$

hvor:

$$T_c := 0.8\alpha_f \cdot d_{m.f} \cdot b_{topp} \cdot f_{cd}$$

Antar at den effektive trykksonehøyden ligger i topplaten

$$S_2 := (A_{topp.ok} + A_{topp.uk}) \cdot f_{sd}$$

$$S_{pd.ok} := n_{kabler.ok} \cdot A_p \cdot f_{pd}$$

$$S_1 := (A_{bunn.ok} + A_{bunn.uk}) \cdot f_{sd}$$

$$S_{pd.uk} := n_{kabler.uk} \cdot A_p \cdot f_{pd}$$

Vedlegg I: Momentkapasitet i felt

$$\alpha_f := \frac{(A_{\text{bunn.ok}} + A_{\text{bunn.uk}}) \cdot f_{\text{sd}} + n_{\text{kabler.uk}} \cdot A_p \cdot f_{\text{pd}} \dots + -(A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}) \cdot f_{\text{sd}} + n_{\text{kabler.ok}} \cdot A_p \cdot f_{\text{pd}}}{0.8 \cdot b_{\text{topp}} \cdot d_{\text{m.f}} \cdot f_{\text{cd}}} = 0.1635$$

$$\alpha_f \cdot d_{\text{m.f}} = 311.1 \cdot \text{mm} \quad 0.8 \alpha_f \cdot d_{\text{m.f}} = 249 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(0.8 \cdot \alpha_f \cdot d_{\text{m.f}} < t_{\text{topp}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Altså stemmer antagelsen med at den effektive trykksonehøyden ligger i topplaten.

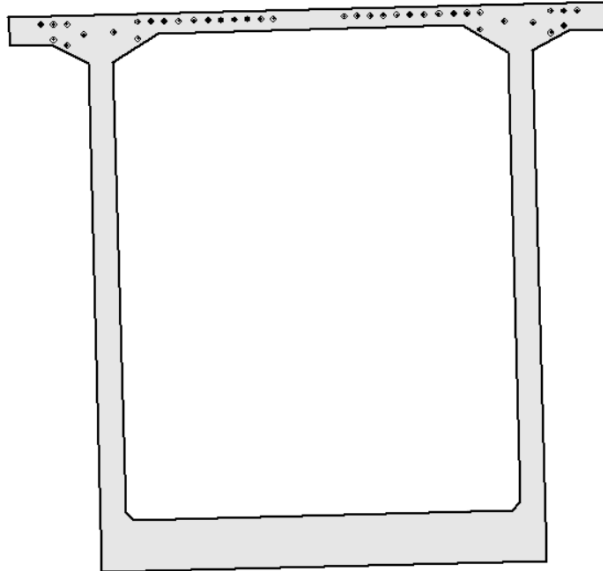
Momentkapasitet:

$$M_{\text{Rd}} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_f) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{topp}} \cdot d_{\text{m.f}}^2 \dots = 91055 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + f_{\text{sd}} \cdot (A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}) \cdot [d_{\text{m.f}} - (h - d_{\text{s.middel.topp}})] \dots \\ + -f_{\text{pd}} \cdot A_p \cdot n_{\text{kabler.ok}} \cdot [d_{\text{m.f}} - (h - d_{\text{spenn.ok}})]$$

$$M_{\text{Ed}} := 68488 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{\text{Rd}} > M_{\text{Ed}}, \text{"OK KAPASITET"}, \text{"IKKE OK KAPASITET"}) = \text{"OK KAPASITET"}$$

**Momentkapasitet over støtte:**



**Tverrsnitt:**

$$h := 6753\text{mm}$$

$$t_{\text{topp}} := 250\text{mm}$$

$$t_{\text{bunn}} := 620\text{mm}$$

$$t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$$

$$b_{\text{bunn}} := 5400\text{mm}$$

$$b_{\text{topp}} := 7300\text{mm}$$

**Betong:**

$$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$$

$$f_{\text{cd}} := 28\text{MPa}$$

$$\gamma_{\text{c}} := 1.4$$

$$E_{\text{ck}} := 29794\text{MPa}$$

$$f_{\text{ctm}} := 2.90\text{MPa}$$

$$c_{\text{ok}} := 70\text{mm}$$

$$c_{\text{generell}} := 40\text{mm}$$

**Slakkarmering:**

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

$$f_{\text{sd}} := 400\text{MPa}$$

$$\gamma_{\text{s}} := 1.25$$

$$E_{\text{s}} := 200000\text{MPa}$$

**Spennarmering:**

$$A_{\text{p}} := 1680\text{mm}^2$$

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

$$f_{\text{p0.2k}} := 1670\text{MPa}$$

$$n_{\text{kabler}} := 38$$

$$E_{\text{p}} := 195000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$$

$$\sigma_{\text{p.max}} := 1420\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{pm0}} := 1395\text{MPa}$$

## Vedlegg J: Momentkapasitet over støtte

$$\gamma_p := 1.15$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1452 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 7.154 \times 10^{-3}$$

Effektiv høyde av spennarmeringen i ulike lag:

$$h_1 := \frac{28 \cdot 105 \text{ mm} + 2 \cdot 220 \text{ mm} + 2 \cdot 240 \text{ mm} + 2 \cdot 287.5 \text{ mm} + 2 \cdot 368 \text{ mm} + 2 \cdot 305 \text{ mm}}{38} = 152 \cdot \text{mm}$$

$$d_{spenn} := h - h_1 = 6601 \cdot \text{mm}$$

$$A_{spenn} := A_p \cdot n_{kabler} = 63840 \cdot \text{mm}^2$$

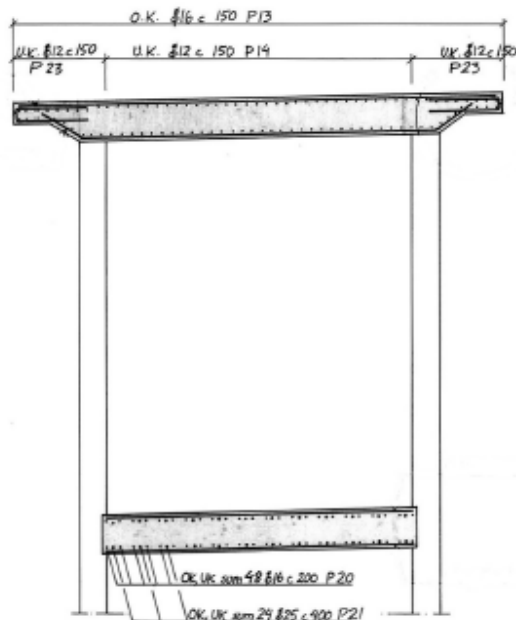
Beregnet reduksjon pga kryp, svinn og relaksasjon (Vedlegg H): 11,702%

(Antar at spennkrafttapet for seksjon D blir gjeldende for samtlige spennkabler i OK)

$$\Delta \epsilon_{tap} := 0.11702 \cdot \epsilon_{p0} = 8.371 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon_{tap} = 6.317 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering - plassering og mengde:



Skjærarmering:

$$\phi_{\text{skjær}} := 16\text{mm}$$

Armering i topplate:

$$\text{OK:} \quad \phi_{\text{topp.ok}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{topp.ok}} := 49$$

$$A_{\text{topp.ok}} := n_{\text{topp.ok}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{topp.ok}}}{2} \right)^2 = 9852 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{s,topp.ok}} := h - c_{\text{ok}} - \phi_{\text{skjær}} - \frac{\phi_{\text{topp.ok}}}{2} = 6659 \cdot \text{mm}$$

$$\text{UK:} \quad \phi_{\text{topp.uk}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{topp.uk}} := 50$$

$$A_{\text{topp.uk}} := n_{\text{topp.uk}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{topp.uk}}}{2} \right)^2 = 5655 \cdot \text{mm}^2$$

Antar forenklet at all UK armering i topplate ligger i samme plan.

$$d_{\text{s,topp.uk}} := h - t_{\text{topp}} + c_{\text{ok}} + \phi_{\text{skjær}} + \frac{\phi_{\text{topp.uk}}}{2} = 6595 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{s,middel,topp}} := \frac{A_{\text{topp.ok}} \cdot d_{\text{s,topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}} \cdot d_{\text{s,topp.uk}}}{A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}} = 6636 \cdot \text{mm}$$

Armering i bunnplate:

$$\text{OK:} \quad \phi_{\text{bunn.ok.1}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{bunn.ok.1}} := 24$$

$$A_{\text{bunn.ok.1}} := n_{\text{bunn.ok.1}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.ok.1}}}{2} \right)^2 = 4825 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi_{\text{bunn.ok.2}} := 25\text{mm} \quad n_{\text{bunn.ok.2}} := 12$$

$$A_{\text{bunn.ok.2}} := n_{\text{bunn.ok.2}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.ok.2}}}{2} \right)^2 = 5890 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{bunn.tot.ok}} := A_{\text{bunn.ok.1}} + A_{\text{bunn.ok.2}} = 10716 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{s,bunn.ok}} := h - t_{\text{bunn}} + c_{\text{generell}} + \phi_{\text{skjær}} + \frac{\phi_{\text{bunn.ok.2}}}{2} = 6202 \cdot \text{mm}$$

## Vedlegg J: Momentkapasitet over støtte

UK:  $\phi_{\text{bunn.uk.1}} := 16\text{mm}$   $n_{\text{bunn.uk.1}} := 24$

$$A_{\text{bunn.uk.1}} := n_{\text{bunn.uk.1}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.uk.1}}}{2} \right)^2 = 4825 \cdot \text{mm}^2$$

$\phi_{\text{bunn.uk.2}} := 25\text{mm}$   $n_{\text{bunn.uk.2}} := 12$

$$A_{\text{bunn.uk.2}} := n_{\text{bunn.uk.2}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_{\text{bunn.uk.2}}}{2} \right)^2 = 5890 \cdot \text{mm}^2$$
$$A_{\text{bunn.tot.uk}} := A_{\text{bunn.uk.1}} + A_{\text{bunn.uk.2}} = 10716 \cdot \text{mm}^2$$
$$d_{\text{s.bunn.uk}} := h - c_{\text{generell}} - \phi_{\text{skjær}} - \frac{\phi_{\text{bunn.uk.2}}}{2} = 6685 \cdot \text{mm}$$

### Effektive høyder for slakkarmering:

Topplate:  $d_{\text{s.topp}} := \frac{A_{\text{topp.ok}} \cdot d_{\text{s.topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}} \cdot d_{\text{s.topp.uk}}}{A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}} = 6636 \cdot \text{mm}$

Bunnplate:  $d_{\text{s.bunn}} := \frac{A_{\text{bunn.tot.ok}} \cdot d_{\text{s.bunn.ok}} + A_{\text{bunn.tot.uk}} \cdot d_{\text{s.bunn.uk}}}{A_{\text{bunn.tot.ok}} + A_{\text{bunn.tot.uk}}} = 6443 \cdot \text{mm}$

### Kontrollerer om kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt:

$$A_{\text{s.min}} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{sk}}} \cdot b_{\text{topp}} \cdot d_{\text{s.topp}}, 0.0013 \cdot b_{\text{topp}} \cdot d_{\text{s.topp}} \right) = 73048 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{topp.tot}} := A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}} + A_{\text{spenn}} = 79347 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{\text{topp.tot}} \geq A_{\text{s.min}}, "OK", "IKKE\_OK") = "OK"$$

### Finner en midlere effektiv høyde for slakk- og spennarmering:

$$d_{\text{m.s}} := \frac{d_{\text{s.topp}} \cdot (A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}) \cdot f_{\text{sd}} + d_{\text{spenn}} \cdot A_{\text{spenn}} \cdot f_{\text{pd}}}{(A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}) \cdot f_{\text{sd}} + A_{\text{spenn}} \cdot f_{\text{pd}}} = 6603 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer om tverrsnittet er over- eller underarmert:

Betongkonstruksjoner, Svein Ivar Sørensen, 2009, s. 279

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0.756$$

Tøyninger:

Slakkamering i OK: 
$$\epsilon_{s.ok} := \frac{d_{s.topp} - \alpha_b \cdot d_{m.s}}{\alpha_b \cdot d_{m.s}} \cdot \epsilon_{cu} = 1.153 \times 10^{-3}$$

Slakkamering i UK: 
$$\epsilon_{s.uk} := \frac{d_{s.bunn} - (h - \alpha_b \cdot d_{m.s})}{\alpha_b \cdot d_{m.s}} \cdot \epsilon_{cu} = 3.283 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s.uk} > \epsilon_{.yd} \rightarrow \text{Armeringen flyter}$$

Krefter:

$$T_{c1} := b_{bunn} \cdot t_{bunn} \cdot f_{cd}$$

$$T_{c2} := (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_{m.s} - t_{bunn}) \cdot 2t_{steg} \cdot f_{cd}$$

$$S_1 := (A_{bunn.tot.ok} + A_{bunn.tot.uk}) \cdot f_{sd}$$

$$S_2 := (A_{topp.ok} + A_{topp.uk}) \cdot E_s \cdot \epsilon_{s.ok}$$

$$S_p := A_{pb} \cdot f_{pd}$$

Aksiell likevekt for balansert tverrsnitt:

$$T_{c1} + T_{c2} + S_1 = S_{pd} + S_2$$

$$A_{pb} := \frac{T_{c1} + T_{c2} + S_1 - S_2}{f_{pd}} = 107016 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{topp.tot} < A_{pb}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$$

## Vedlegg J: Momentkapasitet over støtte

### Virkelig $\alpha$ :

Antar at den effektive trykksonehøyden ligger i bunnplaten

$$T_c := 0.8\alpha_s \cdot d_{m,s} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot f_{cd}$$

$$S_p := A_{\text{spenn}} \cdot f_{pd}$$

$$S_2 := (A_{\text{topp.ok}} + A_{\text{topp.uk}}) \cdot f_{sd}$$

$$S_1 := (A_{\text{bunn.tot.ok}} + A_{\text{bunn.tot.uk}}) \cdot f_{sd}$$

$$\alpha_s := \frac{S_p + S_2 - S_1}{0.8 \cdot d_{m,s} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot f_{cd}} = 0.113$$

$$\alpha_s \cdot d_{m,s} = 747 \cdot \text{mm} \quad 0.8 \cdot \alpha_s \cdot d_{m,s} = 597 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(0.8 \cdot \alpha_s \cdot d_{m,s} < t_{\text{bunn}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Altså stemmer antagelsen med at den effektive trykksonehøyden ligger i bunnplaten.

### Momentkapasitet:

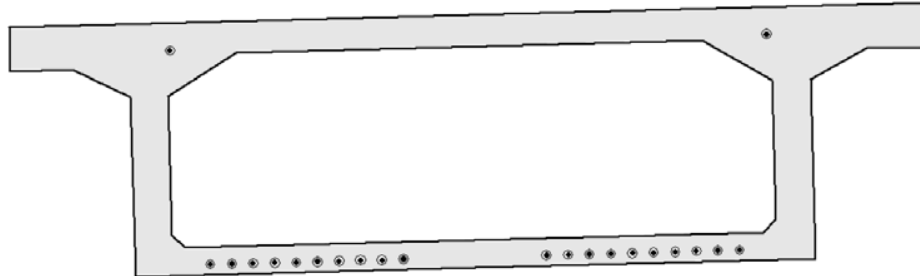
$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot (1 - 0.4\alpha_s) \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{bunn}} \cdot d_{m,s}^2 \dots = 623461 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + (A_{\text{bunn.tot.ok}} + A_{\text{bunn.tot.uk}}) \cdot f_{sd} \cdot [d_{m,s} - (h - d_{s,\text{bunn}})]$$

$$M_{Ed} := 372734 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{Rd} > M_{Ed}, \text{"OK KAPASITET"}, \text{"IKKE OK KAPASITET"}) = \text{"OK KAPASITET"}$$



**Skjærkapasitet brubjelke**



Tverrsnitt:

$$h_f := 2000\text{mm}$$

$$h_s := 6201\text{mm}$$

$$t_{\text{topp}} := 250\text{mm}$$

$$t_{\text{f.bunn}} := 220\text{mm}$$

$$t_{\text{s.bunn}} := 570\text{mm}$$

$$t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$$

Slakkarmering:

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

$$f_{\text{sd}} := 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

$$\varnothing := 12\text{mm}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$c := 200\text{mm}$$

Betong:

$$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$$

$$f_{\text{cd}} := 28\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

**Skjærkapasitet i felt:**

**Skjærstrekkapasitet:**

Kapasiteten for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmering er:

$$V_{\text{Rd}} = V_{\text{Rd,s}} + V_{\text{ccd}} + V_{\text{td}} \quad \text{EK2: 6.2.1(1)}$$

Der  $V_{\text{ccd}} = V_{\text{td}} = 0$ , da disse er tillegg for skrå gurter.

$$V_{\text{Rd}} = V_{\text{Rd,s}}$$

$$V_{\text{Rd,s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{c} \cdot z \cdot f_{\text{yd}} \cdot \cot\theta \geq V_{\text{Ed}} \quad \text{EK2: 6.2.3(3), lign. (6.9)}$$

Vedlegg K: Skjærkapasitet brubjelke

Der  $V_{Ed} := 842 \text{ kN}$

$$z_f := h_f - \frac{t_{\text{topp}} + t_{f.\text{bunn}}}{2} = 1765 \text{ mm}$$

Indre momentarm valgt fra tyngdepunkt spennarmering topp til tyngdepunkt spennarmering i bunn

Ifølge EK2, pkt. 6.2.3(2) skal vinkelen  $\cot\theta$  velges mellom 1,0 - 2,0. N400, pkt. 7.6.2 presierer videre at  $\cot\theta$  ikke skal settes større enn 2,0.

Setter  $\cot\theta := 2$

Hvert steg er armert med 2ø12c200 i midtsnittet

$$A_{sw} := 2 \cdot A_s = 226.2 \text{ mm}^2$$

Med to steg gir dette dimensjonerende skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rd.s} := 2 \cdot \frac{A_{sw}}{c} \cdot z_f \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 3194 \text{ kN}$$

$$\text{Kap}_{v.f} := \text{if}(V_{Rd.s} > V_{Ed}, \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRSTREKKAP."})$$

$$\text{Kap}_{v.f} = \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}$$

Skjærtrykkapasitet:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad \text{EK2: 6.2.3(3), lign. (6.9)}$$

$$A_{c.f} := 4416000 \text{ mm}^2 \quad N_{ed.f} := 36166 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp.f} := \frac{N_{ed.f}}{A_{c.f}} = 8.19 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw.f} := 1.25 \quad \text{for } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp.f} < 0,5f_{cd} \quad \text{EK2: NA.6.2.3, lign. (6.11.bN)}$$

$$\nu_1 := 0.6 \quad b_w := 2t_{\text{steg}} = 600 \text{ mm}$$

Vedlegg K: Skjærkapasitet brubjelke

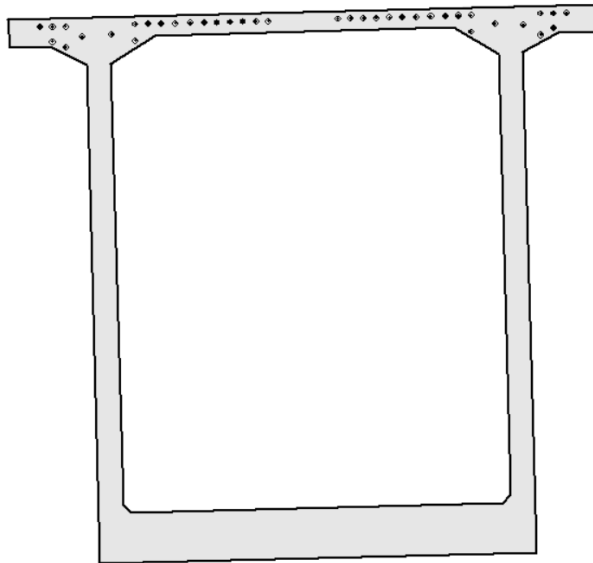
$$\cot\theta = 2 \qquad \tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.5$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot f_w \cdot z_f \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 8896 \text{ kN}$$

$$Kap_{v,t} := \text{if}(V_{Rd,max} > V_{Ed}, \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRTRYKKAP."})$$

$$Kap_{v,t} = \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}$$

**Skjærkapasitet ved støtte:**



Det er valgt å se på skjærkapasiteten i en avstand lik 5000mm fra midtpunktet over støtte. Det er valgt å bruke 5000mm i steden for avstand  $d = 6601\text{mm}$  da vi mangler tverrsnittsdata for dette punktet.

Skjærstrekkapasitet:

$$V_{Ed.s} := 9515 \text{ kN}$$

$$z_s := h_s - \frac{t_{\text{topp}} + t_{s.\text{bunn}}}{2} = 5791 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.s} := 2 \cdot \frac{A_{sw}}{c} \cdot z_s \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 10479 \text{ kN}$$

$$\text{Kap}_{V.s} := \text{if}(V_{Rd.s} > V_{Ed.s}, \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRSTREKKAP."})$$

$$\text{Kap}_{V.s} = \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}$$

Skjærtrykkapasitet:

$$N_{ed.s} := 64382 \text{ kN} \quad A_{c.s} := 8617000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cp.s} := \frac{N_{ed.s}}{A_{c.s}} = 7.47 \text{ MPa}$$

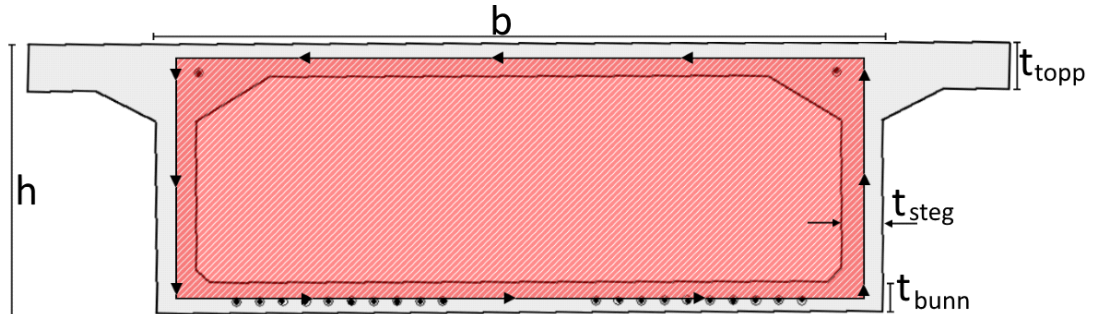
$$\alpha_{cw.s} := 1.25 \quad \text{for } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp.f} < 0,5f_{cd} \quad \text{EK2: NA.6.2.3, lign. (6.11.bN)}$$

$$V_{Rd.max.s} := \alpha_{cw.s} \cdot b_w \cdot z_s \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 29187 \text{ kN}$$

$$\text{Kap}_{V.t} := \text{if}(V_{Rd.max.s} > V_{Ed.s}, \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRTRYKKAP."})$$

$$\text{Kap}_{V.t} = \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}$$

**Torsjonskapasitet brubjelke**



Tverrsnittsdata:

$$h_f := 2000\text{mm}$$

$$h_s := 6753\text{mm}$$

$$b := 5400\text{mm}$$

$$t_{\text{topp}} := 250\text{mm}$$

$$t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$$

$$t_{f,\text{bunn}} := 220\text{mm}$$

$$t_{s,\text{bunn}} := 620\text{mm}$$

Betong:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 28\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{tn} := 1.6\text{MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \text{MPa}$$

Armering:

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

$$f_{sd} := 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

**Torsjonskapasitet felt**

Kontrollerer om torsjonsarmering er nødvendig.

Areal som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelenene:

$$A_{k,f} := \left( h_f - \frac{t_{\text{topp}}}{2} - \frac{t_{f,\text{bunn}}}{2} \right) \cdot (b - t_{\text{steg}}) = 9.002 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$t_{ef,f} := \min(t_{\text{topp}}, t_{\text{steg}}, t_{f,\text{bunn}}) = 220 \cdot \text{mm}$$

## Vedlegg L: Torsjonskapasitet brubjelke

### Riss-torsjonsmoment:

$$T_{Rd.c.f} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_{k.f} \cdot t_{ef.f} = 4526 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \qquad T_{Ed.f} := 3178 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(T_{Rd.c.f} > T_{Ed.f}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Det er ikke beregningsmessig behov for torsjonsarmering.

Kapasiteten for brua utsatt for torsjon og skjærkraft beregnes etter EK2, pkt 6.3.2(4):

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} < 1,0$$

### Dimensjonerende torsjonskapasitet:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \qquad \text{EK2: lign. 6.30}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{250} \right) = 0.516$$

$$N_{Ed.f} := 35255 \text{kN} \qquad A_{c.f} := 4416000 \text{mm}^2 \qquad \sigma_{cp.f} := \frac{N_{Ed.f}}{A_{c.f}} = 7.983 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cw.f} := 1.25 \qquad \text{for } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}$$

$$\cot\theta := 2 \qquad \tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 0.5 \quad \rightarrow \quad \theta := 26.565$$

$$T_{Rd,max.f} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw.f} \cdot f_{cd} \cdot A_{k.f} \cdot t_{ef.f} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 9783 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Rd,max.f} := 7650 \text{kN} \qquad V_{Ed.f} := 842 \text{kN}$$

### Kombinert torsjon og skjærkraft:

$$\frac{T_{Ed.f}}{T_{Rd,max.f}} + \frac{V_{Ed.f}}{V_{Rd,max.f}} = 0.435 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{Tilstrekkelig kapasitet.}$$

**Torsjonskapasitet støtte**

$$A_{k.s} := \left( h_s - \frac{t_{topp}}{2} - \frac{t_{s.bunn}}{2} \right) \cdot (b - t_{steg}) = 3.222 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$t_{ef.s} := \min(t_{topp}, t_{steg}, t_{s.bunn}) = 250 \cdot \text{mm}$$

**Riss-torsjonsmoment:**

$$T_{Rd.c.f} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_{k.s} \cdot t_{ef.s} = 18412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Ed.s} := 11348 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(T_{Rd.c.f} > T_{Ed.s}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring.

**Kombinert torsjon og skjærkraft:**

$$N_{Ed.s} := 54127 \text{kN}$$

$$A_{c.s} := 8617000 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{cp.s} := \frac{N_{Ed.s}}{A_{c.s}} = 6.281 \cdot \text{MPa}$$

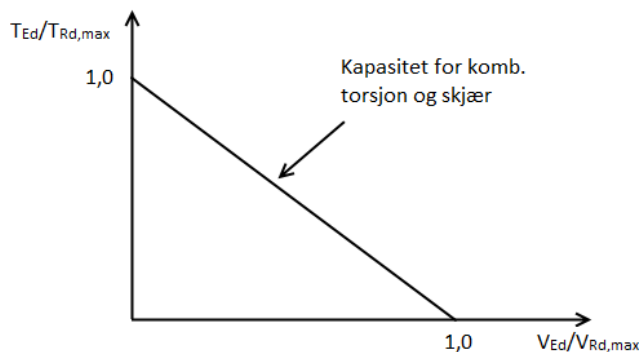
$$\alpha_{cw.s} := 1 + \frac{\sigma_{cp.s}}{f_{cd}} = 1.224 \quad \text{for } 0 < \sigma_{cp} < 0,25f_{cd}$$

$$T_{Rd.max.s} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw.s} \cdot f_{cd} \cdot A_{k.s} \cdot t_{ef.s} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 38978 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Rd.max.s} := 25101 \text{kN}$$

$$V_{Ed.s} := 9515 \text{kN}$$

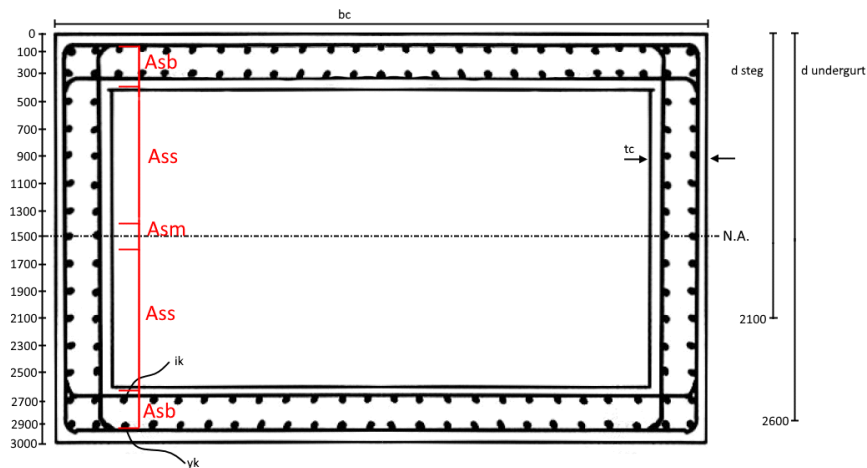
$$\frac{T_{Ed.s}}{T_{Rd.max.s}} + \frac{V_{Ed.s}}{V_{Rd.max.s}} = 0.67 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{Tilstrekkelig kapasitet.}$$



### **Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler**

Da søylene blir utsatt for en kombinasjon av moment og aksialkraft, beregnes kapasiteten ved bruk av M-N diagram.

Figuren under viser slakkarmering i søylene:



#### Armering:

Armeringsdiameter:

$$\sigma_s := 25\text{mm}$$

Armeringsareal pr stang:

$$A_{\text{stang}} := \frac{\pi \cdot \sigma_s^2}{4} = 491 \text{ mm}^2$$

Antall stenger i ytterkant:

$$n_{\text{yk}} := 80$$

Antall stenger i innerkant:

$$n_{\text{ik}} := 72$$

Totalt armeringsareal:

$$A_{\text{s.tot}} := (n_{\text{yk}} + n_{\text{ik}}) \cdot A_{\text{stang}} = 74613 \text{ mm}^2$$

Antall stenger i undergurt:

$$n_{\text{ug}} := 54$$

$$A_{\text{sb}} := n_{\text{ug}} \cdot A_{\text{stang}} = 26507 \text{ mm}^2$$

Antall stenger i steg under tgp:

$$n_s := 20$$

$$A_{\text{ss}} := n_s \cdot A_{\text{stang}} = 9817 \text{ mm}^2$$



## Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

Antall stenger i tgp:  $n_m := 4$

$$A_{sm} := n_m \cdot A_{stang} = 1963 \text{ mm}^2$$

### Tverrsnittsdata:

Høyde:  $h_c := 3000 \text{ mm}$

Bredde:  $b_c := 5400 \text{ mm}$

Tykkelse:  $t_c := 400 \text{ mm}$

Overdekning:  $c_{nom} := 40 \text{ mm}$

Betongareal:  $A_c := [h_c + (b_c - 2 \cdot t_c)] \cdot 2 \cdot t_c = 6080000 \text{ mm}^2$

### Materialdata:

#### *Betong:*

Konstruksjonsfasthet for trykk:  $f_{cn} := 22.4 \text{ MPa}$

Materialfaktor:  $\gamma_c := 1.4$

Dimensjonerende trykkfasthet:  $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 16 \text{ MPa}$

#### *Armering:*

Karakteristisk strekkfasthet:  $f_{sk} := 500 \text{ MPa}$

Materialfaktor:  $\gamma_s := 1.25$

Dimensjonerende strekkfasthet:  $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

E-modul:  $E_s := 200000 \text{ MPa}$

Karakteristisk bruddtøyning:  $\epsilon_{yk} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 0.0025$

## Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

### Effektiv høyde:

Armering i undergurt:  $d_{ug} := h_c - \frac{t_c}{2} = 2800 \text{ mm}$

Armering i overgurt:  $d_{og} := d_{ug} = 2800 \text{ mm}$

Armering i steg under tgp:

$$d_s := \frac{h_c}{2} + \frac{200\text{mm} + 400\text{mm} + 600\text{mm} + 800\text{mm} + 1000\text{mm}}{5} = 2100 \text{ mm}$$

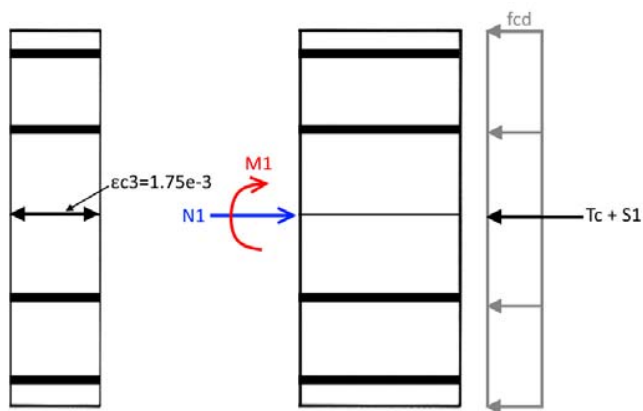
### **Velger tøyningstilstander:**

#### **1) Rent trykk**

Bruddkriterium C:  $\epsilon_{c3} := 0.00175$

EK2: Tabell 3.1

Bruddtøyning for armering:  $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.002$



$\text{if}(\epsilon_{yd} < \epsilon_{c3}, \text{"Armeringen flyter"}, \text{"Armeringen flyter ikke"}) = \text{"Armeringen flyter ikke"}$

Krefter:

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot (A_c - A_{s,\text{tot}}) = 96086 \text{ kN}$$

$$S_1 := \epsilon_{c3} \cdot E_s \cdot A_{s,\text{tot}} = 26114 \text{ kN}$$

## Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

### Aksiell likevekt:

$$N_1 := T_{c1} + S_1 = 122201 \text{ kN}$$

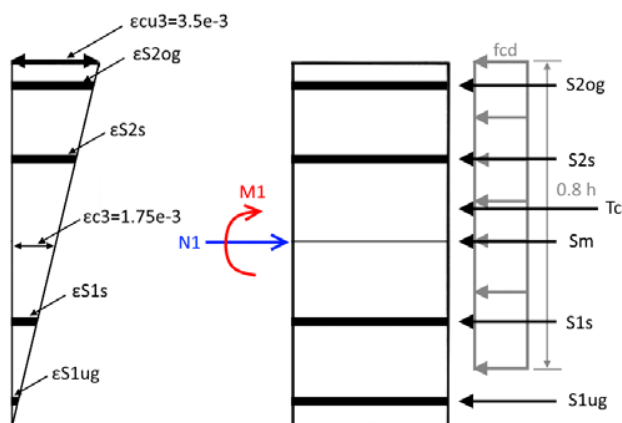
### Momentlikevekt:

$$M_1 := 0$$

### 2) Trykkbrudd i betong

Bruddkriterium B og C samtidig:  $\epsilon_{cu3} := 0.0035$

$$\epsilon_{c3} = 0.00175$$



Tøyning i undergurtarmeringen:  $\epsilon_{S1.ug} := \frac{(h_c - d_{ug}) \cdot \epsilon_{cu3}}{h_c} = 0.00023$

if( $\epsilon_{S1.ug} > \epsilon_{yd}$ , "Armeringen flyter", "Armeringen flyter ikke") = "Armeringen flyter ikke"

Tøyning i stegarmeringen under tgp:  $\epsilon_{S1.s} := \frac{(h_c - d_s) \cdot \epsilon_{cu3}}{h_c} = 0.00105$

if( $\epsilon_{S1.s} > \epsilon_{yd}$ , "Armeringen flyter", "Armeringen flyter ikke") = "Armeringen flyter ikke"

Tøyning i stegarmeringen over tgp:  $\epsilon_{S2.s} := \frac{d_s \cdot \epsilon_{cu3}}{h_c} = 0.00245$

## Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

if( $\epsilon_{S2.s} > \epsilon_{yd}$ , "Armeringen flyter", "Armeringen flyter ikke") = "Armeringen flyter"

Da stegarmeringen over tgp flyter, vil det samme være tilfellet for overgurtarmeringen:

$$\epsilon_{S2.og} > \epsilon_{yd}$$

Krefter:

$$S_{1.ug} := \epsilon_{S1.ug} \cdot E_s \cdot A_{sb} = 1237 \text{ kN}$$

$$S_{1.s} := \epsilon_{S1.s} \cdot E_s \cdot A_{ss} = 2062 \text{ kN}$$

$$S_m := \epsilon_{c3} \cdot E_s \cdot A_{sm} = 687 \text{ kN}$$

$$S_{2.s} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3927 \text{ kN}$$

$$S_{2.og} := A_{sb} \cdot f_{sd} = 10603 \text{ kN}$$

$$T_{c1.2} := f_{cd} \cdot b_c \cdot t_c = 34560 \text{ kN}$$

$$T_{c2.2} := f_{cd} \cdot 2 \cdot t_c \cdot (0.8 \cdot h_c - t_c) = 25600 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt:

$$N_2 := S_{1.ug} + S_{1.s} + S_m + S_{2.s} + S_{2.og} + T_{c1.2} + T_{c2.2} = 78676 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

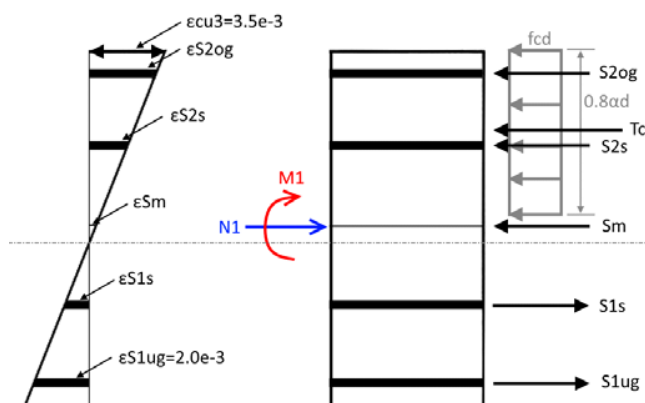
$$M_2 := (S_{2.og} - S_{1.ug}) \cdot \left( \frac{h_c - t_c}{2} \right) + (S_{2.s} - S_{1.s}) \cdot \left( d_s - \frac{h_c}{2} \right) \dots = 59759 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ + T_{c1.2} \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \frac{t_c}{2} \right) + T_{c2.2} \cdot \left( \frac{h_c}{2} - t_c - 0.8 \cdot \frac{h_c - t_c}{2} \right)$$

### 3) Trykkbrudd i betong med flyting i armering

Bruddkriterium B:

$$\epsilon_{cu3} = 0.0035$$

$$\epsilon_{S1.ug} := \epsilon_{yd} = 0.002$$



Midlere effektiv høyde:

$$d_m := \frac{d_{ug} \cdot A_{sb} + d_s \cdot A_{ss}}{A_{sb} + A_{ss}} = 2611 \text{ mm}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{cu3}}{(\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})} = 0.6364$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_3 \cdot d_m = 1661 \text{ mm}$$

Tøyninger:

$$\epsilon_{S1.ug} = 0.002$$

$$\epsilon_{S1.s} := \frac{(d_s - \alpha_3 \cdot d_m) \cdot \epsilon_{S1.ug}}{h_c - \alpha_3 \cdot d_m - \frac{t_c}{2}} = 0.00077$$

$$\epsilon_{S2.s} := \frac{[\alpha_3 \cdot d_m - (h_c - d_s)] \cdot \epsilon_{cu3}}{\alpha_3 \cdot d_m} = 0.001604$$

Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

$$\varepsilon_{S2.og} := \frac{\left(\alpha_3 \cdot d_m - \frac{t_c}{2}\right) \cdot \varepsilon_{cu3}}{\alpha_3 \cdot d_m} = 0.00308$$

$$\varepsilon_{Sm} := \frac{\left(\alpha_3 \cdot d_m - \frac{h_c}{2}\right) \cdot \varepsilon_{cu3}}{\alpha_3 \cdot d_m} = 0.00034$$

Krefter:

$$S_{1.ug} := A_{sb} \cdot f_{sd} = 10603 \text{ kN}$$

$$S_{1.s} := A_{ss} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{S1.s} = 1513 \text{ kN}$$

$$S_m := A_{sm} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{Sm} = 134 \text{ kN}$$

$$S_{2.s} := A_{ss} \cdot \varepsilon_{S2.s} \cdot E_s = 3150 \text{ kN}$$

$$S_{2.og} := S_{1.ug} = 10603 \text{ kN}$$

$$T_{c.f.3} := f_{cd} \cdot t_c \cdot b_c = 34560 \text{ kN}$$

$$T_{c.s.3} := f_{cd} \cdot t_c \cdot 2 \cdot (0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_m - t_c) = 11893 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt:

$$N_3 := T_{c.f.3} + T_{c.s.3} + S_{2.og} + S_{2.s} + S_m - S_{1.s} - S_{1.ug} = 48223 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_3 := T_{c.f.3} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{t_c}{2}\right) + T_{c.s.3} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - t_c - \frac{0.8 \alpha_3 \cdot d_m - t_c}{2}\right) \dots = 82850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$+ S_{1.ug} \cdot (h_c - t_c) \dots$$

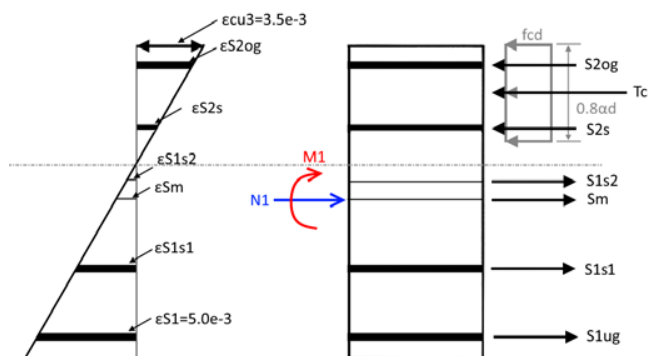
$$+ (S_{1.s} + S_{2.s}) \cdot \left(d_s - \frac{h_c}{2}\right)$$

#### 4) Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmeringen

Bruddkriterium B:

$$\epsilon_{cu3} = 0.0035$$

$$\epsilon_{S1} := 2 \cdot \epsilon_{yk} = 0.005$$



Trykksonehøyde:

$$\alpha d := \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{S1}} \cdot d_m = 1075 \text{ mm}$$

Armeringstøyninger:

Høyde av strekksone som gir tøyninger over flytregrensen,  $\epsilon_{yd} = 2,0$ :

$$z := \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu3}} \cdot \alpha d = 614 \text{ mm}$$

Strekkarmering:

$$\epsilon_{S1} = 0.005$$

Noe av armeringen i steg over tgp er i strekksone, og vil fungere som strekkarmering sammen med midtarmeringen:

$$\epsilon_{S1,s} := \frac{\epsilon_{yd}}{2} = 0.001$$

$$n_{1,s} := 3 \cdot 4 = 12$$

$$A_{1,s} := n_{1,s} \cdot A_{stang} = 5890 \text{ mm}^2$$

Trykkarmering:

$$\epsilon_{S2.s} := \frac{\alpha d - t_c}{2} \cdot \epsilon_{cu3} = 0.0011$$

$$n_{2.s} := 3 \cdot 4 = 12$$

$$A_{2.s} := n_{2.s} \cdot A_{stang} = 5890 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{S2.og} := \frac{\alpha d - 100 \text{ mm}}{\alpha d} \cdot \epsilon_{cu3} = 0.00317$$

$$\epsilon_{S2.og} > \epsilon_{yd} \quad \text{--->} \quad \text{Armeringen flyter}$$

Krefter:

$$S_{1.ug} := A_{sb} \cdot f_{sd} = 10603 \text{ kN}$$

$$S_{1.s1} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3927 \text{ kN}$$

$$S_{1.s2} := A_{1.s} \cdot \epsilon_{S1.s} \cdot E_s = 1178 \text{ kN}$$

$$S_{2.s} := A_{2.s} \cdot \epsilon_{S2.s} \cdot E_s = 1295 \text{ kN}$$

$$S_{2.og} := A_{sb} \cdot f_{sd} = 10603 \text{ kN}$$

$$T_{c.1.4} := b_c \cdot t_c \cdot f_{cd} = 34560 \text{ kN}$$

$$T_{c.2.4} := (0.8\alpha d - t_c) \cdot 2t_c \cdot f_{cd} = 5888 \text{ kN}$$



Aksiell likevekt:

$$N_4 := T_{c.1.4} + T_{c.2.4} + S_{2.og} + S_{2.s} - S_{1.s1} + -S_{1.s2} - S_{1.ug} = 36638 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

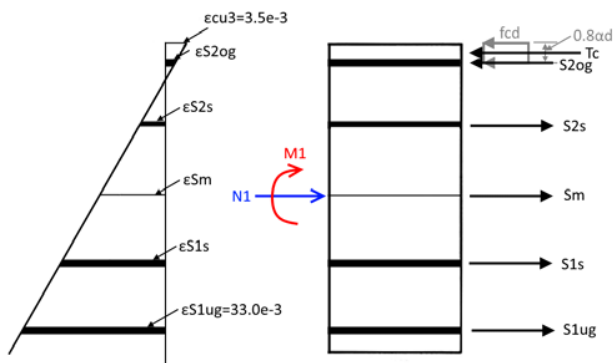
$$\begin{aligned} M_4 := & T_{c.1.4} \cdot \left( d_{og} - \frac{h_c}{2} \right) + T_{c.2.4} \cdot \left( \frac{h_c}{2} - t_c - \frac{0.8 \cdot \alpha d - t_c}{2} \right) \dots = 80823 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ & + S_{2.og} \cdot \left( d_{og} - \frac{h_c}{2} \right) \dots \\ & + S_{2.s} \cdot \left( \frac{h_c}{2} - t_c - \frac{\alpha d - t_c}{2} \right) + -S_{1.s2} \cdot \left( \frac{h_c}{2} - \alpha d - \frac{z}{2} \right) \dots \\ & + S_{1.s1} \cdot \left( d_s - \frac{h_c}{2} \right) + S_{1.ug} \cdot \left( d_{ug} - \frac{h_c}{2} \right) \end{aligned}$$

**5) Trykkbrudd i betong med stor armeringstøyning**

Bruddkriterium B:

$$\epsilon_{cu3} = 0.0035$$

$$\epsilon_{S1.ug} := 0.033$$



Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_5 := \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{S1.ug}} = 0.09589$$

$$\alpha_5 \cdot d_m = 250 \text{ mm}$$

I hvilken avstand fra overkant starter armeringen å flyte:

$$z_{ok} := \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu3}} \cdot \alpha_5 \cdot d_m = 143 \text{ mm}$$

## Vedlegg M: Moment- og aksialkraftkapasitet for søyler

$$z_{\text{flytning}} := \alpha_5 \cdot d_m + z_{\text{ok}} = 393 \text{ mm}$$

$$F_{\text{arm}} := \text{if}(z_{\text{flytning}} < t_c, \text{"All armering under overgurten flyter"}, \text{"Noe av armeringen under o.g. flyter"})$$

$$F_{\text{arm}} = \text{"All armering under overgurten flyter"}$$

Tøyninger:

$$\epsilon_{S2.\text{og}} := \frac{\alpha_5 \cdot d_m - \frac{t_c}{2}}{\alpha_5 \cdot d_m} \cdot \epsilon_{\text{cu3}} = 0.0007$$

Krefter:

$$T_{c.5} := 0.8 \cdot \alpha_5 \cdot d_m \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_c = 17304 \text{ kN}$$

$$S_{2.\text{og}} := A_{\text{sb}} \cdot \epsilon_{S2.\text{og}} \cdot E_s = 3732 \text{ kN}$$

$$S_{2.s} := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 3927 \text{ kN}$$

$$S_m := A_{\text{sm}} \cdot f_{\text{sd}} = 785 \text{ kN}$$

$$S_{1.s} := A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sd}} = 3927 \text{ kN}$$

$$S_{1.\text{ug}} := A_{\text{sb}} \cdot f_{\text{sd}} = 10603 \text{ kN}$$

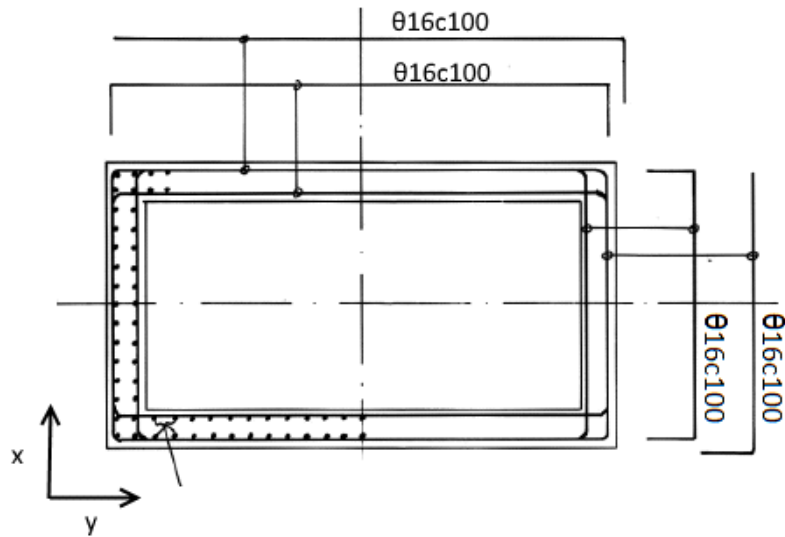
Aksiell likevekt:

$$N_5 := T_{c.5} + S_{2.\text{og}} - S_{2.s} - S_m - S_{1.s} - S_{1.\text{ug}} = 1794 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_5 := T_{c.5} \cdot \left( \frac{h_c - 0.8 \cdot \alpha_5 \cdot d_m}{2} \right) + S_{2.\text{og}} \cdot \left( \frac{h_c - t_c}{2} \right) - S_{2.s} \cdot \left( d_s - \frac{h_c}{2} \right) \dots = 42859 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$+ S_{1.s} \cdot \left( d_s - \frac{h_c}{2} \right) + S_{1.\text{ug}} \cdot \left( d_{\text{ug}} - \frac{h_c}{2} \right)$$

**Skjærkapasitet søyler:**



Tverrsnittsdata:

$$h := 3000\text{mm}$$

$$b := 5400\text{mm}$$

$$t := 400\text{mm}$$

Betong:

$$f_{ck} := 25\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 16\text{MPa}$$

$$E := 27602\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

Armering:

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

$$f_{sd} := 400\text{MPa}$$

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

**Byggefase**

I byggefase oppstår dimensjonerende skjærkraft grunnet vind horisontalt på brua i y-retning.

$$V_{Ed,b} := 1915\text{kN}$$

Er det behov for skjærarmering i byggefase?

Formel for dimensjonerende skjærkraftkapasitet:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{EK2: 6.2.2(1)}$$

k-koeff:  $k_1 := 0.15$

$k_2 := 0.18$

Vedlegg N: Skjærkapasitet søyler

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.129 \quad d := b - \frac{t}{2} = 5200 \cdot \text{mm} \quad k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} = 1.196$$

Armering i strekkgurt:  $A_{s1} := 26507 \text{mm}^2$  Ref. Vedlegg M

Minste bredden av tv.sn. i strekksone:

$$b_w := 2 \cdot t = 800 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforhold:  $\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 0.0064$

Opptredende aksialkraft:  $N_{Ed} := 25000 \text{kN}$

Betongareal:  $A_c := 6080000 \text{mm}^2$

Spenningsbidrag grunnet aksialkraft:  $\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) = 3.2 \cdot \text{MPa}$

$$v_{\min} := 0.035 k^{\frac{2}{3}} \cdot \left(f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.2$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft:

$$V_{Rd,c} := \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 3607 \cdot \text{kN}$$

Med en minsteverdi:

$$V_{Rd,c} := (v_{\min} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 2817 \cdot \text{kN}$$

$$K_{s,b} := \text{if}(V_{Rd,c} > V_{Ed,b}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmering i søylene i byggefase.

Skjærtrykkapasitet:

Konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmering:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad \text{EK2: 6.2.3(3)}$$

Der  $\alpha_{cw} := 1$

$$b_w := 2 \cdot t = 800 \cdot \text{mm}$$

$$z_b := b - t = 5000 \cdot \text{mm}$$

$$\nu_1 := 0.6 \quad f_{ck} < 60 \text{MPa} \quad \text{lign. (6.10.aN)}$$

Ifølge EK2, pkt. 6.2.3(2) skal vinkelen  $\cot\theta$  velges mellom 1,0 - 2,0. N400, pkt. 7.6.2 presierer videre at  $\cot\theta$  ikke skal settes større enn 2,0.

$$\cot\theta := 1 \quad \tan\theta := \frac{1}{\cot\theta} = 1$$

$$V_{Rd,max,b} := 2\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z_b \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 38400 \cdot \text{kN}$$

$$Kap_{v,b} := \text{if}(V_{Rd,max,b} > V_{Ed,b}, \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRTRYKKAP."})$$

$$Kap_{v,b} = \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}$$

### Ferdigtilstand

I ferdigtilstand oppstår dimensjonerende skjærkraft pga ULS komb. b, trafikk dominerende, i x-retning.

#### Skjærstrekkapasitet:

Kapasiteten for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmering er:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad \text{EK2: 6.2.1(1)}$$

Der  $V_{ccd} = V_{td} = 0$ , da disse er tillegg for skrå gurter.

$$V_{Rd} = V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s)z f_{yd} \cot \theta > V_{Ed} \quad \text{EK2: 6.2.3(3)}$$

Der  $V_{Ed,f} := 4501 \text{ kN}$

$$d := 2611 \text{ mm}$$

$$\text{Antar } z := h - 2 \cdot (h - d) = 2222 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm går altså fra tyngdepunkt trykkarmering til tyngdepunkt strekkarmering.

Bøyer  $\phi 16$  gir:  $A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 402 \cdot \text{mm}^2$   $s_b := 100 \text{ mm}$

Det ligger to sett med bøyer i søylene, begge med  $\phi 16c100$ :

$$V_{Rd,s} := 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_b} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot \theta = 7148 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kap}_{v,s} := \text{if}(V_{Rd,s} > V_{Ed,f}, \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRSTREKKAP."})$$

$$\text{Kap}_{v,s} = \text{"OK SKJÆRSTREKKAPASITET"}$$

Skjærtrykkapasitet:

$$z_f := h - t = 2600 \cdot \text{mm}$$

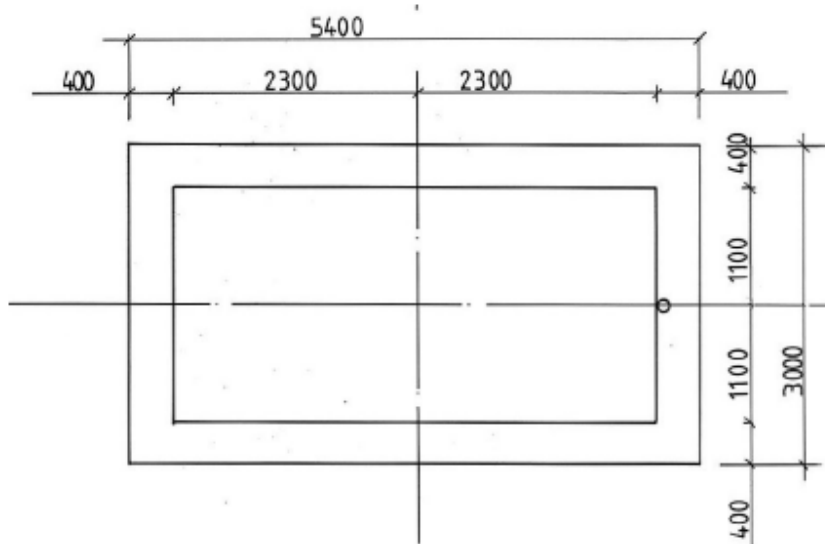
$$V_{\text{Rd,max.f}} := 2\alpha_{\text{cw}} \cdot b_w \cdot z_f \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 19968 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kap}_{\text{v.f}} := \text{if}(V_{\text{Rd,max.f}} > V_{\text{Ed.f}}, \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}, \text{"IKKE OK SKJÆRTRYKKAP."})$$

$$\text{Kap}_{\text{v.f}} = \text{"OK SKJÆRTRYKKAPASITET"}$$

**Torsjonskapasitet søyler:**

Søylene i akse 2 og 3 er begge lukkede hulltverrsnitt med dimensjoner som vist på figur under.



Betong:

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 16 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.6 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.1 \cdot \text{MPa}$$

$$A_c := 2 \cdot [b \cdot t + (h - 2 \cdot t) \cdot t] = 6080000 \cdot \text{mm}^2$$

Areal som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelene:

$$A_k := (b - t) \cdot (h - t) = 13000000 \cdot \text{mm}^2$$

Armering:

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

$$f_{sd} := 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

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

Dimensjoner:

$$b := 5400 \text{ mm}$$

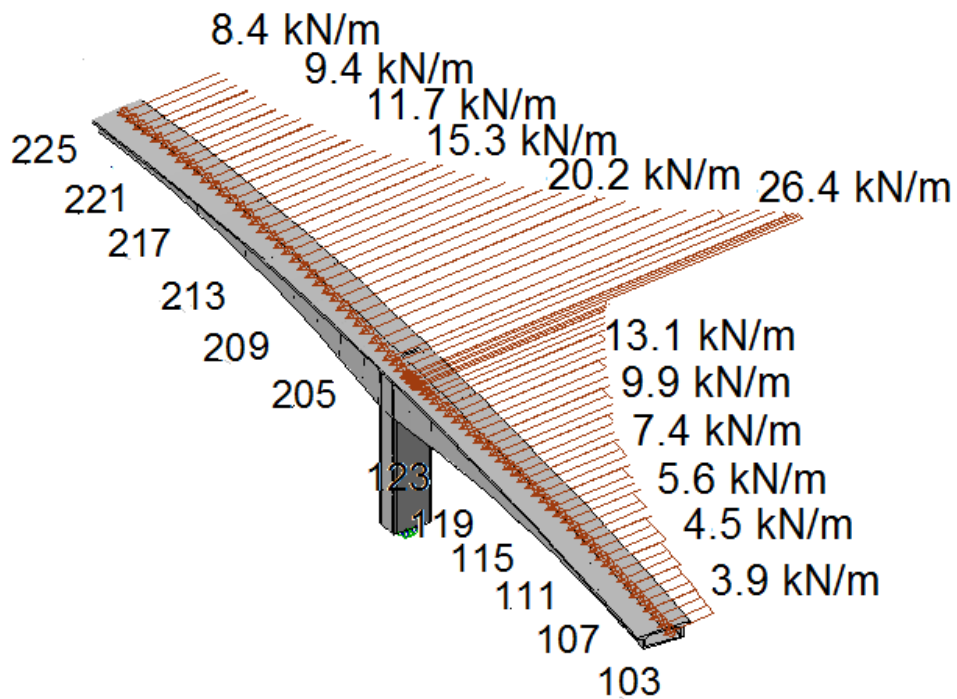
$$h := 3000 \text{ mm}$$

$$t := 400 \text{ mm}$$



**Byggefase:**

Kritisk torsjonsmoment for søylene oppstår i byggefase, med full vind i horisontalretning på én utkrager og 50% vind på den andre utkrageren, ref. pkt. 2.5.2.2 i N400 (2009).



Kontrollerer om torsjonsarmering er nødvendig.

Riss-torsjonsmoment:

$$T_{Rd.c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t = 11886 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Svein I. Sørensen,  
Betongkonstruksjoner  
s.80

Største opptredende torsjonsmoment i byggefase:

$$T_{Ed.b} := 18358 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{t.bygg} := \text{if}(T_{Rd.c} > T_{Ed.b}, \text{"IKKE BEHOV FOR TORSJ.ARM."}, \text{"BEHOV FOR TORSJ.ARMERING"})$$

$$A_{t.bygg} = \text{"BEHOV FOR TORSJ.ARMERING"}$$

Lengdearmering:

Omkrets langs hulltverrsnittetveggens midtlinje:

$$u_k := 2 \cdot [(b - t) + (h - t)] = 15200 \cdot \text{mm}$$

$$\cot\theta := 1$$

Nødvendig torsjonslengdearmering:

$$A_{s1} := \frac{T_{Ed} \cdot b \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{sd}} \cdot \cot\theta = 26831 \cdot \text{mm}^2$$

Er det behov for mer lengdearmering i søylene grunnet opptredende aksialkraft i byggefasen?

Aksialkraft i søylene i byggefasetilstand fra NovaFrame:

$$N_{Ed} := 25000 \text{ kN}$$

Tverrsnittets trykkapasitet fra betongarealet alene:

$$N_{Rd,b} := A_c \cdot f_{cd} = 97280 \cdot \text{kN}$$

$$K_N := \text{if}(N_{Rd,b} > N_{Ed}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Det er ikke noe beregningsmessig behov for lengdearmering grunnet aksialkraften i byggefasetilstand.

Minimumsarmering for søyler:

$$A_{s,\text{min}} := \max\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}}, 0.01 \cdot A_c\right) = 60800 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{EK2: NA.9.5.2(2)}$$

Tilgjengelig lengdearmeringsmengde i søyletverrsnittet ihht. prosjekteringsgrunnlag:

$$A_{s1,\text{tilgjengelig}} := 74611 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{lengde}} := \text{if}(A_{s,\text{min}} < A_{s1,\text{tilgjengelig}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$A_{s,\text{torsjon}} := \text{if}(A_{s1,\text{tilgjengelig}} > A_{s1}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Søyletverrsnittet har tilstrekkelig lengdearmering mtp. torsjon.

Bøylearmering:

Pr. lengdeenhet langs bjelkeaksen:

$$\tan\theta := 1$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed,b}}{2 \cdot A_k \cdot f_{sd}} \cdot \tan\theta = 1.77 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad (\text{Enkeltsnittet})$$

Tilgjengelig skjærarmering i søyletverrsnittet ihht. prosjekteringsgrunnlag:

$$\frac{A_{sw,tilgj}}{s} = 4.02 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad (\text{Enkeltsnittet}) \quad \frac{A_{sw,tilgj}}{s} > \frac{A_{sw}}{s} \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

Det er ikke beregningsmessig behov for ytterligere bøylearmering grunnet skjær, ref. Vedlegg N.

Søyletverrsnittet har tilstrekkelig skjærarmering.

Trykkbruddkapasitet:

$$T_{Rd,max} = 2 \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad \text{EK2: 6.3.2(4)}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.540$$

$$\alpha_{cw} := 1$$

$$\theta := 45 \quad \sin\theta := \frac{1}{\sqrt{2}} \quad \cos\theta := \frac{1}{\sqrt{2}}$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 44928 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kombinert torsjon og skjær:

EK2: 6.3.2(4)

$$V_{Ed,b} := 1915 \text{kN}$$

$$V_{Rd,max,b} := 38400 \text{kN}$$

$$T_{Ed,b} = 18358 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{Rd,max} = 44928 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{T_{Ed,b}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,b}}{V_{Rd,max,b}} = 0.458 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig}$$

**Ferdigtilstand:**

Kontrollerer om det er nødvendig med torsjonsarmering i ferdigtilstand:

$$T_{Ed.f} := 4439 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{t.ferdig} := \text{if}(T_{Rd.c} > T_{Ed.f}, \text{"IKKE BEHOV FOR TORSJ.ARM."}, \text{"BEHOV FOR TORSJ.ARM."})$$

$$A_{t.ferdig} = \text{"IKKE BEHOV FOR TORSJ.ARM."}$$

Kombinert torsjon og skjær:

$$V_{Ed.f} := 4501 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max.f} := 19968 \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed.f}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.f}}{V_{Rd.max.f}} = 0.324 < 1 \quad \text{--->} \quad \text{Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig}$$

### **Spenningsbegrensning:**

Under følger beregninger for spenningsbegrensning etter 100 år, ihht. pkt. 7.2 i EK2.

Snitt som kontrolleres er:

- Den midterste seksjonen (profilnr. 3882)
- 1/4-punktet (profilnr. 3849,5)
- Støtte (profilnr. 3817)

Følgene lastkombinasjoner betraktes:

- Karakteristisk
- Tilnærmet permanent
- Ofte forekommende
- Lastkombinasjon b (R412)

Først beskrives generell data for de ulike snittene.

Deretter kontrolleres:

- i) Betongspenningene ihht. 7.2(2).
- ii) Lineær eller ikke-lineær kryptøyning ihht. 7.2(3).
- iii) Armeringspenninger ihht. 7.2(4) og 7.2.(5)
- iv) Hovedspenninger for karakteristisk lastkombinasjon.
- v) Rissvinkel for karakteristisk lastkombinasjon.

### **Generell data:**

#### Tverrsnitt:

Bredde:  $b_{ug} := 5400\text{mm}$   $b_{og} := 7300\text{mm}$

Tykkelse:  $t_{steg} := 300\text{mm}$

#### Betong:

Trykkfasthet:  $f_{ck} := 35\text{MPa}$   $f_{cd} := 28\text{MPa}$

Strekfasthet:  $f_{tk} := 2.9\text{MPa}$

Konstruksjonsfasthet  
for strekk:  $f_{tn} := 2.0\text{MPa}$

E-modul:  $E_c := 29764\text{MPa}$

#### Slakkarmering:

Karakteristisk strekkfasthet:  $f_{sk} := 500\text{MPa}$

Dimensjonerende strekkfasthet:  $f_{sd} := 400\text{MPa}$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Materialfaktor:  $\gamma_s := 1.25$

E-modul:  $E_s := 200000\text{MPa}$

### Spennarmering:

E-modul:  $E_p := 195000\text{MPa}$

Areal pr. kabel:  $A_p := 1680\text{mm}^2$

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

Kar. strekkfast. 0,2%-grense:  $f_{p0.2k} := 1670\text{MPa}$

Materialfaktor:  $\gamma_p := 1.15$

Dim. strekkfasthet:  $f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1452\cdot\text{MPa}$

Oppspenning:  $\sigma_{p,\max} := \min(0.8\cdot f_{pk}, 0.85\cdot f_{p0.2k}) = 1419.5\cdot\text{MPa}$

$\sigma_{pm0} := \min(0.75\cdot f_{pk}, 0.87\cdot f_{p0.2k}) = 1395\cdot\text{MPa}$

Nominell overdekning:  $c_{\text{nom.ok}} := 70\text{mm}$

$c_{\text{nom.g}} := 40\text{mm}$

### **Generell data om midterste seksjon, profilnr. 3882**

#### Generell data:

Lengder:  $h_1 := 2000\text{mm}$   $b_{ug} := 5400\text{mm}$

Tykkelse:  $t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$   $t_{\text{ug.1}} := 220\text{mm}$

$t_{\text{og}} := 250\text{mm}$

Areal:  $A_{c.1} := 4416000\text{mm}^2$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Slakkarmering:

$$\text{OK:} \quad A'_{s,1} := 12981 \text{ mm}^2$$

$$\text{UK:} \quad A_{s,1} := 5994 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall spennkabler:} \quad n_{\text{ok},1} := 2$$

$$n_{\text{uk},1} := 20$$

$$\text{Tot. spenn.arm. areal:} \quad A_{\text{p,tot.ok},1} := A_{\text{p}} \cdot n_{\text{ok},1} = 3360 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{p,tot.uk},1} := A_{\text{p}} \cdot n_{\text{uk},1} = 33600 \cdot \text{mm}^2$$

Andre arealmoment, hentet fra NovaFrame:

$$\text{Om x-aksen:} \quad I_{x,1} := 2.599 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\text{Om y-aksen:} \quad I_{y,1} := 2.068 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Tyngdepunktet i betongtverrsnittet fra UK tverrsnitt:

$$y_1 := 1187.2 \text{ mm} \quad (\text{Fra NovaFrame})$$

Diameter for rør og slakkarmering:

$$\text{Kabelrør:} \quad \phi_{\text{rør}} := 80 \text{ mm}$$

$$\text{Skjærarmering:} \quad \phi_{\text{skjær.ok}} := 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{skjær.uk}} := 16 \text{ mm}$$

Avstand fra tyngdepunktsaksen til spennarmeringen:

$$e_{\text{p.uk},1} := y_1 - c_{\text{nom.g}} - \phi_{\text{skjær.uk}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 1091.2 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\text{p.ok},1} := h_1 - y_1 - c_{\text{nom.ok}} - \phi_{\text{skjær.ok}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 690.8 \cdot \text{mm}$$

Transformert tverrsnitt:

$$\eta := \frac{E_p}{E_c} = 6.552$$

$$A_{t,1} := A_{c,1} + (\eta - 1) \cdot (A_{p,tot.ok,1} + A_{p,tot.uk,1}) = 4.621 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Avstanden mellom det rene betongtverrsnittets tungdepunktsakse (tpb) og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse (tp):

$$y_{t,1} := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p,tot.uk,1} \cdot e_{p,uk,1} - A_{p,tot.ok,1} \cdot e_{p,ok,1})}{A_{t,1}} = 41.3 \cdot \text{mm}$$

Arealregningsmomentet om tp:

$$I_{t,1} := I_{x,1} + A_{c,1} \cdot y_{t,1}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.uk,1} \cdot (e_{p,uk,1} - y_{t,1})^2 \dots = 2.822 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4 \\ + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.ok,1} \cdot (e_{p,ok,1} + y_{t,1})^2$$

**Generell data om 1/4-punktet, profilnr. 3849,5**

Tverrsnitt:

Høyde:  $h_2 := 3050 \text{mm}$

Tykkelse u.gurt:  $t_{ug,2} := 295 \text{mm}$

Areal:  $A_{c,2} := 5411500 \text{mm}^2$

Spennarmering:  $n_{ok,2} := 20$   $A_{p,tot.ok,2} := n_{ok,2} \cdot A_p = 33600 \cdot \text{mm}^2$

$n_{uk,2} := 2$   $A_{p,tot.uk,2} := n_{uk,2} \cdot A_p = 3360 \cdot \text{mm}^2$

Andre arealmoment, hentet fra NovaFrame:

Om x-aksen:  $I_{x,2} := 7.985 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$

$I_{y,2} := 2.551 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$

Tyngdepunktet i betongtverrsnittet fra UK tverrsnitt:

$y_2 := 1695.1 \text{mm}$  (Fra NovaFrame)



Avstand fra tyngdepunktsaksen til spennarmeringen:

$$e_{p.uk.2} := y_2 - c_{nom.g} - \phi_{skjær.uk} - \frac{\phi_{rør}}{2} = 1599.1 \cdot \text{mm}$$

$$e_{p.ok.2} := h_2 - y_2 - c_{nom.ok} - \phi_{skjær.ok} - \frac{\phi_{rør}}{2} = 1232.9 \cdot \text{mm}$$

$$A_{t.2} := A_{c.2} + (\eta - 1) \cdot (A_{p.tot.ok.2} + A_{p.tot.uk.2}) = 5.617 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$y_{t.2} := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p.tot.ok.2} \cdot e_{p.ok.2} - A_{p.tot.uk.2} \cdot e_{p.uk.2})}{A_{t.2}} = 35.6 \cdot \text{mm}$$

Arealtreghetsmomentet om tp:

$$I_{t.2} := I_{x.2} + A_{c.2} \cdot y_{t.2}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.uk.2} \cdot (e_{p.uk.2} + y_{t.2})^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.ok.2} \cdot (e_{p.ok.2} - y_{t.2})^2 \dots = 8.309 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

**Generell data om støtte, profilnr. 3817**

Tverrsnitt:

Høyde:  $h_3 := 6753 \text{mm}$

Tykkelse:  $t_{ug.3} := 620 \text{mm}$

Areal:  $A_{c.3} := 9.188 \cdot 10^6 \text{mm}^2$

Spennarmering:  $n_{ok.3} := 38$   $A_{p.tot.3} := n_{ok.3} \cdot A_p = 63840 \cdot \text{mm}^2$

Slakkarmering:

OK:  $A_{s.3} := 15507 \text{mm}^2$   $h_{steg} := h_3 - t_{og} - t_{ug.3} = 5883 \text{mm}$

UK:  $A'_{s.3} := 21432 \text{mm}^2$

Andre arelamoment, hentet fra NovaFrame:

Om x-aksen:  $I_{x.3} := 6.504 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$

$$I_{y.3} := 4.296 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$$

Tyngdepunktet i betongtverrsnittet fra UK tverrsnitt:

$$y_3 := 3129.5\text{mm} \quad (\text{Fra NovaFrame})$$

Avstand fra tyngdepunktsaksen til spennarmeringen:

$$e_{p.ok.3} := h_3 - y_3 - c_{nom.ok} - \phi_{skjær.ok} - \frac{\phi_{rør}}{2} = 3501.5 \cdot \text{mm}$$

$$A_{t.3} := A_{c.3} + (\eta - 1) \cdot (A_{p.tot.3}) = 9.542 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$y_{t.3} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.tot.3} \cdot e_{p.ok.3}}{A_{t.3}} = 130 \cdot \text{mm}$$

Arealtreghetsmomentet om tp:

$$I_{t.3} := I_{x.3} + A_{c.3} \cdot y_{t.3}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.3} \cdot (e_{p.ok.3} - y_{t.3})^2 = 6.922 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

### **i) Betongspenninger:**

*Betongspenningen begrenses ihht. pkt. 5.10.2.2(5) i EK2. Pkt. 7.2(2) i samme standard påpeker at trykkspenningen skal begrenses til en verdi  $k_1 f_{ck}$  for konstruksjonsdeler i eksponeringsklasse XD, XF og XS. Storseisundet bru er i klasse XS1.*

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} \quad \text{EK2: 5.10.2.2(5)}$$

$$k_1 := 0.6 \quad \text{EK2: NA.7.2(2)}$$

*Altså er kravet i pkt. 5.10.2.2(5) og 7.2.(2) like.*

### **Karakteristisk lastkombinasjon:**

#### 1) Midterste seksjon:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{1.kar} := -30391\text{kN} \quad M_{1.kar} := 32334\text{kN}\cdot\text{m}$$

(Aksialkraften er negativ for trykk, mens momentet er positivt for strekk i UK overbygning)

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Underkant,  $y = 1187.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.1} := \frac{N_{1.kar}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.kar} \cdot (1187.2\text{mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = 6.553 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Overkant,  $y = -812.8\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{N_{1.kar}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.kar} \cdot (-812.8\text{mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -16.362 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Hele tverrsnittet er i trykk.

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.1}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenninger:  $f_{ctm} := f_{tm} = 2 \cdot \text{MPa}$  EK2: 7.1(2)

$$\text{if}(f_{ctm} > \sigma_{c.uk.1}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som opprisset - Stadium II.*

2) 1/4-punktet:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{2.kar} := -21083\text{kN} \quad M_{2.kar} := -20939\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1695.1\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.2} := \frac{N_{2.kar}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2.kar} \cdot (1695.1\text{mm} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -8.115 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Overkant,  $y = -1355.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.2} := \frac{N_{2.kar}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2.kar} \cdot (-1355.2\text{mm} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -0.428 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Kontroll av spenninger:

Hele tverrsnittet er i trykk.

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.2}|, "OK", "IKKE OK") = "OK"$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

### 3) Støtte:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{3.kar} := -55698 \text{ kN} \quad M_{3.kar} := -131891 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Underkant,  $y = 3129.5 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.3} := \frac{N_{3.kar}}{A_{t.3}} + \frac{M_{3.kar} \cdot (3129.5 \text{ mm} + y_{t.3})}{I_{t.3}} = -12.047 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Overkant,  $y = -3623.5 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.3} := \frac{N_{3.kar}}{A_{t.3}} + \frac{M_{3.kar} \cdot (-3623.5 \text{ mm} + y_{t.3})}{I_{t.3}} = 0.819 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.3}|, "OK", "IKKE OK") = "OK"$$

Strekkspenninger:  $f_{ctm} := f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa}$  EK2: 7.1(2)

$$\text{if}(f_{ctm} > \sigma_{c.ok.3}, "OK", "IKKE OK") = "OK"$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

**Tilnærmet permanent lastkombinasjon:**

1) Midterste seksjon:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{1,perm} := -30894\text{kN} \quad M_{1,perm} := 20686\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1187.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.1} := \frac{N_{1,perm}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1,perm} \cdot (1187.2\text{mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = 1.714 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Overkant,  $y = -812.8\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{N_{1,perm}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1,perm} \cdot (-812.8\text{mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -12.945 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

$$\text{Trykkspenning:} \quad \sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2: 5.10.2.2(5)}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.ok.1}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{Strekkspenninger:} \quad f_{ctm} := f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2: 7.1(2)}$$

$$\text{if}(f_{ctm} > \sigma_{c.uk.1}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

2) 1/4-punktet:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{2,perm} := -19816\text{kN} \quad M_{2,perm} := -12017\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1695.1\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.2} := \frac{N_{2,perm}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2,perm} \cdot (1695.1\text{mm} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -6.031 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Overkant,  $y = -1355.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.2} := \frac{N_{2,perm}}{A_{t,2}} + \frac{M_{2,perm} \cdot (-1355.2\text{mm} + y_{t,2})}{I_{t,2}} = -1.62 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Hele tverrsnittet er i trykk.

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.2}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

### 3) Støtte:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{3,perm} := -55780\text{kN} \quad M_{3,perm} := -99807\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 3129.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.3} := \frac{N_{3,perm}}{A_{t,3}} + \frac{M_{3,perm} \cdot (3129.5\text{mm} + y_{t,3})}{I_{t,3}} = -10.545 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Overkant,  $y = -3623.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.3} := \frac{N_{3,perm}}{A_{t,3}} + \frac{M_{3,perm} \cdot (-3623.5\text{mm} + y_{t,3})}{I_{t,3}} = -0.809 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.3}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

**Ofte forekommende lastkombinasjon:**

**1) Midterste seksjon:**

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{1.ofte} := -30452 \text{ kN} \quad M_{1.ofte} := 25083 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1187.2 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.1} := \frac{N_{1.ofte}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.ofte} \cdot (1187.2 \text{ mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = 3.595 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Overkant,  $y = -812.8 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{N_{1.ofte}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.ofte} \cdot (-812.8 \text{ mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -14.18 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.ok.1}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenninger:  $f_{ctm} := f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa}$  EK2: 7.1(2)

$$\text{if}(f_{ctm} > \sigma_{c.uk.1}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

*Det vil si at betongverrsnittet skal regnes som opprisset - Stadium II.*

**2) 1/4-punktet:**

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{2.ofte} := -20143 \text{ kN} \quad M_{2.ofte} := -14305 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1695.1 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.2} := \frac{N_{2.ofte}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2.ofte} \cdot (1695.1 \text{ mm} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -6.566 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Overkant,  $y = -1355.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.2} := \frac{N_{2.ofte}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2.ofte} \cdot (-1355.2\text{mm} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -1.315 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Hele tverrsnittet er i trykk.

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.2}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

### 3) Støtte:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{3.ofte} := -56135\text{kN} \quad M_{3.ofte} := -108045\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 3129.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.3} := \frac{N_{3.ofte}}{A_{t.3}} + \frac{M_{3.ofte} \cdot (3129.5\text{mm} + y_{t.3})}{I_{t.3}} = -10.97 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Overkant,  $y = -3623.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.3} := \frac{N_{3.ofte}}{A_{t.3}} + \frac{M_{3.ofte} \cdot (-3623.5\text{mm} + y_{t.3})}{I_{t.3}} = -0.43 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.3}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*



**Lastkombinasjon b (R412):**

1) Midterste seksjon:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{1,b} := -27894 \text{ kN} \quad M_{1,b} := 25579 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1187.2 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.1} := \frac{N_{1,b}}{A_{t,1}} + \frac{M_{1,b} \cdot (1187.2 \text{ mm} - y_{t,1})}{I_{t,1}} = 4.35 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Overkant,  $y = -812.8 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{N_{1,b}}{A_{t,1}} + \frac{M_{1,b} \cdot (-812.8 \text{ mm} - y_{t,1})}{I_{t,1}} = -13.777 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

$$\text{Trykkspenning:} \quad \sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2: 5.10.2.2(5)}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.ok.1}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{Strekkspenninger:} \quad f_{ctm} := f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2: 7.1(2)}$$

$$\text{if}(f_{ctm} > \sigma_{c.uk.1}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

*Det vil si at betongverrsnittet skal regnes som opprisset - Stadium II.*

2) 1/4-punktet:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{2,b} := -21154 \text{ kN} \quad M_{2,b} := -13618 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 1695.1 \text{ mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.2} := \frac{N_{2,b}}{A_{t,2}} + \frac{M_{2,b} \cdot (1695.1 \text{ mm} + y_{t,2})}{I_{t,2}} = -6.603 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Overkant,  $y = -1355.2\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.2} := \frac{N_{2,b}}{A_{t,2}} + \frac{M_{2,b} \cdot (-1355.2\text{mm} + y_{t,2})}{I_{t,2}} = -1.604 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Hele tverrsnittet er i trykk.

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.2}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

### 3) Støtte:

Opptredende laster fra NovaFrame:

$$N_{3,b} := -57052\text{kN} \quad M_{3,b} := -105551\text{kN}\cdot\text{m}$$

Underkant,  $y = 3129.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.uk.3} := \frac{N_{3,b}}{A_{t,3}} + \frac{M_{3,b} \cdot (3129.5\text{mm} + y_{t,3})}{I_{t,3}} = -10.949 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Overkant,  $y = -3623.5\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.ok.3} := \frac{N_{3,b}}{A_{t,3}} + \frac{M_{3,b} \cdot (-3623.5\text{mm} + y_{t,3})}{I_{t,3}} = -0.652 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.uk.3}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

*Det vil si at betongtverrsnittet skal regnes som uopprisset - Stadium I.*

**Oppsummering:**

Karakteristisk lastkombinasjon:

- Midterste seksjon: Stadium II: Opprisset
- 1/4-punktet: Stadium I: Uopprisset
- Støtte: Stadium I: Uopprisset

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

- Midterste seksjon: Stadium I: Uopprisset
- 1/4-punktet: Stadium I: Uopprisset
- Støtte: Stadium I: Uopprisset

Ofte forekommende lastkombinasjon:

- Midterste seksjon: Stadium II: Opprisset
- 1/4-punktet: Stadium I: Uopprisset
- Støtte: Stadium I: Uopprisset

Lastkombinasjon b (R412):

- Midterste seksjon: Stadium II: Opprisset
- 1/4-punktet: Stadium I: Uopprisset
- Støtte: Stadium I: Uopprisset

Håndbok R412 påpeker at lastkombinasjon b skal benyttes ved kontroll av rissvidder. Men da Lastkombinasjon b gir mindre betongspenninger enn karakteristisk lastkombinasjon (EK0), benyttes verdiene fra karakteristisk lastkombinasjon videre i rissviddeberegningene. At EK0 gir mer konservative verdier er logisk da denne standarden benyttes i forbindelse med dimensjonering. HB R412 derimot tar hensyn til kontroll av eksisterende bruer.

**Betongspenninger, Stadium II:**

Da betongen risser ved midterste seksjon (heretter ref. til som felt) for karakteristisk og ofte forekommende lastkombinasjon, må betongspenningene kontrolleres for Stadium II her.

**Karakteristisk lastkombinasjon:**

Aksialkraft ved felt:

$$N_{1, \text{kar}} = -30391 \text{ kN} \quad (\text{Fra NovaFrame})$$

Moment, kryptall og eff. E-modul:

$$\text{Egenvekt:} \quad M_g := 22892 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \varphi_1 := 2.348 \quad E_{c1} := \frac{E_c}{1 + \varphi_1} = 8890 \text{ MPa}$$

$$\text{Superegenvekt:} \quad M_{sg} := 4827 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \varphi_2 := 0.993 \quad E_{c2} := \frac{E_c}{1 + \varphi_2} = 14934 \text{ MPa}$$

$$\text{Spennkabler:} \quad M_p := -11762 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \varphi_1 := 2.348 \quad E_{c1} := \frac{E_c}{1 + \varphi_1} = 8890 \text{ MPa}$$

$$\text{Trafikk:} \quad M_{tr} := 8941 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Svinn:} \quad M_s := 2868 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Vind:} \quad M_v := 697 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Temperatur:} \quad M_{te} := 3872 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Totalt:} \quad M_{1, \text{kar}} = 32334 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

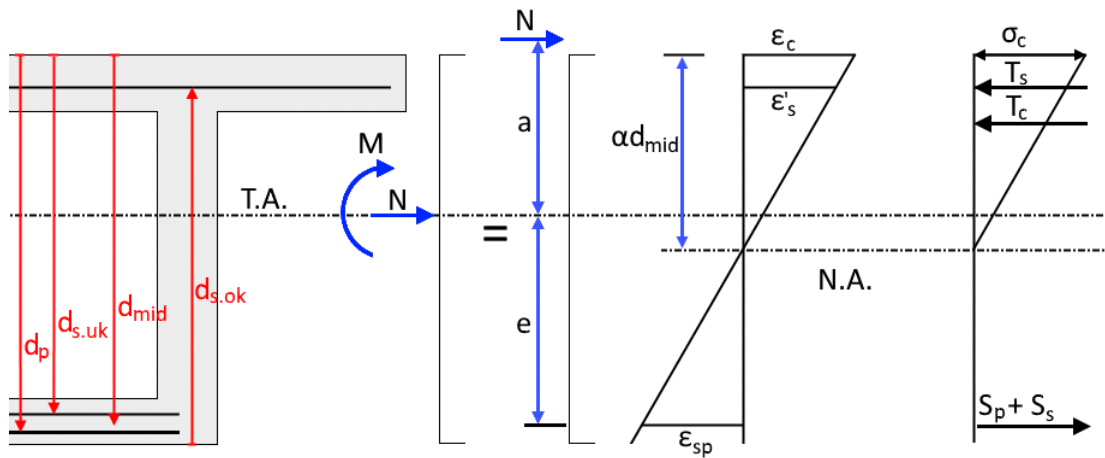
Midlere E-modul:

$$E_{c, \text{middel}} := \frac{M_g + M_{sg} + |M_p| + M_{tr} + M_s + M_v + M_{te}}{\frac{M_g + |M_p|}{E_{c1}} + \frac{M_{sg}}{E_{c2}} + \frac{M_{tr} + M_s + M_v + M_{te}}{E_c}} = 11707 \text{ MPa}$$

(Forenkler: Neglisjerer de to spennkablene i overgurten i videre beregninger.)

$$A_{p, \text{tot.1}} := A_{p, \text{tot. uk.1}} = 33600 \text{ mm}^2$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning



Effektiv høyde spennarmering:  $d_p := h_1 - c_{\text{nom.g}} - \phi_{\text{skjær.uk}} - \frac{\phi_{\text{rør}}}{2} = 1904 \text{ mm}$

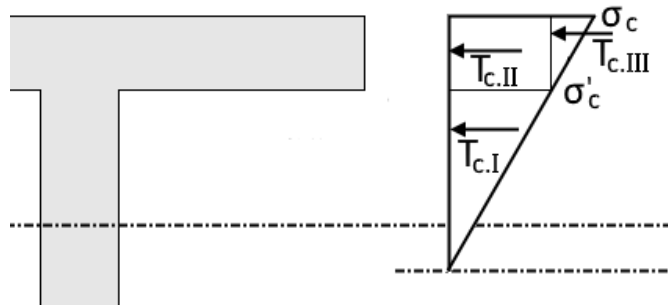
Effektiv høyde slakkarmering:  $d_{\text{s.uk}} := 1893 \text{ mm}$

$d_{\text{s.ok}} := 1871 \text{ mm}$

Midlere effektiv høyde for spenn- og slakkarmering i UK:  $d_{\text{mid.1}} := 1903 \text{ mm}$

$a := \frac{|M_{1.\text{kar}}|}{|N_{1.\text{kar}}|} = 1064 \text{ mm}$        $e_{\text{mid}} := y_1 - (h_1 - d_{\text{mid.1}}) = 1090 \text{ mm}$

Antar videre at trykksonehøyden ligger i steget. Resultantene fra trykkspenningen deles følgelig opp som vist på figuren under.



Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Aksiallikevekt gir:

$$N = T_{c.I} + T_{c.II} + T_{c.III} + T_s - S_s - S_p$$

$$N = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_c \cdot 2 \cdot t_{\text{steg}} \cdot (\alpha d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}}) + \sigma'_c \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot (\sigma_c - \sigma'_c) \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} + (E_s \cdot \epsilon'_s \cdot A'_{s.1} - E_{c.\text{middel}} \cdot \epsilon'_s \cdot A'_{s.1}) \dots$$

$$+ -E_s \cdot \epsilon_{\text{sp}} \cdot A_{s.1} - \epsilon_{\text{sp}} \cdot E_p \cdot A_{p.\text{tot}.1}$$

(Forenkler: spennarmering og slakkarmering i OK tv.sn. ligger i samme høyde)

Tøyninger: 
$$\epsilon_{\text{sp}} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c$$

$$\epsilon'_s := \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - (h_1 - d_{s.\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \cdot \epsilon_c$$

Spenning i overgang  
flens-steg i UK: 
$$\sigma'_c := \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \cdot \sigma_c$$

Verdier for  $\epsilon_{\text{sp}}$ ,  $\epsilon'_s$  og  $\sigma'_c$  Innsatt i ligningene for N og M over gir:

$$N_{1.\text{kar}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{\text{steg}} \cdot (\alpha d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}}) + \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left[ 1 - \frac{(\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - t_{\text{og}})}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \right] \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots$$

$$+ E_s \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - (h_1 - d_{s.\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c.\text{middel}}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots$$

$$+ -\sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1} - (h_1 - d_{s.\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{\text{mid}.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots$$

$$+ -E_s \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c.\text{middel}}} \cdot A_{s.1} - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c.\text{middel}}} \cdot E_p \cdot A_{p.\text{tot}.1}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

$$\sigma_{cA.k}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}|}{\frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) + \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots}$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{(\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot b_{og} \cdot t_{og} + \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots$$

$$+ \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots$$

$$+ \frac{-E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot A_{s.1} - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{E_p}{E_{c.middel}} \cdot A_{p.tot.1}$$

Momentlikevekt om slakk- og spennarmeringen i UK:

$$M_{1.kar} \dots + N_{1.kar} \cdot e_{mid} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_{mid.1} \dots + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \right] \dots$$

$$+ \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{3} \right) \dots$$

$$+ \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})] \dots$$

$$+ -\sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})]$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

$$\sigma_{cM.k}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}| \cdot (a + e_{mid})}{\frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_{mid.1} \dots \right. \left. + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \right] \dots}$$

$$+ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots$$

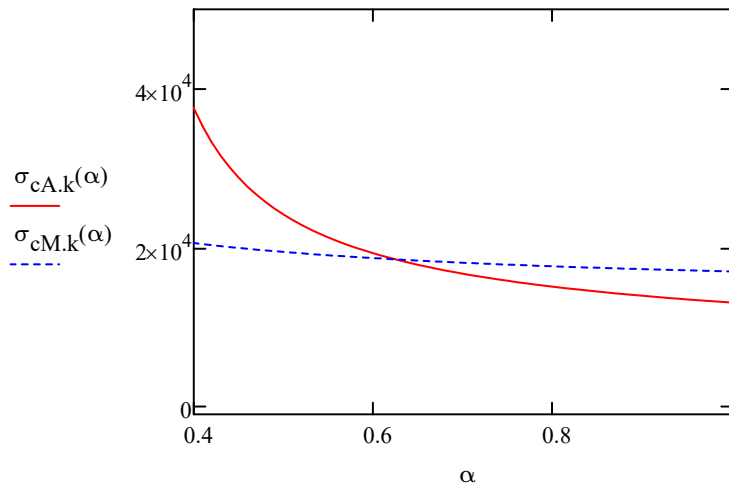
$$+ \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{(\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{3} \right) \dots$$

$$+ \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})] \dots$$

$$+ \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})]$$

Ligningene  $\sigma_{cN}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha)$  løses grafisk og verdiene plottes i et  $\alpha - \sigma$  diagram.

$\alpha := 0.4, 0.41 \dots 1.0$



Diagrammet gir:  $\alpha_{kar} := 0.6245$

$$\sigma_{cM.k}(\alpha_{kar}) = 18.495 \text{ MPa} \quad \sigma_{cA.k}(\alpha_{kar}) = 18.493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.kar} := \frac{\sigma_{cM.k}(\alpha_{kar}) + \sigma_{cA.k}(\alpha_{kar})}{2} = 18.494 \text{ MPa} \quad (\text{Trykkspenning})$$



## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Trykksonehøyden:  $\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} = 1188 \text{ mm}$

Altså stemmer antagelsen om at trykksonehøyden ligger i steget.

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.kar}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

*Trykkspenningen er OK for karakteristisk lastkombinasjon.*

### Ofte forekommende lastkombinasjon:

Antar at trykksonehøyden ligger i toppgurten, men under slakk- og spennarmeringen.

$$a := \frac{|M_{1.ofte}|}{|N_{1.ofte}|} = 824 \text{ mm}$$

Moment, kryptall og eff. E-modul:

Egenvekt:  $M_g := 22892 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $\varphi_1 := 2.348$        $E_{c1} := \frac{E_c}{1 + \varphi_1} = 8890 \text{ MPa}$

Superegenvekt:  $M_{sg} := 4827 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $\varphi_2 := 0.993$        $E_{c2} := \frac{E_c}{1 + \varphi_2} = 14934 \text{ MPa}$

Spennkabler:  $M_p := -11762 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $\varphi_1 := 2.348$        $E_{c1} := \frac{E_c}{1 + \varphi_1} = 8890 \text{ MPa}$

Trafikk:  $M_{tr} := 6259 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Svinn:  $M_s := 2868 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Vind:  $M_v := 0$

Temperatur:  $M_{te} := 0$

Totalt:  $M_{1.ofte} = 25083 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Midlere E-modul:

$$E_{c,middel,ofte} := \frac{M_g + M_{sg} + |M_p| + M_{tr} + M_s + M_v + M_{te}}{\frac{M_g + |M_p|}{E_{c1}} + \frac{M_{sg}}{E_{c2}} + \frac{M_{tr} + M_s + M_v + M_{te}}{E_c}} = 10735 \text{ MPa}$$

Spenning fra aksial- og momentlikevekt:

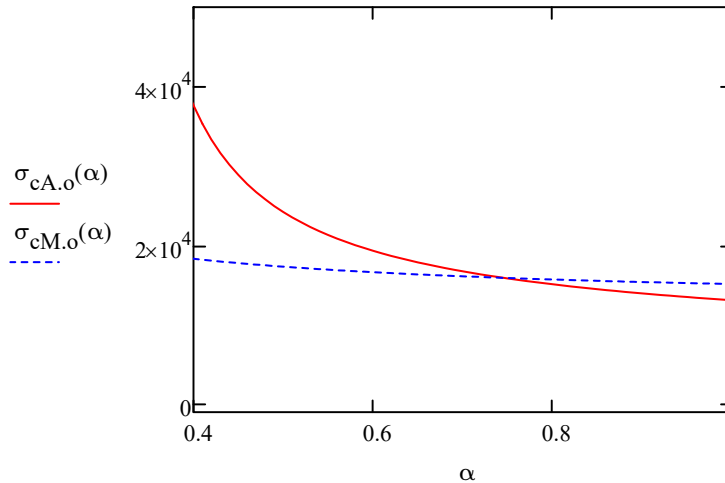
$$\begin{aligned} \sigma_{cA.o}(\alpha) := & \frac{|N_{1,ofte}|}{\frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) + \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots} \\ & + \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{(\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot b_{og} \cdot t_{og} + \frac{E_s}{E_{c,middel}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots \\ & + \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \dots \\ & + \frac{E_s}{E_{c,middel}} \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot A_{s.1} - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{E_p}{E_{c,middel}} \cdot A_{p,tot.1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cM.o}(\alpha) := & \frac{|N_{1,ofte}| \cdot (a + e_{mid})}{\frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_{mid.1} \dots \right] \dots} \\ & \left[ + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \right] \dots \\ & + \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots \\ & + \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{(\alpha \cdot d_{mid.1} - t_{og})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{3} \right) \dots \\ & + \frac{E_s}{E_{c,middel}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})] \dots \\ & + \left[ \frac{\alpha \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{mid.1}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})] \end{aligned}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Ligningene  $\sigma_{cN}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha)$  løses grafisk og verdiene plottes i et  $\alpha - \sigma$  diagram.

$\alpha := 0.2, 0.21 \dots 1.0$



Diagrammet gir:  $\alpha_{\text{ofte}} := 0.745$

$$\sigma_{cM.o}(\alpha_{\text{ofte}}) = 15.894 \text{ MPa} \quad \sigma_{cA.o}(\alpha_{\text{ofte}}) = 15.895 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ofte} := \frac{\sigma_{cM.o}(\alpha_{\text{ofte}}) + \sigma_{cA.o}(\alpha_{\text{ofte}})}{2} = 15.895 \text{ MPa} \quad (\text{Trykkspenning})$$

Trykksonehøyden:  $\alpha_{\text{ofte}} \cdot d_{\text{mid.1}} = 1418 \text{ mm}$

Altså stemmer antagelsen om at trykksonehøyden ligger i steget.

Kontroll av spenninger:

Trykkspenning:  $\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$  EK2: 5.10.2.2(5)

$$\text{if}(|\sigma_{c.tillatt}| > |\sigma_{c.kar}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

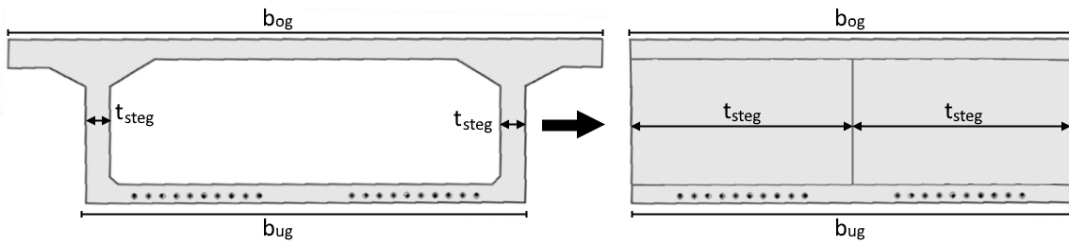
*Trykkspenningen er OK for ofte forekommende lastkombinasjon.*

**Kontroll av ligningene:**

Ligningene for  $\sigma_{cA}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha)$  er tilpasset for kassetversnitt. For å kontrollere om disse ligningene stemmer, endres tverrsnittet til et massivt rektangulært tverrsnitt. Massive rektangulære tv.sn. eksisterer det formler for i *Betongkonstruksjoner* av Svein I. Sørensen. Formlene i Sørensen gjelder riktignok kun for massivt rektangulært tverrsnitt med spennarmering, og massivt rektangulært tverrsnitt med slakkarmering. Det eksisterer ingen ligning for både slakk- og spennarmering. Begge tilfellene må derfor kontrolleres.

Det nye massive tverrsnittet har bredde lik  $b_{ug}$  og høyde lik  $h_1$ . For at de egendefinerte ligningene skal stemme med de i *Betongkonstruksjoner*, må tykkelsen til stegene settes lik  $b_{ug}/2$ .

Det benyttes verdier fra karakteristisk lastkombinasjon i kontrollen.



**Bare spennarmering:**

Egendefinerte formler:

Antar at tverrsnittet er massivt rektangulært med kun spennarmering.

Tverrsnitt:  $t_{steg} := 2700\text{mm}$   $b_{ug} = 5400\text{mm}$   $b_{og} := 5400\text{mm}$

$$a := \frac{|M_{1.kar}|}{|N_{1.kar}|} = 1064\text{mm} \quad e := y_1 - (h_1 - d_p) = 1091\text{mm}$$

Aksiallikevekt gir:

$$N = T_{c.I} + T_{c.II} + T_{c.III} - S_p$$

$$N = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_c \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot (\alpha_{d.mid.3} - t_{og}) + \sigma'_c \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot (\sigma_c - \sigma'_c) \cdot b_{og} \cdot t_{og} - \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.tot.1}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Tøyninger: 
$$\varepsilon_p := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \varepsilon_c$$

Spenning i overgang  
flens-steg i UK: 
$$\sigma'_c := \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot \sigma_c$$

Verdier for  $\varepsilon_p$  og  $\sigma'_c$  Innsatt i ligningene for N og M over gir:

$$\begin{aligned} N_{1.kar} = & \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) + \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots \\ & + \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots \\ & + \frac{-(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c.middel}} \cdot E_p \cdot A_{p.tot.1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cA}(\alpha) := & \frac{|N_{1.kar}|}{\frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) + \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots} \\ & + \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \dots \\ & + \frac{-(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{E_p}{E_{c.middel}} \cdot A_{p.tot.1} \end{aligned}$$

Momentlikevekt om spennarmingen i OK:

$$\begin{aligned} M_{1.kar} \dots + N_{1.kar} \cdot e = & \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_p \dots \right. \\ & \left. + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) \right] \dots \\ & + \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_p - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots \\ & + \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_p - \frac{t_{og}}{3} \right) \end{aligned}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

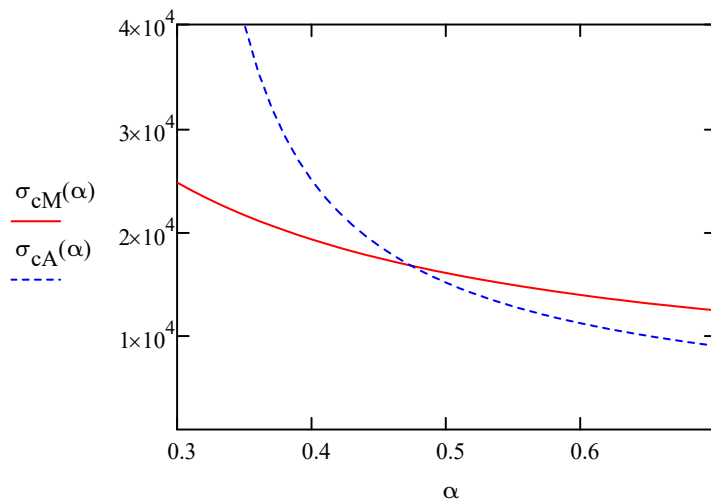
$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}| \cdot (e + a)}{\frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_p \dots \right. \left. + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_p - t_{og}) \right] \dots}$$

$$+ \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_p - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_p - t_{og}}{\alpha \cdot d_p} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_p - \frac{t_{og}}{3} \right)$$

Ligningene  $\sigma_{cN}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha)$  løses grafisk og verdiene plottes i et  $\alpha - \sigma$  diagram.

$\alpha := 0.3, 0.31 \dots 0.9$



Etter formlene i Sørensen:

Definerer forholdsparameter:

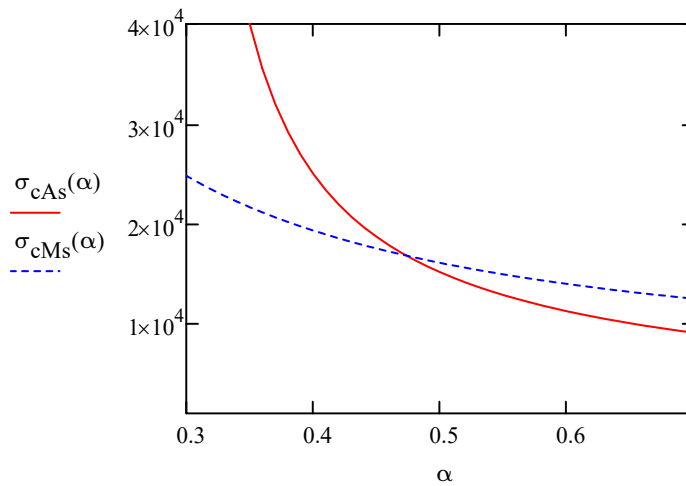
$$\eta := \frac{E_p}{E_{c.middel}} = 16.657 \quad \rho := \frac{A_{p.tot.1}}{b_{ug} \cdot d_p} = 0.003$$

Betongspenninger fra aksiallikevekt og momentlikevekt:

$$\sigma_{cAs}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}|}{b_{og} \cdot d_p} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

$$\sigma_{cMs}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}|}{b_{og} \cdot d_p} \cdot \frac{2 \cdot (e + a)}{d_p} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

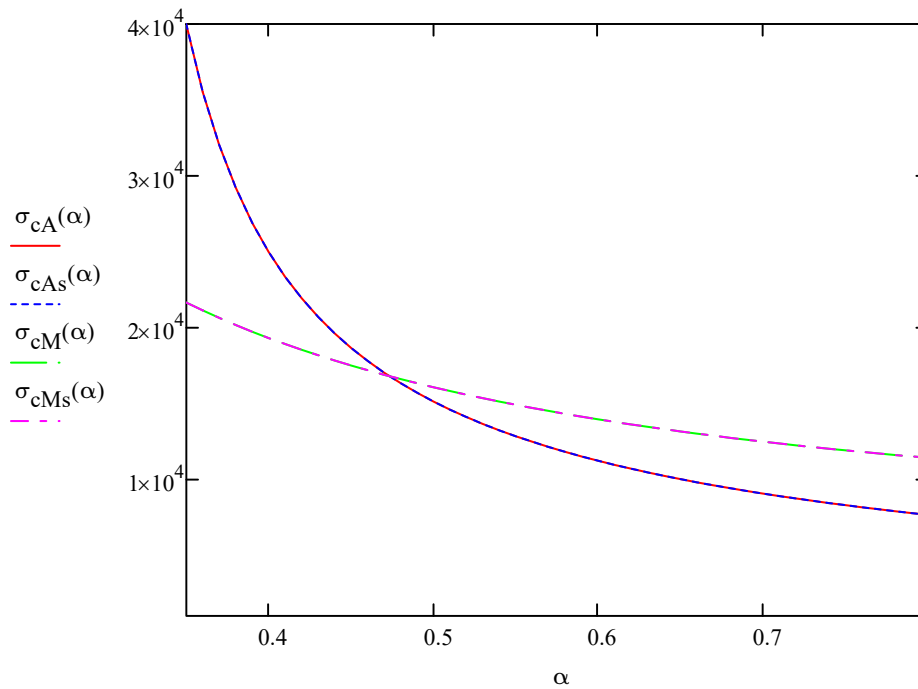
$$\alpha := 0.3, 0.31 \dots 0.9$$



## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Plotter betongspenningene fra de egendefinerte formlene i samme diagram som betongspenningene fra Sørensen:

$\alpha := 0.35, 0.36 \dots 0.9$



Da  $\sigma_{cA}(\alpha) = \sigma_{cAs}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha) = \sigma_{cMs}(\alpha)$  er de egendefinerte formlene i overensstemmelse med ligningene i Sørensen, og de antas dermed korrekte.

### Bare slakkarmering:

#### Egendefinerte formler:

Antar at tverrsnittet er massivt rektangulært med kun slakkarmering (både trykk og strekk).

$$e := \frac{|M_{1, \text{kar}}|}{|N_{1, \text{kar}}|} = 1064 \text{ mm} \quad c := y_1 - (h_1 - d_{s, \text{uk}}) = 1080 \text{ mm}$$

Aksiallikevekt gir:

$$N = T_{c, I} + T_{c, II} + T_{c, III} + T_s - S_s$$



Vedlegg P: Spenningsbegrensning

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{1}{2} \cdot \sigma'_c \cdot 2 \cdot t_{\text{steg}} \cdot (\alpha d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}) + \sigma'_c \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot (\sigma_c - \sigma'_c) \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} + (E_s \cdot \varepsilon'_s \cdot A'_{s,1} - E_c \cdot \varepsilon'_s \cdot A'_{s,1}) \dots \\
 &+ -E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{s,1}
 \end{aligned}$$

Tøyninger: 
$$\varepsilon_s := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \varepsilon_c$$

$$\varepsilon'_s := \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - (h_1 - d_{s,\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot \varepsilon_c$$

Spenning i overgang flens-steg i UK: 
$$\sigma'_c := \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot \sigma_c$$

Verdier for  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon'_s$  og  $\sigma'_c$  Innsatt i ligningene for N og M over gir:

$$\begin{aligned}
 N_{1,\text{kar}} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{\text{steg}} \cdot (\alpha d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}) + \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \right) \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots \\
 &+ E_s \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - (h_1 - d_{s,\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c,\text{middel}}} \right] \cdot A'_{s,1} - \sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - (h_1 - d_{s,\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \right] \cdot A'_{s,1} \dots \\
 &+ -E_s \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c,\text{middel}}} \cdot A_{s,1}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cA}(\alpha) &:= \frac{|N_{1,\text{kar}}|}{\frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot t_{\text{steg}} \cdot (\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}) + \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} \dots} \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - t_{\text{og}}}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \right) \cdot b_{\text{og}} \cdot t_{\text{og}} + \frac{E_s}{E_{c,\text{middel}}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - (h_1 - d_{s,\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \right] \cdot A'_{s,1} \dots \\
 &+ \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}} - (h_1 - d_{s,\text{ok}})}{\alpha \cdot d_{s,\text{uk}}} \right] \cdot A'_{s,1} - \frac{E_s}{E_{c,\text{middel}}} \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot A_{s,1}
 \end{aligned}$$

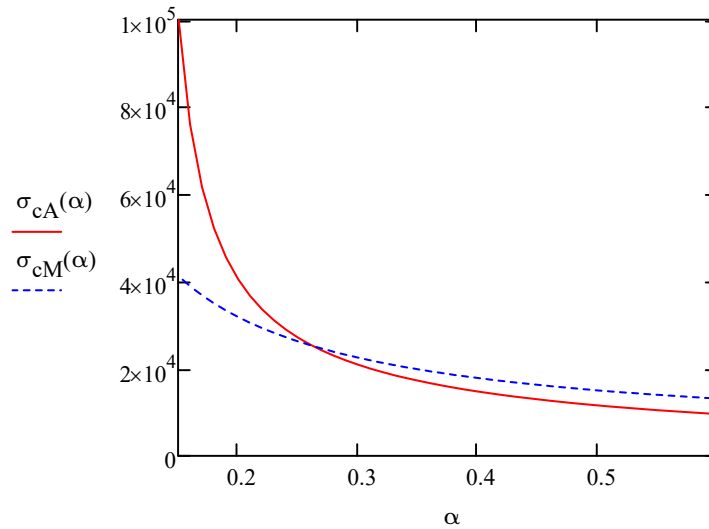
Momentlikevekt om slakkarmering i OK:

$$\begin{aligned}
 M_{1.kar} \dots + N_{1.kar} \cdot c &= \frac{1}{2} \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \cdot \sigma_c \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_{s.uk} \dots \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}) \right] \dots \\
 &+ \sigma_c \cdot \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{s.uk} - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{s.uk} - \frac{t_{og}}{3} \right) \dots \\
 &+ \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})] \dots \\
 &+ -\sigma_c \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cM}(\alpha) &:= \frac{|N_{1.kar}| \cdot (e + c)}{\frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}) \left[ (1 - \alpha) \cdot d_{s.uk} \dots \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}) \right] \dots} \\
 &+ \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{s.uk} - \frac{t_{og}}{2} \right) \dots \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - t_{og}}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right) \cdot b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( d_{s.uk} - \frac{t_{og}}{3} \right) \dots \\
 &+ \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})] \dots \\
 &+ \left[ \frac{\alpha \cdot d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})}{\alpha \cdot d_{s.uk}} \right] \cdot A'_{s.1} \cdot [d_{s.uk} - (h_1 - d_{s.ok})]
 \end{aligned}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

$\alpha := 0.1, 0.11 \dots 0.9$



Etter formlene i Sørensen:

Definerer forholdsparametere:

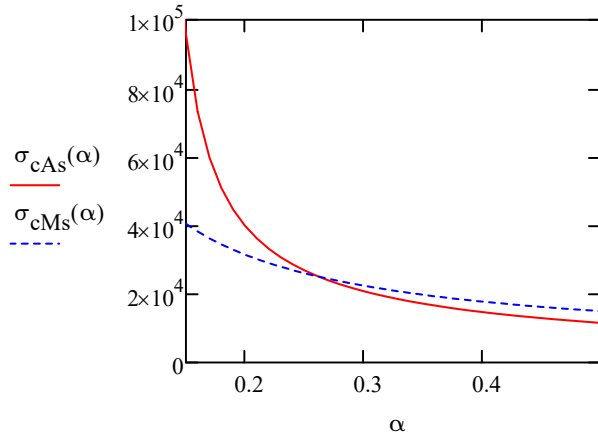
$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.middel}} = 17.084 \quad \rho := \frac{A_{s.1}}{b_{ug} \cdot d_{s.uk}} = 0.00059 \quad \rho' := \frac{A'_{s.1}}{b_{ug} \cdot d_{s.uk}} = 0.00127$$

$$\sigma_{cAs}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}|}{b_{og} \cdot d_{s.uk}} \cdot \frac{1}{\alpha - \frac{h_1 - d_{s.uk}}{d_{s.uk}} - \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha + (\eta - 1) \cdot \rho' \cdot \frac{d_{s.uk}}{\alpha} - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}{\alpha}}$$

$$\sigma_{cMs}(\alpha) := \frac{|N_{1.kar}|}{b_{og} \cdot d_{s.uk}} \cdot \frac{1}{\frac{d_{s.uk}}{e+c} \left[ \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\alpha - \frac{h_1 - d_{s.uk}}{d_{s.uk}}}{\alpha} \cdot \left( 1 - \frac{h_1 - d_{s.uk}}{d_{s.uk}} \right) \cdot (\eta - 1) \cdot \rho' \right]}$$

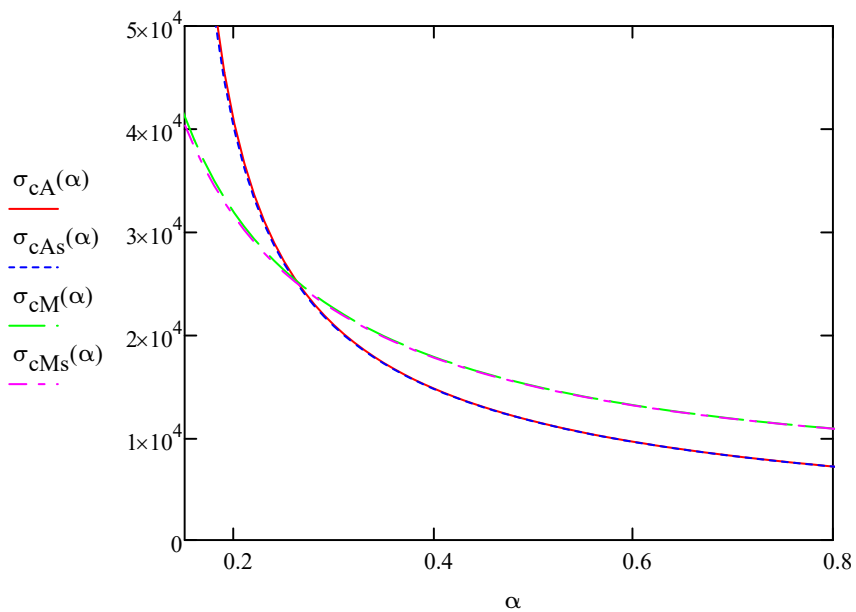
### Vedlegg P: Spenningsbegrensning

$\alpha := 0.1, 0.11 \dots 0.9$



Plotter betongspenningene fra de egendefinerte formlene i samme diagram som betongspenningene fra Sørensen:

$\alpha := 0.1, 0.11 \dots 0.9$



Da  $\sigma_{cA}(\alpha) = \sigma_{cAs}(\alpha)$  og  $\sigma_{cM}(\alpha) = \sigma_{cMs}(\alpha)$  er de egendefinerte formlene i overensstemmelse med ligningene i Sørensen, og de antas dermed korrekte.

**ii) Lineær kryptøyning:**

Ifølge pkt. 7.2(3) kan det antas lineær kryptøyning hvis betongspenningen under tilnærmet permanente laster er mindre enn  $k_2 \cdot f_{ck}$ .

$$k_2 := 0.45 \quad \sigma_{tillatt} := k_2 \cdot f_{ck} = 15.75 \text{ MPa}$$

Som beregnet over blir trykkspenningen størst i overkant tv.sn. i felt

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{N_{1.perm}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.perm} \cdot (-812.8 \text{ mm} - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -12.945 \cdot \text{MPa (Trykk)}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c.ok.1}| < \sigma_{tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Dvs at det kan antas lineær kryptøyning i videre beregninger.

**iii) Armeringsspenninger:**

Armeringsspenningene kontrolleres ihht. pkt. 7.2(4) og 7.2(5) i EK2. Her påpekes det at uakseptabel opprissing/deformasjon kan antas unngått hvis strekkspenningen i armeringen ikke overskrider  $k_3 f_{sk}$  for den karakteristiske lastkombinasjonen.

**Kontroll av slakkarmering:**

$$k_3 := 0.8 \quad \sigma_{s.tillatt} := k_3 \cdot f_{sk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{EK2: NA.7.2(5)}$$

$$\text{Betongtøyning:} \quad \varepsilon_c := \frac{\sigma_{c.kar}}{E_{c.middel}} = 0.001580$$

Vet at tøyningen er lineær over tverrsnittet.

$$\text{Armeringstøyning og spenning:} \quad \varepsilon_s := \frac{1 - \alpha_{kar}}{\alpha_{kar}} \cdot \varepsilon_c = 9.499 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{s.kar} := \varepsilon_s \cdot E_s = 190 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{s.kar} < \sigma_{s.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

**Kontroll av spennarmering:**

Pkt. 7.2(5) i EK2 påpeker at middelverdien av spenningen i spennkablene ikke bør overskride  $k_5 f_{pk}$ .

$$k_5 := 0.75 \qquad \sigma_{\text{tillatt}} := k_5 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \qquad \text{EK2: NA.7.2(5)}$$

$$\text{Tøyning i OK tv.sn:} \qquad \epsilon_c := \frac{\sigma_{c.kar}}{E_c} = 6.214 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tøyning ved spennarmering:} \qquad \epsilon_p := \frac{1 - \alpha_{kar}}{\alpha_{kar}} \cdot \epsilon_c = 3.736 \times 10^{-4}$$

$$\text{Spenning ved spennarmering:} \qquad \Delta\sigma_p := \epsilon_p \cdot E_p = 72.9 \text{ MPa}$$

Friksjonstap

$$\text{Maksimal oppspenning:} \qquad \sigma_{p.max} := 1420 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := \sigma_{p.max} \cdot A_{p.tot.1} = 47712 \text{ kN}$$

Henter friksjonstapet  $\Delta P$  fra NovaFrame:

$$\Delta P := 9449 \text{ kN}$$

$$\text{Friksjonstap:} \qquad \epsilon_{\text{tap}} := \frac{\Delta P}{P_{max}} = 0.198$$

$$\text{Spenning i spennarmeringen:} \qquad \sigma_{p.kar} := \sigma_{p.max} \cdot (1 - \epsilon_{\text{tap}}) + \Delta\sigma_p = 1211.6 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{p.kar} < \sigma_{pm0}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

**Bøyetivhet for opprisset tverrsnitt:**

Tverrsnittets bøyetivhet beregnes ved å beregne betongtrykksone, slakkarmeringens og spennarmeringens bidrag til arealtrehetsmomentet.

$$\text{Betongtrykksonehøyde:} \qquad \alpha_{kar} \cdot d_{\text{mid.1}} = 1188 \text{ mm}$$

Bidrag til bøyestivheten:

Betong:  $I_{c.s} = I_{c.s.steg} + I_{c.s.og}$

$$t_{steg} := 300\text{mm} \quad b_{og} := 7300\text{mm}$$

Betongen gir bidrag fra stegandel innenfor trykksonene, samt overgurten.

$$I_{c.s.steg} := 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \cdot t_{steg} \cdot (\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - t_{og})^3 \dots \right. \\ \left. + t_{steg} \cdot (\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - t_{og}) \cdot \left( \frac{\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - t_{og}}{2} \right)^2 \right] = 1.653 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{c.s.og} := \frac{1}{12} \cdot b_{og} \cdot t_{og}^3 + b_{og} \cdot t_{og} \cdot \left( \alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - \frac{t_{og}}{2} \right)^2 = 2.073 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_{c.s} := I_{c.s.steg} + I_{c.s.og} = 2.239 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Slakkarmering:

Både strekk- og trykkarmering gir bidrag.

Strekk:  $I_{s.s.uk} := A_{s.1} \cdot (d_{mid.1} - \alpha_{kar} \cdot d_{mid.1})^2 = 3.061 \times 10^9 \text{ mm}^4$

Trykk:  $I_{s.s.ok} := A'_{s.1} \cdot [\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})]^2 = 1.457 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

$$I_{s.s.ok.c} := \frac{E_{c.middel}}{E_s} \cdot A'_{s.1} \cdot [\alpha_{kar} \cdot d_{mid.1} - (h_1 - d_{s.ok})]^2 = 8.528 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Spennarmering:

$$I_{p.s} := A_{p.tot.1} \cdot (d_{mid.1} - \alpha_{kar} \cdot d_{mid.1})^2 = 1.716 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ekvivalent betongarealtreghtsmomentet:

$$I_c := I_{c.s} + \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot (I_{s.s.ok} + I_{s.s.uk} - I_{s.s.ok.c}) \dots = 2.811 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \\ + \frac{E_p}{E_{c.middel}} \cdot I_{p.s}$$

**iv) Hovedspenninger:**

Beregner maksimal skjærspenning for tverrsnittet, dvs i tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn., for karakteristisk lastkombinasjon. Beregner deretter betongspenningene i samme punkt, og kontrollerer hovedspenningene.

**Skjærspenninger, kar. lastkomb.**

1) Midterste seksjon:

Opptredende skjærkraft, hentet fra NovaFrame:

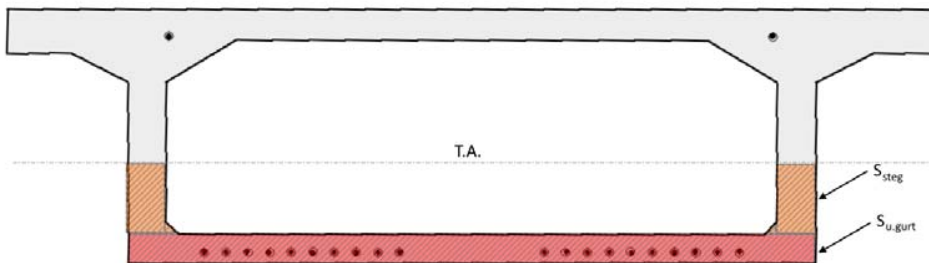
$$V_1 := 610\text{kN}$$

Skjærspenning ved tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn., tp:

Første arealmoment:

$$S_{u.gurt.1} := b_{ug} \cdot t_{ug.1} \cdot \left[ (y_1 - y_{t.1}) - \frac{t_{ug.1}}{2} \right] = 1.231 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_{steg.1} := 2 \cdot \left[ (y_1 - y_{t.1}) - t_{ug.1} \right] \cdot t_{steg} \cdot \left[ \frac{(y_1 - y_{t.1}) - t_{ug.1}}{2} \right] = 2.572 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$



$$\tau_1 := \frac{V_1 \cdot (S_{u.gurt.1} + S_{steg.1})}{I_c \cdot 2 \cdot t_{steg}} = 0.538 \cdot \text{MPa}$$

1/4-punktet:

Opptredende skjærkraft, hentet fra NovaFrame:

$$V_2 := -5064\text{kN}$$



Skjærspenning ved tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn., tp:

Første arealmoment:

$$S_{u.gurt.2} := t_{ug.2} \cdot b_{ug} \cdot \left( y_2 + y_{t.2} - \frac{t_{ug.2}}{2} \right) = 2.522 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_{steg.2} := 2 \cdot t_{steg} \cdot (y_2 + y_{t.2} - t_{ug.2}) \cdot \frac{(y_2 + y_{t.2} - t_{ug.2})}{2} = 6.184 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$\tau_2 := \frac{V_2 \cdot (S_{u.gurt.2} + S_{steg.2})}{I_{t.2} \cdot 2 \cdot t_{steg}} = -3.19 \cdot \text{MPa}$$

### 3) Støtte:

Opptredende skjærkraft, hentet fra NovaFrame:

$$V_3 := -7234 \text{ kN}$$

Første arealmoment:

$$S_{u.gurt.3} := t_{ug.3} \cdot b_{ug} \cdot \left( y_3 + y_{t.3} - \frac{t_{ug.3}}{2} \right) = 9.875 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_{steg.3} := 2 \cdot t_{steg} \cdot (y_3 + y_{t.3} - t_{ug.3}) \cdot \frac{(y_3 + y_{t.3} - t_{ug.3})}{2} = 2.09 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$\tau_3 := \frac{V_3 \cdot (S_{u.gurt.3} + S_{steg.3})}{I_{t.3} \cdot 2 \cdot t_{steg}} = -2.084 \cdot \text{MPa}$$

**Betongspenninger:**

**1) Midterste seksjon (opprisset):**

I høyde med tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn.,  $y = y_{t1} = 41.3\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.tp.1} := \frac{N_{1.kar}}{A_{t.1}} + \frac{M_{1.kar} \cdot (y_{t.1} - y_{t.1})}{I_c} = -6.576 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

**2) 1/4-punktet (uopprisset):**

I høyde med tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn.,  $y = -y_{t1} = -36.7\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.tp.2} := \frac{N_{2.kar}}{A_{t.2}} + \frac{M_{2.kar} \cdot (-y_{t.2} + y_{t.2})}{I_{t.2}} = -3.754 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

**3) Støtte (uopprisset):**

I høyde med tyngdepunktsaksen til det armerte tv.sn.,  $y = -y_{t3} = -130\text{mm}$ :

$$\sigma_{c.tp.3} := \frac{N_{3.kar}}{A_{t.3}} + \frac{M_{3.kar} \cdot (-y_{t.3} + y_{t.3})}{I_{t.3}} = -5.837 \cdot \text{MPa} \quad (\text{Trykk})$$

**Hovedspenninger**

ihht. Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen, 2009

Midterste seksjon (felt):

Spenninger:

$$\sigma_{x.f} := \sigma_{c.tp.1} = -6.576 \text{ MPa} \quad \sigma_{y.f} := 0 \text{ MPa} \quad \tau_f := \tau_1 = 0.538 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 := \frac{\sigma_{x.f} + \sigma_{y.f}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.f} - \sigma_{y.f}}{2}\right)^2 + \tau_f^2} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 := \frac{\sigma_{x.f} + \sigma_{y.f}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.f} - \sigma_{y.f}}{2}\right)^2 + \tau_f^2} = -6.620 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_1| < f_{tn}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

1/4-punkt:

Spenninger:

$$\sigma_{x.1.4} := \sigma_{c.tp.2} = -3.754 \text{ MPa} \quad \sigma_{y.1.4} := 0 \quad \tau_{1.4} := \tau_2 = -3.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 := \frac{\sigma_{x.1.4} + \sigma_{y.1.4}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.1.4} - \sigma_{y.1.4}}{2}\right)^2 + \tau_{1.4}^2} = 1.824 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 := \frac{\sigma_{x.1.4} + \sigma_{y.1.4}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.1.4} - \sigma_{y.1.4}}{2}\right)^2 + \tau_{1.4}^2} = -5.578 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_1| < f_{tn}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Støtte:

$$\sigma_{x.s} := \sigma_{c.tp.3} = -5.837 \text{ MPa} \quad \sigma_{y.s} := 0 \quad \tau_s := \tau_3 = -2.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 := \frac{\sigma_{x.s} + \sigma_{y.s}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.s} - \sigma_{y.s}}{2}\right)^2 + \tau_s^2} = 0.668 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 := \frac{\sigma_{x.s} + \sigma_{y.s}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.s} - \sigma_{y.s}}{2}\right)^2 + \tau_s^2} = -6.505 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_1| < f_{tn}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

**y) Bestemmelse av rissvinkel:**

Ihht. Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen, 2009, Del 3 - kapittel 1. Beregner rissvinkelen som gir flytning i armeringen i begge retninger.

Midterste seksjon (felt):

Armeringsdiameter:  $\varnothing := 12\text{mm}$  (både for lengde- og skjærarmering)

Areal:  $A_s := \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$

Senteravstand:  $c_x := 150\text{mm}$   $c_y := 200\text{mm}$

Antall stenger:  $n_x := 17$   $n_y := 2$

Armeringsmengde:  $A_{sx.f} := \frac{n_x \cdot A_s}{c_x} = 12818 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$   
 $A_{sy.f} := \frac{n_y \cdot A_s}{c_y} = 1131 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Skivekrefter:  $N_{x.f} := \sigma_{x.f} \cdot t_{\text{steg}} = -1973 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

$$N_{y.f} := \sigma_{y.f} \cdot t_{\text{steg}} = 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$N_{xy.f} := \tau_f \cdot t_{\text{steg}} = 161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Rissvinkel:  $\tan(\varphi)^2 + \left( \frac{N_x}{N_{xy}} - \frac{N_y}{N_{xy}} \cdot \frac{A_{sx}}{A_{sy}} \right) \cdot \tan(\varphi) - \frac{A_{sx}}{A_{sy}} = 0$

Andregradsligning:  $a_f := 1$

$$b_f := \frac{N_{x.f}}{N_{xy.f}} - \frac{N_{y.f}}{N_{xy.f}} \cdot \frac{A_{sx.f}}{A_{sy.f}} = -12.2$$

$$c_f := \frac{-A_{sx.f}}{A_{sy.f}} = -11.3$$

$$\tan \varphi := \frac{-b_f + \sqrt{b_f^2 - 4 \cdot a_f \cdot c_f}}{2a_f} = 13.087$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Vinkel om y-aksen:  $\varphi_{f,y} := \text{atan}(\tan\varphi) = 85.6 \cdot \text{deg}$

Vinkel om x-aksen:  $\varphi_{f,x} := 90\text{deg} - \varphi_{f,y} = 4.4 \cdot \text{deg}$

Trykkraft i betong:  $F_{c,f} := \frac{N_{xy,f}}{\sin(\varphi_{f,y}) \cdot \cos(\varphi_{f,y})} = 2125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Betongtrykkspenning:  $\sigma_{c,f} := \frac{F_{c,f}}{t_{\text{steg}}} = 7.1 \text{ MPa}$

Redusert betongtrykkfasthet, ihht. EK2, pkt 6.5.2:

$$\sigma_{\text{Rd,max}} := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) \cdot f_{\text{cd}} = 14.4 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c,f}| < |\sigma_{\text{Rd,max}}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

1/4-punkt:

Armeringsdiameter:  $\varnothing_1 := 12\text{mm}$   $\varnothing_s := 16\text{mm}$

Areal:  $A_{s,1} := \frac{\pi \cdot \varnothing_1^2}{4} = 113 \text{ mm}^2$

$$A_{s,s} := \frac{\pi \cdot \varnothing_s^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

Senteravstand:  $c_x := 150\text{mm}$   $c_y := 200\text{mm}$

Antall stenger:  $n_x := 32$   $n_y := 2$

Armeringsmengde:  $A_{s,x,14} := \frac{n_x \cdot A_{s,1}}{c_x} = 24127 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

$$A_{s,y,14} := \frac{n_y \cdot A_{s,s}}{c_y} = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Skivekrefter:  $N_{x.14} := \sigma_{x.1.4} \cdot t_{\text{steg}} = -1126 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

$$N_{y.14} := \sigma_{y.1.4} \cdot t_{\text{steg}} = 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$N_{xy.14} := \tau_{1.4} \cdot t_{\text{steg}} = -957 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Andregradsligning:  $a_{14} := 1$

$$b_{14} := \frac{N_{x.14}}{N_{xy.14}} - \frac{N_{y.14}}{N_{xy.14}} \cdot \frac{A_{sx.14}}{A_{sy.14}} = 1.177$$

$$c_{14} := \frac{-A_{sx.14}}{A_{sy.14}} = -12$$

$$\tan \varphi := \frac{-b_{14} - \sqrt{b_{14}^2 - 4 \cdot a_{14} \cdot c_{14}}}{2a_{14}} = -4.102$$

Vinkel om y-aksen:  $\varphi_{14.y} := \text{atan}(\tan \varphi) = -76.3 \cdot \text{deg}$

Vinkel om x-aksen:  $\varphi_{14.x} := 90 \text{deg} + \varphi_{14.y} = 13.7 \cdot \text{deg}$

Trykkraft i betong:  $F_{c.1.4} := \frac{N_{xy.14}}{\sin(\varphi_{14.y}) \cdot \cos(\varphi_{14.y})} = 4159 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Betongtrykkspenning:  $\sigma_{c.1.4} := \frac{F_{c.1.4}}{t_{\text{steg}}} = 13.9 \text{MPa}$

Redusert betongtrykkfasthet, ihht. EK2, pkt 6.5.2:

$$\sigma_{\text{Rd.max}} := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) \cdot f_{cd} = 14.4 \text{MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c.1.4}| < |\sigma_{\text{Rd.max}}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Støtte:

Armeringsdiameter:  $\varnothing_1 := 12\text{mm}$   $\varnothing_s := 16\text{mm}$

Areal:  $A_{s,1} := \frac{\pi \cdot \varnothing_1^2}{4} = 113 \text{ mm}^2$

$$A_{s,s} := \frac{\pi \cdot \varnothing_s^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

Senteravstand:  $c_x := 200\text{mm}$   $c_y := 200\text{mm}$

Antall stenger:  $n_x := 32$   $n_y := 2$

Armeringsmengde:  $A_{sx,s} := \frac{n_x \cdot A_{s,1}}{c_x} = 18096 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

$$A_{sy,s} := \frac{n_y \cdot A_{s,s}}{c_y} = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Skivekrefter:  $N_{x,s} := \sigma_{x,s} \cdot t_{\text{steg}} = -1751 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

$$N_{y,s} := \sigma_{y,s} \cdot t_{\text{steg}} = 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$N_{xy,s} := \tau_s \cdot t_{\text{steg}} = -625 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Andregradsligning:  $a_s := 1$

$$b_s := \frac{N_{x,s}}{N_{xy,s}} - \frac{N_{y,s}}{N_{xy,s}} \cdot \frac{A_{sx,s}}{A_{sy,s}} = 2.801$$

$$c_s := \frac{-A_{sx,s}}{A_{sy,s}} = -9$$

$$\tan \varphi := \frac{-b_s - \sqrt{b_s^2 - 4 \cdot a_s \cdot c_s}}{2a_s} = -4.711$$

## Vedlegg P: Spenningsbegrensning

Vinkel om y-aksen:  $\varphi_{s,y} := \text{atan}(\tan \varphi) = -78 \cdot \text{deg}$

Vinkel om x-aksen:  $\varphi_{s,x} := 90 \text{deg} + \varphi_{s,y} = 12 \cdot \text{deg}$

Trykkraft i betong:  $F_{c,s} := \frac{N_{xy,s}}{\sin(\varphi_{s,y}) \cdot \cos(\varphi_{s,y})} = 3078 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Betongtrykkspenning:  $\sigma_{c,s} := \frac{F_{c,s}}{t_{\text{steg}}} = 10.3 \text{ MPa}$

Redusert betongtrykkfasthet, ihht. EK2, pkt 6.5.2:

$$\sigma_{\text{Rd,max}} := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) \cdot f_{cd} = 14.4 \text{ MPa}$$

$$\text{if}(|\sigma_{c,s}| < |\sigma_{\text{Rd,max}}|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

### Oppsummering:

Ifølge beregningene vil tverrsnittet kun være opprisset/i stadium II for midterste seksjon, for lastkombinasjonene karakteristisk og ofte forekommende, samt lastkombinasjon b.

Stadium II-beregninger viser at trykkspenningene for disse tilfellene er innenfor kravet. Betongtrykkspenningene er dermed tallmessig mindre enn tillatt i alle kontrollsnitt.

Risskriterium mtp største hovedtrekkspenning,  $\sigma_1 = f_{tk}$ , blir ikke overskredet i noen av kontrollsnittene.

Kontroll av skivekrefter for redusert dimensjonerende fasthet viser at trykkspenningene er under fastheten.



### **Beregning av rissvidde**

Rissvidde beregnes ihht.  
 - EK2, pkt. 7.3.4  
 - NS 3473, pkt. 15.6.2

Kun tv.sn. i felt som blir opprisset,  
 ref. Vedlegg P, og som kontrolleres videre.

#### Generell data:

#### Tverrsnitt:

Høyde:  $h := 2000\text{mm}$

Bredde:  $b_{\text{topp}} := 7300\text{mm}$        $b_{\text{bunn}} := 5400\text{mm}$

Tykkelse:  $t_{\text{og}} := 250\text{mm}$        $t_{\text{steg}} := 300\text{mm}$        $t_{\text{ug}} := 220\text{mm}$

#### Betong:

E-modul:  $E_{\text{cm}} := 29764\text{MPa}$

Konstr.fast. for strekk:  $f_{\text{tn}} := 2.0\text{MPa}$

Strekkfasthet:  $f_{\text{tk}} := 2.9\text{MPa}$

Trykkfasthet:  $f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$

#### Slakkarmering:

E-modul:  $E_s := 200000\text{MPa}$

Diameter:  $\phi_{\text{lengde}} := 12\text{mm}$        $\phi_{\text{skjær}} := 16\text{mm}$

Nominell overdekning:  $c_{\text{ok}} := 70\text{mm}$        $c_{\text{gen}} := 40\text{mm}$

Midlere eff. høyde:  $d_{\text{s.uk}} := 1893\text{mm}$        $d_{\text{s.ok}} := 1871\text{mm}$

#### Spennarmering:

Areal pr. kabel:  $A_p := 1680\text{mm}^2$

Antall kabler:  $n_{\text{kabler}} := 20$

Diameter:  $\phi_p := \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}} = 46.25 \cdot \text{mm}$

## Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

E-modul:  $E_p := 195000\text{MPa}$

Materialfaktor:  $\gamma_p := 1.15$

Kar. strekkfast. 0,2%-grense:  $f_{p0.2k} := 1670\text{MPa}$

Dim. strekkfast. 0,2%-grense:  $f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1452\text{MPa}$

Oppspenning:  $\sigma_{p,max} := 1420\text{MPa}$

$$\sigma_{pm0} := 1395\text{MPa}$$

Initiell tøyning:  $\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 7.154 \times 10^{-3}$

Beregnet reduksjon pga kryp, svinn og relaksasjon (Vedlegg H): 11,702%

$$\Delta\epsilon_{tap} := 0.11702 \cdot \epsilon_{p0} = 8.371 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{tap} = 6.317 \times 10^{-3}$$

Midlere eff. høyde for slakk- og spennarmering i UK:  $d_m := 1903\text{mm}$

### **Rissviddeberegning ihht. EK2**

Tabell NA.7.1N definerer grenseverdier av  $w_k$  for:

- Armerte konstruksjonsdeler m/ spennarmering uten kont. samvirke.  
Lastkomb: Tilnærmet permanent.
- Forspente konstruksjonsdeler m/ spennarmering med kont. samvirke.  
Lastkomb: Ofte forekommende.

Vedlegg P: Spenningsbegrensning viser at betongen kun blir opprisset i felt for ofte forekommende lastkombinasjon, ikke for tilnærmet permanent. Det er dermed ikke behov for å kontrollere rissviddekravet for tilnærmet permanent lastkomb.

#### Ofte forekommende:

$$N_{o,f} := -30452\text{kN} \quad M_{o,f} := 25083\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{Strekk i UK})$$

$$A_t := 4.621 \cdot 10^6 \text{mm}^2 \quad I_t := 2.822 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

$$y_t := 41.3\text{mm} \quad I_c := 2.869 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

Formel for rissviddeberegning:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{EK2: (7.8)}$$

Der:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} > 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{EK2: (7.9)}$$

$$s_{r,max} = k_{3c} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} \quad \text{EK2: (7.11)}$$

Beregner/definerer parametere og koeffisienter som inngår i rissviddeberegningene:

Verdier hentet fra vedlegg P:

Betongspenning i OK:  $\sigma_{c,ofte} := 15.895 \text{MPa}$

Trykksonehøydefaktor:  $\alpha_{ofte} := 0.745$

Trykksonehøyde:  $\alpha_{ofte} \cdot d_m = 1418 \text{mm}$

Eff. E-modul:  $E_{c,middel,ofte} := 10735 \text{MPa}$

Betongtøyning:  $\varepsilon_{c,ofte} := \frac{\sigma_{c,ofte}}{E_{c,middel,ofte}} = 0.00148$

Armeringstøyning og spenning:  $\varepsilon_{s,ofte} := \frac{1 - \alpha_{ofte}}{\alpha_{ofte}} \cdot \varepsilon_{c,ofte} = 0.00051$

$$\sigma_{s,ofte} := E_s \cdot \varepsilon_{s,ofte} = 101.361 \text{MPa}$$

Forholdskoeff. mellom E-modulene til betong og slakkarmering:

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{c,middel,ofte}} = 18.631$$

Avstanden fra overkant tv.sn. til nøytralaksen for opprisset tverrsnitt:

$$x := \alpha_{ofte} \cdot d_m = 1418 \text{mm}$$

## Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

Det effektive arealet av betongstrekksonen som omgir armeringen eller spennkablene med en høyde  $h_{c,ef}$ :

$$h_{c,ef} := \min\left[2.5 \cdot (h - d_m), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right] = 194 \cdot \text{mm} \quad \text{EK2: 7.3.2(3)}$$

$$h_{c,ef,min} := h - d_m + 1.5 \cdot \phi_p = 166 \cdot \text{mm} \quad \text{EK2: NA.7.3.4}$$

$$h_{c,ef} := 190 \text{mm} \quad A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b_{\text{bunn}} = 1026000 \cdot \text{mm}^2$$

Areal av etteroppspente kabler innenfor  $A_{c,eff}$ :

$$A_{p'} := A_p \cdot n_{\text{kabler}} = 33600 \cdot \text{mm}^2$$

Areal av slakkarmering i undergurt/strekksonen, verdi fra Vedlegg I (mom. kap. felt):

$$A_s := 5994 \text{mm}^2$$

Forholdet mellom heftfasthet for spennstål og armeringsstål ihht. Tab. 6.2 i 6.8.2:

$$\xi := 0.5 \quad \text{For etteroppspent (tau) betong med betongfasthet < C50/60}$$

Justert heftfasthetsforhold:

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_{\text{lengde}}}{\phi_p}} = 0.36 \quad \text{EK2: 7.3.2(3)}$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_{p'}}{A_{c,eff}} = 0.01 \quad \text{EK2: (7.10)}$$

Middelverdien av betongens strekkfasthet:

$$f_{ct,eff} := f_{tn} = 2 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK2: 7.3.2(2)}$$

Lastvarighetsfaktor:

$$k_t := 0.4 \quad (\text{Langvarig last})$$

## Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

Differanse i midlere tøying i armering og betong,  $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ :

$$\Delta\varepsilon_1 := \frac{\sigma_{s.ofte} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.00004 \quad \Delta\varepsilon_2 := 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.ofte}}{E_s} = 0.00030$$

$$\Delta\varepsilon := \max(\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2) = 0.0003$$

Det benyttes armering med lik stangdiameter i undergurten:

$$\phi := \phi_{lengde} = 12 \cdot \text{mm} \quad n := 53$$

k-koeffesienter:

EK2: 7.3.4(3)

$$k_1 := 0.8 \quad (\text{god heft})$$

$$k_2 := 0.5 \quad (\text{bøyning})$$

$$k_3 := 3.4$$

EK2: NA.7.3.4

$$k_4 := 0.425$$

EK2: NA.7.3.4

Største rissavstand:

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{gen} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 338 \cdot \text{mm}$$

Beregningsmessig rissvidde:

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.103 \cdot \text{mm}$$

Tillatt rissvidde ihht. Tabell NA.7.1N:

*Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kont. samvirke.*

*Lastkombinasjon: Ofte forekommende.*

$$k_c := 1 \quad \text{Da } c_{nom}/c_{min,dur} \text{ ikke er større enn 1,0}$$

$$w_{max} := 0.2 \text{mm} \cdot k_c = 0.2 \cdot \text{mm}$$

$$\text{if}(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Beregningsmessig rissvidde er mindre enn  $w_{max}$  og kravet i EK2 er tilfredsstillt.

**Rissviddeberegning ihht. NS 3473**

Kontrollerer om betongen blir opprisset ihht. krav i NS 3473 med samtidig virkende aksialtrykk og bøyning:

$$N := -30391 \text{ kN} \quad \sigma_N := \frac{N}{A_t} = -6.577 \cdot \text{MPa} \quad \text{Verdier fra vedlegg P}$$

Underkant:

$$M := 32334 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma_M := \frac{M \cdot (1187.2 \text{ mm} - y_t)}{I_t} = 13.13 \cdot \text{MPa} \quad \text{Verdier fra vedlegg P}$$

Parametere fra NS 3473, pkt. 15.6.1:

$$h_1 := 1.0 \text{ m} \quad k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$k_t := 2.0 \quad (\text{Korrosjonsømfintlig armering, XS1}) \quad \text{NS 3473: Tab. 13}$$

Betingelse:

$$\sigma_N + \sigma_M < k_w \cdot \frac{f_{tn}}{k_t} \quad \text{NS 3473: 15.6.1}$$

$$\sigma_{tot} := \sigma_N + \sigma_M = 6.553 \cdot \text{MPa} \quad f_{krav} := k_w \cdot \frac{f_{tn}}{k_t} = 1 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{tot} > f_{krav}, \text{"OPPRISSET"}, \text{"UOPPRISSET"}) = \text{"OPPRISSET"}$$

Beregningsmessig karakteristisk rissvidde beregnes etter pkt. 15.6.2 i NS 3473:

Formel:

$$w_k = l_{sk}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs})$$

Da svinn er inkludert i de dimensjonerende lastverdiene, neglisjeres tøyingsbidraget videre.

$$w_k = l_{sk}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Beregner rissvidder for to ulike risstilstander:

NS 3473: A.15.6.2

- stabilisert rissmønster
- enkeltriss

**Stabilisert rissmønster**

Influenslengde,  $l_{sk}$ :

$$l_{sk} = s_{rk} = 1.7 \left[ s_{ro} + \frac{k_c \cdot A_{cef}}{\sum \left( \frac{\pi \cdot \phi}{k_b \cdot \frac{f_{tk}}{\tau_{bk}}} \right)} \right]$$

NS 3473: A.15.6.2.1

$$s_{ro} := c_{gen} = 40 \cdot \text{mm}$$

Eff. forhold mellom strekk- og heffasthet:

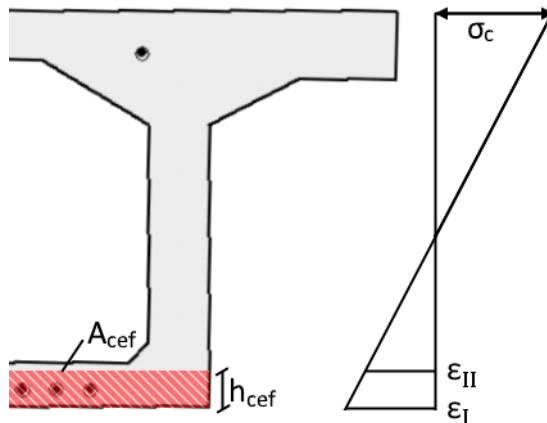
$$f_{tk}/\tau_{bk} := 1.15 \quad \text{for spenntau}$$

Høyden av eff. betongareal:

$$h_{cef} := \min[2.5 \cdot (h - d_m), t_{ug}] = 220 \cdot \text{mm}$$

$$A_{cef} := h_{cef} \cdot b_{bunn} = 1188000 \cdot \text{mm}^2$$

Minste og største tøyning i det eff. betongarealet for risset tv.sn:



$$\sigma_c := 18.494 \text{MPa}$$

$$E_{c.middel} := 11707 \text{MPa}$$

$$\epsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{c.middel}} = 0.002$$

$$\alpha_{kar} := 0.6245$$

$$\alpha_d := \alpha_{kar} \cdot d_m = 1188 \cdot \text{mm}$$

Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

$$\epsilon_I := \frac{h - \alpha d}{\alpha d} \cdot \epsilon_c = 0.00108$$

$$\epsilon_{II} := \frac{h - \alpha d - t_{ug}}{\alpha d} \cdot \epsilon_c = 0.00079$$

k-koeffisienter:

$$k_c := \frac{1 + \frac{\epsilon_{II}}{\epsilon_I}}{2} = 0.864$$

$$k_b := 1.0 \quad (\text{neglisjerer redusert heft grunnet buntet armering})$$

$$l_{sk} := 1.7 \cdot \left( s_{ro} + \frac{k_c \cdot A_{cef}}{\frac{\pi \cdot \phi \cdot n}{k_b \cdot f_{tk}/\tau_{bk}} + \frac{\pi \cdot \phi_p \cdot n_{kabler}}{k_b \cdot f_{tk}/\tau_{bk}}} \right) = 477.4 \cdot \text{mm}$$

Midlere strekktøyning i betongen,  $\epsilon_{cm}$ :

$$\beta_s := 0.4 \quad \text{for langvarig last} \quad \text{NS 3473: A.15.6.2.1}$$

$$\epsilon_{cm} := \beta_s \cdot \frac{f_{tk}}{E_{c,middel}} = 0.000099 \quad \text{NS 3473: A.15.6.2.1}$$

Armeringens midlere hovedstrekktøyning,  $\epsilon_{sm}$ :

Verdier hentet fra vedlegg P.

Trykksonehøydefaktor:  $\alpha_{kar} := 0.6245$

Trykksonehøyde:  $\alpha_{kar} \cdot d_m = 1188 \cdot \text{mm}$

Betongtrykkspenning og tøyning:  $\sigma_{c,kar} := 18.494 \text{MPa} \quad \epsilon_{c,kar} := \frac{\sigma_{c,kar}}{E_{c,middel}} = 0.00158$

Vet at tøyningen er lineær over tv.sn.høyden.

Armeringstøyning og spenning:  $\epsilon_{sm} := \frac{1 - \alpha_{kar}}{\alpha_{kar}} \cdot \epsilon_{c,kar} = 0.000950$

$$\sigma_{s,kar} := E_s \cdot \epsilon_{sm} = 190 \cdot \text{MPa}$$



Beregningsmessig rissvidde:

$$w_k := l_{sk} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.406 \cdot \text{mm}$$

Tillatt rissvidde ihht. Tabell 12:

*Korrosjonsømfintlig armering, XS1.*

$$w_{\max} := 0.2 \text{mm}$$

$$\text{if}(w_k < w_{\max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

Beregningsmessig rissvidde er større enn  $w_{\max}$  og kravet i NS 3473 er ikke tilfredsstillt.

**Enkeltriss**

*Formel:*

$$w_k = 2 \cdot l_t \cdot (1 - \beta_1) \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{cs}) = 2 \cdot l_t \cdot (1 - \beta_1) \cdot \left( \frac{\sigma_{s2}}{E_{sk}} - \varepsilon_{cs} \right) \quad \text{NS 3473: A.15.6.2.2}$$

Også her neglisjeres svinntøyning  $\varepsilon_{cs}$  da svinn er inkludert i de dimensjonerende lastverdiene.

$$\beta_1 := 0.6$$

Armeringsspenningen i risset for aktuelt snitt:

$$\sigma_{s2} := \sigma_{s, \text{kar}} = 190 \cdot \text{MPa}$$

Armeringsspenningen for urisset tverrsnitt:

$$\text{Spenninger: OK: } \sigma_{c, \text{ok}} := -16.362 \text{MPa}$$

$$\text{Armering: } \sigma_{c, s} := 5.625 \text{MPa}$$

Verdier hentet/beregnet fra Vedlegg P

Lineær spenningsfordeling gir følgende trykksonehøyde:

$$\alpha d := \frac{|\sigma_{c, \text{ok}}| \cdot d_m}{|\sigma_{c, \text{ok}}| + \sigma_{c, s}} = 1416 \cdot \text{mm} \quad \alpha := \frac{\alpha d}{d_m} = 0.744$$

$$\text{Betongtøyning: } \varepsilon_c := \frac{|\sigma_{c, \text{ok}}|}{E_{c, \text{middel}}} = 0.00140$$

## Vedlegg Q: Beregning av rissvidde

Armeringsspenningtøyning og spenning:  $\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_c = 0.00048$

$$\sigma_{s1} := E_s \cdot \varepsilon_s = 96.1 \cdot \text{MPa}$$

Heftoverføringslengde for en armeringsstang,  $l_t$ :

$k_1 := 1.15$  for spenntau

$$\tau_{bk} := \frac{f_{tk}}{k_1} = 2.522 \cdot \text{MPa}$$

$$l_t := 0.25 \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{s1}) \cdot k_b \cdot \frac{\phi_{lengde}}{\tau_{bk}} = 111.7 \cdot \text{mm}$$

Beregningsmessig rissvidde:

$$w_k := 2 \cdot l_t \cdot (1 - \beta_1) \cdot \left( \frac{\sigma_{s2}}{E_s} \right) = 0.085 \cdot \text{mm}$$

### Oppsummering:

Beregnet rissvidde etter regelverket i EK2 gir  $w_k = 0,103\text{mm} < w_{\text{max}} = 0,2\text{mm}$ .

Beregnet rissvidde er altså mindre enn kravet.

Beregnet rissvidde etter NS 3473 gir  $w_k = 0,083\text{mm} < w_{\text{max}} = 0,2 \text{ mm}$  for enkeltriss.

For stabilisert rissmønster blir  $w_k = 0,375\text{mm} > w_{\text{max}} = 0,2\text{mm}$ . Beregnet rissvidde er her langt større enn kravet. Dette avviket kan skyldes at formlene, og parameterene som inngår i disse, ihht. NS 3473 ikke er kompatible med kassetversnitt.