



Universitetet  
i Stavanger

**DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET**

## **MASTEROPPGAVE**

Studieprogram/spesialisering: Master i teknologi – Konstruksjoner og materialer, 5-årig Bygg	Vårsemesteret, 2015  Åpen
Forfatter: Pål Vatsvåg Nielsen	..... (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Kjell Tore Fosså (UiS)  Veileder(e): Kjell Tore Fosså (UiS) Arnt Egil Rørtvedt (Bruseksjonen, Statens vegvesen)	
Tittel på masteroppgaven: Dimensjonering av Sandsfjordbrua etter Eurokode  Engelsk tittel: Design of Sandsfjordbrua according to Eurocode	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Fritt fram bygg bru Eurokode Novaframe Dimensjonering Ferdigtilstand Bruddgrensetilstand Bruksgrensetilstand	Sidetall: 140  + vedlegg/annet: 23  Stavanger, 15.06.2015

# Forord

---

Masteroppgaven er min avsluttende oppgave i studiet Master i teknologi, Konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger (UiS). Masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Bruseksjonen ved Statens vegvesen i Stavanger. Det tilbys i dag ingen fag ved UiS som omhandler dimensjonering av bruer noe som har gjort læringskurven bratt. Likevel har jeg fått god oppfølging fra Statens vegvesen hvor jeg har hatt kontorplass denne våren.

Jeg vil først og fremst takke veilederen min Arnt Egil Rørtvedt ved Bruseksjonen, som gav meg muligheten til å skrive masteroppgaven min ved Statens vegvesen. Arnt Egil har tatt seg tid til å svare på spørsmål, og bidratt med god veiledning. Jeg vil også nevne Torleif Lindefjeld, som har tatt seg tid til å diskutere forskjellige tema relatert til prosjekteringen av Sandsfjordbrua. I tillegg vil jeg rette en stor takk til alle de ansatte ved Bruseksjonen i Statens vegvesen i Stavanger. Takk for hyggelige samtaler i lunsj- og kaffepauser.

Jeg vil også takke veilederen min Kjell Tore Fosså ved UiS. Han har bidratt med nyttige samtaler om masteroppgaven, og har vært behjelpelig med å svare på spørsmål. Dessuten har han gitt meg tillit og frihet til å styre oppgaven i den retningen som jeg har ønsket.

Til slutt vil jeg nevne min venn Kristian Bjørsvik, som jeg har delt kontorplass med ved Statens vegvesen. Kristian har daglig tatt seg tid til å diskutere faglige tema, og bidratt til at hverdagen på kontoret har vært innholdsrik og trivelig.

Stavanger, 15.06.2015

Pål Vatsvåg Nielsen

---

# Sammendrag

---

Masteroppgaven omhandler dimensjonering av Sandsfjordbrua, ei 580 m lang fritt fram bygg bru med hovedspenn på 290 m, etter Eurokode i ferdigtilstand. Sandsfjordbrua er tidligere prosjektert etter Norsk Standard ved Statens vegvesen, og inputfiler fra tidligere prosjektering er anvendt i denne oppgaven. Inputfilene er tilpasset kravene i Eurokode, og benyttet til å gjennomføre en analyse av brua i rammeprogrammet Novaframe. Det er utført nye beregninger for trafikklaster, temperaturlaster, svinntøyninger og satt opp en kombinerings av laster etter Eurokode henholdsvis i inputfilene for laster og lastkombinasjoner.

Bøyemomenter, skjærkrefter og torsjonsmomenter i bruddgrensetilstand, i de snittene på brubjelken som ble undersøkt i oppgaven, viste seg å være større ved analysen etter Eurokode enn ved tidligere analyse etter Norsk Standard. Dette skyldes i hovedsak hvordan lastene er definert (størrelse, plassering, retning), og forskjeller i kombinasjonen av lastene. I et snitt i element 2330 i midten av hovedspennet på Sandsfjordbrua overskrides momentkapasiteten etter Eurokode ved  $T = 100$  år med nesten 33 %. I tillegg til å inkludere slakkarmeringen i undergurten i beregningene må det legges inn fire ekstra spennkabler ved bruk av 0,60" spenntau, eller to ekstra spennkabler ved bruk av 0,62" spenntau, for å få tilstrekkelig momentkapasitet etter Eurokode i snittet i element 2330. Effektive skjærkrefter viste seg å være mindre etter Eurokode enn etter Norsk Standard, selv om Eurokode gir større dimensjonerende skjærkrefter enn Norsk Standard. Dette skyldes blant annet at Eurokode gir større bøyemomenter og aksialkrefter enn Norsk Standard, og tyder på at dimensjonering etter Eurokode gir mindre behov for skjærarmering enn dimensjonering etter Norsk Standard.

Det er gjennomført en parameterstudie som undersøker spennkrafttapets innvirkning på trykkavlastningskravet i bruksgrensetilstand i snitt i element 2298 og element 3232. Beregninger av spennkrafttapene viser at kravet om trykkavlastning ikke tilfredsstilles ved bruk av 0,60" spenntau, men tilfredsstilles ved bruk av 0,62" spenntau. Høy utnyttelse av plassen i overgurten, kan være nødvendig ved prosjektering av store fritt fram bygg bruer i fremtiden. Å øke dimensjonen på spennkablene, uten behov for større utsparinger i betongen, kan være en smart løsning for å oppnå mer samlet spennkraft i slike tilfeller.

# Innholdsfortegnelse

---

Forord.....	ii
Sammendrag .....	iii
Tabelliste.....	1
Figurliste .....	3
Symbolliste .....	4
<b>1 Innledning.....</b>	<b>8</b>
1.1 Motivasjon for oppgaven.....	8
1.2 Oppgavens målsetning og problemstilling .....	9
1.3 Oppgavens struktur.....	10
1.4 Avgrensninger, antakelser og feilkilder.....	12
<b>2 Sandsfjordbrua .....</b>	<b>14</b>
2.1 Generelt om prosjektet Sandsfjordbrua .....	14
2.2 Brukonstruksjon og geometri .....	14
2.3 Byggeprosessen .....	16
2.4 Materialer.....	18
2.4.1 Betong .....	18
2.4.2 Spennarmering og slakkarmering .....	19
2.4.3 Antatte romvekter for materialene .....	20
2.4.4 Eksponeringsklasser.....	20
2.5 Spennbetongens virkemåte .....	21
2.6 Standarder og regelverk.....	22
2.7 Novaframe .....	23
<b>3 Laster .....</b>	<b>24</b>
3.1 Laster beholdt fra tidligere prosjektering .....	26

3.1.1	Egenevekt, superegenevekt og jekkelaster .....	26
3.1.2	Deformasjonslasten kryp, og innebygd tvang fra vognvekt/bløt betong .....	26
3.1.3	Spennarmering .....	27
3.1.4	Statisk og dynamisk vindanalyse .....	27
3.2	Trafikklast.....	28
3.2.1	Vertikale trafikkklaster etter NS .....	28
3.2.2	Vertikale trafikkklaster etter EK .....	29
3.2.3	Horisontale trafikkklaster etter EK .....	38
3.3	Temperaturlast .....	40
3.3.1	Karakteristisk lufttemperatur .....	40
3.3.2	Jevnt fordelt brutemperatur .....	41
3.3.3	Temperaturintervall.....	42
3.3.4	Vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse .....	43
3.4	Svinntøyninger.....	45
3.4.1	Uttørkningssvinn.....	45
3.4.2	Autogent svinn .....	47
3.4.3	Svinntøyning for Sandsfjordbrua .....	47
<b>4</b>	<b>Lastkombinering .....</b>	<b>48</b>
4.1	Forenklet kombinering .....	48
4.2	Kombinasjonstyper .....	50
<b>5</b>	<b>Bruddgrensetilstand .....</b>	<b>51</b>
5.1	Bøyemoment i lengderetning.....	51
5.2	Momentkapasitet .....	55
5.2.1	Tverrsnitt med strekk i overkant .....	56
5.2.2	Tverrsnitt med strekk i underkant .....	59
5.2.3	Beregning av momentkapasitet for utvalgte snitt .....	60
5.3	Momentkapasitet ved økning av spenntauets tverrsnittsareal .....	69

5.4 Skjærkraft .....	71
5.4.1 Effektiv skjærkraft etter Den konvensjonelle metoden.....	74
5.4.2 Effektiv skjærkraft etter Brås metode .....	79
5.5 Skjærkraftkapasitet .....	85
5.6 Torsjonsmoment .....	89
5.7 Torsjonskapasitet .....	91
5.7.1 Kombinasjon av torsjonsmoment og skjærkraft .....	92
<b>6 Bruksgrensetilstand .....</b>	<b>95</b>
6.1 Spenningsbegrensning .....	95
6.1.1 Betongens trykkspenning .....	95
6.1.2 Spennarmeringens midlere spenning .....	97
6.2 Rissviddebegrensning .....	99
6.2.1 Kontroll av trykkavlastning .....	100
6.3 Spennkrafttap.....	104
6.3.1 Låsetap .....	104
6.3.2 Tap på grunn av friksjon .....	104
6.3.3 Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen .....	107
6.3.4 Tidsavhengige tap .....	111
6.3.5 Samlet spennkrafttap.....	114
6.4 Trykkavlastning ved økning av spenntauets tverrsnittsareal .....	116
6.4.1 Krav om trykkavlastning.....	116
6.4.2 Reelt spennkrafttap .....	117
<b>7 Resultater og diskusjon .....</b>	<b>121</b>
7.1 Bruddgrensetilstand .....	121
7.1.1 Momentkapasitet.....	121
7.1.2 Effektiv skjærkraft .....	125
7.1.3 Skjærkraftkapasitet .....	128

7.1.4 Torsjonskapasitet .....	129
7.2 Bruksgrensetilstand .....	131
7.2.1 Spenningsbegrensning .....	131
7.2.2 Rissviddebegrensning .....	132
<b>8 Konklusjon.....</b>	<b>136</b>
8.1 Oppgavens konklusjon .....	136
8.2 Videre arbeid .....	138
<b>9 Referanser.....</b>	<b>139</b>
<b>10 Vedlegg.....</b>	<b>1</b>
Vedlegg 1 – Beregning av vindkasthastighetstrykk etter EK.....	1
Vedlegg 2 – Kontroll av sentrifugallast.....	2
Vedlegg 3 – Eksempel på beregning av svinntøyning .....	3
Vedlegg 4 – Kombinering for bruddgrensetilstand etter EK.....	5
Vedlegg 5 – Kombinering for bruksgrensetilstand etter EK .....	7
Vedlegg 6 – Vertikale trafikklaster i inputfilen for laster .....	9
Vedlegg 7 – Combination tracer fra tidligere analyse etter NS.....	10
Vedlegg 8 – Spenningsbegrensning, betongens trykkspenning .....	16
Vedlegg 9 – Parameterstudie av trykkavlastning, gitt <b>0,60"</b> spenntau .....	20
Vedlegg 10 – Parameterstudie av trykkavlastning, gitt <b>0,62"</b> spenntau .....	22

---

# Tabelliste

---

Tabell 1 – Betongens egenskaper .....	18
Tabell 2 – Spennarmeringens- og slakkarmeringens egenskaper .....	19
Tabell 3 – Antatte romvekter for materialene benyttet i analysene i Novaframe .....	20
Tabell 4 – Bestandighetsklasser og eksponeringsklasser for brubjelken .....	20
Tabell 5 – Antall fiktive kjørebaneer og deres bredde .....	29
Tabell 6 - Trafikklastgrupper .....	31
Tabell 7 – Karakteristiske verdier for lastmodell 1 .....	32
Tabell 8 – Oppsummering av horisontale trafikkklaster .....	39
Tabell 9 – Verdier for <i>ksur</i> .....	43
Tabell 10 – Temperaturlastkombinasjoner .....	44
Tabell 11 – Verdier for <i>kh</i> .....	46
Tabell 12 – Bestemmelse av <i>ads</i> – koeffisientene .....	46
Tabell 13 – Lastkombinasjoner .....	48
Tabell 14 – Største bøyemomenter i snittene i element 3232 og element 2298.....	53
Tabell 15 – Største bøyemoment i snittet i element 2330 .....	54
Tabell 16 – Materialdata for beregning av momentkapasitet.....	60
Tabell 17 – Tverrsnittsmål for snittene i element 3232, element 2298 og element 2330 .....	61
Tabell 18 – Dimensjonerende skjærkraft i snittene i element 2127 og element 3211 .....	73
Tabell 19 – Beregningsverdier for effektiv skjærkraft etter Den konvensjonelle metoden .....	77
Tabell 20 – Beregningsverdier for effektiv skjærkraft etter Brås metode.....	82
Tabell 21 – Beregningsverdier for skjærkraftkapasitet .....	86
Tabell 22 – Dimensjonerende torsjonsmoment.....	90
Tabell 23 – Verdier for beregning av torsjonskapasitet .....	93
Tabell 24 – Grenseverdier for rissviddebegrensning .....	99
Tabell 25– Beregningsverdier for spennkrafttap fra umiddelbar deformasjon av betongen..	110
Tabell 26 – Verdier for beregning av tidsavhengige spennkrafttap .....	113
Tabell 27 – Oppsummering av spennkrafttapene .....	114
Tabell 28 – Utnyttelser av momentkapasiteten ved $T = 0$ år .....	121
Tabell 29 – Utnyttelser av momentkapasiteten ved $T = 100$ år .....	122
Tabell 30 – Resultater for beregning av effektiv skjærkraft .....	125
Tabell 31 – Sammenligning av bøyemomenter og aksialkrefter.....	126



Tabell 32 – Utnyttelser av skjærkraftkapasiteten .....	128
Tabell 33 – Trykkbruddkapasitet, kombinert skjær og torsjon .....	129
Tabell 34 – Kontroll av trykkavlastning, 0,60" spenntau .....	134
Tabell 35 – Kontroll av trykkavlastning, 0,62" spenntau .....	134

# Figurliste

---

Figur 1 – Brubjelkens tverrsnitt .....	15
Figur 2 – Prinsipp for elementinndeling/støpeseksjoner i Sandsfjordbrua .....	16
Figur 3 – Byggeprosessen .....	17
Figur 4 - Sentrisk spennarmert bjelke .....	21
Figur 5 – Trafikklast ved tidligere prosjektering etter NS .....	28
Figur 6 – Generell nummerering av fiktive kjørebaneer.....	30
Figur 7 – Eksentrisiteter for trafikkklaster i Novaframe .....	34
Figur 8 – Plassering av vertikale trafikkklaster.....	36
Figur 9 – Isotermkart for maksimumstemperatur og minimumstemperatur .....	40
Figur 10 – Positive elementkrefter, lokale og globale akser .....	50
Figur 11 – Momentdiagram ved $T = 0$ år .....	52
Figur 12 – Momentdiagram ved $T = 100$ år.....	52
Figur 13 – Bilineær dimensjonerende $\sigma_p - \varepsilon_p$ kurve.....	55
Figur 14 – Tøyninger ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt.....	56
Figur 15 – Tøyning/spenningstilstand for underarmerte tverrsnitt .....	58
Figur 16 – Spennkabler i (halve) overgurten i snittene i element 3232 og element 2298.....	62
Figur 17 – Spennkabler i (halve) undergurten i snittet i element 2330.....	64
Figur 18 – Dimensjonerende skjærkraftdiagram.....	71
Figur 19 – Likevektsbetraktning for skjærkraft ved tidligere dimensjonering etter NS .....	72
Figur 20 – Skjærkraftkomponent for konstruksjonsdeler med skrå gurter .....	74
Figur 21 – Likevektsbetraktning for skjærkraft, konvensjonell metode .....	75
Figur 22 – Likevektsbetraktning for effektiv skjærkraft, tilfelle 1, Brås metode .....	79
Figur 23 – Likevektsbetraktning for effektiv skjærkraft, tilfelle 2, Brås metode .....	81
Figur 24 - Torsjonsmomentdiagram.....	89
Figur 25 – Spenningsbegrensning for overkant brubjelke .....	96
Figur 26 – Tverrsnitt i element 2298 og element 3232 .....	100
Figur 27 – Betongspenning ved ulike spennkrafttap, gitt 0,60" spenntau .....	103
Figur 28 – Betongspenning ved ulike spennkrafttap, gitt 0,62" spenntau .....	116

# Symbolliste

---

## Store latinske bokstaver

$A_c$	Betongens tverrsnittsareal
$A_k$	Areal for antatt lukket hulltverrsnitt
$A_o$	Areal av overgurt
$A_p$	Spennarmeringens samlede tverrsnittsareal
$A_{pb}$	Balansert spennarmering
$A_{sw}$	Skjærarmeringsmengde
$E_{cm}$	Betongens sekantmodul/elastisitetsmodul
$E_p$	Elastisitetsmodul for spennstål
$E_s$	Elastisitetsmodul for slakkarmering
$F_{cd}$	Kraft i overgurt
$F_{td}$	Kraft i undergurt
$I_x$	Betongtverrsnittets treghetsmoment
$K$	Reduksjonsfaktor for kraft i overgurt
$L$	Brulengde
$M_{Ed}$	Dimensjonerende bøyemoment
$M_{Eds}$	Redusert dimensjonerende bøyemoment
$M_p$	Momentvirkningen av spennarmeringen
$M_{Rd}$	Momentkapasitet
$M_{SLS,OF}$	Bøyemoment i tverrsnittet ved kombinasjon SLS ofte forekommende
$N_{Ed}$	Dimensjonerende aksialkraft
$N_p$	Samlet spennkraft i spennkablene inkludert spennkrafttap
$\Delta P_{c+s+r}$	Tidsavhengige spennkrafttap
$\Delta P_{el}$	Midlere spennkrafttap
$P_{max}$	Maksimal spennkraft
$P_0$	Oppspenningskraft
$P'_0$	Kraft i kabelgruppen etter tap
$\Delta P_{tap}$	Samlet spennkrafttap
$\Delta P_{\mu}(x)$	Spennkrafttapet på grunn av friksjon
$Q_{1k}, Q_{2k}, Q_{3k}$	Tandemlaster
$Q_{ak}$	Enkelt tandemlast
$Q_{lk}, q_{lk}$	Bremselast/akselerasjonslast
$Q_{trk}$	Sidelast, tverretted bremselast
$RH$	Relativ luftfuktighet i omgivelsene
$RH_0$	100 % luftfuktighet

$S_p$	Spennkraft i spennarmering
$S_{p+s}$	Samlet spennkraft i spennarmering og slakkarmering
$T$	Betongtrykkapasitet
$T_{c1}, T_{c2}$	Kraft i betongtrykksone
$T_{cr}$	Riss-torsjonsmoment
$T_{Ed}$	Dimensjonerende torsjonsmoment
$T_{e,max}, T_{e,min}$	Jevnt fordelt brutetemperatur
$T_{maks}, T_{min}$	Maksimum og minimum lufttemperatur
$\Delta T_{M,varm}, \Delta T_{M,kald}$	Vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse
$\Delta T_{n,eks}, \Delta T_{n,kon}$	Maksimalt ekspansjonsintervall og kontraksjonsintervall
$T_{Rd,max}$	Ren torsjonskapasitet for trykkbrudd
$U_{10min}(z)$	50-års vindhastigheten, 10 min middelvind
$V_{ccd}$	Dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponent
$V_{Ed}, V_{steg}$	Effektiv skjærkraft
$V_{Ed,0}$	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd,max}$	Skjærtrykkapasitet
$V_{Rd,s}$	Skjærstrekkapasitet
$V_{Rd,s}$	Dimensjonerende verdi av skjærkraften i skjærarmeringen ved flytning
$V_{td}$	Dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponent

#### Små latinske bokstaver

$b_o$	Bredden til overgurten
$b_u$	Bredden til undergurten
$b_w$	Bredden av begge stegene
$d$	Tverrsnittsmål
$e$	Kabelgruppens midlere eksentrisitet
$e_{max}, e_{min}$	Maksimum of minimum eksentrisiteter for vertikale trafikklaster
$f_{cd}$	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
$f_{ck}$	Karakteristisk betongtrykkfasthet
$f_{cm}$	Middelverdi for betongens trykkfasthet
$f_{cm0}$	Betongens trykkfasthet satt til $10 \text{ N/mm}^2$
$f_{ctd}$	Dimensjonerende betongtrekkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	Betongtrekkfasthet
$f_{pd}$	Dimensjonerende 0,1 % strekkgrense for spennstål
$f_{pk}$	Karakteristisk strekkfasthet for spennstål
$f_{p0,1k}$	Karakteristisk 0,1 % strekkgrense for spennstål
$f_{tk}$	Slakkarmeringens karakteristiske strekkfasthet

$f_{yd}$	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
$f_{ywd}$	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense
$h_0$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$h_s$	Tverrsnittshøyde
$j$	Faktor
$k$	Utsiktet vinkelendring
$k_1, k_5$	Reduksjonsfaktorer
$k_h$	Koeffisient ved beregning av uttørkningssvinn
$q_{3k}, q_{2k}, q_{1k}$	Jevnt fordelte trafikklaster
$q_{10 \min(z)}$	Karakteristisk statisk vindlast i ferdigtilstand
$q_{kast}$	Vindkasthastighetstrykk
$s$	Senteravstand
$t$	Betongens alder ved betraktningstidspunkt
$t$	Betraktningstidspunkt
$t_0$	Pålastningstidspunkt
$t_{ef}$	Effektiv veggtykkelse
$t_o$	Tykkelsen til overgurten
$t_s$	Betongens alder ved begynnelsen av uttørkningssvinnet
$t_s$	Tykkelsen til steg
$t_u$	Tykkelsen til undergurten
$v_1$	Fasthetsreduksjonsfaktor
$v$	Fasthetsreduksjonsfaktor
$w$	Føringsavstand
$x$	Lengde på gjennomsnittskabel
$y_c$	Avstand fra bunn tverrsnitt opp til tverrsnittets tyngdepunktakse
$y$	Avstand fra tyngdepunktsaksen og opp til spennarmeringen
$z$	Arm mellom strekk- og trykksenter, indre momentarm
$z_{cp}$	Avstanden mellom tverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen
$z_0$	Avstand fra tyngdepunkt til senter overgurt
$z_s$	Avstand fra bunn tverrsnitt opp til systemachse/tyngdepunktakse
$z_u$	Avstand fra tyngdepunkt til senter undergurt

#### Greske bokstaver

$\alpha$	Virkelig trykksonehøydefaktor
$\alpha$	Helningsvinkelen på overgurten
$\alpha_b$	Balansert trykksonehøydefaktor
$\alpha_{cc}$	Koeffisient for virkning av langtidslast på trykkfastheten m.m.

$\alpha_{cw}$	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Koeffisienter som avhenger av sementtype
$\alpha_{qr}, \alpha_{ql}, \alpha_{qi}, \alpha_{Qi}$	Korreksjonsfaktorer
$\beta$	Helningsvinkel på overgurten
$\beta_{as}$	Faktor ved beregning av autogent svinn
$\beta_{ds}$	Faktor ved beregning av uttørkningsvinn
$\beta_Q$	Korreksjonsfaktor
$\beta_{RH}$	Uttrykk som tar høyde for den relative fuktigheten i omgivelsene
$\gamma$	Helningsvinkel på undergurten
$\gamma$	Lastfaktor
$\gamma_c$	Materialfaktor/Partialfaktor for betong
$\epsilon_c$	Betongtøyning
$\epsilon_{ca}$	Autogent svinn
$\epsilon_{ca,\infty}$	Uttrykk som avhenger av betongtrykkfastheten
$\epsilon_{cd}$	Uttørkningsvinn
$\epsilon_{cd,0}$	Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking
$\epsilon_{cs}$	Total svinntøyning
$\epsilon_{cu}$	Tøyningsgrense for trykk i betong
$\epsilon_p$	Midlere tøyningsdifferanse
$\epsilon_{p0}$	Initiell tøyningsdifferanse
$\epsilon'_{p0}$	Effektiv tøyningsdifferanse
$\Delta\epsilon_{tap}$	Tøyningsstap på grunn av tidsavhengige spennkrafttap
$\eta$	Høydeforhold mellom $z_0$ og $z_u$
$\theta$	Betongtrykkstavens vinkel
$\theta$	Sum av vinkelendringer
$\mu$	Friksjonskoeffisient
$\mu$	Spenningsforhold
$\rho_{1000}$	Relaksasjon i lav-relaksasjonsstål
$\sigma_c$	Betongspenning
$\Delta\sigma_c(t)$	Endring i betongspenning
$\sigma_{cp}$	Midlere spenning
$\sigma_{c,QP}$	Betongspenning ved kombinasjon SLS tilnærmet permanent
$\sigma_p$	Midlere spenning i kabelgruppen etter oppspenning
$\sigma_{p0}$	Forspenning etter låsetap
$\sigma_{pi}$	Spenning i spennkabler etter oppspenning
$\Delta\sigma_{pr}$	Spenningsendring på grunn av relaksasjon
$\varphi, \varphi(t, t_0)$	Kryptall
$\varphi_o, \varphi_u$	Helningsvinkel på overgurten og undergurten
$\psi$	Kombinasjonsfaktor
$\omega_N, \omega_M$	Kombinasjonsfaktorer ved samtidighet av temperaturdifferanse

# 1 Innledning

---

## 1.1 Motivasjon for oppgaven

Det er store utfordringer knyttet til overgangen fra Norsk Standard til Eurokode, videre kalt for henholdsvis NS og EK. I motsetning til EK representerer NS et regelverk som er godt utprøvd i Norge, og som mange har opparbeidet seg god kjennskap til over lang tid. Statens vegvesen, videre kalt for SVV, er i skrivende stund i en omstillingsprosess fra NS til EK. Denne omstillingsprosessen fra gammelt til nytt regelverk kan tenkes å gi økte kostnader for SVV i forbindelse med prosjektering av bruer, delvis på grunn av behov for lengre prosjekteringstid siden det er mye nytt i EK å sette seg inn i, og delvis fordi diverse håndbøker og andre hjelpemidler ikke er ferdig utviklet. Omstillingsprosessen er en omfattende og langsom prosess, og krever at de prosjekterende aktivt må tilegne seg ny kunnskap og forståelse for det nye regelverket. Motivasjonen for å skrive denne oppgaven er å hjelpe SVV i denne omstillingsprosessen fra NS til EK. Ved å øke kunnskapen og forståelsen hos de prosjekterende, kan oppgaven tenkes å bidra til en mer effektiv prosjektering og dermed redusere kostnadene.

Etter at Eurokodene for prosjektering av bruer trådte i kraft 30.juni 2011, har det vært en overgangsperiode med muligheter for fravikssøknad på bruer med allerede igangsatt prosjektering Ref[13]. Sandsfjordbrua, ei fritt fram bygg bru (FFB-bru) som i skrivende stund er under bygging i Suldal kommune, er en av bruene som fikk fritak fra prosjektering etter EK. Sandsfjordbrua er altså prosjektert etter NS, selv om brua er under bygging i 2015. SVV har ønsket å få undersøkt hvilke konsekvenser prosjektering etter EK vil gi for Sandsfjordbrua. Kunnskap om praktiske forskjeller i EK og NS i forbindelse med prosjektering av FFB-bruer, som Sandsfjordbrua, vil være meget interessant og nyttig for SVV som ønsker å bygge flere lignende bruer i fremtiden. Denne masteroppgaven er skrevet på bakgrunn av dette ønsket, og undersøker noen av konsekvensene som prosjektering etter EK ville gitt for Sandsfjordbrua. Oppgaven prøve i tillegg å finne ut hva resultatene i forbindelse med Sandsfjordbrua kan si for prosjektering av andre store FFB-bruer i fremtiden.

## 1.2 Oppgavens målsetning og problemstilling

Oppgavens tittel representerer oppgavens hovedmålsetning som er å dimensjonere Sandsfjordbrua etter EK. For å kunne utføre dimensjoneringen av brua etter EK er det i første omgang arbeidet med inputfiler for en analyse av brua i rammeprogrammet Novaframe. Her har det vært et mål å produsere en realistisk analyse av brua. For å oppnå dette målet er det benyttet inputfiler produsert av SVV fra tidligere analyse av Sandsfjordbrua etter NS, og tilpasset disse filene til kravene i EK. På denne måten er det sikret høy kvalitet i analysen, og arbeidet med å opprette inputfilene til Novaframe er effektivisert. Likevel har tiden som har vært til rådighet satt begrensninger for omfanget av dimensjoneringen av brua. Resultatet er at kun noen utvalgte områder i regelverket i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand er undersøkt. I tillegg omhandler dimensjoneringen kun kontroll av enkelte snitt på brubjelken i bruas ferdigtilstand. Oppgaven kan realistisk sett bare si noe om det arbeidet som faktisk er gjennomført i oppgaven. Oppgavens problemstilling går derfor ut på å avdekke eventuelle forskjeller i **utvalgte deler** av regelverkene i forbindelse med prosjektering av Sandsfjordbrua. Sentrale spørsmål som besvares i denne oppgaven, og som dermed representerer utdypninger av oppgavens problemstilling, er følgende:

*Hvor store er påkjenningene som virker på Sandsfjordbrua etter EK sammenlignet med NS?*

*Hvilke dimensjoneringskrav i EK er eventuelt ikke tilfredsstillt for Sandsfjordbrua?*

*Hva kan oppgavens resultater bety for prosjektering av FFB-bruer i fremtiden?*

Oppgaven gir en sammenligning av noen aktuelle områder i NS og EK for prosjekteringen av Sandsfjordbrua. Denne sammenligningen vil være av spesiell interesse for de involverte i prosjektet Sandsfjordbrua ved SVV, men det er også et mål at sammenligningen skal kunne være nyttig for andre som skal arbeide med prosjektering av FFB-bruer i fremtiden.



## 1.3 Oppgavens struktur

Kapittel 1 og 2 omhandler innledningsvis oppgavens mål og omfang, generell informasjon og nødvendig teori for videre lesing og forståelse av oppgaven. Disse kapitlene er i hovedsak informative, og setter rammene for oppgaven. Sandsfjordbrua, det aktuelle regelverket, prosjekteringsforutsetningene og analyseprogrammet Novaframe blir presentert her.

I kapittel 3 og 4 beskrives arbeidet med å opprette inputfilen for laster og inputfilen for lastkombineringen. I kapittel 3, som omhandler lastene i analysen, er strukturen lagt opp slik at det er lastene som er beholdt fra tidligere analyse etter NS som er omtalt først. Videre er lastene som er endret på for å tilfredsstille kravene i EK beregnet. Her er både beregninger etter kravene i NS og EK presentert. Forskjellene i regelverkene for lastene er diskutert, og de forskjellige inputverdiene er sammenlignet. I kapittel 4, beskrives en forenklet kombineringsmetode etter EK og hvordan den er lagt inn i inputfilen for lastkombineringen i Novaframe.

I dimensjoneringsdelen av oppgaven, i kapittel 5 og 6, er det valgt å studere Sandsfjordbrua i ferdigtilstand fordi det er ferdigtistand som er den dimensjonerende tilstanden ved tidligere dimensjonering etter NS. Det er dimensjonert for utvalgte områder i bruddgrensetilstand like etter ferdigstilling ved  $t = 0$  og etter lang tid ved  $t = 100$ , og for bruksgrensetilstand. Her er det forsøkt å se på de mest aktuelle kravene for Sandsfjordbrua. Strukturen på dimensjoneringen er i praksis lagt opp slik at aktuelle krav fra regelverket, ofte i form av formler og uttrykk, blir presentert først. Deretter relateres disse kravene til Sandsfjordbrua, og nødvendige verdier for beregningene blir oppsummert i en tabell. Til slutt utføres beregningene, og resultatene kommenteres og diskuteres ofte underveis.

I kapittel 7 er resultatene og arbeidet med dimensjoneringen diskutert. Her blir resultatene fra tidligere dimensjonering etter NS sammenlignet med resultatene fra dimensjoneringen gjennomført i denne oppgaven etter EK. I kapittel 8 presenteres oppgavens konklusjoner, og det diskuteres rundt videre arbeid.

Opgavens kapitler og delkapitler har, som beskrevet ovenfor, en naturlig kronologisk struktur fra start til slutt. Først etableres inputfiler som blant annet inneholder modellens geometri, laster og lastkombinasjoner. Deretter legges inputfilene inn i et analyseprogram (Novaframe) som videre benyttes til å gjennomføre en analyse av brua. Analysen produserer output bestående av for eksempel krefter i konstruksjonen, som det dimensjoneres for etter aktuelt regelverk (EK). Dimensjoneringen i bruddgrensetilstanden omhandler hovedsakelig beregninger av kapasiteter som kontrolleres opp i mot aktuelle krefter, og nødvendig armerings- eller spennarmeringsmengde i det aktuelle tverrsnittet bestemmes. I bruksgrensetilstanden kontrolleres blant annet krav som sikrer at bestandigheten til brua opprettholdes over hele bruas levetid.

I oppgaven er det gjort noen valg som skiller oppgaven ut fra andre dimensjoneringsoppgaver. Det er tidligere skrevet flere masteroppgaver på fagområdet, og noen av disse har fokusert på å opprette helt nye analysemodeller av de aktuelle bruene som er studert. Hovedfokuset i disse oppgavene har omhandlet oppbyggingen av realistiske analysemodeller, og studentene har trolig brukt mye tid på modelleringsarbeidet i det aktuelle analyseprogrammet. Det er nyttig å lære seg å bruke et nytt analyseprogram, og opprette helt nye inputfiler til programmet. Likevel kan det for en så omfattende og komplisert konstruksjon som ei bru, være ganske krevende og ta mye tid. De som arbeider med prosjektering av bruer ved SVV bruker ofte maler eller filer fra tidligere prosjekt for å sikre kvaliteten i prosjekteringen og for å spare tid. For å unngå å bruke for lang tid i analysedelen i denne oppgaven, er det valgt å benytte inputfiler som SVV har produsert ved tidligere analyse av Sandsfjordbrua etter NS. Dette valget har sikret en realistisk analyse av brua hvor prosjektspesifikk data som for eksempel vindmålinger på brustedet er benyttet, i tillegg til at oppbyggingen av inputfilene til analysen har blitt gjennomført mer effektivt. I analysedelen er det kun valgt å beskrive verdiene i inputfilene for laster og lastkombineringen. Dette valget begrunnes med at det er disse inputfilene som i hovedsak inneholder data som er avhengig av regelverk og som dermed er viktig å endre på for å tilfredsstillere kravene i EK. De øvrige inputfilene, som i stor grad er uavhengige av regelverk, er benyttet uendret. Ved å benytte inputfilene fra tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS har det vært mulig å bruke mer tid på dimensjoneringsdelen av oppgaven, noe som har vært nødvendig for å kunne svare tilstrekkelig på spørsmålene i oppgavens problemstilling. Likevel må det nevnes at valget om å benytte inputfiler fra tidligere prosjektering etter NS kan ha gitt resultater som er annerledes enn dersom inputfilene hadde blitt opprettet helt på ny etter EK.

## 1.4 Avgrensninger, antakelser og feilkilder

Oppgaven kan avgrenses til kun å si noe om Sandsfjordbrua. Likevel er det fornuftig å anta at tendenser i resultatene for Sandsfjordbrua kan også være lignende for andre FFB-bruer som bygges i fremtiden gitt de samme prosjekteringsforutsetningene. Dette vil også være avhengig av valgt analyseprogram, og med forbehold om eventuelle endringer i EK i fremtiden. I arbeidet med denne oppgaven har inputfiler fra tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua i henhold til NS benyttet, noe som sikrer at eventuelle feilkilder i oppbyggingen av disse filene er unngått. For å sikre en god sammenligning av regelverkene har det vært fokus på at kun det som er ulikt i de to regelverkene er blitt endret på i inputfilene. Ved å bruke nøyaktig samme input som ved tidligere prosjektering for alle variable som er like, og at kun de variablene som etter EK skal være annerledes er endret, vil det i større grad kunne utelukkes at resultatene i oppgaven er grunnet andre uforutsette variable. En av gevinstene med denne tilnæringsmetoden er at det vil øke sannsynligheten for at det i større grad er de to regelverkene som blir sammenlignet, og ikke forutsetningene til de prosjekterende individene.

Idèen om kun å endre på variable som er annerledes i EK i forhold til NS er teoretisk sett en god idè så fremt den blir gjennomført på en tilfredsstillende måte i praksis. Det kan stilles spørsmål om det er oppnådd å identifisere alle de aktuelle verdiene som må endres i inputfilene for å kunne tilfredstille kravene i EK. Standardene i Eurokodeserien er å anse som et samlet sett av prosjekteringsregler, slik at disse ikke uten videre kan benyttes sammen med de gjeldende prosjekteringsstandardene i serien av NS34XX Ref[4]. Hvordan kan det da med sikkerhet garanteres at inputfilene som er benyttet i analysen i denne oppgaven ikke inneholder en blanding fra begge regelverkene?

Det er ikke enkelt for leseren av oppgaven å kontrollere dette, og dermed kan det stilles spørsmål til validiteten og troverdigheten til resultatene i oppgaven. For å sikre at regelverkene ikke er blandet om hverandre i inputfilene er det sett på hvilke laster som har vært dimensjonerende ved tidligere analyse etter NS ved å benytte seg av en funksjon i Novaframe som heter Combination tracer. Ved å anta at de lastene som var dimensjonerende ved tidligere analyse etter NS sannsynligvis også vil være dimensjonerende i den nye

analysen etter EK, kan det være tilstrekkelig at inputverdiene for disse lastene tilfredsstiller kravene i EK. Det er i tillegg benyttet funksjonen Combination tracer for analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK for å kontrollere om det er kombinert med laster som ikke er endret på fra tidligere analyse etter NS og dermed ikke tilfredsstiller kravene i EK. Lastene som er beholdt fra tidligere analyse etter NS, og lastene som er endret på i henhold til EK, er omtalt spesielt i kapittel 3. Inputfilene fra tidligere prosjektering i henhold til NS har vært tilgjengelig, noe som har muliggjort å kjøre analyser i Novaframe i henhold til de to regelverkene parallelt og sammenligne resultatene. Selv om det er gjennomført tiltak, som nevnt ovenfor, for å sikre at analysen gjennomført i denne oppgaven tilfredsstiller kravene i EK, er det fremdeles vanskelig for leseren å kontrollere dette. Det er mulig at noen verdier som burde ha vært endret i henhold til EK ikke er tilstrekkelig adressert. Disse verdiene kan tenkes å påvirke utfallet til analysen, og gi noe usikkerhet rundt resultatene i oppgaven. Disse eventuelle feilkildene kunne vært unngått ved å ha satt opp **alle** inputfilene på ny etter EK, men på grunn av begrenset tidsbruk er ikke dette gjort i arbeidet med denne oppgaven.

Som nevnt tidligere er det kun gjort endringer på de inputfilene som inneholder laster og lastkombinasjoner. Inputfiler for geometri, elementinndeling og materialdata (.inp), inputfiler med modellinput for utbygging i flere etapper (.mod) og inputfiler med spennarmeringsdata (.ten) er benyttet i uendret tilstand fra tidligere dimensjonering etter NS. Det foreligger dermed en antakelse i denne oppgaven, som ikke er tilstrekkelig adressert, om at disse inputfilene som er benyttet i uendret tilstand ikke inneholder feil fra tidligere prosjektering.

Sandsfjordbrua bygges, i skrivende stund, etter kravene i NS, noe som gjør det interessant og tidsaktuelt å kontrollere denne brua etter kravene i EK. Det kan tenkes at dimensjonering etter EK gjennomført i denne oppgaven kan fungere som en slags kontroll av brua. Likevel må det poengteres at det **ikke** er meningen at SVV skal gjøre endringer på Sandsfjordbrua på bakgrunn av resultatene i denne oppgaven. Oppgaven vil derfor i utgangspunktet kun være informativ. Dette forsterker ønsket og målet om at oppgaven skal kunne si noe om fremtidig bygging av FFB-bruer, og hvilke konsekvenser som kan forventes i dimensjoneringen av FFB-bruer på grunn av overgangen i regelverk fra NS til EK.

## 2 Sandsfjordbrua

---

Beskrivelsene av Sandsfjordbrua er i hovedsak basert på dokumentet *Sandsfjordbrua – Prosjekteringsgrunnlag* som er produsert av SVV i samarbeid med Aas-Jakobsen AS.

### 2.1 Generelt om prosjektet Sandsfjordbrua

Sandsfjordbrua bygges i Suldal kommune i Rogaland, og skal erstatte ferjesambandet Sand-Ropeid på fylkesvei 46. I tillegg til brua bygges det 5 km vei fram til brua, fra Øvrabø på vestsiden og fra Tysingvatnet på østsiden. Veien skal for det meste bygges i bratt og ulendt terreng, og det skal bygges fem tunneler på til sammen 1450 m på strekningen.

Gjennomføringen av prosjektet, Sandsfjordbrua inklusiv tilegnet vei, vil etablere et fast, døgnåpent veisamband i Suldal kommune. Beboerene på vestsiden av Sandsfjorden blir knyttet sammen med resten av kommunen og kommunesenteret på Sand. I tillegg sikrer Sandsfjordbrua et døgnåpent samband nordover til Sauda og vestover i retning Haugesund.

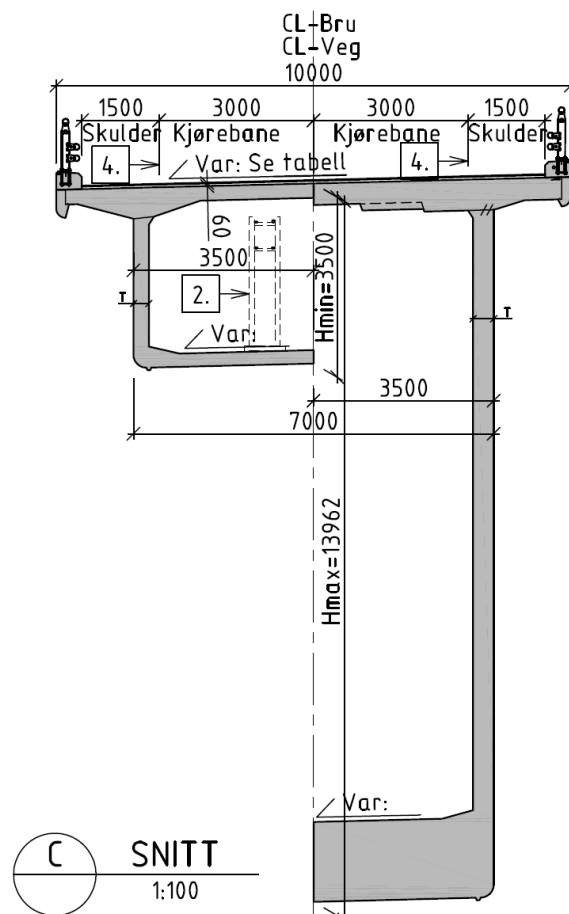
Total estimert kostnad for brua er på 276 millioner kroner. Her inngår en kontrakt på 236 millioner kroner med entreprenørselskapet Kruse Smith, som er totalentreprenør og har fått oppgaven med å bygge Sandsfjordbrua.

### 2.2 Brukonstruksjon og geometri

Sandsfjordbrua er en 580 m lang etteroppspent FFB-bru fordelt over fire spenn med et hovedspenn på 290 m. Dette er et av de lengste hovedspennene i verden for FFB-bruer. I tillegg beskriver Aas-Jakobsen Sandsfjordbruas store søylehøyde som grensesprengende, da det etter deres kunnskap ikke finnes en FFB-bru i verden med så lange kragarmer på så høye søyler Ref.[11]. Sandsfjordbruas størrelse kan derfor tenkes å være i nærheten av hva som er antatt å være praktisk mulig for denne konstruksjonstypen med de gitte materialene som er benyttet.

Brubjelken bygges som et kassetverrsnitt med utstikkende flenser på oversiden, lagt opp monolittisk på to søyler i akse 2 og akse 3 og på lagere i akse 4 og på landkarene. Ordet monolittisk betyr at konstruksjonen henger fast sammen, og oppfører seg som en helhet. Selve kassen utføres med to steg, og har en bredde på 7 m, mens den totale bredden med utstikkere er 10 m. Tverrsnittshøyden varierer fra største høyde på 14 m ved hovedsøylene i akse 2 og akse 3 til 3,5 m i midten av hovedspennet. På grunn av den korte kragarmen fra akse 1 mot akse 2, er det prosjektert å ballasteres ved akse 1 for å unngå oppløft av lagere. Et portalbygg for tilstøtende tunnel i akse 1 utføres som en del av ballastkassen. Ballastkassen fylles med sprengstein med antatt romvekt på 18 kN/m.

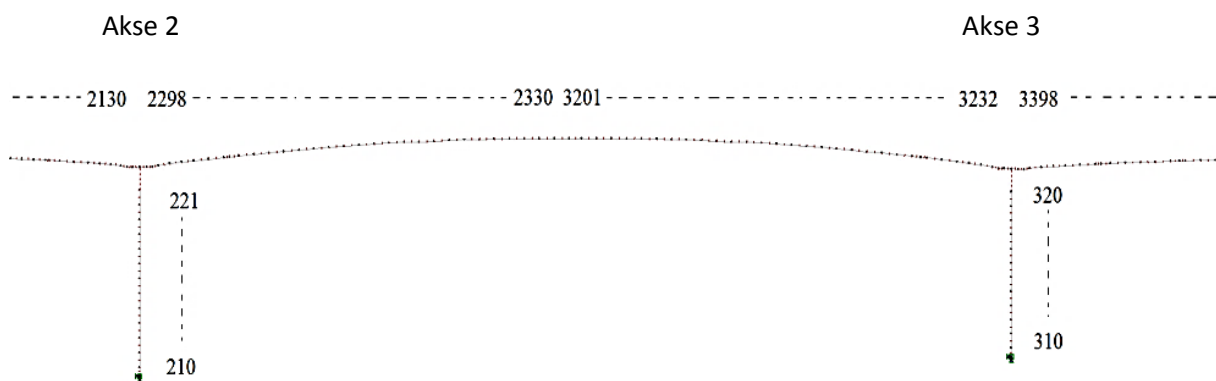
Det er planlagt to kjørebane, en i hver retning, med en fartsgrense på 80 km/t. Kjørebane er plassert mot midten av brubjelken i tverretning, noe som gjør at det vil være en 1,5 m brei vegskulder på hver ytterside av brua. Det er **ikke** planlagt gangsti/gangvei. Brubjelkens tverrsnitt, som varierer i høyde over brulengden, med kjørebanelenes plassering er vist i figur 1.



Figur 1 – Brubjelkens tverrsnitt

Oppgaven omhandler i hovedsak brubjelken, men det kan nevnes at hovedsøylene, som er plassert midt i akse 2 og akse 3, utføres som lukkede kassetverrsnitt. I bruas lengderetning vil søylene ha konstant bredde over hele høyden, mens i tverretning vil de være utformet med en parabolisk økende bredde mot søylefot. Alle tre fundament er utformet som rektangulære platefundament, støpt direkte på fjell, og festet til fjellet med spennankere og/eller fjellbolter.

Sandsfjordbrua er delt inn i forskjellige elementer/støpeseksjoner. Prinsippet for inndelingen er illustrert i figur 2 for hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. Det er dette området på brubjelken som er det mest interessante området å undersøke fordi de største påkjenningene som virker på brubjelken befinner seg her. Hovedspennet er et av de lengste i verden for FFB-bruer, noe som gjør det spennende å undersøke dette området på Sandsfjordbrua.

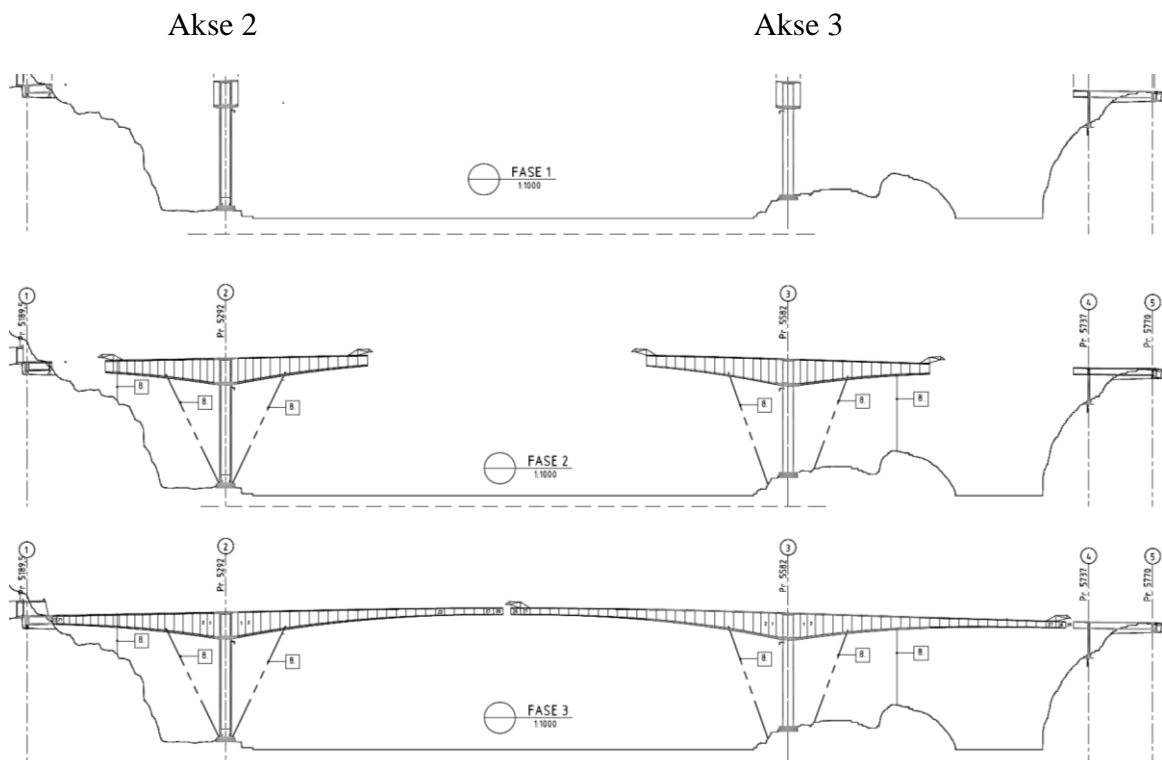


Figur 2 – Prinsipp for elementinndeling/støpeseksjoner i Sandsfjordbrua

## 2.3 Byggeprosessen

Byggingen av Sandsfjordbrua startet høsten 2013, og brua er planlagt å stå ferdig i oktober 2015. Brua bygges som en FFB-bru, det vil si at brubjelken bygges som frie utkragerer ut fra hver side av søylene. Disse utkragerene møtes til slutt på midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3, og ut til akse 1 og akse 4 på sidene. For å unngå store eksentrisiteter blir brubjelken støpt i en trinnvis prosess, annen hvert trinn på hver side av FFB-aksene. Hvert av

disse trinnene resulterer i at et nytt element/støpeseksjon kommer på plass. Selve støpingen blir utført ved at to forskalingsvogner flyttes trinnvis utover brubjelken, og for hvert trinn forskales, armeres, støpes og spennes opp hvert element i en bestemt tidsavhengig rekkefølge som sikrer en trygg og jevn fremgang. Denne støpeprosessen er unik da brua bærer sin egen vekt, inklusiv tillegsvæker fra for eksempel forskalingsvognene, i hele byggingens forløp. Se figur 3 for illustrasjoner av byggeprosessen.



Figur 3 – Byggeprosessen

Etter hvert som elementene/støpeseksjonene trinnvis blir støpt utover spennene vil den økende egenvekten, samt andre faktorer i betongen og konstruksjonen generelt, gjør at utkragerne får en økende nedbøying mot koblingspunktet. Dette medfører at det må støpes i en brattere vinkel, slik at utkragerne møtes på samme og riktig høyde i midten av spennene. I tillegg kan det for eksempel oppstå lokale forskjeller i størkningshastigheten for betongen i kragarmene på grunn av ulike solforhold. Dette kan føre til at brubjelken får en uønsket sideveis vridning. Byggeprosessen setter altså store krav til prosjekteringen som det må planlegges og tilrettelegges for. Selv om denne oppgaven fokuserer på dimensjonering i bruas ferdigtilstand er det nødvendig at analysen av brua tar hensyn til byggeprosessen.



## 2.4 Materialer

Her beskrives de forskjellige materialene som er prosjektert å bli benyttet ved bygging av Sandsfjordbrua. Det forutsettes derfor at gjeldende materialtyper og dimensjoner som er definert i dokumentet *Sandsfjordbrua – Prosjekteringsgrunnlag* blir benyttet. Antatte romvekter for materialene og eksponeringsklasser for Sandsfjordbrua fra dokumentet *Sandsfjordbrua – Prosjekteringsgrunnlag* er også beskrevet i dette delkapittelet.

### 2.4.1 Betong

Sandsfjordbrua bygges i armert og spennarmert betong og lettbetong. Betongkvalitetene som er benyttet på brubjelken er hovedsakelig B55 og LB55. Lettbetong er benyttet i midten av hovedspennet for å oppnå noe redusert egenvekt fra betongen. Tabell 1 beskriver egenskapene til de tre forskjellige betongkvalitetene.

Beskrivelse/ Egenskaper	Betongkvalitet	
	B55	LB55
Betongtrykkfasthet, $f_{ck}$	55 $N/mm^2$	55 $N/mm^2$
Dimensjonerende betongtrykkfasthet, $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c}$ ( $\gamma_c = 1,5$ og $\alpha_{cc} = 0,85$ )	31,17 $N/mm^2$	31,17 $N/mm^2$
Betongtrekkfasthet, $f_{ctk,0,05}$	3,0 $N/mm^2$	3,0 $N/mm^2$
Dimensjonerende betongtrekkfasthet, $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c}$ ( $\gamma_c = 1,5$ og $\alpha_{cc} = 0,85$ )	1,7 $N/mm^2$	1,7 $N/mm^2$
Betongens sekantmodul, $E_{cm}$	38 000 $N/mm^2$	38 000 $N/mm^2$

Tabell 1 – Betongens egenskaper

## 2.4.2 Spennarmering og slakkarmering

Spennkabler med navn BBR Cona Multi er prosjektert å bruke i Sandsfjordbrua. I brubjelken er spennkabler av type 1206, 1306 og 1406 benyttet. Største antall spennkabler i overgurten på brubjelken er på totalt 108 kabler over akse 2 og tilsvarende over akse 3. I undergurten er største antall spennkabler på totalt 28 spennkabler av type 1406 i midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. I midten av spenn mellom akse 1 og akse 2, og mellom akse 3 og akse 4, er det brukt 16 spennkabler av type 1406 i undergurten. Ved viadukten er det brukt 2 spennkabler av type 1206. Slakkarmeringen består av B500NC kamstenger med forskjellig diameter. Tabell 2 beskriver egenskapene til spennkablene/spennarmeringen og slakkarmeringen som er benyttet i oppgaven.

Beskrivelse / Egenskaper	Spennarmering			Slakkarmering
Type	1206	1306	1406	B500NC
Tverrsnittsareal per 0,6" spenntau	140 mm <sup>2</sup>			
Antall spenntau per kabel	12	13	14	
Tverrsnittsareal av en kabel	1680 mm <sup>2</sup>	1820 mm <sup>2</sup>	1960 mm <sup>2</sup>	
Karakteristisk strekkfasthet, $f_{pk} / f_{tk}$	1860 N/mm <sup>2</sup>			500 N/mm <sup>2</sup>
0,1 % strekkgrense for spennstål, $f_{p0,1k}$	1640 N/mm <sup>2</sup>			
Dim. 0,1 % strekkgrense spennstål, $f_{pd} /$ Slakkarmeringens dim. flytegrense, $f_{yd}$	$\frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1426,09 \text{ N/mm}^2$ ( $\gamma_s = 1,15$ )			$\frac{f_{tk}}{\gamma_s} = 434 \text{ N/mm}^2$ ( $\gamma_s = 1,15$ )
Elastisitetsmodul, $E_p, E_s$	196 000 N/mm <sup>2</sup>			200 000 N/mm <sup>2</sup>

Tabell 2 – Spennarmeringens- og slakkarmeringens egenskaper

### 2.4.3 Antatte romvekter for materialene

Antatte romvekter for materialene som benyttes i analysen i Novaframe gjennomført i denne oppgaven etter EK er tilsvarende de romvektene som ble benyttet ved tidligere analyse etter NS. De viktigste romvektene er oppsummert i tabell 3:

Materiale	Antatte romvekter
Spennarmert normalbetong / lettbetong	25,5 $kN/m^3$ / 21 $kN/m^3$
Slakkarmert normalbetong	25 $kN/m^3$
Ballast betong / pukk	23,5 $kN/m^3$ / 18 $kN/m^3$
Stål	78 $kN/m^3$
Slitelag (asfalt)	25 $kN/m^3$

Tabell 3 – Antatte romvekter for materialene benyttet i analysene i Novaframe

### 2.4.4 Eksponeringsklasser

Sandsfjordbruas eksponeringsklasser er avhengig av forskjellige miljøpåvirkninger. På brubjelken vil miljøpåvirkningene typisk være høy vannmetning med avisingsmidler eller sjøvann (XF4), samt vekselvis våt og tørr overflate utsatt for sprut som inneholder klorider (XD3). Tabell 4 oppsummerer eksponeringsklasser og bestandighetsklasser for brubjelken.

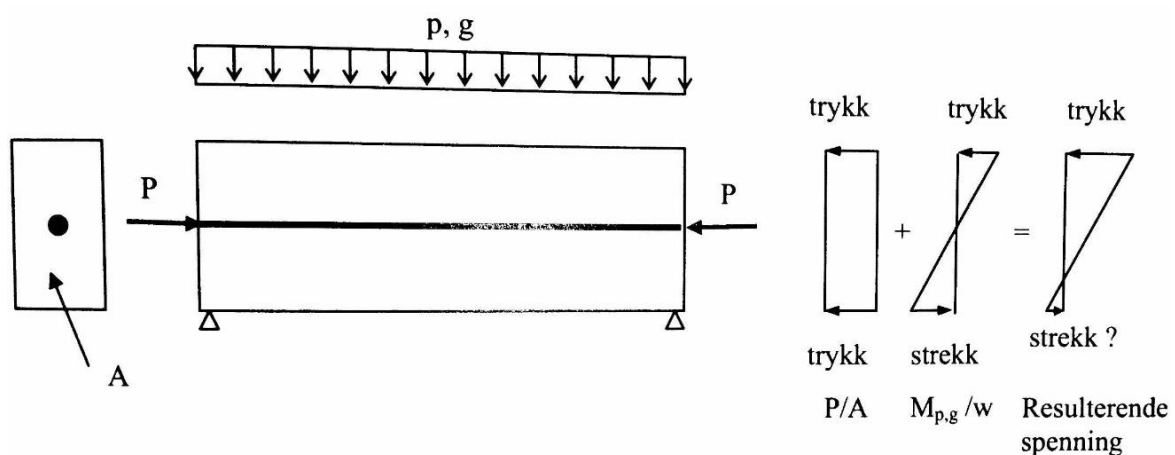
Element	Bestandighets-klasse	Eksponeringsklasse
Overbygning, ik kasse og ok undergurt seksjon 21-29	MF40	XC1
Overbygning, ok dekke	MF40	XF3, XF4, XD3
Overbygning, kantdrager	MF40	XF2, XF4, XD3
Overbygning, yk steg og uk undergurt	MF40	XF1, XF2

Tabell 4 – Bestandighetsklasser og eksponeringsklasser for brubjelken

## 2.5 Spennbetongens virkemåte

Spennbetong kan sies å være betong som er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket Ref.[7]. Denne trykkspenningen i betongen er et resultat av at spennarmeringen har blitt spent opp og dermed fått påført en strekkraft eller en såkalt initialtøyning. Spennarmeringen står i spenn og prøver å komme tilbake til avspent tilstand, men holdes igjen av betongen. Dette fører til at strekkraften i spennarmeringen overføres som trykk i betongen der den holdes igjen ved endeforankringer og/eller gjevnt over et betongelement ved heft mellom betong og spennarmering

Virkemåten for spennbetong kan illustreres i figur 4 hvor en rektangulær, fritt opplagt betongbjelke forspennes med spennarmering plassert midt i bjelkens tyngdepunktakse. Spennkraften  $P$  antas å virke som en ytre kraft på bjelken. Figur 4 viser normalspenningsfordeling over tverrsnittet for spennkraft og ytre last hver for seg, og resulterende spenningsfordeling Ref.[7]. Figuren viser kun prinsippet, da spennarmeringen ofte er plassert eksentrisk i underkant, eller med samme form som momentforløpet på grunn av de ytre lastene.



Figur 4 - Sentrisk spennarmert bjelke

Spennstålet kan spennes opp på to prinsipielt forskjellige måter, enten ved førøppspenning eller etterøppspenning. For beskrivelser av førøppspenning henvises det til boken *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* skrevet av Sørensen. Etterøppspenning benyttes særlig i store plasstøpte konstruksjoner, og er derfor relevant for Sandsfjordbrua. Ved etterøppspenning påføres spennstålet strekk etter at betongen er støpt og herdnet, og konstruksjonen fungerer selv som mothold. Spennarmeringen må ved etterøppspenning ligge fritt i, eller tres gjennom utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen Ref.[7]. For Sandsfjordbrua blir spennarmeringen lagt i utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen som blir fylt med ekspanderende mørtel etter oppspenning. Dette er i henhold til normal praksis for spennarmerte betongbruer ved SVV Ref.[1]. Hovedfordelene med spennbetong er at opprissing og rissvidder begrenses, noe som er en fordel for tetthet og bestandighet. I tillegg reduseres nedbøyninger på grunn av oppbøyning fra forspenning, og det oppnås økt bøyestivhet på grunn av at opprissing reduseres Ref.[7].

## 2.6 Standarder og regelverk

I denne oppgaven er det i hovedsak sett på NS-EN 1992-1-1 Allmenne regler og regler for bygninger og NS-EN 1992-2 Bruer. Dimensjonering av Sandsfjordbrua er gjennomført i henhold til disse to standardene. Ved oppbygging av inputfilene til analysen som er gjennomført i Novaframe ble i tillegg standardene NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, NS-EN 1991-1-4 Allmenne laster – Vindlaster, NS-EN 1991-1-5 Allmenne laster – Termiske påvirkninger, og NS-EN 1991-2 Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer benyttet. I flere tilfeller er NS34XX-serien studert for å se på eventuelle forskjeller fra EK. Både verdier som er beregnet ved tidligere analyse av Sandsfjordbrua etter NS, og de aktuelle uttrykkene og reglene i NS er sammenlignet med EK.

I tillegg til standardene er Håndbok 185 og Håndbok N400 benyttet. Disse håndbøkene er skrevet av SVV og omhandler prosjektering av bruer. Håndbok N400 er fra 2015 og beskriver bruprosjektering i henhold til EK. Håndbok 185 er en eldre utgave av Håndbok N400, og ble benyttet ved tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS. Håndbøkene, som i tillegg til standardene representerer regler og bestemmelser for prosjektering av bruer, er benyttet i denne oppgaven for å kunne sammenligne forskjeller ved prosjektering etter NS og etter EK.

## 2.7 Novaframe

Novaframe er et Windows-program for statisk og dynamisk analyse av tredimensjonelle rammestrukturer, og er spesielt tilpasset brukonstruksjoner ved blant annet å inkludere trafikkklaster og spennarmering i analysen. Programmet Novaframe er utviklet av Aas-Jakobsen, og er basert på elementmetoden (Finite Element Method, FEM). For detaljert beskrivelse av programmet henvises det til dokumentet *Novaframe User`s Guide, version 5*.

Input kan legges inn i Novaframe på to forskjellige måter, enten interaktivt gjennom inngangsdialoger eller fra inputfiler. De to metodene for innleggelse av input i Novaframe har ulike fordeler, men det har vært naturlig å arbeide med inputfiler i denne oppgaven. Et sentralt mål i oppgaven har vært å beholde mye av tidligere prosjektering, og det har derfor vært gunstig å bruke inputfilene fra tidligere analyse som utgangspunkt. Novaframe skiller mellom fem filtyper som kan legges inn i programmet:

- .inp** – inputfiler med geometri, elementinndeling, materialdata osv.
- .mod** – inputfiler med modellinput for utbygging i flere etapper.
- .ten** – inputfiler med spennarmeringsdata.
- .lod** – inputfiler med laster
- .cmb** – inputfiler med kombinasjoner av lastene som angitt i .lod.

Disse filene kan kun åpnes i ASCII-programmer som for eksempel TextPad eller NotePad, noe som gjør arbeidet uoversiktlig og gir store begrensninger i forbindelse med beregninger. Løsningen har vært å arbeide med filene i Microsoft Excel, der hver filtype er tilegnet et eget regneark. På denne måten sikres god brukervennlighet da praktiske funksjoner og oppsett i Excel kan benyttes Ref[12]. Når filene er klare til å kjøres, lagres de først som formatert tekst (mellomromdelt) PRN-fil, og deretter endres filtypen fra **.prn** til det aktuelle formatet (.inp, .mod, .ten, .lod, .cmb) avhengig av hvilke input som er i den aktuelle filen. Til slutt gjenstår det kun å legge filene inn i Novaframe, og kjøre analysen. I denne oppgaven er det kun gjort endringer i inputfilen for laster (.lod) og inputfilen med lastkombinasjoner (.cmb) fra tidligere analyse. Hva som ligger inne i disse filene, og hva som er endret på er beskrevet i kapittel 3 og kapittel 4.

### 3 Laster

---

Lastfilen benyttet i denne oppgaven er en komplett inputfil for laster utarbeidet av SVV ved tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS. Det er flere grunner til at denne filen er benyttet. Det er åpenbart mye likt i de to regelverkene, noe som har gjort det mulig å spare tid og arbeidsmengde. Dessuten er eventuelle feilkilder i oppsettet av inputfilen unngått. Et annet viktig poeng er at det ligger mye spesifikt prosjekteringsarbeid for Sandsfjordbrua i verdiene i inputfilen for laster. Prosjekteringsarbeidet, som blant annet består av vurderinger, valg og utførte målinger, gir i noen tilfeller forskjeller sammenlignet med verdier beregnet direkte i henhold til regelverket. Dette kan tydelig illustreres ved for eksempel å se på vindlaster:

Ved tidligere prosjektering ble det valgt å utføre vindmålinger på brustedet ved akse 3 i høyde  $z = 75 \text{ m}$ . På bakgrunn av disse målingene ble verdien av vindkasthastighetstrykket  $q_{kast,måling}$  bestemt til  $0,766 \text{ kN/m}^2$ . Beregninger av vindlaster basert på vindkasthastighetstrykket ble ved tidligere prosjektering kontrollert opp mot beregninger av statisk vind + dynamisk vind, og det ble funnet at begge metoder gav nokså tilsvarende verdier. På grunn av at valgt høyde  $z = 75 \text{ m}$  for beregning av vindkasthastighetstrykket var konservativ i forhold til reell høyde for brua  $z \approx 70 \text{ m}$ , ble det valgt å dimensjonere for statisk vind + dynamisk vind. I vedlegg 1 er det utført en beregning av vindkasthastighetstrykket  $q_{kast,beregning}$  etter EK som gir verdien  $1,47 \text{ kN/m}^2$ . Vindkasthastighetstrykket beregnet i henhold til EK er altså nesten to ganger så stort som vindkasthastighetstrykket bestemt på bakgrunn av målinger:

$$q_{kast,måling} = 0,766 \text{ kN/m}^2 < 1,47 \text{ kN/m}^2 = q_{kast,beregning}$$

NS baserer seg på de samme formlene som EK ved beregning av vindkasthastighetstrykk, og gir dermed samme verdi som beregning etter EK. Årsaken til at det er så stor forskjell mellom målinger og beregninger er kun fordi den ene verdien er bestemt ved målinger, og den andre verdien er bestemt ved beregning etter regelverk. Dersom vindmålingene for brua og

beregningene etter EK (og NS) er korrekt, tyder dette enten på at Sandsfjordbrua befinner seg på et skjermet sted i terrenget og/eller at regelverkene er veldig konservative. Poenget er at dersom denne oppgaven utelukkende hadde basert seg på inputverdier bestemt fra EK, ville det vært benyttet et urealistisk stort vindkasthastighetstrykk i analysen i denne oppgaven. EK og NS må ikke brukes om hverandre, men for å få til en god sammenligning av regelverkene er det viktig at forutsetningene ved oppbyggingen av inputfilene til analysen er like.

Det er gjort en vurdering av lastfilen fra tidligere analyse i forhold til kravene i EK hvor det blant annet er benyttet en funksjon i Novaframe som heter Combination tracer. Denne funksjonen viser hvilke kombinasjoner som er dimensjonerende, og dermed hvilke laster som er av størst betydning for en påkjenning som virker på et snitt ved et betraktningstidspunkt. I vedlegg 7 finnes en utskrift av en Combination tracer for bøyemoment i lengderetning (ML) i element 3232 ved  $T = 0$  år fra tidligere prosjektering etter NS. Her vises det for eksempel at lastene som kombineres for bøyemoment i lengderetning ved  $T = 0$  år i bruddgrensetilstanden (ULS) i hovedsak består av egenvekt og trafikklast, med mindre bidrag fra vognlaster, bløt betong, jekking, og tvangskrefter.

Trafikklastene er definert annerledes i EK enn i NS, noe som har gjort det nødvendig å utføre nye beregninger for disse lastene, samt å justere hvordan disse er lagt inn i både inputfilen for laster (.lod) og i kombineringsfilen (.cmb). Temperaturlast er også valgt å etter EK fordi det er betydelige forskjeller i regelverkene på dette området. Deformasjonslastene kryp og svinn er begge definert annerledes i EK enn i NS. Svinntøyning i EK tar hensyn til autogent svinn, og gir større svinn enn NS. Derfor er det utført nye beregninger for svinntøyning. Kryptallet er redusert i EK, men det er konservativt valgt å beholde den forenklete krypmodelleringen basert på et konservativt valgt kryptall som er benyttet ved tidligere analyse etter NS.

I dette kapitlet er laster som er beholdt fra tidligere analyse etter NS først beskrevet for å gi leseren innsikt i innholdet i inputfilen for laster. Denne informasjonen er viktig for forståelsen av diskusjoner senere i oppgaven. Etterfølgende er trafikklast, temperaturlaster og svinntøyninger beregnet i henhold til EK, og sammenlignet med beregninger i henhold til NS.



## 3.1 Laster beholdt fra tidligere prosjektering

Informasjonen under er hentet fra dokumentet *Sandsfjordbrua – Prosjekteringsgrunnlag* og direkte fra inputfilen for laster benyttet ved tidligere prosjektering. Hver byggeetappe er definert med en egen modell i analysen. For hver ny modell blir for eksempel egenvekten til tilhørende ny seksjon påført modellen. Det er kun ferdigtilstand som er undersøkt i denne oppgaven, men det er likevel viktig for dimensjonering i ferdigtilstand at analysemodellen av Sandsfjordbrua får påført laster på en måte som reflekterer hvordan brua faktisk bygges.

### 3.1.1 Egenevekt, superegenvekt og jekkelaster

Brubane, søyler og fundament er beregnet ved at volumet av betongen i hver enkelt byggeseksjon er multiplisert med tyngdetettheten for betongen. Tverrskott, pilastre, portal og ballast er beregnet tilsvarende som for brubane, søyler og fundament, men dette er gjort manuelt. Disse lastene er lagt inn som konsentrerte punktlaster i negativ z-retning. Egenlast fra spennarmeringsvouter er lagt inn som konsentrerte punktlaster på aktuelle elementer. Superegenvekt fra slitelag, kantbjelker, rekkverk og høyspent er lagt inn som jevnt fordelte laster i negativ z-retning på brubanen, og er påført kontinuerlig system etter kobling ved akse 1, akse 4 og ved midtspenn. Horisontal jekking før kobling i midtspenn mot akse 2 og akse 3 er lagt inn som punktlaster, mens jekking på kontinuerlig bru er lagt inn som temperaturlast og benyttet ved beregning av langtidsvirkning av kryp.

### 3.1.2 Deformasjonslasten kryp, og innebygd tvang fra vognvekt/bløt betong

For horisontalt kryp er det beregnet delkryptall for hver enkelt støpeseksjon. Ved beregning av kryptøyninger er det brukt middelverdien for hver enkelt kragarm. Kryptøyningen er satt på som en ekvivalent temperaturlast Ref[10]. Horisontalt kryp på grunn av spennarmering er blitt skalert ned for å ta hensyn til at lastene i Novaframe ikke blir satt på med langtids E-modul til søyler og brubjelke. Hensyn til tvangskrefter fra påføring av vogn og bløt betong for kobling ved akse 1, akse 4 og ved midtspenn er ivarett ved å påføre på og avlastning i analysemodeller for henholdsvis før og etter kobling. Innebygd tvang fra vognvekt/bløt betong er lagt inn i Novaframe som konsentrerte punktlaster ved koblingsseksjonene.

### 3.1.3 Spennarmering

Spennarmeringen påfører modellen tvangskrefter, som for bruflaten er aktuelt etter kobling ved akse 1 siden det statiske systemet da blir ubestemt. Oppspenningskraften er satt til 80 % av  $S_{0,2}$ . EK opererer med 0,1 % strekkgrense for spennarmeingen, ikke 0,2 % som NS, men dette vil ikke utgjøre betydelige forskjeller i analysen fordi analysen kun tar med tvangskreftene fra spennarmeringen. Spennkraften er valgt å bli sett på som indre motstand, ikke ytre last, noe som vil si at spennkraften blir inkludert senere i beregninger i dimensjoneringen. Det er lagt inn umiddelbare spennkrafttap som låsetap og friksjonstap i analysen. Låsetap er satt til 6 mm. I bruflaten er alle kablene modellert samlet i senter bru, noe som gir en forenklet horisontal geometri fordi ulik radius og kurvaturendring ved forankring ikke blir modellert. Beregnet friksjonstap som er lagt inn i analysen i Novaframe er dermed noe mindre enn reell verdi, noe som gir større tvangskrefter og er i denne sammenheng konservativt. Tapet som følge av relaksasjon er satt til 2,5 %. Tapene i spennkraft må beregnes mer nøyaktig i dimensjoneringen hvor en lavere verdi av friksjonstapet **ikke** vil være konservativt. Spennkrafttap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen er heller ikke tatt med i analysen og bidrar dermed til større tvangskrefter. Det er antatt at tvangskreftene i analysen er konservative i henhold til EK.

### 3.1.4 Statisk og dynamisk vindanalyse

Sandsfjordbrua er antatt å havne i vindlastklasse 3, og krever dermed at det utføres dynamisk vindanalyse i tillegg til den statiske analysen. Ved beregning av statisk vindlast er den målte 50-års vindhastigheten, 10 min middelvind, med verdi  $U_{10\min(z)} = 23 \text{ m/s}$  benyttet.

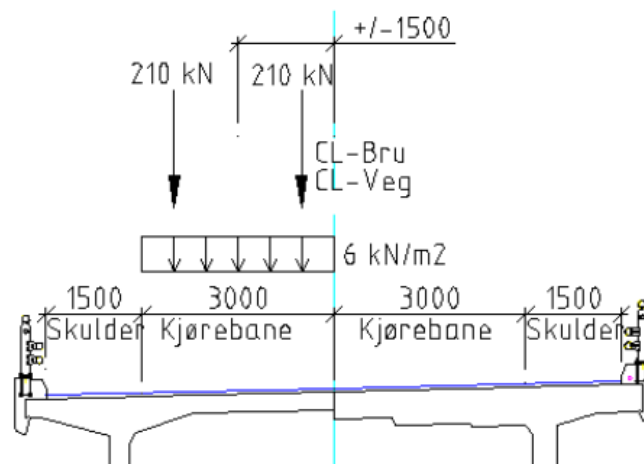
Karakteristisk statisk vindlast i ferdigtilstand er satt til  $q_{10\min(z)} = 0,331 \text{ kN/m}^2$ , og er lagt inn i Novaframe som jevnt fordelte laster på de ulike seksjonene avhengig av seksjonens geometri, drag eller lift, og med eller uten trafikk. For Sandsfjordbrua er brubanens kraftfaktorer (formfaktorer) bestemt ut i fra vindtunnelforsøk. Det er gjort en omfattende dynamisk analyse av Sandsfjordbrua, hvor det er sett på de 10 laveste egenfrekvensene til brua i en buffeting analyse. Denne analysen vil det ikke bli gått videre inn på i oppgaven. Det er valgt å bruke statisk vind + dynamisk vind som dimensjonerende tilstand på bakgrunn av at dette valget gir en realistisk sammenligning av analysen etter NS og analysen etter EK.

## 3.2 Trafikklast

Trafikklast på bruer er beskrevet i NS-EN 1991-2, videre kalt for trafikklaststandarden. I dette delkapittelet beregnes trafikklast på Sandsfjordbrua etter trafikklaststandarden (EK). Trafikklast fra tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS oppgitt i dokumentene *Prosjekteringsgrunnlag – Sandsfjordbrua* og *Sandsfjordbrua – Statisk og dynamisk analyse\_ferdigtilstand\_RevB* blir også beskrevet i dette delkapittelet.

### 3.2.1 Vertikale trafikklast etter NS

Ved tidligere prosjektering i henhold til NS ble vertikale trafikklaster redusert til kun et lasttilfelle med en aksellast på  $210\text{ kN}$  på hvert hjul, og en jevnt fordelt last på  $6\text{ kN/m}^2$  over et kjørefelt på  $3\text{ m}$ . Eksentrisiteter for trafikklasten var satt til  $\pm 1500\text{ mm}$  fra CL-bru, som representerer ugunstigste plassering for torsjonsmoment i tverretning for de **planlagte** kjørebane på brua. Vertikale trafikklast fra tidligere prosjektering er illustrert i figur 5.



Figur 5 – Trafikklast ved tidligere prosjektering etter NS

I lengderetningen er trafikklast etter NS definert med en posisjon for hvert element, der en posisjon består av tre aksellaster på  $420\text{ kN}$  hver med avstand mellom aksellast en og to på  $2,5\text{ m}$  og avstand mellom aksellast to og tre på  $6,0\text{ m}$ . Den jevnt fordelte lasten er lagt inn i Novaframe som  $18\text{ kN/m}$ , med samme eksentrisitet i tverretningen som aksellastene.

### 3.2.2 Vertikale trafikklaster etter EK

Trafikklaststandarden opererer med lastmodeller for vertikale trafikklaster. Punkt 4.1 i trafikklaststandarden begrenser bruken av lastmodellene til bruer med belastet lengde mindre enn 200 m. Sandsfjordbrua med største spennvidde på 290 m overskrider denne begrensningen. Men i punkt NA.4.1 i nasjonalt tillegg i trafikklaststandarden spesifiseres det at lastmodellene skal også brukes for bruer med belastet lengde større enn 200 m dersom annet ikke er fastsatt i det enkelte prosjekt. Det antas dermed innledningsvis at lastmodellene i trafikklaststandarden kan brukes for Sandsfjordbrua.

Trafikklaststandarden forteller tydelig at det må tas hensyn til vertikale trafikklaster over **hele** føringsbredden, ikke bare for de planlagte kjørebanelene. For Sandsfjordbrua er føringsavstanden bredden mellom rekkverksskinnene på hver side av brubanen. Rekkverksskinnene har en bredde på 0,5 m hver, som gir føringsavstanden:

$$w = 10 \text{ m} - 2 * 0,5 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

Antall fiktive kjørebaneler, deres bredde og eventuelt restareal kan da bestemmes fra tabell 5 som er hentet fra tabell 4.1 i punkt 4.2.3(2) i trafikklaststandarden:

Carriageway width $w$	Number of notional lanes	Width of a notional lane $w_l$	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$ , and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$ .			

Tabell 5 – Antall fiktive kjørebaneler og deres bredde

Fra tabell 5 på forrige side kan det trekkes følgende konklusjoner for Sandsfjordbrua:

*Føringsavstand,  $w = 9 \text{ m} \geq 6 \text{ m}$*

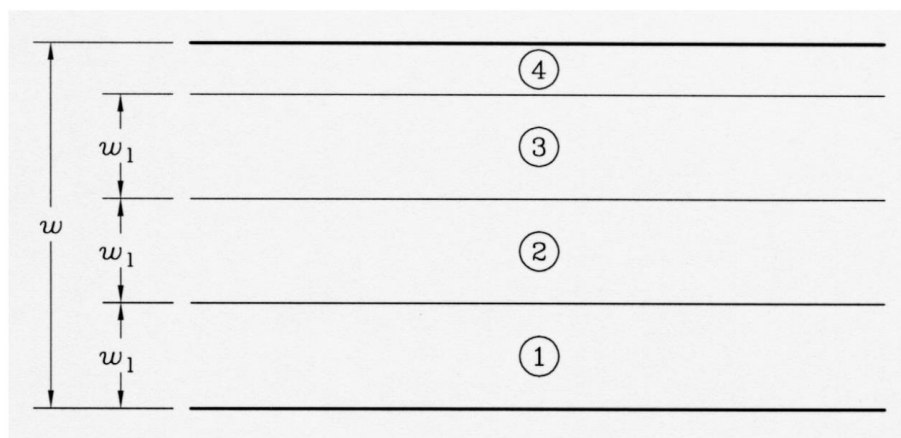
*Antall fiktive kjørebener,  $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{Int}\left(\frac{9}{3}\right) = 3$*

*Bredde på fiktive kjørebener,  $w_{l1} = w_{l2} = w_{l3} = 3 \text{ m}$*

*Bredde på rest,  $w_{rest} = w - 3 * n_1 = 9 \text{ m} - 3 * 3 \text{ m} = 0 \text{ m}$*

For tilfellet som representerer Sandsfjordbrua blir det altså tre fiktive kjørebener på 3 m hver, og ingen restbane, på grunn av at føringsavstanden er nøyaktig 9 m.

Nummerering av fiktive kjørebener er utført etter prinsippet i figur 6, hentet fra figur 4.1 i punkt 4.2.4 i trafikklaststandarden. Siden Sandsfjordbrua ikke får noen gjenstående rest etter de tre fiktive kjørebene faller fiktiv kjørebane 4 i figuren bort.



**Key**

$w$  Carriageway width

$w_1$  Notional lane width

1 Notional Lane Nr. 1

2 Notional Lane Nr. 2

3 Notional Lane Nr. 3

4 Remaining area

Figur 6 – Generell nummerering av fiktive kjørebener

Grupper av trafikklaster bestemmes i henhold til tabell 6, som er et utklipp av tabell NA.4.4a i det nasjonale tillegget i trafikklaststandarden. Tabellens fotnote a sier at horisontale krefter skal brukes i gr1a, men dette samsvarer ikke med hva tabellen viser. Det er innarbeidet praksis at fotnoten følges og at karakteristiske verdier av horisontale trafikklaster inkluderes i gr1a. Dette medfører at gr2 ikke er relevant, og forutsetningen er konservativ Ref[6].

CARRIAGEWAY						
Load type	Vertical forces				Horizontal forces	
Reference	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2
Load system	LM1 (TS and UDL systems)	LM2 (Single axle)	LM3 (Special vehicles)	LM4 (Crowd loading)	Braking and acceleration forces	Centrifugal and transverse forces
	gr1a	Characteristic values			a	a
	gr1b		Characteristic value			

Tabell 6 - Trafikklastergrupper

Med utgangspunkt i gr1a og gr1b, og tabellens fotnote a, må vertikale trafikklaster for lastmodell 1 og lastmodell 2 og horisontale trafikklaster bestemmes. Sandsfjordbrua er ikke ment for gående, noe som medfører at vertikale laster fra gangbane og fortau utgår. I tillegg er det ikke vanlig å prosjektere for lastmodell 3 slik at også denne lastmodellen utgår Ref[6].

Lastmodell 1 består av to delsystem beskrevet i Punkt 4.3.2 i trafikklaststandarden:

1. Tandemsystem (TS) bestående av to akslinger i lengderetningen med to konsentrerte punktlaster hver. Tandemsystemet skal antas å bevege seg sentralt med kjørebanelinjen, og hver aksling skal behandles med like store laster på begge hjulene. Kun fullstendige tandemsystem skal tas med.
2. Jevnt fordelt lastsystem (UDL – system) som virker på den fiktive kjørebanelinjen. Disse lastene bør plasseres på de ugunstigste delene av bruoverflaten.

Karakteristiske verdier for lastmodell 1 bestemmes ut ifra tabell 7, hentet fra tabell 4.2 i punkt 4.3.2(4) i trafikklaststandarden:

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (or $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Tabell 7 – Karakteristiske verdier for lastmodell 1

I lastmodell 1 er Sandsfjordbrua, med 9 m føringsbredde, akkurat på grensen mellom enten å ha tre hele fiktive kjørebener eller to hele fiktive kjørebener pluss en restbane. Forskjellen mellom de to alternativene er en aksellast på 100 kN. Den prosjekterende kan tenkes å kunne ta en skjønnsvurdering her om denne aksellasten på 100 kN i fiktiv kjørebane 3 bør regnes med eller ikke. Dersom føringsbredden hadde vært satt ned kun en cm til 8,99 m ville trafikklaststandarden kun definert to fiktive kjørebener på 3 m hver og en rest på 2,99 m. Denne resten kunne da blitt sett på uten aksellasten på 100 kN.

Det finnes gode argumenter for at det er unødvendig å beregne trafikkklaster for hele tre kjørebener på Sandsfjordbrua når det kun er planlagt å ha to kjørebener på brua. Med en årstdøgnstrafikken (ÅDT) satt til kun 600 kjøretøy er det lite sannsynlig at brua vil trenge mer enn de to planlagte kjørebener. I tillegg har de nye tilførselsvegene til brua, inklusiv fem tunneller, kun to kjørefelt dersom forbikjøringsfelt enkelte steder på strekningen neglisjeres. Selv om det altså kan tenkes å være urealistisk med tre kjørebener, så legges det i denne oppgaven vekt på at trafikklaststandarder definerer disse kjørebener som **fiktive**. Antall kjørebener i forbindelse med trafikklast skal altså representere antall kjørebener som det er plass til i føringsbredden, ikke kun de planlagte kjørebener. Det er derfor valgt å anta tre hele fiktive kjørebener, og aksellasten på 100 kN er derfor konservativt regnet med.

Punkt NA.4.1 i trafikklaststandarden opplyser om at det gjelder spesielle regler for store spennvidder for lastmodell 1, også kalt LM1, og referer til korreksjonsfaktorer i punkt NA.4.3.2(3) som gjelder for spennvidder opp til 500 m. Sandfjordbrua har største spennvidde på 290 m, noe som medfører at de oppgitte korreksjonsfaktorene kan brukes. Følgende korreksjonsfaktorer er derfor benyttet for LM1:

$$\alpha_{Qi} = 1,0 \text{ for } i = 1, 2 \text{ og } 3$$

$$\alpha_{ql} = 0,6$$

$$\alpha_{qi} = 1,0 \text{ for } i > 1$$

$$\alpha_{qr} = 1,0$$

For beregning av globale lastvirkninger for bruer med en største spennvidde på opptil 500 m gjelder korreksjonsfaktorene ovenfor. Det innføres ikke trafikkklasser. Med de begrensningene som er angitt gjelder korreksjonsfaktorene for alle bruer i det offentlige vegnettet, men for det enkelte prosjekt vil det kunne være gitt andre verdier avhengig av trafikk Ref[3].

Trafikklastene i tandemsystemet og i det jevnt fordelte lastsystemet beregnes som følger:

1. Tandemsystemet (TS):

$$\alpha_{Q1} * Q_{1k} = 1,0 * 300kN = 300kN \quad \text{Akslingslast, fiktiv kjørebane 1}$$

$$\alpha_{Q2} * Q_{2k} = 1,0 * 200kN = 200kN \quad \text{Akslingslast, fiktiv kjørebane 2}$$

$$\alpha_{Q3} * Q_{3k} = 1,0 * 100kN = 100kN \quad \text{Akslingslast, fiktiv kjørebane 3}$$



## 2. Jevnt fordelt lastsystem (UDL – system)

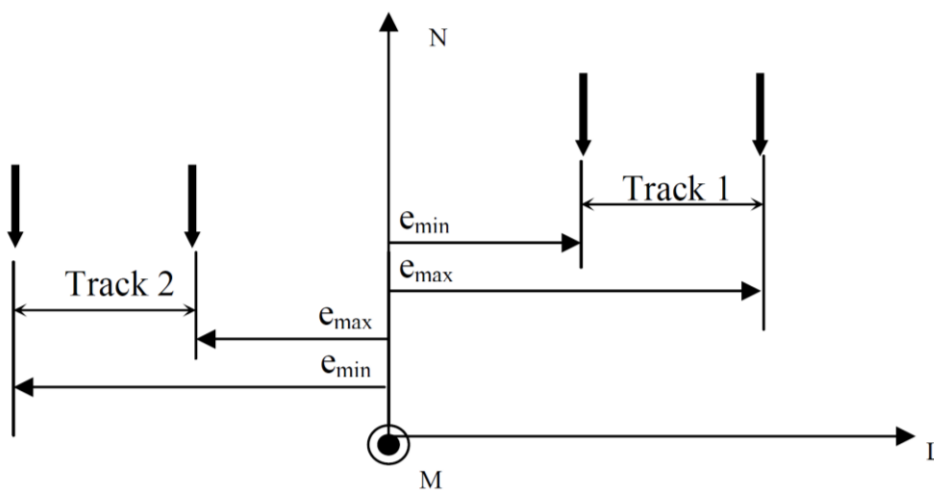
$$\alpha_{q1} * q_{1k} = 0,6 * 9 \text{ kN/m}^2 = 5,4 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Jevnt fordelt last, fiktiv kjørebane 1}$$

$$\alpha_{q2} * q_{2k} = 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Jevnt fordelt last, fiktiv kjørebane 2}$$

$$\alpha_{q3} * q_{3k} = 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Jevnt fordelt last, fiktiv kjørebane 3}$$

Det finnes flere forskjellige mulige plasseringer av lastsystemene på veibanen. Antall lastede baner som skal tas med, deres plassering på veibanen og deres nummerering skal velges for å få mest mulig ugunstige effekter Ref[3]. Trafikklast skal derfor plasseres på brua i ugunstigste stilling i lengderetningen og i tverretningen innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

Eksentrisiteter for akslingslastene, som beskriver lastenes plassering, spesifiseres i inputfilen til analysen i Novaframe. Eksentrisitetene legges inn i inputfilen som avstanden fra CL-bru til resultanten av akslingslasten (de to hjullastene). Resultanten ligger midt mellom de to hjullastene. I tillegg må det tas hensyn til at akslingslastene kan plasseres på begge sider av CL-bru. Figur 7 representerer prinsippet for spesifisering av eksentrisitetene.



Figur 7 – Eksentrisiteter for trafikklaster i Novaframe

Det settes krav til at hjullastene skal være plassert med senterlinje 500 mm fra ytterkant fiktiv kjørebane, og det skal være 2000 mm mellom hjullastene i den enkelte akslingslasten. Eksentrisitetene defineres dermed som følger:

Fiktiv kjørebane 1 og 3, for **negativ** side av CL-bru:

$$e_{min,1} = \frac{-w}{2} + 500 \text{ mm} = \frac{-9000 \text{ mm}}{2} + 500 \text{ mm} = -4000 \text{ mm}$$

$$e_{max,1} = e_{min,1} + 2000 \text{ mm} = -4000 \text{ mm} + 2000 \text{ mm} = -2000 \text{ mm}$$

$$Resultant = \frac{-4000 \text{ mm} - 2000 \text{ mm}}{2} = -3000 \text{ mm}$$

Tilsvarende for fiktiv kjørebane 1 og 3, for **positiv** side av CL-bru:

$$e_{min,1} = \frac{w}{2} - 500 \text{ mm} = \frac{9000 \text{ mm}}{2} - 500 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}$$

$$e_{max,1} = e_{min,1} - 2000 \text{ mm} = 4000 \text{ mm} - 2000 \text{ mm} = 2000 \text{ mm}$$

$$Resultant = \frac{4000 \text{ mm} + 2000 \text{ mm}}{2} = +3000 \text{ mm}$$

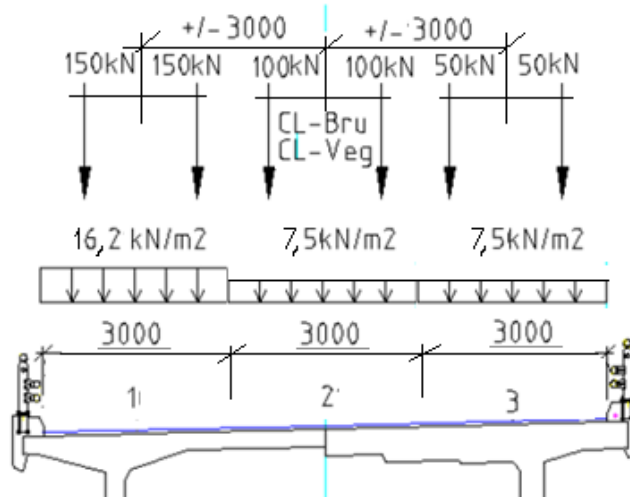
Fiktiv kjørebane 2, sentrert på føringsbredden:

$$e_{min,2} = e_{max,1} + 500 \text{ mm} + 500 \text{ mm} = -2000 \text{ mm} + 500 \text{ mm} + 500 \text{ mm} = -1000 \text{ mm}$$

$$e_{max,2} = e_{min,2} + 2000 \text{ mm} = -1000 \text{ mm} + 2000 \text{ mm} = 1000 \text{ mm}$$

$$Resultant = \frac{-1000 \text{ mm} + 1000 \text{ mm}}{2} = 0 \text{ mm}$$

I lengderetningen blir det mest ugunstig når alle de fiktive kjørebane har påført laster, slik som figur 8 illustrerer:



Figur 8 – Plassering av vertikale trafikklaster

Med en føringsavstand på nøyaktig 9 m vil lastene i fiktiv kjørebane 2 ikke gi noe torsjonsmoment i tverretning, da disse lastene er plassert midt i CL-bru. Fiktiv kjørebane 1 har både større akslingslast og jevnt fordelt last enn fiktiv kjørebane 2 og 3, noe som tilsier at denne bør påføres med størst mulig eksentrisitet. Dersom fiktiv kjørebane 3 får eksentrisitet på motsatt side av fiktiv kjørebane 1 vil den motvirke torsjonsmomentet fra fiktiv kjørebane 1. Resultatet må derfor bli at fiktiv kjørebane 3 tilegnes null eksentrisitet i inputfilen, slik at den blir inkludert i momentberegning i lengderetning, men ikke reduserer torsjonsmomentet i tverretning Ref[10].

Den mest ugunstige plasseringen for de fiktive kjørebane i tverretningen blir da med fiktiv kjørebane 1 med min/max eksentrisitet, og de andre to fiktive kjørebane tilegnes null eksentrisitet. Dette er gjort fordi Novaframe ellers ville enten neglisjert fiktiv kjørebane 3 fordi den bidrar til et mindre torsjonsmoment, eller regnet eksentrisiteten på samme side av CL-bru som hadde gitt et for stort torsjonsmoment. Dette er en svakhet/feil i Novaframe Ref[12].

For fiktiv kjørebane 1 legges følgende verdier inn i Novaframe:

Akslingslast:

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q1} * Q_{1k} = 1,0 * 300 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt last:

$$q_{LM1} = \alpha_{q1} * q_{1k} * w_{l1} = 0,6 * 9 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} = 16,20 \text{ kN/m}$$

Øvrige verdier for akslingslastene som legges inn i Novaframe er 200 kN og 100 kN for henholdsvis fiktiv kjørebane 2 og fiktiv kjørebane 3. De jevnt fordelte lastene både i fiktiv kjørebane 2 og fiktiv kjørebane 3 beregnes følgende:

$$q_{LM1,2} = q_{LM1,3} = \alpha_{q2} * q_{2k} * w_{l2} = 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

Avstand til neste akslingslast i lengderetning legges inn som 1,2 m Ref[3].

Lastmodell 2 består av en enkelt akslingslast  $\beta_Q * Q_{ak}$ , hvor  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ , som skal kunne plasseres vilkårlig på veibanen. Denne akslingslasten plasseres mest ugunstig med minimum og maximum eksentrisitet på henholdsvis  $-3000 \text{ mm}$  og  $+3000 \text{ mm}$ . Punkt NA.4.3.3 i trafikklaststandarden setter  $\beta_Q = 1,0$ . Lastmodell 2 gir da følgende last som legges inn i Novaframe:

$$Q_{LM2} = \beta_Q * Q_{ak} = 1,0 * 400 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$$

Hvordan de vertikale trafikklastene, som er beregnet i dette kapittelet, er definert i inputfilen for laster som er brukt i analysen i Novaframe er vist i vedlegg 6.

### 3.2.3 Horisontale trafikklaster etter EK

Sentrifugallast kan ikke opptre samtidig med bremselast og sidelast Ref[3]. Ved tidligere prosjektering etter NS er samtidig virkning av bremselast + sidelast funnet dimensjonerende i forhold til sentrifugallast. Det samme er gjeldene for lastberegninger i henhold til EK. En kontrollberegning av sentrifugallast etter EK er vurdert opp mot bremselast + sentrifugallast som er beregnet under. Kontrollberegningen kan finnes i vedlegg 2. Bremselasten,  $Q_{lk}$ , skal ses på som en langsgående last som virker på overflaten på veibanen Ref[3]. Bremselastens karakteristiske verdi begrenses til maksimalt  $900\text{ kN}$ , og skal beregnes som en fraksjon av de maksimale vertikale lastene fra lastmodell 1 som følger:

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{lk}) + 0,10 * \alpha_{ql} * q_{lk} * w_1 * L$$

Med norske parametere tilsvarer dette Ref[6]:

$$Q_{lk} = 360 + 1,62 * L$$

Sandsfjordbrua har en lengde på  $580\text{ m}$ , noe som gir følgende karakteristisk bremselast:

$$Q_{lk} = 360 + 1,62 * L = 360 + 1,62 * 580\text{m} = 1300\text{kN}$$

Fordi  $1300\text{kN} > 900$  blir bremselasten derfor begrenset til  $Q_{lk} = 900\text{kN}$ .

Akselerasjonslast skal tas i betraktning med samme størrelse som bremselast, men i motsatt retning. Dette er i praksis løst i analysen i Novaframe ved å legge inn i både positive og negative verdier i inputfilen for lastkombinering.

Bremselasten er definert i inputfilen som en jevnt fordelt last, uten eksentrisitet, som virker parallellt med brubanen over hele brulengden. Denne bremselasten er bestemt følgende:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L} = \frac{900 \text{ kN}}{580 \text{ m}} = 1,55 \text{ kN/m}$$

En tverretted bremselast, her kalt for sidelast, med størrelse på 25 % av bremselasten skal vurderes å virke på likt med bremsekraften Ref[3]. Sidelast beregnes følgende som punktlast:

$$Q_{trk} = 0,25 * 900 \text{ kN} = 225 \text{ kN}$$

Sidelasten er påsatt ved alle akser og ved senter midtspenn som punktlast uten eksentrisitet. Ved kombinerer er det funnet den dimensjonerende av disse plasseringene, inkludert negativt og positivt fortegn Ref[10].

De horisontale trafikklaster som ble funnet dimensjonerende er altså bremselast + sidelast. Disse lastene var også funnet dimensjonerende ved tidligere analyse etter NS og er derfor kun justert opp i inputfilen. Ved kombinerer er det funnet den dimensjonerende av disse plasseringene, inkludert negativt og positivt fortegn Ref[10]. Tabell 8 viser at de horisontale trafikklaster for Sandsfjordbrua i henhold til EK er ca 20 % større enn de horisontale trafikklaster som ble benyttet ved tidligere prosjektering etter NS.

Horisontale trafikklaster	Ved tidligere prosjektering etter NS	Ved beregning i denne oppgaven etter EK	Forskjell (%)
Bremselast	1,29 kN/m	1,55 kN/m	20 %
Sidelast	187,5 kN	225 kN	20 %

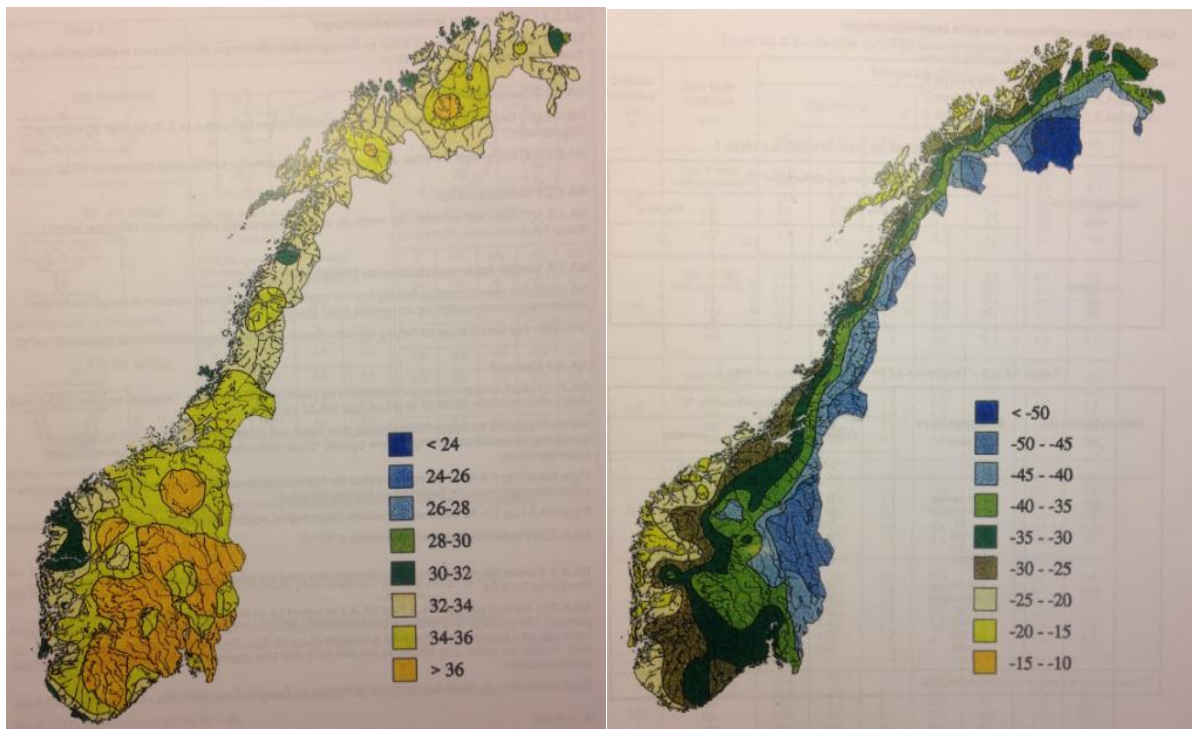
Tabell 8 – Oppsummering av horisontale trafikklaster

### 3.3 Temperaturlast

I dette delkapittelet er det vist beregningene av temperaturlaster etter NS 3491, videre kun kalt for NS, fra tidligere analyse av Sandsfjordbrua, og det er beregnet temperaturlaster for ny analyse i henhold til NS-EN 1991-1-5, videre kalt for EK. Strukturen i dette delkapittelet er lagt opp slik at beregninger fra begge regelverkene vises for å kunne sammenligne de to regelverkene. Det er kun beregningene etter EK som blir brukt videre i oppgaven.

#### 3.3.1 Karakteristisk lufttemperatur

Karakteristiske verdier for lufttemperatur,  $T_{max}$  og  $T_{min}$ , med returperiode på 50år bestemmes ut ifra identiske isotermkart i begge regelverkene, se figur 9 under.



Figur 9 – Isotermkart for maksimumstemperatur og minimumstemperatur

Maksimum lufttemperatur og minimum lufttemperatur for Sandsfjordbrua er ved hjelp av isothermkartene i figur 9 på forrige side satt til:

$$T_{maks} = 34^{\circ}C \quad og \quad T_{min} = -30^{\circ}C$$

Ved bestemmelse av karakteristisk lufttemperatur er det ingen forskjeller i de to regelverkene, fordi isothermkartene som benyttes fra de to regelverkene er identiske.

### 3.3.2 Jevnt fordelt brutemperatur

Aktuell bruoverbygning deles inn grupper/typer både i NS og EK. Bruoverbygningen for Sandsfjordbrua går under kategorien betongbru, kassetverrsnitt i betong, og defineres derfor som gruppe/type 3. Figurer i regelverkene for jevnt fordelt brutemperatur er ikke vist her i denne oppgaven, men kan finnes i punktene i standardene som er beskrevet i oppgaven.

NS fastsetter jevnt fordelt brutemperatur for gruppe 3 bruoverbygning etter figur 2 i punkt 6.1.3.2(1) i NS som følger:

$$T_{e,maks} = T_{maks} - 9 = 25^{\circ}C \quad og \quad T_{e,min} = T_{min} + 10 = -20^{\circ}C$$

EK fastsetter jevnt fordelt brutemperatur for type 3 bruoverbygning basert på figur NA.6.1 i punkt NA.6.1.3.1(4) i EK som følger:

$$T_{e,maks} = T_{maks} - 3 = 31^{\circ}C \quad og \quad T_{e,min} = T_{min} + 8 = -22^{\circ}C$$



### 3.3.3 Temperaturintervall

Etter punkt 6.1.3.3(4) i NS skal det benyttes  $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$ , som legges til jevnt fordelt brutemperatur. Likevel kan tillegget reduseres etter punkt 6.1.3.3(5) til  $T_0 = 5^{\circ}\text{C}$  dersom lagre og fuger monteres ved en fastsatt temperatur. Initialtemperaur er antatt å være kjent, og maksimalt ekspansjonsintervall og kontraksjonsintervall kan da bestemmes følgende etter NS:

$$\Delta T_{n,eks} = T_{e,maks} - T_0 = 20^{\circ}\text{C} \quad \text{og} \quad \Delta T_{n,kon} = T_{e,min} - T_0 = -25^{\circ}\text{C}$$

Alternativt kan kontraksjonsintervallet presenteres med positiv verdi:

$$\Delta T_{n,kon} = T_0 - T_{e,min} = 25^{\circ}\text{C}$$

EK setter  $T_0 = +20^{\circ}\text{C}$ , men åpner for at dersom temperatur ved montasjetidspunktet er kjent og lagre og ekspansjonsfuger innstilles i forhold til dette kan  $T_0$  settes til  $+10^{\circ}\text{C}$ . Maksimalt ekspansjonsintervall og maksimalt kontraksjonsintervall blir da følgende:

$$\Delta T_{n,eks} = T_{e,maks} - T_0 = 21^{\circ}\text{C} \quad \text{og} \quad \Delta T_{n,kon} = T_{e,min} - T_0 = -32^{\circ}\text{C}$$

Alternativt kan kontraksjonsintervallet presenteres med positiv verdi:

$$\Delta T_{n,kon} = T_0 - T_{e,min} = 32^{\circ}\text{C}$$

Verdiene etter EK er henholdsvis  $1^{\circ}\text{C}$  høyere og  $7^{\circ}\text{C}$  lavere enn etter NS. Størst forskjell i temperaturintervallene etter de to regelverkene finnes altså i kontraksjonsintervallet.

### 3.3.4 Vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse

Ved tidligere analyse etter NS er det konservativt antatt slitelagstykkelse på 50 mm. I prosjekteringen er slitelagstykkelsen satt til 60 mm, og antakelsen kan tenkes å være konservativ. Etter tabell 4 og tabell 5 i punkt 6.1.4.1(1) og 6.1.4.1(2) i NS, kan følgende verdier bestemmes for vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse:

$$\Delta T_{M, \text{varm}} = 10^{\circ}\text{C} \text{ (ok varmest)}$$

$$\Delta T_{M, \text{kald}} = 5^{\circ}\text{C} \text{ (uk varmest)}$$

EK baserer seg på tilsvarende tabeller, men punkt NA.6.1.1 i EK spesifiserer at betongbruer med kassetverrsnitt kan behandles tilsvarende bruoverbygning type 3, og **uten beleg**. Tabell 9, et utklipp fra tabell NA.6.2 i EK, gir verdiene  $k_{sur,ok} = 0,8$  og  $k_{sur,uk} = 1,1$ :

Veg-, gang- og jernbanebruer				
Overflate- tykkelse	Type 1		Type 3	
	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
uten beleg	0,7	0,9	0,8	1,1
med membran <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 9 – Verdier for  $k_{sur}$

Dette gir vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse som følger:

$$\Delta T_{M, \text{varm}} = 10^{\circ}\text{C} * k_{sur,ok} = 8^{\circ}\text{C} \text{ (ok varmest)}$$

$$\Delta T_{M, \text{kald}} = 5^{\circ}\text{C} * k_{sur,uk} = 5,5^{\circ}\text{C} \text{ (uk varmest)}$$

Den vertikalt lineært varierende temperaturredifferansen blir altså noe annerledes etter EK.  $\Delta T_{M,heat}$  blir to grader lavere etter EK enn etter NS, og  $\Delta T_{M,cool}$  blir en halv grad høyere etter EK enn etter NS på grunn av punkt NA.6.1.1 i EK.

For å ta hensyn til samtidighet av temperaturredifferansen  $\Delta T_{M,heat}$  (eller  $\Delta T_{M,cool}$ ) og største intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel  $\Delta T_{N,exp}$  (eller  $\Delta T_{N,con}$ ) kan følgende uttrykk, som bør tolkes som lastkombinasjoner, brukes Ref[6]:

$$\Delta T_{M,varm} \text{ (eller } \Delta T_{M,kald} \text{)} + \omega_N * \Delta T_{N,eks} \text{ (eller } \Delta T_{N,kon} \text{)}$$

Eller

$$\omega_M * \Delta T_{M,varm} \text{ (eller } \Delta T_{M,kald} \text{)} + \Delta T_{N,eks} \text{ (eller } \Delta T_{N,kon} \text{)}$$

Hvor den ugunstigste virkningen bør velges.

Anbefalte verdier for  $\omega_N$  og  $\omega_M$  er henholdsvis 0,35 og 0,75. Tabell 10 viser de aktuelle kombinasjonene, som er tatt hensyn til i inputfilene for lastkombineringen:

Komb	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	1,0		0,35	
2	0,75		1,0	
3	1,0			0,35
4	0,75			1,0
5		1,0	0,35	
6		0,75	1,0	
7		1,0		0,35
8		0,75		1,0

Tabell 10 – Temperaturlastkombinasjoner

### 3.4 Svinntøyninger

Det er valgt å beregne svinntøyninger på ny etter uttrykkene i EK, som i motsetning til NS inkluderer bidrag fra autogent svinn. Total svinntøyning,  $\epsilon_{cs}$ , beregnes i henhold til NS-EN 1992-1-1 som summen av uttørkingssvinn ( $\epsilon_{cd}$ ) og autogent svinn ( $\epsilon_{ca}$ ):

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

Beregning av svinntøyning ved uttørking tar hensyn til at forskjellige typer sement har ulik tørkehastighet, noe gir et presist uttørkingssvinn. Uttørkningssvinn beregnes følgende:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} * k_h * \epsilon_{cd.0}$$

Autogent svinn beskrives i EK som en lineær funksjon av betongfastheten. Autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, og størstedelen utvikler seg derfor på et tidlig stadium etter utstøping Ref[4]. Autogent svinn beregnes følgende:

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as} * \epsilon_{ca.\infty}$$

#### 3.4.1 Uttørkningssvinn

$\beta_{ds}$  er en faktor som må bestemmes følgende:

$$\beta_{ds} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}}$$

Hvor:

$t$  er betongens alder ved betraktningstidspunktet

$t_s$  er betongens alder ved begynnelsen av uttørkningssvinnet

$h_0$  er den effektive tverrsnittstykkelsen

Koeffisienten  $k_h$  er gitt i tabell 11, et utklipp av tabell 3.3 i NS-EN 1992-1-1:

$h_0$	$k_h$
100	1.0
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

Tabell 11 – Verdier for  $k_h$

$\varepsilon_{cd.0}$  representerer nominell verdi for svinntøyning ved uttørking og beregnes følgende:

$$\varepsilon_{cd.0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

Hvor:

$\alpha_{ds1}$  og  $\alpha_{ds2}$  er koeffisienter som avhenger av sementtypen

$f_{cm}$  er middelveien av betongens trykkfasthet

$f_{cm0}$  er satt til  $10 \text{ N/mm}^2$  etter punkt B.2(1) i NS-EN 1992-1-1

$\beta_{RH}$  er et uttrykk som tar høyde for den relative fuktigheten i omgivelsene

$\alpha_{ds}$  - koeffisientene avhenger av typen sement og kan bestemmes etter tabell 12:

Sementklasse	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Tabell 12 – Bestemmelse av  $\alpha_{ds}$  - koeffisientene

$\beta_{RH}$  – er gitt ved følgende uttrykket:

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

Hvor:

$RH$  er den relative luftfuktigheten i omgivelsene

$RH_0$  er satt til 100 % etter punkt B.2(1) i NS-EN 1992-1-1

### 3.4.2 Autogent svinn

$\beta_{as}$  er en faktor som avhenger av betraktningstidspunktet (angitt i døgn) og bestemmes fra:

$$\beta_{as} = 1 - e^{(-0,2*t^{0,5})}$$

$\varepsilon_{ca,\infty}$  avhenger av betongtrykkfastheten og bestemmes følgende:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6}$$

### 3.4.3 Svinntøyning for Sandsfjordbrua

Siden svinntøyningen varierer med tverrsnittstykkelsen, og brua er delt inn i et stort antall støpeseksjoner med varierende geometri, må svinntøyningene beregnes for hver enkel støpeseksjon individuelt. På grunn av dette er beregningene utført i programmet Microsoft Excel, og derfor ikke vist i dette delkapittelet. Svinnberegningene er videre lagt inn som negativ last i inputfilen for laster i analysen til Novaframe. I vedlegg 3 er det vist et eksempel på beregning av svinntøyning i element 2099.

## 4 Lastkombinering

---

Tillegg A2 i NS-EN 1990 angir hvilke laster som skal kombineres, og hvilke lastfaktorer ( $\gamma$ ) og kombinasjonsfaktorer ( $\psi$ ) som skal benyttes for bruer. Verdier for kombinasjonsfaktorer, lastfaktorer for bruddgrensetilstanden ULS-STR (Sett B) og lastfaktorer for bruksgrensetilstanden SLS bestemmes ut ifra henholdsvis Tabell NA.A2.1, Tabell NA.A2.4(B) og Tabell NA.A2.6 i NS-EN 1990.

### 4.1 Forenklet kombinerings

I denne oppgaven er det valgt å anta at de viktigste lastkombinasjonene for Sandsfjordbrua blir dekket av tabell 13. Denne tabellen representerer en forenklet kombinerings, og dekker hva de viktigste lastkombinasjonene for små og mellomstore bruer ofte er Ref[6]. I Tabell 13 er noen av verdiene lik kombinasjonsfaktor multiplisert med lastfaktor, og følgende forkortelser er benyttet i tabellen for de karakteristiske lastene:

G – egenvekt

PT – forspenning

CSR – kryp, svinn og relaksasjon

TR – trafikklast

TE – temperaturlast

V – vindlast på bru uten trafikk

V-TR – vindlast på bru med trafikk

Lastkombinasjon	G	PT	CS	TR	TE	V	V-TR
<b>ULS</b>							
ULS-STR1	1,35	0,9	1,0	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2	1,35	0,9	1,0	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3	1,20	0,9	1,0	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4	1,20	0,9	1,0	-	0,84	1,60	-
ULS-STR							
<b>SLS</b>							
SLS-KAR	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-OFTE	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
SLS-PERM	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-

Tabell 13 – Lastkombinasjoner

Tabell 13 inneholder fire kombinasjoner i bruddgrense, og tre kombinasjoner i bruksgrense. Kombinasjonen ULS-STR1 er etter formel 6.10a med trafikk, og ULS-STR2 er etter formel 6.10a uten trafikk. ULS-STR3 er etter formel 6.10b med trafikk som dominerende variabel last, mens ULS-STR4 er etter formel 6.10b med vind som dominerende variabel last. Den femte bruddegrensekombinasjonen i tabellen ULS-STR er ikke en egen kombinasjon, men representerer den ugunstigste av ULS-STR1, ULS-STR2, ULS-STR3 og ULS-STR4. De tre bruksgrensekombinasjonene er individuelle kombinasjoner som senere benyttes hver for seg ved forskjellige kontroller i bruksgrensedimensjoneringen. SLS-KAR representerer karakteristisk kombinasjon, SLS-OFTE representerer ofte forekommende kombinasjon og SLS-PERM representerer tilnærmet permanente kombinasjon.

Som det går frem i tabell 13 på forrige side er den viktigste forskjellen fra tidligere kombinerings sannsynligvis at egenvekten (G) multipliseres med faktoren 1,35 etter EK. Ved tidligere prosjektering etter NS er denne faktoren for egenvekt (G) kun 1,2. Dette vil gjøre store utslag for de dimensjonerende kreftene som virker på Sandsfjordbrua og fremtidige FFB-bruer fordi egenvekten har veldig mye å si for denne typen konstruksjon.

Kombineringen som er gjort i denne oppgaven tar utgangspunkt i inputfilen for kombinerings fra tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS. Ved kombinasjoner som ikke har vært aktuelle å beholde er det lagt inn % -tegn foran inputlinjen for å fortelle Novaframe at disse inputlinjene ikke skal leses. Selve oppsettet med referanser til hjelpekombinasjoner og laster fra tidligere dimensjonering er stort sett beholdt uendret. Selve bruddegrensekombineringen og bruksgrensekombineringen basert på tabell 13 finnes henholdsvis i vedlegg 4 og vedlegg 5.

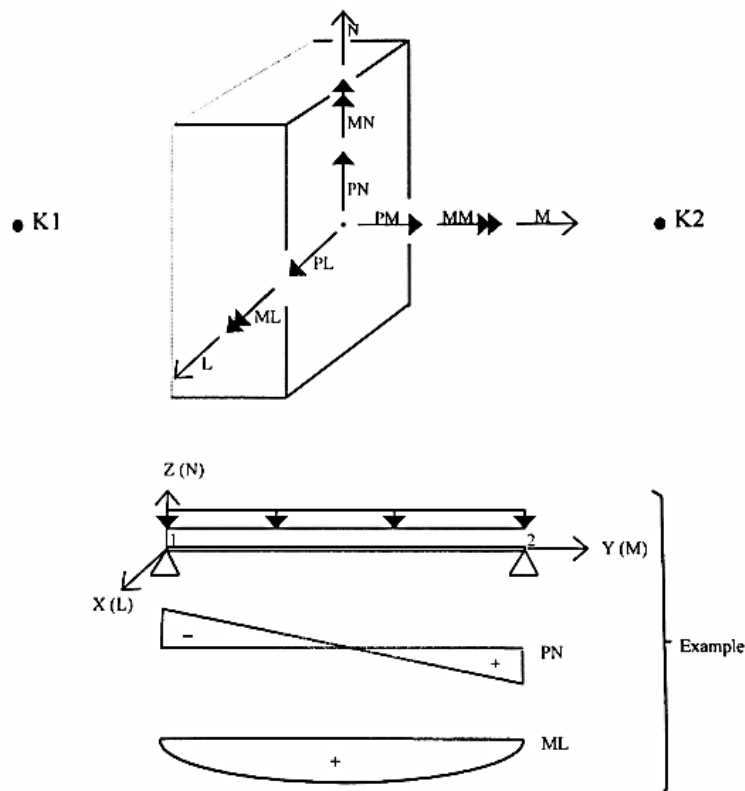
Det ligger to sett med analyser for etablering av krefter på kontinuerlig bru inne i inputfilen for lastkombineringen. Èn analyse med urissede homogene søylestivheter, og èn analyse med rissede søylestivheter for søylene i akse 2 og akse 3. For ULS risser søylene, og risset stivhet brukes i analysen for å finne dimensjonerende snittkrefter. For SLS er det antatt homogene søyler Ref[10].

Last fra vogner er ikke kombinert med i ferdigtilstand, da disse vognene kun benyttes under byggingen av brua. Tvangskrefter fra vognvekt/bløt betong på grunn av endring av statisk system er likevel aktuelt, og dermed kombinert med i ferdigtilstand Ref[10].



## 4.2 Kombinasjonstyper

I Novaframe etableres lastkombinasjonene ved bruk av ordinære kombinasjoner (ORDCOMB) og sorterte kombinasjoner (SORTCOMB), og for å beregne resultatene til de sorterte kombinasjonene anvendes sorterte linjekombinasjoner (SORTLINE). Ordinære kombinasjoner gjør det mulig å kombinere lasttilfeller med de aktuelle lastfaktorene, mens sorterte kombinasjoner gjør det blant annet mulig å finne minimum og maksimum lastkomponenter i et stort utvalg kombinasjoner. Novaframe deler elementkrefter inn i seks komponenter; PL, PM, PN, ML, MM og MN, som vist i figur 10.



Figur 10 – Positive elementkrefter, lokale og globale akser

En sortert lastkombinasjon består totalt av 12 sett med laster, maksimum og minimum av hver lastkomponent med korresponderende laster. Sorterte linjekombinasjoner finner videre det største settet med lastkomponenter for elementene som er spesifisert Ref[8]. For ytterligere detaljerte beskrivelser av lastkombinering i Novaframe henvises det til brukermanualen Ref[8].

## 5 Bruddgrensetilstand

---

I bruddgrensetilstand (ULS) kontrolleres kapasitet for moment, skjærkraft og torsjon i henhold til kapittel 6 i NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2, videre i kapittelet kalt for henholdsvis EK2 og EK2-2. For Sandsfjordbrua, i likhet med andre FFB-bruer, vil kapasiteten variere over brulengden fordi tverrsnittshøyden varierer over lengden på brua. Påkjenninger i form av bøyemoment, skjærkraft og torsjonsmoment varierer naturlig nok også over brua, noe som gjør at det ikke er enkelt å se hvilke(t) snitt som er utnyttet mest uten å utføre beregninger for hele brubjelken. Brubjelken varierer i tverrsnittsgeometrien nettop for å tilpasse brua til de kreftene som virker på den i tillegg til å sikre at egenvekten holdes lav. For FFB-bruer gir egenvekten den største betydningen for konstruksjonen, og ved å variere tverrsnittshøyden oppnås det at egenvekten til brubjelken blir redusert. Dette henger tett sammen med spennarmeringsmengde (og armeringsmengde). I tverrsnitt med mye spennarmering kan det på et visst punkt bli for lite plass til å romme mengden spennarmering. Dersom tverrsnittet økes for å gi mer plass til spennarmeringen økes også egenvekten og dermed spennarmeringsbehovet. Dette dilemmaet kan sette en grense for hvor lang spennvidde som er mulig å ha for FFB-bruer. Spennvidden i hovedspennet på Sandsfjordbrua er, som nevnt tidligere, i nærheten av verdensrekorden for spennvidde på FFB-bruer. Sandsfjordbrua kan derfor tenkes å være i nærheten av hva som faktisk er kapasitetsmessig mulig for en FFB-bru med de materialene som er benyttet. Dette gjør det veldig interessant å dimensjonere denne brua etter EK.

### 5.1 Bøyemoment i lengderetning

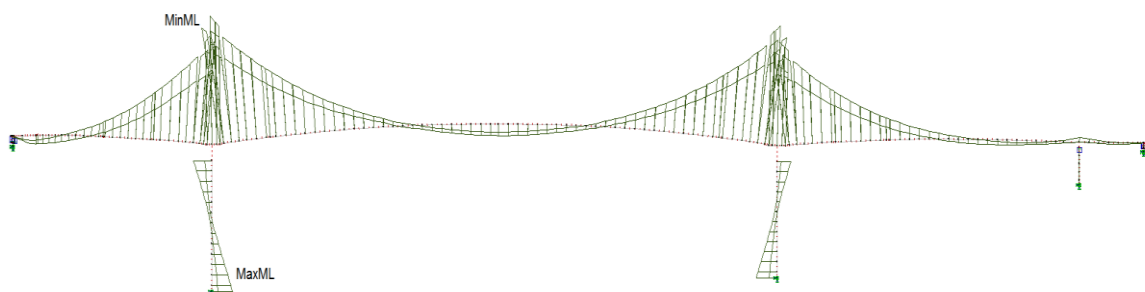
Kompleksiteten av FFB-konstruksjonstypen setter særlige krav til krypomlagringen. Når brua går fra å være et statisk bestemt system med lange utkragerarmer i byggetilstand til et statisk ubestemt system ved sammenkobling skjer det en omlagring av egenvektsmomentene over tid. Dette skjer på grunn av omfordeling av indre krefter, og resulterer i at endelig momentdiagram blir en kombinasjon av momentdiagram for byggetilstanden og for ferdigtilstanden. For å bestemme det resulterende momentdiagrammet er det ved tidligere prosjektering benyttet en såkalt erfaringsformel. Uten å gå for mye inn på detaljer kan det

oppsummeres med at krypomsparingen består i praksis av en andel fra det ene statiske systemet og en andel fra det andre statiske systemet. Resultatene har ved tidligere prosjektering blitt kontrollert opp mot uavhengig analyse i programmet RM Bridge hvor kryp blir beregnet automatisk. Det er ikke valgt å gjøre noen endringer i forhold til krypberegninger generelt, eller krypomsparingen fra tidligere prosjektering, i denne oppgaven.

Analysen i Novaframe etter EK gir momentdiagrammer i lengderetning som vist i figur 11 og figur 12. Som det går frem i momentdiagrammene er det ved  $T = 0$  år maksimalt bøyemoment over akse 3 og for  $T = 100$  år maksimalt bøyemoment over akse 2. Tendensen er at bøyemomentene er størst over søylene i akse 2 og akse 3, og reduseres gradvis ut mot midten i hovedspennet. Det kan også legges merke til at tendensen over tid, fra  $T = 0$  år til  $T = 100$  år, er at støttemomentene over akse 2 og akse 3 reduseres mens feltmoment i midten av hovedspennet økes. Dette skyldes omsparingen av krefter i konstruksjonen på grunn av kryp i betongen som er omtalt tidligere i masteroppgaven.



Figur 11 – Momentdiagram ved  $T = 0$  år



Figur 12 – Momentdiagram ved  $T = 100$  år

I denne oppgaven er det valgt å gjennomføre kontroll av momentkapasitet for utvalgte snitt. På bakgrunn av oppgavens sammenligningsmål er det valgt å se på de snittene som var høyeste utnyttet ved tidligere prosjektering først. De største bøyemomentene i lengderetning i bruddgrensetilstand ble, i analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK, funnet med samme plassering som for tidligere analyse etter NS ved både  $T = 0$  år og  $T = 100$  år. Største bøyemoment ved  $T = 0$  år ble funnet i et snitt i element 3232 over akse 3, og største bøyemoment ved  $T = 100$  år ble funnet i et snitt i element 2298 over akse 2.

Forskjellene i største bøyemoment over søylene i akse 2 og akse 3 for de to analysene er oppsummert i tabell 14. I tabellen er bøyemomenter for begge betraktningstidspunkt for begge snittene som er sett på inkludert. Momentene har opprinnelig negativt fortegn fra analysen i Novaframe på grunn av rotasjonsretning, men er angitt i tabell 14 med positiv verdi.

Snitt i element	Betraktningstidspunkt (i år)	Analyse etter Norsk Standard	Analyse etter Eurokode	Forskjell (i %)
3232	Ved $T = 0$ år	3355746 <i>kNm</i>	3613047 <i>kNm</i>	$\approx 7$ %
3232	Ved $T = 100$ år	2999341 <i>kNm</i>	3245201 <i>kNm</i>	$\approx 7,5$ %
2298	Ved $T = 0$ år	3292807 <i>kNm</i>	3559152 <i>kNm</i>	$\approx 7,5$ %
2298	Ved $T = 100$ år	3217020 <i>kNm</i>	3470655 <i>kNm</i>	$\approx 7,5$ %

Tabell 14 – Største bøyemomenter i snittene i element 3232 og element 2298

EK gir større maksimale bøyemomenter for Sandsfjordbrua enn NS. Økningen i største bøyemoment for Sandsfjordbrua fra analysen etter NS til analysen etter EK er mellom 7 – 8 % for både  $T = 0$  år og  $T = 100$  år. Ved å benytte funksjonen Combination tracer i Novaframe går det frem at analysen etter EK får generelt sett større bidrag fra de fleste lastene. Dette skyldes både endring i lastenes størrelse og endring i lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer i kombineringsen. Det som trolig gir det største utslaget er at ved kombineringsen etter EK multipliseres egenvekten med faktoren 1,35 i stedet for faktoren 1,20 som det gjøres i kombineringsen etter NS.

Velger å se på bøyemomentet i midten av hovedspenn i et snitt i element 2330 også. Dette er et element med betraktelig mindre bøyemoment enn snittene i element 3232 og 2298. Element 2330 kan likevel være interessant å undersøke fordi tverrsnittshøyden er på sitt laveste her. Dette medfører at momentkapasiteten også vil være en god del lavere, noe som kan føre til at momentkapasiteten overskrides. Dette er helt klart interessant å undersøke i tillegg til de to andre snittene med de største bøyemomentene. Forskjellene i maksimalt bøyemoment i snittet i element 2330 i midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3 ved analyse etter NS og analyse etter EK ved  $T = 0$  år og ved  $T = 100$  år er oppsummert i tabell 15:

Snitt i element	Betraktningstidspunkt (i år)	Analyse etter Norsk Standard	Analyse etter Eurokode	Forskjell i (%)
2330	Ved $T = 0$ år	173595 <i>kNm</i>	177976 <i>kNm</i>	$\approx 2,5$ %
2330	Ved $T = 100$ år	288490 <i>kNm</i>	310348 <i>kNm</i>	$\approx 7$ %

Tabell 15 – Største bøyemoment i snittet i element 2330

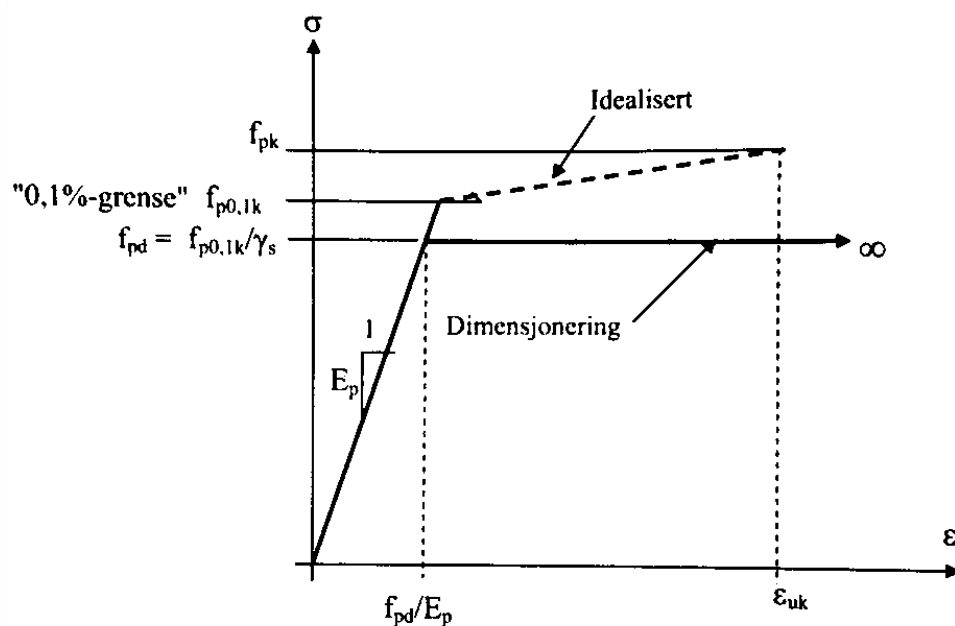
Analysen etter EK gir en økning i bøyemoment fra NS til EK på ca 2,5 % for  $T = 0$  år og ca 7 % for  $T = 100$  år i snittet i element 2330. Bøyemomentene i akse 2, akse 3 og i midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3 er altså alle større i analysen gjennomført i denne oppgaven i henhold til EK enn de var i tidligere analyse i henhold til NS. Bøyemomentene i lengderetning funnet i analysen gjennomført i denne oppgaven i henhold til EK må sammenlignes med kapasiteten for de aktuelle snittene for å bestemme om de større verdiene for bøyemomentene vil gi konsekvenser for konstruksjonen.

Den mest nærliggende konsekvensen ved økning i bøyemoment som virker på Sandsfjordbrua kan tenkes å være at det kreves mer spennarmering (eller slakkarmering) i de aktuelle snittene. Dersom dette er aktuelt må det kunne være nok plass til flere spennkabler i det området i tverrsnittet som krever mer spennarmering. Dette kan, som nevnt tidligere, være et dilemma for størrelsen på spennet på brua, og er derfor interessant å undersøke for Sandsfjordbrua som har et langt hovedspenn på 290 m.

## 5.2 Momentkapasitet

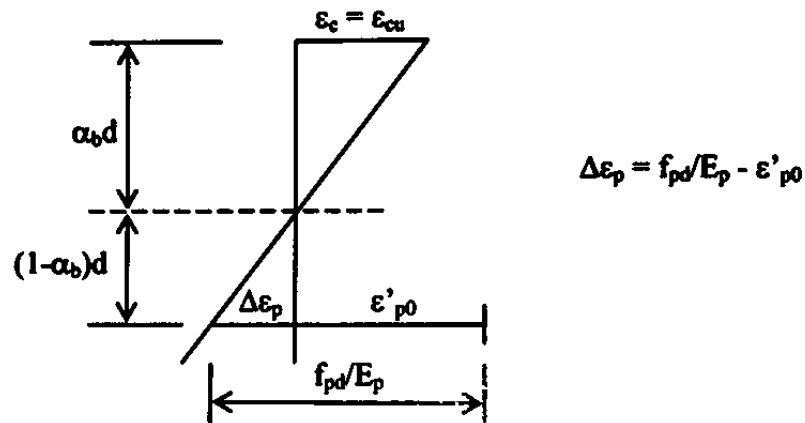
For å kontrollere om snittene i element 3232, element 2298 og element 2330 tilfredsstillere kravene etter EK må momentkapasiteten for snittene bestemmes. De forskjellige elementene har en gitt lengde hvor tverrsnittshøyden endres noe over lengden på elementet. Det vil si at det må velges et tverrsnitt, uten lengde, i hvert element for å kunne beregne momentkapasiteten. Det er valgt å se på snittet med største bøyemoment i elementet.

Ved beregninger i bruddgrensetilstanden kan spennkraften betraktes enten som en ytre last eller virkningen av spennarmeringen kan betraktes som en indre motstand Ref[7]. I denne oppgaven er det valgt å betrakte forspenningskraften som indre motstand. For praktisk dimensjonering vil det være godt nok å benytte den bilineære kurven uten fastning, som er vist i figur 13, som spenning-tøyningskurve for spennstål i bruddgrensetilstanden Ref[7].



Figur 13 – Bilinear dimensjonerende  $\sigma_p - \epsilon_p$  kurve

Eneste aktuelle bruddkriterium for spennstål (uten bruddtøyningsgrense) blir trykkbrudd i betong når  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ . Figur 14 viser tøyninger ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt, hvor balansert trykksonehøydefaktoren  $\alpha_b$  angir plassering av nøytralaksen.



Figur 14 – Tøyninger ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt

### 5.2.1 Tverrsnitt med strekk i overkant

Det må bestemmes om det aktuelle tverrsnittet som kontrolleres er over- eller underarmert.

Balansert trykksonehøydefaktor  $\alpha_b$  må derfor bestemmes som følger:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}}$$

Hvor:

$\varepsilon_{cu}$  er tøyningsgrensen for trykk i betong

$\Delta\varepsilon_{tap}$  representerer tøyningstap på grunn av tidsavhengige spennkrafttap

$\varepsilon'_{p0}$  er den effektive tøyningdifferansen

Deretter bestemmes balansert spennarmering  $A_{pb}$ :

$$A_{pb} = \left( \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) * ( 0,8 * \alpha_b * d * t_s + b_u * t_u )$$

Hvor:

$f_{cd}$  er dimensjonerende betongtrykkfasthet

$f_{pd}$  er dimensjonerende 0,1 % strekkgrense for spennstålet

$d$  er tverrsnittshøyden fra bunn i undergurten til spennarmeringens tyngdepunkt i overgurten

$t_s$  er tykkelsen på stegene

$b_u$  er bredden til undergurten

$t_u$  er tykkelsen til undergurten

Dersom balansert spennarmering  $A_{pb}$ , er større enn det faktiske spennarmeringsarealet  $A_p$ , vil det si at spennarmeringen "flyter". Tverrsnittet kan derfor sies å være underarmert, og virkelig  $\alpha$  bestemmes da følgende:

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p - f_{cd} * b_u * t_u}{0,8 * f_{cd} * t_s * d}$$

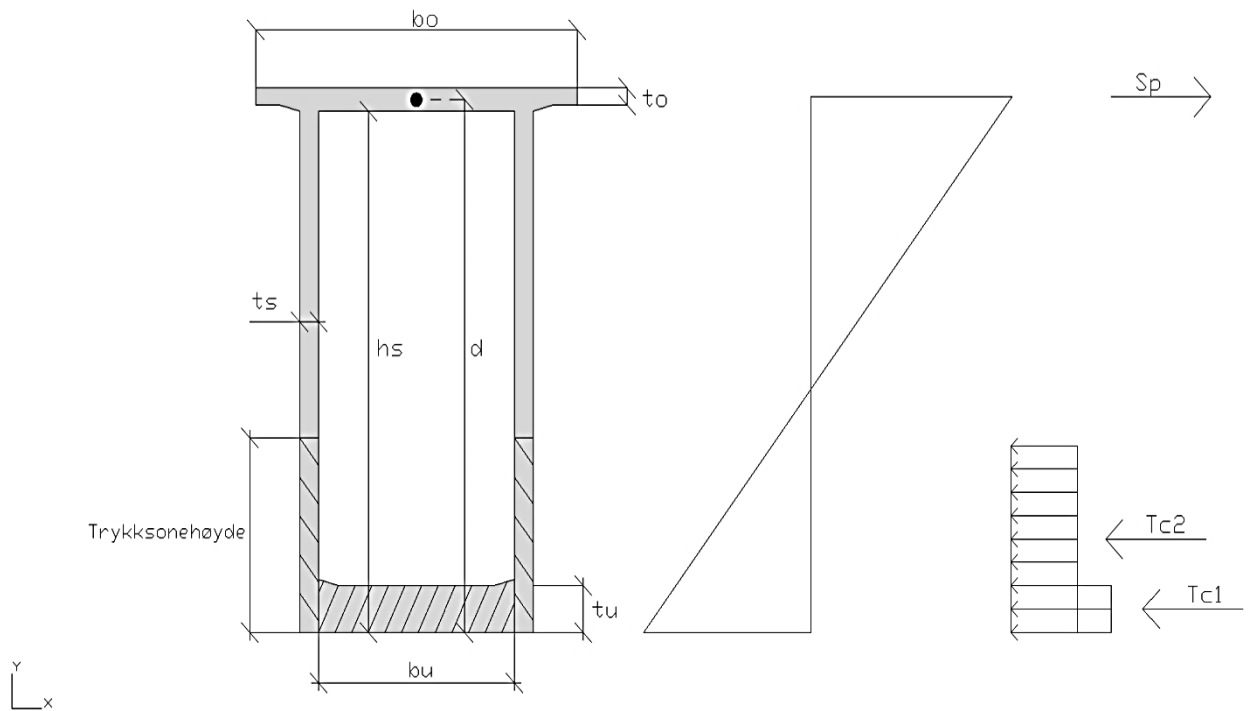
Bidragene til momentkapasiteten  $S_p$ ,  $T_{c1}$  og  $T_{c2}$  som vist i figur 15 på neste side bestemmes følgende:

$$S_p = f_{pd} * A_p$$

$$T_{c1} = f_{cd} * b_u * t_u$$

$$T_{c2} = S_p - T_{c1}$$





Figur 15 – Tøyning/spenningstilstand for underarmerte tverrsnitt

Momentkapasiteten kan deretter bestemmes som følger:

$$M_{Rd} = T_{c1} * \left( y_c - \frac{t_u}{2} \right) + T_{c2} * (y_c - 0,4 * \alpha * d) + S_p * (d - y_c)$$

Hvor:

$y_c$  er høyde fra bunn tverrsnitt opp til tverrsnittets tyngdepunkt, og kan derfor sies å angi tyngdepunktaksens plassering i tverrsnittet.

Øvrige verdier er angitt tidligere

## 5.2.2 Tverrsnitt med strekk i underkant

Tverrsnitt med strekk i underkant befinner seg i midten av hovedspennet. Disse tverrsnittene har bøyemoment med motsatt fortegn enn bøyemomentene i tverrsnitt over søylene. Først må trykksonehøydefaktoren og balansert spennarmeringsareal bestemmes tilsvarende som for tverrsnitt med strekk i overkant, og det kontrolleres om tverrsnittet er underarmert:

$$A_p < A_{pb} \quad OK$$

Dersom tverrsnittet er underarmert beregnes betongtrykkapasiteten  $T$  til overgurten følgende:

$$T = A_o * f_{cd}$$

Hvor:

$A_o$  er arealet av overgurten

I snitt hvor betongtrykkapasiteten  $T$  er større enn spennarmeringens strekkapasitet  $S_p$ , er det kraften i spennarmeringen som begrenser momentkapasiteten i tverrsnittet. Selv om betongtrykkapasiteten  $T$  ofte er større enn spennarmeringens strekkapasitet i disse områdene på brubjelken, bør forutsetningen kontrolleres for det aktuelle snittet:

$$T > S_p \quad OK$$

Ved å anta en indre momentarm  $z = 0,9 * d$ , kan momentkapasiteten da beregnes på en forenklet måte som følger:

$$M_{Rd} = S_p * 0,9 * d$$

### 5.2.3 Beregning av momentkapasitet for utvalgte snitt

Forspenningen etter umiddelbare tap bør ikke overskride  $0,85 * f_{p0,1k} = 1394 \text{ N/mm}^2$  etter punkt 5.10.3(2) i EK2. Velger derfor å sette forspenningskraften etter oppspenning til  $\sigma_{p0} = 1394 \text{ N/mm}^2$ . De tidsavhengige spennkrafttapene på grunn av kryp, svinn og relaksasjon antas i forbindelse med tøyningstapet å være ca 10 %. Partialfaktor for stål er i henhold til EK  $\gamma_s = 1,15$ . Tabell 16 oppsummerer aktuelle materialdata for beregning av momentkapasitet, og er hentet fra EK2 og EK2-2 samt spennstålleverandørens beskrivelser.

Aktuelle materialdata	Benyttede verdier
Tøyningsgrense for trykk i betong, $\varepsilon_{cu}$	$3,5 * 10^{-3}$
Dimensjonerende 0,1 % strekkgrense for spennstål, $f_{pd}$	$\frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1426,09 \text{ N/mm}^2$
Elastisitetsmodul for spennstål, $E_p$	$196000 \text{ N/mm}^2$
Forspenning etter låsetap, $\sigma_{p0}$	$0,85 * f_{p0,1k} = 1394 \text{ N/mm}^2$
Initiell tøyningdifferanse, $\varepsilon_{p0}$	$\frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7,11 * 10^{-3}$
Tøyningstap, $\Delta\varepsilon_{tap}$	$0,10 * \varepsilon_{p0} = 7,11 * 10^{-4}$
Effektiv tøyningdifferanse, $\varepsilon'_{p0}$	$\varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6,40 * 10^{-3}$
Betongtrykkfasthet for B55 betong, $f_{ck}$	$55 \text{ N/mm}^2$
Materialfaktor for betong, $\gamma_c$	1,5
Koeffisient for virkning av langtidslast på trykkfastheten samt ugunstige virkninger som følge av måten lasten påføres, $\alpha_{cc}$	0,85
Dimensjonerende betongtrykkfasthet, $f_{cd}$	$\frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 31,17 \text{ N/mm}^2$
Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense, $f_{yd}$	$\frac{f_{tk}}{\gamma_s} = 434 \text{ N/mm}^2$

Tabell 16 – Materialdata for beregning av momentkapasitet

I tillegg til materialdata behøves aktuelle tverrsnittsmål for de forskjellige tverrsnittene som kontrolleres å være kjent. Tabell 17 oppsummerer tverrsnittsmål for de tre forskjellige tverrsnittene. Det er valgt å kontrollere et snitt i element 3232 over akse 3 hvor det maksimale bøyemomentet for  $T = 0$  år ble funnet, og et snitt i element 2298 over akse 2 som har nesten like stort bøyemoment som i snittet i element 3232. Begge disse tverrsnittene har strekk i overkant. I tillegg er det valgt å se på et snitt i element 2330 i midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. Dette tverrsnittet har strekk i underkant, og har lavest høyde av alle tverrsnitt på brubjelken.

Figur 15 illustrerer hva tverrsnittsmålene i tabell 17 representerer. Det er gjort noen forenklinger for bestemmelse av verdiene i tabellen og ved beregningene videre i oppgaven. Avrundinger i hjørner er ikke tatt med og areal av kabelrør trekkes ikke fra totalt betongareal.

Snitt i element	$b_u$	$t_u$	$t_s$	$h_s$	$b_o$	$t_o$	$d$
3232	5872 mm	1200 mm	564 mm	13415 mm	9640 mm	600 mm	13758 mm
2298	5872 mm	1200 mm	564 mm	13415 mm	9640 mm	600 mm	13758 mm
2330	6400 mm	260 mm	300 mm	2900 mm	9640 mm	450 mm	3315 mm

Tabell 17 – Tverrsnittsmål for snittene i element 3232, element 2298 og element 2330

Det er valgt å neglisjere slakkarmoringens bidrag til momentkapasiteten i beregningene under for å se om spennkablene alene har nok kapasitet til å ta momentpåkjenningene. Beregner først momentkapasitet for snittene i element 3232 og element 2298 som har identiske tverrsnittsmål og har strekk i overkant av tverrsnittet. I disse elementene er det kun lagt inn spennarmoring i overgurten. I tillegg til tverrsnittsdataene over må høyde fra bunn tverrsnitt opp til massesenter beregnes for å bestemme plassering av betongtverrsnittets tyngdepunkt:

$$y_c = \frac{b_u * t_u * \frac{t_u}{2} + t_s * h_s * \frac{h_s}{2} + b_o * t_o * \frac{h_s + t_o}{2}}{b_u * t_u + t_s * h_s + b_o * t_o} = 4954,68 \text{ mm}$$

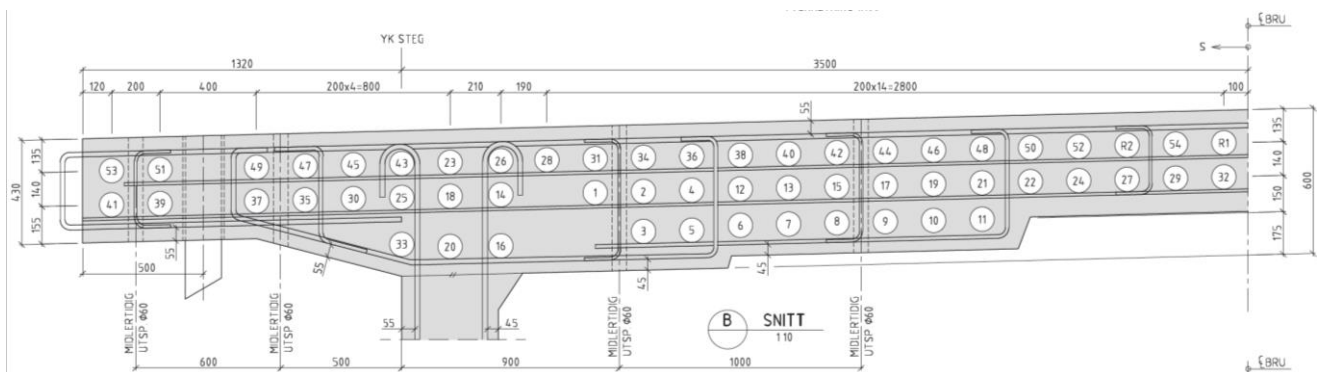
Bestemmer trykksonehøydefaktoren:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0,80$$

Deretter bestemmes balansert spennarmering:

$$A_{pb} = \left( \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) * (0,8 * \alpha_b * d * t_s + b_u * t_u) = 262557 \text{ mm}^2$$

Det er lagt inn 10 kabler av type 1206, 54 kabler av type 1306 og 44 kabler av type 1406 både i snittene i element 3232 og element 2298. Figur 16 viser halve overgurten med 54 spennkabler. Tverrsnittet er symmetrisk om CL-bru.



Figur 16 – Spennkabler i (halve) overgurten i snittene i element 3232 og element 2298

De 108 kablene gir et samlet spennarmeringsareal  $A_p$ :

$$A_p = 10 * 1680 \text{ mm}^2 + 54 * 1820 \text{ mm}^2 + 44 * 1960 \text{ mm}^2 = 201320 \text{ mm}^2$$

$$A_p = 201320 \text{ mm}^2 < 262557 \text{ mm}^2 = A_{pb}$$

$A_p < A_{pb}$ , som vil si at spennarmeringen flyter. Tverrsnittet er underarmert, og  $\alpha$  bestemmes:

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p - f_{cd} * b_u * t_u}{0,8 * f_{cd} * t_s * d} = 0,35$$

Bidragene til momentkapasiteten  $S_p$ ,  $T_{c1}$  og  $T_{c2}$  bestemmes følgende:

$$S_p = f_{pd} * A_p = 287100 \text{ kN}$$

$$T_{c1} = f_{cd} * b_u * t_u = 219636 \text{ kN}$$

$$T_{c2} = S_p - T_{c1} = 67464 \text{ kN}$$

Momentkapasiteten i snittene i element 3232 og element 2298 bestemmes som følger:

$$M_{Rd} = T_{c1} * \left( y_c - \frac{t_u}{2} \right) + T_{c2} * (y_c - 0,4 * \alpha * d) + S_p * (d - y_c) = 3688196 \text{ kNm}$$

Kontrollerer om momentkapasiteten er tilstrekkelig i de to snittene. Velger å kontrollere mot de største bøyemomentene som ble funnet ved  $T = 0$  år:

$$M_{Rd} = 3688196 \text{ kNm} > 3613047 \text{ kNm} = M_{Ed,3232} \quad OK$$

$$M_{Rd} = 3688196 \text{ kNm} > 3559152 \text{ kNm} = M_{Ed,2298} \quad OK$$

Momentkapasiteten i snittene i element 3232 og element 2298 er etter beregningene ovenfor tilstrekkelig i forhold til bøyemomentene som virker i snittene.

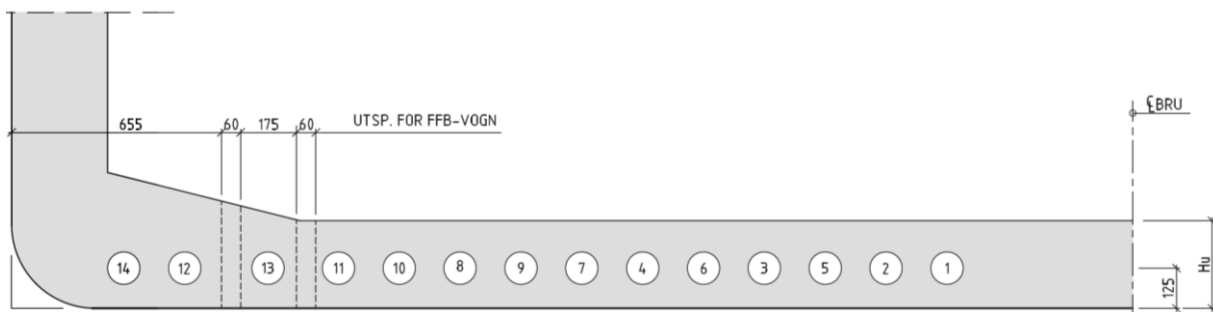
Beregner videre momentkapasiteten for snittet i element 2330 som har strekk i underkant. I dette snittet er det lagt inn spennarmering i undergurten. Arealet av hele betongverrsnittet  $A_c = 7036000 \text{ mm}^2$  trekkes fra areal av stegene og undergurt for å finne areal av overgurten:

$$A_0 = A_c - (h_s * t_s + b_u * t_u) = 4502000 \text{ mm}^2$$

Trykksonehøydefaktoren  $\alpha_b$  for balansert spennarmering endres ikke fra tidligere beregning. Balansert spennarmering bestemmes da til:

$$A_{pb} = \left( \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \right) * (0,8 * \alpha_b * d * t_s + A_0) = 112312 \text{ mm}^2$$

Det er lagt inn totalt 28 kabler av type 1406 i undergurten i snittet i element 2330. Figur 17 viser halve undergurten i snittet med 14 spennkabler:



Figur 17 – Spennkabler i (halve) undergurten i snittet i element 2330

De totalt 28 kablene i undergurten gir et samlet spennarmeringsareal  $A_p$ :

$$A_p = 28 * 1960 \text{ mm}^2 = 54880 \text{ mm}^2$$

$$A_p = 54880 \text{ mm}^2 < 112312 \text{ mm}^2 = A_{pb}$$

Tverrsnittet kan sies å være underarmert. Beregner betongtrykkkapasiteten  $T$  til overgurten og spennarmeringens strekkapasitet  $S_p$ :

$$T = A_o * f_{cd} = 140327 \text{ kN}$$

$$S_p = A_p * f_{pd} = 78264 \text{ kN}$$

$$T = 140327 \text{ kN} > S_p = 78264 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330 kan da beregnes følgende, ved å anta en indre momentarm  $z = 0,9 * d$ :

$$M_{Rd} = S_p * 0,9 * d = 233500 \text{ kNm}$$

Kontrollerer om momentkapasiteten er tilstrekkelig i snittet i element 2330. Velger å kontrollere mot det største bøyemomentet som ble funnet ved  $T = 100$  år:

$$M_{Rd} = 233500 \text{ kNm} < 310348 \text{ kNm} = M_{Ed} \quad \text{Ikke OK}$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330, uten hensyn til slakkarmeringen, er etter beregningene ovenfor ikke tilstrekkelig i forhold til bøyemomentet ved  $T = 100$  år. Slakkarmeringens bidrag er altså neglisjert i beregningene ovenfor. Ved tidligere dimensjonering er det tatt hensyn til slakkarmering ved beregning av momentkapasiteten i brubjelken. Slakkarmeringen vil i praksis øke momentkapasiteten, noe som gjør at slakkarmeringens bidrag til momentkapasiteten bør inkluderes i tillegg til spennarmeringens bidrag. Det kan være ønskelig at spennarmeringen utnyttes fullstendig, slik at den flyter, og at slakkarmeringen da dekker opp for det resterende av momentpåkjenningen. Hva er poenget med å legge inn slakkarmering, dersom slakkarmeringen ikke utnyttes? Det er interessant å beregne hva momentkapasiteten inklusiv slakkarmeringens bidrag er for å få en mer realistisk verdi av momentkapasiteten i snittet i element 2330.



Fra tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua etter NS går det frem at det er lagt inn lengdearmering bestående av 76Ø25 stenger i undergurten i snittet i element 2330. Det er også lagt inn noe lengdearmeringen i stegene, men denne slakkarmeringen er valgt å neglisjeres. Det er uansett kun slakkarmering i strekksone i stegene som ville bidratt til momentkapasiteten, og denne slakkarmering har også en kortere arm enn spennarmeringen og slakkarmeringen i undergurten og vil dermed gi et relativt lite bidrag til momentkapasiteten.

Det antas at slakkarmeringen i undergurten kan inkluderes ved beregning av momentkapasitet for tverrsnitt med strekk i underkant. Det kontrolleres da at betongtrykkkapasiteten  $T$  er større enn summen av spennarmeringens strekkapasitet  $S_p$  og slakkarmeringens strekkapasitet i undergurten  $S_s$ . Det betyr at det er summen av spennarmeringen og slakkarmeringen som nå begrenser momentkapasiteten i tverrsnittet. Slakkarmeringen i undergurten har følgende slakkarmeringsareal:

$$A_s = 76 * \pi * \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 37306 \text{ mm}^2$$

Armeringsstengenes tyngdepunkt i undergurten antas å ha samme beliggenhet i tverrsnittet som spennarmeringen, noe som tilsier at bidraget fra slakkarmeringen i undergurten kan slås direkte sammen med spennarmeringen:

$$S_{p+s} = A_p * f_{pd} + A_s * f_{yd} = 94455 \text{ kN}$$

Kontrollerer at betongtrykkkapasiteten  $T$  er større enn summen av spennarmeringens strekkapasitet og slakkarmeringens strekkapasitet i undergurten:

$$T = 140327 \text{ kN} > S_{p+s} = 94455 \text{ kN} \quad OK$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330 med hensyn til slakkarmering blir da:

$$M_{Rd} = S_{p+s} * 0,9 * d = 281807 \text{ kNm}$$

Sjekker nå momentkapasiteten i snittet i element 2330 i forhold til bøyemomentet ved  $T = 100$  år funnet ved analysen gjennomført i denne oppgaven i henhold til EK:

$$M_{Rd} = 281807 \text{ kNm} < 310348 \text{ kNm} = M_{Ed} \quad \text{Ikke OK}$$

Momentkapasiteten med hensyn til spennarmeringen og slakkarmeringen i undergurten mangler enda en god del kapasitet for å tilfredsstille det 7 % større bøyemomentet funnet ved analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK. Et naturlig tiltak som kan vurderes for å få tilstrekkelig momentkapasitet i snittet i element 2330 er å legge inn flere spennkabler. Da forutsettes det at det er tilstrekkelig plass i undergurten, noe som er en realistisk forutsetning da det kun er lagt inn 28 spennkabler her fra før. Foreslår derfor å legge inn fire ekstra spennkabler av type 1406 **internt i utsparinger** i undergurten i snittet i element 2330. De fire ekstra spennkablernes tyngdepunkt kan dermed antas å ha samme beliggenhet i tverrsnittet som resten av spennkablene. Dette vil gi et nytt samlet spennarmeringsareal  $A_p$  som følger:

$$A_p = 32 * 1960 \text{ mm}^2 = 62720 \text{ mm}^2$$

Den samlede strekkapasiteten til spennarmeringen og slakkarmeringen blir da følgende:

$$S_{p+s} = A_p * f_{pd} + A_s * f_{yd} = 105635 \text{ kN}$$

Kontrollerer at betongtrykkapasiteten  $T$  er større enn summen av spennarmeringens strekkapasitet og slakkarmeringens strekkapasitet:

$$T = 140327 \text{ kN} > S_{p+s} = 105635 \text{ kN} \quad OK$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330 kan da beregnes følgende:

$$M_{Rd} = S_{p+s} * 0,9 * d = 315163 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten er nå tilstrekkelig:

$$M_{Rd} = 315163 \text{ kNm} > 310348 \text{ kNm} = M_{Ed} \quad OK$$

Selv om momentkapasiteten i snittet i element 2330 slik Sandsfjordbrua er prosjektert ikke er tilstrekkelig i henhold til EK, er det altså mulig å legge inn **fire ekstra spennkabler** i undergurten for å oppnå nødvendig momentkapasitet i snittet. Dette forslaget er kun mulig dersom det er nok plass til å legge inn fire ekstra spennkabler i undergurten. Snittet i element 2330 i Sandsfjordbrua har kun 28 spennkabler, og er derfor antatt å ha god plass til innleggelse av fire ekstra spennkabler.

Det kunne vært interessant å ha kontrollert momentkapasiteten i flere snitt i hovedspennet, da det kan være behov for flere spennkabler flere plasser på brua. Spennet mellom akse 1 og akse 2, samt spennet mellom akse 3 og akse 4 kunne også vært interessant å ha kontrollert ved  $T = 100$  år nettopp fordi det er ved lang tid at det oppstår størst bøyemomenter i feltene.

### 5.3 Momentkapasitet ved økning av spenntauets tverrsnittsareal

SVV har opplyst om at entreprenøren som bygger brua, i skrivende stund, har valgt å bruke 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau. Dette valget medfører at tverrsnittsarealet per spenntau i realiteten er  $150 \text{ mm}^2$  i stedet for  $140 \text{ mm}^2$ , og type 1406 spennkabler har dermed et tverrsnittsareal på  $2100 \text{ mm}^2$  i stedet for  $1960 \text{ mm}^2$ . For å finne ut hva denne økningen i spennkablenes tverrsnittsareal på ca 7 % betyr for momentkapasiteten i snittet i element 2330 er det her utført nye beregninger for momentkapasiteten inklusiv slakkarmering, **uten ekstra spennkabler**, men ved bruk av 0,62" spenntau. Forutsetningen om at den samlede strekkapasiteten er mindre enn betongtrykkapasiteten  $T$  er kontrollert for alle beregningene under. Tverrsnittsarealet i element 2330 ved bruk av 0,62" spenntau blir følgende:

$$A_p = 28 * 2100 \text{ mm}^2 = 58800 \text{ mm}^2$$

Den samlede strekkapasiteten til spennarmering og slakkarmering i undergurten blir da:

$$S_{p+s} = A_p * f_{pd} + A_s * f_{yd} = 100045 \text{ kN}$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330 blir da:

$$M_{Rd} = S_{p+s} * 0,9 * d = 298484 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten er fremdeles ikke tilstrekkelig:

$$M_{Rd} = 298484 \text{ kNm} < 310348 \text{ kNm} = M_{Ed} \quad \text{Ikke OK}$$

Foreslår å legge inn to ekstra spennkabler av type 1406 som gir nytt spennarmeringsareal på:

$$A_p = 30 * 2100 \text{ mm}^2 = 63000 \text{ mm}^2$$

Den samlede strekkapasiteten til spennarmering og slakkarmering i undergurten blir da:

$$S_{p+s} = A_p * f_{pd} + A_s * f_{yd} = 106035 \text{ kN}$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330 blir da:

$$M_{Rd} = S_{p+s} * 0,9 * d = 316354 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten er nå tilstrekkelig med to ekstra spennkabler:

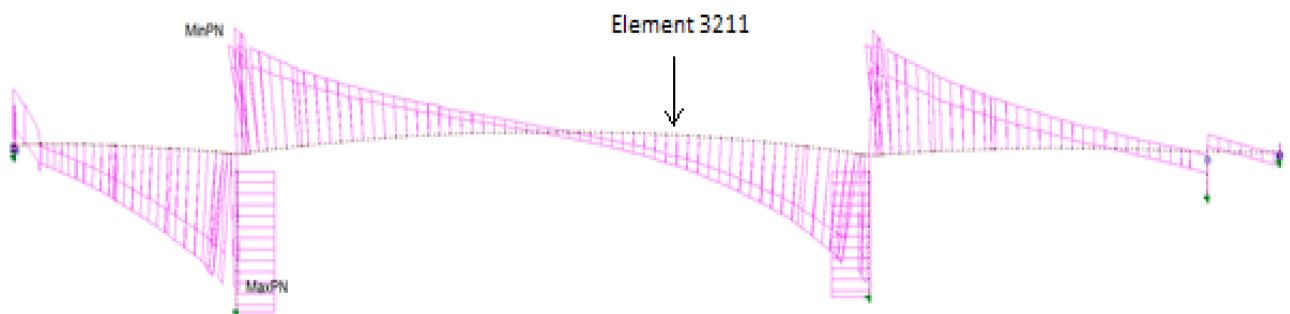
$$M_{Rd} = 316354 \text{ kNm} > 310348 \text{ kNm} = M_{Ed} \quad OK$$

Momentkapasiteten i snittet i element 2330, ved bruk av 0,62" spenntau, er nå tilstrekkelig ved innleggelse av kun to ekstra spennkabler. Dette viser at momentkapasiteten i snittet i element 2330, slik som Sandsfjordbrua bygges ved bruk av 0,62" spenntau, ikke er tilstrekkelig dersom det ikke gjennomføres tiltak for å øke den samlede spennkraften i snittet. Momentkapasitetene er oppsumert og diskutert i kapittel 7.

## 5.4 Skjærkraft

Ved fullstendig dimensjonering av Sandsfjordbrua burde hele brubanen blitt kontrollert for skjærkraftkapasitet. Særlig viktig er dette ved dimensjonering av FFB-bruer med varierende tverrsnitt. I denne oppgaven er det kun valgt å gjøre en kontroll av skjærkraftkapasitet for utvalgte snitt som antas å være de mest interessante. Hvilke snitt er mest interessant å kontrollere for skjærkraftkapasitet?

Figur 18 viser skjærkreftene som varierer over brubanen. Her er det benyttet en sortert kombinasjon i lastkombineringsfilen som gir den største av de dimensjonerende skjærkreftene i betraktningstidspunktene  $T = 0$  år og  $T = 100$  år.

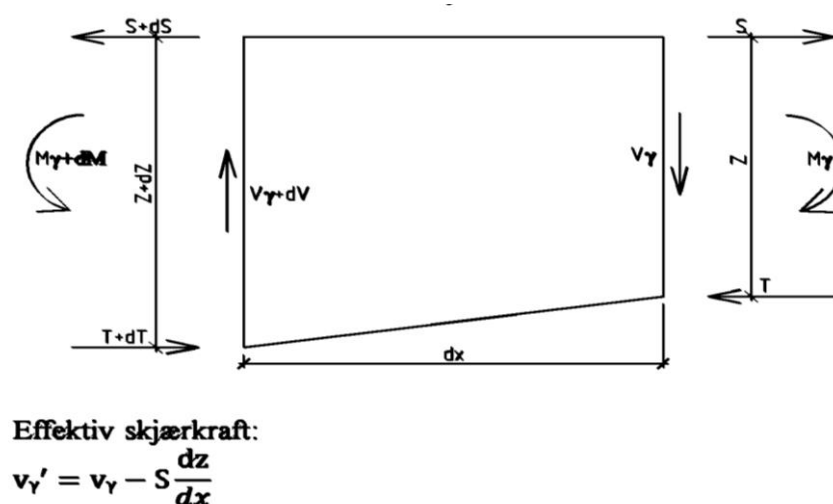


Figur 18 – Dimensjonerende skjærkraftdiagram

Det er flere muligheter å angripe skjærkraftkontrollen på. En mulighet er å kontrollere et snitt med veldig stor skjærpåkjenning. De største skjærkreftene finnes ved akse 2. I element 2127 like ved akse 2 finnes et av snittene på brubanen med størst skjærpåkjenning, og vil være interessant å kontrollere for skjærkraftkapasitet. Størrelsen på skjærkraften alene sier likevel ikke noe om at kapasiteten til tverrsnittet overskrides, da tverrsnittet varierer over brubanen, og tverrsnitt med stor skjærkraft vil påfølgende være dimensjonert (ved tidligere dimensjonering) med større skjærkraftkapasitet for å kunne motvirke den store skjærkraften.

I samarbeid med veileder ved SVV er det kommet frem til at en god innfallsvinkel for kontroll av skjærkraftkapasitet er å se på to snitt. Et snitt med stor skjærkraft i element 2127, og i tillegg det snittet som gav det største skjærarmeringsbehovet ved tidligere prosjektering etter NS. Snittet som gav det største skjærarmeringsbehovet ved tidligere prosjektering finnes i element 3211, som er plassert mellom midten av hovedspennet og akse 3. Mengde skjærarmering bestemt ved tidligere prosjektering i henhold til NS i snittet i element 3211 er på  $2964 \text{ mm}^2$ .

Dimensjonerende skjærkraft, funnet i snittene i element 2127 og element 3211 ved tidligere analyse i henhold til NS, er på henholdsvis  $60638 \text{ kN}$  og  $16640 \text{ kN}$ . Effektiv skjærkraft ble videre beregnet til  $28934 \text{ kN}$  for snittet i element 2127 og  $13899 \text{ kN}$  for snittet i element 3211. Prinsippet for bestemmelse av effektiv skjærkraft ved tidligere dimensjonering av Sandsfjordbrua gjennomført av SVV er illustrert i figur 19. Metoden er logisk lagt frem i uttrykket for effektiv skjærkraft som står til figuren, og går ut på at skjærkraften blir redusert på grunn av en endring i tverrsnittshøyde fra skrå undergurt over lengden på elementet. Momentet i snittet divideres på armen mellom strekk og trykksenter, og på grunn av helningen i undergurten vil det da oppstå en vertikalkomponent av kraften i trykkgurten som vil redusere skjærkraften.



Figur 19 – Likevektsbetraktning for skjærkraft ved tidligere dimensjonering etter NS

I analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK er dimensjonerende skjærkraft i snittet i element 2127 på  $V_{0} = 66468kN$  og i snittet i element 3211 på  $V_{Ed,0} = 17026 kN$ .

Forskjellen i dimensjonerende skjærkraft i de to snittene fra tidligere prosjektering i henhold til NS og i prosjekteringen gjennomført i denne oppgaven i henhold til EK er beskrevet i tabell 18. Forskjellen er størst i snittet i element 2127, og er på nesten 9 %.

Dimensjonerende skjærkraft i henhold til Norsk Standard		Dimensjonerende skjærkraft i henhold til Eurokode		Forskjell i skjærkraft mellom analysene etter NS og EK (i %)	
Snitt i element 2127	Snitt i element 3211	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
60638 kN	16640 kN	66468 kN	17026 kN	8,8 %	2,3 %

Tabell 18 – Dimensjonerende skjærkraft i snittene i element 2127 og element 3211

Beregning av effektiv skjærkraft for bruer der både over- og undergurt har en vinkel i forhold til horisontalen er et problematisk tema hvor det ikke foreligger sikre metoder Ref[13]. I masteroppgaven *Modellering og analyse av Dolmsundbrua i Novaframe* skrevet av Lefstad og Myrmæl er det gjennomført en studie av effekten av skrå gurter på skjærkraft i brukassesteget. Lefstad og Myrmæl konkluderer med at Brås metode er den beste metoden for beregning av effektiv skjærkraft. Likevel påpeker de at Den konvensjonelle metoden for beregning av effektiv skjærkraft er mest konservativ, unntatt i spesielle områder på brubjelken hvor denne metoden kan underestimere den effektive skjærkraften. Ved alltid å dimensjonere ut ifra den mest ugunstige av disse to metodene vil man med stor sannsynlighet være på den sikre siden i alle områder på brua Ref[13].

Velger på bakgrunn av konklusjonen til Lefstad og Myrmæl å beregne effektiv skjærkraft etter både Den konvensjonelle metoden og Brås metode videre i denne oppgaven, og se om det forekommer eventuelle større avvik mellom de to metodene. Videre velges det å benytte den metoden som er mest ugunstig, altså den metoden som gir størst effektiv skjærkraft.



### 5.4.1 Effektiv skjærkraft etter Den konvensjonelle metoden

Kapasiteten for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmering skal i henhold til punkt 6.2.1(2) i EK2 bestemmes følgende:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

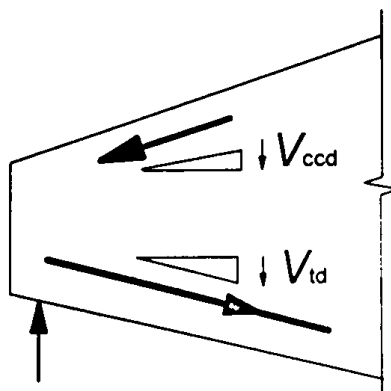
Hvor:

$V_{Rd,s}$  er dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmeringen ved flytning

$V_{ccd}$  er definert som dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen i tilfeller med skrå trykkgurter

$V_{td}$  er definert som dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i strekkarmeringen i tilfeller med skrå strekkgurter

Figur 20 illustrerer  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  som altså begge er bidrag fra de skrå gurtene:



Figur 20 – Skjærkraftkomponent for konstruksjonsdeler med skrå gurter

EK2 gir ikke videre noen fremgangsmåte for å beregne verdien av  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$ , og det gjør til sammenligning heller ikke NS 3473. I følge Lefstad og Myrmæl beskriver den tyske standarden DIN 1045-01, samt American Concrete Institute (ACI), en fremgangsmåte for å bestemme  $V_{ccd}$  Ref[13]:

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{0,9 * d} * \tan(\alpha)$$

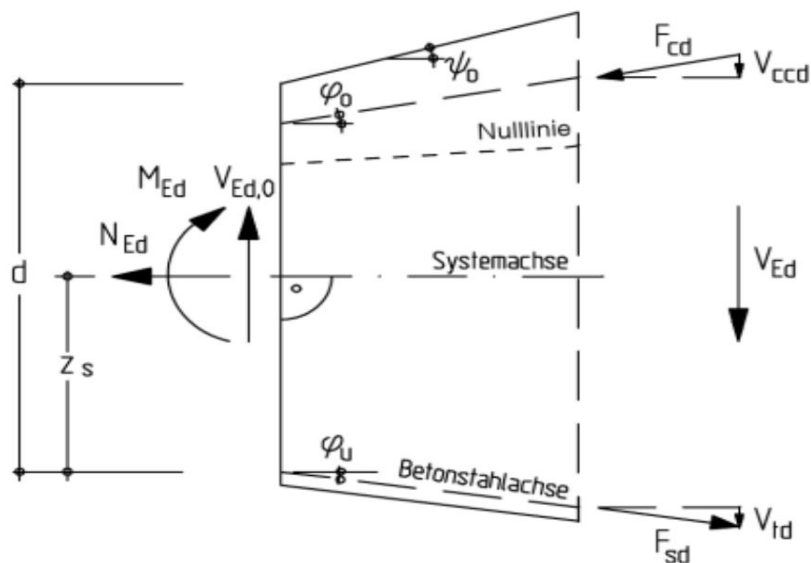
Hvor:

$M_{Ed}$  er momentet i det gitte snittet

$0,9 * d$  er armen mellom strekk- og trykksenter, også kalt indre momentarm

$\alpha$  er helningsvinkelen til overgurten

Videre leting etter formler for  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  endte opp i noen tyske fagbøker skrevet av Prof. Dr.-Ing. Alfons Goris. I boka *Stahlbetongbau – Praxis nach Eurokode 2* er fremgangsmåten for beregning av effektiv skjærkraft for elementer med helning på gurter beskrevet. Figur 21 illustrerer likevektsbetraktningen som Goris viser til i denne boka.



Figur 21 – Likevektsbetraktning for skjærkraft, konvensjonell metode

Ut i fra figur 21 beregnes da  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  følgende Ref[14]:

$$V_{ccd} = \frac{M_{Eds}}{z} * \tan(\varphi_o)$$

$$V_{td} = \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}\right) * \tan(\varphi_u)$$

Hvor:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$$

$z$  er indre momentarm (tilsvarende  $0,9 * d$ )

$\varphi_o$  og  $\varphi_u$  er vinkelen på henholdsvis overgurten og undergurten

Velger å beregne bidragene fra  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  med disse formlene for snittet i element 2127, men med en justering for snittet i element 3211. Som det går frem i likevektsbetraktningen i figur 21 er helningen i overgurten motsatt av helningen i undergurten. For element 3211 er helningen i begge gurtene samme vei som undergurten i figur 21, noe som tilsier at bidraget fra  $V_{ccd}$  må endre fortegn. Dette resulterer i at  $V_{ccd}$  gir et positivt bidrag, og at  $V_{td}$  gir et negativt bidrag i dette tilfellet. Uttrykket for effektiv skjærkraft for snittet i element 3211 blir da følgende:

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} + V_{ccd} - V_{td}$$

Hvor:

$V_{Ed,0}$  er den dimensjonerende skjærkraften i snittet

For snittet i element 2127 blir uttrykket for effektiv skjærkraft følgende:

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{td}$$

Tverrsnittsdata for snittene i element 2127 og element 3211 er hentet fra analysen fra Novaframe og presentert i tabell 19. Indre momentarm, her kalt for  $z$ , representerer avstanden mellom strekk- og trykksenter i over- og undergurt og tilsvarende  $0,9 * d$ .

Aktuelle beregningsverdier	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
Indre momentarm, $z$	12616	4204 mm
Avstand opp til systemachse/ tyngdepunktakse, $z_s$	6972 mm	2594 mm
Dimensjonerende momentkraft, $M_{Ed}$	2953019 kNm	352243 kNm
Dimensjonerende aksialkraft, $N_{Ed}$	7341 kN	25174 kN
Dimensjonerende skjærkraft, $V_{Ed,0}$	66468 kN	17026 kN
Helningsvinkel på overgurten, $\varphi_o$	1,15°	0,78°
Helningsvinkel på undergurten, $\varphi_u$	8,44°	3,42°

Tabell 19 – Beregningsverdier for effektiv skjærkraft etter Den konvensjonelle metoden

Beregner  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  for snittet i element 2127 følgende:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_s = 2901838 \text{ kNm}$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Eds}}{z} * \tan(\varphi_o) = 4617 \text{ kN}$$

$$V_{td} = \left( \frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right) * \tan(\varphi_u) = 35219 \text{ kN}$$

Med hensyn til skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen, og skjærkraftkomponenten til kraften i strekkarmeringen kan effektiv skjærkraft for snittet i element 2127 da bestemmes følgende:

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{td} = 26632 \text{ kN}$$

Tilsvarende beregnes  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  for snittet i element 3211 følgende:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_s = 286942 \text{ kNm}$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Eds}}{z} * \tan(\varphi_o) = 929 \text{ kN}$$

$$V_{td} = \left( \frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right) * \tan(\varphi_u) = 5583 \text{ kN}$$

Effektiv skjærkraft i snittet i element 3211 bestemmes følgende med positivt bidrag fra  $V_{ccd}$ :

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} + V_{ccd} - V_{td} = 12372 \text{ kN}$$

Disse resultatene virker å være realistiske i forhold til effektiv skjærkraft beregnet ved tidligere prosjektering som i snittet i element 2127 er på 28934 kN og i snittet i element 3211 er på 13899 kN, selv om det må nevnes at beregningene utført ovenfor gir noe lavere resultater. I den sammenheng er naturlig å trekke fram at det er betydelig lavere bøyemomenter og aksialkrefter ved tidligere analyse etter NS, noe som fører til mindre reduksjoner av  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$ , og vil dermed resultere i en større effektiv skjærkraft  $V_{Ed}$ . Dette er videre diskutert og forklart i kapittel 7.

Den konvensjonelle metoden har tydelig likhetstrekk med metoden som ble benyttet av SVV ved tidligere dimensjonering etter NS. Forskjellen er at kun helningen av undergurtens ble inkludert ved tidligere dimensjonering etter NS. Begge metodene vil gi nokså samsvarende resultater for Sandsfjordbrua da overgurtens helning er en god del mindre enn undergurtens helning, og vil derfor ikke medføre et stort bidrag. Velger på bakgrunn av argumentene ovenfor å anta at denne beregningsmetoden er en grei tilnærming til effektiv skjærkraft. Vil likevel sammenligne med beregninger fra Brås metode for å kontrollere at den effektive skjærkraften som er beregnet her etter Den konvensjonelle metoden er mest konservativ.

## 5.4.2 Effektiv skjærkraft etter Brås metode

Brås metode bestemmer effektiv skjærkraft etter følgende formel:

$$V_{steg} = V_{Ed,0} + F_{cd} * \sin(\beta) + F_{td} * \sin(\gamma)$$

Hvor:

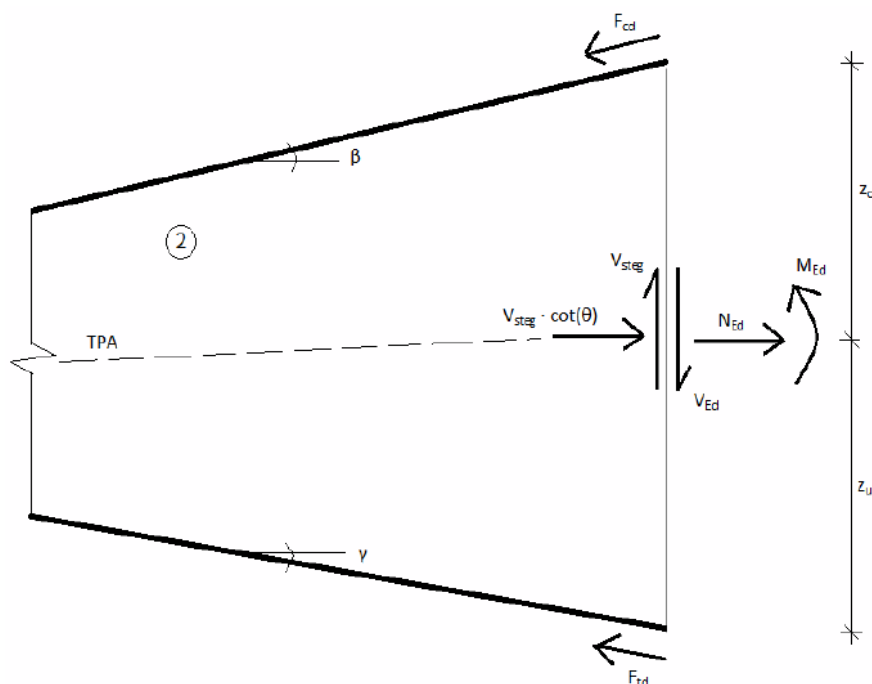
$F_{cd}$  er kraften i overgurten som gir en skjærkraftkomponent avhengig av vinkelen  $\beta$

$F_{td}$  er kraften i undergurten som gir en skjærkraftkomponent avhengig av vinkelen  $\gamma$

$\beta$  og  $\gamma$  er vinkelen i henholdsvis overgurten og undergurten

Det forutsettes at skjærkraftpåvirkningen alltid settes inn med positivt fortegn.

I følge Lefstad og Myrmæl må det tas hensyn til endring av fortegn på vinklene på over- og undergurt som skaper ulike fortegnstilfeller over brubanen. Dette medfører at formlene altså må endres noe avhengig av hvor på brubanen snittet som studeres befinner seg. Figur 22, et uklipp fra masteroppgaven *Modellering og analyse av Dolmsundbrua i Novaframe*, illustrerer tilfellet som tilsvarer snittet i element 2127 like ved akse 2 i Sandsfjordbrua.



Figur 22 – Likevektsbetraktning for effektiv skjærkraft, tilfelle 1, Brås metode

Denne likevektsbetraktning gir følgende fire formler for beregning av effektiv skjærkraft etter Brås metode Ref[13]. Uttrykkene er ment å beregnes i den rekkefølgen som de er oppført i nettopp på grunn av at uttrykkene avhenger av hverandre på den måten at resultatet fra det første uttrykket brukes som input i det neste uttrykket osv.

$$K = \cos(\beta) * (1 + \eta) - \sin(\beta) * \cot(\theta) + \eta * \tan(\gamma) * \cot(\theta) * \cos(\beta)$$

$$F_{cd} = \frac{N_{Ed} + V_{Ed,0} * \cot(\theta) - \eta * \frac{M_{Ed}}{z_0} * (1 + \cot(\theta) * \tan(\gamma))}{K}$$

$$F_{td} = \eta * \frac{(F_{cd} * \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_0})}{\cos(\gamma)}$$

$$V_{steg} = V_{Ed,0} + F_{cd} * \sin(\beta) - F_{td} * \sin(\gamma)$$

Hvor:

$N_{Ed}$  er dimensjonerende aksialkraft i det aktuelle tverrsnittet

$M_{Ed}$  er dimensjonerende momentpåkjenning i det aktuelle tverrsnittet

$z_0$  er avstand fra tyngdepunkt til senter overgurt

$z_u$  er avstand fra tyngdepunkt til senter undergurt

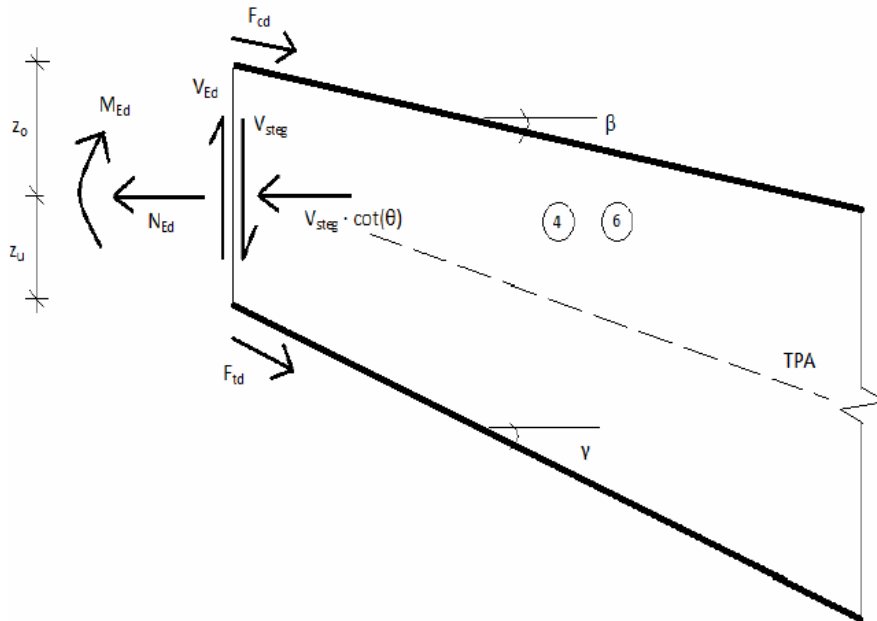
$\eta$  representerer forholdet mellom  $z_0$  og  $z_u$ :

$$\eta = \frac{z_0}{z_u}$$

$\theta$  er betongtrykkstavens vinkel

Øvrige variable er definert tidligere.

Tilsvarende illustrerer figur 23, et uklipp fra masteroppgaven *Modellering og analyse av Dolmsundbrua i Novaframe*, tilfellet som representerer snittet i element 3211 som befinner seg mellom midten av hovedspennet og akse 3 i Sandsfjordbrua.



Figur 23 – Likevektsbetraktning for effektiv skjærkraft, tilfelle 2, Brås metode

Ut ifra dette likevektstilfelle kom Lefstad og Myrmæl frem til følgende fortegnsvariasjon av Brås formel for  $K$ , som også er gjeldene for snittet i element 3211 i Sandsfjordbrua. Legg merke til fortegnsendringen foran  $\sin(\beta)$  fra formelen tilpasset snittet i element 2127:

$$K = \cos(\beta) * (1 + \eta) + \sin(\beta) * \cot(\theta) + \eta * \tan(\gamma) * \cot(\theta) * \cos(\beta)$$

Velger å beregne  $F_{cd}$  og  $F_{td}$  tilsvarende og med samme fortegn som for snittet i element 2127, mens uttrykket for den effektive skjærkraften  $V_{steg}$  må ha negativt fortegn foran  $F_{cd}$ . For å sikre at  $F_{cd}$  gir et positivt bidrag til den effektive skjærkraften må den negative verdien som fås ved beregning av  $F_{cd}$  gjøres om til en positiv verdi ved å endre fortegn i uttrykket:

$$V_{steg} = V_{Ed,0} - F_{cd} * \sin(\beta) - F_{td} * \sin(\gamma)$$



For å beregne  $K$ ,  $F_{cd}$  og  $F_{td}$  må aktuelle tverrsnittsmål og verdier være kjent i tillegg til dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed,0}$ . Dette er oppsummert i tabell 20. Skjærarmeringens vinkel  $\alpha$  er antatt alltid å være  $90^\circ$  i forhold til horisontalen og er derfor neglisjert i uttrykkene over. Indre momentarm  $z$  settes til avstanden mellom senter av over- og undergurt tilsvarende som det ble gjort tidligere i oppgaven. Betongtrykkstavens vinkel  $\theta$  er vanskelig å fastslå nøyaktig, og vil variere langs brua Ref[13]. Uttrykk NA.6.7.aN i punkt NA.6.2.3 i EK2 begrenser verdien  $\cot(\theta)$  til ikke å være mindre enn 1,0 eller større enn 2,5. Dette tilsvarer at betongtrykkstavens vinkel må være mellom  $22^\circ$  og  $45^\circ$  Punkt 7.6.2 i Håndbok N400 begrenser  $\cot(\theta)$  til ikke å være større enn 2,0 dersom det ikke gjøres kontroll av rissvidder i steget. Dette kravet gjør at betongtrykkstavens vinkel ikke kan velges lavere enn  $26^\circ$ . Lefstad og Myrmæl nevner at en reduksjon i betongtrykkstavens vinkel vil øke den effektive skjærkraften ved beregning etter Brås metode. Likevel konkluderer de med at endring i betongtrykkstavens vinkel har liten effekt på effektiv skjærkraft. Betongtrykkstavens vinkel  $\theta$  velges her i denne oppgaven til  $35^\circ$  på bakgrunn av at SVV benyttet  $\theta = 35^\circ$  ved tidligere dimensjonering av Sandsfjordbrua etter NS.

Aktuelle beregningsverdier	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
Avstand fra tyngdepunkt til senter overgurt, $z_0$	5644 mm	2076 mm
Avstand fra tyngdepunkt til senter undergurt, $z_u$	6972 mm	2594 mm
Forholdet mellom $z_0$ og $z_u$ , $\eta$	$\frac{z_0}{z_u} = 0,81$	$\frac{z_0}{z_u} = 0,80$
Dimensjonerende aksialkraft, $N_{Ed}$	7341 kN	25174 kN
Dimensjonerende momentpåkjenning, $M_{Ed}$	2953019 kNm	352243 kNm
Dimensjonerende skjærkraft, $V_{Ed,0}$	66468 kN	17026 kN
Betongtrykkstavens vinkel, $\theta$	$35^\circ$	$35^\circ$
Helning på overgurten, $\beta$	$1,15^\circ$	$0,78^\circ$
Helning på undergurten, $\gamma$	$8,44^\circ$	$3,42^\circ$

Tabell 20 – Beregningsverdier for effektiv skjærkraft etter Brås metode

Som nevnt tidligere forutsetter Brås uttrykk at skjærkraftpåvirkningen alltid settes inn med positivt fortegn. Momentet er definert slik at positivt moment gir trykk i toppen av tverrsnittet, og aksialkraften er positiv som strekk Ref[13]. Aksialkreftene og bøyemomentene er beregnet med fortegn som er i tråd med de tilpasningene av fortegn for snitt med enten positiv eller negativ skjærkraft beskrevet av Lefstad og Myrmæl. Med andre ord antas likevektsbetraktningene for de ulike fortegnssituasjonene som er utført av Lefstad og Myrmæl å være korrekte. Beregner  $K$ ,  $F_{cd}$ ,  $F_{td}$  og etterfølgende effektiv skjærkraft  $V_{steg}$  for snittet i element 2127 i Sandsfjordbrua:

$$K = \cos(\beta) * (1 + \eta) - \sin(\beta) * \cot(\theta) + \eta * \tan(\gamma) * \cot(\theta) * \cos(\beta) = 1,952585$$

$$F_{cd} = \frac{N_{Ed} + V_{Ed,0} * \cot(\theta) - \eta * \frac{M_{Ed}}{z_0} * (1 + \cot(\theta) * \tan(\gamma))}{K} = -210666 \text{ kN}$$

$$F_{td} = \eta * \frac{(F_{cd} * \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_0})}{\cos(\gamma)} = 255970 \text{ kN}$$

Den effektive skjærkraften  $V_{steg}$  i snittet i element 2127 blir da:

$$V_{steg} = V_{Ed,0} + F_{cd} * \sin(\beta) - F_{td} * \sin(\gamma) = 24670 \text{ kN}$$

Beregner deretter effektiv skjærkraft tilsvarende for snittet i element 3211, men med aktuelle fortegn for dette tilfellet som beskrevet tidligere:

$$K = \cos(\beta) * (1 + \eta) + \sin(\beta) * \cot(\theta) + \eta * \tan(\gamma) * \cot(\theta) * \cos(\beta) = 1,887547$$

$$F_{cd} = \frac{N_{Ed} + V_{Ed,0} * \cot(\theta) - \eta * \frac{M_{Ed}}{z_0} * (1 + \cot(\theta) * \tan(\gamma))}{K} = -51832 \text{ kN}$$

$$F_{td} = \eta * \frac{(F_{cd} * \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_0})}{\cos(\gamma)} = 94446 \text{ kN}$$

Den effektive skjærkraften  $V_{steg}$  i snittet i element 3211 blir da:

$$V_{steg} = V_{Ed,0} - F_{cd} * \sin(\beta) - F_{td} * \sin(\gamma) = 12097 \text{ kN}$$

Det er interessant at ved å ta hensyn til helning i både over og undergurt vil det ved fortegnstilfellet i snittet i element 3211 gi en økning av skjærkraft på grunn av overgurthelningen, men en reduksjon av skjærkraft på grunn av undergurthelningen. Tilfellet i snittet i element 2127 vil ha negative bidrag på skjærkraften fra både overgurt- og undergurthelningen. Fortegnene vil i følge Lefstad og Myrmæl variere over brubjelken, og den effektive skjærkraften kan i enkelte tilfeller få positive bidrag fra begge gurtene. Slike steder vil den effektive skjærkraften være større enn den dimensjonerende skjærkraften!

På bakgrunn av diskusjonen ovenfor vil det vært lurt å kontrollere hele brubjelken etter Brås metode for å sjekke om denne metoden vil gi større effektiv skjærkraft enkelte steder enn Den konvensjonelle metoden. Lefstad og Myrmæl fant ut at den konvensjonelle metoden underestimerer effektiv skjærkraft ved spesielle områder på brubjelken, og der vil det være mer korrekt å anvende Brås metode. Av metodene som er beregnet i denne oppgaven er det Den konvensjonelle metoden som gir de mest konservative effektive skjærkreftene, noe som Lefstad og Myrmæl mente var normalt over de fleste områdene på brubjelken. Velger derfor å bruke effektiv skjærkraft i snittet i element 2127 på  $V_{Ed} = 26632 \text{ kN}$  og i snittet i element 3211 på  $V_{Ed} = 12372 \text{ kN}$ , funnet ved anvendelse av Den konvensjonelle metoden, videre i beregningene av skjærkraftkapasitetene.

## 5.5 Skjærkraftkapasitet

Ved kontroll av skjærkraftkapasitet utføres det normalt kontroll av skjærstrekkkapasitet og skjærtrykkkapasitet for tverrsnittet uten skjærarmering, og deretter bestemmes nødvendig skjærarmering. Det antas i denne oppgaven at det er et beregningsmessig behov for skjærarmering på bakgrunn av at tverrsnittene som kontrolleres i element 2127 og element 3211 hadde behov for skjærarmering ved tidligere dimensjonering i henhold til NS. I denne oppgaven kontrolleres det om skjærarmeringsmengden bestemt ved tidligere dimensjonering av Sandsfjordbrua etter NS er tilstrekkelig i henhold til kravene til nødvendig skjærarmering i EK. Først beregnes skjærstrekkkapasiteten og skjærtrykkkapasiteten, i henhold til EK2 punkt 6.2.3, og EK2-2 punkt 6.2.3. Her kontrolleres effektiv skjærkraft  $V_{Ed}$  mot uttrykk 6.8 og uttrykk 6.9. For konstruksjoner med vertikal skjærarmering er skjærkraftkapasiteten  $V_{Rd}$  den minste verdien beregnet etter de to uttrykkene Ref[4].

Uttrykk 6.8:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * 0,8 * f_{ywd} * \cot(\theta)$$

Uttrykk 6.9:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))}$$

Hvor:

$A_{sw}$  er skjærarmeringsmengden

$s$  er senteravstanden

$z$  er lengde på den innvendige momentarmen i tverrsnittet

$f_{ywd}$  er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense

$\alpha_{cw}$  er en koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten

$b_w$  er bredden av begge stegene

$v_1$  er en fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft

$\theta$  er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften, også kalt for betongtrykkstavens vinkel

Tverrsnittene som kontrolleres finnes i element 2127 og element 3211, og har samme tverrsnittsmål som beskrevet tidligere ved beregning av effektiv skjærkraft. I tabell 21 er nødvendig mål og verdier for kapasitetsberegningene oppsummert. Verdier i tabellen er hentet fra analysen av Sandsfjordbrua gjennomført i denne oppgaven etter EK i Novaframe, EK2 samt tidligere prosjektering gjennomført av SVV.

Aktuelle beregningsverdier	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
Skjærarmeringens tverrsnittsareal, $A_{sw}$	2099 mm <sup>2</sup>	2964 mm <sup>2</sup>
Senteravstand mellom bøyene, $s$	150 mm	150 mm
Innvendig momentarm, $z$	12616 mm	4204 mm
Bredde av begge stegene, $b_w$	1000 mm	700 mm
Dimensjonerende aksialkraft, $N_{Ed}$	7341 kN	25174 kN
Betongens tverrsnittsareal, $A_c$	24320000 mm <sup>2</sup>	10470000 mm <sup>2</sup>
Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense, $f_{ywd}$	$\frac{f_{tk}}{\gamma_s} = 434 \text{ N/mm}^2$	
Betongtrykkfasthet for B55 betong, $f_{ck}$	55 N/mm <sup>2</sup>	
Dimensjonerende betongtrykkfasthet, $f_{cd}$	$\frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 31,17 \text{ N/mm}^2$	
Fasthetsreduksjonsfaktor, $v_1$	0,6 for $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ (formel 6.10.aN i EK2)	
Betongtrykkstavens vinkel, $\theta$	35°	

Tabell 21 – Beregningsverdier for skjærkraftkapasitet

Skjærstrekkkapasiteten i snittet i element 2127 etter uttrykk 6.8 er følgende:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * 0,8 * f_{ywd} * \cot(\theta) = 87538 \text{ kN}$$

Koeffisienten  $\alpha_{cw}$ , som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten, må bestemmes for å kunne beregne skjærstrekkkapasiteten i snittet i element 2127 etter uttrykk 6.9.

$\alpha_{cw}$  bestemmes etter uttrykk 6.11.aN, 6.11.bN og 6.11.cN i EK2 som følger:

$$\text{Formel 6.11.aN: For } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 * f_{cd} \Rightarrow \alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

$$\text{Formel 6.11.bN: For } 0,25 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 * f_{cd} \Rightarrow \alpha_{cw} = 1,25$$

$$\text{Formel 6.11.cN: For } 0,5 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 * f_{cd} \Rightarrow \alpha_{cw} = 2,5 * \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)$$

$\sigma_{cp}$  er midlere trykkspenningen i betongen som følge av dimensjonerende aksialkraft. Den beregnes som en middelvei over tverrsnittet hvor det må tas hensyn til armeringen Ref[4].

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0,301850 \text{ N/mm}^2$$

$$0 < 0,301850 < 0,25 * f_{cd} = 7,79$$

Formel 6.11.aN representerer gjeldende forutsetning, og  $\alpha_{cw}$  bestemmes derfor følgende:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,009684$$

Skjærtrykkkapasiteten etter uttrykk 6.9 kan da beregnes:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} = 111931 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten er bestemt av uttrykk 6.8 i snittet i element 2127:

$$V_{Rd} = V_{Rd,max} = 87538 \text{ kN}$$

Beregner skjærstrekkkapasiteten etter uttrykk 6.8 tilsvarende for snittet i element 3211:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * 0,8 * f_{ywd} * \cot(\theta) = 41191 \text{ kN}$$

Bestemmer deretter midlere trykkspenning  $\sigma_{cp}$ :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 2,404394 \text{ N/mm}^2$$

Dette medfører at uttrykk 6.11.aN representerer gjeldende forutsetning, og  $\alpha_{cw}$  bestemmes derfor følgende:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,077138$$

Skjærtrykkkapasiteten etter uttrykk 6.9 kan da beregnes:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} = 27853 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten er bestemt av uttrykk 6.9 i snittet i element 3211:

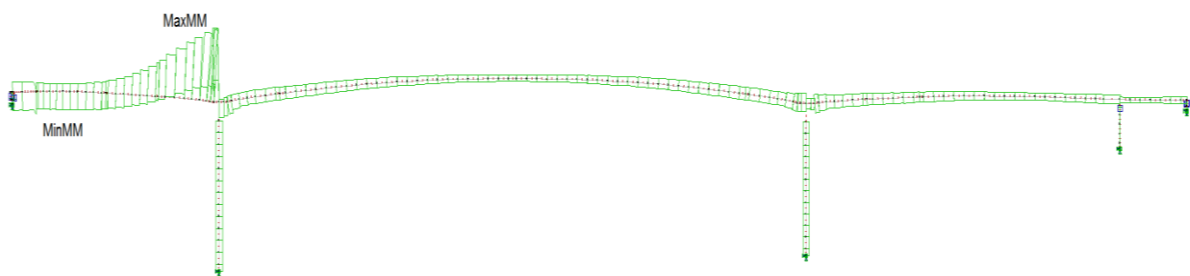
$$V_{Rd} = V_{Rd,max} = 27853 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitetene i begge snittene er tilstrekkelig med god margin.

Skjærkraftkapasitetene er oppsummert og diskutert i kapittel 7.

## 5.6 Torsjonsmoment

Analysen i Novaframe gir dimensjonerende torsjonsmomentdiagram for bruddgrense som vist i figur 24. Her er det benyttet en sortert kombinasjon i lastkombineringsfilen som gir den største av de dimensjonerende torsjonsmomentene ved  $T = 0$  år og ved  $T = 100$  år. Det fremgår i figuren at de største torsjonsmomentene befinner seg mellom akse 1 og akse 2, mens at det over resterende deler av brubjelken er nokså lave og jevne torsjonsmomenter. De store torsjonsmomentene mellom akse 1 og akse 2 oppstår på grunn av horisontalkurven i brubjelken som har radius på 550 m. Når brubjelken har en kurve vil egenvekten til brubjelken få en eksentrisitet i forhold til en strak linje mellom oppleggene i akse 1 og akse 2. På grunn av denne eksentrisiteten vil egenvekten til brubjelken prøve å vri seg. Det oppstår altså torsjonsmoment som virker roterende på brubjelken. Andre laster vil også påvirke dette.



Figur 24 - Torsjonsmomentdiagram

Ut ifra figur 24 kan det virke mest interessant å kontrollere det tverrsnittet som har størst torsjonsmoment. Dette tverrsnittet befinner seg like ved akse 2 i element 2127, og har et dimensjonerende torsjonsmoment  $T_{Ed} = 138560 \text{ kNm}$ . Velger å kontrollere dette snittet i element 2127. I tillegg velges det å kontrollere et snitt i element 3211, som også er et av de snittene som ble kontrollert for skjærkraft i forrige delkapittel. Poenget med å kontrollere disse snittene er å se på torsjon individuelt for begge snittene, og i tillegg kunne kontrollere for kombinert skjær og torsjon for begge snittene. I snittet i element 3211 virker det et betydelig mindre torsjonsmoment enn i snittet i element 2127, og er på  $T_{Ed} = 9762 \text{ kNm}$ .



Tabell 22 sammenligner torsjonsmomentene i snittene i element 2127 og element 3211 fra analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK med torsjonsmomentene i disse snittene fra tidligere analyse av Sandsfjordbrua etter NS.

Torsjonsmoment i henhold til Norsk Standard		Torsjonsmoment i henhold til Eurokode		Forskjell i torsjonsmoment (i %)	
Snitt i element 2127	Snitt i element 3211	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
128294 <i>kNm</i>	7416 <i>kNm</i>	138560 <i>kNm</i>	9762 <i>kNm</i>	7,5 %	24 %

Tabell 22 – Dimensjonerende torsjonsmoment

Tabell 22 viser til en økning i torsjonsmoment fra NS til EK for snittet i element 3211 som er prosentvis mye større enn økningene i bøyemoment eller skjærkraft funnet tidligere i oppgaven. Ved bruk av funksjonen Combination tracer i Novaframe for både analysen etter NS og analysen etter EK er det avklart at det viktigste bidraget til torsjonsmomentet i element 3211 er trafikklast. I element 2127 vil andre faktorer som er like fra NS til EK, som vindlast og horisontalkurven i brubjelken mellom akse 1 og akse 2, spille en større rolle og dermed redusere effekten av forskjellig trafikklast i regelverkene. Det må også nevnes at lastkombineringen spiller en viktig rolle for størrelsen på torsjonsmomentene.

Av trafikklastene er det de vertikale trafikklastene som påvirker torsjonsmomentet mest, og både størrelsen på de vertikale trafikklastene, antall laster og eksentrisiteter er forskjellig fra NS til EK. Dette har gjort det vanskelig å sammenligne de vertikale trafikklastene, og si noe konkret om hvor mye trafikklastene etter EK eventuelt har økt i forhold til trafikklastene etter NS. Likevel er det funnet ut, ved å studere en Combination tracer i begge analysene, at snittet i element 3211 får et torsjonsmomentbidrag fra trafikklast etter NS på 4330 *kNm*, mens torsjonsmomentbidraget fra trafikklast etter EK er på 6937 *kNm*. Denne forskjellen fra NS til EK i torsjonsmomentbidrag fra trafikklast på nesten 38 %, antas derfor å være hovedgrunnen til at torsjonsmomentet etter EK i dette snittet er 24 % større enn etter NS.

## 5.7 Torsjonskapasitet

Kapasitetskontroll for torsjon utføres i henhold til EK2, avsnitt 6.3. Det er ikke utført beregninger for å kontrollere torsjonskapasitet for trykkbrudd eller strekkbrudd i denne oppgaven. Ved tilnærmet rektangulære **massive** tverrsnitt i statisk ubestemte konstruksjoner er det mulig å kontrollere om det er behov for torsjonsarmering i tillegg til minimumsarmeringen etter punkt 6.3.1(2) og punkt 6.3.2(5) i EK2. I den sammenheng kontrolleres det om riss-torsjonsmomentet  $T_{cr}$  i et tverrsnitt er større eller mindre enn det dimensjonerende torsjonsmomentet. For Sandsfjordbrua er brubjelken et **kassetverrsnitt** og EK2 oppgir ikke noen enkel kontroll for om det er nødvendig å armere slike tverrsnitt for torsjon. I punkt 12.4.1b i NS3473 er det gitt krav om at tverrsnittet skal armeres for torsjon når det dimensjonerende torsjonsmomentet er større enn faktoren 0,3 multiplisert med riss-torsjonsmomentet. Dette er gjeldende for kassetverrsnitt, og er benyttet for å bestemme om det er nødvendig med torsjonsarmering ved tidligere dimensjonering av Sandsfjordbrua etter NS. Punkt 12.4.1 i NS3473 sier stort sett det samme som punkt 6.3.1(1) i EK2, at det ikke er nødvendig å dimensjonere for torsjon, men at det må legges inn minimumsarmering, der lastoverføringen ikke er avhengig av torsjonskapasiteten. At lastoverføring ikke er avhengig av torsjonskapasiteten, som det står i NS, antas i prinsipp å bety det samme som at statisk likevekt ikke er avhengig av torsjonskapasiteten, som det er skrevet i EK. Selv om regelverkene stort sett sier det samme i forhold til at det er nødvendig å dimensjonere for torsjon, er det kun NS som oppgir en enkel kontroll for kassetverrsnitt. Det betyr egentlig at der den statiske likevekten for en konstruksjon avhenger av torsjonskapasiteten i deler av konstruksjonen, slik det er for Sandsfjordbrua, skal det utføres en fullstendig dimensjonering for torsjon for både bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander i henhold til EK.

I denne oppgaven er det kun valgt å gjennomføre en trykkbruddkontroll for kombinasjon av torsjon og skjærkraft etter punkt 6.3.2(4) i EK2. Største kapasitet for en konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft er begrenset av betongtrykkstavens kapasitet, noe som er interessant å kontrollere i snittene som er kontrollert for skjærkraft tidligere i oppgaven. Sandsfjordbrua er kontrollert for kombinasjon av torsjon og skjærkraft i noen snitt på brubjelken ved tidligere dimensjonering etter NS, noe som gjør at beregningene og resultatene i denne kontrollen etter EK kan sammenlignes med tidligere kontroll etter NS i et av snittene.

### 5.7.1 Kombinasjon av torsjonsmoment og skjærkraft

Trykkbruddkontroll utføres for kombinasjon av torsjonsmoment og skjærkraft. Største kapasitet for en konstruksjonsdel utsatt for både torsjon og skjærkraft er, som nevnt tidligere, begrenset av betongtrykkstavens kapasitet. For ikke å overskride denne kapasiteten må vilkår beskrevet i punkt 6.3.2(4) i EK2 oppfylles:

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

Hvor:

$T_{Ed}$  er dimensjonerende torsjonsmoment

$T_{Rd,max}$  er ren torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd

$V_{Ed}$  er effektiv skjærkraft

$V_{Rd,max}$  er største dimensjonerende skjærkraftkapasitet i henhold til uttrykk 6.9 eller uttrykk 6.14 i EK2.

Kombinert skjær og torsjon kan altså adderes, med samme verdi for trykkstavens helning  $\theta$  Ref[4]. Ren torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd  $T_{Rd,max}$  bestemmes følgende:

$$T_{Rd,max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef} * \sin(\theta) * \cos(\theta)$$

Hvor:

$A_k$  er areal for antatt lukket hulltverrsnitt. For kassetverrsnitt er dette arealet som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelen, medregnet innvendig hulrom

$t_{ef}$  er effektiv veggtykkelse

$\theta$  er betongtrykkstavens vinkel

$v$  er en fasthetsreduksjonsfaktor

Fasthetsreduksjonsfaktoren  $v$  bestemmes etter punkt 6.2.2(6) i EK2 som følger:

$$v = 0,6 * \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Skjærkraftkapasitetene som skal benyttes er ikke den minste av uttrykk 6.8 og uttrykk 6.9 som ble benyttet ved bestemmelse av skjærkraftkapasiteten tidligere i oppgaven. Her skal den **største** dimensjonerende skjærkraftkapasiteten av uttrykk 6.9 eller uttrykk 6.14 benyttes etter punkt 6.3.2(4) i EK2. Skjærkraftkapasiteten etter uttrykk 6.14 gjelder for konstruksjonsdeler med skrå skjærarmring og er derfor ikke gjeldende. Det benyttes da verdier beregnet tidligere etter uttrykk 6.9 for skjærkraftkapasiteten. Velger å beregne torsjonskapasitet for snittene i element 2127 og element 3211, som det er beregnet effektive skjærkrefter og skjærkapasiteter for i forrige kapittel. Tabell 23 inneholder nødvendige verdier for beregningene inklusiv tverrsnittsdata for snittene.

Aktuelle beregningsverdier	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
Dimensjonerende torsjonsmoment, $T_{Ed}$	138560 kNm	9762 kNm
Effektiv skjærkraft, $V_{Ed}$	26632 kN	12372 kN
Største skjærkraftkapasitet, $V_{Rd,max}$	111931 kN	27853 kN
Koeffisienten $\alpha_{cw}$	1,009684	1,001296
Areal for antatt lukket hulltverrsnitt, $A_k$	81874000 mm <sup>2</sup>	28728000 mm <sup>2</sup>
Effektiv veggtykkelse, $t_{ef}$	500 mm	350 mm
Fasthetsreduksjonsfaktor, $v$	$0,6 * \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,468$	
Dimensjonerende betongtrykkfasthet, $f_{cd}$	$\frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 31,17 \text{ N/mm}^2$	
Betongtrykkstavens vinkel, $\theta$	35°	

Tabell 23 – Verdier for beregning av torsjonskapasitet

Beregner først ren torsjonskapasitet for trykkbrudd  $T_{Rd,max}$  i snittet i element 2127:

$$T_{Rd,max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef} * \sin(\theta) * \cos(\theta) = 566591 \text{ kNm}$$

Kontrollerer om trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig ved kombinert skjær og torsjon:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,48 \leq 1,0 \quad OK$$

Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig i snittet i element 2127. Beregner tilsvarende i snittet i element 3211. Beregner først ren torsjonskapasitet for trykkbrudd  $T_{Rd,max}$ :

$$T_{Rd,max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef} * \sin(\theta) * \cos(\theta) = 138008 \text{ kNm}$$

Trykkbruddkapasiteten ved kombinert skjær og torsjon er tilstrekkelig i snittet i element 3211:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0,52 \leq 1,0 \quad OK$$

Det er god margin for trykkbruddkapasiteten ved kombinert skjær og torsjon i begge snittene.

Torsjonskapasiteten er oppsummert og diskutert i kapittel 7.

## 6 Bruksgrensetilstand

---

Bruksgrensetilstand (SLS) er beskrevet i kapittel 7 i NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2, videre i dette kapitlet kalt for henholdsvis EK2 og i EK2-2, og omhandler her i denne oppgaven spenningsbegrensning etter punkt 7.2 og rissviddebegrensning etter punkt 7.3

### 6.1 Spenningsbegrensning

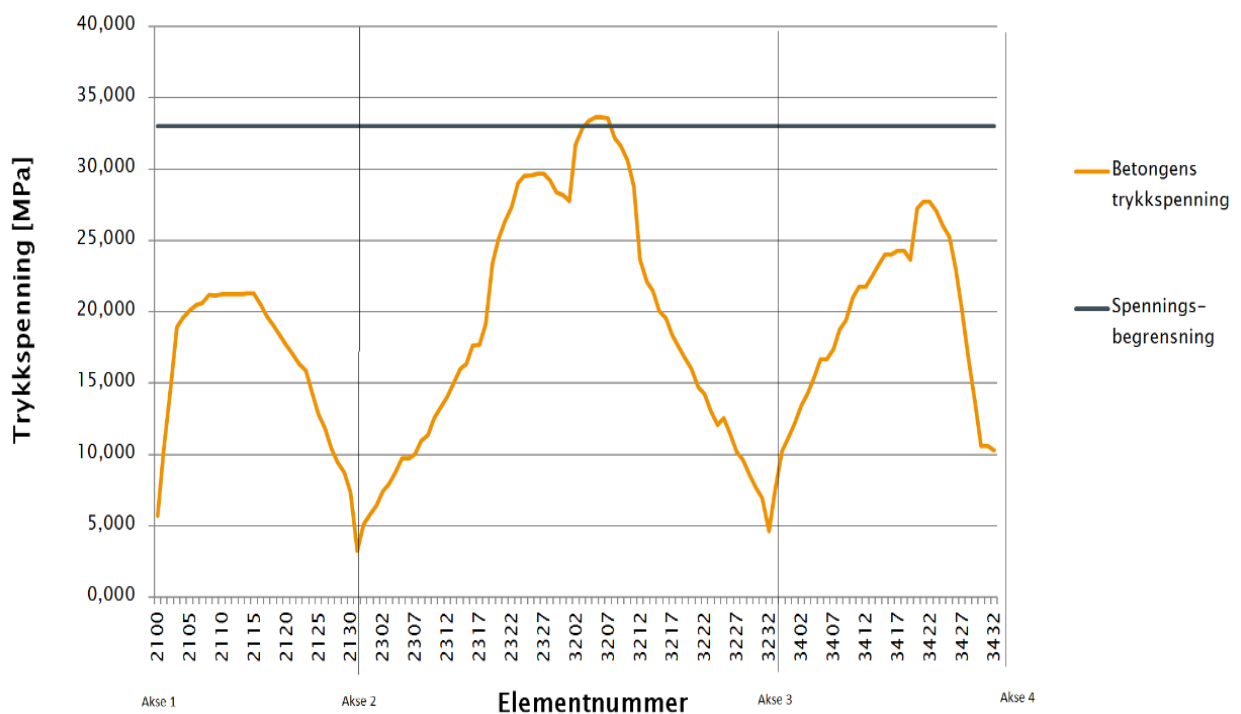
Spenningsbegrensningene omhandler begrensning av trykkspenning i betongen, samt begrensning av strekkspenning i slakkarmeringen og spennarmeringen. Slike spenninger i bruer er begrenset nettopp for å sikre at forutsetningene i analysemodeller, som for eksempel forutsetning om lineær-elastisk oppførsel, skal være gyldig, i tillegg til at forringelser som avskalling av betong eller større sprekker som fører til en reduksjon av holdbarheten unngås Ref[15].

#### 6.1.1 Betongens trykkspenning

Kontroll av trykkspenningen i betongen kontrolleres for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krepdeforformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon Ref[4]. For å unngå slike riss, som kan føre til at bestandigheten reduseres, er det satt krav til at betongens trykkspenning i SLS karakteristisk  $\sigma_{cp}$  ikke skal være større enn en faktor  $k_1$  multiplisert med betongtrykkfastheten  $f_{ck}$  i henhold til punkt 7.2(2) i EK2. For B55 betong er  $f_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$ , og faktoren  $k_1$  er satt til 0,6 i henhold til punkt NA.7.2(2) i EK2. Trykkspenningens begrensning i betongen SLS karakteristisk  $\sigma_{cp}$  er da følgende:

$$\sigma_{cp} \leq k_1 * f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$$

Dette kravet gjelder primært for overflater med eksponeringsklasse XD eller XS Ref[6]. For Sandsfjordbrua er det valgt en eksponeringsklasse XD3 for overkant dekke og kantdrager i bruoverbygningen Ref[11]. Dette betyr at spenningsbegrensningen gjelder og må derfor kontrolleres. Novaframe kan oppgi betongspenningene i elementene, og angir disse for både øvre og nedre flate av tverrsnittet. I denne oppgaven er verdiene fra øvre flate benyttet og sammenlignet med spenningsbegrensningen på  $33 \text{ N/mm}^2$ . Figur 25 er satt opp i Microsoft Excel og sammenligner spenningsbegrensningen og betongens trykkspenning i øvre flate i brubjelken mellom akse 1 og akse 4. Se vedlegg 8 for utskrift av verdiene benyttet i figuren.



Figur 25 – Spenningsbegrensning for overkant brubjelke

Som det går frem i figur 25 overskrides spenningsbegrensningen like ved midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. Denne overskridelsen er på  $0,603 \text{ N/mm}^2$ , noe som ikke er en stor overskridelse. Bør det da konkluderes med at det kan oppstå lengderiss som kan føre til at bestandigheten reduseres?

Siden bruer alltid har både økt overdekning og tverrarmering kan det argumenteres for at kravet om betongens spenningsbegrensning egentlig kan neglisjeres Ref[6]. På bakgrunn av dette vil det være fornuftig å anta at Sandsfjordbrua ikke forventes å ha dårligere bestandighet på grunn lengderiss. Likevel vises det her at det oppstår en overskridelese av spenningsbegrensningen ved midten av hovedspennet fra analysen i henhold til EK.

Det er ikke relevant å sjekke antakelse om lineær kryptøyning etter punkt 7.2(3), da krypberegningene for Sandsfjordbrua i Novaframe er gjort på en forenklet måte. For langtidslast er det utført en fast omfordeling av krefter basert på et konservativt valgt kryptall som ikke har variasjon. På grunn av tungvinte og upraktiske løsninger i Novaframe benyttet SVV programmet RM Bridge for å kontrollere resultatene av krypanalysen i Novaframe ved tidligere prosjektering, og krypanalysen i Novaframe ble funnet å være konservativ Ref[11].

### 6.1.2 Spennarmeringens midlere spenning

Punkt 7.2(5) i EK2 stiller begrensninger til strekkspenningen i armering og strekkspenningen i spennkablene for å unngå opprissing eller deformasjon. Det er valgt å sjekke spenningsbegrensningen til spennarmeringen i denne oppgaven.

Spennarmeringens midlere spenning i SLS karakteristisk skal ikke være større enn en faktor  $k_5$  multiplisert med den karakteristiske strekkfastheten til spennstålet  $f_{pk}$ . For spennstålet som benyttes i Sandsfjordbrua er den karakteristiske strekkfastheten  $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , og faktoren  $k_5$  er satt til 0,75 i henhold til punkt NA.7.2(5) i EK2. Spennarmeringens midlere spenning i SLS karakteristisk begrenses da følgende:

$$\sigma_{cp} \leq k_5 * f_{pk} = 1395 \text{ N/mm}^2$$



Velger å kontrollere tverrsnitt over akse 2 og akse 3 i snitt i henholdsvis element 2298 og element 3232. Det er lagt inn 10 kabler av type 1206, 54 kabler av type 1306 og 44 kabler av type 1406 over akse 2 og akse 3. De totalt 108 kablene gir et samlet spennarmeringsareal  $A_p$  i hver av de to snittene som følger:

$$A_p = 10 * 1680 \text{ mm}^2 + 54 * 1820 \text{ mm}^2 + 44 * 1960 \text{ mm}^2 = 201320 \text{ mm}^2$$

Maksimal trykkraft oppnås i snittet i element 2298 på 234299200 N. Dette er en verdi som er funnet i analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK i Novaframe. Den midlere spenningen i spennarmeringen  $\sigma_{cp}$  blir i dette tilfellet:

$$\sigma_{cp} = \frac{234299200 \text{ N}}{A_p} = 1164 \text{ N/mm}^2$$

Da kan spennarmeringens midlere spenning kontrolleres mot kravet i EK2 for å sjekke om kravet overskrides:

$$\sigma_{cp} = 1164 \text{ N/mm}^2 < k_5 * f_{pk} = 1395 \text{ N/mm}^2 \quad OK$$

Spennarmeringens midlere spenning ligger under grenseverdien, noe som vil si at kravet er tilfredsstillt i snittene i element 2298 og element 3232. Spenningen i slakkarmeringen i disse elementene er dermed unødvendig å kontrollere da spennarmeringen ikke er fullstendig utnyttet.

Spenningsbegrensningene som er undersøkt i dette delkapittelet er oppsummert og diskutert i kapittel 7.

## 6.2 Rissviddebegrensning

I praksis utføres fullstendig kontroll av trykkavlastning og rissvidder med beregningsprogrammer Ref[6]. I denne oppgaven er det valgt kun å utføre kontroll av et snitt i element 2298 over akse 2 og i et snitt i element 3232 over akse 3. Tabell 24, et utklipp av tabell NA.7.1N i EK2, angir rissviddekrav til de forskjellige eksponeringsklassene.

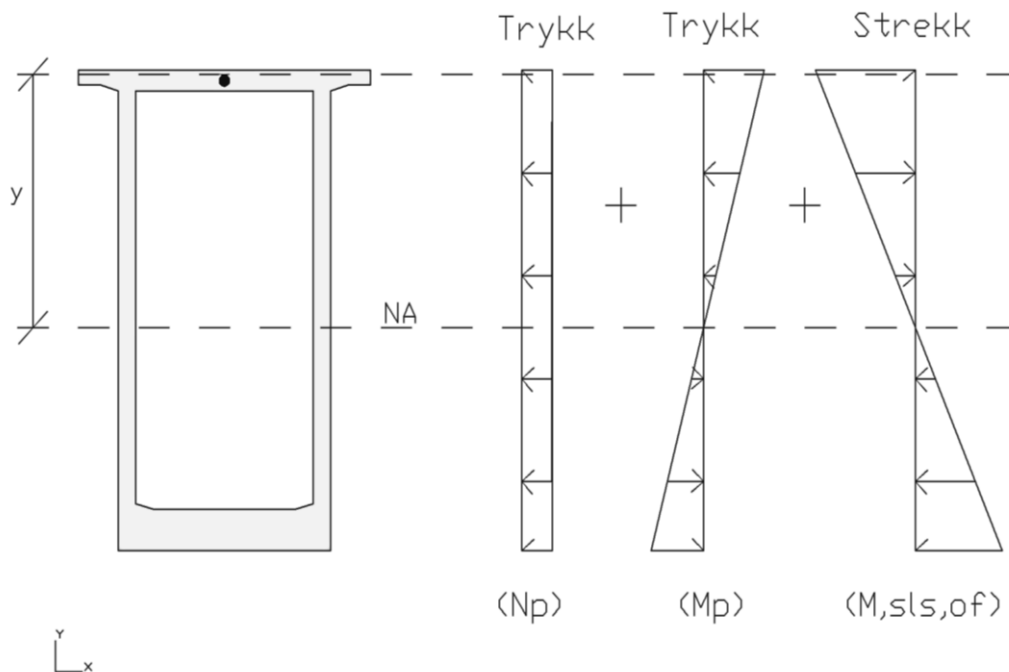
Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke <sup>3)</sup>	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 <sup>1)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

Tabell 24 – Grenseverdier for rissviddebegrensning

For overkant dekke og kantdrager i bruoverbygningen er det valgt eksponeringsklasse XD3. Sandsfjordbrua går under kategorien forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke i tabell 24. Dette gir for eksponeringsklasse XD3 lastkombinasjonen SLS ofte forekommende og en grenseverdi på trykkavlastning. Det betyr at dersom området hvor spennkablene er plassert i snittet har trykk i betongen, vil rissviddekravet være tilfredsstillt. Det er altså ikke tillat med strekkspenninger i betongen i høyde med spennarmeringen i snittene i element 2298 og element 3232 etter EK. Dette er et krav i EK som Sandsfjordbrua ikke har blitt kontrollert for tidligere etter NS. Kravet om trykkavlastning i EK kan tenkes å være begrensende for FFB-bruer, da spennarmeringen må gi nok trykkspenning til betongen slik at betongen står i trykk, ikke strekk. Trykkavlastningskravet er dermed interessant å undersøke for disse snittene i brubjelken på Sandsfjordbrua.

## 6.2.1 Kontroll av trykkavlastning

I praksis består spenningen tverrsnittet i høyde med spennarmeringen av tre forskjellige bidrag. Det vil være bidrag til spenningen fra aksialkraften til spennarmeringen i snittet, momentet fra spennkraften i spennarmeringen og bøyemomentet ved kombinasjon SLS ofte forekommende. Ved å legge disse bidragene sammen, kan det kontrolleres om det er strekk- eller trykkspenning i betongen i tverrsnittet i høyde med spennarmeringen. Figur 26 illustrerer prinsipielt bidragene til tverrsnittets betongspenning:



Figur 26 – Tverrsnitt i element 2298 og element 3232

For å kontrollere om det er trykk- eller strekkspenninger i betongen i høyde med spennarmeringen må aktuelle tverrsnittsdata være kjent. De to tverrsnittene som kontrolleres i element 2298 og i element 3232 har identiske tverrsnittsmål og spennarmeringsmengde, og har påfølgende identiske treghetsmoment. Dette gjør beregningene enklere.

Fra figur 26 kan beregning av spenningen i høyde ved spennarmeringen i tverrsnittet bestemmes følgende:

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p * y}{I_x} + \frac{M_{SLS,OF} * y}{I_x}$$

Hvor:

$N_p$  er samlet spennkraft i spennkablene inkludert spennkrafttap

$A_c$  er betongens tverrsnittsareal

$M_p$  er momentvirkningen av spennarmeringen

$M_{SLS,OF}$  er bøyemomentet i tverrsnittet ved kombinasjon SLS ofte forekommende

$y$  er avstanden fra tyngdepunktsaksen og opp til spennarmeringen

$I_x$  er tverrsnittets treghetsmoment

Bøyemomentet i tverrsnittet ved kombinasjon SLS ofte forekommende hentes ut ifra analysen i Novaframe. Spennkraften  $N_p$ , som også inngår i beregning av momentkraften fra spennarmeringen  $M_p = N_p * y$ , er ikke nødvendigvis like enkel å bestemme fordi den avhenger av spennkrafttapene i spennarmeringen. Den samlede maksimale spennkraften i tverrsnittet kan bestemmes ved å addere spennkraften til alle spennkablene. Største tillatte oppspenningskraft for spennkabler angis i punkt 5.10.2.1 i EK2 og er den minste av:

$$A_p * 0,80 * f_{pk} = A_p * 1488 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p * 0,90 * f_{p0,1k} = A_p * 1476 \text{ N/mm}^2$$

Hvor:

$A_p * 1476 \text{ N/mm}^2$  er den minste og dermed den gjeldende

I tillegg til denne reduksjonen av 0,1 % strekkgrensen kommer det umiddelbare tap av kraft i kablene som skyldes betongens elastiske deformasjon  $\Delta P_{el}$ , friksjon  $\Delta P_{\mu}(x)$  og låsetap i forankringen  $\Delta P_{st}$ . Bruksgrensetilstanden omhandler brua over levetiden, noe som tilsier at tidsavhengige spennkrafttap  $\Delta P_{c+s+r}$  fra kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennarmeringen må også tas hensyn til. Samtlige av de overnevnte tapene av spennkraft kan beregnes i henhold til EK2.

I tillegg er det et krav om at den initielle forspenningskraften, altså spennkraft etter umiddelbare tap, kan begrenses etter punkt 5.10.3(2) i EK2 til ikke å overskride den minste verdien av:

$$A_p * 0,75 * f_{pk} = A_p * 1395 \text{ N/mm}^2$$

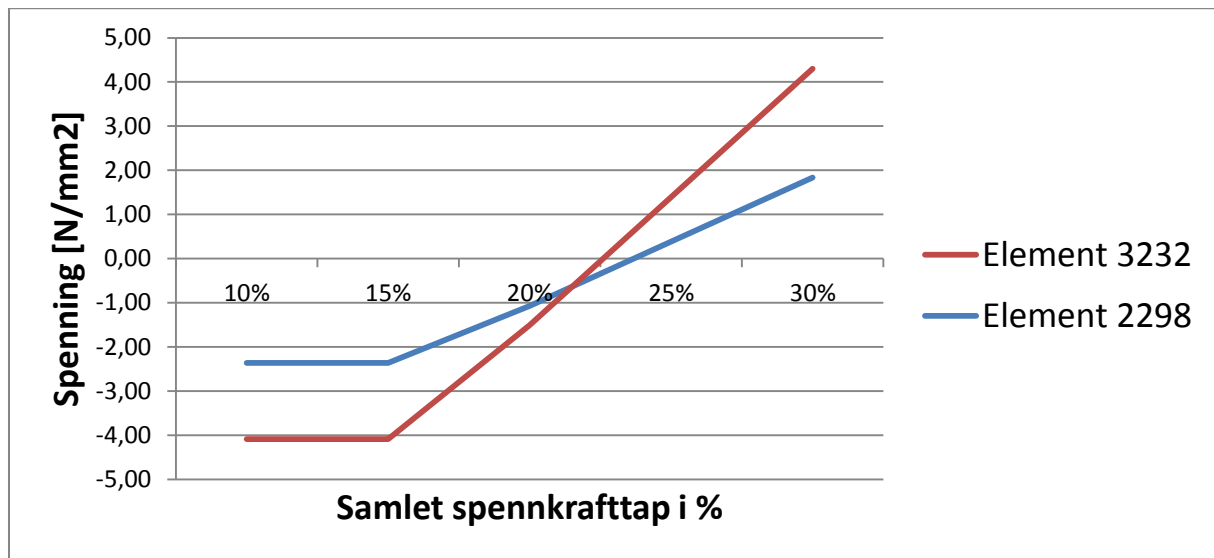
$$A_p * 0,85 * f_{p0,1k} = A_p * 1394 \text{ N/mm}^2$$

Hvor:

$A_p * 1394 \text{ N/mm}^2$  er den minste og dermed den gjeldende

For å sjekke hva spennkrafttappet har å si i forhold til trykkavlastningen er det gjennomført en parameterstudie hvor spenningen i høyde ved spennarmeringen i tverrsnittene i element 2298 og element 3232 er beregnet for forskjellige totale tapsprosent på 10 %, 15 %, 20 %, 25 % og 30 % spennkrafttap. I disse tapsprosentene ligger det 10 % fast antatt tap fra de tidsavhengige spennkrafttapene fra kryp, svinn og relaksasjon, og 0 % til 20 % antatt tap som følge av umiddelbare tap fra betongens elastiske deformasjon, friksjon og låsetap i forankringen. Totale spennkrafttap på 30 % er antatt å være mer enn det som realistisk kan forventes, og er dermed konservativt. Dette betyr i praksis at dersom det ikke oppstår strekkspenning i høyde med spennarmeringen ved totalt 30 % spennkrafttap, kan det antas at det ikke oppstår riss i betongen i dette området som vil påvirke bestandigheten. Beregningene er utført i programmet Microsoft Excel, og finnes i vedlegg 9.

Figur 27 representerer resultatet av beregningene, og illustrerer forholdet mellom spennkrafttap i prosent og spenningen i betongen i høyde med spennarmeringen, hvor negative spenningsverdier er trykk og positive spenningsverdier er strekk.



Figur 27 – Betongspenning ved ulike spennkrafttap, gitt 0,60" spenntau

Fra figur 27 går det frem at maksimalt tillatt spennkrafttap for fremdeles å ha trykk i betongen i høyde med spennarmeringen i snittet i element 2298 er på ca 23,5 % og i snittet i element 3232 er på ca 22,5 %. Forskjellen ligger i at snittet i element 3232 har noe større bøyemoment i kombinasjon SLS ofte forekommende enn snittet i element 2298. Den karakteristiske knekken i kurvene som begrenser spenningen ved lave spennkrafttap skyldes at det er lagt inn en begrensning av størrelsen på spennkraften etter umiddelbare tap i henhold til punkt 5.10.3(2) i EK2 som forklart tidligere. Med tanke på at 30 % spennkrafttap er konservativt, vil det være fornuftig å anta at det reelle spennkrafttaperet er noe mindre. Likevel vil det være vanskelig å konkludere noe med sikkerhet uten å vite hva de faktiske tapene i spennkraften er. Den eneste konklusjonen som kan trekkes fra figur 27 er at det er betydelig stor sannsynlighet for at betongen kan stå i strekk i begge elementene i høyde med spennarmeringen. For å kunne avklare dette må de forskjellige spennkrafttapene beregnes, og videre kontrolleres mot de største tillatte spennkrafttapene som fremdeles vil gi trykk i betongen i høyde med spennarmeringen.

## 6.3 Spennkrafttap

For å bestemme størrelsen på spennkrafttapene er de forskjellige tapene og deres innvirkning på snittene som undersøkes i element 2298 og element 3232 undersøkt. Det er gjennomført beregninger for å finne ut hva som er realistisk forventet størrelse på de aktuelle spennkrafttapene. Beregning av spennkrafttap er en komplisert affære hvor det i denne oppgaven har vært nødvendig å gjøre en del forenklinger og antakelser for å kunne utføre beregningene. Dette vil gi en viss usikkerhet i resultatene. Valgene som er tatt, og verdiene som er benyttet i beregningene er begrunnet, slik at det likevel skal kunne være mulig å kontrollere trykkavlastningskravet er tilfredsstillt eller ikke i snittene som er undersøkt.

### 6.3.1 Låsetap

For tverrsnitt over søylene i akse 2 og akse 3, som det er sett på her i dette kapittelet, kan låsetapet i praksis neglisjeres. Låsetap utgjør kun lokale tap i område i nærheten av forankringen, og vil derfor ikke ha noe innvirkning på spennkraften i midten av kablene. I Sandsfjordbrua har hvert element i gjennomsnitt forankring til 4 spennkabler, noe som gjør at det vil oppstå låsetap fra de 4 spennkablene lokalt i seksjonen som virker avtagende i en avstand ut over lengden på kabelen. Kablene i Sandsfjordbrua blir spennet opp fra hver side, noe som medfører at det vil være låsetap fra begge ender av kablene. Over akse 2 og akse 3 er det 108 kabler, men ingen kabler blir spennet opp her, da dette er senter for alle kablene i overgurten. På grunn av god avstand til nærmest forankringer kan det antas at det ikke er noe låsetap i snittene i element 2298 og element 3232.

### 6.3.2 Tap på grunn av friksjon

Friksjonstapet vil ofte være en dominerende faktor ved beregning av totalt spennkrafttap, og utgjør en betydelig større andel av de umiddelbare spennkrafttapene. I tillegg er friksjonstapet størst på midten av kablene. Friksjonstapet er altså da maksimalt i snittene i element 2298 og element 3232 over akse 2 og akse 3. Friksjonstapet avhenger av tilsiktet og utilsiktet vinkelendring over kabellengden, noe som da vil være forskjellig fra kabel til kabel i forhold de forskjellige lengdene og plasseringen på spennkablene i brua.

For å beregne korrekt samlet friksjonstap i et snitt må dermed friksjonstapet for hver enkelt kabel beregnes hver for seg og til slutt summeres sammen. En forenklet tilnærming kan være å beregne tapet i en gjennomsnittskabel og anta at dette tapet vil være representativt for det samlede tapet i alle spennkablene i tverrsnittet. Spennkrafttapet på grunn av friksjon beregnes etter punkt 5.10.5.2(1) i EK2 etter følgende formel:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} * (1 - e^{-\mu * (\theta + k * x)})$$

Hvor:

$\mu$  er en friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelkanalen

$\theta$  er summen av vinkelendringene for gjennomsnittskabelen

$k$  er utilsiktet vinkelendring for gjennomsnittskabelen (per lengdeenhet)

$x$  lengden på gjennomsnittskabelen

$P_{max}$  er maksimal spennkraft i gjennomsnittskabelen beregnet følgende:

$$P_{max} = \frac{297148320 \text{ N}}{108 \text{ kabler}} = 2751373 \text{ N/kabel}$$

Spennkablene i overgurten i Sandsfjordbrua over akse 2 og akse 3 blir spennt opp slik at senter av spennkablene er over aksene/søylene. De lengste spennkablene blir spennt opp i en avstand på 143 m i fra søylene, på begge sider av søylene, mens de korteste spennkablene starter i en avstand på 14 m fra søylene, på begge sider av søylene. De lengste spennkablene har derfor en lengde på 286 m, mens de korteste spennkablene har en lengde på 28 m. Det er antatt her at det er fullt 143 m også fra akse 2 mot akse 1. Avstanden fra søylen til forankringen for gjennomsnittskabelen er dermed midt i mellom forankring til de korteste spennkablene og forankringen til de lengste spennkablene. Det er antatt at det spennes opp likt antall spennkabler i hvert element ut over brubjelken. Lengden på gjennomsnittskabelen  $x$  fra søylen til forankringen er da:

$$x = \frac{143 \text{ m} + 14 \text{ m}}{2} = 78,5 \text{ m}$$



Ved å legge sammen de tilsiktede vinkelendringene horisontalt og vertikalt for alle spennkablene, kan den gjennomsnittlige tilsiktede vinkelendringen for gjennomsnittskabelen bestemmes. I Novaframe er kun den tilsiktede vinkelendringen som kommer av brubjelkens egen kurvatur lagt inn, da spennkablene er modellert samlet i senter bru. Ulik radius og kurvaturendring ved forankring er altså ikke modellert i Novaframe. Det har derfor vært nødvendig å studere diverse tegninger som viser kurvaturendringer ved forankring, og forsøkt å bestemme en gjennomsnittlig tilsikted vinkelendring. På bakgrunn av disse undersøkelsene er det valgt å benytte en verdi for den tilsiktede vinkelendringen  $\theta = 0,35 \text{ rad}$ . Det poengteres at denne tilsiktede vinkelendringen ikke er helt nøyaktig beregnet, noe som vil minske sannsynlighet for at det beregnede friksjonstapet er helt korrekt. Det antas likevel at det beregnede friksjonstap sannsynligvis vil være i nærheten av en reell verdi.

Med en friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelkanalen  $\mu = 0,18 \text{ rad}^{-1}$ , og en utilsiktet vinkelendring for innvendig spennkabler (per lengdeenhet)  $k = 0,005 \text{ rad/m}$  (hentet fra den europeiske tekniske godkjenningen for spennsystemet), kan spennkrafttapet på grunn av friksjon for gjennomsnittskabelen beregnes følgende:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} * (1 - e^{-\mu * (\theta + k * x)}) = 344207 \text{ N/kabel}$$

Ved å multiplisere med antall kabler i hvert av snittene kan samlet spennkrafttap for alle spennkablene i de to snittene på grunn av friksjon bestemmes:

$$\Delta P_{\mu} = 344207 \text{ N/kabel} * 108 \text{ kabler} = 37174372 \text{ N}$$

Det bør nevnes at små endringer i verdiene av  $\theta$ ,  $\mu$  og  $k$  vil gi merkbare utslag for friksjonstapet. I tillegg er det usikkerhet knyttet til den valgte tilsiktede vinkelendringen  $\theta = 0,35 \text{ rad}$ , noe som vil gi usikkerhet rundt verdien på det beregnede friksjonstapet.

### 6.3.3 Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

Elastisk deformasjon av betongen vil gi et spennkrafttap som i henhold til punkt 5.10.5.1 i EK2 skal tas i betraktning. Når kabler spennes opp stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkraften, og tidligere oppspente kabler vil dermed få et spennkrafttap. Det betyr at den kabelen som spennes opp først får størst tap, mens den kabelen som spennes opp sist får null tap Ref[6]. Utleddningene som presenteres i dette delkapittelet, er hentet fra kompendiet *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Dette kompendiet er skrevet av Håvard Johansen i 2014, og representerer teorigrunlaget for beregningene.

Midlere tap i hver spennkabel beregnes i henhold til punkt 5.10.5.1(2) i EK2 etter følgende formel:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \sum \left[ \frac{j * \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Hvor:

$A_p$  er spennarmeringskablenes tverrsnittsareal

$E_p$  er spennarmeringens dimensjonerende E-modul

$E_{cm}$  er betongens sekantmodul

$j$  er en faktor som tar hensyn til antall identiske spennkabler i kabelgruppen

$\Delta \sigma_c(t)$  er endring i betongspenning ved tyngdepunktet for spennkabelen

I praksis betraktes hele kabelgruppen samlet, og da kan  $j$  settes til  $\frac{1}{2}$ . Endring i betongspenning og betongens sekantmodul er gitt som en funksjon av tiden, og tiden settes i det følgende til tidspunktet ved ferdig oppspenning.  $\Delta \sigma_c$  settes til  $\sigma_c$  som er betongspenningen etter oppspenning Ref[6].  $A_p$  og  $\sigma_c$  forutsettes å gjelde for kabelgruppen, og uttrykket kan dermed i følge Johansen forenkles til:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \frac{\sigma_c}{2 * E_{cm}}$$

Krefter i kabelgruppen ved oppspenning blir da:

$$P'_0 = P_0 - \Delta P_{el}$$

Hvor:

$P'_0$  er kraft i kabelgruppen etter tap

$P_0$  er oppspenningskraft

$\Delta P_{el}$  er spennkrafttap for kabelgruppen

Betongspenningen ved tyngdepunktet for kabelgruppen kan dermed uttrykkes følgende:

$$\sigma_c = \frac{P'_0}{A_c} + \frac{P'_0 * e}{I_c} * e$$

Hvor:

$A_c$  er betongtverrsnittets areal

$I_c$  er betongtverrsnittets arealtrehetsmoment

$e$  er kabelgruppens midlere eksentrisitet i forhold til tverrsnittets tyngdepunkt

Dette er et uttrykk for midlere elastisk deformasjon over hele kabelgruppens lengde. For kabelgruppens eksentrisitet  $e$  velges derfor en midlere verdi for alle kablene over hele kabelgruppens lengde Ref[6]. Eksentrisiteten  $e$  antas derfor å kunne beregnes som gjennomsnittet av eksentrisiteten i det største og minste tverrsnittet over kabelgruppens lengde. Eksentrisitetene hentes fra analysen av Sandsfjordbrua i Novaframe og er henholdsvis  $e_{størst} = 7252 \text{ mm}$  og  $e_{minst} = 1264 \text{ mm}$ . Midlere verdi for eksentrisiteten  $e$  blir da:

$$e = \frac{e_{størst} + e_{minst}}{2} = 4258 \text{ mm}$$

Betong-tøyningen ved tyngdepunktet for kabelgruppen etter oppspenning  $\varepsilon_c$  kan settes lik midlere tøyningdifferanse for kabelgruppen etter oppspenning  $\varepsilon_p$ :

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = \varepsilon_p$$

Midlere spenning i kabelgruppen etter oppspenning kan da uttrykkes følgende:

$$\sigma_p = \varepsilon_p * E_p = \frac{E_p}{E_{cm}} * \sigma_c$$

Spennkrafttapet for kabelgruppen blir:

$$\Delta P_{el} = \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * \sigma_c * A_p = \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * A_p * \frac{P'_0}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 * A_c}{I_c} \right)$$

Uttrykket for krefter i kabelgruppen ved oppspenning blir:

$$P'_0 = P_0 - \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * A_p * \frac{P'_0}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 * A_c}{I_c} \right)$$

Dette ordnes og gir følgende spennkraft etter tap for elastisk deformasjon i betongen:

$$P'_0 = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left( 1 + \frac{e^2 * A_c}{I_c} \right)}$$

Tabell 25 oppsummerer aktuelle verdier som trengs for å utføre beregning av spennkraften etter tap. Tverrsnittsverdiene er hentet fra analysen i Novaframe, spennstålegenskapene er hentet fra spennstålleverandørens spesifikasjoner. Øvrige verdier er hentet fra EK2.

Aktuelle beregningsverdier	Størrelse på verdi
Samlet oppspenningskraft, $P_0$	297148320 N
Spennarmeringens E-modul, $E_p$	196 000 N/mm <sup>2</sup>
Betongens sekantmodul, $E_{cm}$	38 000 N/mm <sup>2</sup>
Spennarmeringens tverrsnittsareal, $A_p$	201320 mm <sup>2</sup>
Betongtverrsnittets areal, $A_c$	27360000 mm <sup>2</sup>
Kabelgruppens midlere eksentrisitet i forhold til tverrsnittets tyngdepunkt, $e$	4258 mm
Betongtverrsnittets arealregghetsmoment, $I_c$	7,56 * 10 <sup>14</sup> mm <sup>4</sup>

Tabell 25– Beregningsverdier for spennkrafttap fra umiddelbar deformasjon av betongen

Spennkraften etter tap på grunn av elastisk deformasjon av betongen bestemmes da følgende:

$$P^{\circ}_0 = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2 * A_c}{I_c}\right)} = 281663875 \text{ N}$$

Det betyr at det totale spennkrafttøpet på grunn av elastisk deformasjon av betongen  $\Delta P_{el}$  er:

$$\Delta P_{el} = P_0 - P^{\circ}_0 = 15484445 \text{ N}$$

### 6.3.4 Tidsavhengige tap

Spennkrafttapet på grunn av langtidseffekter som kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon i spennstålet må tas i betraktning. Oppspente konstruksjoner står under betydelig aksialtrykk, og betongens kryp vil gi en negativ tøyning (stukning) over tid. Det samme (uavhengig av lastnivå) gjelder også betongens svinn. I tillegg er stålmaterialets mekaniske egenskaper slik at spenningsnivået over tid avtar i en strekkbelastet kabel. Denne formen for kryp i stålet kalles relaksasjon Ref[6]. Relaksasjonstapet er sensitivt til variasjoner i spenningsnivåene og kan derfor reduseres på grunn av andre tidsavhengige tap som inntreffer i konstruksjonen på den samme tiden. I tillegg vil relaksasjonen i stålet også være avhengig av reduksjonen av ståltøyningen på grunn av kryp og svinn i betongen Ref[15]. Dette blir i praksis tatt hensyn til ved å benytte en reduksjonsfaktor på 0,8 for det beregnede relaksasjonstapet. Det må nevnes at for å kunne beregne spennkrafttapene for kryp, svinn og relaksasjon nøyaktig, kreves det bruk av dataprogram. Tapene produsert i et tidsintervall påvirker spenningstilstanden og dermed også kryp- og relaksasjonstapene over neste tidsintervall. EK2 presenterer derfor en forenklet metode for å beregne de tidsavhengige spennkrafttapene Ref[15]. Det antas at det er mulig å bruke det konservativt valgte kryptallet  $\varphi = 1,6$  som er benyttet i krypmodelleringen i analysen i Novaframe ved beregning etter denne forenklete metoden. Spennkrafttapet fra kryp, svinn og relaksasjon kan forenklet beregnes etter punkt 5.10.6 i EK2 som følger:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Hvor:

$\varepsilon_{cs}$  er beregnet svinntøyning etter punkt 3.1.4(6) i EK2

$\Delta\sigma_{pr}$  er spenningsendringen på grunn av relaksasjon

$\varphi(t, t_0)$  er kryptall

$t_0$  er pålastningstidspunkt

$t$  er betraktningstidspunkt

$\sigma_{c,QP}$  er betongspenning ved spennarmering i SLS tilnærmet permanent

$z_{cp}$  er avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen

Betongspenning i høyde med spennarmeringen i kombinasjon SLS tilnærmet permanent er beregnet tilsvarende som ved kontroll av trykkavlastning, men med momentkraft fra kombinasjon SLS tilnærmet permanent i stedet for kombinasjon SLS ofte forekommende.

Relaksasjon i lav-relaksasjonsstål, som benyttes i Norge, er normalt satt til  $\rho_{1000} = 2,5 \%$  dersom spennstålleverandøren ikke oppgir annen verdi. Spenningsendringen på grunn av relaksasjon  $\Delta\sigma_{pr}$  kan da beregnes etter punkt 3.3.2(7) i EK2 følgende:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1 * \mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 * (1 - \mu)} * 10^{-5} * \sigma_{pi} = 67,60 \text{ N/mm}^2$$

Hvor:

$t$  er tid etter oppspenning (500000 timer tilsvarende 57 år etter punkt 3.3.2(8) i EK2)

$$\sigma_{pi} = 0,85 * f_{p0,1k} = 1394 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{0,85 * f_{p0,1k}}{f_{pk}} = 0,749$$

Kryptall er hentet fra beregninger ved tidligere prosjektering av Sandsfjordbrua av SVV, hvor det er benyttet en forenklet metode som baserer seg på et midlere kryptall på ca  $\varphi = 1,6$ .

Dette kryptallet antas å kunne brukes i beregningene, og i tillegg antas dette kryptallet å være konservativt i denne sammenheng.

Svinntøyningene er beregnet tilsvarende som i vedlegg 3.

Tabell 26 på neste side oppsummerer aktuelle verdier for beregning av spennkrafttapet på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. Verdiene er hentet fra analysen i Novaframe, spennstålleverandørens spesifikasjoner og EK2.

Aktuelle beregningsverdier	Snitt i element 2298	Snitt i element 3232
Beregnet svinntøyning, $\varepsilon_{cs}$	0,000138515	0,000134186
Kryptall, $\varphi(t, t_0)$	1,6	1,6
Betongspenning i høyde med spennarmeringen i SLS tilnærmet permanent, $\sigma_{c,QP}$	7,87 N/mm <sup>2</sup> (Trykk)	7,15 N/mm <sup>2</sup> (Trykk)
Spenningsendring på grunn av 2,5 % relaksasjon, $\Delta\sigma_{pr}$	67,60 N/mm <sup>2</sup>	
Spennarmeringens E-modul, $E_p$	196 000 N/mm <sup>2</sup>	
Betongens sekantmodul, $E_{cm}$	38 000 N/mm <sup>2</sup>	
Spennarmeringens tverrsnittsareal, $A_p$	201320 mm <sup>2</sup>	
Betongtverrsnittets areal, $A_c$	27360000 mm <sup>2</sup>	
Avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen, $z_{cp}$	7240 mm <sup>2</sup>	
Betongtverrsnittets arealtreghetsmoment, $I_c$	7,56 * 10 <sup>14</sup> mm <sup>4</sup>	

Tabell 26 – Verdier for beregning av tidsavhengige spennkrafttap

Tidsavhengige spennkrafttap i snittet i element 2298 blir følgende:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]} = 23529802 \text{ N}$$

Tidsavhengige spennkrafttap i snittet i element 3232 blir følgende:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]} = 22436770 \text{ N}$$



### 6.3.5 Samlet spennkrafttap

For å beregne samlet prosentvis spennkrafttap for de to snittene som er undersøkt velges det å dividere summen av verdiene for spennkrafttap på grunn av friksjon, umiddelbar deformasjon av betongen, og kryp svinn og relaksasjon på den maksimale spennkraften i tverrsnittene uten tap som er på 297148320 N. Spennkrafttapene er oppsummert i tabell 27 både for snittet i element 2298 og snittet i element 3232.

Aktuelt spennkrafttap	Verdi av spennkrafttap (i Newton)	
	Snitt i element 2298	Snitt i element 3232
Friksjonstap	37174372 N	
Umiddelbar deformasjon av betongen	15484445 N	
Kryp, svinn og relaksasjon	23529802 N	22436770 N

Tabell 27 – Oppsummering av spennkrafttapene

Samlet spennkrafttap  $\Delta P_{tap}$  for snitt i element 2298 blir da:

$$\Delta P_{tap} = 37174372 \text{ N} + 15484445 \text{ N} + 23529802 \text{ N} = 76188619 \text{ N}$$

Prosentvis spennkrafttap for snitt i element 2298 blir følgende:

$$\frac{76188619 \text{ N}}{297148320 \text{ N}} * 100 \% = 25,64 \%$$

Samlet spennkrafttap  $\Delta P_{tap}$  for snitt i element 3232 blir da:

$$\Delta P_{tap} = 37174372 N + 15484445 N + 22436770 N = 75095587 N$$

Prosentvis spennkrafttap for snitt i element 3232 blir følgende:

$$\frac{75095587 N}{297148320 N} * 100 \% = 25,27 \%$$

Spennkrafttapene i snittene i element 2298 og element 3232 er på henholdsvis 25,64 % og 25,27 %. Disse tapene i spennkraft er større enn de tapene som gir trykkavlastning i høyde med spennarmeringen i tverrsnittene som vist tidligere i parameterstudien av det samlede spennkrafttapets innvirkning på trykkavlastning. Det vil si at dersom beregningene ovenfor er korrekte vil betongen i høyde med spennarmeringen i tverrsnittene stå i strekk, og rissviddebegrensningen i tabell NA.7.1N i EK2 overskrides.

Det neste naturlige steget vil være å øke spennarmeringsmengde i tverrsnittene, dersom det er plass til det i overgurten i tverrsnittet. Dette vil ikke bare påvirke den totale spennkraften fra spennkablene og dermed øke den akseptable grensen for spennkrafttap for fremdeles å tilfredsstillere kravet om trykkavlastning. Økning i spennarmeringsmengde vil også påvirke beregningene av det totale spennkrafttapet.

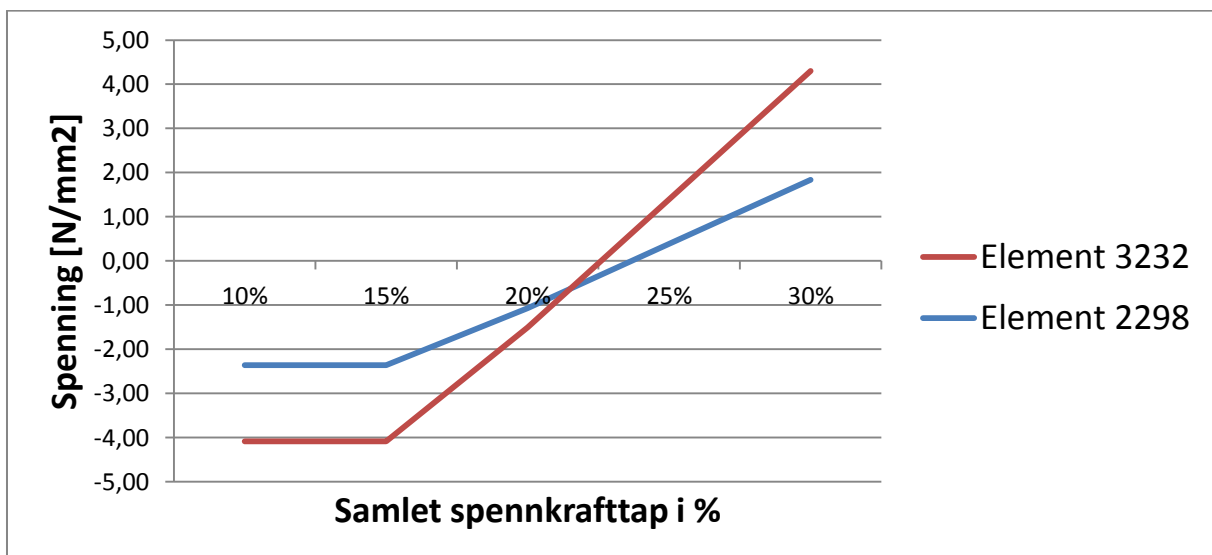
En interessant løsning for å øke spennkraften, som kan være mulig dersom det ikke er plass til flere spennkabler, er å øke selve dimensjonen på spenntauets tverrsnittsareal. Da må det antas at det er plass til spennkabler med større dimensjon i utsparingene. Videre er det undersøkt om denne løsning kan tilfredsstillere kravet om trykkavlastning i snittene i element 2298 og element 3232.

## 6.4 Trykkavlastning ved økning av spenntauets tverrsnittsareal

Som nevnt tidligere under beregning av momentkapasitet i bruddgrensetilstand har de prosjekterende i prosjektet Sandsfjordbrua ved SVV opplyst om at entreprenøren som bygger Sandsfjordbrua har valgt å bruke 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau. Det betyr at reelt sett i Sandsfjordbrua er tverrsnittsarealet per spenntau  $150 \text{ mm}^2$  i stedet for  $140 \text{ mm}^2$ . For å finne ut hva dette betyr for trykkavlastningskravet og spennkrafttapet er det videre her utført beregninger ved bruk av 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau.

### 6.4.1 Krav om trykkavlastning

For å sjekke hva spennkrafttapet nå har å si i forhold til trykkavlastningskravet er spenningen i høyde ved spennarmeringen i tverrsnittet blitt beregnet på ny i programmet Microsoft Excel for forskjellige totale tapsprosent fra 10 % tap til 30 % tap ved bruk av 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau. De nye beregningene finnes i vedlegg 10. Figur 28 illustrerer forholdet mellom spennkrafttap i % og spenningen i betongen i høyde med spennarmeringen, hvor negative spenningsverdier er trykk og positive spenningsverdier er strekk.



Figur 28 – Betongspenning ved ulike spennkrafttap, gitt 0,62" spenntau

Fra figur 28 på forrige side går det frem at maksimalt tillatt spennkrafttap for fremdeles å ha trykk i betongen i høyde med spennarmeringen i snittet i element 2298 er på ca 30 % og i snittet i element 3232 er på ca 28,5 %. Det tillates nå mye mer spennkrafttap før det oppstår strekkspenninger i betongen i høyde med spennarmeringen på grunn av økning i spennarmeringens tverrsnittsareal. Det kan tenkes at det er fornuftig å anta på bakgrunn av disse grenseverdier at kravet om trykkavlastning nå er godkjent. Velger likevel å beregne spennkrafttapet manuelt på ny for å sjekke størrelsen på eventuelle endringer i prosentvis tap på bakgrunn av økningen i spennarmeringens tverrsnittsareal.

#### 6.4.2 Reelt spennkrafttap

Tverrsnittsarealet for de forskjellige spennkablene av type 1206, -1306 og -1406 er henholdsvis på  $1800 \text{ mm}^2$ ,  $1950 \text{ mm}^2$  og  $2100 \text{ mm}^2$ . Samlet spennarmeringsareal i snittene i element 2298 og element 3232 som har 108 kabler hver blir følgende:

$$A_p = 10 * 1800 \text{ mm}^2 + 54 * 1950 \text{ mm}^2 + 44 * 2100 \text{ mm}^2 = 215700 \text{ mm}^2$$

Spennkraften i spennkablene uten tap settes til:

$$P_0 = A_p * 0,90 * f_{p0,1k} = 318373200 \text{ N}$$

Spennkraften per gjennomsnittskabel blir da:

$$P_{max} = \frac{318373200 \text{ N}}{108 \text{ kabler}} = 2947900 \text{ N/kabel}$$

Spennkrafttapet på grunn av friksjon per gjennomsnittskabel med samme verdier som tidligere for  $\mu$ ,  $\theta$ ,  $k$  og  $x$  blir:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} * (1 - e^{-\mu * (\theta + k * x)}) = 368793 \text{ N/kabel}$$

Dette utgjør et samlet spennkrafttap på grunn av friksjon som følger:

$$\Delta P_{\mu} = 368793 \text{ N/kabel} * 108 \text{ kabler} = 39829689 \text{ N}$$

Spennkraften etter tap på grunn av elastisk deformasjon av betongen, med ny verdi for spennkraften i spennkablene  $P_0$  og samlet tverrsnittsareal  $A_p$ , bestemmes følgende:

$$P'_0 = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2 * E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2 * A_c}{I_c}\right)} = 300663607 \text{ N}$$

Det betyr at spennkrafttapet på grunn av elastisk deformasjon av betongen for kabelgruppen  $\Delta P_{el}$  er:

$$\Delta P_{el} = P_0 - P'_0 = 17709593 \text{ N}$$

Betongspenning i høyde med spennarmeringen i kombinasjon SLS tilnærmet permanent,  $\sigma_{c,QP}$  er beregnet på ny i Microsoft Excel til å være  $10,17 \text{ N/mm}^2$  i snittet i element 2298 og  $9,45 \text{ N/mm}^2$  i snittet i element 3232. Beregningene er utført på samme måte som tidligere, men oppdaterte verdier for samlet tverrsnittsareal.

Tidsavhengige spennkrafttap i snittet i element 2298 med ny verdi for samlet tverrsnittsareal  $A_p$ , og  $\sigma_{c,QP}$  blir følgende:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]} = 28082025 \text{ N}$$

Tidsavhengige spennkrafttap i snittet i element 3232 med ny verdi for samlet tverrsnittsareal  $A_p$  og  $\sigma_{c,QP}$  blir følgende:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]} = 26927451 \text{ N}$$

Samlet spennkrafttap  $\Delta P_{tap}$  i snittet i element 2298 blir da:

$$\Delta P_{tap} = 39829689 \text{ N} + 15484445 \text{ N} + 28082025 \text{ N} = 83396159 \text{ N}$$

Prosentvis spennkrafttap i snittet i element 2298 blir følgende:

$$\frac{83396159 \text{ N}}{318373200 \text{ N}} * 100 \% = 26,19 \%$$

Samlet spennkrafttap  $\Delta P_{tap}$  i snittet i element 3232 blir da:

$$\Delta P_{tap} = 39829689 \text{ N} + 15484445 \text{ N} + 26927451 \text{ N} = 82241585 \text{ N}$$

Prosentvis spennkrafttap i snittet i element 3232 blir følgende:

$$\frac{82241585 \text{ N}}{318373200 \text{ N}} * 100 \% = 25,83 \%$$

De prosentvise spennkrafttapene i snittene i element 2298 og element 3232 er nå på henholdsvis 26,19 % og 25,83 %. Endringen i prosentvis spennkrafttap fra å bruke 0,60" spenntau til å bruke 0,62" spenntau er liten. Maksimalt tillatt spennkrafttap for fremdeles å ha trykk i betongen i høyde med spennarmeringen i snittene i element 2298 og element 3232 er funnet tidligere til å være på henholdsvis 30 % og 28,5 %. De beregnede prosentvise spennkrafttapene på ca 26 % i begge snittene er mindre enn de maksimalt tillatte spennkrafttapene på 28 – 30 %. Det kan dermed antas at kravet om trykkavlastning er tilfredsstilt gitt at det benyttes 0,62" spenntau.

Rissviddebegrensningen, kravet om trykkavlastning og de forskjellige spennkrafttapene er oppsummert og diskutert i kapittel 7.

## 7 Resultater og diskusjon

---

### 7.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand ble det utført kontroll av momentkapasitet, skjærkraftkapasitet og torsjonskapasitet for utvalgte snitt. Momentkapasitet ble beregnet både uten og med slakkarmeringens bidrag. I tillegg ble det sett på økning i momentkapasitet ved økning av dimensjonen på spenntauene. Det ble utført beregninger av effektiv skjærkraft etter to forskjellige metoder som ble kalt Den konvensjonelle metoden og Brås metode. Begge metodene tar hensyn til både skrå overgurt og skrå undergurt. Videre ble skjærkraftkapasitet for de utvalgte snittene beregnet. Torsjonskapasitet ble undersøkt, hvor det også ble utført trykkbruddkontroll for kombinasjon av torsjonsmoment og skjærkraft.

#### 7.1.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten ble kontrollert for snitt i element 3232, element 2298 og element 2330. Snittene befinner seg på utvalgte steder på brubjelken, over søylene i akse 2 og akse 3 og i midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3, som antas å være de mest kritiske og interessante stedene å undersøke for momentkapasitet. Tabell 28 og tabell 29 oppsummerer momentkapasitetene for  $T = 0$  år og for  $T = 100$  år, uten hensyn til slakkarmeringens bidrag, og viser utnyttelsesgraden i snittene i de forskjellige elementene.

Snitt i aktuelt element	Momentkapasitet, $M_{Rd}$	Bøyemoment $M_{Ed}$ ved $T = 0$ år	Utnyttelsesgrad (%)
3232 (akse 3)	3688196 <i>kNm</i>	3613047 <i>kNm</i>	97,96 %
2298 (akse 2)	3688196 <i>kNm</i>	3559152 <i>kNm</i>	96,50 %
2330 (midtpenn)	233500 <i>kNm</i>	177976 <i>kNm</i>	76,22 %

Tabell 28 – Utnyttelser av momentkapasiteten ved  $T = 0$  år



Snitt i aktuelt element	Momentkapasitet $M_{Rd}$	Bøyemoment $M_{Ed}$ ved $T = 100$ år	Utnyttelsesgrad (%)
3232 (akse 3)	3688196 <i>kNm</i>	3245201 <i>kNm</i>	87,99 %
2298 (akse 2)	3688196 <i>kNm</i>	3470655 <i>kNm</i>	94,10 %
2330 (midts penn)	233501 <i>kNm</i>	310348 <i>kNm</i>	132,91 %

Tabell 29 – Utnyttelser av momentkapasiteten ved  $T = 100$  år

Som det fremgår i tabell 28 og tabell 29 er momentkapasiteten, uten bidrag fra slakkarmeringen, tilstrekkelig for både snittet i element 3232 og element 2298 for både  $T = 0$  år og  $T = 100$  år. Utnyttelsesgraden er høy, men med tanke på at slakkarmeringen også vil være med å øke momentkapasiteten vil utnyttelsesgradene i realiteten være noe lavere. Momentkapasiteten, uten bidrag fra slakkarmeringen, i midten av hovedspennet i snittet i element 2330 mellom akse 2 og akse 3 ved  $T = 100$  år er **ikke** tilstrekkelig. Bøyemomentet ved  $T = 100$  år er en del større i dette området enn ved  $T = 0$  år på grunn av omfordelingen av krefter grunnet kryp i betongen. Momentkapasiteten overskrides i dette tilfellet med nesten 33 %! Masteroppgaven *Beregning av fritt frambyggbruer, Analyse og dimensjonering av Hundvåkøybrua i henhold til Eurokode*, skrevet av Erik Aune i 2010, kom frem til lignende resultat for FFB-brua Hundvåkøybrua som har et hovedspenn på 233 m. Overskridelsen av momentkapasiteten i midtfeltet på Hundvåkøybrua ved  $T = 100$  år var på 22,1 %. Aune konkluderte med at dersom ikke andre alternative tiltak blir gjennomført for å øke momentkapasiteten vil prosjektering etter EK medføre behov for økt spennarmeringsmengde i undergurten. Resultatene for Sandsfjordbrua indikerer også dette.

Uten å undergrave betydningen av at momentkapasiteten i snittet i element 2330 overskrides, er det likevel viktig å nevne at bøyemomentet ved  $T = 100$  år sannsynligvis er noe overestimert i analysen i Novaframe. Det er brukt et konservativt valgt kryptall  $\varphi = 1,6$  som bidrar til at bøyemomentet i midtfeltet ved  $T = 100$  år sannsynligvis blir for stort. Det hadde vært interessant å kontrollere størrelsen på bøyemomentet i midtfeltet ved å gjennomføre en lignende analyse av Sandsfjordbrua i et annet analyseprogram som kan modellere kryp på en bedre måte.

Det er utført nye beregninger av momentkapasiteten i snittet i element 2330 som inkluderer bidrag fra slakkarmeringen i undergurten. Slakkarmeringen i undergurten er antatt å ha tyngdepunkt tilsvarende som spennkablene og beregnes derfor med samme arm som spennarmeringen som er antatt å være  $0,9 * d$ . Momentkapasiteten  $M_{Rd} = 281807 \text{ kNm}$  i snittet i element 2330, inkludert slakkarmerings bidrag, er fremdeles ikke tilstrekkelig i forhold til bøyemomentet  $M_{Ed} = 310348 \text{ kNm}$  i snittet.

Videre ble det foreslått å legge inn ekstra spennkabler i undergurten i snittet i element 2330. Forslaget kan virke noe urealistisk for Sandsfjordbrua, da brua i skrivende stund er under bygging. Likevel er dette forslaget valgt fordi det representerer hvordan Sandsfjordbrua kunne ha vært dimensjonert etter EK. Forslaget kan da realistisk representere hvordan fremtidige FFB-bruer, på størrelse med Sandsfjordbrua, kommer til å bli dimensjonert etter EK med flere spennkabler i undergurten enn tidligere dimensjonering etter NS. Det ble foreslått å legge inn fire ekstra spennkabler i undergurten i snittet i element 2330 som gir en ny momentkapasitet på  $M_{Rd} = 315163 \text{ kNm}$ . Momentkapasiteten inkludert de fire ekstra spennkablene er nå tilstrekkelig i forhold til bøyemomentet  $M_{Ed} = 310348 \text{ kNm}$  i snittet.

Sandsfjordbrua er forberedt for eventuell fremtidig innlegging av eksterne spennkabler i hulrommet i kassetverrsnittet, i tillegg til at det er krav om å legge inn minimum to reservekanaler for spennarmering i bruplata etter punkt 13.1.11 i Håndbok N400. Eventuelle utsettelse i byggingen på grunn av innleggelse av ekstra spennkabler kunne vært unngått ved å legge inn disse spennkablene eksternt i etterkant. Det må i et slikt tilfelle utføres spesifikke beregninger for de eksterne spennkablene, som vil ha et tyngdepunkt med en annen plassering i tverrsnittet enn de andre spennkablene. De eksterne spennkablene vil ha en kortere arm, og dermed gi et redusert bidrag til momentkapasiteten i forhold til spennkabler som legges internt i undergurten. Resultatet kan være at det trengs flere ekstra spennkabler ved denne løsningen, noe som argumenterer for at innleggelse av spennkabler internt inne i undergurten uansett er det beste tiltaket. Dette poenget viser at det er bedre å prosjektere inn ekstra spennkabler internt inne i undergurten, enn å måtte legge inn ekstra spennkabler eksternt i hulrommet i kassetverrsnittet i etterkant.

Forutsetningen om at det er plass til flere spennkabler i tverrsnittet er ikke like realistisk over akse 2 eller akse 3 hvor det er 108 spennkabler i overgurten. Her er det ikke mye plass til overs for innleggelse av ekstra spennkabler. Det er altså positivt for Sandsfjordbrua, og for fremtidige muligheter til å bygge FFB-bruer på denne størrelsen etter EK, at det kun er i midtfeltet i element 2330 at det er funnet behov for økt momentkapasitet. Likevel poengteres det at momentkapasiteten i snittene i element 2298 og element 3232 i henholdsvis akse 2 og akse 3 hadde utnyttelser som var på 97 – 98 % like etter ferdigstillelse av brua. Disse høye utnyttelsene vil realistisk sett være noe lavere på grunn av slakkarmeringens bidrag som er neglisjert i disse beregningene. Likevel er det ikke mye å gå på før momentkapasiteten overskrides i disse elementene også. Dersom det antas at tverrsnittene i disse elementene ikke har plass til flere spennkabler kan momentkapasiteten begrense størrelsen på brua. I et slikt tilfelle må det ses på alternative tiltak enn innleggelse av flere spennkabler for å øke momentkapasiteten. For Sandsfjordbrua er ikke mangel på plass til spennkabler i tverrsnittet kritisk etter EK, men det kan være aktuelt ved prosjektering av store FFB-bruer etter EK i fremtiden dersom ikke andre krav i EK begrenser størrelsen på brua.

Det ble undersøkt om momentkapasiteten i snittet i element 2330 er tilstrekkelig dersom det ble brukt 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau. Dette tilfellet ble undersøkt nettopp fordi entreprenøren som bygger brua, i skrivende stund, faktisk har valgt å bruke 0,62" spenntau. SVV forklarte at entreprenørens valg var grunnet mangel på tilgjengelighet av 0,60" spenntau hos spenntauleverandøren. Dette valget gir en 7 % økning i spennarmeringens tverrsnittsareal i snittet i element 2330, noe som øker momentkapasiteten i snittet. Likevel er momentkapasiteten  $M_{Rd} = 298484 \text{ kNm}$ , ved bruk av 0,62" spenntau, fremdeles ikke tilstrekkelig i forhold til bøyemomentet  $M_{Ed} = 310348 \text{ kNm}$  i snittet. Det ble derfor foreslått å legge inn to ekstra spennkabler internt i undergurten i element 2330. Momentkapasiteten  $M_{Rd} = 316354 \text{ kNm}$ , inkludert to ekstra spennkabler i undergurten, er nå tilstrekkelig i forhold til bøyemomentet  $M_{Ed} = 310348 \text{ kNm}$ . Oppgaven viser at bruk av 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau kan være en smart løsning for å oppnå økt momentkapasitet uten at det går på bekostning av plass i gurtene i tverrsnittet. Det å utnytte plassen i utsparingene fullt ut kan være aktuelt ved fremtidig prosjektering av store FFB-bruer. I slike tilfeller må det sikres at en økning fra 0,6" spenntau til 0,62" spenntau ikke gir konsekvenser for å oppnå tilstrekkelig heft mellom spennkablene og den ekspanderende mørtelen i utsparingskanalene.

### 7.1.2 Effektiv skjærkraft

Effektiv skjærkraft er beregnet i denne oppgaven for snitt i element 2127 og element 3211 i Sandsfjordbrua etter to forskjellige metoder. Metodene som er benyttet er kalt for Den konvensjonelle metoden og Brås metode, og er basert på metodene med samme navn i masteroppgaven *Modellering og analyse av Dolmsundbrua i Novaframe*. Lefstad og Myrmæl, som er forfatterne av masteroppgaven, gjennomførte en studie av metoder for å beregne effektiv skjærkraft for Dolmsundbrua, ei FFB-bru som har store likheter med Sandsfjordbrua. På tross av at kassetverrsnitt med skrå gurter er ofte benyttet i brukonstruksjoner, påpeker Lefstad og Myrmæl at det finnes lite forskning og ingen allment akseptert modell for skjærkraftdimensjonering på dette området.

Resultatene som Lefstad og Myrmæl kom frem til tyder på at den konvensjonelle metoden er mest konservativ over nesten hele brubjelken. De konkluderer også med at Brås metode er den beste og mest realistiske metoden fordi den tar hensyn til begge gurtene helning. Videre konkluderer de at ved å anvende Brås metode i tillegg til den konvensjonelle metoden, og alltid velge den mest konservative av de to, vil det minske sannsynligheten for at den effektive skjærkraften underestimeres. Dette prinsippet er fulgt ved beregning av effektiv skjærkraft her i denne oppgaven, og det viste seg at Den konvensjonelle metoden gav mest konserervative verdier for begge snittene som ble undersøkt. Effektiv skjærkraft for snitt i element 2127 og element 3211 i Sandsfjordbrua etter de to ulike beregningsmetodene, og effektive skjærkrefter beregnet ved tidligere dimensjonering utført av SVV, er vist i tabell 30.

Beregningsmetode	Effektiv skjærkraft	
	Snitt i element 2127	Snitt i element 3211
Konvensjonell metode	$V_{Ed} = 26632 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 12372 \text{ kN}$
Brås metode	$V_{steg} = 24670 \text{ kN}$	$V_{steg} = 12097 \text{ kN}$
Fagverksmetoden, fra tidligere dimensjonering utført av SVV	$V_{Ed} = 28934 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 13899 \text{ kN}$

Tabell 30 – Resultater for beregning av effektiv skjærkraft

Ved tidligere dimensjonering ble det benyttet en metode som kalles Fagverksmetoden. Ved bruk av denne metoden fant SVV effektive skjærkrefter for snitt i element 2127 og element 3211 som er større enn de effektive skjærkreftene funnet ved beregninger i denne oppgaven etter Den konvensjonelle metoden og Brås metode. Dette er overraskende med tanke på at de dimensjonerende skjærkreftene i begge snittene var større ved analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK enn ved tidligere analyse etter NS. Hva er årsaken til dette?

Det er en sentral forskjell mellom Fagverksmetoden og de andre to metodene som skiller seg klart ut, og i tillegg er uavhengig av regelverk. Denne forskjellen er at Fagverksmetoden, i motsetning til de andre to metodene, kun tar hensyn til skrå undergurt. Skrå undergurt vil helt klart utgjøre det største bidraget til den effektive skjærkraften, men den skrå overgurten vil også bidra noe. Dette fører til at det opptrer forskjeller mellom de to metodene beregnet i denne oppgaven og Fagverksmetoden benyttet ved tidligere dimensjonering. Finnes det andre forskjeller i beregningene som også påvirker resultatene av de effektive skjærkreftene?

Verdiene som benyttes i metodene påvirker også den effektive skjærkraften. Dette gjelder verdiene som er annerledes etter EK enn etter NS, og er verdiene for bøyemoment og dimensjonerende aksialkraft. Disse verdiene sammenlignes i tabell 31, hvor det går tydelig frem at analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK gir både større bøyemoment og større dimensjonerende aksialkraft enn analysen gjennomført tidligere etter NS.

Aktuell påkjenning hentet fra analysene i Novaframe	Snitt i element 2127		Snitt i element 3211	
	Tidligere analyse i henhold til NS	Analyse i henhold til EK	Tidligere analyse i henhold til NS	Analyse i henhold til EK
Dimensjonerende aksialkraft, $N_{Ed}$	6649 kN	7341 kN	21862 kN	25174 kN
Dimensjonerende bøyemoment, $M_{Ed}$	2660716 kNm	2953019 kNm	323583 kNm	352243 kNm

Tabell 31 – Sammenligning av bøyemomenter og aksialkrefter

En økning i størrelsen på momentpåkjenningen, fra verdiene som SVV kom frem til i analysen etter NS til verdiene som ble funnet i analysen i denne oppgaven etter EK, vil gi større  $V_{ccd}$  og  $V_{td}$  for både den konvensjonelle metoden og Brås metode. På grunn av at helningen på undergurten er større enn på overgurten for elementene undersøkt vil  $V_{td}$  utgjøre et større bidrag enn  $V_{ccd}$ . Tilfellet ved Brås metode hvor  $V_{ccd}$  gav et positivt bidrag på skjærkraften, vil likevel ha en større økning i negativt bidrag fra  $V_{td}$  enn økningen i positivt bidrag som kommer fra  $V_{ccd}$ . Dette medfører at økningen i momentpåkjennning vil, for både den konvensjonelle metoden og Brås metode, og for begge tilfellene undersøkt, gi et samlet større negativt bidrag på skjærkraften.

En økning i størrelsen på aksialkraften, fra verdiene som SVV kom frem til i analysen etter NS til verdiene som ble funnet i analysen i denne oppgaven etter EK, vil gi mindre  $V_{ccd}$  men større  $V_{td}$  for både Den konvensjonelle metoden og Brås metode. Helningen er, som nevnt tidligere, større i undergurten. Dette gjør at Den konvensjonelle metoden vil få et samlet større negativt bidrag til skjærkraften fordi  $V_{td}$  øker mer enn  $V_{ccd}$  minker på grunn av økningen i aksialkraften. Dette medfører at begge metodene vil for begge tilfellene som er undersøkt gi et samlet større negativt bidrag på skjærkraften på grunn av en økning i den dimensjonerende aksialkraften.

Kort oppsummert vil en liten økning i bøyemoment og aksialkraft, ut ifra de verdiene som er nevnt, gi et samlet større negativt bidrag på skjærkraften. Dette samsvarer godt med at de effektive skjærkreftene beregnet i denne oppgaven faktisk er mindre enn de effektive skjærkreftene som SVV kom frem til ved tidligere dimensjonering, selv om de dimensjonerende skjærkreftene er større etter EK enn etter NS i snittene.

Det nevnes at betraktningene ovenfor kun gjelder for en **liten** økning i bøyemoment og dimensjonerende aksialkraft. Store økninger i bøyemoment og aksialkraft vil på et visst punkt gi fortegnsendringer i beregningene som kan resultere i tilfeller hvor betraktningene ovenfor ikke stemmer.

### 7.1.3 Skjærkraftkapasitet

I tabell 32 sammenlignes skjærkraftkapasitetene med de effektive skjærkreftene som er beregnet tidligere i oppgaven etter Den konvensjonelle metoden. Utnyttelsesgradene vises i tillegg for begge snittene som er kontrollert for skjærkraftkapasitet.

Snitt i aktuelt element	Skjærkraftkapasitet, $V_{Rd}$	Effektiv skjærkraft, $V_{Ed}$	Utnyttelsesgrad (%)
2127	87538 kN	26632 kN	30,42 %
3211	27853 kN	12372 kN	44,42 %

Tabell 32 – Utnyttelser av skjærkraftkapasiteten

Skjærkraftkapasiteten både i snittet element 2127 og snittet i element 3211 er tilstrekkelig i forhold til de effektive skjærkreftene som virker på snittene i elementene. For begge snittene er det relativt liten utnyttelse av skjærkraftkapasiteten, noe som delvis kan skyldes hvordan de effektive skjærkreftene er beregnet i denne oppgaven. De lave utnyttelsene av skjærkraftkapasiteten kan også delvis skyldes at den antatte skjærarmeringsmengden, som er bestemt ved tidligere dimensjonering etter NS, inneholder blant annet nødvendig opphengsarmering i steg og nødvendig armering i steg for støttemoment fra både overgurt og undergurt. Den antatte skjærarmeringsmengden kan derfor forventes å gi små utnyttelser når skjærstrekkapasiteten kun kontrolleres mot effektive skjærkrefter i denne oppgaven. På grunn av disse forskjellene i forutsetningene for beregningene av skjærkraftkapasitetene er det ikke hensiktsmessig å sammenligne skjærkraftkapasiteter med tidligere dimensjonering. For å avklare om den antatte skjærarmeringsmengden er tilstrekkelig i forbindelse med andre krefter enn de effektive skjærkreftene må det utføres en fullstendig kontroll for skjærkraftkapasiteten ved å se på alle bidragene til skjærarmeringsmengden. I et slikt tilfelle kunne forskjeller i NS og EK i forbindelse med skjærkraftkapasiteten blitt undersøkt, men dette er ikke valgt å gjennomføres i denne masteroppgaven.

### 7.1.4 Torsjonskapasitet

Ved kontroll av torsjonskapasitet ble trykkbruddkontroll for kombinasjon av skjær og torsjon undersøkt for snitt i element 2127 og element 3211. Trykkbruddkapasiteten viste seg å være tilstrekkelig med god margin i begge snittene. Tabell 33 sammenligner resultatene for trykkbruddkontroll ved kombinert skjær og torsjon i denne oppgaven med resultater fra tidligere dimensjonering etter NS. Det har ikke blitt kontrollert for kombinert skjær og torsjon ved tidligere dimensjonering etter NS i snittet i element 3211 siden det tidligere kom frem til at det ikke er nødvendig med torsjonsarmering i dette snittet etter punkt 12.4.1b i NS3473.

Snitt i aktuelt element	Trykkbruddkontroll ved kombinert skjær og torsjon etter NS	Trykkbruddkontroll ved kombinert skjær og torsjon etter EK
Element 2127	0,47 < 1,0	0,48 < 1,0
Element 3211	*	0,52 < 1,0

Tabell 33 – Trykkbruddkapasitet, kombinert skjær og torsjon

Tabell 33 viser at trykkbruddkontroll ved kombinasjon av skjær og torsjon gir nesten identisk restkapasitet etter EK og etter NS i snittet i element 2127. Når det gjelder skjærbidraget i trykkbruddkontrollen for kombinert skjær og torsjon er det to verdier som kan diskuteres. Den ene verdien er effektiv skjærkraft som er forskjellig i denne oppgaven etter EK enn de verdiene som det kom frem til ved tidligere prosjektering etter NS. Dette er diskutert at skyldes både forskjeller i regelverkene og andre forskjeller som er uavhengig av regelverk, noe som gjør det vanskelig å sammenligne trykkbruddkontroll etter EK og etter NS direkte. Effektiv skjærkraft  $V_{Ed}$  divideres i trykkbruddkontrollen med største dimensjonerende skjærkraftkapasitet  $V_{Rd,max}$  bestemt etter uttrykk 6.9 i EK2. I trykkbruddkontrollen ved tidligere dimensjonering etter NS er effektiv skjærkraft  $V_{Ed}$  dividert med  $V_{ccd}$ , et uttrykk som er litt forskjellig fra uttrykk 6.9 i EK2. De merkbare forskjellene er at ved beregning av  $V_{ccd}$  benyttes en dimensjonerende betongtrykkfasthet  $f_{cd} = 28,4$  i stedet for  $f_{cd} = 31,17$ , samt at beregningene ikke inkluderer koeffisienten  $\alpha_{cw}$  som tar hensyn til spenningstilstanden i



trykkgurten. I trykkbruddkontrollen ved tidligere dimensjonering etter NS er dimensjonerende torsjonsmoment  $T_{Ed}$  dividert med  $T_{ccd}$ , et uttrykk som også er forskjellig fra uttrykket for  $T_{Rd,max}$  fra EK2. Det er også her brukt forskjellig dimensjonerende betongtrykkfasthet, og beregningene inkluderer ikke koeffisienten som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten  $\alpha_{cw}$ . En annen forskjell er at fasthetsreduksjonsfaktoren  $\nu$  beregnes til 0,468 etter uttrykk 6.6N i EK2 i stedet for 0,6 etter NS. I tillegg multipliseres hele uttrykket med 2 etter EK, og det tas hensyn til betongtrykkstavens vinkel etter EK, noe som merkelig nok ikke er gjort i beregning av  $T_{ccd}$  ved tidligere dimensjonering etter NS. Selv om det altså er en del forskjeller i regelverkene ved trykkbruddkontroll for kombinert skjær og torsjon, som det er belyst i dette delkapittelet, er resultatene uansett at kapasiteten er tilstrekkelig for begge snittene etter begge regelverkene med god margin.

Ved kontrollen av trykkbrudd for snittet i element 3211 etter EK er det nesten kun bidraget fra skjær som er nevneverdig da  $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}$  kun ble 0,07. Grunnen er at torsjonskapasiteten for trykkbrudd  $T_{Rd,max} = 138008 \text{ kNm}$  er veldig mye større enn det dimensjonerende torsjonsmomentet  $T_{Ed} = 9762 \text{ kNm}$  i snittet i element 3211. Dette kan tyde på at dette snittet sannsynligvis ikke har noe behov for torsjonsarmering etter EK. En enkel kontroll for dette kan likevel ikke utføres etter EK, da punkt 6.3.1(1) i EK2 sier at det skal utføres fullstendig dimensjonering for torsjon for både bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander der den statiske likevekten for en konstruksjon avhenger av torsjonskapasiteten i deler av konstruksjonen. I motsetning til EK gir NS3473 i punkt 12.4.1b en enkel kontroll for om tverrsnittet skal armeres for torsjon når det dimensjonerende torsjonsmomentet er større enn faktoren 0,3 multiplisert med riss-torsjonsmomentet. Det savnes en liknende kontroll i EK.

I denne oppgaven er det kun utført en trykkbruddkontroll for kombinasjon av skjær og torsjon, og det er nødvendig at en fullstendig dimensjonering for torsjon gjennomføres for å kunne si noe konkret om torsjonsarmeringsbehovet. Det kunne vært interessant å ha gjennomført en fullstendig dimensjonering for torsjon slik at denne kunne blitt sammenlignet med tidligere dimensjonering for torsjon etter NS, men dette er ikke valgt å gjennomføres i denne masteroppgaven.

## 7.2 Bruksgrensetilstand

### 7.2.1 Spenningsbegrensning

Det ble utført en kontroll av betongens trykkspenning i henhold til punkt 7.2(2) i EK2. Det ble kontrollert om det kan oppstå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner som kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon. Kontrollen viste at spenningsbegrensningen overskrides av betongens trykkspenning like ved midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. Denne overskridelsen er på  $0,603 \text{ N/mm}^2$ , noe som ikke er en betydelig overskridelse. Likevel vises det i denne oppgaven til en beregnet overskridelse av spenningsbegrensningen. Det ble argumentert for at kravet om betongens spenningsbegrensning kan neglisjeres på grunn av at bruer alltid har både økt overdekning og tverrarmring. På bakgrunn av dette, og fordi at overskridelsen av spenningsbegrensningen er liten, vil det være fornuftig å anta at Sandsfjordbrua ikke forventes å få lengderiss som kan føre til at bestandigheten reduseres.

Det ble også utført kontroll av strekkspenningen i spennarmeringen for å unngå opprissing eller deformasjon etter punkt 7.2(5) i EK2. Strekkspenningen i spennarmeringen viste seg å ligge under kravet, noe som vil si at kravet er godkjent. På grunn av at strekkspenningen i spennarmeringen ikke er fullstendig utnyttet i element 2298 og element 3232 er det ikke nødvendig å kontrollere strekkspenningen i slakkarmeringen for å unngå opprissing eller deformasjon.

Kontroll av spenningsbegrensning som er utført i denne oppgaven er ikke sammenlignet med tidligere dimensjonering etter NS. Det antas at Sandsfjordbrua, slik den er prosjektert etter NS, tilfredsstillende eventuelle krav til spenningsbegrensning gitt i NS. Siden kontrollen av spenningsbegrensningene etter EK som er gjennomført i denne oppgaven også kan sies å være tilfredsstillende er det ikke valgt å diskutere spenningsbegrensning videre i masteroppgaven.

## 7.2.2 Rissviddebegrensning

Rissviddekrav relateres i EK2 til de forskjellige eksponeringsklassene. For eksponeringsklasse XD3, som er den valgte eksponeringsklassen for overkant dekke og kantdrager i bruoverbygningen på Sandsfjordbrua, angis lastkombinasjon SLS ofte forekommende og en grenseverdi på trykkavlastning. Det betyr at dersom området hvor spennkablene er plassert i snittet har trykk, vil rissviddekravet være tilfredsstillt.

Eksponeringsklasse XD3 er valgt for overkant bruoverbygningen i element 2298 og element 3232, noe som gjør disse elementene er aktuelle å kontrollere for trykkavlastning. For eksponeringsklassene XF3 og XF4, som er de eneste valgte eksponeringsklassene for underkant i undergurten, er det merkelig nok ikke angitt noe grenseverdi for rissvidde i tabell NA.7.1N i EK2. Eksponeringsklassene XF3 og XF4 er inkludert i tilsvarende tabell i NS!

Element 2330 i midtfeltet mellom akse 2 og akse 3 i Sandsfjordbrua, hvor det er valgt både eksponeringsklasse XF3 og XF4 for underkant undergurt, kunne vært aktuelt å kontrollere for rissviddebegrensning. På grunn av at eksponeringsklassene XF3 og XF4 ikke er inkludert i tabell NA.7.1N i EK2, kan det virke som om det ikke er nødvendig å kontrollere rissvidder for konstruksjonsdeler/betongoverflater som er utsatt for fryse-/tineangrep etter EK. Det kunne vært valgt en annen eksponeringsklasse for underkant undergurt, slik at det kunne vært utført en kontroll av rissevidder i element 2330, men dette er ikke valgt å bli gjort i denne oppgaven.

En annen rissviddekontroll som kunne ha vært interessant å utføre er i bruas tverretning. Det er slik at rissvidder skal kontrolleres for all armering i begge retninger. Lastvirkninger i tverretning vil typisk være trafikkklaster på bruvingene, noe som gir vertikale momenter i bruas tverretning i vingens innspenning Ref[6]. Med tanke på at trafikklastene er definert annerledes etter EK enn etter NS og dermed gir betydelig større torsjonsmomenter etter EK enn etter NS, kunne det vært spesielt interessant å kontrollere rissvidder i tverretningen på Sandsfjordbrua.

I denne oppgaven er det kun sett på rissviddebegrensning over søylene i akse 2 og akse 3 hvor det med eksponeringsklasse XD3 er krav om trykkavlastning. Det er i den sammenheng gjennomført en parameterstudie som undersøker spenningen i betongen i høyde med spennarmering for ulike spennkrafttap. Det kom frem til at et samlet spennkrafttap over 23,5 % i snittet i element 2298 og 22,5 % i snittet i element 3232 vil gi strekkspenning i betongen i høyde med spennarmeringen, gitt at det benyttes 0,60" spenntau. Det vil si at dersom det konservativt antas 30 % spennkrafttap, vil trykkavlastningskravet ikke kunne sies å være tilfredsstilt i snittene i element 2298 og element 3232.

Ved bruk av 0,62" spenntau oppnås det krav om trykkavlastning med spennkrafttap under ca 30 % i snittet i element 2298 og 28,5 % i snittet i element 3232. Det tillates altså flere prosent større samlet spennkrafttap ved bruk av 0,62" spenntau i stedet for 0,60" spenntau for å tilfredsstille kravet om trykkavlastning. Et spennkrafttap på 28,5 % er trolig nokså konservativt å anta. Det vil si at dersom det benyttes 0,62" spenntau i Sandsfjordbrua vil kravet om trykkavlastning trolig være tilfredsstilt for begge snittene som er undersøkt. Likevel må det utføres nøyaktige beregninger for å avklare dette med større sikkerhet.

Beregning av spennkrafttap er en komplisert affære hvor det her i denne oppgaven har vært nødvendig å gjøre en del forenklinger og antakelser. Disse forenklingene og antakelsene er diskutert ved beregning av de forskjellige spennkrafttapene. Det kan oppsummeres med at nøyaktig beregning av spennkrafttap for ei FFB-bru krever tid og spesiell oppmerksomhet, og bør egentlig utføres i dataprogrammer. Resultatene bør derfor antas å inneholde en del usikkerhet.

Tabell 34 og tabell 35, på neste side, sammenligner de totale spennkrafttapene for snittene i element 2298 og element 3232 ved bruk av henholdsvis 0,60" spenntau og 0,62" spenntau. Det vises i tillegg i tabellene om kravet til trykkavlastning i betongen i høyde med spennarmeringen er tilfredsstilt ved bruk av de to forskjellige spennaudimensjonene.

Snitt i aktuelt element	Største tillatte spennkrafttap (%)	Beregnet samlet spennkrafttap (%)	Kontroll av krav til trykkavlastning (OK / Ikke OK)
Element 2298	23,50 %	25,64 %	23,50 % < 25,64 % <b>Ikke OK</b>
Element 3232	22,50 %	25,27 %	22,50 % < 25,27 % <b>Ikke OK</b>

Tabell 34 – Kontroll av trykkavlastning, 0,60" spenntau

Snitt i aktuelt element	Største tillatte spennkrafttap (%)	Beregnet samlet spennkrafttap (%)	Kontroll av krav til trykkavlastning (OK / Ikke OK)
Element 2298	30,00 %	26,19 %	30,00 % > 26,19 % <b>OK</b>
Element 3232	28,50 %	25,83 %	28,50 % > 25,83 % <b>OK</b>

Tabell 35 – Kontroll av trykkavlastning, 0,62" spenntau

Tabell 34 og tabell 35 viser at kravet om trykkavlastning ikke er godkjent ved bruk av 0,60" spenntau, men at kravet kan sies å være godkjent ved økning til 0,62" spenntau. Når spennarmeringens tverrsnittsareal økes, vil det gi en økning i den samlede spennkraften, men det vil også gi en økning i prosent spennkrafttap. Likevel er endringen i spennkrafttap i prosent på grunn av endring i spennarmeringens tverrsnittsareal ikke betydelig i forhold til økningen i den samlede spennkraften. Det betyr at med den spennarmeringen som faktisk legges inn i Sandsfjordbrua (0,62" spenntau) er kravet om trykkavlastning tilfredsstilt i følge beregningene utført i denne oppgaven.

Ved bruk av 0,60" spenntau, som Sandsfjordbrua er dimensjonert med etter NS, er kravet om trykkavlastning i EK ikke tilfredsstillt. Dette tyder på at kravet om trykkavlastning etter EK krever mer spennarmering for FFB-bruer enn tidligere dimensjonering etter NS i området over søylene. Det kan derfor være nødvendig å dimensjonere inn flere spennkabler i overgurten over søylene i FFB-bruer etter EK enn det har blitt gjort tidligere etter NS.

Som nevnt tidligere i oppgaven er det lite plass til flere spennkabler i overgurten i snittene i element 2298 og element 3232 på Sandsfjordbrua. Kravet om trykkavlastning kan dermed tenkes å gi en størrelsesbegrensning ved prosjektering av store FFB-bruer i fremtiden, hvor det ikke er plass til flere spennkabler i overgurten. Dersom betongtverrsnittet økes i areal for å gi plass til flere spennkabler økes også egenvekten og dermed behovet for flere spennkabler. Likevel kan det hjelpe å øke tverrsnittsarealet på spennarmeringen som allerede er prosjektert inn, med forbehold om at det er mulig å benytte spennkabler med noe større tverrsnittsareal i de samme utsparingene.

Det er påpekt at beregningene av spennkrafttapene inneholder usikkerhet fra flere kilder. Tap på grunn av friksjon er for eksempel beregnet ved å anta en gjennomsnittskabel og multiplisere spennkrafttapet i denne kablen med antall kabler i snittene. Her burde alle kablene blitt beregnet individuelt. Bestemmelse av den tilsiktede vinkelendringen i gjennomsnittskabelen er også bestemt på en unøyaktig måte ved å studere tegninger av Sandsfjordbrua gitt av SVV. I tillegg er det en del usikkerhet knyttet til beregningen av de tidsavhengige tapene hvor det er benyttet en forenklet beregningsmetode, og at det blant annet er benyttet et konservativt valgt kryptall  $\varphi = 1,6$  som ikke varierer med tiden. Det kan også nevnes at tidsavhengig relaksasjon avhenger av størrelse på umiddelbare tap, og vil også variere med tiden. Uten å gå videre inn på detaljer kan det oppsummeres med at flere av beregningene av spennkrafttapene som er utført i denne oppgaven inneholder usikkerhet.

## 8 Konklusjon

---

### 8.1 Oppgavens konklusjon

Bøyemomenter, skjærkrefter og torsjonsmomenter i snittene på brubjelken som ble undersøkt i bruddgrensetilstand viste seg å være større ved analysen gjennomført i denne oppgaven etter EK enn ved tidligere analyse etter NS. Dette skyldes i hovedsak hvordan lastene er definert (størrelse, plassering, retning), og forskjeller i kombineringsen av lastene. Økningen i påkjenningenes størrelser fra NS til EK varierte fra 2,3 % til 24 % avhengig av hvilke snitt som ble undersøkt og type påkjenning. Prosjektering av FFB-bruer etter EK kan dermed sies å medføre større påkjenninger som virker på brua sammenlignet med prosjektering etter NS.

Sandsfjordbrua har tilstrekkelig momentkapasitet i bruddgrenstilstand i snittene som er undersøkt i element 2298 og element 3232 over søylene i akse 2 og akse 3. Utnyttelsene er høye i disse snittene, men på grunn av at slakkarmeringen er neglisjert i beregningene vil utnyttelsene reelt sett være noe lavere. I et snitt i element 2330 i midten av hovedspennet på Sandsfjordbrua overskrides momentkapasiteten med nesten 33 % ved  $T = 100$  år. Dette tyder på at prosjektering etter EK vil medføre behov for økt spennarmeringsmengde i undergurten i midten av hovedspennet i FFB-bruer dersom ikke andre alternative tiltak blir gjennomført for å øke momentkapasiteten i dette området. Momentkapasiteten i snittet i element 2330 er fremdeles ikke tilstrekkelig dersom slakkarmeringen i undergurten inkluderes i beregningene. For å få tilstrekkelig momentkapasitet i dette snittet ble det foreslått å legge inn **fire ekstra spennkabler** i undergurten. Ved å benytte 0,62" spenntau i stedet 0,60" spenntau er det kun behov for å legge inn **to ekstra spennkabler** i undergurten.

Det at EK krever mer momentkapasitet i midten av hovedspennet enn NS vil sannsynligvis ikke gi begrensninger for størrelsen på FFB-bruer i fremtiden. Det legges vanligvis inn få antall spennkabler i undergurten i dette området på brubjelken fordi bøyemomentene i midten av hovedspennet i FFB-bruer er relativt små. Det er dermed god plass til å legge inn flere spennkabler i undergurten for å øke momentkapasiteten i dette området.

De effektive skjærkreftene i snitt i element 2127 og element 3211 i Sandsfjordbrua viste seg å være mindre etter EK enn etter NS, selv om EK gir større dimensjonerende skjærkrefter enn NS. Dette skyldes delvis at beregninger av effektive skjærkrefter ved tidligere dimensjonering ikke tar hensyn til skrå overgurt, og delvis at EK gir både større bøyemomenter og aksialkrefter enn NS som vil redusere de effektive skjærkreftene mer. Det sistnevnte tyder på at prosjektering av FFB-bruer etter EK i fremtiden faktisk kan medføre behov for mindre skjærarmering på grunn av effektive skjærkrefter enn prosjektering etter NS.

Betongens trykkspenning i bruksgrensetilstand viste seg å overskride spenningsbegrensningen med  $0,603 \text{ N/mm}^2$  like ved midten av hovedspennet mellom akse 2 og akse 3. Dette tyder på at det kan oppstå utfordringer i forbindelse med høye trykkspenninger i betongen ved prosjektering av FFB-bruer etter EK i fremtiden.

Rissviddebegrensningen i EK gir krav til trykkavlastning i betongen i høyde med spennarmeringen for snitt i element 2298 og element 3232 med eksponeringsklasse XD3. En parameterstudie gjennomført i denne oppgaven viser hvor mye samlet spennkrafttap som tillates for å oppnå trykkavlastning i betongen ved bruk av 0,60" spenntau og 0,62" spenntau. Beregninger av de aktuelle spennkrafttapene i de to elementene viser at kravet om trykkavlastning i betongen ikke er tilfredsstilt ved bruk av 0,60" spenntau. Videre beregninger viser at kravet om trykkavlastning i betongen er tilfredsstilt ved bruk av 0,62" spenntau.

Både ved beregning av momentkapasitet i midten av hovedspennet, og ved kontroll av rissviddebegrensning over hovedsøylene, er kravene i EK **ikke** tilfredsstilt for Sandsfjordbrua slik brua er prosjektert etter NS. Prosjektering etter EK vil dermed medføre behov for økt spennarmeringsmengde både i undergurten i midten av hovedspennet og i overgurten over hovedsøylene. I overgurten over hovedsøylene er det lite plass til økt spennarmeringsmengde. Det kan derfor være problematisk å tilfredsstille trykkavlastningskravet over hovedsøylene ved prosjektering av FFB-bruer på størrelse med Sandsfjordbrua etter EK i fremtiden. Oppgaven viser likevel at det å øke dimensjonen på spennkablene noe, uten at det er nødvendig med større utsparinger i betongen, kan være en smart løsning for å oppnå mer samlet spennkraft i spennkablene.



## 8.2 Videre arbeid

I forbindelse med videre arbeid kunne det vært interessant å gjennomføre en ny analyse av Sandsfjordbrua, eventuelt i et annet analyseprogram enn Novaframe, hvor **alle** inputfiler hadde blitt opprettet på ny etter EK. Dette ville da enten ha styrket troverdigheten på resultatene i denne oppgaven, eller vist til motstridende resultater. Dersom krypmodelleringen i tillegg lot seg gjennomføre på en mer realistisk måte i et annet analysenprogram, kunne bøyemomentet i midten av hovedspennet ved  $T = 100$  år vært bestemt med større sikkerhet.

Det kunne vært interessant å ha sett mer utdypende på forskjeller i EK og i NS i forbindelse med skjærkraftkapasitet og torsjonskapasitet. Disse kapasitetene ble lite undersøkt og diskutert i denne masteroppgaven.

Eksponeringsklasse XF4 og XF4 er merkelig nok ikke inkludert i i EK2 i forbindelse med grenseverdier for rissvidder, noe som kan tolkes som at EK ikke stiller krav til kontroll av rissvidder for horisontale betongoverflater som er utsatt for fryse-/tineangrep.

Eksponeringsklassene XF3 og XF4 er inkludert i tilsvarende tabell i NS. Det kunne i den sammenheng vært interessant å undersøke hvorfor disse eksponeringsklassene er utelatt i EK.

Det ville vært interessant å ha bestemt samlet spennkrafttap på en mer nøyaktig måte for å kunne avklare med større sikkerhet om kravet til trykkavlastning i betongen i forbindelse med rissviddebegrensning er tilfredsstillt eller ikke ved bruk av de to forskjellige spenntaudimensjonene. Det kunne i den sammenheng også blitt sett noe på hvordan det kan legges til rette for nøyaktig beregning av spennkrafttap i prosjekteringen i stedet for at det benyttes konservativt antatte verdier for disse tapene.

## 9 Referanser

---

- Ref[1] **Statens vegvesen.** (2011). *Håndbok 185 Bruprosjektering*. Statens vegvesen.
- Ref[2] **Standard Norge.** Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008.
- Ref[3] **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- Ref[4] **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. + Del 2: Bruer. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010.
- Ref[5] **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
- Ref[6] **Johansen, H.** (2014). Prosjektering av bruer 1. *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Trondheim: NTNU – Norges Teknisk-Naturvitenskapelig Universitet.
- Ref[7] **Sørensen, S, I.** (2010). *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Ref[8] **Aas Jakobsen AS.** (2011). *Novaframe User`s Guide, version 5*.
- Ref[9] **Aas Jakobsen AS.** (2011). *Appendix 1, Ascii Command Input, version 5*.
- Ref[10] **Statens vegvesen.** (2011). *Sandsfjordbrua – Statisk og dynamisk analyse\_ferdigtilstand\_revB*. Statens vegvesen.
- Ref[11] **Statens vegvesen.** (2013). *Sandsfjordbrua – Prosjekteringsgrunnlag*.
- Ref[12] **Person, S. A.** (2012). *Prosjektering av Sandafossbrua etter Eurokode*. (Masteroppgave). Universitetet i Stavanger (UiS): Stavanger.
- Ref[13] **Lefstad, J. og Myrmæl, O. S.** (2013). *Modellering og analyse av Dolmsundbrua i Novaframe*. (Masteroppgave). NTNU – Norges Teknisk-Naturvitenskapelig Universitet: Trondheim.

- Ref[14] **Goris, A.** (2011). *Stahlbetongbau – Praxis nach Eurocode 2*. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag GmbH.
- Ref[15] **Hendy, C. R. og Smith, D. A.** (2007). *Designers` guide to EN 1992-2 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete bridges*. Heron Quay, London: Thomas Telford Publishing.
- Ref[16] **Statens vegvesen.** (2015). *Håndbok N400 Bruprosjektering*. Statens vegvesen.
- Ref[17] **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster. Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
- Ref[18] **Norges standardiseringsforbund.** (2003). Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. NS 3473
- Ref[19] **Norges standardiseringsforbund.** (2002). Prosjektering av konstruksjoner, Dimensjonerende laster Del 4: Vindlaster. NS 3491-4.
- Ref[20] **Norges standardiseringsforbund.** (2003). Prosjektering av konstruksjoner, Dimensjonerende laster Del 5: Termiske påvirkninger. NS 3491-5.

## 10 Vedlegg

---

### Vedlegg 1 – Beregning av vindkasthastighetstrykk etter EK

Her følger beregning med utgangspunkt i NS-EN 1991-1-4, videre kalt for EK, og Håndbok N400. Både Håndbok N400 og den eldre utgaven Håndbok 185 definerer vindklasser på samme måte, noe som gjør at Sandsfjordbrua kan antas å havne i vindklasse 1 etter begge regelverkene for ferdigtilstand. Antar  $c_{dir} = c_{season} = c_{alt} = c_{prob} = c_{0(z)} = 1$ .

Referansevindhastighet for Suldal kommune er  $v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$ . Antar i tillegg terrengkategori I for Sandsfjordbrua som etter tabell NA.4.1 i EK gir en terrengruhetsfaktor  $k_r = 0,17$ , verdien 0,01 for  $z_0$ , og verdien 2 for  $z_{min}$ . For  $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ , hvor  $z_{max} = 200 \text{ m}$  etter punkt 4.3.2(1) i EK og bruøyden velges til  $74 \text{ m}$ , kan ruhetsfaktoren  $c_{r(z)}$  bestemmes som følger:

$$c_{r(z)} = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,52$$

Stedsvindhastigheten kan deretter bestemmes følgende:

$$v_{m(z)} = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * c_{0(z)} * c_{r(z)} = 36,35 \text{ m/s}$$

Turbulensintensiteten, med anbefalt verdi  $k_1 = 1,0$  etter punkt 4.4(1) i EK, blir da:

$$I_{v(z)} = \frac{k_1}{c_{0(z)} * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,11$$

Med en lufttetthet  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  og en toppverdifaktor  $k_p = 3,5$  kan vindkasthastighetstrykket beregnes følgende:

$$q_{kast} = \left[1 + 2 * 3,5 * I_{v(z)}\right] * \frac{1}{2} * \rho * v_{m(z)}^2 = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

## Vedlegg 2 – Kontroll av sentrifugallast

Sandsfjordbruas brubjelke svinger slakt mellom akse 1 og akse 2, og mellom akse 4 og akse 5. Total sentrifugallast for begge områder bør derfor undersøkes. Punkt 4.4.2 Centrifugal and other transverse forces i trafikklaststandarden beskriver sentrifugallasten som en vilkårlig plassert punktlast i tverretningen og kan beregnes (inklusive dynamiske effekter) etter Table 4.3 Characteristic values of centrifugal forces:

**Table 4.3 - Characteristic values of centrifugal forces**

$Q_{tk} = 0,2Q_v$ (kN)	if $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40Q_v / r$ (kN)	if $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	if $r > 1500$ m

where :

$r$  is the horizontal radius of the carriageway centreline [m]

$Q_v$  is the total maximum weight of vertical concentrated loads of the tandem systems of LM1, i.e.  $\sum \alpha_{Qi}(2Q_{ik})$  (see Table 4.2).

Brubanens radius:

$$r = 500 \text{ m}$$

Totale vertikale laster fra tandemsystemet i lastmodell 1:

$$Q_v = 2 * (300kN + 200kN + 100kN) = 1200kN$$

Sentrifugallast:

$$Q_{tk} = \frac{40 * Q_v}{r} = \frac{40 * 1200kN}{500} = 96 \text{ kN}$$

Sentrifugallast kan ikke opptre samtidig med bremselast og sidelast Ref[3]. For Sandsfjordbrua er sidelasten som punktlast på 225 kN, som er større enn sentrifugallasten på 96 kN. Derfor er det i denne oppgaven valgt å se bort ifra sentrifugallasten.

## Vedlegg 3 – Eksempel på beregning av svinntøyning

Eksempel på beregning av svinntøyning etter NS-EN 1992-1-1 i element 2099.

Karakteristisk betongtrykkfasthet

For B45 betong, $f_{ck}$	45 $N/mm^2$	(NS-EN 1992-1-1 Tabell 3.1)
Betongens alder ved start uttørking, $t_s$	1 <i>døgn</i>	
Betraktningstidspunkt, $t$	308 <i>døgn</i>	
Middelverdi av betongens trykkfasthet, $f_{cm}$	53 $N/mm^2$	(NS-EN 1992-1-1 Tabell 3.1)
$f_{cm0}$	10 $N/mm^2$	(NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1))
Relativ luftfuktighet, $RH$	70 %	(Håndbok185 pkt. 5.3.3.2.2)
$RH_0$	100 %	(NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1))
Effektiv tverrsnittstykkelse, $h_0$	794 <i>mm</i>	
$k_h$	0,70 <i>mm</i>	(NS-EN 1992-1-1 Tabell 3.3)
Faktor ved sementklasse R, $\alpha_{ds1}$	6	(NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1))
Faktor ved sementklasse R, $\alpha_{ds2}$	0,11	(NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1))

Beregning av uttørkingssvinn:

$$\beta_{ds} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} = 0,255422$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,018350$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} = 0,000425 \text{ mm}$$

Uttørkingssvinn ( $\epsilon_{cd}$ ):

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} * k_h * \epsilon_{cd.0} = 0,000076 \text{ mm}$$

Beregning av autogent svinn:

$$\beta_{as} = 1 - e^{(-0,2 * t^{0,5})} = 0,970103$$

$$\epsilon_{ca.\infty} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 0,000088 \text{ mm}$$

Autogent svinn ( $\epsilon_{ca}$ ):

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as} * \epsilon_{ca.\infty} = 0,000085 \text{ mm}$$

Total svinntøyning ( $\epsilon_{cs}$ ):

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0,000076 \text{ mm} + 0,000085 \text{ mm} = 0,000161 \text{ mm}$$

Den totale svinntøyningen i element 2099 er 0,000161 mm.





%											
% Q1:ULS-STR4		EGENLAST+ DEFORMASJONSLASTER+VINDLAST+BALLAST+TEMPERATURLAST									
%											
SORTCOMB	3080	ULS	SC	ADD	1020	1,20	1205	1,00	1235	1,60	" DIM ULS-STR4 m/vind t=0
SORTCOMB	3080	ULS	SC	ADD	1275	1,20	1191	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=0
SORTCOMB	3080	ULS	SC	ADD	1216	0,84	1193	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=0
SORTCOMB	3080	ULS	SC	ADD			1194	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=0
SORTCOMB	3080	ULS	SC	ADD			1195	1,00	1200	1,00	" DIM ULS-STR4 m/vind t=0
%											
%											
% Q1:ULS-STR4		EGENLAST+ DEFORMASJONSLASTER+VINDLAST+BALLAST+TEMPERATURLAST									
%											
SORTCOMB	3081	ULS	SC	ADD	1061	1,20	1199	1,00	1235	1,60	" DIM ULS-STR4 m/vind t=100
SORTCOMB	3081	ULS	SC	ADD	1277	1,20	1192	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=100
SORTCOMB	3081	ULS	SC	ADD	1216	0,84	1193	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=100
SORTCOMB	3081	ULS	SC	ADD			1194	1,20			" DIM ULS-STR4 m/vind t=100
SORTCOMB	3081	ULS	SC	ADD			1195	1,00	1200	1,00	" DIM ULS-STR4 m/vind t=100
%											
%											
%DIMMENSJONERENDE BRUDDGRENSETILSTAND %											
%											
%SORTCOMB	3100	ULS	SC	WORST	3000	1,0	3010	1,0	3020	1,0	" DIM ULS T=0
%SORTCOMB	3100	ULS	SC	WORST	3050	1,0	3060	1,0	3070	1,0	" DIM ULS T=0
%SORTCOMB	3100	ULS	SC	WORST	3080	1,0					" DIM ULS T=0
%											
%SORTCOMB	3101	ULS	SC	WORST	3001	1,0	3011	1,0	3021	1,0	" DIM ULS T=100ÅR
%SORTCOMB	3101	ULS	SC	WORST	3051	1,0	3061	1,0	3071	1,0	" DIM ULS T=100ÅR
%SORTCOMB	3101	ULS	SC	WORST	3081	1,0					" DIM ULS T=100ÅR
%											
%											
%											
SORTLINE	120	ULS	1	6000	1	3100	3100	1	111111		" ULS ALT T=0
SORTLINE	121	ULS	2099	2130	1	3100	3100	1	111111		" ULS A1-A2 T=0
SORTLINE	122	ULS	2298	2330	1	3100	3100	1	111111		" ULS A2-3 T=0
SORTLINE	123	ULS	3201	3232	1	3100	3100	1	111111		" ULS A3-2 T=0
SORTLINE	124	ULS	3398	3432	1	3100	3100	1	111111		" ULS A3-4 T=0
SORTLINE	125	ULS	4500	4506	1	3100	3100	1	111111		" ULS A4-5 T=0
SORTLINE	126	ULS	210	221	1	3100	3100	1	111111		" ULS søyle A2 T=0
SORTLINE	127	ULS	310	320	1	3100	3100	1	111111		" ULS søyle A3 T=0
SORTLINE	127	ULS	410	413	1	3100	3100	1	111111		" ULS søyle A4 T=0
%											
SORTLINE	130	ULS	1	6000	1	3101	3101	1	111111		" ULS ALT T=100 ÅR
%											
%											
%SORTCOMB	3102	ULS	SC	WORST	3100	1	3101	1			" DIM ULS FERDIGTILSTAND
%											
%											
SORTLINE	150	ULS	1	6000	1	3102	3102	1	111111		" DIM ULS ALT FERDIGTILSTAND
%											



% Q1:VINDLAST MED TRAFIKK											
EGENLAST+ DEFORMASJONSLASTER+VINDLAST+BALLAST											
TRAFIKKLAST + TEMPERATURLAST											
%SORTCOMB	3180	SLS	SC	ADD	1020	1,0	1205	1,0	1245	0,7	" DIM SLS A vindlast og trafikk t=0
%SORTCOMB	3180	SLS	SC	ADD	1255	1,0	1191	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=0
%SORTCOMB	3180	SLS	SC	ADD	0	0,0	1193	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=0
%SORTCOMB	3180	SLS	SC	ADD	910	0,7	1194	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=0
%SORTCOMB	3180	SLS	SC	ADD			1195	1,0	1200	1,0	" DIM SLS A vindlast og trafikk t=0
% Q1:VINDLAST MED TRAFIKK											
%											
%SORTCOMB	3181	SLS	SC	ADD	1061	1,0	1199	1,0	1245	0,7	" DIM SLS A vindlast og trafikk t=100
%SORTCOMB	3181	SLS	SC	ADD	1257	1,0	1192	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=100
%SORTCOMB	3181	SLS	SC	ADD	0	0,0	1193	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=100
%SORTCOMB	3181	SLS	SC	ADD	910	0,7	1194	1,0			" DIM SLS A vindlast og trafikk t=100
%SORTCOMB	3181	SLS	SC	ADD			1195	1,0	1200	1,0	" DIM SLS A vindlast og trafikk t=100
%											
%											
%DIMMENSJONERENDE BRUKSGRENETILSTAND SLS A											
%											
SORTCOMB	3200	SLS	SC	WORST	3150	1,0	3160	1,0	3170	1,0	" DIM SLS A T=0
%SORTCOMB	3200	SLS	SC	WORST	3180	1,0					" DIM SLS A T=0
%											
SORTCOMB	3201	SLS	SC	WORST	3151	1,0	3161	1,0	3171	1,0	" DIM SLS A T=100år
%SORTCOMB	3201	SLS	SC	WORST	3181	1,0					" DIM SLS A T=100år
%											
SORTLINE	175	SLS	1	6000	1	3200	3200	1	111111		" SLS A ALT T=0
SORTLINE	176	SLS	2099	2130	1	3200	3200	1	111111		" SLS A A1-A2 T=0
SORTLINE	177	SLS	2298	2330	1	3200	3200	1	111111		" SLS A A2-A3 T=0
SORTLINE	178	SLS	3201	3232	1	3200	3200	1	111111		" SLS A A3-2 T=0
SORTLINE	179	SLS	3398	3432	1	3200	3200	1	111111		" SLS A3- A4 T=0
SORTLINE	180	SLS	4500	4506	1	3200	3200	1	111111		" SLS A4- A5 T=0
SORTLINE	181	SLS	210	221	1	3200	3200	1	111111		" SLS SØYLE A2 T=0
SORTLINE	182	SLS	310	320	1	3200	3200	1	111111		" SLS SØYLE A3 T=0
SORTLINE	183	SLS	410	413	1	3200	3200	1	111111		" SLS SØYLE A4 T=0
%											
SORTLINE	184	SLS	1	6000	1	3201	3201	1	111111		" SLS A ALT T=100
%											
SORTCOMB	3202	SLS	SC	WORST	3200	1	3201	1			" DIM SLS A
%											
SORTLINE	185	SLS	1	6000	1	3202	3202	1	111111		" DIM SLS A ALT
%											

## Vedlegg 6 – Vertikale trafikklaster i inputfilen for laster

%%% TRAFFIC LINE INPUT %%%													
%	LineNo	E1	E2	dE	PosNo	Name							
TRAFLINE	1	2099	2130	1	1	1	CL-BRU						
TRAFLINE	1	2298	2330	1	1	1	CL-BRU						
TRAFLINE	1	3201	3232	1	1	1	CL-BRU						
TRAFLINE	1	3398	3432	1	1	1	CL-BRU						
TRAFLINE	1	4500	4506	1	1	1	CL-BRU						
%													
TRAFLINE	2	3432	4506	1	1	1	CL-BRU						
%													
%													
%%% TRAFFIC LOAD INPUT %%%													
%	LoadNo	TrackNo	LineNo	Dir	E-min	E-max	Q	P1	P2	P3	distA	distB	Name
TRAFLOAD	321	1	1	1	-3,000	3,000	16,200	300	300	0	1,200	0,000	" LM1 fiktiv kjørebane 1
TRAFLOAD	341	1	1	1	0,000	0,000	7,500	200	200	0	1,200	0,000	" LM1 fiktiv kjørebane 2
TRAFLOAD	361	1	1	1	0,000	0,000	7,500	100	100	0	1,200	0,000	" LM1 fiktiv kjørebane 3
TRAFLOAD	381	1	1	1	-3,000	3,000	0,000	400	0	0	0,000	0,000	" LM2

## Vedlegg 7 – Combination tracer fra tidligere analyse etter NS

COMBINATION TRACER:  
 Sorted combination line:  
 No. : 120  
 Name : ULS ALT T=0  
 Element : 3232  
 (X/L) : 1.000  
 Comp : Min-ML  
 Governing sort. comb. no. : 3100  
 Governing sort. comb. name : DIM ULS T=0

This listing splits the combination into loadcases!

No. : Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
9210 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9310 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9410 Egenvekt søyle og f	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9211 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9311 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9411 Egenvekt søyle og f	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9212 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9312 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9412 Egenvekt søyle og f	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9213 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9313 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9413 Egenvekt søyle og f	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9214 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9314 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9414 Egenvekt søyle og f	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9215 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9315 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9216 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9316 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9217 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9317 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9218 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9318 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9219 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9319 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9220 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9320 Egenvekt søyle akse	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9221 Egenvekt søyle akse	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
9321 Egenvekt fundament	1.200	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
9222 Egenvekt fundament	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2128	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2129	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2130	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2298	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2299	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2300	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3230	1.200	-0.0	-44.5	1412.3	-7383.0	0.0	-0.0
3231	1.200	-0.0	-43.3	1374.7	-4538.8	0.0	-0.0
3232	1.200	-0.0	-63.3	2009.6	-2412.9	-0.0	-0.0
3398	1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
3399	1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0

3400		1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
2137	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4530	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2138	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2099		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2100		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2101		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2102		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2103		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3432		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4500		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4501		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4502		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4503		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4504		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4505		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
4506		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
140	Tilleggsbetong ved	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
141	Tilleggsbetong ved	1.200	-0.0	-16.4	520.4	-624.8	-0.0	-0.0
142	Pynt ved A2	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
143	Pynt ved A3	1.200	-0.0	-20.2	640.5	-769.1	-0.0	-0.0
2133	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2134	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3233	Tverrskott pr.	1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
3234	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-36.6	1162.3	-3140.3	0.0	-0.0
3434	Tverrskott pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
99	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2127		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2301		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3229		1.200	-0.0	-76.6	2433.0	-19777.7	0.0	-0.0
3401		1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0
2126		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2302		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3228		1.200	-0.0	-78.0	2478.5	-29756.4	0.0	0.0
3402		1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
2125		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2303		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3227		1.200	-0.0	-76.1	2415.4	-38664.8	0.0	0.0
3403		1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
2124		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2304		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3226		1.200	-0.0	-92.4	2934.6	-60188.7	0.0	0.1
3404		1.200	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
2123		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2305		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3225		1.200	-0.0	-89.6	2845.0	-72583.6	0.0	0.1
3405		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
3238	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-11.4	361.0	-10836.0	0.0	0.0
3439	Pilaestre Pr.	1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	-0.0
2139	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2122		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2306		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3223		1.200	-0.0	-51.8	1646.4	-51886.9	0.0	0.1
3406		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3407		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3224		1.200	-0.0	-35.1	1114.0	-32321.3	0.0	0.0
2121		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2307		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2339	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2120		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2308		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0

3222		1.200	-0.0	-68.1	2161.4	-76768.0	0.0	0.1
3408		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2119		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2309		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3221		1.200	-0.0	-64.5	2049.1	-83031.7	0.0	0.1
3409		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	-0.0
2118		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2310		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3220		1.200	-0.0	-61.4	1948.5	-88698.9	0.0	0.2
3410		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
2117		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2311		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3219		1.200	-0.0	-58.1	1844.1	-93171.6	0.0	0.1
3411		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2335	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3235	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-2.3	74.0	-4157.8	0.0	0.0
3435	Pilaestre Pr.	1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2116		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2312		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3218		1.200	-0.0	-55.3	1757.5	-97590.1	0.0	0.1
3412		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3413		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2115		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2313		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3217		1.200	-0.0	-52.8	1676.3	-101467.1	0.0	0.2
3414		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2113		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2314		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3216		1.200	-0.0	-50.4	1600.8	-104902.1	0.0	0.2
3415		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
2114		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2135	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2112		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2315		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3215		1.200	-0.0	-48.2	1531.5	-108025.6	0.0	0.2
3416		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
68	Spennameringsvoute	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2111		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2316		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3214		1.200	-0.0	-46.2	1467.1	-110823.5	0.0	0.2
3417		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
67	Spennameringsvoute	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2336	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3236	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-1.5	48.5	-3934.3	0.0	0.0
3437	Pilaestre Pr.	1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
2110		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2317		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3213		1.200	-0.0	-44.3	1405.7	-113212.3	0.0	0.2
3418		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
66	Spennameringsvoute	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
91	Spennameringsvoute	1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
2109		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2318		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3212		1.200	-0.0	-42.4	1347.7	-115284.1	0.0	0.3
3419		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
2136	Pilaestre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
65	Spennameringsvoute	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
92	Spennameringsvoute	1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
2108		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2319		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3211		1.200	-0.0	-38.7	1228.6	-111240.8	0.0	0.4



3420		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
93	Spennarmeringevoute	1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2107		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2320		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3210		1.200	-0.0	-34.4	1093.4	-104466.7	0.0	0.2
3421		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
70	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-4104.1	0.0	0.0
94	Spennarmeringevoute	1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
2106		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2321		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3209		1.200	-0.0	-32.2	1022.7	-102834.1	0.0	0.2
3422		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
71	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-4320.1	0.0	0.0
2105		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2322		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3208		1.200	-0.0	-30.7	975.0	-102914.6	0.0	0.2
3423		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
72	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-4536.1	0.0	0.0
2104		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2337	Pilastre Pr.	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3237	Pilastre Pr.	1.200	-0.0	-0.6	17.9	-1951.6	0.0	0.0
3438	Pilastre Pr.	1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
2323		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3207		1.200	-0.0	-29.3	929.4	-102755.0	0.0	0.3
3424		1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
73	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-4752.0	0.0	0.0
2324		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3206		1.200	-0.0	-28.5	904.7	-104539.2	0.0	0.3
3425		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
74	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-4968.0	0.0	0.0
114	Funkt1 pga egenvekt	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
115	Funkt1 pga egenvekt	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
116	Funkt1 pga egenvekt	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
117	Funkt1 pga egenvekt	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2325		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3205		1.200	-0.0	-28.3	898.0	-108267.2	0.0	0.3
3426		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
75	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-5184.0	0.0	0.0
2326		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3204		1.200	-0.0	-28.1	893.1	-112134.3	0.0	0.3
3427		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
76	Spennarmeringevoute	1.200	-0.0	-1.4	43.2	-5400.0	0.0	0.0
2327		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3203		1.200	-0.0	-28.0	889.6	-116150.2	0.0	0.3
3428		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
2328		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3202		1.200	-0.0	-27.9	887.5	-120311.9	0.0	0.4
3429		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
96	Spennarmeringevoute	1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
2329		1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3201		1.200	-0.0	-27.9	886.4	-124601.9	0.0	0.4
3430		1.200	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
97	Spennarmeringevoute	1.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3431		1.200	0.2	41.0	7.5	-1292.8	1.3	16.8
98	Spennarmeringevoute	1.200	0.0	3.6	0.7	-114.4	0.1	1.5
2338	Pilastre Pr.	1.200	-0.0	-7.6	3.9	-376.0	0.3	0.2
2330		1.200	-0.0	-633.6	321.1	-31295.3	24.1	15.4
60	Eg-Slitleg	1.200	2.5	-2117.7	3091.6	-189962.1	136.0	358.8
61	Eg-Rekkverk/kantbje	1.200	2.2	-1835.3	2679.3	-164633.8	117.8	311.0
1403	Spekr Trang O	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1404	Spekr Trang O	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0



1800	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1241	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1242	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1500	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1501	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1502	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1503	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1243	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1244	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
118	Funkt1 pga tvang fr	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
119	Funkt1 pga tvang fr	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
120	Funkt1 pga tvang fr	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
121	Funkt1 pga tvang fr	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1245	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1246	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1247	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1248	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1249	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1250	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1251	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1252	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1253	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1254	Spekr Tvang	0.900	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1600	Spekr Tvang	0.900	0.3	185.4	5.9	4922.4	2.0	18.8
1601	Spekr Tvang	0.900	0.4	223.3	7.5	5922.4	2.2	22.0
1602	Spekr Tvang	0.900	0.4	260.1	7.5	7077.8	2.8	27.5
1603	Spekr Tvang	0.900	0.5	290.5	11.0	7645.8	2.4	25.9
1604	Spekr Tvang	0.900	0.5	327.7	10.7	8904.8	3.0	32.1
1605	Spekr Tvang	0.900	0.6	352.5	11.6	9651.5	3.1	34.1
1606	Spekr Tvang	0.900	0.6	372.7	12.3	10290.0	3.1	35.6
1700	Spekr Tvang	0.900	-0.6	-101.1	-18.5	3193.7	-2.9	-83.7
1701	Spekr Tvang	0.900	-0.7	-132.1	-24.2	4170.6	-3.3	-93.1
1702	Spekr Tvang	0.900	-0.6	-123.2	-22.6	3890.9	-3.1	-84.9
1703	Spekr Tvang	0.900	-0.6	-109.0	-20.0	3442.2	-2.7	-74.1
1401	Spekr Tvang O	0.900	-0.3	-46.6	-8.5	1471.9	-0.6	-36.1
1402	Spekr Tvang O	0.900	-0.3	-46.6	-8.5	1471.9	-0.6	-36.1
90	Resterende svinn et	1.000	5.1	1384.4	19.7	-5105.9	100.7	124.2
90	Resterende svinn et	0.000	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0
201	Brem trafikklaest	1.300	2.1	-180.2	42.5	-4767.5	10.3	245.2
204	Tværr trafikklaest	-1.300	118.6	-14.1	0.8	-62.0	773.4	8677.1
330	ML-Min P+J laest T F	1.300	-0.3	-3921.8	4559.7	-299404.9	7087.4	-143.6
2151	Ballast seks	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2152	Ballast seks	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
112	Funkt1 pga ballast	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
113	Funkt1 pga ballast	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
100	Egenvekt portal	1.000	-0.4	99.4	-13.1	1422.9	-5.3	-49.9
160	Jekking horisontalre	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
162	Jekking horisontalre	1.200	0.1	-4407.8	-138.8	38135.5	0.6	20.7
170	Støttesenking A1	1.200	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
161	Motkraft jekking hor	1.200	10.3	-2181.3	149.9	-13505.6	84.6	1203.7
163	Motkraft jekking hor	1.200	-10.3	2184.1	-149.9	13498.0	-84.4	-1203.0
22	Vogn til seks	1.000	-0.0	-25.2	799.6	-87439.3	0.0	0.2
29	Vogn til seks	1.000	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
30	Vogn til midt	1.000	-0.0	-20.9	662.7	-95233.5	0.0	0.3
1022	Fjerning av vogn sek	1.000	0.0	25.2	-799.6	87439.3	-0.0	-0.2
1029	Fjerning av vogn ved	1.000	0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
1030	Fjerning av vogn på	1.000	0.1	716.4	-366.1	35596.8	-26.6	-13.6
110	Funktlaest pga vogn	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
111	Funktlaest pga vogn	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
1140	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2140	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0

2342	Blet betong sekejon	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3440	Blet betong kobling	1.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4340	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2340	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3240	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-12.1	383.8	-55356.0	0.0	0.2
1141	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2141	Blet betong kobling	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
2343	Blet betong sekejon	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
3441	Blet betong kobling	1.000	0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
4341	Blet betong kobling	1.000	0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
2341	Blet betong kobling	1.000	-0.0	183.7	-90.8	8919.8	-7.4	-7.3
3241	Blet betong kobling	1.000	0.0	344.1	-176.1	17118.8	-12.7	-6.1
122	Last pgs blet beton	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
123	Last pgs blet beton	1.000	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0
Calc. sum :			130.3	-10596.9	64140.8	-3355745.5	8205.9	9344.9
DB. sum :			130.3	-10596.9	64140.8	-3355745.5	8205.9	9344.9

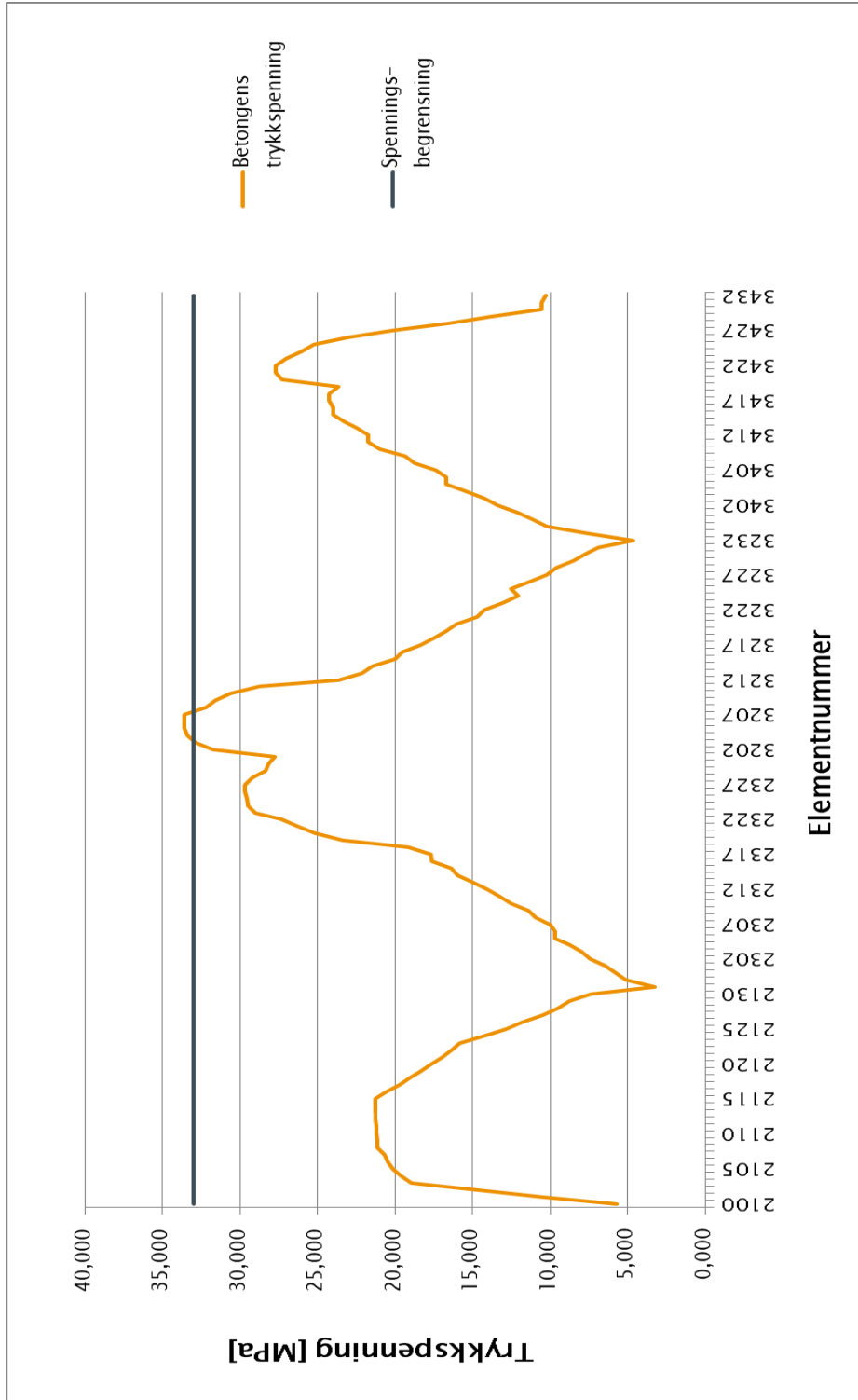
## Vedlegg 8 – Spenningsbegrensning, betongens trykkspenning

Element / Seksjon	Betongens trykkspenning	Spenningsbegrensning
2100	5,700	33,000
2101	10,462	33,000
2102	14,695	33,000
2103	18,927	33,000
2104	19,605	33,000
2105	20,121	33,000
2106	20,476	33,000
2107	20,647	33,000
2108	21,166	33,000
2109	21,161	33,000
2110	21,237	33,000
2111	21,233	33,000
2112	21,253	33,000
2113	21,260	33,000
2114	21,267	33,000
2115	21,273	33,000
2116	20,531	33,000
2117	19,702	33,000
2118	19,008	33,000
2119	18,343	33,000
2120	17,680	33,000
2121	17,001	33,000
2122	16,373	33,000
2123	15,871	33,000
2124	14,327	33,000
2125	12,867	33,000
2126	11,832	33,000
2127	10,453	33,000
2128	9,493	33,000
2129	8,761	33,000
2130	7,365	33,000
2298	3,245	33,000
2299	5,097	33,000
2300	5,793	33,000
2301	6,432	33,000
2302	7,420	33,000
2303	7,946	33,000
2304	8,796	33,000

2305	9,706	33,000
2306	9,702	33,000
2307	10,049	33,000
2308	10,976	33,000
2309	11,379	33,000
2310	12,562	33,000
2311	13,274	33,000
2312	14,064	33,000
2313	14,967	33,000
2314	15,996	33,000
2315	16,344	33,000
2316	17,627	33,000
2317	17,679	33,000
2318	19,131	33,000
2319	23,399	33,000
2320	25,155	33,000
2321	26,330	33,000
2322	27,349	33,000
2323	29,012	33,000
2324	29,508	33,000
2325	29,577	33,000
2326	29,679	33,000
2327	29,677	33,000
2328	29,211	33,000
2329	28,375	33,000
2330	28,184	33,000
3201	27,766	33,000
3202	31,735	33,000
3203	32,842	33,000
3204	33,355	33,000
3205	33,601	33,000
3206	33,603	33,000
3207	33,589	33,000
3208	32,183	33,000
3209	31,597	33,000
3210	30,592	33,000
3211	28,777	33,000
3212	23,644	33,000
3213	22,122	33,000
3214	21,458	33,000
3215	20,047	33,000
3216	19,551	33,000
3217	18,365	33,000
3218	17,480	33,000

3219	16,708	33,000
3220	16,017	33,000
3221	14,718	33,000
3222	14,237	33,000
3223	13,081	33,000
3224	12,071	33,000
3225	12,548	33,000
3226	11,372	33,000
3227	10,210	33,000
3228	9,636	33,000
3229	8,521	33,000
3230	7,692	33,000
3231	6,929	33,000
3232	4,651	33,000
3398	7,574	33,000
3399	10,245	33,000
3400	11,165	33,000
3401	12,160	33,000
3402	13,408	33,000
3403	14,225	33,000
3404	15,427	33,000
3405	16,683	33,000
3406	16,680	33,000
3407	17,378	33,000
3408	18,768	33,000
3409	19,383	33,000
3410	20,984	33,000
3411	21,740	33,000
3412	21,746	33,000
3413	22,477	33,000
3414	23,234	33,000
3415	23,997	33,000
3416	23,992	33,000
3417	24,285	33,000
3418	24,283	33,000
3419	23,675	33,000
3420	27,266	33,000
3421	27,704	33,000
3422	27,703	33,000
3423	27,030	33,000
3424	26,064	33,000
3425	25,271	33,000
3426	23,036	33,000
3427	20,176	33,000

3428	16,588	33,000
3429	13,733	33,000
3430	10,578	33,000
3431	10,575	33,000
3432	10,294	33,000





$\frac{N_p}{A_c}$	-9,231581579	-9,231581579	-8,797154211	-8,308423421	-7,819692632	
$\frac{N_p * y * y}{I}$	-18,17	-18,17	-17,32	-16,36	-15,39	
$\frac{M_{SLS,OF} * y}{I}$	25,05	25,05	25,05	25,05	25,05	Element 2298
$\frac{M_{SLS,OF} * y}{I}$	25,68	25,68	25,68	25,68	25,68	Element 3232
Spenningen i betongen i høyde med spennkablene for element 2298, og spennkablene for element 3232, og (N/mm <sup>2</sup> )	-2,36	-2,36	-1,07	0,38	1,83	
Spenningen i betongen i høyde med spennkablene for element 3232, og spennkablene for element 2298, og (N/mm <sup>2</sup> )	-1,73	-1,73	-0,44	1,01	2,47	
% tap av spennkraft	10 %	15 %	20 %	25 %	30 %	



## Vedlegg 10 – Parameterstudie av trykkavlastning, gitt 0, 62" spenntau

Trykkavlastning	Maksimal spennkraft per kabel (N/mm2)	-1476	Totalt tverrsnittsareal av spennkablene (mm2)	Beregning av spenning i høyde med spennarmingen i tverrsnittet utføres med følgende formel:	$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot y^* \cdot y}{I} + \frac{M_{SLS,OF} \cdot y}{I}$
Kabeltype	Tverrsnittsareal av spennkabler (mm2)	Kabelkraft per kabel, (N)	Antall kabler i tverrsnitt	Totalt tverrsnittsareal av spennkablene (mm2)	
1201	1800	-2656800	10	18000	Avstanden fra nøytralakse til overkant spennarmoring, y (mm)
1301	1950	-2878200	54	105300	Tregghetsmoment, I (mm4)
1401	2100	-3099600	44	92400	Betongens tverrsnittsareal, A <sub>c</sub> (mm2)
				215700,00	Element 2298
					Element 3232
					2,56751E+12
					2,63217E+12
Total maksimal spennkraft i spennkablene i tverrsnittet uten tap (N)	-318373200	-318373200	-318373200	-318373200	
Tap fra elastisk deformasjon av betongen og friksjon	0 %	10 %	15 %	20 %	
Spennkraft etter umiddelbare tap (N)	-318373200	-302454540	-286535880	-270617220	
Spennkraft etter umiddelbare tap (N/mm2)	-1476	-1402,2	-1328,4	-1254,6	Maksimal spennkraft etter umiddelbare tap
Kontroll etter punkt 5.10.3(2) i EK2; spennkraft etter umiddelbare tap skal ikke overskride 1394 N/mm2	-1394	-1394	-1328,4	-1254,6	-1394
Dimensjonerende spennkraft etter umiddelbare tap (N)	-300685800	-286535880	-270617220	-254698560	
Tap fra kryp, svinn og relaksasjon	10 %	10 %	10 %	10 %	
Total spennkraft i spennkablene i tverrsnittet med tap, Np (N)	-270617220	-270617220	-257882292	-24355498	

$\frac{N_p}{A_c}$	-9,890980263	-9,890980263	-9,42552368	-8,901882237	-8,378242105	
$\frac{N_p * y * y}{I}$	-19,47	-19,47	-18,56	-17,53	-16,49	
$\frac{M_{SL,OF} * y}{I}$	25,05	25,05	25,05	25,05	25,05	Element 2298
$\frac{M_{SL,OF} * y}{I}$	25,68	25,68	25,68	25,68	25,68	Element 3232
Spenningen i betongen i høyde med spennkablene for element 2298, $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	-4,31	-4,31	-2,93	-1,38	0,18	
Spenningen i betongen i høyde med spennkablene for element 3232, $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	-3,68	-3,68	-2,30	-0,75	0,81	
% tap av spennkraft	10%	15%	20%	25%	30%	