

Analyse og dimensjonering av en etteroppspent betongbru

Vurdering av påvirkninger fra skjeve opplegg

Janne Helen Byberg
Kamilla Kjelstad Høsøien

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 8. juni 2016	ANTALL SIDER: 181 + 112 sider vedlegg
------------------------------------	-----------------------	--

TITTEL:

Analyse og dimensjonering av en etteroppspent betongbru

Vurdering av påvirkninger fra skjeve opplegg

Analysis and design of a Post-Tensioned Concrete Bridge

UTFØRT AV:

Kamilla Kjelstad Høsøyen
Janne Helen Byberg



SAMMENDRAG:

Opgavens formål er å tilegne studentene kunnskap knyttet til beregningsmetoder for betongruer, gjennom analyse og dimensjonering av en trefelts spennarmert betongbru. Modellering og analyse ble gjennomført i rammeprogrammet NovaFrame 5. I tillegg ble det gjennomført et litteraturstudium som omfattet å sette seg inn i relevant litteratur, gjeldende standarder og beregningsmetoder for spennarmerte betongkonstruksjoner. Sammen med Håndbok N400 dannet dette grunnlag for bruprosjekteringen. I tillegg er det opparbeidet forståelse rundt effekter av skjeve opplegg. Ut fra dette ble det etablert forventede påvirkninger av bruas skjevstilling. Effektene ble videre undersøkt for den aktuelle bruas midtspenn ved bruk av beregningsmetode beskrevet i kapittel 9.

Utleverte prosjektegninger for Kjeldenbrua fra Statens vegvesen ble benyttet som retningslinjer for materialvalg, bruas utforming og armering. Bjelke-/platebrua består av tre spenn støpt i en byggefase og har en total lengde på 61,5 meter. Bruas massive T-tverrsnitt er konstant over lengden og utgjør, sammen med kantdragere og rekkverk, en bredde på 10,1 meter. Langs senterlinje har tverrsnittet en høyde på 1,2 meter. Brua er understøttet av to søyler, samt landkarvegger i hver ende. Brua har åtte etteroppspente kabler virkende over hele lengden. Slakkarmering ble bestemt fra minimumskrav og kontrollert mot lastpåvirkninger.

Lastene ble sortert i ulike lastkombinasjoner for analyser i NovaFrame og ga dimensjonerende lastvirkninger. Fremgangsmåte for modellering av brua i NovaFrame er grundig gjennomgått i rapporten. Videre ble den etablerte modellen verifisert med håndberegning for et utvalg lastpåvirkninger.

Kapasitetskontroll i brudd- og bruksgrensetilstand ble gjennomført i lengde- og tverretning. I bruddgrensetilstand ble innlagt slakk- og spennarmering funnet tilstrekkelig. For beregning av momentkapasitet ble to ulike fremgangsmåter benyttet og sammenlignet for å øke forståelse knyttet til momentkapasitet. I begge tilfeller ble kapasiteten funnet tilstrekkelig og ga tilnærmet likt resultat. Tverrsnittet viste tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand ble opptredende spenninger funnet innenfor grenseverdi. Krav til trykkavlastning ble imidlertid ikke innfridd. Det ble dermed behov for til økt spennarmering for å oppnå tilstrekkelig tverrsnittskapasitet i bruksgrensetilstand.

Gjennom relevant litteratur, samt beregning av momentvirkning av skjeve opplegg for en fritt opplagt bjelke, ble effekt av skjeve opplegg funnet til å omfatte redusert feltmoment, økt støtte- og torsjonsmoment, samt større skjærkrefter ved butte hjørner.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli, NTNU, Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens vegvesen Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Oppgaven er gitt som masteroppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Den er utarbeidet av studenter ved studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk 10. semester og gir 30 studiepoeng. Arbeidet er utført våren 2016 over en tidsperiode på 20 uker. Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Masteroppgaven er utført av studentene Janne Helen Byberg og Kamilla Kjelstad Høsøien. Veiledning av oppgaven er gitt av hovedveileder, professor Jan Arve Øverli, ved Institutt for konstruksjonsteknikk, samt Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens vegvesen Vegdirektoratet.

I oppgaven gjennomføres analyse og dimensjonering av en trefelts spennarmert betongbru. Modellering og analyse er gjennomført i rammeprogrammet NovaFrame 5 i henhold til gjeldende standarder og Håndbok N400.

Vi vil gjerne rette en stor takk til veileder, professor Jan Arve Øverli, ved Institutt for konstruksjonsteknikk, for faglige samtaler og kloke råd. Vi møtte alltid åpne dører og han delte raust av sin kunnskap. I tillegg vil vi takke professor Terje Kanstad som har bistått og hjulpet oss gjennom prosessen. Videre ønsker vi å takke Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens vegvesen Vegdirektoratet, for veiledning om prosjektering av brukonstruksjoner og bruk av NovaFrame. Til sist ønsker vi å takke Sven Østerhus for hjelp med korrekturlesing.

Å bygge bro. Biler over en elv. Fotgjengere. Trygt frem. Og tilbake.

Å bygge bro. Mellom mennesker. Samarbeid, relasjon, vennskap.

Å bygge bro. Dele kunnskap. Utvikling. Fred.

Å bygge bro. Nødvendig.

Alltid.

Trondheim, 8. juni 2016

Janne H. Byberg

Kamilla Høsøien

Janne Helen Byberg

Kamilla Kjelstad Høsøien

Sammendrag

Oppgavens formål er å tilegne studentene kunnskap knyttet til beregningsmetoder for betongbruer, gjennom analyse og dimensjonering av en trefelts spennarmert betongbru. Modellering og analyse ble gjennomført i rammeprogrammet NovaFrame 5. I tillegg ble det gjennomført et litteraturstudium som omfattet å sette seg inn i relevant litteratur, gjeldende standarder og beregningsmetoder for spennarmerte betongkonstruksjoner. Sammen med Håndbok N400 dannet dette grunnlag for bruprojekteringen. I tillegg er det opparbeidet forståelse rundt effekter av skjeve opplegg. Ut fra dette ble det etablert forventede påvirkninger av bruas skjevstilling. Effektene ble videre undersøkt for den aktuelle bruas midtspenn ved bruk av beregningsmetode beskrevet i kapittel 9.

Utleverte prosjekttegninger for Kjeldenbrua fra Statens vegvesen ble benyttet som retningslinjer for materialvalg, bruas utforming og armering. Bjelke-/platebrua består av tre spenn støpt i en byggefase og har en total lengde på 61,5 meter. Bruas massive T-tverrsnitt er konstant over lengden og utgjør, sammen med kanndragere og rekkverk, en bredde på 10,1 meter. Langs senterlinje har tverrsnittet en høyde på 1,2 meter. Brua er understøttet av to søyler, samt landkarvegger i hver ende. Brua har åtte etteroppspente kabler virkende over hele lengden. Slakkarmering ble bestemt fra minimumskrav og kontrollert mot lastpåvirkninger.

Lastene ble sortert i ulike lastkombinasjoner for analyser i NovaFrame og ga dimensjonerende lastvirkninger. Fremgangsmåte for modellering av brua i NovaFrame er grundig gjennomgått i rapporten. Videre ble den etablerte modellen verifisert med håndberegning for et utvalg lastpåvirkninger.

Kapasitetskontroll i brudd- og bruksgrensetilstand ble gjennomført i lengde- og tverretning. I bruddgrensetilstand ble innlagt slakk- og spennarmering funnet tilstrekkelig. For beregning av momentkapasitet ble to ulike fremgangsmåter benyttet og sammenlignet for å øke forståelse knyttet til momentkapasitet. I begge tilfeller ble kapasiteten funnet tilstrekkelig og ga tilnærmet likt resultat. Tverrsnittet viste tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand ble opptredende spenninger funnet innenfor grenseverdi. Krav til trykkavlastning ble imidlertid ikke innfridd. Det ble dermed behov for til økt spennarmering for å oppnå tilstrekkelig tverrsnittskapasitet i bruksgrensetilstand.

Gjennom relevant litteratur, samt beregning av momentvirkning av skjeve opplegg for en fritt opplagt bjelke, ble effekt av skjeve opplegg funnet til å omfatte redusert feltmoment, økt støtte- og torsjonsmoment, samt større skjærkrefter ved butte hjørner.

Abstract

This report covers design and capacity control of a post-tensioned concrete bridge. The purpose of this master thesis is to acquire knowledge about bridge design, by undertaking an analysis and design of a three-spanned post-tensioned concrete bridge. The bridge model was analyzed in the program NovaFrame 5. In a literature study the students considered relevant literature, current regulations and requirements, and calculation methods for pre-stressed concrete structures. The calculations were carried out in accordance with the literature study and the handbook N400 by Statens vegvesen Vegdirektoratet (Håndbok N400). In addition, the students developed an understanding about the effects of skew supports by reviewing relevant literature. The effect was also considered for a simply supported beam using a calculation method described in chapter 9.

The project drawings for the designed bridge Kjeldenbrua, given by Statens vegvesen, were used to determine choice of materials, design and reinforcement. The plate/girder bridge has three spans and a total length of 61,5 meters. It is constructed as a massive T-cross section, and including edge beams and railing, the total width is 10,1 meters. The cross sectional height is 1,2 meters, and constant along the centerline. The bridge is supported by two columns in addition to abutments in each end. The cross section has 8 continuous tendons. The mild reinforcement was determined from minimum requirements and checked against load impacts.

The loads were sorted into different load combinations for analysis in NovaFrame. The analysis gave the design load effect. NovaFrame modeling procedure was thoroughly described. The report also includes verification by hand calculation of the established model, for some selected load impacts.

The analyses were performed in ultimate (ULS) and serviceability (SLS) limit state, for both longitudinal and transverse direction. Both mild reinforcement and tendons were found adequate for ULS capacity. Two different procedures were used for determining bending moment capacity. The capacity was found sufficient and the results were approximately equal for both approaches. In SLS the occurring stresses were found within the limit, and the cross section remained uncracked. The cross section showed sufficient capacity both in ULS and SLS.

Reviewing applicable literature, as well as calculating moment effects due to skew supports on a simply supported beam, the effect was found to include reduced bending moments at mid-span, increased bending moments by supports, increased torque moments, as well as increase in shear force by obtuse corners.

Innhold

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Innhold	VII
Figurliste	XIII
Tabelliste	XVII
Indeksliste	XIX
<i>Latinske store bokstaver</i>	<i>XIX</i>
<i>Latinske små bokstaver</i>	<i>XXI</i>
<i>Små greske bokstaver</i>	<i>XXIII</i>
1 Innledning	1
2 Prosjekteringsgrunnlag	3
2.1 Opplysninger	3
2.1.1 <i>Standarder</i>	3
2.1.2 <i>Annen litteratur</i>	3
2.1.3 <i>Analyseprogram</i>	4
2.2 Materialer	4
2.2.1 <i>Betong</i>	4
2.2.2 <i>Spennarmering</i>	5
2.2.3 <i>Slakkarmering</i>	6
2.3 Kjeldenbrua	6
3 Armering i brua	11
3.1 Eksponeringsklasse.....	11
3.2 Betongoverdekning	12
3.2.1 <i>Minste overdekning, c_{min}</i>	12
3.2.2 <i>Tillatt avvik, Δc_{dev}</i>	13
3.2.3 <i>Endelig betongoverdekning</i>	13
3.3 Spennarmering	14
3.4 Spennsystem	15
3.4.1 <i>Forankring</i>	15
3.4.2 <i>Etteroppspanning</i>	16

3.4.3 Kabelføring og spennkablenes plassering	17
3.5 Slakkarmering	19
3.5.1 Effektiv tverrsnittshøyde, <i>d</i>	19
3.5.2 Minimum lengde- og tverrarmering.....	20
3.5.3 Minimum skjærarmering.....	21
4 Laster	23
4.1 Klassifisering av laster	23
4.2 Permanente påvirkninger	23
4.2.1 Egenlaster.....	23
4.3 Variable påvirkninger	24
4.3.1 Trafikklaster.....	24
4.3.2 Vindlast.....	30
4.3.3 Termisk påkjenning.....	34
4.4 Deformasjonslast.....	37
4.4.1 Kryp.....	37
4.4.2 Svinn	39
4.5 Spennkrafttap.....	40
4.5.1 Tap av tøyingsdifferanse	41
4.5.2 Tidsavhengige tap	42
4.5.3 Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap	45
4.6 Lastkombinasjoner	46
4.6.1 Bruddgrensetilstand, ULS	47
4.6.2 Bruksgrensetilstanden, SLS.....	48
4.6.3 Fullstendig lastkombinasjon	48
5 Modellering i NovaFrame.....	51
5.1 Materialer og design parametere	51
5.2 Referanselinjer og akser	52
5.2.1 Oppsett av referanselinjer	53
5.2.2 Oppsett av akser.....	53
5.2.3 Veglinjens horisontal- og vertikalgeometri	53
5.2.4 Vertikale referanselinjer	54
5.3 Definisjon av tverrsnitt	54
5.3.1 Koblingspunkt.....	55
5.3.2 Korreksjon av torsjonsstivhet	56

5.4	Rammegeometri.....	56
5.4.1	Nodenummerering, elementer og laster	56
5.4.2	Koordinatsystem.....	59
5.4.3	Grensebetingelser og knutepunkt	60
5.4.4	Snitt.....	61
5.5	Spennkabler.....	61
5.6	Laster	64
5.6.1	Egenlast	64
5.6.2	Trafikklaster.....	64
5.6.3	Vindlast.....	65
5.6.4	Termisk påkjenning.....	65
5.6.5	Spennarmering	65
5.6.6	Kryp.....	66
5.6.7	Svinn	66
5.7	Modell og analyseoppsett	67
5.8	Lastkombinering	67
6	Verifikasjon av modell i NovaFrame	69
6.1	Verifikasjon av egenlast.....	69
6.1.1	Verifikasjon av moment grunnet egenlast av overbygning.....	70
6.1.2	Verifikasjon av opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning	72
6.2	Verifikasjon av moment som skyldes forspenning.....	74
6.2.1	Moment over søyle i akse 2	74
6.2.2	Moment i felt 1	75
6.2.3	Oppsummering	76
6.3	Verifikasjon av temperaturlast	76
6.3.1	Reaksjonsvektor.....	77
6.3.2	Stivhetsmatrise	78
6.3.3	Endelige rotasjonsfrihetsgrader	78
6.3.4	Sammenligning av resultater	78
7	Bruddgrensetilstand	81
7.1	Effektiv flensbredde	81
7.2	Lastvirkningsdiagrammer i bruddgrensetilstand.....	84
7.2.1	Bruddgrensetilstand, tvangsmoment alene	84
7.2.2	Bruddgrensetilstand, full oppspenning.....	85

7.3 Momentkapasitet	87
7.3.1 Kapasitetskontroll for moment over søyle i akse 2 og 3.....	87
7.3.2 Kapasitetskontroll for moment i felt.....	88
7.3.3 Oppsummering for kapasitetskontroll for moment	89
7.3.4 Alternativ beregningsmetode for momentkapasitet.....	89
7.3.5 Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene	91
7.4 Skjærkraftkapasitet	93
7.4.1 Skjærstrekkkapasitet	93
7.4.2 Skjærtrykkapasitet.....	95
7.4.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser.....	95
7.5 Torsjonskapasitet	98
7.5.1 Kapasitet for riss-torsjonsmoment	98
7.5.2 Kapasitet for trykkbrudd.....	98
7.5.3 Beregning av torsjonsarmering	99
7.6 Armering i tverretning.....	101
7.6.1 Beregning av dimensjonerende moment	101
7.6.2 Momentkapasitet i innspenning.....	104
7.6.3 Skjærkraftkapasitet	105
7.7 Kontroll for gjennomlokkingsbrudd i brutverrsnittets flens	106
8 Bruksgrensetilstand	111
8.1 Presentasjon av resultater i SLS	111
8.1.1 SLS, karakteristisk lastkombinasjon.....	112
8.1.2 SLS, ofte forekommende.....	113
8.1.3 SLS, tilnærmet permanent lastkombinasjon.....	115
8.2 Dimensjonering i bruksgrensetilstand.....	116
8.2.1 Spenningsbegrensning.....	116
8.2.2 Beregning av dimensjonerende spenninger	117
8.2.3 Spenningsbegrensning i tverretning.....	122
8.2.4 Rissviddebegrensninger	123
8.2.5 Nedbøyningsbegrensning	126
9 Brukonstruksjon med skjeve opplegg	127
9.1 Skjeve opplegg.....	127
9.2 Bru med skjeve opplegg	128
9.2.1 Effekt av skjeve opplegg	128

9.2.2 Beregningsmetoder for momentvirkninger	129
9.3 Forventninger til resultat.....	135
9.4 Oppsummering.....	137
9.5 Armering ved skjeve opplegg	137
9.5.1 Spennarmering	137
9.5.2 Slakkarmering.....	139
9.6 Kjeldenbrua med skjeve opplegg	140
9.6.1 Beregninger for Kjeldenbrua med skjeve opplegg.....	141
10 Resultater og diskusjon	143
11 Oppsummering.....	149
Referanseliste	151
Vedleggsliste.....	155

Figurliste

Figur 2-1: Lengdesnitt av Kjeldenbrua. Hentet fra [14].	7
Figur 2-2: Bruas tverrsnitt i felt. Hentet fra [14].	7
Figur 2-3: Statisk system for brua. Tegnet i FAP 2D.	8
Figur 2-4: Profilnummer og terrenghøyde for brua. Hentet fra [14].	9
Figur 3-1: MA 6812. Figurer hentet fra [20].	16
Figur 3-2: MA-system med forankringslengder. Hentet fra [20].	16
Figur 3-3: Illustrasjon av kabelnummerering. Tegning hentet fra prosjekttegninger.	17
Figur 3-4: Spennarmeringsprofil. Figur hentet fra prosjekttegninger.	17
Figur 3-5: Spennarmeringsføring. Figur hentet fra NovaFrame.	18
Figur 3-6: Spennarmering plassert i underkant i felt. Figur hentet fra prosjekttegninger.	18
Figur 3-7: Spennarmeringen plassert i overkant over søyler. Figur hentet fra prosjekttegninger.	19
Figur 3-8: Illustrasjon av inndeling av soner for beregning av minimumsarmering.	19
Figur 4-1: Illustrasjon av nummerering av kjørebener. Hentet fra EK1-2, Figur 4.1.	26
Figur 4-2: Illustrasjon av kontaktflaten til LM1 [5, s. 38].	28
Figur 4-3: Illustrasjon av kontaktflaten til LM2 [5, s. 39].	28
Figur 4-4: Retninger for vindpåvirkninger på bruer. Hentet fra EK1-1-4, Figur 8.2.	32
Figur 4-5: Illustrasjon av relaksasjon i spennstål [18, s.262].	43
Figur 4-6: Kurve som illustrer relaksasjonstap [24, s. 50].	45
Figur 5-1: Tverrsnittets torsjonsforløp.	52
Figur 5-2: Punkt plassering for brutverrsnitt. Figur fra NovaFrame.	55
Figur 5-3: Punkt plassering for søyletverrsnitt. Figur fra NovaFrame.	55
Figur 5-4: Koblingspunkt mellom tverrsnitt og referanselinje. Figur fra NovaFrame.	56
Figur 5-5: Nodenummerering i NovaFrame.	58
Figur 5-6: Elementnummerering i NovaFrame.	58
Figur 5-7: Koordinatsystem i NovaFrame. Hentet fra [24, s. 41].	59
Figur 5-8: Grensebetingelser og knutepunkt i NovaFrame.	60
Figur 5-9: Kabelføring i overbygning. Figur hentet fra NovaFrame.	63
Figur 6-1: Illustrasjon av den statiske system. Hentet fra FAP 2D.	69
Figur 6-2: Illustrasjon av statisk system med påsatt last.	70
Figur 6-3: Momentdiagram grunnet egenlast. Verdier funnet ved håndberegning.	71
Figur 6-4: Skjærkraftdiagram grunnet egenlast. Verdier fra håndberegning.	73
Figur 6-5: Illustrasjon av frihetsgrader for verifikasjon av temperaturlast.	77
Figur 6-6: Illustrasjon av tvangsmoment i frihetsgradene.	77
Figur 6-7: Variasjon av temperatur over tverrsnittet i NovaFrame [13, s. 54].	79
Figur 6-8: Momentdiagram på grunn av jevnt fordelt temperturandel. Hentet fra NovaFrame.	79
Figur 7-1: Illustrasjon for beregning av I_0 . Hentet fra [7, s. 56].	81
Figur 7-2: Geometriske parametere for effektiv flensbredde, hentet fra [7, s. 57].	82
Figur 7-3: Aksialkraftdiagram (N) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.	84
Figur 7-4: Skjærkraftdiagram (V) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.	84
Figur 7-5: Momentdiagram (M) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.	85
Figur 7-6: Torsjonsmomentdiagram (T) for lastkombinasjon ULS tvang 100 år.	85
Figur 7-7: Aksialkraftdiagram (N) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.	85

Figur 7-8: Skjærkraftdiagram (V) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.....	86
Figur 7-9: Momentdiagram (M) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.	86
Figur 7-10: Torsjonsmomentdiagram (T) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.	86
Figur 7-11: Oppsett for likevektsbetraktning for beregning av momentkapasitet.	90
Figur 7-12: Tverrsnittets torsjonsareal og torsjonsforløp.	98
Figur 7-13: Illustrasjon av forenkling av utrager.....	101
Figur 7-14: Illustrasjon av statisk system, samt lastpåkjenning ved LM1.	102
Figur 7-15: Illustrasjon av statisk system, samt lastpåkjenning ved LM2.	102
Figur 7-16: Illustrasjon av kontaktflater ved LM1.	102
Figur 7-17: Illustrasjon av kontaktflater ved LM2.	102
Figur 7-18: Projisert areal under kontaktflater. Hentet fra EK1-2, Figur 4.4.....	103
Figur 7-19: Verdier for μ for en fast innspent rand og en fri rand. Hentet fra [36].	103
Figur 7-20: Diagram for bestemmelse av skjærkrefter. Hentet fra [38].	105
Figur 8-1: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	112
Figur 8-2: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	112
Figur 8-3: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	112
Figur 8-4: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	113
Figur 8-5: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	113
Figur 8-6: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	114
Figur 8-7: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	114
Figur 8-8: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.....	114
Figur 8-9: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	115
Figur 8-10: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	115
Figur 8-11: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	115
Figur 8-12: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.	116
Figur 8-13: Illustrasjon av lastpåvirkning. Hentet fra [35].....	121
Figur 8-14: Figur som viser tverrsnittets trykksonehøyde.	126
Figur 9-1: Illustrasjon av bru med skjeve opplegg. Hentet fra [40].....	127
Figur 9-2: Illustrasjon av lastfordeling ved rette opplegg. Hentet fra [40].	128
Figur 9-3: Illustrasjon av lastfordeling ved skjeve opplegg. Hentet fra [40].	129
Figur 9-4: Skjevstilte plater. Figur hentet fra [44, s. 117].....	130
Figur 9-5: Illustrasjon som viser punktene m, r og s. Hentet fra [44, s. 119].	131
Figur 9-6: Hovedmoment og deres retninger for en plate med $\phi = 60^\circ$. Hentet fra [44, s. 119].....	131

Figur 9-7: Moment- og kraftfordeling for en smal skjevstilt bru med to spenn belastet i felt (venstre) og på rand (høyre). Hentet fra [44, s. 131].....	132
Figur 9-8: Bjelke med skjeve opplegg påkjent av torsjonsmoment og en jevnt fordelt last [45, s. 6].	133
Figur 9-9: Fritt legemediagram for bjelken belastet med jevnt fordelt last og torsjonsmoment. Hentet fra [45, s. 16].....	134
Figur 9-10: Støttemoment som funksjon av oppleggsvinkel. Hentet fra [45, s. 18].	135
Figur 9-11: Spennarmeringsføring for plater med skjeve opplegg	138
Figur 9-12: Spennarmeringsføring for smale plater med vinkel $\phi < 70^\circ$ [44, s. 128].	138
Figur 9-13: Spennarmeringsføring for brede plater med vinkel $\phi < 60^\circ$ [44, s. 129].	139
Figur 9-14: Armering for bred plate med vinkel $\phi > 60^\circ$ [44, s.127].	139
Figur 9-15: Armering for bred plate med vinkel $\phi < 60^\circ$ [44, s. 127].	140
Figur 9-16: Armering for smal plate med vinkel $\phi < 70^\circ$ [44, s. 127].	140
Figur 9-17: Lastfordeling ved skjeve opplegg	142
Figur 10-1: Armering i tverrsnittet. Figur tegnet i Revit.	143

Tabelliste

Tabell 2-1: Materialelegenskaper for betong B45.	4
Tabell 2-2: Materialelegenskaper spennarmering.	5
Tabell 2-3: Materialelegenskaper slakkarmering.	6
Tabell 3-1: Verdier for $C_{min, dur}$ for ulike deler av brua, for spenn- og slakkarmering.	12
Tabell 3-2: Verdier for ΔC_{dev}	13
Tabell 3-3: Betongoverdekning for slakkarmering.	14
Tabell 3-4: Betongoverdekning for spennarmering.	14
Tabell 3-5: Egenskaper spennarmeringssystem DYWIDAG 6812.	15
Tabell 3-6: Forankringslengde MA 2311.	16
Tabell 3-7: Effektive tverrsnittshøyder for de ulike delene av tverrsnittet.	20
Tabell 3-8: Armering for ulike tverrsnittdeler.	21
Tabell 3-9: Oppsummert skjærarmering.	22
Tabell 4-1: Tabell 4.1 fra EK1-2, beregning av antall kjørefelt og kjørefeltbredde.	26
Tabell 4-2: Karakteristiske verdier for LM1 [5, s.37].	27
Tabell 4-3: Lastfordeling på kjørebane ved LM1.	27
Tabell 4-4: Samtidige grupper av trafikklaster [5, NA s. 5].	30
Tabell 4-5: Vindpåvirkning på brua, med og uten samtidig virkende trafikk.	33
Tabell 4-6: Kombinasjon av temperaturlaster.	37
Tabell 4-7: Kryptall for åpningtidspunkt og dimensjonerende brukstid.	38
Tabell 4-8: Langtids E-modul for lastpåføring etter 7 døgn.	38
Tabell 4-9: Resultat av beregning av betongtøyning og spenning som følge av kryp, for kort og lang tid.	42
Tabell 4-10: Verdier for kombinasjonsfaktor for vegbruer [2, Tabell NA.A2.1].	46
Tabell 4-11: Lastfaktorer for lastkombinasjon i ULS [1, Tabell NA.A.4(B)].	47
Tabell 4-12: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand. Hentet fra EK0, Tabell NA.A2.1.	48
Tabell 4-13: Fullstendig oversikt over lastkombinasjoner.	50
Tabell 5-1: Geometri i L-retning.	62
Tabell 5-2: Geometri i N-retning.	62
Tabell 6-1: Resultater fra håndberegning og fra NovaFrame.	72
Tabell 6-2: Opplagerkrefter som skyldes egenlast.	73
Tabell 6-3: Oppsummering og sammenligning av håndberegnete moment og moment fra NovaFrame.	76
Tabell 6-4: Sammenligning av resultater fra håndberegning og NovaFrame.	80
Tabell 7-1: Avstand mellom momentnullpunkt, l_0	82
Tabell 7-2: Effektiv flensbredde for ulike snitt i brua.	83
Tabell 7-3: Oppdatert tverrsnittsdata for effektive flensbredder i ulike snitt.	83
Tabell 7-4: Oppsummering for kapasitetskontroll for moment.	89
Tabell 7-5: Kapasitetskontroll for kapasitet funnet ved bruk av likevektsbetraktninger.	91
Tabell 7-6: Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene.	92
Tabell 7-7: Resultat av beregning av krefter mellom steg og flens over søyle i akse 3.	96
Tabell 7-8: Resultat av beregninger av krefter mellom steg og flens i felt 2.	97
Tabell 7-9: Armering i tverrsnittet, beregnet i del 3.5.2.	99
Tabell 7-10: Resultat av beregninger for dimensjonerende moment i innspenning.	104
Tabell 7-11: Resultat av beregnet dimensjonerende skjærkraft i innspenningen for LM1 og LM2. ...	106

Tabell 8-1: Resultat av beregnede spenninger i bruksgrensetilstand	118
Tabell 8-2: Rissmoment og beregnet opptredende moment i tverretning for LM1 og LM2 i Stadium I.	123
Tabell 8-3: Resultat av spenningsberegninger gjort for karakteristisk lastkombinasjon ved LM2.	123
Tabell 8-4: Grenseverdier for w_{\max} . Hentet fra EK2-1-1, NA.7.1.	124
Tabell 10-1: Sammenligning av beregnede og oppgitte armeringsmengder	144

Indeksliste

Latinske store bokstaver

A_c	Betongens tverrsnittsareal
A_k	Areal som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelenene i torsjonsberegninger
$A_{\text{overbygning}}$	Overbygningens areal
A_p	Spennarmeringens areal
A_{pb}	Nødvendig spennarmeringsareal
$A_{\text{ref},i}$	Referansearealet til brua
A_s	Slakkarmeringens areal
A_{sl}	Nødvendig areal på lengdearmeringen for torsjon
$A_{s,\text{min}}$	Minimum slakkarmeringsareal
$A_z / D_z / E_z / F_z$	Opplagerkraft i punkt A/D/E/F i z-retning
C	Vindlastfaktor
C_t	Vindlastfaktor med trafikklast
$E_{c,\text{eff}}$	Betongens effektive elastisitetsmodul
E_{cm}	Betongens sekante elastisitetsmodul
E_p	Spennarmeringens effektive elastisitetsmodul
E_s	Slakkarmeringens dimensjonerende elastisitetsmodul
F_{pk}	Karakteristisk strekkraft
$F_{p0,1k}$	Karakteristisk strekkraft 0,1%-grense
F_{wi}	Resulterende vindkraft i retning i
ΔF_d	Endring i normalkraft i flensen over lengden Δx
$G_{k,j}$	Karakteristisk verdi for permanent last
H_0	Regionalt tregrensenivå
H	Kotehøyden til brua
$I_{t,i}$	Det armerte tverrsnittets arealregnetmoment i del i
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
$I_{y,i}$	Arealregnetmoment om y -aksen for snitt i

$I_{x,i}$	Arealtreghetsmoment om x -aksen for snitt i
K_i	Stivhetsmatrise for i statiske system
L	Bruas totale lengde
M_{Ed}	Ytre dimensjonerende moment
M_{Rd}	Betongtrykksjonens momentkapasitet
N_{Ed}	Opptredende aksialkraft
P_0	Initiell kraft i aktiv ende av spennarmeringen, direkte etter oppspenning.
P	Forspenningskraft
P_{max}	Maksimal spennkraft per kabel
Q	Variabel påvirkning
Q_{ik}	Akslingslast for teoretiske kjørebener.
Q_k	Karakteristisk verdi for en enkel variabel påkjenning.
Q_{k1}	Karakteristisk verdi for en dominerende variabel last.
$Q_{k,i}$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel last
Q_{lk}	Bremse- og akselerasjonskrefter for teoretiske kjørebener
Q_{srk}	Sidekraft på vegbane
R	Lastvektor
RH_0	Referanseluftfuktighet, 100%
RH	Omgivelsenes relative fuktighet
S_i	Strekraft i armeringen
T_0	Initialtemperatur
$T_{C,i}$	Trykkraft på betongen
T_{Ed}	Dimensjonerende torsjonsmoment
$T_{e,max}/T_{e,min}$	Høyeste/laveste jevnt fordelte temperaturandel
T_{max}/T_{min}	Øvre/nedre representative lufttemperatur
T_{Rd}	Torsjonsmomentkapasitet
$\Delta T_{N,con}/\Delta T_{M,con}$	Største kontraksjons-/ekspansjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{M,heat}/\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved varm/kald overside

V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	Skjærstrekkapasitet
\emptyset	Diameter på armeringen
Latinske små bokstaver	
b_i	Bredde på tverrsnittsdelt i
b_{dekk}	Bredde på kontaktflate
$b_{eff,i}$	Effektiv tverrsnittsbredde for del i
$C_0(z)$	Terrengformfaktor
C_{alt}	Nivåfaktor
C_{dir}	Retningsfaktor
C_e	Eksponeringsfaktor
$C_{f,i}$	Kraftfaktor for vind i i -retning.
C_{min}	Minimum overdekning
$C_{min,b}$	Minste overdekning av hensyn til heft
$C_{min,dur}$	Minste overdekning av hensyn til miljøpåvirkninger
$C_{min,dur,\gamma}$	Tillegg for sikkerhet
C_{nom}	Nominell overdekning
C_{prob}	Overskridelsessannsynlighetsfaktor
$C_r(z)$	Ruhetsfaktoren
C_{season}	Årstidfaktor
ΔC_{dev}	Tillegg til minste overdekning av hensyn til avvik
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Tillegg til minste overdekning av hensyn til sikkerhet
d_i	Effektiv tverrsnittshøyde for tverrsnittsdelt i
e	Eksentrisitet
f_{cd}	Dimensjonerende sylindertykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk sylindertykkfasthet
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
f_{ctd}	Dimensjonerende aksialtrekkfasthet
f_{ctm}	Betongens midlere aksialtrekkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	Karakteristisk aksialtrekkfasthet

f_{pd}	Spennarmeringens dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Karakteristisk strekkfasthet 0,1%-grense
f_{yd}	Dimensjonerende flytespenning
f_{yk}	Karakteristisk flytespenning B500NC
g_i	Egenvekt av del i
h_0	Effektiv tverrsnittshøyde.
h	Tverrsnittets høyde
k_c	Faktor pga forhold mellom overdekning- og bestandighetskrav.
k_l	Turbulensfaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
k_p	Toppfaktor
k_{sur}	Overflatefaktor for belegningstykkelse
$l_{0,i}$	Avstand mellom momentnullpunkt for felt i
$l_{torsjon}$	Omkrets for torsjonsarming
q_b	Basisvindhastighetstrykk
q_{lks}	Bremselast som stripelast
q_p	Vindkasthastighetstrykk
q_{srs}	Sidekraft som stripelast
r	Forskyvningsvektor
s	Senteravstand
t	Antall døgn etter 100 år
t_l	Tykkelse av tverrsnittsdel i
t_{ef}	Effektiv veggtykkelse
t_s	Pålastningstidspunkt
u	Omkrets av aktuelt betongtverrsnitt
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_{Ed}	Skjærspenning i lengderetning

v_m	Stedsvindhastighet
v_{min}	Minsteverdi for skjærstrekkkapasitet
v_p	Vindkasthastighet
v_{Rd}	Kapasitet for trykkbrudd i flensen
v_s	Stedsvindhastighet når vind og trafikklast virker samtidig
w	Tilgjengelig kjørebanebredde
w_f	Kjørefeltbredde
w_k	Beregningsmessig rissvidde
w_{max}	Maksimal rissvidde
Δx	Kontrollengde for skjærkraftkapasitet mellom steg og flens
y	Avstand til tverrsnittets nøytralakse
y_t	Avstand mellom tyngdepunkt ved armert og uarmert tv.snitt
z	Indre momentarm
z_0	Ruhetslengde
z_{maks}	Største høyde over terreng
z_{min}	Minste høyde over terreng
Små greske bokstaver	
α	Vinkel mellom bøyer og lengderetning
α_b	Trykksonehøydefaktor
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisienter for sementklasse N
α_{cw}	Koeffisient som ivaretar spenningstilstand i trykkgurt
α_i	Korreksjonsfaktor for akslingslast for alle kjørebaner
$\alpha_{q,i}$	Korreksjonsfaktor for kjørebane i ved jevnt fordelt last
α_T	Temperaturutvidelseskoeffisient for betong.
β_{as}	Faktor som tar hensyn til betraktningstidspunkt ved utvikling av autogent svinn
β_{ds}	Faktor som beskriver utvikling av svinn etter et gitt tidspunkt
β_{RH}	Faktor som tar hensyn til RH og h_0
γ	Partialfaktor
γ_G	Partialfaktor for permanente påvirkning, G

$\gamma_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j
$\gamma_{Gj,sup/inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j , ved beregning av øvre dimensjonerende verdi
γ_m	Partialfaktor for materialelegenskaper
γ_p	Partialfaktor for forspenningslaster
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variable påvirkninger i ULS
γ_q	Partialfaktor for variable påvirkninger
g_s	Materialfaktor for slakkarmering
γ_{tr}	Partialfaktor for trafikklast
ϵ_0	Tøyning på grunn av tempertur
ϵ_c	Tøyning i betongen
ϵ_{cc}	Kryptøyning
ϵ_p	Tøyning i spennarmering
ϵ_s	Tøyning i slakkarmering
ϵ_{ca}	Autogent svinn
$\epsilon_{ca,\infty}$	Autogent svinn etter lang tid
$\epsilon_{cd,0}$	Nominelt uhindret uttørkingssvinn
ϵ_{cd}	Svinntøyning pga uttørking
ϵ_{cs}	Total fri svinntøyning
$\epsilon_{cs,100}$	Total svinntøyning etter 100 år
ϵ_{cu}	Grenseverdi for tøyning i betong
ϵ_{p0}	Initiell tøyningdifferanse
η	Faktor for effektiv fasthet i betong
ν	Fasthetsreduksjonsfaktor
κ_{temp}	Krumning pga temperatur
λ	Faktor for bestemmelse av betongens trykksonehøyde
μ	Friksjonskoeffisient
θ_f	Vinkel mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse
ρ_l	Armeringsforhold for lengdearmering

ρ_c	Betongens denistet
ρ_w	Skjærarmeringsforhold
σ_c	Trykkspenning i betongen
σ_{cp}	Trykkspenning i betongen ved belastning fra aksialkraft eller forspenning.
σ_{p0}	Trykkspenning i betongen ved maksimal oppspenning
$\sigma_{p,max}$	Største tillatte spenning i spennarmeringen
σ_s	Spenning i slakkarmering
φ_0	Nominelt kryptall
φ_{RH}	Faktor som tar hensyn til virkning av RH
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall ved alder t, med pålastningstidspunkt t_0
ψ_0	Faktor for variabel ofte forekommende last
ψ_1	Faktor for variabel tilnærmet permanent last
ψ_2	Faktor for variabel sjeldent forekommende last
$\psi_{1,infq}$	Faktor for variabel sjeldent forekommende last
ω_M / ω_N	Reduksjonsfaktorer for jevnt fordelt temperaturandel ved lastkombinasjoner

1 Innledning

Oppgaven er gitt som masteroppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Den er utarbeidet av studenter ved studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk, 10. semester av studieløpet. Oppgaven har et omfang på 30 studiepoeng og er utarbeidet i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Oppgavens formål er å tilegne studentene kunnskap knyttet til beregningsmetoder for betongbruer. NTNU bidrar med forskning innenfor et bredt spekter av tema til Statens vegvesens dagsaktuelle prosjekt «Ferjefri E39». I denne sammenheng er økt kunnskap om blant annet bruprosjektering ønskelig. Dette styrker oppgavens relevans.

For å oppnå oppgavens formål gjennomføres analyse og dimensjonering av en trefelts spennarmert betongbru. Oppgaven tar videre utgangspunkt i en allerede prosjektert bru, og valg foretatt underveis i prosessen, blir gjort på bakgrunn av denne. Modellering og analyse er utført i rammeprogrammet NovaFrame 5 i henhold til gjeldende standarder og Håndbok N400. Modellering i NovaFrame er grundig gjennomført og forståelse rundt input og output er vektlagt. Studentene hadde ingen tidligere kjennskap til programmet, slik at læringsprosessen har vært tidkrevende. Da bruk av digitale prosjekteringsverktøy er høyaktuelt innenfor fagområdet, ansees dette som verdifull og nyttig kunnskap. Dette har bidratt til motivasjon for oppgaven.

Kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand utføres for bruas overbygning i aktuelle snitt. Kapasitetskontroll i lengderetning utføres for lastvirkningene bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment. For tverretning gjennomføres kontroller for moment og skjærkraft. I bruksgrensetilstand kontrolleres spenninger og rissvidder i lengde- og tverretning. Som et fordypningstema er det utarbeidet et Excel-ark for beregning av momentkapasitet for et vilkårlig tverrsnitt. Dette er gjennomført for å styrke forståelsen knyttet til beregning av momentkapasitet. I tillegg er effekt av skjeve opplegg på en brukonstruksjon behandlet som et fordypningstema. Bruer som krysser veier eller elver utføres gjerne med skjeve opplegg, slik at kunnskap knyttet til dette er vurdert som relevant.

I overensstemmelse med oppgavens formål er det valgt å utføre rapporten som en læringsrapport. Den er utformet utfyllende og forklarende for størst mulig læringsutbytte. Av hensyn til oppgavens omfang og hva som anses som relevant i forbindelse med oppgavens formål, vil det bli viet plass til behandling av sentrale aspekter ved bruprosjektering og beregningsmetoder. På bakgrunn av

veiledning og foreliggende brukonstruksjon, vil enkelte aspekter bli behandlet mer grundig enn andre.

Oppgaven vil bestå av 10 kapitler, i tillegg til innledning. I kapittel 2 presenteres bruas prosjekteringsgrunnlag. Videre behandles konstruksjonens spenn- og slakkarmoring i kapittel 3 før det i kapittel 4 blir gjort rede for laster virkende på brua. I kapittel 5 følger en beskrivelse av prosedyre for modellering og analyse i NovaFrame. Deretter verifiseres modellering i NovaFrame gjennom sammenligning med håndberegning i kapittel 6. I kapittel 7 og 8 presenteres analyseresultater fra NovaFrame og kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand gjennomføres. Videre vil kapittel 9 bli viet til å gjøre rede for relevant litteratur og effekter av skjeve opplegg. I kapittel 10 drøftes relevante resultater, utfordringer og forenklinger knyttet til gjennomførte beregninger av den foreliggende brukonstruksjonen. Avslutningsvis blir kapittel 11 brukt til å gi en oppsummering av foregående kapitler og det blir kort redegjort for resultater.

I kapitlene 2-8 behandles Kjeldenbrua med rette opplegg og kapasitetskontroller utført tar ikke hensyn til påvirkninger fra skjevstilling. Denne vurderingen er gjort sammen med veileder, professor Jan Arve Øverli, ved oppstart av arbeid med masteroppgaven. Det er bestemt å se nærmere på effekt av skjeve opplegg for et fordypningstema etter prosjektering av Kjeldenbrua med rette opplegg.

2 Prosjekteringsgrunnlag

I kapittel 2 presenteres aktuelle opplysninger benyttet som prosjekteringsgrunnlag. Dette omfatter relevante standarder, litteratur og analyseprogram, som er benyttet. Videre angis aktuelle materialegenskaper og vesentlige forhold knyttet til den foreliggende brukonstruksjonen.

2.1 Opplysninger

Den følgende delen omfatter oversikt over de viktigste informasjonskildene og dokumentene som er brukt som grunnlag for oppgaven. Regelverk er benyttet i henhold til Statens vegvesen Vegdirektoratets anbefalinger for prosjektering av betongbruer. Det er også redegjort for det aktuelle analyseprogrammet som er benyttet.

2.1.1 Standarder

Som veiledning til dimensjoneringen er følgende standarder benyttet:

- NS-EN 1990:2002+ NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1] og NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1 [2].
- NS-EN 1991-1-4:2005+ NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, vindlaster [3].
- NS-EN 1991-1-1:2002+ NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [4].
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer [5].
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Termiske påvirkninger [6]
- NS-EN 1992-1-1:2004+ NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [7].
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer [8].

2.1.2 Annen litteratur

- Håndbok N400: Bruprosjektering, videre referert til som HBN400 [9].
- Håndbok 185: Bruprosjektering [10].
- Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer, kompendium. Videre referert til som Kompendium for bru-prosjektering [11].
- ETA: European Technical Approval, ETA-13/0815. Refereres til som ETA-13/0815 [12].

Referanseliste Se Referanseliste for utfyllende referanser.

2.1.3 Analyseprogram

Analyse og modellering av brua utføres i programmet *NovaFrame 5*, versjon 5. NovaFrame er utviklet av firmaet Aas-Jakobsen, og er et rammeprogram basert på elementmetoden. NovaFrame er spesielt godt egnet for prosjektering av bruer [24, s. 4].

2.2 Materialer

Brukonstruksjonen består av materialer som betong, slakkarmering og spennarmering. I tillegg kommer rekkverk, belegning, fuger o.l. Materialegenskaper redegjøres for i det følgende.

Produktblad ETA-13/0815 [12] og *NS-EN 1992-1-1:2004+ NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [7], heretter referert til som EK2-1-1, danner grunnlag for verdiopplysninger.

2.2.1 Betong

Betongkvaliteten for den gjeldende brua er B45. Karakteristiske verdier for betongkvalitet B45 er hentet fra Tabell 3.1 i EK2-1-1 og gjengitt i Tabell 2-1.

Egenskaper	Symbol	B45
Karakteristisk sylindrefasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45 MPa
Materialfaktor for betong	γ_s	1,5
Koeffisient, EK2-1-1, 3.1.6(1)	α_{cc}	0,85
Dimensjonerende sylindertykkfasthet	f_{cd}	25,5 MPa
Elastisitetsmodul for betong	E_{cm}	36000 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,70 MPa
Dimensjonerende aksialtrekkfasthet	f_{ctd}	1,53 MPa
Betongens midlere aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24 kN / m ³
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25 kN / m ³

Tabell 2-1: Materialegenskaper for betong B45.

2.2.2 Spennarmering

Det antas at spennarmeringssystemet for brua er av typen DYWIDAG 6812 *ETA-13/0815* [12]. Hver kabel består av 12 tau, hvert tau med tverrsnittsareal 150 mm^2 . Utdrag av spennarmeringens egenskaper er hentet fra *ETA-13/0815*, EK2-1-1, Kompendium i bru-prosjektering, samt prosjekttegninger. Disse er presentert i Tabell 2-2.

I Norge benyttes vanligvis «1860-stål», med stål-kvalitet Y1860S7. Karakteristisk 0,1%-strekk-grense, $f_{p0,1k}$, er normalt 1640 MPa [11]. Prosjekttegninger opplyser at spennarmeringen består av 8 kabler med karakteristisk 0,1%-strekk-grense, $F_{p0,1k} = 2947 \text{ kN/kabel}$ [14]. Det følger av Kompendium for bru-prosjektering at all aktuell spennstål er lav-relaksasjonsstål og tilhører relaksasjonsklasse 2 [11].

Egenskaper	Symbol	Verdier
Tau per kabel	-	12
Tverrsnittsareal kabel	A_p	1800 mm^2
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1%-grense	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
Materialfaktor for ULS	γ_s	1,15
Materialfaktor for SLS	γ_s	1,0
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{pd}	1391 MPa
Elastisitetsmodul for spenntau	E_p	195000 MPa
Relaksasjonsklasse	-	2
Forspenningskraft	$P_{0,max}$	2657 kN
	$P_{m0,max}$	2804 kN

Tabell 2-2: Materialeegenskaper spennarmering.

2.2.3 Slakkarmering

Slakkarmering er satt til å være av type B500NC, som er det vanligste armeringsstålet i Norge. For å tilfredsstille krav i EK2-1-1, er innledende lengde- og tverrarmering satt til minimumsarmering. Tabell 2-3 viser materialegenskaper for armering av type B500NC.

Egenskaper	Symbol	B500NC
Karakteristisk fasthet, flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Materialfaktor for armeringsstål	γ_s	1,15
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa
Elastisitetsmodul for armeringsstål	E_s	200000 MPa

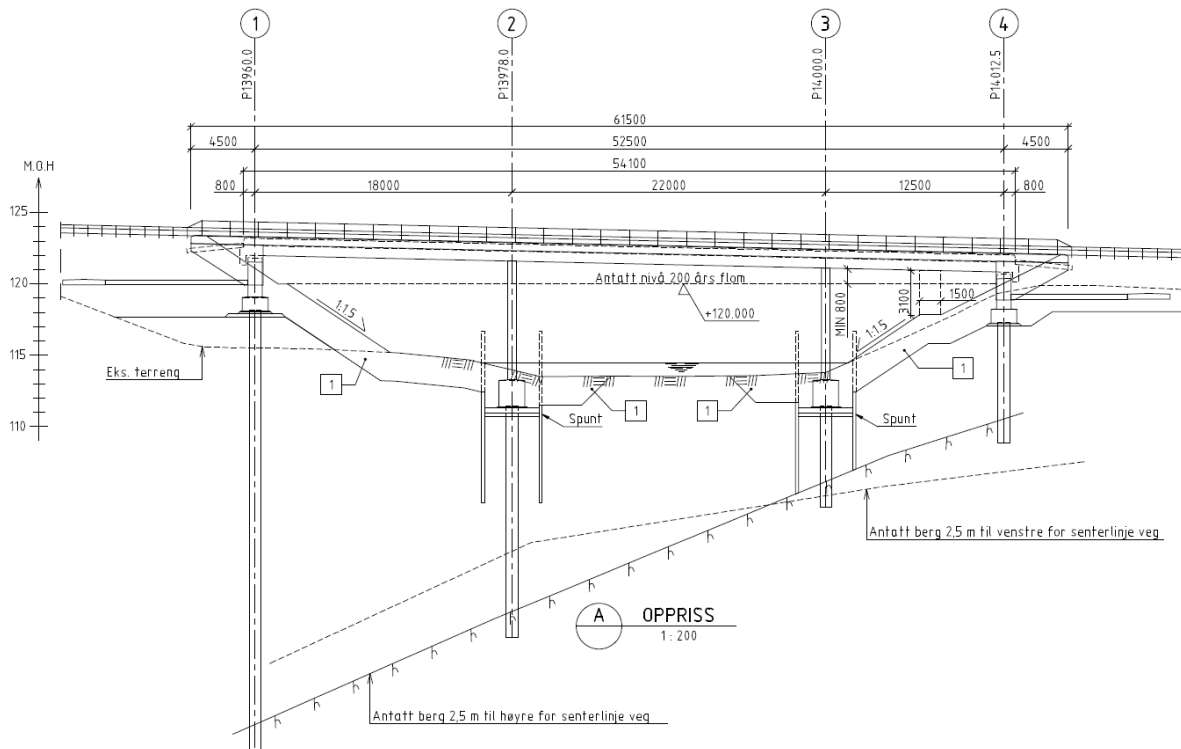
Tabell 2-3: Materialegenskaper slakkarmering.

2.3 Kjeldenbrua

Oppgaven tar utgangspunkt i Kjeldenbrua som er en ferdig prosjektert, spennarmert bjelke-/platebru i tre spenn. Aas-Jakobsen stod for prosjekteringen på vegne av Statens vegvesen. Grunnlag for dimensjonering var da Håndbok V499: Bruprosjektering Eurokodeutgave [13]. Opplysninger gitt i denne delen er hentet fra prosjekttegninger utlevert av Statens vegvesen [14].

Brua skal plasstøpes i Midtre Gauldal kommune i Sør-Trøndelag og spenner over elva Bua ved Kjelden. Den har en total lengde på 61,5 meter, hvorav de tre spennene mellom akse 1-4, henholdsvis er på 18, 22 og 12,5 meter, som vist i Figur 2-1. Brua har en svak negativ helning i vertikalplanet fra akse 1 til akse 4. Den har derimot ingen kurvatur i horisontalplanet.

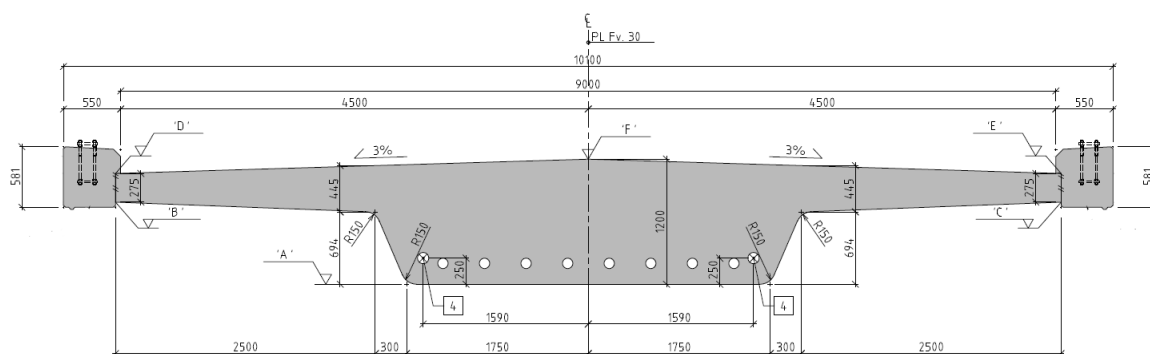
2 Prosjekteringsgrunnlag



Figur 2-1: Lengdesnitt av Kjeldenbrua. Hentet fra [14].

Bruas tverrsnitt er konstant over lengden og er utformet som et T-tverrsnitt, se Figur 2-2.

Tverrsnittets flenser har en svak negativ helning i overkant, til hver side for tverrsnittets senterlinje i z-retning. Langs denne, har overbygningen en høyde på 1,2 meter. Se Figur 5-7 for definert koordinatsystem. Bruas totale bredde er 10,1 meter og inkluderer rekkverk og kantdragere, mens føringsavstanden er 9 meter. Brua har to kjørefelt og er utført med en belegningstykkelse på 80 millimeter.

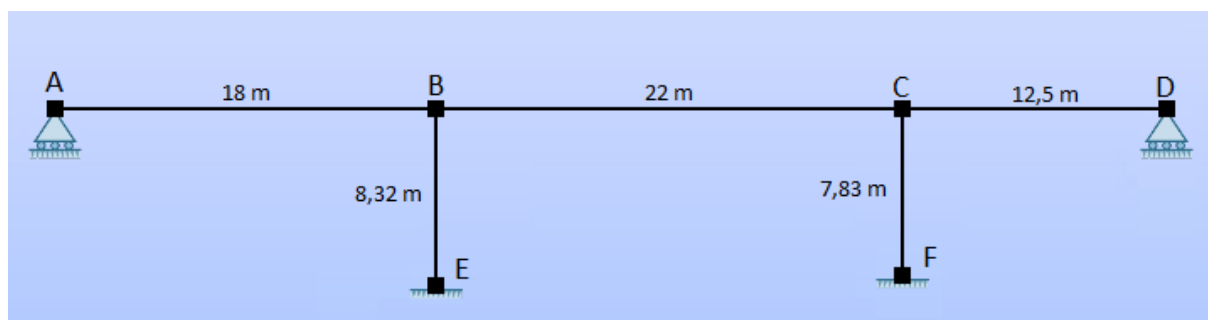


Figur 2-2: Bruas tverrsnitt i felt. Hentet fra [14].

I oppgaven er tverrsnittet valgt utført med rette kanter i overgang mellom flens og steg, samt i underkant av steg. Denne forenklingen er gjort av hensyn til modellering i NovaFrame og har i følge Thomas Reed liten innvirkning på resultatene. Videre er det i oppgaven benyttet ulike forenklinger

med tanke på stegets bredde. For noen tilfeller er en gjennomsnittsverdi av bredde i over- og underkant benyttet, mens det for andre tilfeller er benyttet bredden som gir en konservativ betraktning. Lignende forenklinger er gjort for flensens tykkelse og stegets høyde.

Brua er understøttet av to søyler og to landkarvegger. Landkarveggene i akse 1 og 4 har et sidestyrt og et allsidig bevegelig lager og representeres med glidelager. Glidelager i akse 1 og 4 tillater bevegelse i lengderetningen. Søylene i akse 2 og 3 er monolittisk støpt til bruoverbygningen. En monolittisk forbindelse utgjør en momentstiv forbindelse. Fra dette utgangspunktet er det opprettet et statisk system, vist i Figur 2-3. Dette er benyttet ved håndberegninger i kapittel 6.

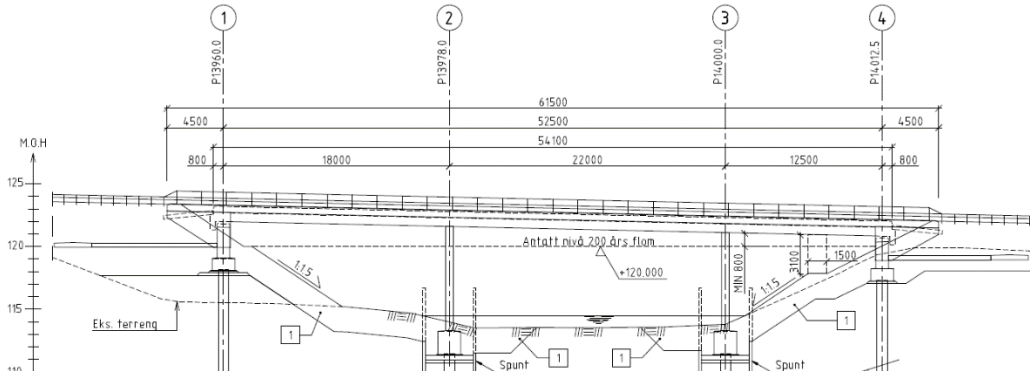


Figur 2-3: Statisk system for brua. Tegnet i FAP 2D.

Brua støpes i ett og har dermed kun én byggefase. Profilnumre og kotehøyder for brua leses av prosjektteggningene [14]. Disse verdiene er nødvendige for modellering i NovaFrame. Profilnumrene for brua spenner fra 13950 til 14030, se Figur 2-4. Verdiene benyttes blant annet til opprettelse av horisontale og vertikale referanselinjer. Modellering av brua i NovaFrame behandles i kapittel 5. Videre antas det at terrenget under brua forblir uberørt.

2 Prosjekteringsgrunnlag

PROFILNUMMER	13950	13960	13970	13980	13990	14000	14010	14020	14030
PROFILHØYDE	123.485	123.265	123.045	122.825	122.605	122.385	122.165	121.945	121.725
TERRENGHØYDE	117.74	115.52	115.18	113.51	113.53	113.80	118.35	119.84	119.49
VERTIKALKURVE	S = -2.2%								
HORISONTALKURVE	R = ∞								



Figur 2-4: Profilnummer og terreng høyde for brua. Hentet fra [14].

3 Armering i brua

Kapittel 3 behandler brukonstruksjonens armering. Først angis konstruksjonens eksponeringsklasse, og fra dette bestemmes armeringens betongoverdekning. Valgt spennarmering og –system blir presentert og nødvendig slakkarmering bestemmes.

3.1 Eksponeringsklasse

Overdekning defineres av HBN400 som avstanden fra betongoverflate til nærmeste konstruktive armering. Betongen fungerer som en korrosjonsbeskyttelse for armeringsstålet, og det er derfor krav til riktig betongoverdekning. Dette er for å sikre levetiden til armerte betongkonstruksjoner.

Armeringskorrosjon er en skadeform som skyldes korrosjon av armeringen. Korrosjon kommer av klorider og karbonatisering. Klorider finnes naturlig i sjøvann, men kan også komme fra salting av veibanen. Karbonatisering er forårsaket av en kjemisk prosess mellom betongen og karbondioksid i luften. Karbonatisering gjør at betongens korrosjonshindrende virkning opphører, og armeringen kan begynne å ruste. Korrosjon fører igjen til oppsprekking og potensiell avskalling av betongen. Sammen med redusert styrke for armeringen, kan dette føre til en alvorlig reduksjon i konstruksjonens bæreevne [15].

For konstruksjoner som er ekstra utsatt for aggressive miljøer, må overdekningen økes [16, s. 81] [17]. På denne måten kan det sies at overdekningskravet for armering i bruer er avhengig av eksponeringsklasse og miljøforhold. Eksponeringsklasse beskriver hvilke miljøpåvirkninger brua utsettes for. Miljøpåvirkninger er de kjemiske og fysiske forhold som konstruksjonen eksponeres for, i tillegg til mekaniske påvirkninger [7, s. 45].

Eksponeringsklasse for det foreliggende tilfellet er ulik for overside og underside av tverrsnittet, og bestemt ut fra EK2-1-1, Tabell 4.1. For overside av bruplate gjelder eksponeringsklasse *XD1*, som representerer miljøer med moderat fuktighet, hvor betongoverflaten er utsatt for luftbårne klorider. Denne eksponeringsklassen er i overenstemmelse med krav i EK2-2, NA. 4.2, som sier at bruer med membran tilhører denne eksponeringsklassen.

For undersiden av bruplatten gjelder eksponeringsklasse *XC3*. Denne eksponeringsklassen representerer steder med innlandsklima og miljøet med moderat fuktighet. Kantdragere tilhører eksponeringsklasse *XD3*. Her er miljøet er vekselvis vått og tørt, og de er utsatt for sprut som inneholder klorider.

3.2 Betongoverdekning

Bestemmelse av betongoverdekning utføres i henhold til EK2-1-1, 4.4.1 og HBN400, avsnitt 7.4.

Armering skal prosjekteres med en nominell overdekning, c_{nom} . Den nominelle overdekningen er summen av minste overdekning, c_{min} , og tillatt avvik, Δc_{dev} , EK2-1-1, 4.4.1.1 (2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

3.2.1 Minste overdekning, c_{min}

I følge EK2-1-1, 4.4.1.2 skal det benyttes en minste betongoverdekning for å sikre en sikker overføring av krefter ved hjelp av heft, beskyttelse av stål mot korrosjon og tilfredsstillende brannmotstand. Minste betongoverdekning bestemmes fra følgende ligning [9, s. 85]:

$$c_{min} = \max\{c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, c_{min,b}, 10 \text{ mm}\}$$

Variablene tar hensyn til følgende:

$\Delta c_{dur,\gamma}$ Tillegg for sikkerhet. Settes lik 0 etter EK2-1-1, NA.4.4.1.2(6).

$\Delta c_{dur,st}$ Reduksjon ved bruk av rustfritt stål. Settes lik 0 i henhold til EK2-1-1, 4.4.1.2 (7).

$\Delta c_{dur,add}$ Reduksjon ved bruk av tilleggsbeskyttelse. Settes lik 0 i henhold til EK2-1-1, 4.4.1.2 (8).

Minste overdekning som følge av miljøpåvirkning, $c_{min,dur}$

Minste overdekning for armering og spennarmering i normalbetong med hensyn til eksponeringsklasser og konstruksjonsklasser, er gitt ved $c_{min,dur}$ [7, s. 48]. Verdier for $c_{min,dur}$ er satt i henhold til HBN400, Tabell 7.2. Videre er det oppgitt at for spennarmering skal $c_{min,dur}$ økes med 10 millimeter. Verdier for slakk- og spennarmering er presentert i Tabell 3-1.

	$c_{min,dur}$, slakkarmering	$c_{min,dur}$, spennarmering
Overside bruplate, klasse XD1	60 mm	70 mm
Underside bruplate, klasse XC3	50 mm	60 mm
Kantdragere, klasse XD3	50 mm	60 mm

Tabell 3-1: Verdier for $c_{min,dur}$ for ulike deler av brua, for spenn- og slakkarmering.

Minste overdekning som følge av krav til heft, $c_{min, b}$

I henhold til EK2-1-1, Tabell NA.4.2 skal minste overdekning for slakkarmering som følge av heft, settes lik største stangdiameter, men ikke mindre enn 10 millimeter. Da største stangdiameter er 25 millimeter, vil $c_{min, dur}$ gi dimensjonerende verdi for c_{min} i alle tilfeller.

For spennarmeringen settes minste overdekning som følge av heft lik den minste av kabelrørets diameter og 80 millimeter. Kabelrøret har en diameter på 90 millimeter, som betyr at 80 millimeter blir dimensjonerende verdi for det foreliggende tilfellet.

$$c_{min, b} = 80 \text{ mm}$$

3.2.2 Tillatt avvik, Δc_{dev}

Fra EK2-1-1, 4.4.1.3 følger det at den nominelle overdekningen skal ha et tillegg på grunn av tillatt avvik, Δc_{dev} , som kan inntreffe ved unøyaktigheter ved utførelse. Det stilles strengere krav til Δc_{dev} i HBN400 enn i EK2-1-1, og videre verdi for Δc_{dev} hentes derfor fra HBN400, punkt 7.4.4.

Håndbok N400 krever $\Delta c_{dev} = \pm 20 \text{ mm}$ for $c_{min} \geq 70 \text{ mm}$, mens for $c_{min} \leq 70 \text{ mm}$ er det tilstrekkelig med $\Delta c_{dev} = \pm 15 \text{ mm}$ [9, s. 87]. Tabell 3-2 viser dimensjonerende verdier for Δc_{dev} .

	Δc_{dev} , slakkarmering	Δc_{dev} , spennarmering
Overside bruplate, klasse XD1	$\pm 15 \text{ mm}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Underside bruplate, klasse XC3	$\pm 15 \text{ mm}$	$\pm 20 \text{ mm}$
Kantdragere, klasse XD3	$\pm 15 \text{ mm}$	$\pm 20 \text{ mm}$

Tabell 3-2: Verdier for Δc_{dev} .

3.2.3 Endelig betongoverdekning

Den endelige betongoverdekningen blir dermed som presentert i Tabell 3-3 og Tabell 3-4, for henholdsvis slakk- og spennarmering. Betongoverdekning for kantdragernes slakkarmering er presentert i Tabell 3-3. Kantdragere er imidlertid ikke sett nærmere på i videre beregninger, men representeres som linjelast langs overbygningens ytterpunkt. Denne vurderingen er gjort i samråd med veileder, professor Jan Arve Øverli.

3 Armering i brua

Del av brua	c_{\min}	Δc_{dev}	c_{nom}
Overside, XD1	60 mm	15 mm	75 mm
Underside, XC3	50 mm	15 mm	65 mm
Kantdragere, XD3	60 mm	15 mm	75 mm

Tabell 3-3: Betongoverdekning for slakkarmering.

Del av brua	c_{\min}	Δc_{dev}	c_{nom}
Overside, XD1	80 mm	20 mm	100 mm
Underside, XC3	80 mm	20 mm	100 mm

Tabell 3-4: Betongoverdekning for spennarmering.

3.3 Spennarmering

Spennarmering er armeringsstål påført forspenning i form av strekkraft, som gir armeringen en initialtøyning. Spenningen overføres som trykk på betongen og motvirker strekkrefter som oppstår ved belastning av konstruksjonen. På denne måten kan betongens lave strekkfasthet kompenseres for, og opprissing på strekkside begrenses. Dette vil igjen være fordelaktig for bruas bestandighet og tetthet. I tillegg vil spennarmeringens oppbøyning føre til redusert nedbøyning, og begrenset opprissing fører til økt bøyestivhet. Ved å la spennarmeringsprofilen ta samme form som momentforløpet, grunnet ytre laster, vil spennarmeringens fasthet kunne utnyttes i størst mulig grad. Spennarmering vil på denne måten muliggjøre reduserte dimensjoner og armeringsmengder [18 s. 199-202] [19].

Påføring av forspenning til armering kan skje ved førroppspenning eller etterroppspenning.

Førstnevnte angir armering som påføres forspenning før betongen støpes, mens for sistnevnte påføres forspenning etter støping. Ved førroppspenning spennes armeringen opp med jekk og låses med kiler i motholdskonstruksjoner. Deretter støpes betongen i direkte kontakt med armeringen, noe som fører til god heft. Ved oppnåelse av tilstrekkelig betongfasthet kuttet spennarmeringen. En slik forspenningsprosess utføres normalt sett ved produksjon av betongelementer [18, s. 203-204].

Ved etterroppspenning støpes konstruksjonen i forkant av forspenningen av armeringen.

Konstruksjonen innehar gjennomgående utsparingskanaler hvor armeringen ligger fritt eller tres i

etterkant. Armeringen forankres i begge ender, vanligvis med et passivt og et aktivt anker. Armeringen spennes opp med jekk i «aktiv» ende og låses i innstøpte forankringsplater etter betongen er ferdig herdet. Betongkonstruksjonen fungerer da selv som mothold. Ved strekking av spennarmeringen vil betongen oppleve trykktøyning. Utsparingskanalene fylles med sementbasert injiseringsmørtel for å etablere heftforbindelse mellom spennarmering og betong. En slik forspenningsprosess benyttes ofte i store plaststøpte konstruksjoner [18, s. 205]. Kjelden bru er en etteroppspent brukonstruksjon.

3.4 Spennsystem

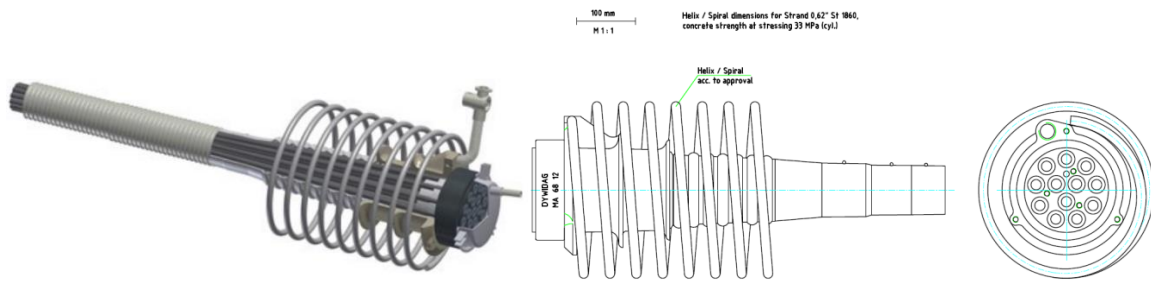
Oversiktstegningen angir spennarmering til åtte spennkabler med karakteristisk 0,1%- strekkgrænse, $F_{p0,1k} = 2947 \text{ kN/kabel}$. I samråd med Håvard Johansen antas spennkablene til å bestå av 12 tau à 150 mm², med karakteristisk 0,1%- strekkgrænse, $f_{p0,1k}$, 1640 MPa. Videre antas spennarmeringssystem DYWIDAG 6812 ETA-13/0815. Spennsystemets egenskaper er angitt i ETA-13/0815, samt på prosjekttegningene, og gjengitt i Tabell 3-5 [12].

Egenskaper	Verdier
Kabelbetegnelse	6812
Tau per kabel	12
Tverrsnittsareal, A_p	1800 mm ²
Forspenningskraft, $P_{0,max}$	2804 kN
Forspenningskraft, $P_{m0,max}$	2657 kN
Diameter, d_{indre} / d_{ytre}	80/90 mm

Tabell 3-5: Egenskaper spennarmeringssystem DYWIDAG 6812.

3.4.1 Forankring

Forankringer overfører krefter i forspenningskabelen til betongen i forankringssonen [7]. Spennarmeringen forankres i hver ende av brua. Hver ende har fire aktive og fire passive forankringer. For det gjeldende spennarmeringssystemet er forankring antatt å være Multi Anker med spiral av type MA 2311, ETA-13/0815, se Figur 3-1 [12]. MA-systemet er ofte brukt i forankring av langsgående spennarmering, spesielt for bruer, kaianlegg og tankanlegg [20]. Systemet er et «casting»-system som vil si at ankeret er innstøpt i betongen med en fastmontert kileplate.

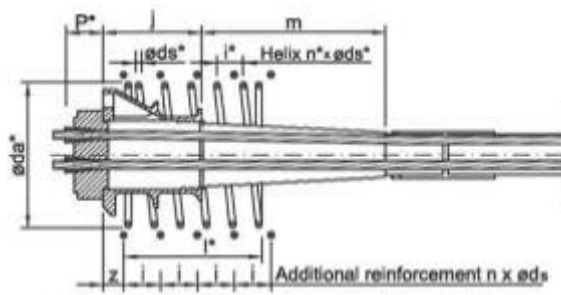


Figur 3-1: MA 6812. Figurer hentet fra [20].

Annex 11 i ETA-13/0815 angir MA-systemets forankringslengde. Disse er gjengitt i Tabell 3-6 og vist på Figur 3-2.

MA 6812	Forankringslengde
Kileplate	$P^* = 55 \text{ mm}$
Anker	$j = 180 \text{ mm}$
«Trompet»	$m = 350 \text{ mm}$
Total	585 mm

Tabell 3-6: Forankringslengde MA 2311.

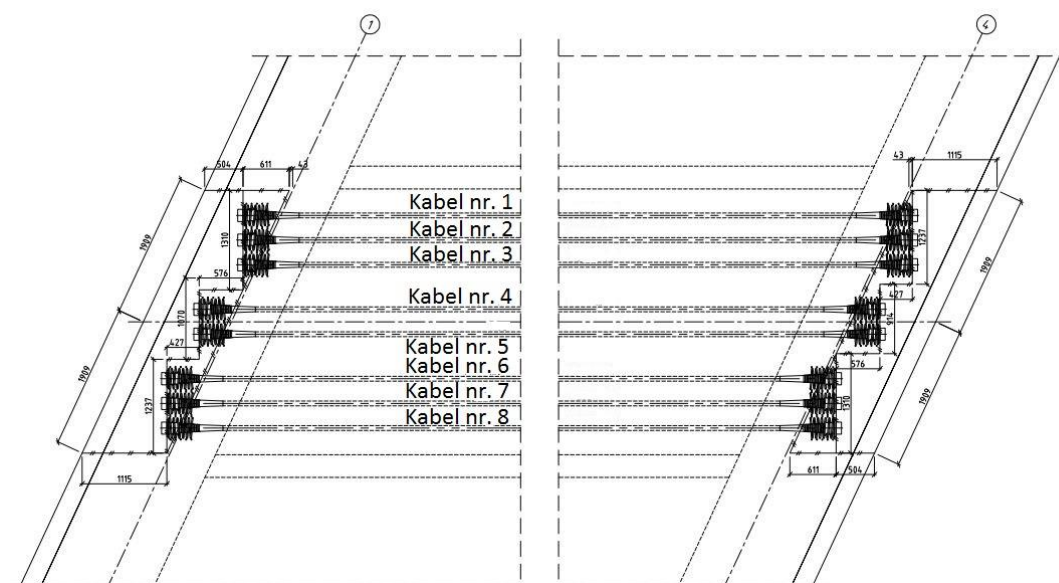


Figur 3-2: MA-system med forankringslengder. Hentet fra [20].

3.4.2 Etteroppspenning

Spennarmeringen spennes opp med jekk etter at betongen har herdet. Oppspenningsrekkefølgen for spennkablene er K4, K5, K2, K7, K3, K6, K1, K8, se Figur 3-3 for plassering. For Kjelden bru antas det at betongen har oppnådd tilstrekkelig trykkfasthet, at forskalingen fjernes og armeringen spennes opp,

etter syv døgn. Det følger av EK2-1-1, 3.1.2(5) at betongens trykkfasthet etter 7 døgn, $f_{ck}(t)$, er 33 MPa. Se vedlegg B.1 for beregninger knyttet til dette.

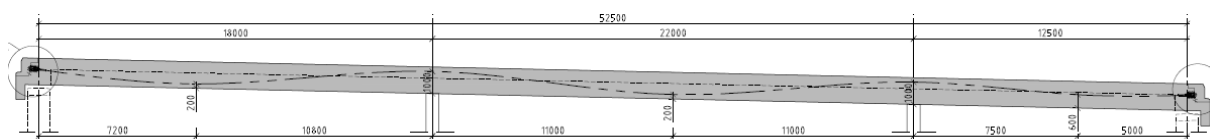


Figur 3-3: Illustrasjon av kabelnummerering. Tegning hentet fra prosjekttegninger.

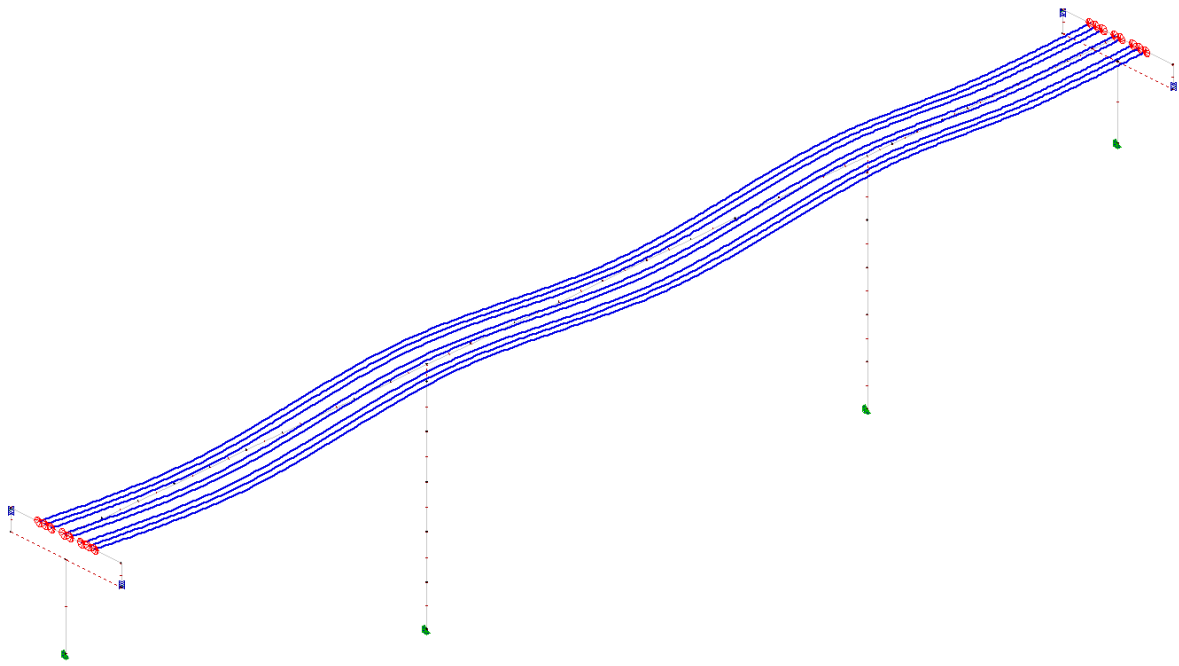
3.4.3 Kabelføring og spennkablernes plassering

Kjelden bru er støpt i ett og har dermed kun én byggefase og følgelig en kabelgruppe. Kablene spennes opp symmetrisk om senterlinjen til brubjelken. Halvparten av kablene spennes opp fra hver bruede. Spennkablernes plassering varierer parabelformet langs bruas lengde. De er forankret i tverrsnittets nøytralakse i hver ende og eksentrisk plassert med bunnpunkt i felt og toppunkt over søyler. I bunn- og toppunkt er avstand fra spennarmeringens tyngdepunkt til betongoverflaten 200 millimeter. Overdekningskravet angitt i del 3.2 for spennarmeringen er følgelig oppfylt. Brutvernsnittets nøytralakse er oppgitt på prosjekttegningene til å være 691 millimeter fra underkant. Største eksentrisitet fra nøytralaksen vil dermed i felt og over søyle henholdsvis være 491 millimeter og 309 millimeter.

Spennarmeringsprofilen følger momentforløpet i brua og vil dermed gi god utnyttelse av spennarmeringens fasthet. Kabelføring i brua illustreres i Figur 3-4 og Figur 3-5, hentet fra prosjekttegninger og NovaFrame.

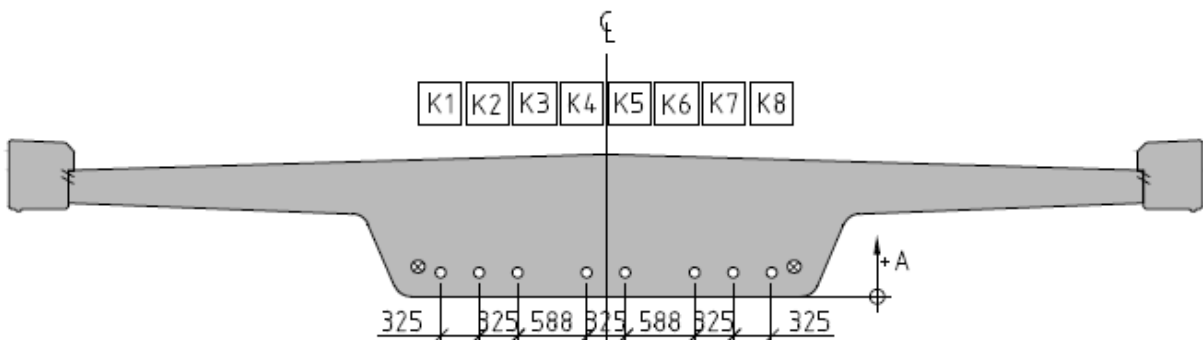


Figur 3-4: Spennarmeringsprofil. Figur hentet fra prosjekttegninger.

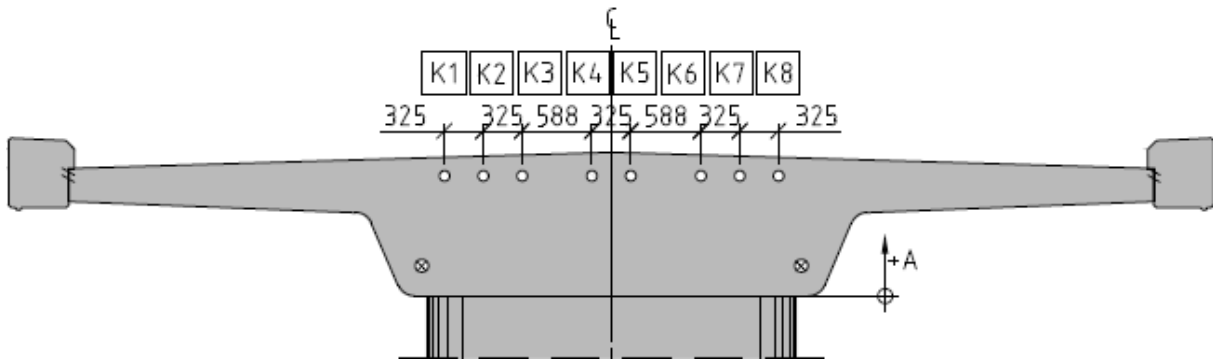


Figur 3-5: Spennarmeringsføring. Figur hentet fra NovaFrame.

Spennkablene legges kun i steget av tverrsnittet. Til hver side for senterlinjen er det ytterst i tverrsnittet tre kabler med lik senteravstand og en plassert nær senterlinje med større senteravstand. Senteravstand mellom de tre ytterste kablene er 325 millimeter, mens senteravstand til kablene plassert nær senterlinje er 588 millimeter. Mellom de to kablene plassert symmetrisk nær senterlinje, er senteravstanden 325 millimeter. Disse senteravstandene gjelder for spennarmering i tverrsnittets nøytralakse i ender, i overkant over søyle og i underkant i felt. De ytterste spennkablene i brutverrsnittet i felt har en kantavstand på omtrent 329 millimeter. Spennarmeringens plassering i tverrsnittet, henholdsvis i felt og over søyle, er vist i Figur 3-6 og Figur 3-7. Figurene er hentet fra prosjekttegningene.



Figur 3-6: Spennarmering plassert i underkant i felt. Figur hentet fra prosjekttegninger.

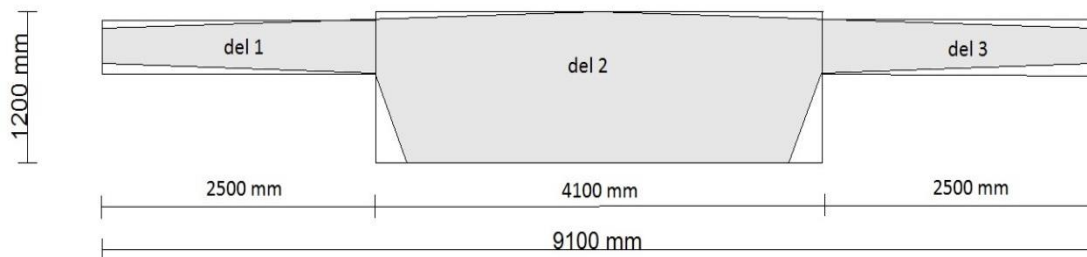


Figur 3-7: Spennarmeringen plassert i overkant over søyler. Figur hentet fra prosjekttegninger.

3.5 Slakkarmering

Ved beregning av minimumsarmering til bruk i innledende analyse, er det valgt å dele brua inn i tre soner. Disse sonene er illustrert på Figur 3-8. Hensikten med inndelingen er å representere de ulike tverrsnittsdelenes armering på en best mulig måte. Tverrsnittshøyden, og dermed krav til minimumsarmering, varierer over tverrsnittet. Beregninger er utført i vedlegg B.3.

Minimumsarmering har til hensikt å forebygge sprø brudd og store riss, samt oppta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger [11, s. 49]. For det foreliggende tilfellet vil overbygningen kunne betraktes som både en bjelke og en plate. Minimumsarmering er bestemt med utgangspunkt i EK2-1-1, 9.2.



Figur 3-8: Illustrasjon av inndeling av soner for beregning av minimumsarmering.

3.5.1 Effektiv tverrsnittshøyde, d

Effektiv tverrsnittshøyde, d , er bestemt fra under- og overkant av tverrsnittet og inn til tyngdesenter av lengdearmeringen. Det er utført egne beregninger for over- og underkant del 1 og del 3, samt over- og underkant del 2. Dette fordi armeringen i over- og underkant har ulik diameter. Følgende formel er brukt for beregning av d :

$$d_i = h_i - c_i - \phi_i - \frac{\phi_i}{2}$$

hvor i representerer de ulike tverrsnittsdelen. h_i representerer tverrsnittshøyden, c_i er overdekningen og ϕ_i er armeringens diameter.

Beregninger er gjort i vedlegg B.2, og beregnet effektiv tverrsnittshøyde for de ulike delene er presentert i Tabell 3-7 under.

Del	Effektiv tverrsnittshøyde, d
1, OK	340 mm
1, UK	356 mm
2, OK	1095 mm
2, UK	1097,5 mm
3, OK	340 mm
3, UK	356 mm

Tabell 3-7: Effektive tverrsnittshøyder for de ulike delene av tverrsnittet.

3.5.2 Minimum lengde- og tverrarmring

Ved beregning av minimumsarmering er det valgt å betrakte tverrsnittet med rektangulære deler som vist i Figur 3-8. Dette vil være en konservativ betraktning, da større tverrsnittsareal gir høyere krav til minimumsarmering. Formel for minimumsarmering er hentet fra EK2-1-1, NA. 9.2.1.1 (1):

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_i \times d_i \geq 0,0013 \times b_i \times d_i$$

Minimumsarmering er videre dividert på bredden i meter, for å få armeringsmengde per breddeenheter:

$$\frac{A_{s,\min}}{b_i}$$

I henhold til Kompendium i bruprosjektering, punkt 5.2 antas en senteravstand i tverr- og lengderetning på 150 millimeter [11, s. 50]. For spennarmerte bruer legges alltid tverrarmring ytterst og lengdearmring innenfor.

Resultat av beregninger er presentert i Tabell 3-8.

Tverrsnittsdeler	Antall, diameter og senteravstand	A_s
Del 1/del 3, UK	17 ϕ 16s150	3418 mm ²
Del 1/del 3, OK	17 ϕ 20s150	5341 mm ²
Del 2, UK	28 ϕ 25s150	13744 mm ²
Del 2, OK	29 ϕ 20s150	9110 mm ²

Tabell 3-8: Armering for ulike tverrsnittdeler.

3.5.3 Minimum skjærarmering

Med hensyn til skjærarmering må typiske bjelke-/plate-tverrsnitt betraktes som en mellomting mellom en bjelke og en plate. Bjelkedelen betraktes som et steg, hvor nødvendig skjærarmering bestemmes ut fra regler for bjelker. Deretter vurderes bjelkedelen som en plate, hvor skjærbøyler legges etter behov [11, s. 50]. Skjærarmeringen fordeles over tverrsnittet i tverretning, samt over bruas lengde.

Verdi for minimum skjærarmeringsforhold bestemmes fra uttrykket gitt i EK2-1-1, NA.9.2.2 (5):

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Videre følger ligning for minimumskrav til skjærarmering per lengdemeter. Her er det antatt at vinkelen mellom lengdearmering og bøyler er 90 grader:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,\min} \times b \times \sin \alpha = 5501 \frac{mm^2}{m}$$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter for henholdsvis lengde- og tverretning bør ikke overskride følgende kriterium, hentet fra EK2-1-1, 9.2.2 (6) og (8):

$$s_{l,\max} = 0,75 \times d_{skjær} \times (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{t,\max} = 0,75 \times d_{skjær} \leq 600 \text{ mm}$$

For tverretning er verdien for $d_{skjær}$ beregnet som avstanden mellom bøylebens tyngdepunkt i topp og bunn. For tverretningen settes maksimal senteravstand til 600 millimeter. Videre settes

senteravstand i tverretning til 300 millimeter. Nødvendig antall bøyler beregnes ut fra tilgjengelig bredde, hvor overdekning er trukket fra, og bestemt senteravstand i tverretning:

$$n_{bøyer} = \frac{b_w - 2 \times c_{uk}}{s_t} = 12,2 \approx 13 \text{ bøyler}$$

Dette gir følgende armeringsareal:

$$A_{sw,13} = 13 \times A_{sw} = 2614 \text{ mm}^2$$

Denne benyttes videre til å bestemme nødvendig senteravstand i lengderetning. Maksimal senteravstand i lengderetning, $s_{l,max}$, er funnet til å være 783 millimeter.

$$s_{l,nødvendig} = \frac{A_{sw}}{A_{sw} / s_{min}} = 0,475 \text{ m}$$

Fra dette velges en senteravstand på 300 millimeter for bøyler. Oppsummering av skjærarmering er gitt i Tabell 3-9.

Tverretning	13 ϕ 16s300
Lengderetning	ϕ 16s300

Tabell 3-9: Oppsummert skjærarmering.

Kontroll mot beregnet minimumsarmering er vist under.

$$A_{sw,13s300} = A_{sw,13} \times \frac{1000mm}{300mm} = 8712 \text{ mm}^2$$

$$5501 \frac{mm^2}{m} \leq 8712 \frac{mm^2}{m}$$

Valgt skjærarmeringsareal er større enn minimumskravet for bjelker. Ved betraktning av bruoverbygningen som en plate stilles det ingen krav til minimumsarmering. Dette skyldes at plater har en større fordeling av skjærkrefter enn bjelker.

Skjærarmeringen er beregnet ut fra geometriske forhold og valgt senteravstand er ønskelig å «gå opp i» 150 millimeter [11, s. 50]. Denne kontrolleres videre mot krav i brudd- og bruksgrensetilstand.

4 Laster

I det følgende kapittelet angis brukonstruksjonens lastpåvirkninger. Ut fra klassifisering blir det gjort rede for permanente og variable påvirkninger og deres størrelser. I tillegg blir spennarmeringens spennkrafttap, samt ulike lastkombinasjoner presentert.

4.1 Klassifisering av laster

Konstruksjoner påkjennes av ulike lasttyper. Disse kan videre klassifiseres ut fra belastningens varighet og dens romlig variasjon. For å skille mellom lastenes varighet, klassifiseres de som permanente påvirkninger, variable påvirkninger eller ulykkeslaster. Permanente laster inkluderer egenvekt av konstruksjonen, permanente installasjoner, samt eventuelt vann- og jordtrykk. Variable laster omfatter blant annet snø-, vind-, temperatur- og trafikklast. Brann, eksplosjoner og påkjørsler er eksempel på ulykkeslast. Romlig variasjon hensynstas ved å skille mellom bundne og frie laster. Eksempelvis er egenlast en bunden last, mens vind- og snølast betegnes som frie laster [21, s. 33]. Deformasjonslaster skyldes påførte deformasjoner eller konstruksjonens materialegenskaper. Disse er ofte tidsavhengige og kan opptre i forbindelse med forspenning, svinn, kryp, relaksasjon, setninger og deformasjoner fra påførte laster [9, s. 74].

For gjeldende brukonstruksjon betraktes lastpåvirkningene egenlast, trafikklast, vindlast, termisk påvirkning og deformasjonslastene kryp og svinn.

4.2 Permanente påvirkninger

Permanente påvirkninger opptrer tilnærmet konstant over det betraktede tidsrommet [9, s. 59]. Det antas at Kjeldenbrua ikke utsettes for vann- eller jordtrykk. Kantdragere, rekkverk og belegning kan betraktes som permanente installasjoner. I det foreliggende tilfellet betraktes egenlast av overbygning, kantdragere og rekkverk som permanente påvirkninger. Videre angis de permanente påvirkningenes størrelse.

4.2.1 Egenlaster

Brukonstruksjonens egenlast inkluderer tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. Dette omfatter egenvekt av armert betong, slitelag, kantdragere og rekkverk [9, s. 59]. Egenlast av vanger og endetverrbærere føres på som punktlast i NovaFrame-modellen. Egenlast av brukonstruksjonen i denne oppgaven, fastsettes etter *NS-EN 1991-1-1:2002+ NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, heretter referert til som EK1-1-1.

I henhold til EK1-1-1, Tabell A.1, er tyngdetettheten til armert betong 25 kN/m^3 . Bruas tverrsnittsareal, $A_{\text{overbygning}} = 6,33 \text{ m}^2$, er hentet fra NovaFrame og overbygningen utgjør dermed en jevnt fordelt last, $g_{\text{overbygning}} = 158,3 \text{ kN/m}$. Ved beregning av egenlasten må det i tillegg tas hensyn til belegningsvekten. Denne er på prosjekttegnningene oppgitt til å være $3,0 \text{ kN/m}^2$. Bruas største spennvidde er på 22 meter og det følger dermed av HBN400, Tabell 5.1 at minste dimensjonerende belegningsvekt for kjørebane er $3,5 \text{ kN/m}^2$ [9, s. 60]. Med bakgrunn i dette er det valgt å regne med belegningsvekt $3,5 \text{ kN/m}^2$ i denne oppgaven. Med brubanens føringsavstand på 9 meter får vi egenvekt av belegning per meter i lengderetning til å være $g_{\text{belegning}} = 31,5 \text{ kN/m}$. Kantdragernes egenvekt er funnet fra tverrsnittsarealet, $A_{\text{kantdrager}} = 0,29 \text{ m}^2$, til å være $g_{\text{kantdrager}} = 7,3 \text{ kN/m}$ på hver side av bruas ytterkanter. Etter råd fra Håvard Johansen er det valgt å ta hensyn til rekkverkets egenvekt ved å legge på $3,0 \text{ kN/m}$ på bruoverbygningen.

Endetverrbærernes og vangenens volum er beregnet ut fra mål angitt på prosjekttegnningene. Førstnevnte er funnet til $V_{\text{verrbærer}} = 1,93 \text{ m}^3$ og utgjør en punktlast $G_{\text{verrbærer}} = 96,6 \text{ kN}$, plassert over opplager. Volumet av en vange er funnet til $V_{\text{vange}} = 3,96 \text{ m}^3$ og utgjør en utkraget punktlast $G_{\text{vanger}} = 198 \text{ kN}$, i hver ende av brua. For å finne eksentrisiteten fra lasten til opplager ble massesenter for vangenene funnet. Moment over opplager grunnet den utkragede punktlasten G_{vanger} ble deretter funnet til 373 kNm . Beregningene er vist i vedlegg C.1.

4.3 Variable påvirkninger

I følge HBN400 omfatter variable påvirkninger laster som varierer i tid. Dette kan blant annet være trafikklast, naturlaster, støt- og forøyningslast fra ferje, samt laster påført konstruksjonen i midlertidige faser. I det foreliggende tilfellet betraktes de variable påvirkningene trafikklast, vindlast og termisk påvirkning. Videre gir HBN400 at snø- og trafikklast ikke opptrer samtidig [9, s. 61]. Det antas videre at vegbanen kontinuerlig ryddes for snø og det er dermed sett bort fra snølast i denne oppgaven. Videre angis de variable påvirkningenes størrelse.

4.3.1 Trafikklast

Trafikklast forstås som belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler. Belastningen kan skyldes fotgjengere, samt lette og tunge kjøretøy som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner [22, s. 119].

Trafikklast bestemmes i henhold til *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer* [5]. Videre er denne standarden referert til som EK1-2. Denne standarden er gyldig da brua har en lengde som er mindre enn 200 meter. For bakgrunnsteori om trafikklast er Håndbok 185: Bruprosjektering benyttet, da trafikklast ikke omtales i HBN400. Dette er gjort i samråd med Håvard Johansen.

For beskrivelse av trafikklast, brukes ekvivalentlaster. Ekvivalentlaster er laster som dekker virkningen av visse tunge kjøretøyer, omgitt av en blanding av lette og tunge kjøretøy [10]. Trafikklasten plasseres i den mest ugunstige stillingen i lengde- og tverretning, innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Med tilgjengelig føringsavstand menes [22, s. 119]:

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

For Kjeldenbrua er denne avstanden omtalt i del 2.3 og satt til 9 meter.

Vertikal last på kjørebane og skulder

Ut fra EK1-2, 4.3.1 kan de vertikale lastene representeres av fire lastmodeller (LM). Denne inndelingen er for å kunne gjengi flest mulig trafikksituasjoner, med størst mulig nøyaktighet. De ulike lastmodellene er presentert i det følgende.

Lastmodell 1, LM1, representerer konsentrerte og jevnt fordelte laster. LM1 inkluderer de mest vanlige lasttilfellene som består av personbiler og lastebiler, med dobbel aksling (boggilast). LM1 brukes for både globale og lokale analyser.

Lastmodell 2, LM2, består av en enkel akslingslast, $\theta_Q Q_{ak}$, som også inkluderer dynamisk påvirkning på brua. Denne lasten representerer tunge kjøretøy og kan plasseres hvor som helst i kjørebanen. Fra EK1-2, 4.3.3(1) er Q_{ak} funnet til 400 kN og θ_Q til 1,0.

Lastmodell 3, LM3, tar hensyn til spesielle kjøretøy og består av ett sett aksellaster. Bruksvilkår for denne lastmodellen fastsettes for hvert enkelt prosjekt. I samråd med veileder, professor Jan Arve Øverli, er det valgt å neglisjere LM3 i denne oppgaven.

Lastmodell 4, LM4, representerer effekten av store menneskemengder. Belastningen representeres av en jevnt fordelt last, som også inkluderer den dynamiske responsen. LM4 defineres individuelt for hvert enkelt prosjekt. For den gjeldende brua betraktes en slik situasjon som lite sannsynlig med bakgrunn i bruas plassering. Denne modellen er derfor utelatt i videre beregninger.

Med LM3 og LM4 neglisjert, er det LM1 og LM2 som blir de dimensjonerende lastmodellene i denne oppgaven. Disse modellene blir derfor ytterligere beskrevet i påfølgende del.

Inndeling av kjørebane

Ved lastmodell 1 deles veibanen inn i teoretiske kjørebaner. Bredden av et lastfelt og antall baner er bestemt ut fra EK1-2, 4.2.3, Tabell 4.1 og gjengitt i Tabell 4-1 under.

Kjørebanebredde	Antall kjørefelt	Kjørefeltbredde, w_f	Bredde av resterende område
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_1 = \text{Int}(\frac{w}{3})$	3 m	$w - 3 \times n_1$

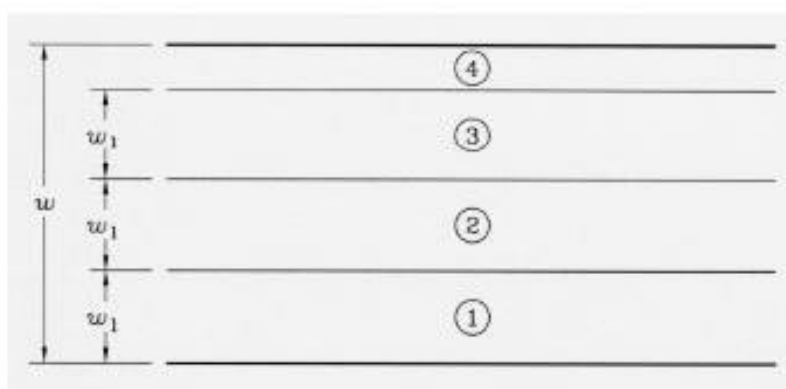
Tabell 4-1: Tabell 4.1 fra EK1-2, beregning av antall kjørefelt og kjørefeltbredde.

Kjørebanebredde bestemmes ut fra tilgjengelig føringsavstand. Denne er omtalt innledningsvis.

Ved bruk av formlene i Tabell 4-1 er antall kjørefelt, n_1 , og kjørefeltbredde, w_f , bestemt til følgende verdier:

$$n_1 = 3, w_f = 3 \text{ m}$$

I følge EK1-2, 4.2.4 er nummerering og plassering av lastfeltene relatert til hverandre. Lastfeltene skal nummereres etter hvor ugunstig lastvirkning det gir. Feltet med mest ugunstig lastvirkning settes til nummer 1, nest mest ugunstig til nummer 2 osv. Dette er illustrert for et generelt tilfelle i Figur 4-1, hentet fra Figur 4.1 i EK1-2, 4.2.4.



Figur 4-1: Illustrasjon av nummerering av kjørebaner. Hentet fra EK1-2, Figur 4.1.

Lastmodell 1

EK1-2, 4.3.2(2) angir at LM1 skal brukes på alle teoretiske kjørebaner og på de resterende områdene. På kjørebane nummer i skal lastene for aksling og jevnt fordelt last henholdsvis være $\alpha_{Q1}Q_{ik}$ og $\alpha_{Q2}q_{ik}$.

For de resterende områdene skal lasten være $\alpha_{qr}q_{rk}$. Verdiene for korreksjonsfaktorene er satt i henhold til EK1-2, NA.4.3.2:

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

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

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

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

Disse verdiene gjelder for beregning av globale lastvirkninger for bruer med spennvidde opptil 500 meter, for alle bruer i det offentlige vegnettet.

De karakteristiske verdiene, Q_{ik} og q_{ik} , hentes fra EK1-2, Tabell 4.2 og er gjengitt i Tabell 4-2 under.

Kjørebane	Akslingslast, Q_{ik}	Jevnt fordelt last, q_{ik}
Kjørebane 1	300 kN	9 kN / m ²
Kjørebane 2	200 kN	2,5 kN / m ²
Kjørebane 3	100 kN	2,5 kN / m ²
Resterende område	0	2,5 kN / m ²

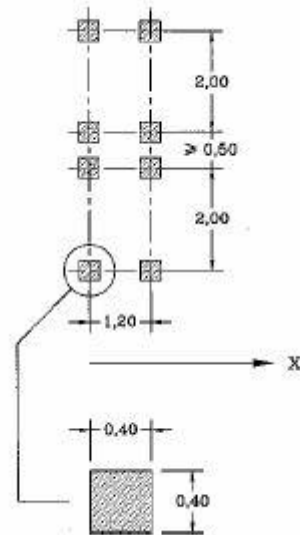
Tabell 4-2: Karakteristiske verdier for LM1 [5, s.37].

Den endelige lastfordelingen inkludert korreksjonsfaktorer, blir som vist i Tabell 4-3.

Kjørebane	Akslingslast, $Q_{r/ik} \times \alpha_{qi/qr}$	Jevnt fordelt last, $q_{ik/rk} \times \alpha_{qi/r}$
Kjørebane 1	300 kN	5,4 kN / m ²
Kjørebane 2	200 kN	2,5 kN / m ²
Kjørebane 3	100 kN	2,5 kN / m ²
Resterende område	0	2,5 kN / m ²

Tabell 4-3: Lastfordeling på kjørebane ved LM1.

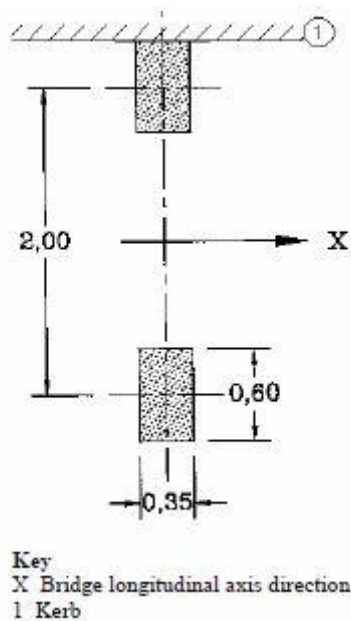
I LM1 påføres boggilasten som en dobbel akslingslast. Prinsippet er illustrert på Figur 4.2b i [5, s. 38], og gjengitt i Figur 4-2. På figuren er avstanden mellom lastene i lengde- og tverretning angitt, samt areal av kontaktflaten til akslingslasten.



Figur 4-2: Illustrasjon av kontaktflaten til LM1 [5, s. 38].

Lastmodell 2

Lastmodell 2 omtales i EK1-2, 4.3.3 og består av en enkelt akslingslast, $\beta_Q Q_{ak}$, som representerer tunge kjøretøy. Den karakteristiske lasten, Q_{ak} , settes her til 400 kN, med $\beta_Q = 1$, [5, s. 39]. Kontaktflaten er illustrert i Figur 4-3, hentet fra Figur 4.3 i EK1-2. Akslingslasten kan også beregnes som to flater, da med en belastning på 200 kN per flate.



Figur 4-3: Illustrasjon av kontaktflaten til LM2 [5, s. 39].

Lastmodell 2 kan være dominerende når belastningslengden er mellom tre og syv meter. For tverretningen kan LM2 påføre brua betydelige torsjonskrefter. Det fører til krefter i overgangen mellom steg og flens, som kan ha betydning for tverrarmingen i brua. Dette er videre omtalt og betraktet i del 7.6.

Horisontale krefter

Med horisontale trafikklaster menes bremselast, akselerasjonslast, sidelast og sentrifugallast. Disse kan ikke opptre alene, men virker samtidig som de tilhørende vertikale trafikklaster. Sentrifugallast opptrer ikke samtidig som bremselast og sidelast [5, s. 122].

Det skal ikke tas hensyn til sentrifugalkrefter, hvis brua har en horisontalkurveradius, R , større enn 1500 meter. Den foreliggende brua er tilnærmet rett og har en horisontalkurveradius lik uendelig. Derav er sentrifugallast neglisjert videre i oppgaven [5, s.42].

Bremselast, Q_{1k} , skal ivaretas som en langsgående kraft, virkende på kjørebans overflate. Bremskraft og akselerasjonslast er like store, bare motsatt rettet. Den karakteristiske verdien for bremselast skal ligge i intervallet [5, s.41]:

$$180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

Videre kan den karakteristiske verdien beregnes av formelen under, hentet fra EK1-2, 4.4.1:

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1}q_{1k}w_1L_{tot}$$

L_{tot} er lengden av brua som skal betraktes. Ved beregninger av bruas kapasitet, tilsvarer dette hele lengden. Da sannsynligheten for at hele brua utsettes for en stor brems- og akselerasjonskraft samtidig er liten, vil dette gi en konservativ betraktning. Den totale bremskraften er beregnet til å være:

$$Q_{1k} = 460 \text{ kN}$$

I beregninger er det ønskelig å representere kraften som en stripelast, q_{1ks} , over bruas lengde. Den beregnede bremskraften divideres på lengden, og stripelast blir dermed:

$$q_{1ks} = 7,5 \text{ kN/m}$$

Sidekrefter kommer fra bremsing av kjøretøy, sidestøt og lignende, og beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast, Q_{srk} . Sidelasten opptrer samtidig som bremselasten og den tilhørende vertikallast [11, s. 9]. Verdien for Q_{srk} , settes lik 25 % av bremselasten. Stripelast for sifekraft blir dermed:

$$q_{srs} = 1,9 \text{ kN / m}$$

Lastgrupper

Videre angir EK1-2 at det skal tas hensyn til sammensatte lastgrupper for bruer. Nasjonalt tillegg gir lastgrupper som kombinerer trafikklast, og angir hvilke laster som gjelder for ulike tilfeller. For den foreliggende brua er dimensjonerende lastmodeller LM1 og LM2, med de horisontale kreftene bremsekraft og sidekraft. Fra NA.4.5.1, Tabell NA.4.4a, gjengitt under som Tabell 4-4, skal Kjeldenbrua ha lastgruppene 1a, 1b og 2.

		KJØREBANE					GANGBANE OG FORTAU	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter ^a	Sentrifugalkrefter og tverkrefter ^b	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi ^b
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 ^d							Karakteristisk verdi ^c
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								

Tabell 4-4: Samtidige grupper av trafikklast [5, NA s. 5].

4.3.2 Vindlast

Utendørskonstruksjoner utsettes for vindlast. Vindlast er en variabel naturlast som opptrer periodevis. Denne avhenger av regionale og lokale vindforhold. Vindlasten på brukonstruksjonen i denne oppgaven, fastsettes etter *NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster*, heretter referert til som EK1-1-4.

Vindlast på brukonstruksjoner avhenger av den aktuelle vindlastklassen. HBN400 definerer tre vindlastklasser. Klasse I omfatter brukonstruksjoner som i ubetydelig grad påvirkes av dynamisk lastvirkning fra vind. Klasse II og III omfatter brukonstruksjoner hvor dynamisk lastvirkning fra vind ikke kan neglisjeres. Av disse inneholder førstnevnte klasse bruer med spenn mindre enn 300 meter og høyeste egensvingeperiode større enn 2 sekunder, eller spennvidde større enn 300 meter og høyeste egensvingeperiode mindre enn 2 sekunder. Sistnevnte klasse inneholder bruer med spenn større enn 300 meter og høyeste egensvingeperiode større enn 2 sekunder [9, s. 62]. Videre følger det av EK1-1-4, 8.2(1), at dynamisk beregning ikke er nødvendig for vanlige bruer med spenn mindre

enn 40 meter. Den foreliggende brua er en bjelke-/platebru hvor største spenn er på 22 meter. Kjeldenbrua hører dermed under vindlastklasse I, og dynamisk lastvirkning fra vind kan neglisjeres.

Faktorer som må tas hensyn til ved bestemmelse av lastvirkning fra vind er topografi, luftens viskositet, samt friksjonskrefter mellom luft og terrengets overflate. Vindhastighet varierer både i tid og rom, øker med terreng høyden og er avhengig av terrengets ruhet. Det norske meteorologiske institutt har, basert på vindmålinger, bestemt samtlige kommuners referansevindhastighet, $v_{b,0}$ [21, s. 47-49]. Referansevindhastigheten for Midtre Gauldal kommune, hentet fra EK1-1-4, Tabell NA.4 (901.1), benyttes som grunnlag for beregning av vindhastighet for det foreliggende byggestedet.

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

Dersom den gjeldende vindhastigheten har andre forutsetninger enn de satt for referansevindhastigheten, benyttes basisvindhastigheten, v_b , gitt i EK1-1-4, NA.4.2(2)P. Denne er justert for vindretning, årstid, nivåforskjell og overskridelsessannsynlighet. Retningsfaktoren, C_{dir} , og årstidsfaktoren, C_{season} , velges lik 1,0. Det følger av EK1-1-4, Tabell NA.4 (901.2) at regionalt tregrensenivå, H_0 , for Sør-Norge er 900 meter. Da brua ligger under denne høyden hvor nivåkorleksjon starter, settes nivåfaktoren, C_{alt} , lik 1,0. HBN400, 5.4.3.3 angir at brukonstruksjoner skal kontrolleres for et vindfelt med returperiode på 50 år. Referansevindhastigheten er basert på 50 års returperiode og faktoren som tar hensyn til sannsynlighet for overskridelse, C_{prob} , settes dermed lik 1,0. Basisvindhastigheten blir dermed lik referansevindhastigheten.

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times C_{alt} \times C_{prob} \times v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

Videre tar stedsvindhastigheten, $v_m(z)$, hensyn til terrengets topografi og ruhet.

Terrengformfaktoren, $c_o(z)$, settes lik 1,0. Fra EK1-1-4, Tabell N.A.4.1 kategoriseres det gjeldende byggestedet med spredt bebyggelse, som terrengkategori II. Ruhetslengden, z_0 , er dermed 0,05 meter, minimumshøyden, z_{min} , er 4 meter og terrengruhetsfaktoren, k_r , er 0,19. Overbygningens høyde over terreng, z , leses av oversiktstegningen til å være omtrent 8 meter på det høyeste [14]. Ruhetsfaktoren, $c_r(z)$, finnes fra EK1-1-4, 4.3.2(1), til å være 0,96. Stedsvindhastigheten kan dermed finnes fra EK1-1-4, 4.3.1(1):

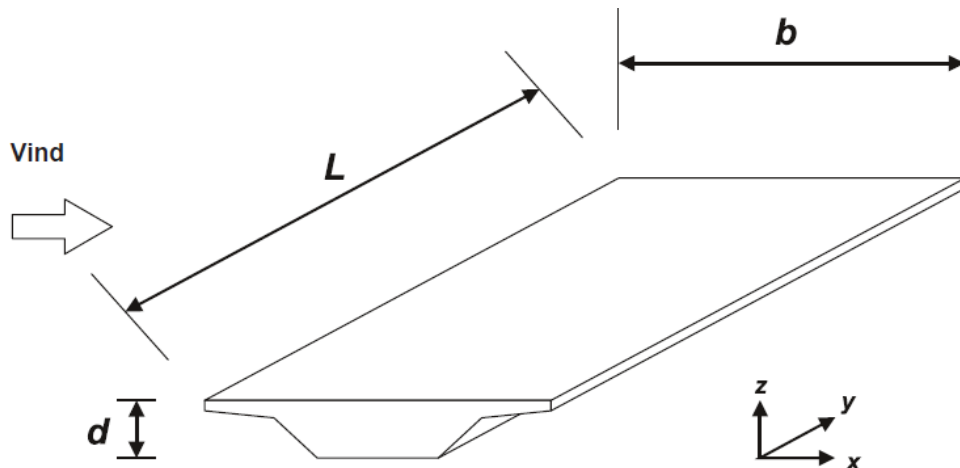
$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b = 24,1 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykket, $q_p(z)$, defineres som maksimal vindhastighet i kastene. Videre følger det av EK1-1-4, 4.5(1) at $q_p(z)$ kan finnes fra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktusjon. Turbulensintensiteten, $I_v(z)$, kan finnes fra EK1-1-4, 4.4(1). Luftens densitet, ρ , settes til $1,25 \text{ kg/m}^3$. Vindkasthastighetstrykket kan dermed finnes fra EK1-1-4, NA.4.5(1).

$$q_p(z) = 0,5 \times \rho \times v_m^2(z) \times [1 + 2 \times k_p \times I_v(z)] = [1 + 2 \times k_p \times I_v(z)] \times q_m(z) = 864 \text{ Pa}$$

Vindpåvirkning på bru uten trafikklast

Vind blåser i ulike retninger og forårsaker vindkrefter i x-, y- og z-retning, se Figur 4-4. Ved å multiplisere vindkasthastighetstrykket med tilhørende kraftfaktorer og tverrsnitt, fås vindkreftenes verdier per meter [9, s. 64]. Det følger av EK1-1-4, 8.3.2(1) at forenklet beregningsmetode for systemrespons i x-retning kan benyttes, da dynamisk lastvirkning neglisjeres.



Figur 4-4: Retninger for vindpåvirkninger på bruer. Hentet fra EK1-1-4, Figur 8.2.

Vindkreftene beregnes som resulterende punktlaster av all vindlast som virker i de ulike retningene på brua. For større bruer er den forenklete metoden mindre nøyaktig, da plassering og fordeling av vindkreftene ikke angis. Den forenklete metoden anses likevel som tilstrekkelig nøyaktig for den foreliggende brua, da denne består av tre spenn med maksimalt spenn på 22 meter. Disse vurderingene er gjort i samråd med Håvard Johansen.

Vindlastfaktoren, C , finnes fra EK1-1-4, 8.3.2(1) som produktet av eksponeringsfaktoren, c_e , og kraftfaktoren, $c_{f,i}$, for $i = x, z$. Eksponeringsfaktoren er forholdet mellom vindkasthastighetstrykket og basisvindhastighetstrykket, EK1-1-4, 4.5(1). Kraftfaktoren, $c_{f,i}$, for x-retning leses av Figur 8.3 i EK1-1-4, mens den for z-retning finnes fra NA.8.3.3 i EK1-1-4. Kraftfaktoren defineres for både opp- og nedadgående vindpåvirkninger i z-retning. Det følger av EK1-1-4, 8.3.3(5), at vindpåvirkninger i z-retning virker i en gitt eksentrisitet fra senterlinjen, $e = b/4$. Vindlastfaktoren blir dermed:

$$C = c_e(z) \times c_{f,z}$$

Luftens densitet, ρ , er satt til $1,25 \text{ kg/m}^3$. Referansearealet for x-retning, $A_{ref,x}$, er produktet mellom lengde i y-retning, L , og total dybde i z-retning, d_{tot} , EK1-1-4, 8.3.1(1). Dybden i z-retning, d , leses av tegningene til å være 1,2 meter. Under antakelse av at brua har vegrekkverk med åpen parapet eller

åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider, kan d_{tot} finnes til å være 1,8 meter fra Tabell 8.1 i EK1-1-4. Referansearealet for z-retning, $A_{ref,z}$, er lik det plane arealet og finnes som produktet av lengde i y-retning og bredde x-retning, b , EK1-1-4, 8.3.3(2). Bredden inkluderer kantdragere og rekkverk og leses av tegningene til å være 10,1 meter. Lengden i y-retning velges til en enhetslengde for å få en jevnt fordelt vindlast over bruas lengde, $L = 1$ meter.

$$A_{ref,x,t} = d_{tot,t} \times L$$

$$A_{ref,z} = b \times L$$

Dermed kan følgende ligninger benyttes for å finne vindpåvirkninger for brua, EK1-1-4, 8.3.2(1), 8.3.3(1) og 8.3.4(1):

$$F_{wx,t} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x}$$

$$F_{wz,t} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,z}$$

$$F_{wy,t} = 0,25 \times F_{wx,t}$$

Vindpåvirkning på bru med trafikklast

Videre følger det av HBN400, 5.4.3.3, at vegbruer skal kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand med samtidig virkende vind- og trafikklast. Vindlasten, $v_{b,0}^*$, skal i dette tilfellet beregnes fra et vindfelt hvor vindkasthastigheten, v_p , ved kjørebans høyeste punkt er lik 35 m/s [9, s. 64]. Videre finnes nye verdier for basisvindhastighetstrykk, $q_{b,t}$, total dybde i z-retning, $d_{tot,t}$, referanseareal, $A_{ref,i,t}$, eksponeringsfaktor, $c_{e,t}(z)$, forhold mellom bredde og dybde, $b/d_{tot,t}$, kraftfaktorer, $c_{f,i,t}$, vindlastfaktorer, $C_{i,t}$ og vindkrefter, $F_{wi,t}$, se vedlegg C.2. Kjøretøy på vegbruer antas å ha en rektangulær vindflate med høyde 2 meter over overbygningen, EK1-1-4. 8.3.1(5)a).

Vindlastene på brua oppsummeres i Tabell 4-5. Kraftene i x- og z-retning, samt y- og z-retning kan antas å kunne opptre samtidig. Grunnet bruas massive tverrsnitt, er det likevel besluttet å se bort fra krefter i x-retning i videre analyser, da disse gir lite utslag i vertikalbøyning.

Påvirkning	Vindlast	F_{wx}	F_{wy}	F_{wz}
Vind uten trafikk		2007 N / m	502 N / m	7856 N / m
Vind med trafikk		2258 N / m	564 N / m	4008 N / m

Tabell 4-5: Vindpåvirkning på brua, med og uten samtidig virkende trafikk.

Det følger av EK1-1-4, NA.8.1(4), at referansevindhastigheten ved samtidig virkende trafikklast må være mindre enn referansevindhastigheten uten samtidig virkende trafikklast. Dette kontrolleres i vedlegg C.2.

4.3.3 Termisk påkjenning

Temperatur blir behandlet som en variabel last. Termisk påkjenning skjer periodevis og skyldes naturforhold, i likhet med andre variable naturlaster. Variasjon i temperatur, gjennom både årstid og døgn, påvirker materialene i brua. Materialene opplever termisk ekspansjon eller kontraksjon, som igjen kan føre til tvangskrefter dersom det statiske systemet tillater det.

Termiske påvirkninger bestemmes ut fra *NS-EN 1991-1-5:2003+ NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*, videre referert til som EK1-1-5, og HBN400.

HBN400 fastslår at termisk påvirkning er sammensatt av følgende virkninger:

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

Kompendium for bruprosjektering angir at for enkle betongbruer som ikke har kassetverrsnitt, er kun de to øverste virkningene relevante. Den vertikalt varierende temperaturlandelen kan antas å være lineær.

Fra EK1-1-5, 6.1.2 (1) bør representative verdier for termiske påvirkninger settes ved hjelp av den jevnt fordelte temperaturlandelen og temperaturdifferansen. Jevnt fordelt temperaturlandel er ifølge EK1-1-5, 6.1.3.1 (1) avhengig av den laveste og høyeste temperaturen som kan forventes for ei bru. Den jevnt fordelte temperaturlandelen fører til endring av konstruksjonens lengde, ved at brua ekspanderer eller kontraherer.

Horisontalt og vertikalt lineært fordelte temperaturlandeler fører til temperaturgradienter over tverrsnittet. Dette kan igjen gi krumninger i horisontal og vertikal retning. Vertikal krumning betyr krumning av kjørebanelen og er, ifølge Kompendium for bruprosjektering, mest relevant. Jevnt fordelt temperaturlandel og vertikalt lineært varierende temperaturlandel er to ulike effekter, som må

modelleres hver for seg. I samråd med Håvard Johansen blir termisk påvirkning på søyler sett bort fra i denne oppgaven.

Ut fra EK1-1-5, 6.1.1 (1) klassifiseres plate-/betongbjelkebruer som brutype 3. Karakteristiske grenseverdier for byggeplassen er hentet fra kart over isotermer i Nasjonalt tillegg. Verdiene fra kartet har en årlig sannsynlighet for overskridelse lik 0,02. Dette tilsvarer en returperiode på 50 år.

Maksimum og minimum lufttemperatur for Midtre Gauldal kommune avlest fra EK1-1-5, Figur NA.A.1 og Figur NA.A.2 blir henholdsvis:

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

$$T_{\min} = [-35^{\circ}, -30^{\circ}]$$

Videre angir EK1-1-5: NA.A.1 (1) at verdiene for maksimum og minimum lufttemperatur må justeres for byggestedets høyde over havet. For maksimum lufttemperatur skal det legges til $0,65^{\circ}\text{C}$ for hver 100 høydemeter, mens for minimum lufttemperatur skal det trekkes fra $0,3^{\circ}\text{C}$ for tilsvarende høyde. Kjeldenbrua ligger 125 meter over havnivå, slik at maksimum og minimum lufttemperatur blir som følger:

$$T_{\max, \text{justert}} = 36,8^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min, \text{justert}} = -35,4^{\circ}\text{C}$$

Jevnt fordelt temperaturandel

Fra Figur NA.6.1 i EK1-1-5, finnes verdier for jevnt fordelt temperaturandel for brutype 3 til det følgende:

$$T_{e, \max} = T_{\max, \text{justert}} - 3 = 33,8^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e, \min} = T_{\min, \text{justert}} + 8 = -27,4^{\circ}\text{C}$$

Temperatrendringene fører til en kontraksjon eller ekspansjon av brua. Karakteristiske verdier for den jevnt fordelte temperaturløst beregnes fra EK1-1-5, 6.1.3.3(3). Initialtemperaturen, T_0 , er temperaturen for brua på det tidspunktet konstruksjonen ferdigstilles. Denne verdien brukes ved beregning av kontraksjon ned til laveste jevnt fordelte brutemperaturandel og ekspansjon opp til høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel. Verdien for T_0 finnes fra NA.A.1(3) til å være 10°C .

De endelige verdiene for jevnt fordelt temperaturandel blir dermed:

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 23,8^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_{e, \min} - T_0 = -37,4^{\circ}\text{C}$$

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Temperaturandelen vil variere lineært vertikalt over brutverrsnittet. Dette forekommer dersom oversiden av overbygningen er varmere enn undersiden eller motsatt. Konstruksjoner som utsettes for temperaturendringer vil kunne få store indre krefter, dersom konstruksjonen er hindret fra å bevege seg fritt. Videre fører temperturdifferansen til krumning av vegbanen, som gir bruoverbygningen temperaturinduserte tvangsmoment [21, s. 67].

Vertikal lineært avhengig temperaturgradient bestemmes i henhold til EK1-1-5, NA.6.1.4.1, Tabell NA.6.1, ut fra belegningstykkelse og brutype. For Kjeldenbrua er belegningstykkelsen 80 millimeter. For belegningstykkelse forskjellig fra 50 millimeter må verdiene fra Tabell NA.6.1 multipliseres med faktoren k_{sur} . Denne faktoren finnes fra Tabell NA.6.2, ved interpolasjon mellom belegningstykkelse 50 millimeter og 100 millimeter. Se vedlegg C.2 for mer detaljert beregning. Beregnet $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ blir da:

$$\Delta T_{M,heat} = 12,3^{\circ}C$$

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

Samtidighet av temperaturlaster

Samtidighet mellom temperaturlaster bestemmes i henhold til EK1-1-5, 6.1.5, hvor følgende uttrykk er presentert som lastkombinasjon:

$$\Delta T_{M,heat} / \Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp} / \Delta T_{N,con}$$

eller

$$\omega_N \Delta T_{M,heat} / \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} / \Delta T_{N,con}$$

Videre gir EK1-1-5, NA.6.1.5(1) følgende verdier for reduksjonsfaktorene; $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$.

Dette gir til sammen åtte ulike kombinasjoner, hvor den mest ugunstige kombinasjonen blir dimensjonerende.

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

Tabell 4-6 viser kombinasjonene og det tilhørende resultatet. Mer detaljert beregning er vist i vedlegg C.2.

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	Resultat
1	12,3°C		0,35×23,8°C		20,6°C
2	12,3°C			0,35×-37,5°C	-0,83°C
3		8,0°C	0,35×23,8°C		16,3°C
4		8,0°C		0,35×-37,5°C	-5,1°C
5	0,75×12,3°C		23,8°C		33,0°C
6	0,75×12,3°C			-37,5°C	-28,3°C
7		0,75×8,0°C	23,8°C		29,8°C
8		0,75×8,0°C		-37,5°C	-31,5°C

Tabell 4-6: Kombinasjon av temperaturlaster.

4.4 Deformasjonslast

4.4.1 Kryp

Kryp defineres som en «tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning» [22].

Krypdeformasjon, utover den umiddelbare deformasjonen ved langtidspålastning, består av forsinket elastisk og viskøs deformasjon. Etter ett års belastning regnes det at tre fjerdedeler av kryptøyningen er oppnådd. Krypets omfang angis ofte ved kryptallet. Kryptallet er forholdet mellom krypdeformasjon og umiddelbar deformasjon [22].

Kryptall

Laster som virker over lengre tid gir tidsavhengig tilleggsdeformasjon. Egenvekt og spennkraft er laster som vil føre til kryptøyning. Kjelden bru er støpt i ett, slik at kryptallet utvikler seg likt i hele brua og vi får en uniform kryptutvikling.

Kryptallet er avhengig av lastpåføringsstidspunkt, sementklasse, omgivelsesforhold og effektiv tverrsnittstykkelse. Det antas at forskaling fjernes etter en uke, slik at betongens alder ved pålastning er syv døgn, $t_0 = 7$ døgn. Brua antas ferdigstilt etter 28 døgn. Videre er det antatt sementklasse N . HBN400, 7.2.3, angir relativ luftfuktighet for bruoverbygningen til 70 % [9, s. 83]. Videre forutsettes det at hele brutverrsnittets omkrets er utsatt for tørking. Bruas tverrsnittsareal, A_c , finnes fra

NovaFrame. Effektiv tverrsnittstykkelse, h_0 , kryptall, $\phi(t, t_0)$, og andre nødvendige faktorer kan finnes fra EK2-1-1, Tillegg B, B.1.

Det følger av HBN400, 7.2.3, at konstruksjonen minst skal kontrolleres ved åpningtidspunkt, $t = 28$ døgn, og ved dimensjonerende brukstid, $t = 100$ år [9, s. 83]. Resultat fra beregninger utført i vedlegg C.3 er oppsummert i Tabell 4-7.

Kontrolltidspunkt, t	Kryptall, $\phi(t, t_0)$
$t = 28 \text{ døgn}$	0,50
$t = 100 \text{ år} = 36525 \text{ døgn}$	1,68

Tabell 4-7: Kryptall for åpningtidspunkt og dimensjonerende brukstid.

Kryptøyning

Kryptøyning som virker over lengre tid kan hensyntas ved å redusere materialets elastisitetsmodul. Denne beregningsmetoden kalles *effektiv E-modul metode* og er benyttet i denne oppgaven for å finne kryptøyning. Metoden egner seg godt til håndberegninger og regnes for å være en av de mest brukte metodene [18, s. 257]. En ulempe kan likevel være at metoden ikke tar hensyn til spenningshistorikken i betongen. Da det i denne oppgaven kun er én byggefase forutsettes det at *effektiv E-modul metode* er tilstrekkelig for beregning av kryptøyning. Effektiv langtids elastisitetsmodul, $E_{c,eff}$, inkluderer krypeffekten og kan finnes fra 7.4.3(5) i EK2-1-1. $E_{c,eff}$ avhenger av sekant elastisitetsmodul, E_{cm} , gitt i Tabell 3.1 i EK2-1-1, og kryptallet, $\phi(\infty, t_0)$, som tar hensyn til kryptøyningen, gitt fra Tillegg B i EK2-1-1.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)}$$

Antar at kryptall for dimensjonerende brukstid, 100 år, er representativt som kryptall etter lang tid. Effektiv langtids E-modul for lastpåføringstidspunkt av egenvekt og spennkraft er vist i Tabell 4-8.

Lastpåføringstidspunkt, t_0	Effektiv langtids E-modul, $E_{c,eff}$
$t_0 = 7 \text{ døgn}$	13425 MPa

Tabell 4-8: Langtids E-modul for lastpåføring etter 7 døgn.

Påførte laster har ulik varighet. Ved praktisk dimensjonering er det dermed hensiktsmessig å benytte en midlere elastisitetsmodul, E_{middel} , som tar hensyn til både kort- og langtidslast. Midlere

elastisitetsmodul avhenger av momentverdi og E-modul for ulike langtids- og korttidslaster, og kan finnes fra følgende formel [17, s. 129].

$$\frac{\sum M_i}{E_{middel}I} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}I} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}I} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{ck}I}$$

I foreliggende tilfellet kommer momentbidragene til kryptøyning fra egenlast og forspenning. Disse er begge langtidslaster, påføres ved samme tidspunkt og har dermed samme effektive langtids E-modul. Midlere elastisitetsmodul vil dermed i dette tilfellet være lik effektiv langtids E-modul.

Det følger av EK2-1-1, 3.1.4(4) at det ikke er behov for å vurdere ikke-lineært kryp, med mindre betongens trykkspenning ved tidspunkt t_0 overskrider verdien $0,45f_{ck}(t_0)$. Det er i denne oppgaven forutsatt at dette er ivaretatt, og det er kun lineært kryp som blir betraktet.

Kryptøyningen avhenger av spenningsnivå og –varighet. Tøyningen kan finnes fra EK2-1-1, 3.1.4(3), ved tidspunkt $t = \infty$ for en konstant trykkspenning, σ_c , påført betongen ved tidspunkt t_0 .

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Som en forenkling er kryptøyning bestemt som en middelvei av tøyning over søyle og tøyning i felt. Formelen over forenkles til påfølgende uttrykk, hvor spenningsbidrag fra oppspenningskraft og moment er tatt med:

$$\varepsilon_{cc,i}(\infty, t_0) = \frac{-P_{\max.tot}}{E_{c,eff} \times A_c} + \frac{M_{t,i} \times y}{E_{cm} \times I_x}$$

Middelveien for kryptøyning finnes dermed fra uttrykket og er beregnet i vedlegg C.3:

$$\varepsilon_{cc,middel} = \frac{\varepsilon_{cc,støtte} + \varepsilon_{cc,felt}}{2} = 1,75 \times 10^{-4}$$

4.4.2 Svinn

Svinn oppstår når det skjer en volumendring i betongen [23]. Volumendringen skyldes uttørking og fasthetsutvikling i betongen, og er uavhengig av lastnivå og lastvarighet. Når betongen sviner trekker den seg tilbake, med mindre det er armering som «holder igjen». Sammentrekningen av betongen fører til svinntøyning, ε_{cs} , i materialet. Eksempelvis vil et konstruksjonselement med armering bare i underkant, få en krumning som følge av denne sammentrekningen [18, s. 133].

I følge EK2-1-1, 3.1.4 (6) svinntøyning består av to bidrag, svinntøyning ved autogen svinntøyning og svinntøyning på grunn av uttørking. Utvikling av den autogene svinntøyningen, ε_{ca} , skjer med betongens fasthetsutvikling, som vil si at størstedelen av utviklingen skjer raskt etter utstøping. Autogen svinntøyning er en lineær funksjon av betongfastheten. Den andre delen, svinntøyning ved uttørking, ε_{cd} , utvikler seg langsomt ettersom det skjer ved fukttransport gjennom den herdede betongen. Total svinntøyning blir dermed:

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

I oppgaven er det antatt at brua bygges i en byggefase. Det er dermed ikke nødvendig å ta hensyn til ulik svinntøyning på grunn av forskjellig alder på de ulike elementene av brua. Videre i oppgaven er svinntøyningene betraktet som en totalverdi for et langtidstilfelle på 100 år.

I beregningene er det antatt at belastningstidspunktet, t_0 , og betongens alder ved begynnelsen av uttørkingsvinnet, t_s , er 7 døgn. Beregning av svinntøyning er behandlet i EK2-1-1, Tillegg B.2 og 3.1.4(6). Detaljerte beregninger er utført i vedlegg C.3, og verdier for svinntøyning som følge av uttørking, autogen svinntøyning og total svinntøyning er presentert nedenfor:

$$\varepsilon_{cd}(36518) = 2,08 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca}(36518) = 8,75 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs,100} = 2,96 \times 10^{-4}$$

4.5 Spennkrafttap

Tap av spennkraft behandles i kapittel 5 i Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurokode 2 [18] og i del 4.4 i Kompendium for bruprosjektering [11]. Fra dette redegjøres det i følgende del for sentrale aspekter knyttet til spennkrafttap.

Spennkraft i armeringskablene vil variere over tid, og være mindre enn påført kraft ved oppspenning. Spennkrafttap er betegnelsen på denne reduksjonen i jekkraften som skjer ved oppspenning av en spennbetongkonstruksjon. Det er hovedsak tre hovedgrupper spennkrafttap [18, s. 237]:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong. Dette er et typisk tap for etteroppent armering, der tap skjer når det ikke er heftforbindelse mellom spennarmering og betong.
- Spenningsendring som følge av korttidslast. For etteroppente konstruksjoner kan tapet

forekomme hvis flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt, slik som i ei fritt frambygg bru. Dette tapet er neglisjert for det foreliggende tilfellet.

- Tidsavhengige tap som skyldes kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon av spennstålet. Både etter- og førroppsente betong opplever slike tap.

Disse hovedgruppene kan igjen deles inn i flere effekter.

4.5.1 Tap av tøyingsdifferanse

Låsetap

Låsetap i spennarmeringen skjer i forbindelse med overføring av kraft fra jekken til selve forankringen/betongkonstruksjonen. Ved låsingen vil kileforankringen og kabelen trekkes tilbake inn i kabelrøret, som fører til en konstant tøyingsreduksjon. Låsetapet regnes som en motsatt rettet kraft, korrigert for friksjon. Beregninger og forutsetninger gjøres i henhold til [12] og EK2-1-1, 5.10.5.3 [11, s. 40].

Låsetapet gis i millimeter og er i aktiv ende uavhengig av kabelens lengde og geometri. Verdien for låsetapet er for det aktuelle spennsystemet oppgitt til å være 6 millimeter og føres inn i NovaFrame.

Friksjonstap

Når en konstruksjon etteroppspennes gjennom utsparingsrør i betongen, oppstår det friksjonskrefter mellom spennstålet og utsparingsrøret. Friksjonskreftene kommer av spennstålets normaltrykk på utsparingsrøret som følge av kurvatur langs spennheten [18, s. 241].

En rettlinjert spennarmering monteres ved at den holdes punktvis på plass, og vil dermed aldri være ideelt rettlinjert. Dette fører til tilleggskrumninger og igjen til friksjon. Denne effekten kalles lengdeeffekten og avhenger av spennstållengden [18, s. 242].

Friksjonskoeffisienten, μ , for gjeldende spennsystem med spenntau i utsparingsrør av korrugert stålblikk, er lest av fra ETA-13/0815 og satt til $\mu = 0,19 \text{ rad}^{-1}$. Tilleggskrumningen er hentet fra samme produktblad, og bestemt til $k = 5 \times 10^{-3}$.

Temperaturdifferanse

Spennkrafttap som følge av temperaturdifferanser i perioden før spennarmeringen har full heftforbindelse, er aktuelt for produksjon av førroppsente elementer. I det foreliggende tilfellet er brua etteroppspent, og det er derfor valgt å se bort fra spennkrafttap som følge av temperaturdifferanse [18, s. 247].

4.5.2 Tidsavhengige tap

Kryp

Kryp er tidligere omtalt i del 4.4.1, og er definert som en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning. Last som virker på betongen i lang tid vil føre til kryptøyning, ε_{cc} .

Langtids E-modul, $E_{c,eff}$, er bestemt i delkapittel 4.4.1, med utgangspunkt i kryptall 1,68 og 0,50 henholdsvis for dimensjonerende brukstid og ved åpningtidspunkt. For praktiske beregninger benyttes en midlere E-modul, E_{middel} . I det foreliggende tilfellet vil E_{middel} ha den samme verdien som $E_{c,eff}$. Dette er nærmere forklart i del 4.4.1.

Reduksjon i spennkraft som følge av kryptøyning, bestemmes ved å betrakte spenning- og tøyningssendringene på grunn av kryp. Disse endringene skyldes forflytning av det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse. Selv om endringer i spenninger er relativt små, er tøyningssendringene store [18, s. 259].

For å finne denne endringen er transformert tverrsnitt, A_t , beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, y_t , samt det armerte tverrsnittets arealregningsmoment, I_t , for kort og lang tid beregnet [18, s. 252]:

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \times A_p$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1) \times A_{p,total} \times e}{A_t}$$

$$I_t = I_c + A_c \times y_t^2 + (\eta - 1) \times A_p \times (e - y_t)^2$$

Videre er betongtøyningen ved spennarmeringen for henholdsvis kort og lang tid, $\Delta\varepsilon_{pk}$ og $\Delta\varepsilon_{pl}$, beregnet ved følgende formel:

$$\Delta\varepsilon_{p,i} = \frac{\sigma_{c,i}}{E_{cm}}$$

Beregninger er utført i sin helhet i vedlegg C.4, og presentert i Tabell 4-9 under.

	$M_{t,felt}$	$\sigma_{c,i}$	$\Delta\varepsilon_{p,i}$	$\Delta\sigma_{p,i} = \Delta\varepsilon_{p,i} \times E_p$
Kort tid	6856 kNm	-3,46 MPa	$-9,61 \times 10^{-5}$	-18,7 MPa
Langt tid	6648 kNm	-3,38 MPa	$-2,52 \times 10^{-4}$	-49,2 MPa

Tabell 4-9: Resultat av beregning av betongtøyning og spenning som følge av kryp, for kort og lang tid.

Svinn

Svinn er omtalt som deformasjonslast i del 4.4.2. Deformasjon i form av krymping av betongen, er begrunnet med endring i betongens fuktinnhold. Betongdeformasjon fører til svinntøyninger i betongen og spennarmeringen. Beregning av svinntøyninger kan gjøres ut fra formler i avsnitt 6.3.2 [18]. I det foreliggende tilfellet er det valgt å forenkle beregningene for å finne svinntøyningen i betongen, ved å betrakte svinntøyningen som betongens tøyning på grunn av svinn etter lang tid. Denne antakelsen er i overensstemmelse med EK2-1-1, 5.10.6. I del 4.4.2 er autogen svinntøyning og svinntøyning på grunn av uttørking beregnet. Totalt tap grunnet svinntøyning blir dermed som følger:

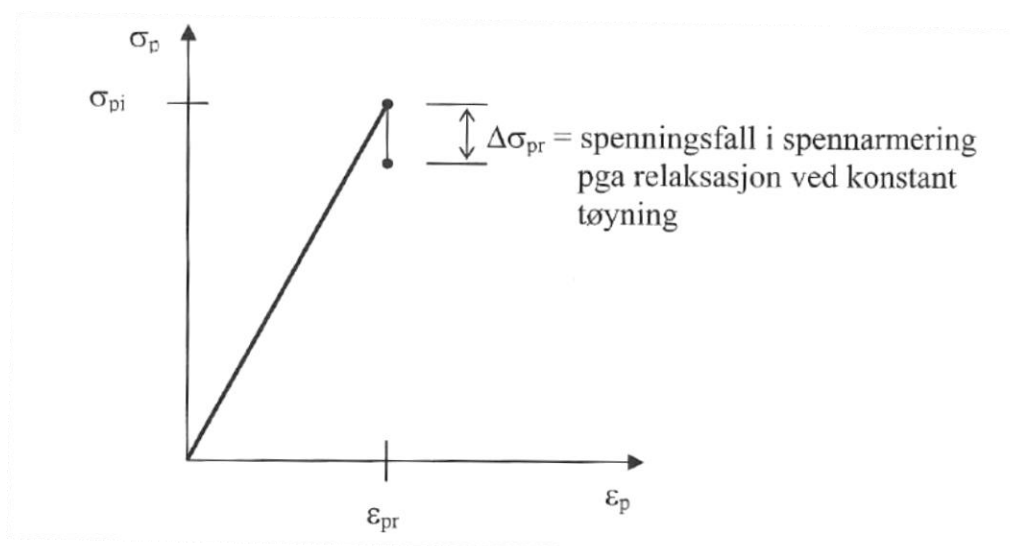
$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \times A_t} + \frac{N_s \times (e - y_t)^2}{E_{middel} \times I_t} = -2,9 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} \times E_p = -55,7 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{svinn} = \frac{|\Delta\sigma_{p,svinn}|}{\sigma_{p,max}} = 3,77 \%$$

Relaksasjon

Relaksasjon i spennstål inntreffer ved spenningsfall når stålet utsettes for en konstant tøyning over lang tid [18, s. 262]. På grunn av stålmaterialets mekaniske egenskaper, vil spenningsnivået over tid avta i en strekkbelastet kabel. Spennstålet vil ofte bli stående med store strekktøyninger gjennom hele konstruksjonens levetid, og det er derfor nødvendig å ta hensyn til relaksasjon i beregningene. Illustrasjon av relaksasjon i spennstål er vist i Figur 4-5 hentet fra Figur 6.5 i [18, s. 262].



Figur 4-5: Illustrasjon av relaksasjon i spennstål [18, s.262].

I prosjekteringsgrunnlaget er relaksasjonsklassen for spennstålet satt til klasse 2, lav relaksasjon. Dette er i overensstemmelse med EK2-1-1, 3.3.2 (4) som setter spennarmering bestående av tråd eller tau til denne relaksasjonsklassen. Relaksasjonstapet i spennstålet beregnes basert på tapet i prosent, 1000 timer etter oppspenning og med middeltemperatur på 20°C, ρ_{1000} . Verdien for ρ_{1000} er en prosentandel av den initielle spenningen og bestemmes for en intiell spenning tilsvarende $0,7f_{pk}$, ut fra relaksasjonsklasse [18, s. 262]. EK2-1-1, 3.3.2 (6) angir verdien til ρ_{1000} for klasse to til $\rho_{1000} = 2,5 \%$.

Prosentvis tap av spennkraft på grunn av relaksasjon er beregnet ved følgende formel:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \times 100\%$$

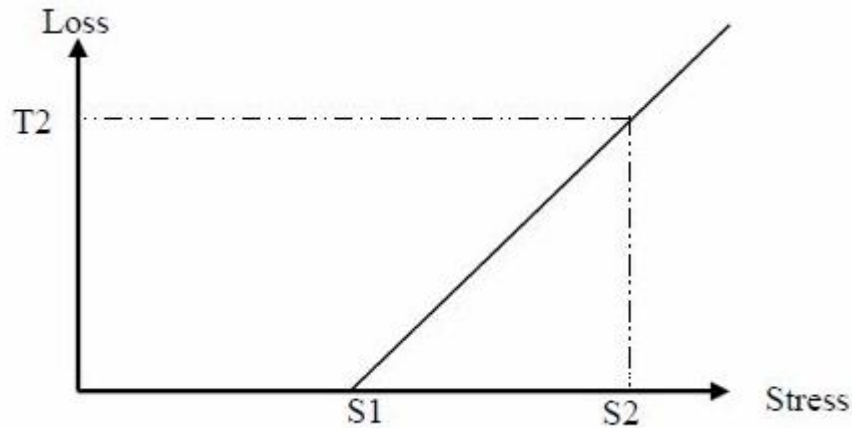
Videre er verdi for $\Delta\sigma_{pr}$ bestemt fra formel 6.20 i [18, s. 263] for relaksasjonsklasse 2:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}$$

Ved bruk av metoden over, er relaksasjonen fra diagrammet direkte betraktet som det resulterende spenningsfallet i spennstålet. Dette er en forenklet metode som ikke tar hensyn til ubalanse i indre krefter, som oppstår som følge av spenningsfallet [18, s. 264]. I følge EK2-1-1, 5.10.6(1) kan dette korrigeres for ved å multiplisere relaksasjonstapet med en faktor lik 0,8. Verdien for relaksasjonstap, inkludert denne reduksjonsfaktoren, er beregnet til å være 4,73 % i vedlegg C.4.

Relaksasjon i NovaFrame

Verdiene som skal føres inn i for relaksasjonstap i NovaFrame, har betegnelsene $S1$, $S2$ og $T2$, og angis som en prosentandel av $f_{p0,1k}$. Disse verdiene hentes fra en enkel kurve, hvor relaksasjonstap som en funksjon av initielt spenningsnivå er presentert. Figur 4-6 illustrerer denne kurven, og er hentet fra [24, s. 50].



Figur 4-6: Kurve som illustrer relaksasjonstap [24, s. 50].

Etter samtale med Håvard Johansen og i henhold til EK2-1-1, 3.3.2(5) er relaksasjonstapet beregnet ved denne fremgangsmåten. Basert på forsøk og informasjon fra leverandører er det vanlig å regne med 2,5 % relaksasjon ved $0,7f_{pk}$ og 4,5 % relaksasjon ved $0,8f_{pk}$. Dette gir grunnlag for to punkter på en linje, som beskriver sammenhengen mellom spenningsnivå og relaksasjon. Ved ekstrapolasjon finnes spenning ved null relaksasjon til å være $0,575f_{pk}$, som av Figur 4-6 gir grunnlag for beregning av $S1$. I prosjekteringsgrunnlaget er verdiene for f_{pk} og $f_{p0,1k}$ henholdsvis bestemt til å være 1860 MPa og 1640 MPa. Verdiene for $S1$, $S2$ og $T2$ kan da bestemmes.

$$S1 = \frac{0,575 \times f_{pk}}{f_{p0,1k}} \times 100\% = 65\%$$

$$S2 = \frac{0,70 \times f_{pk}}{f_{p0,1k}} \times 100\% = 79\%$$

$$T2 = 2,5\%$$

Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon

Videre kan den samlede virkningen av kryp, svinn og relaksasjon bestemmes. Denne samlede virkningen omtales som tap av spennkraft.

$$tap_{kryp+svinn+rel} = tap_{kryp} + tap_{svinn} + tap_{rel}$$

$$tap_{kryp+svinn+rel} = 10,56\%$$

4.5.3 Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap

Total tidsavhengig reduksjon av spenning i spennarmeringen kan forenklet bestemmes ved følgende uttrykk, som er hentet fra EK2-1-1, 5.10.6(2):

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

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap, er bestemt til $\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 10,40\%$. Denne metoden brukes som verifikasjon av beregningene utført over. Differansen mellom forenklet metode og den samlede virkningen bestemt hver for seg er på 0,16. Dette avviket anses som tilstrekkelig lite slik at beregnede verdier for tidsavhengige tap benyttes videre i NovaFrame.

4.6 Lastkombinasjoner

Dimensjonerende lastkombinasjoner er sammenstillingen av karakteristiske laster til de kombinasjoner av laster som skal brukes i dimensjoneringskontrollen [11, s. 15]. Regler for kombinerer av laster er gitt i *NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1]*, heretter omtalt som EK0. For å prosjektere konstruksjoner benyttes partialfaktormetoden, som er omtalt i kapittel 6 i EK0, samt Nasjonalt tillegg til endringsblad A1 [2].

En komplett prosjektering vil i de fleste tilfeller omfatte mange lastkombinasjoner. Ved verifikasjon av analysemodeller, er det viktig å huske hvordan de ulike lastkombinasjonene er satt sammen. For små og mellomstore bruer, er trafikk ofte den dominerende variable lasten [11, s. 19]. I følge EK0, NA.A2.2.2 skal vindlast og termisk påvirkning regnes å kunne virke samtidig, mens snølast kan neglisjeres, da brua ikke har en takkonstruksjon.

Verdier for kombinasjonsfaktoren, ψ , for vegbruer er gitt i Tabell NA.A2.1 i [2]. Utdrag fra tabellen er gjengitt under, som Tabell 4-10.

Tabell NA.A2.1 – Verdier av ψ -faktorer for vegbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{(6)}$	$\psi_{1,inf}^{(1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ⁽²⁾	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr1b (enkel aksling)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)	0,7 ⁽³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)	-	-	-	-		
Vindkrefter	F_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	F_{wk} - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁽⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

Tabell 4-10: Verdier for kombinasjonsfaktor for vegbruer [2, Tabell NA.A2.1].

4.6.1 Bruddgrensetilstand, ULS

I bruddgrensetilstand skal tre basissituasjoner påvises [21, s. 36]:

- EQU (A), Global likevekt av konstruksjonen. Her er grunnens eller konstruksjonsmaterialets fasthet av underordnet betydning.
- STR (B), Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer
- GEO (C), Brudd i grunnen

Basissituasjonene representerer ulike måter konstruksjonen kan gå i brudd på. For påvisning av kapasiteten til konstruksjonen ved STR, tilfelle B, utføres en forenklet påvisning ved bruk av lastfaktorer og kombinasjonsfaktoren fra Tabell 4-10. Aktuelle lastfaktorer i bruddgrensetilstanden er gitt i EK0, Tabell NA.A2.4 (B) og oppsummert i Tabell 4-11.

Situasjon	Permanente laster		Dominerende variable laster, $\gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1}$	Ander variable laster, $\gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i}$
	Ugunstig, γ_{Gj}	Gunstig $\xi \times \gamma_{Gj}$		
Ligning 6.10a	1,35	1,0	1,05	1,05
Ligning 6.10b	1,20	1,0	1,5	1,05

Tabell 4-11: Lastfaktorer for lastkombinasjon i ULS [1, Tabell NA.A.4(B)].

Lastfaktor for effekter av spennarmering i ULS er enten 1,1 eller 0,9, for henholdsvis ugunstig og gunstig virkning. Videre regnes deformasjonslastene som ugunstige. For å modellere langtidsvirkningen settes lastfaktorene for ugunstig påvirkning av svinn og kryp til 1,0.

Lastfaktorene benyttes i ligninger for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner. Ligningene, henholdsvis 6.10a og 6.10b, er hentet fra EK0, 6.4.3.2(3):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Den ugunstigste kombinasjonen blir dimensjonerende. Her er forspenningskraften representert ved bokstaven P , og Q representerer variabel påvirkning.

4.6.2 Bruksgrensetilstanden, SLS

Bruksgrensekontroll er knyttet opp mot konstruksjonens evne til å opprettholde sin funksjonsdyktighet ved normal bruk, samt beholde sitt utseende og være tilfredsstillende for brukeren.

Brua kontrolleres for tilfellene

- Karakteristisk lastkombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Ofte forekommende lastkombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Tilnærmet permanent (kvasi-permanent) lastkombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Partialfaktorer for materialene i bruksgrensetilstand, γ_M , settes lik 1,0. Dimensjonerende verdier for lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden er gitt av Tabell NA.A2. 6 i EKO, og gjengitt i Tabell 4-12 nedenfor. EKO, Tabell NA.A2.1 angir videre at der vindlast behandles som den dominerende lasten skal ψ_0 for trafikklast settes lik 0.

Kombinasjon	Permanente laster, G_d		Forspenning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	p	$Q_{k,1}$	$0,7 \times Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	P	$0,7 / 0,6 \times Q_{k,1}$	$0,2 \times Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	P	$0,5 \times Q_{k,1}$	$0,2 \times Q_{k,i}$

Tabell 4-12: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand. Hentet fra EKO, Tabell NA.A2.1.

4.6.3 Fullstendig lastkombinasjon

Fullstendige lastkombinasjoner, inkludert lastfaktorer, er vist i Tabell 4-13 under. Forkortelser for karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner er gjort på tilsvarende måte som i Kompendium for bruprosjektering. Disse er presentert under:

- G = Egenvekt.
- PT = Forspenning
- CRS = kryp, svinn og relaksasjon
- TR = trafikklast
- TE = temperaturlast
- V = vindlast på bru uten trafikk
- V- TR = vindlast på bru med trafikk

Videre er følgende forkortelser benyttet for dimensjonerende lastkombinasjoner:

- ULS-STR = bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll
- SLS-KAR = bruksgrensetilstand, karakteristisk kombinasjon
- SLS-OFTE = bruksgrensetilstand, ofte forekommende kombinasjon
- SLS-PERM = bruksgrensetilstand, tilnærmet permanent forekommende kombinasjoner

Under følger Tabell 4-13 som viser de viktigste lastkombinasjonene for små og mellomstore betongbruer [11, s.18]. Kombinasjonsfaktorene avviker noe fra de angitt i Tabell NA.A2.4 (B) i EK0. I del 7.6.3 benyttes dermed lastfaktor 1,2 for egenlast og 1,35 for trafikklast.

4 Laster

Kombinasjon	Forklaring	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
ULS-STR1	6.10a med TR	1,35	1,1/0,9	1,0	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2	6.10a uten TR	1,35	1,1/0,9	1,0	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3	6.10b med TR som dominerende last	1,20	1,1/0,9	1,0	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4	6.10b med V som dominerende last	1,20	1,1/0,9	1,0	-	0,84	1,6	
ULS-STR5	6.10b med V-TR som dominerende last	1,20	1,1/0,9	1,0	0,95	0,84	-	1,6
ULS-STR6	6.10b med TE som dominerende last med TR	1,20	1,1/0,9	1,0	0,95	1,20	-	1,12
ULS-STR7	6.10b med TE som dominerende last uten TR	1,20	1,1/0,9	1,0	-	1,20	1,12	-
Kombinasjon	Forklaring	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
SLS-KAR1	med TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-KAR2	med TE som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	-	0,7
SLS-KAR3	med V som dominerende last	1,0	1,0	1,0	-	0,7	1,0	-
SLS-KAR4	med V-TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-	1,0
Kombinasjon	Forklaring	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
SLS-OFTE1	med TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
SLS-OFTE2	med TE som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,2	0,6	-	-
SLS-OFTE3	med V som dominerende last	1,0	1,0	1,0	-	-	0,6	-
SLS-OFTE4	med V-TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,6
Kombinasjon	Forklaring	G	PT	CSR	TR	TE	V	V-TR
SLS-PERM1	med TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
SLS-PERM2	med TE som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-
SLS-PERM3	med V som dominerende last	1,0	1,0	1,0	-	-	0,5	-
SLS-PERM4	med V-TR som dominerende last	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,5

Tabell 4-13: Fullstendig oversikt over lastkombinasjoner.

5 Modellering i NovaFrame

NovaFrame er et rammeprogram utviklet av Aas-Jakobsen for statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammekonstruksjoner. Programmet baseres på elementmetoden [24, s. 4].

Metoden lar problemer beskrevet av partielle differensialligninger, løses numerisk. Den er en av de viktigste løsningsmetodene for slike problemer [25]. NovaFrame er svært godt egnet for analyse av brukonstruksjoner, grunnet mulighet for modellering av bevegelige trafikklaster [26]. Modellering av Kjeldenbrua i NovaFrame baseres på framgangsmåte fra Introkurs NovaFrame – Preprocessor [27], Introkurs NovaFrame – Postprocessor [28] og NovaFrame User's Guide [24].

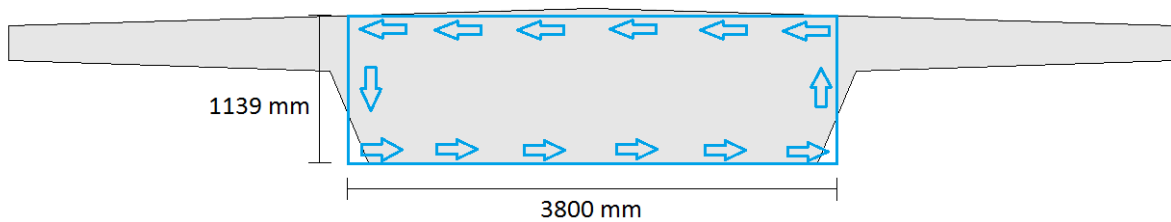
Ved oppstart av NovaFrame og opprettelse av et nytt prosjekt åpnes *NovaFrame analysis document*. Dette er selve beregningsrapporten og innhold kan spesifiseres under fanen *Options*. Under fanen *Analysis* velges *Frame* og et modelleringsvindu åpnes. Her angis input til beregningsmodellen [27, s. 1]. Videre blir prosedyre for modellering og analyse i NovaFrame grundig gjort rede for.

5.1 Materialer og design parametere

Ethvert tverrsnitt i modellen skal tildeles materialegenskaper og designparametere for betong, slakkarmering og spennarmering [24, s. 15]. Dette defineres under fanen *Preprocess/Material properties*. NovaFrames forhåndsinnstilte materialegenskaper er satt til betongkvalitet B35, slakkarmering B500NC og spennarmering med karakteristisk 0,1%-strekkgrense $f_{p0,1k} = 1600$ MPa. Materialeegenskapene for betong endres til egenskapene for betongkvalitet B45, som er gjeldende for Kjeldenbrua. Dette innebærer korrigert karakteristisk sylindrefasthet, $f_{ck} = 45$ MPa, og elastisitetsmodul, $E_{cm} = 36\ 000$ MPa. Slakkarmeringen er satt til å være av type B500NC, slik at forhåndsinnstillingene for slakkarmeringens materialegenskaper beholdes. Spennarmeringens 0,1%-strekkgrense endres til $f_{p0,1k} = 1640$ MPa, se del 2.2.2.

Designparametere angis under fanen *Preprocess/Design parameters*. Her defineres blant annet materialfaktorer, tøyningsgrenser og rissviddegrenser for de ulike materialene. NovaFrames forhåndsinnstillinger for disse verdiene er utarbeidet etter EK2-1-1 og beholdes videre. Under *Design parameters/Section* kan ulike egenskaper for tverrsnittet defineres. Ved bruk av egendefinert tverrsnitt i NovaFrame settes torsjonstregghetsmomentet, I_t , lik summen av 2. arealmoment om x- og y-aksen, I_x og I_y . Denne verdien ligger vanligvis over tverrsnittets reelle torsjonstregghetsmoment. Dette justeres dermed til beregnet verdi ved å benytte korreksjonsfaktoren for torsjonsstivhet, K_{it} [27, s. 3]. Torsjonstregghetsmomentet er et uttrykk for tverrsnittets torsjonsmotstand. En høy verdi gir god motstand mot torsjon og mindre utslag [29].

Ved beregning av tverrsnittets torsjonstregghetsmoment, I_T , antas det at flensutstikkene til hver side av steget har neglisjerbar påvirkning til motstand mot torsjon. Tverrsnittsområdet som betraktes å bidra til torsjonsmotstanden er dermed det massive området bestående av steget og midtre del av flensen. Videre forenkles dette området til å være rektangulært med bredde $a = 3800$ millimeter og høyde $b = 1139$ millimeter. Bredden settes til middelverdien av bredden i underkant og overkant av steget. Høyden settes til den minste høyden av det betraktede tverrsnittsområdet. Torsjonsforløpet i det forenklete tverrsnittsområdet er vist i Figur 5-1.



Figur 5-1: Tverrsnittets torsjonsforløp.

Torsjonstregghetsmomentet kan dermed beregnes fra formel hentet fra Tabell 5.2 i [30]:

$$I_T = \frac{1}{3} ab^3 \left(1 - 0,63 \frac{b}{a} \right) = 1,518 \times 10^{12}$$

NovaFrame angir torsjonstregghetsmomentet til $I_{T,NovaFrame} = 2,542 \times 10^{13}$. Korreksjonsfaktoren for torsjonsstivhet kan dermed beregnes:

$$K_{IT} = \frac{I_T}{I_{T,NovaFrame}} = 0,0597$$

Denne verdien angis under *Section* og reduserer dermed tverrsnittets torsjonsmotstand til en mer reell verdi.

5.2 Referanselinjer og akser

NovaFrame-modellen kan bygges opp ved hjelp av koordinatbestemte noder. Denne modelleringsmetoden benyttes ved modellering av enkle bjelker, søyler og lignende. For større konstruksjoner kan denne metoden bli relativt arbeidskrevende. Alternativt kan modellen defineres ved bruk av referanselinjer. Denne modelleringsmetoden benyttes for eksempel ved modellering av brukonstruksjoner med definert veglinje. Sistnevnte metode brukes i modellering av Kjeldenbrua. En referanselinje er en geometrisk linje som kan knyttes til et vilkårlig snitt [27, s. 1].

5.2.1 Oppsett av referanselinjer

Input til referanselinjer gis under *Preprocess/Reference lines*. I den aktuelle modellen defineres flere referanselinjer. Referanselinje 1 *PL veg* representerer selve bruoverbygningen, mens de resterende referanselinjene representerer hver av de understøttende søylene og landkarveggene i akse 1, 2, 3 og 4. I akse 1 og 4 defineres det i tillegg referanselinjer til høyre og venstre for referanselinjen i senter. Dette for å kunne representere opplagerne på best mulig måte. For referanselinje 1 *PL veg* velges *Road – Station by horizontal projection*, mens det for de understøttende søylene og landkarveggene velges *Column – Station by vertical projection*. De monolittiske søylene representeres ved en referanselinje i senter av søylen. Referanselinje 0 er en abstrakt linje hvor tverrsnitt samles [27, s. 2].

5.2.2 Oppsett av akser

For å gjøre modellen mer oversiktlig og nodeutsettingen lettere, kan aksesystem defineres under fanen *Preprocess/Axis* [31, s. 10]. Dette gjennomføres for modellering av Kjeldenbrua. Ved å definere aksesystem knyttet til referanselinje for veg kan brukere forholde seg til aksenummer ved opprettelse av søyler. Ved utsetting av akser benyttes profilnummer oppgitt for de ulike aksene på oversiktstegning. Disse fylles inn i feltet *Station No.* Det opprettes en akse for hvert opplegg. På den måten er det overenstemmelse mellom modellen og prosjekttegnningene.

5.2.3 Veglinjens horisontal- og vertikalgeometri

En referanselinjes geometri kan defineres ved hjelp av vegens geometri eller ved en sekvens av punkter. Definisjon ved vegens geometri kan kun benyttes for horisontale projeksjonsreferanselinjer, mens definisjon ved en sekvens av punkter kan anvendes for alle typer referanselinjer [31, s. 11]. Veglinjens horisontal- og vertikalgeometri bestemmes under fanene *Preprocess/Hor. Geom.* og *Preprocess/Ver. Geom.* Informasjonen som legges inn her, finnes på utdelte oversiktstegninger.

Horisontalgeometri definerer segmenter som representerer horisontalprojeksjonen av brua i horisontalplanet, *XY*-planet. Denne metoden brukes ofte for å definere veger eller jernbanespor. Horisontale segmenter kan være rette linjer, sirkler eller klotoider. Segmentene kan enten være lenket eller adskilt; *Chained* eller *Discrete*. Lenkede segmenter krever mindre input og er oftest benyttet. Disse benytter retning og koordinater i enden av foregående segment til å beregne sin egen posisjon og endeegenskaper. Adskilte segmenter er frittstående og benytter ikke informasjon fra foregående segmenter [31, s. 11]. Ved definering av horisontalgeometri for Kjeldenbrua velges *Discrete Segments* og *Straight Line Segment*. Videre føres profilnummer for akse 1 inn under *Start coord./Station*, mens verdien for *X* og *Y* beholdes til 0 meter. Under *End coord./Station* føres profilnummer for akse 4, *X*-verdien settes til lengden av brua, 52,5 meter, og *Y*-verdien beholdes til 0 meter.

Veglinjens vertikale krumning/kurvatur defineres ved vertikale segmenter. Disse kan være rette linjer eller sirkulære kurver. Alle segmentene er adskilte [31, s. 13]. Vertikalgeometrien representerer veglinjens vertikalprojeksjon i YZ-planet. For Kjeldenbruas vertikalgeometri velges *Straight Line Segment*. Videre føres profilnummer for akse 1 og 4 inn under *Station* og profilhøyde for akse 1 og 4 inn under *Elev. Z*, henholdsvis for *Start* og *End*.

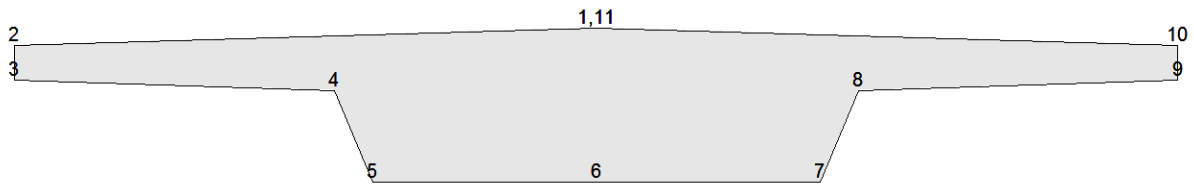
5.2.4 Vertikale referanselinjer

Vertikale referanselinjer kan defineres under *Column*. Vertikale referanselinjer defineres gjerne i tårn, søyler, landkar, o.l. Først velges referanselinjen som skal defineres som *Column*. Deretter defineres vertikalreferanselinjens plassering ved hjelp av *Station* eller *Axis*. Dersom aksesystem er definert for modellen kan de vertikale referanselinjene plasseres i de aktuelle aksene. Den aktuelle aksens angis i *Axis*. Videre angis eksentrisitet fra senterlinje i *Offset* og kotehøyde i underkant av søylefundament i *Bot. elev.* For *Angle* beholdes her verdien 0. Kotehøyde i topp av søyle beregnes automatisk fra referanselinje 1 *PL veg*, men inkluderer også overbygningens tverrsnittshøyde og høyden opp til koblingspunktet, se 5.3.1 [27, s. 3]. Ut fra de oppgitte kotehøydene i topp og bunn av søyle og landkarvegg, defineres det to akser; *Axis 1* i bunn av fundament og *Axis 2* i koblingspunktet. For Kjeldenbrua defineres vertikale referanselinjer i akse 1, 2, 3 og 4. I akse 1 og 4 er det i tillegg definert vertikale referanselinjer i opplager, 2,759 meter til høyre og venstre for den vertikale referanselinjen i senter.

5.3 Definisjon av tverrsnitt

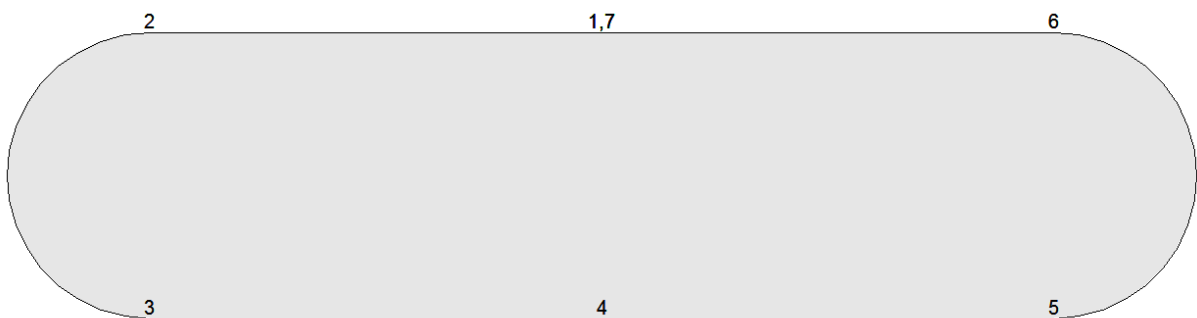
Bruttverrsnittet defineres under fanen *Preprocess/Sections*. For hvert element i modellen defineres det et tverrsnitt med tilhørende materialparametere. Hvert tverrsnitt gis et unikt tverrsnittsnummer. For tverrsnitt på andre referanselinjer enn 0, er dette nummeret også plassering langs linjen [24, s. 23]. Under *Select section type* velges det mellom ulike typer tverrsnitt. For betongbruer er *Massive General*, *Massive predefined* og *Panels* de vanligste. Tverrsnittene kan velges til å være av betong eller stål [27, s. 3]. Tilhørende materialparametere velges ut fra definerte materialkvaliteter og designparametere kan velges i henhold til gjeldende standarder. Da tverrsnittet i det foreliggende tilfellet er sammensatt tverrsnitt, defineres geometrien ved *Massive General*. For bruoverbygningen velges referanselinje 1 *PL veg*. Tverrsnitt defineres fra start- til sluttsnitt ved å føre inn profilnummer under *Section no.*, henholdsvis for akse 1 og 4. For søylene velges referanselinje 20 *Akse 2* og 30 *Akse 3*. Kotehøyde i underkant av fundament for søylene føres inn under *Section no.* Tverrsnitt for lager, landkarvegger, endetverrbjelker og fundament knyttes til referanselinje 0 *Cross sections*. Høyde og bredde på disse angis under *Dimensions*.

Ved bruk av tverrsnittstype *Massive General* defineres tverrsnitt ved hjelp av koordinater og radier under *Points*. Denne framgangsmåten ble benyttet for både vegbanen og søylene. Tverrsnitt for bruoverbygningen defineres av 11 punkter. Koordinater for disse er ført inn under *Section point data*. Punkt 1, 6 og 11 er valgt plassert på senterlinje av tverrsnittet. Resterende punkter er plassert i hjørner. Tverrsnittet er valgt modellert med rette kanter til tross for at noen av disse på prosjekttegnningene er utført med radius. Dette er gjort for å forenkle tverrsnittsmodelleringen. Punkt plasseringen er vist i Figur 5-2.



Figur 5-2: Punkt plassering for brutverrsnitt. Figur fra NovaFrame.

Tverrsnitt for søylene i akse 2 og 3 defineres av syv punkter. På samme måte som for bruoverbygningen er koordinater for søylene er ført inn under *Section point data*. Mellom punkt 2 og 3 og punkt 5 og 6 er det lagt inn radius 300 millimeter under *Point type* og *Section point data*. Punkt 1, 4 og 7 er valgt plassert på senterlinje av søyletverrsnittet. De resterende punktene er plassert i skillet mellom de rette og kurvede delene av tverrsnittet. Punkt plasseringen er vist i Figur 5-3.



Figur 5-3: Punkt plassering for søyletverrsnitt. Figur fra NovaFrame.

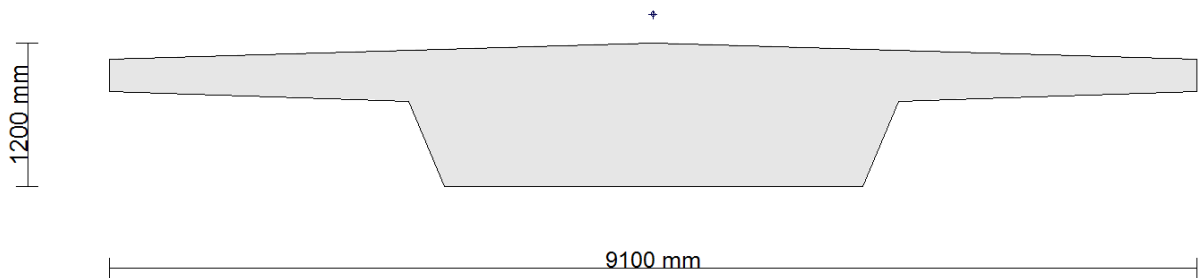
5.3.1 Koblingspunkt

Under *Reflin connection* kobles tverrsnitt med referanselinje. Koblingspunktet plasseres i senter av tverrsnittet og i høyden til profillinja som vist i Figur 5-4 [27, s. 4]. Koblingen mellom brutverrsnittet og referanselinje 1 PL veg defineres ut fra *Section point no.: 1* med «offset» i y-retning. «Offset» er

her avstanden fra tverrsnittspunkt 1, i overkant av tverrsnittet, til profillinja. Denne er funnet ved å ta profilhøyden og trekke fra lagerhøyde, kotehøyde av overkant landkarvegg og tverrsnittshøyde:

$$\text{Start snitt: } 123,265 - 0,3 - 121,525 - 1,2 = -0,24 \text{ m}$$

$$\text{Slutt snitt: } 122,11 - 0,3 - 120,37 - 1,2 = -0,24 \text{ m}$$



Figur 5-4: Koblingspunkt mellom tverrsnitt og referanselinje. Figur fra NovaFrame.

5.3.2 Korreksjon av torsjonsstivhet

Ved bruk av egendefinerte tverrsnitt i NovaFrame settes torsjonsarealmomentet, I_t , lik $I_x + I_y$.

Torsjonsstivheten må skaleres til beregnet verdi ved å justere faktoren K_{It} under *Design parameters*.

Dette er vist i del 5.1.

5.4 Rammegeometri

5.4.1 Nodenummerering, elementer og laster

Ved inndeling av brua i elementer og noder er det viktig å velge antall og plassering på en slik måte at alle viktige effekter kan representeres. Et element er en rett linje mellom to noder [24, s. 32].

Modellering av noder og elementer utføres under *Preprocess/Build model geometry*. Noder kan angis ved bruk av koordinater, referanselinjer, *Axis* eller *Axis 2*. For enkle bjelke-/søyleanalyser kan det være tilstrekkelig å plassere ut noder ved bruk av koordinater. Nodenes plassering angis da ved bruk av x -, y - og z -koordinater og kan være svært arbeidskrevende for større analyser. Ved bruk av referanselinjer velges antall noder som plasseres ut mellom veglinjens profilnummer i endene av brua, eller mellom kotehøydene i topp og bunn for søyler. Her blir det ikke tatt hensyn til de definerte aksene under *Reference Line Input/Axis*. Denne metoden anbefales ikke for flerspennsruer. Ved bruk av *Axis* angis start- og sluttnode i aksene, og hvor mange noder som skal plasseres ut mellom disse. Disse kobles til de definerte aksene ved å angi avstand fra den aktuelle aksene til start- og sluttnode. På denne måten oppnås bedre kontroll over elementenes lengde og noder kan plasseres i bestemte punkt, for eksempel i støpeskjøter ved modellering av byggefaser.

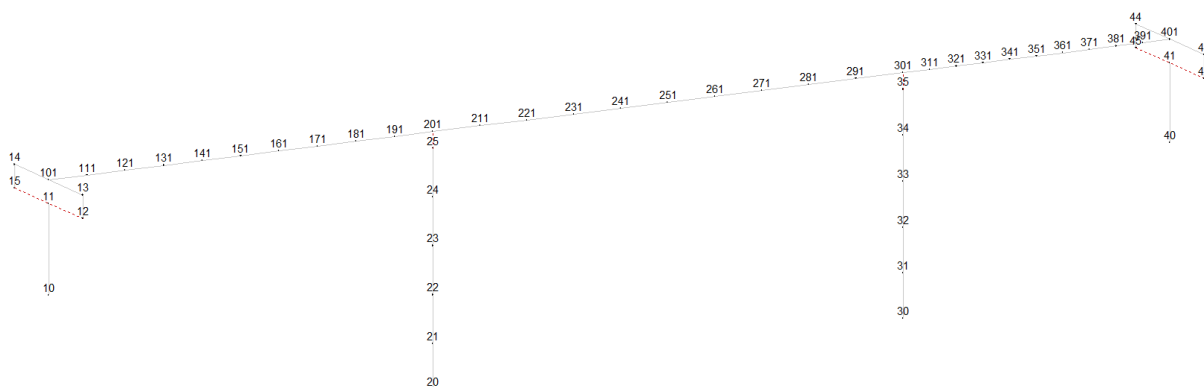
Ved modellering med metoden *Axis2*, angis ønsket antall elementer mellom hver akse.

Elementlengden vil på denne måten avhenge av spennlengden [27, s. 5].

Da Kjeldenbrua er støpt i ett er det ikke nødvendig med bestemt plassering av noder i noen punkter. Brua har likevel varierende spennlengder og metoden *Axis* brukes derfor for å kontrollere elementlengdene. Brubanens noder knyttes til referanselinje 1 *PL veg*. Node 101 defineres i akse 1, 201 i akse 2, 301 i akse 3 og 401 i akse 4. Mellom aksene er nodene definert med et inkrement på 10, slik at det i hvert spenn finnes totalt elleve noder. Dette er inkludert start- og sluttnoden i den gjeldende aksene, eksempelvis 101-111-121-131-141-151-161-171-181-191-201 for spennet fra akse 1 til akse 2.

Søylenes noder er koblet til referanselinjene 20 *Akse 2* og 30 *Akse 3*. Fra oppgitte kotehøyder i topp og bunn av søyle, er det definert det to akser; *Axis 1* i bunn av søylefundament og *Axis 2* i koblingspunktet til 1 *PL veg*. Node 20-21 og 30-31 er angitt til å starte i *Axis 1* og slutte 1,9 meter over *Axis 1*. Dette er for å ta hensyn til fundamentthøyden. Node 21-25 og 31-35 er definert fra underkant av søyle, 1,9 meter over *Axis 1*, til underkant av overbygningen. Tverrsnittshøyden og høyden til koblingspunktet bygger 1,44 meter slik at underkant av overbygningen er -1,44 meter fra *Axis 2*.

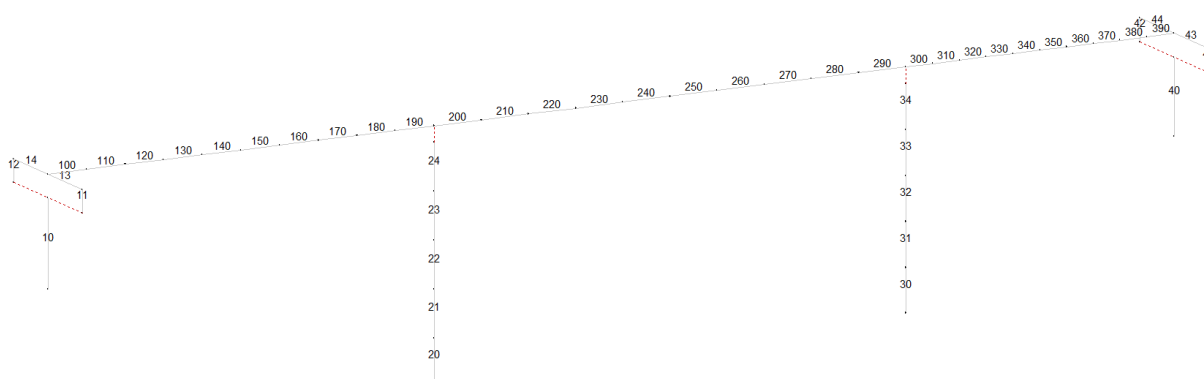
Nodene i akse 1 og 4 defineres fra 10-15 og 40-45. Fra oppgitte kotehøyder i topp og bunn av landkarvegg, er det definert det to akser; *Axis 1* i bunn og *Axis 2* i koblingspunktet til 1 *PL veg*. Node 10-11 og 40-41 er koblet til referanselinje 10 *Akse 1 senter* og 40 *Akse 4 senter*. Disse er angitt til å starte i *Axis 1* i underkant av landkarveggen og slutte i overkant av landkarveggen, -1,74 meter fra *Axis 2*. Node 12-13 og 42-43 er koblet til referanselinje 11 *Akse 1 høyre* og 41 *Akse 4 høyre*. Disse er definert fra overkant av landkarveggen, -1,74 meter fra *Axis 2*, til overbygningens massepunkt, -0,7492 meter fra *Axis 2*. Node 14-15 og 44-45 er definert på samme måte, men motsatt rettet og er koblet til referanselinje 12 *Akse 1 venstre* og 42 *Akse 4 venstre*. Tverrsnittshøyden, lagerhøyden og høyden til koblingspunktet bygger 1,74 meter slik at underkant av overbygningen er -1,74 meter fra *Axis 2*. Se Figur 5-5 for modellens nodenummerering.



Figur 5-5: Nodenummerering i NovaFrame.

Ved definering av elementene angis elementnummerering, første og andre node hvor første element skal plasseres mellom, samt inkrement for elementnummerering og nodenummer for plassering av elementer. Elementer knyttet til referanselinjer kobles her til modellen. Elementer knyttet til referanselinje 0 må spesifiseres i *Elem. Spec* [27, s. 5].

Kjeldenbruas overbygning defineres av elementene 100-390, hvor første element plasseres mellom node 101 og 111. Videre spesifiseres inkrement 10 både for elementnummereringen og for nodene. Søylene defineres av elementene 20-24 og 30-34, plassert mellom nodene 20-25 og 30-35. I akse 1 og 4 defineres henholdsvis elementene 10-14 og 40-44. Element 10 plasseres mellom node 10 og 11, element 11 mellom 12 og 13, element 12 mellom 14 og 15, element 13 mellom node 13 og 101 og element 14 mellom node 14 og 101. Tilsvarende for akse 4. Se Figur 5-6 for modellens elementnummerering.

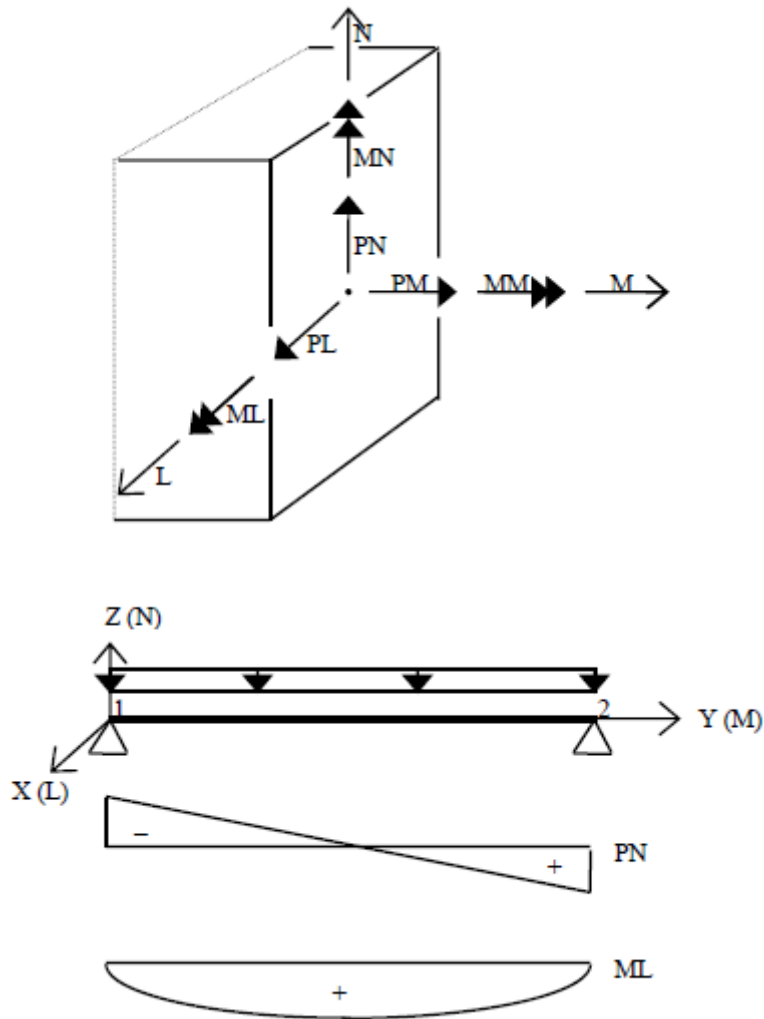


Figur 5-6: Elementnummerering i NovaFrame.

Elementenes lengde avhenger av spennlengden. De tre spennene har ti elementer hver. Disse vil dermed ha en lengde på henholdsvis 1,8 meter, 2,2 meter og 1,25 meter for felt 1, 2 og 3.

5.4.2 Koordinatsystem

NovaFrame benytter to koordinatsystemer; et globalt XYZ -system og et lokalt LMN -system. Noder, grensebetingelser og forskyvninger angis i det globale systemet, men geometriske tværsnitt og snittkrefter angis i det lokale systemet. Laster kan angis i globalt eller lokalt koordinatsystem [24, s. 33]. Figur 5-7, hentet fra [24, s. 41], viser koordinatsystem brukt i NovaFrame.



Figur 5-7: Koordinatsystem i NovaFrame. Hentet fra [24, s. 41].

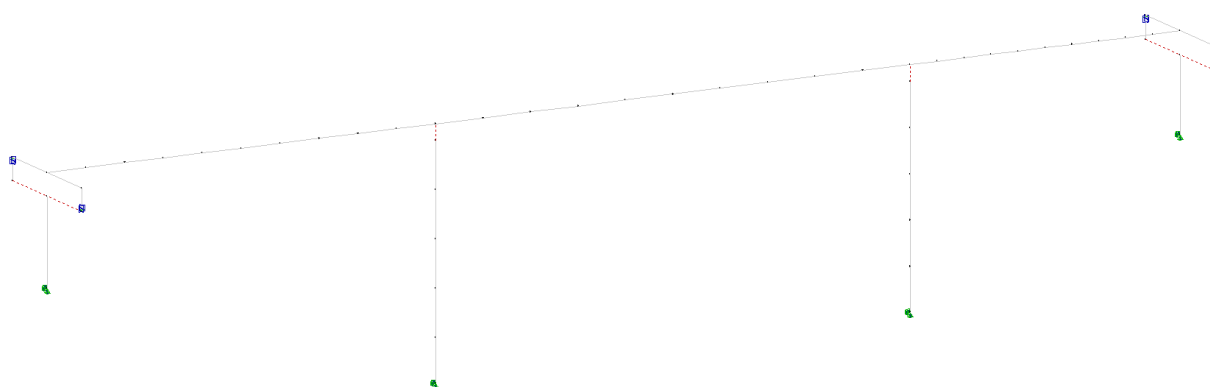
Elementenes lokale koordinatsystem kan angis på fire ulike måter. Ulike metoder kan benyttes på ulike elementer i modellen. Disse spesifiseres under fanen *Build model geometry/Element specification*. For den gjeldende modellen er lokalt aksesystem valgt til *Default* for elementer i akse 1 og 4, mens det for elementene i akse 2 og 3 er valgt til *Column* [24, s. 33].

5.4.3 Grensebetingelser og knutepunkt

Grensebetingelser angis i *Build model geometry/Boundaries*. Dette gjøres ved å låse frihetsgrader for enkelte noder eller ved å opprette en *master-slave*-kobling mellom gitte noder. Frihetsgrader kan kun låses for det globale koordinatsystemet, men kan modelleres ved bruk av fjærer eller opplagere i lokalt koordinatsystem [24, s. 36]. Søylene og landkarveggene modelleres som fast innspent ved å låse alle frihetsgradene i nederste node.

En *master-slave*-kobling brukes for å modellere stive forbindelser mellom to noder. Den ene noden defineres som *master* og den andre som *slave*. Den sistnevnte nodens rotasjon vil følge rotasjonen til *master*-noden. På denne måten vil forskyvningen av *slave*-noden tilsvare forskyvningen av *master*-noden, i tillegg til denne forskyvningen multiplisert med avstanden mellom *master*- og *slave*-noden. Begge nodene må være tilknyttet en elementende [24, s. 36]. For de monolittiske søylene i akse 2 og 3 angis en *master-slave*-kobling mellom node 201 og 25 i akse 2, samt 301 og 35 i akse 3. Nodene 201 og 301 er tilknyttet overbygningen og angis som *master*, mens node 25 og 35 er tilknyttet søylene og defineres som *slave*. For landkarveggen i akse 1 er node 12 og 15 definert som *slave*-noder og node 11 som *master*-node. Tilsvarende for landkarveggen i akse 4 med noder 42, 45 og 41.

Fanen *Joints* benyttes for å åpne frihetsgrader i elementender ved modellering av lager på søyler og landkar [27, s. 5]. *Joints* kan kun defineres på elementender. For den aktuelle brua er det definert glidelager på landkarveggen i akse 1 og 4. *Joints* angis på element 11, 12, 41 og 42. For lager på høyre side, element 11 og 41, angis alle frihetsgrader bortsett fra translasjon i *M*-retning, som fri. For lager på venstre side, element 12 og 42, angis alle frihetsgrader bortsett fra translasjon i *N*- og *M*-retning, som fri. I Figur 5-8 vises *Boundaries* som grønne opplagere i nodene som skal låses, *Joints* som blå kryss i nodene hvor frihetsgrader skal åpnes og *master-slave*-koblinger som røde stiplede linjer.



Figur 5-8: Grensebetingelser og knutepunkt i NovaFrame

5.4.4 Snitt

For alle elementer som skal analyseres defineres *design sections*. I analysen vil snittkrefter kun beregnes der disse er definert [27, s. 6]. For den aktuelle analysen defineres designsnitt i element 1 til 400 med inkrement 1. NovaFrame er forhåndsinnstilt til å angi tre *design sections* per element. I den aktuelle analysen defineres dermed et snitt i hver ende av elementene, samt et snitt i midten av hvert element.

Dersom vindlaster skal beregnes defineres vindarealet og drag/lift-koeffisienter under fanen *Build model geometry/Wind fact*. Elementmasse legges inn under *Build model geometry/Mass* dersom dynamiske beregninger skal gjennomføres [27, s. 5-6]. Dette er ikke utført for gjeldende tilfelle, da vindlaster legges inn under *Loads*, og dynamiske virkninger ikke er vurdert i denne oppgaven i henhold til del 4.3.2.

5.5 Spennkabler

Spennkabler for før- og etteroppspente konstruksjoner kan defineres i NovaFrame. Dette føres inn under fanen *Preprocess/Tendons*. For den gjeldende konstruksjonen defineres åtte etteroppspente kabler. Spennstålets karakteristiske 0,1 %-strekkgrense, $f_{p0,1k}$, angis til 1640 MPa. Videre er kabelens størrelse angitt til $A_p = 1800 \text{ mm}^2$, rørdiameteren til 90 millimeter og injiseringsmassens fasthet til 50 MPa, se kapittel 3.4.

Under fanen *Tendons/Group data* kan kabler grupperes og deres innbyrdes avstand angis. Ofte er det tilstrekkelig å samle alle kablene i tyngdepunktet [27, s. 6]. For den gjeldende konstruksjonen er det imidlertid valgt å legge inn hver spennkabel for å kunne illustrere spennkablenes plassering i tverrsnittet langsetter brua. Under fanen *Tendons/Geom. Type* defineres det hvordan spennkablene skal plasseres i tverrsnittet og origo for kablenes eksentrisiteter [27, s. 6]. De åtte spennkablenes start- og slutt punkt defineres ved hjelp av posisjoner langsetter referanselinje 1 *PL veg*. Videre angis spennkablenes posisjon relativt til angitt origo. For den aktuelle brua tilsvarer dette tverrsnittspunkt 6 i senter av tverrsnittets underkant.

Kablenes geometri angis under fanen *Tendons/Geometry*. En kabel er som oftest bygget opp av ulike typer segmenter; venstre side, S-kurve, høyre side, rett linje osv. [27, s. 46]. Segmenttype og eksentrisitet i *L*- og *N*-retning angis i NovaFrame ut fra [14] og oppsummert i Tabell 5-1 og 5-2 under. Se kapittel 3.4.3 for verdier. Figur 5-9 illustrerer kabelføringen i brua.

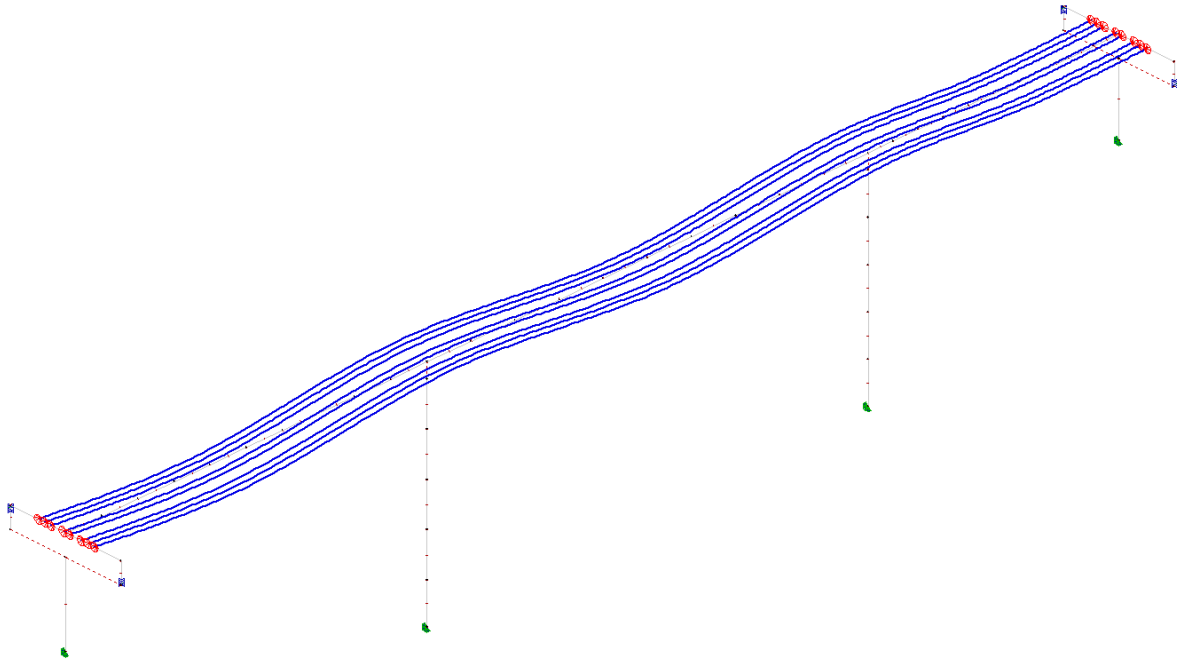
5 Modellering i NovaFrame

Kabel	Profilnummer start	Profilnummer slutt	Offset A	Offset B
1	13960	14012,5	-1,40 m	-1,40 m
2	13960	14012,5	-1,075 m	-1,075 m
3	13960	14012,5	-0,75 m	-0,75 m
4	13960	14012,5	-0,163 m	-0,163 m
5	13960	14012,5	0,163 m	0,163 m
6	13960	14012,5	0,75 m	0,75 m
7	13960	14012,5	1,075 m	1,075 m
8	13960	14012,5	1,40 m	1,40 m

Tabell 5-1: Geometri i L-retning.

Kabel	Profilnummer start	Profilnummer slutt	Segmenttype	Offset A	Offset B
1-8	13960	13967,2	Venstre side	0,691 m	0,20 m
1-8	13967,2	13978	S-kurve	0,20 m	1,0 m
1-8	13978	13989	S-kurve	1,0 m	0,20 m
1-8	13989	14000	S-kurve	0,20 m	1,0 m
1-8	14000	14007,5	S-kurve	1,0 m	0,60 m
1-8	14007,5	14012,5	Høyre side	0,60 m	0,691 m

Tabell 5-2: Geometri i N-retning.



Figur 5-9: Kabelføring i overbygning. Figur hentet fra NovaFrame.

Spennarmeringens spennkrafttap angis under fanen *Tendons/Loss par*. Friksjonstapsfaktorer hentet fra [12] fylles inn, $\mu = 0,19$ /rad og $k = 0,005$ /m, og det totale friksjonstapet beregnes. Låsetap er for det foreliggende tilfellet funnet til 6 millimeter [12]. Andre tapsparametere grunnet tidsavhengige effekter som kryp, svinn og relaksasjon gis også her. Kryptøyning i betongen som bidrar til spennkrafttap og svinntøyning for betongen er funnet til å være henholdsvis 0,175 ‰ og 0,378 ‰, se del 4.4.1 og 4.4.2 Det er valgt å benytte svinntøyning for hele konstruksjonen, da denne kun gir et lite bidrag til det endelige tapet. Relaksasjonstap er funnet i henhold til EK2-1-1, 3.3.2(7) og beregninger er utført i del 4.5. I NovaFrame angis spenningsnivået som gir null relaksasjon, $S1$, og spenningsnivået ved relaksasjon $T2 = 2,5$ %, $S2$, som prosent av $f_{p0,1k}$:

$$S1 = 57,5 \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 65\%$$

$$S2 = 70 \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 79\%$$

$$T2 = 2,5\%$$

Under fanen *Stressing* angis oppspenningskraftens størrelse og hvilken side kablene spennes opp fra. Oppspenningskraften gis i prosent av $f_{p0,1k}$. I henhold til EK2-1-1, 5.10.2.1, settes denne verdien til 90 %.

5.6 Laster

Laster spesifiseres under *Preprocess/Load data*. Disse defineres med lasttilfellennummer under fanen *Loads*. Her angis elementene den aktuelle lasten virker på, lasttype, -retning og -verdi. I det følgende redegjøres det for påføring av ulike lasttyper i NovaFrame. Verdier angitt i NovaFrame er hentet fra kapittel 4.

5.6.1 Egenlast

Egenlast angis for hver byggefase, samt ferdigtilstand. Hvilke elementer egenlasten skal virke på og materialets massetetthet defineres. For det foreliggende tilfellet er det kun én byggefase. Egenlast defineres som lasttype *Dead Weight*, virkende i z-retning. For overbygningen er egenlasten definert fra element 100 til 390 med inkrement 10, for søyle i akse 2 og 3 fra elementene 20 og 30 til 24 og 34 med inkrement 1. Betongens densitet, $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$, definerer lastens størrelse.

Egenlast av endetverrbjelker og vanger i akse 1 og 4 er beregnet i del 4.2.1. Egenlast av endetverrbjelker og vanger angis som lasttype *Concentrated*, virkende i z-retning. I akse 1 er egenlasten av disse definert for element 100, mens den for endetverrbjelke og vanger i akse 4 henholdsvis er definert for element 43 og element 390. Egenlast for endetverrbærerne legges inn som -96,6 kN, mens den for vangene defineres som -197,7 kN virkende i en avstand 1,935 meter ut fra akse 1 og 4.

Belegningsvekt og egenlast av rekkverk og kantdragere angis som lasttype *Distributed*, virkende i z-retning. Disse er definert fra element 100 til 390 med inkrement 10. Verdi for belegningsvekt er lagt inn som -31,5 kN/m og for rekkverk og kantdragere som -17,6 kN/m, se vedlegg C1 for beregning av disse.

5.6.2 Trafikklast

Bremselast og tverrkrefter fra trafikk legges inn som horisontale krefter i NovaFrame. Disse defineres som lasttype *Distributed*, virkende i y-retning. Disse angis fra element 100 til 390 med inkrement 10, hvor bremselasten har verdi 7,47 kN/m og tverrlasten har verdi 1,87 kN/m.

Under fanen *Load Data/Traffic Line* defineres modellens veglinje. En slik linje består av en mengde sammenhengende elementer og den defineres i rekkefølgen trafikklasten passerer elementene [24, s. 58]. For det foreliggende tilfellet er det valgt å angi en linje for hele brua, fra element 100 til 390. Videre er det valgt tre lastplasseringer på hvert element.

Ulike lastmodeller for vertikal trafikklast legges inn under fanen *Load Data/Traffic Loads*. For hvert lasttilfelle som legges inn vil NovaFrame opprette 12 lasttilfellennummer. Det er derfor viktig at det ved nummerering av de vertikale trafikklastene blir sørget for å ha store nok nummereringsintervall.

Trafikklastene er beregnet i henhold til EK1-2. Lastmodeller fra EK1-2 er blant forhåndsinnstillingene i NovaFrame og lastmodell 1, LM1, og lastmodell 2, LM2, kan derfor benyttes direkte.

For LM1 etableres tre ulike lasttilfeller – én for hver kjørebane. For kjørebane 1, 2 og 3 angis henholdsvis en jevnt fordelt last med følgende verdi, $Q = 16,2$ kN/m, $Q = 7,5$ kN/m og $Q = 7,5$ kN/m, samt to akslingslaster, $P1 = P2 = 300$ kN, $P1 = P2 = 200$ kN og $P1 = P2 = 100$ kN, for kjørebane 1, 2 og 3. Eksentrisitetene for kjørebanelenes senter defineres fra tverrsnittets senterlinje. Sammen med Håvard Johansen og Thomas Reed er eksentrisitetene for LM1 funnet til 3,0 meter for kjørebane 1, 0 meter for kjørebane 2 og -3,0 meter for kjørebane 3. Disse verdiene gjelder både for positiv og negativ eksentrisitet, $Ecc+$ og $Ecc-$. I tillegg angis $distA$ som er avstanden mellom $P1$ og $P2$, til 1,2 meter. For LM2 angis en akslingslast med verdi, $P1 = 400$ kN, og eksentrisitet 3,0 meter.

5.6.3 Vindlast

NovaFrame beregner vindlast fra fanen *Wind spec.* etter NS 3491-4 [24, s. 55]. Denne ble tilbaketrasket i 2010 [32] og er ikke benyttet i den foreliggende modelleringen. Vindlastene er modellert som jevnt fordelte laster i x-, y- og z-retning. Disse er beregnet i vedlegg C.2. Da vind i x-retning vil ha lite bidrag grunnet bruas massive tverrsnitt, er denne valgt neglisjert i modelleringen. Vindlasten er virker over elementene fra 100 til 390, med inkrement 10. Det er definert tre vindlasttilfeller uten samtidig virkende trafikklast og tre med samtidig virkende trafikklast – én i y-retning, én i oppadgående z-retning og én i nedadgående z-retning. Verdiene for lastene hentes fra Tabell 4-5. For vindlast i z-retning settes eksentrisiteten i L-retning til $e = b/4 = \pm 2,525$ meter. Mest ugunstige kombinasjon av vindkrefter i y- og z-retning benyttes.

5.6.4 Termisk påkjenning

Temperaturlast angis i NovaFrame under *Loads* som lasttype *Temperature*. Et lasttilfelle for temperaturstigning og et for temperaturgradient etableres. Disse er definert fra element 100 til 390 med inkrement 10 og er lagt inn med verdi 1,0 under *Temp. increase* og *Temp. coeff* for temperaturstigning, samt under *Temp. coeff* for temperaturgradient. Under *Postprocess/Loadcombinations* lages åtte ulike kombinasjoner for samtidig opptredende jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser i henhold til EK1-1-5, 6.1.5. Disse er gjengitt i Tabell 4-6. Kommandoen *Sortcomb.* og *Worst* under fanen *Postprocess/Loadcombinations/Sort combination* gir den mest ugunstige temperaturlastkombinasjonen.

5.6.5 Spennarmering

For spennarmeringens tvangskrefter og krefter ved full oppspenning benyttes lasttype *Tendon* under *Load Data*. Disse defineres fra element 100 til 390 med inkrement 10. Videre angis spennkabelnummer definert under *Tendon input*, samt hvilke kabelkrefter som skal benyttes for

beregning av tøyninger, *Parasite*; resulterende krefter fra forspenning som inkluderer primæreffekter og tvangskrefter, eller *full*; trangskrefter fra forspenning. Videre benyttes forhåndsinnstilling 0 for oppspenningsstadium, *Stressing phase*, som gir at all definert oppspenning aktiveres. Under *Loss calc. Code* defineres hvilke tidsavhengige tap som skal inkluderes ved beregning av spennkablenes tøyning; kryp, svinn og relaksasjon. For det foreliggende tilfellet angis det at alle effekter inkluderes, kode 111.

5.6.6 Kryp

Laster på grunn av kryp defineres under fanen *Preprocess/Load data/Creep loads*. Før dette kan gjøres må krypkombinasjoner etableres i *Preprocess/Load data/Creep combinations*. Det etableres kryplaster og -kombinasjoner for hver byggefase og ferdigtilstand. Som nevnt, er det kun en byggefase i det foreliggende tilfellet. Da kryp kun fører til tvangskrefter og momentomlagring i statisk ubestemte system, er det vesentlig at lastene betraktes for riktig statisk system.

Det etableres seks krypkombinasjoner, hvorav tre er for kryp ved tidspunkt for ferdigtilstand; 28 døgn, mens de resterende tre er for kryp etter lang tid; 100 år. Videre henter to av kombinasjonene inn lasttilfellessnummeret for egenvekt av overbygningen, to henter inn lasttilfellessnummer for egenvekt av søylene, og de resterende to henter inn lasttilfellessnummer for full oppspenning. På denne måten angis hvilke laster som skal benyttes i beregningene av kryp. Samtlige kombinasjonsfaktorer er satt til 1,0.

Videre defineres to kryplasttilfeller – én for ferdigtilstand og én for lang tid. Disse settes til å virke fra element 100 til 390, med inkrement 10. Lasttilfellet for kryp ved ferdigtilstand angis å ta i bruk krypkombinasjon for ferdigtilstand for egenvekt av overbygning og søyler, samt for full oppspenning. Kryptall legges inn med verdi funnet i del 4.4.1, $\phi(28 \text{ døgn}, 7 \text{ døgn}) = 0,50$. Lasttilfellet for kryp etter lang tid angis å ta i bruk krypkombinasjon for etter lang tid for egenvekt av overbygning og søyler, samt for full oppspenning. Kryptall legges inn med verdi funnet i del 4.4.1, $\phi(100 \text{ år}, 7 \text{ døgn}) = 1,68$. For begge lasttilfeller er belastningsalder satt til 7 døgn, mens ferdigtilstand er satt til 28 døgn og 100 år antas å være representativt for lang tid.

5.6.7 Svinn

Påvirkning fra svinntøyning defineres under *Preprocess/Loads*. Denne legges inn som lasttype *Shrinkage* fra element 100 til 390, med inkrement 10. Da svinntøyningen kontraherer brua, legges denne inn med negativ verdi. Brua er bygget i en byggefase slik at det ikke er nødvendig å ta hensyn til ulik svinntutvikling grunnet ulik alder på forskjellige deler av brua. Svinntøyningen som benyttes er for et langtidstilfelle på 100 år og er i funnet i del 4.4.2 til å være -0,296 ‰.

5.7 Modell og analyseoppsett

For modeller med flere byggefaser og ulike lastpåføringstidspunkt er det nødvendig å kjøre ulike analyser med forskjellige statiske modeller [24, s. 70]. På denne måten kan analyser for hver byggefase gjennomføres. Dette er imidlertid ikke nødvendig for den foreliggende konstruksjonen med kun én byggefase. Det er derfor ikke etablert ulike modeller, beregningsgrupper eller analyser i denne oppgaven. Dersom det likevel skulle være nødvendig kan dette gjøres under fanen *Preprocess/Models and analyses*.

Analyse kan kjøres under fanen *Solve/Solve*. Her velges analysetypene som skal inkluderes. For den aktuelle analysen velges *Static analysis; Ordinary loads, Static analysis; Traffic loads* og *Static analysis; Creep analysis*. Videre velges det at resultater fra lastkombinasjoner skal beregnes på ny etter at analysen har kjørt.

5.8 Lastkombinering

Hvilke lastkombinasjoner som skal betraktes angis under fanen *Postprocess/Loadcombinations*. Under *Ordinary load comb.* kan lasttilfeller kombineres med spesifikke lastfaktorer. Tidligere definerte lastkombinasjoner kan også kombineres her [24, s. 76]. For den aktuelle modellen er samtlige lastfaktorer valgt til 1,0, slik at denne kombineringen fungerer som en gruppering. Her grupperes alle egenlaster, alle oppspenningskrefter, alle krefter fra full oppspenning, alle kryplaster, samt alle korttidskryplaster i hver sin kombinasjon. Spesifikke lastfaktorer tas hensyn til under *Sort combination*.

Sort combination gir mulighet for å finne maksimums- og minimumsverdier av kraftkomponenter blant et flertall lastkombinasjoner. De ulike komponentene av elementkrefter er *PL* – skjærkraft i tverretning, *PM* – aksialkraft, *PN* – skjærkraft, *ML* – bøyemoment, *MM* – torsjonsmoment, og *MN* – moment i tverretning. En sortert lastkombinasjon består av 12 sett med krefter som angir maksimums- og minimumsverdier av ulike de ulike komponentene [24, s. 76].

Det finnes fem ulike kombineringsmetoder; *Add all*, *Only the worst*, *Only the worst (+/-)*, *Add if unfavourable* og *Add if unfavourable (+/-)*. De to førstnevnte er benyttet for lastkombinering i det foreliggende tilfelle. *Add all* legger sammen alle inkluderte lasttilfeller, mens *Only the worst* velger lasttilfellet som gir det mest ugunstige virkningen. *Add all* benyttes eksempelvis ved kombinerings av all egenlast i bruksgrensetilstand med lastfaktor 1,0. *Only the worst* benyttes eksempelvis ved kombinerings av all egenlast i bruddgrensetilstand med lastfaktor 1,35 for ugunstig i lastkombinasjon 6.10a, 1,20 for ugunstig i lastkombinasjon 6.10b, eller 1,0 for gunstig i henhold til EK0, Tabell NA.A2.4 (B) [1].

Alle lasttilfeller samles i forskjellige lastkombinasjoner med respektive lastfaktorer. Etter at lasttilfellene er sortert i lastkombinasjoner, grupperes disse i egne lastkombinasjoner for brudd- og bruksgrensetilstand. Det defineres totalt syv lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand og 16 kombinasjoner i bruksgrensetilstand. Tabell 4-13 viser disse kombinasjonene og deres respektive lastfaktorer.

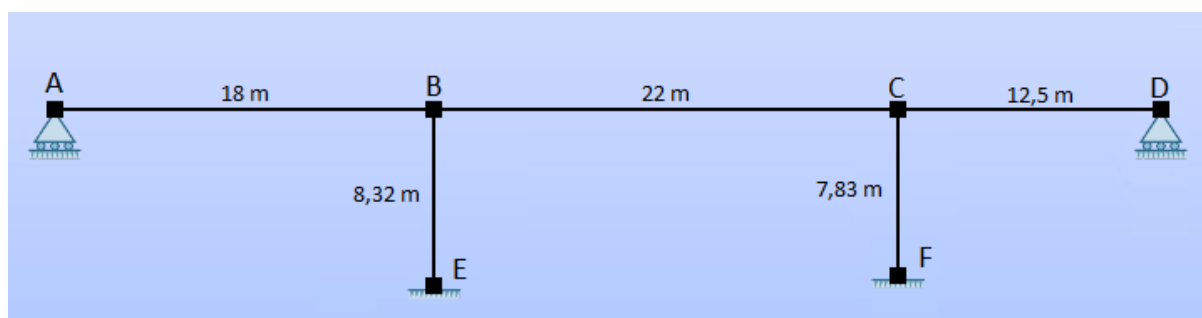
Sort combination line gjør det mulig å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen. For det foreliggende tilfellet er det etablert 10 sorteringer. Disse er definert fra element 10 til 390 med inkrement 1. For hver linje hentes noen sorterte lastkombinasjoner inn. For bruksgrensetilstand er det etablert sorteringer for lastkombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent tilstand. For hver av disse skilles det mellom ferdigtilstand og lang tid. Dette gir totalt seks sorteringer i bruksgrensetilstand.

I bruddgrensetilstand er det etablert sorteringer for analyse som inkluderer alle laster bortsett fra primærmoment fra forspenning, og analyse som inkluderer alle laster. For hver av disse skilles det igjen mellom ferdigtilstand og lang tid. Dette gir totalt fire sorteringer i bruddgrensetilstand, Eksempelvis inngår alle syv lastkombinasjoner fra bruddgrensetilstand i den aktuelle sorteringen. Videre sorteres den mest ugunstige kombinasjonen som gir de verste snittkreftene for hvert enkelt element.

6 Verifikasjon av modell i NovaFrame

For å verifisere at resultatene oppnådd ved bruk av NovaFrame er korrekte, kontrolleres disse ved håndberegning. I det følgende gjennomføres verifikasjon for noen aktuelle lasttilfeller.

Det statiske systemet benyttet for håndberegning er presentert i kapittel 2. Illustrasjon av det statiske systemet er gjengitt i Figur 6-1 under. Modellen har glidelager i opplegg A og D og er fast innspent i punktene E og F. Forbindelsene i punktene B og C er momentstive.



Figur 6-1: Illustrasjon av den statiske system. Hentet fra FAP 2D.

6.1 Verifikasjon av egenlast

Egenlast fra overbygning, kantdragere, belegning og rekkverk virker som jevnt fordelt last langs hele brulengden og -bredden. Lastpåvirkning fra egenvekt av endetverrbærere og vanger påføres som punktlaster og moment. For overbygning, kantdragere, vanger og endetverrbærere finnes egenlasten fra betongens densitet, $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$. Sammen med rekkverk og belegning utgjør den jevnt fordelte lastpåvirkningen en samlet egenlast med følgende verdi, se vedlegg C.1 for beregninger:

$$g_{\text{tot}} = 207,4 \text{ kN/m}$$

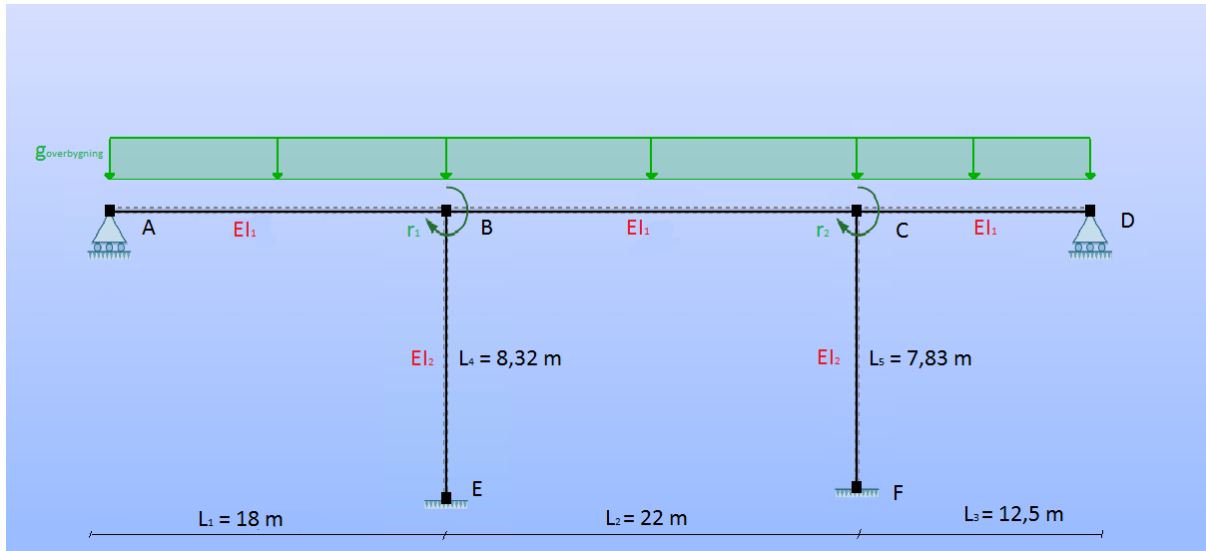
Punktlast fra endetverrbærere virker i opplegg A og D, mens egenlasten fra vangerne påføres som et moment i A og D grunnet lastvirkningspunktets eksentrisitet henholdsvis til venstre og høyre for oppleggene A og D. Disse er funnet til å ha følgende verdier:

$$\begin{aligned} G_{\text{tverrbærer}} &= 96,6 \text{ kN} \\ M_{\text{vanger}}^A &= -373 \text{ kNm} \\ M_{\text{vanger}}^D &= 373 \text{ kNm} \end{aligned}$$

For verifikasjon av egenlast er det i dette tilfellet valgt å betrakte kun egenlast fra overbygningen. Den jevnt fordelte lasten grunnet overbygningen er funnet til følgende verdi:

$$g_{\text{overbygning}} = 158,3 \text{ kN/m}$$

Egenlast fra overbygning og de ulike delenes lengde er illustrert i Figur 6-2. Her angis også systemet frihetsgrader, r_1 og r_2 .



Figur 6-2: Illustrasjon av statisk system med påsatt last.

6.1.1 Verifikasjon av moment grunnet egenlast av overbygning

Stivhetsmatriser og bjelkeformler gitt i [33] brukes for å løse det statisk ubestemte systemet. Konstruksjonens stivhetsmatrise, \mathbf{K} , avhenger av de ulike konstruksjonsdelenes bøyestivhet, samt påsatt forskyvning eller rotasjon. Resulterende lastvektor, \mathbf{R} , avhenger av ytre last bestående av konsentrerte laster i og langs frihetsgradene, \mathbf{R}^k , samt summen av fastholdingskreftene, \mathbf{R}^0 [33, s. 133].

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0$$

Forskyvningsvektoren, \mathbf{r} , representerer systemets frihetsgrader. Frihetsgrader satt lik 1 representerer forskyvning eller rotasjon. Frihetsgrader satt lik 0 representerer fastholding. Videre kan systemets stivhetsrelasjon uttrykkes som følger [33, s. 83]:

$$\mathbf{K} \times \mathbf{r} = \mathbf{R}$$

Ved å neglisjere aksialdeformasjoner oppnås et «uforskyvelig» system som kun innehar rotasjonsfrihetsgrader [33, s. 125]. For det gjeldende systemet defineres disse i knutepunktene B og C, henholdsvis som r_1 og r_2 . For verifikasjon av egenlast av overbygningen opptrer det ingen ytre laster, $\mathbf{R}^k = \mathbf{0}$. Resulterende lastfaktor bestemmes som vist under:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0 = \mathbf{0} - \begin{pmatrix} M_{AB}^B - M_{BC}^B \\ M_{BC}^C - M_{CD}^C \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_1^2}{8} - \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_2^2}{12} \\ \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_2^2}{12} - \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_3^2}{8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -26,38 \\ -3292 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

Ved å påføre systemet «enhetsrotasjon», $r_i = 1$, og deformasjonsmønster, må det settes på moment K^{i1} og K^{i2} , for $i = 1, 2$, for å opprettholde den påsatte deformasjonen. Disse momentene er summen av enkeltmomentene som må virke i den gjeldende enden av de aktuelle konstruksjonsdelene [33, s. 125]. Enkeltmomentene kan finnes fra bjelkeformler gitt i Appendiks C i [33, s. 507].

$$K = \begin{pmatrix} K^{11} & K^{21} \\ K^{12} & K^{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} & \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \times L_2} \\ \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \times L_2} & \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} \end{pmatrix}$$

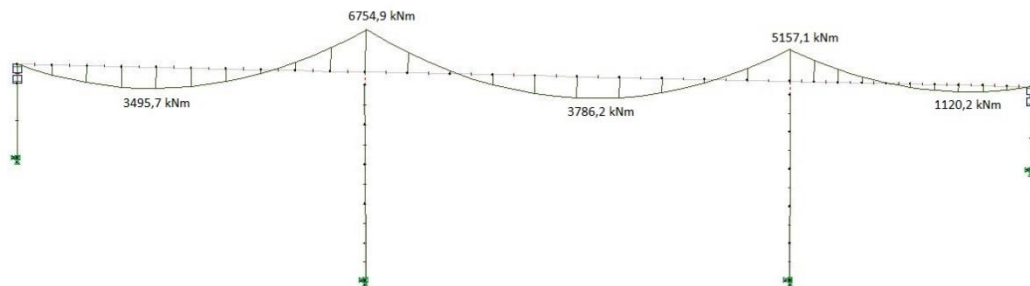
$$K = \begin{pmatrix} 9,06 & 2,18 \\ 2,18 & 10,86 \end{pmatrix} \times 10^6 \text{ kNm}$$

Frihetsgradene kan dermed finnes fra stivhetsrelasjonen:

$$\mathbf{K} \times \mathbf{r} = \mathbf{R}$$

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \times \mathbf{R} = \begin{pmatrix} 7,36 \times 10^{-5} \\ -3,18 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

Systemets momentdiagram fastsettes ved å multiplisere den resulterende forskyvningsvektoren, \mathbf{r} , med systemets stivhetsmatrise, \mathbf{K} , se Figur 6-3. Utfyllende beregninger finnes i vedlegg D.1.



Figur 6-3: Momentdiagram grunnet egenlast. Verdier funnet ved håndberegning.

Tabell 6-1 viser resultatene av moment fra egenvekt av overbygning fra håndberegning og fra NovaFrame. Det kan være flere faktorer som skiller resultatene fra håndberegning og analyse i NovaFrame. I håndberegningen er det valgt å benytte tverrsnittsareal og annet arealmoment hentet fra NovaFrame. Disse er oppgitt med et visst antall desimaler i programmet. Likevel kan verdiene brukt i analyse i NovaFrame inkludere flere desimaler enn verdier henter fra programmet.

I tillegg er brua i NovaFrame modellert med endetverrbjelker og landkarvegger med et allsidig bevegelig og et sidestyrt lager i hver ende. I den statiske modellen i håndberegningen, representeres opplegg i endene ved glidelager. På denne måten vil de statiske modellene avvike noe.

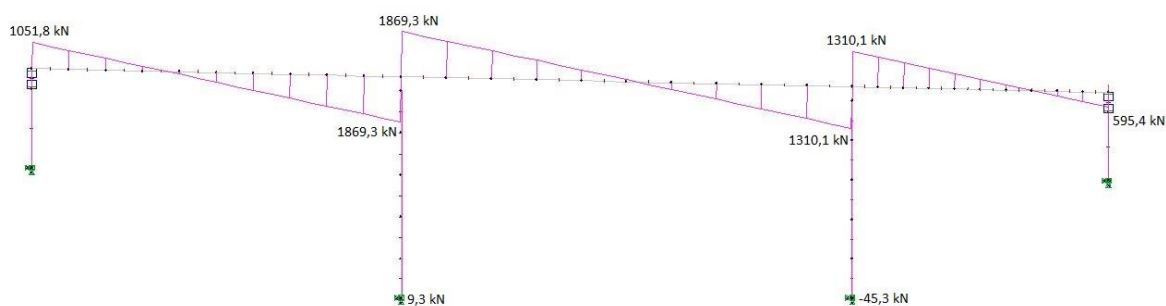
Moment i felt er funnet ved likevektsbetraktninger. For midtfelt inkluderer disse moment i innspenning E og F, som ble funnet til å ha relativt store avvik i forhold til NovaFrame. For felt 3 inkluderer likevektsbetraktningene opplagerkraft i D som også ble funnet til å ha større avvik enn de resterende reaksjonskreftene. Avvikets prosentvise størrelse er høyere enn ventet og feilsøking i NovaFrame og i håndberegninger er gjennomført ved flere tilfeller. Gjennom samtale med veileder, professor Jan Arve Øverli, og grundig gjennomgang av beregningsmåte for moment og opplagerkrefter med Håvard Johansen, er det likevel besluttet å gå videre med disse verdiene grunnet oppgavens omfang.

	Felt 1	Knutepunkt B	Felt 2	Knutepunkt C	Felt 3
Håndberegning	3496 kNm	6755 kNm	3786 kNm	5157 kNm	1120 kNm
NovaFrame	3433 kNm	6954 kNm	3477 kNm	5245 kNm	1066 kNm
Avvik	63 kNm	-199 kNm	-309 kNm	-88 kNm	-54 kNm
Prosentvis avvik	1,8 %	2,9 %	8,2 %	1,7 %	4,8 %

Tabell 6-1: Resultater fra håndberegning og fra NovaFrame.

6.1.2 Verifikasjon av opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning

Konstruksjonens krefter i opplagere finnes på samme måte som for momentene ved å benytte systemets frihetsgrader, momentdiagrammet vist i Figur 6-3, likevektsbetraktninger og bjelkeformler [33, s. 507]. Beregninger av opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning finnes i vedlegg D.1. Systemets beregnede skjærkraftdiagram er illustrert i Figur 6-4.



Figur 6-4: Skjærkraftdiagram grunnet egenlast. Verdier fra håndberegning.

Momentlikevekt om A og kraftlikevekt i z-retning gir de vertikale kreftene i toppen av søylene og landkarveggene. Opplagerkreftene i bunn av søylene får i tillegg bidrag fra søylenes egenvekt. Det er imidlertid valgt å ikke ta hensyn til søylenes egenvekt i beregning av opplagerkreftene i E og F. Dette fordi disse sammenlignes med aksialkrefter i søylene grunnet egenvekt av overbygningen, funnet i NovaFrame. De beregnede opplagerkreftene ble funnet til følgende verdier:

$$A_z = V_A = 1052 \text{ kN}$$

$$D_z = V_D = 595 \text{ kN}$$

$$E_z = 3614 \text{ kN}$$

$$F_z = 3047 \text{ kN}$$

Tabell 6-2 viser opplagerkreftene for systemet grunnet egenlast av overbygning fra håndberegning og fra NovaFrame. Det prosentvise avviket er generelt lite. For opplagerkraften i D er avviket noe større, men kraften her er relativt liten, slik at et avvik vil gi stor prosentvis uttelling. Summen av opplagerkreftene fra håndberegning og fra NovaFrame er likevel svært like og det forutsettes dermed at programmet behandler lastpåvirkning fra egenvekt på hensiktsmessig måte.

Opplagerkraft	A_z	D_z	E_z	F_z	Sum
Håndberegning	1052 kN	595 kN	3614 kN	3047 kN	8308 kN
NovaFrame	1043 kN	581 kN	3624 kN	3061 kN	8310 kN
Avvik	9 kN	14 kN	-10 kN	-14 kN	-2 kN
Prosentvis avvik	0,86 %	2,4 %	0,27 %	0,46 %	0,024 %

Tabell 6-2: Opplagerkrefter som skyldes egenlast.

6.2 Verifikasjon av moment som skyldes forspenning

Bruas spennsystem består av åtte spennkabler langs hele bruas lengde. Spennkablene følger momentforløpet til brua, og plasseringen av kablene følger deretter. Spennsystemet er omtalt i del 3.3. Spennarmering som ikke er rettlinjert fører til en fordelt tverrkraft på betongen, som igjen gir et moment i brudekket [18, s. 211].

For statisk bestemte konstruksjoner finnes momentene fra forspenning direkte ved spennkraft multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet. Dette momentet kalles primærmoment, $M_{primær}$, og beregnes av følgende formel:

$$M_{primær} = P_{max} \times e_i \times n_{kabler}$$

For statisk ubestemte konstruksjoner, må det i tillegg tas hensyn til et tvangsmoment, M_{tvang} . Tvangsmomentet skyldes at bjelken tvinges tilbake til oppleggene, og ikke er fri til å bevege seg. Det resulterende momentforløpet blir da som følger [18, s. 229]

$$M_p = M_{primær} + M_{tvang}$$

Det foreliggende tilfellet er en statisk ubestemt konstruksjon, og spennarmeringen er eksentrisk plassert både i felt og over søyler. Ved beregning av moment på grunn av forspenning er det benyttet maksimal oppspenningskraft, $P_{m0,max}$, gitt i det aktuelle produktbladet for spennarmeringen [12].

Spennkrafttap er betegnelsen på reduksjon i oppspenningskraft over tid. For å ha en representativ verdi å sammenligne resultat fra NovaFrame med, er håndberegnet verdi for primærmoment redusert med tilsvarende verdi som i NovaFrame. Verdi for spennkrafttap beregnet i NovaFrame i de aktuelle elementene, leses av under fanen *Preprocess/List*. Her kan spennkrafttap langs spennkablene listes opp som et prosentmessig tap. Videre reduseres det håndberegnete primærmomentet i element i med det aktuelle tapet, ved følgende formel:

$$M_{primær,etter\ tap,i} = M_{primær,i} \times \left(1 - \frac{tap(\%)}{100} \right)$$

6.2.1 Moment over søyle i akse 2

I prosjekttegnningene er eksentrisiteten til spennarmeringen satt til 309 millimeter over søyle. Denne avstanden er fra tverrsnittets tyngdepunkt til spennarmeringens tyngdepunkt. Primærmoment beregnet over støtte blir da som følger:

$$M_{primær,støtte} = 6567,6 \text{ kNm}$$

Fra spennkrafttapet over det aktuelle elementet, som i dette tilfellet er element 190, er det beregnet en gjennomsnittlig verdi for spennkrafttapet. Verdiene for spennkrafttap i NovaFrame er hentet ut etter framgangsmåten beskrevet over, og bestemt til 22,45 %. Primærmoment etter spennkrafttap blir dermed:

$$M_{\text{primær, etter tap}} = 5093 \text{ kNm}$$

Fra NovaFrame finnes følgende verdier for gjeldende snitt:

$$M_{\text{full, NovaFrame}} = 7308 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tvang, Novaframe}} = 2263 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{primær, NovaFrame}} = 5045 \text{ kNm}$$

Ved betraktning av verdiene, er det tydelig at momentet ved full oppspenning, er summen av primær- og tvangsmoment. Fra dette forutsettes det at NovaFrame behandler momentene riktig. Avviket mellom primærmomentet i NovaFrame og håndberegnet primærmoment er 0,94 %. Avviket kan skyldes ulike beregningsmetoder, ulike framgangsmåter og unøyaktigheter. Et avvik på 0,94 % anses som tilstrekkelig lite, og beregningene derav som tilfredsstillende.

6.2.2 Moment i felt 1

Spennarmeringseksentrisiteten i felt er tidligere bestemt til 491 millimeter. Dette gir et håndberegnet primærmoment på:

$$M_{\text{primær, felt1}} = -10436 \text{ kNm}$$

Avlest spennkrafttap mellom element 130 og element 140 er 20,24 %. Dette gir følgende reduserte primærmomentet inkludert tap:

$$M_{\text{primær, etter tap}} = -8323,7 \text{ kNm}$$

Fra NovaFrame leses følgende verdier av for felt 1, mellom elementene 130 og 140:

$$M_{\text{full, NovaFrame}} = -7519 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tvang, Novaframe}} = 802 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{primær, NovaFrame}} = -8321 \text{ kNm}$$

6.2.3 Oppsummering

Tabell 6-3 viser oppsummering av tilsvarende beregninger som over, gjort for over søyle i akse 3 og felt 2 og 3.

	Felt 1	Støtte akse 2	Felt 2	Støtte akse 3	Felt 3
Spennkrafttap	20,2 %	22,5%	26,4 %	19,4 %	21,5 %
Håndberegning, $M_{primær}$	-8324 kNm	5093 kNm	-7683 kNm	5293 kNm	1518 kNm
NovaFrame, $M_{primær}$	-8321 kNm	5045 kNm	-7681 kNm	5297 kNm	-1515 kNm
Avvik	3 kNm	48 kNm	2 kNm	4 kNm	3 kNm
Avvik	0,031 %	0,94 %	0,03 %	0,059 %	0,16 %

Tabell 6-3: Oppsummering og sammenligning av håndberegnete moment og moment fra NovaFrame.

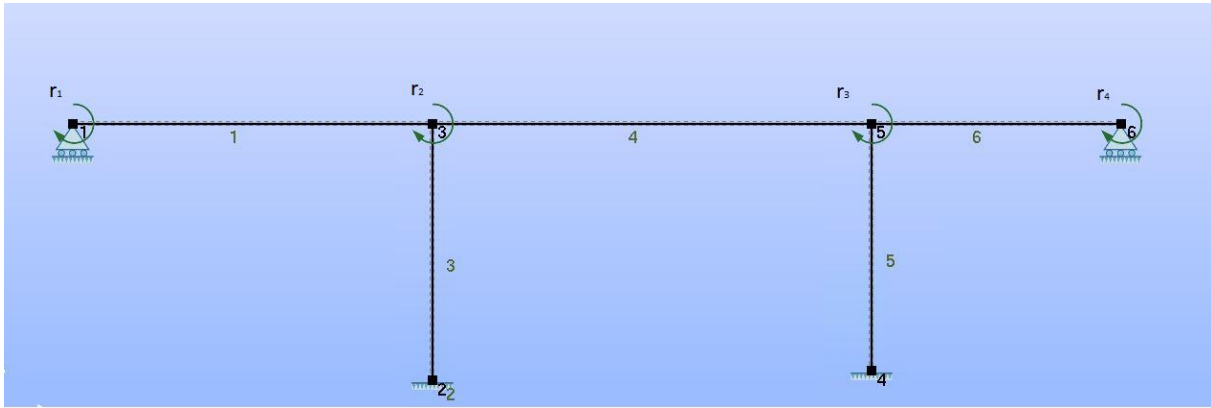
Ser av Tabell 6-3 at avvik mellom beregnet primærmoment og primærmoment hentet fra NovaFrame er svært lite. Avvikene er i samme størrelsesorden, og kan blant annet være forårsaket av at programmet regner med flere desimaler.

6.3 Verifikasjon av temperaturlast

I det følgende er det gjort beregninger for å verifisere moment som følge av varierende vertikal temperaturandel over bruas tverrsnitt. Som verifikasjon er det valgt å betrakte tilfellet hvor oversiden av overbygningen er varmere enn undersiden, altså $\Delta T_{M,heat} = 12,3$ °C. En varmere overside fører til en utvidelse i overkant og sammentrekning i underkant, som igjen fører til en krumning av brua. Moment grunnet krumning kan finnes ved hjelp av bjelkeformler og matrisestatikk. Som for verifikasjon av egenlast er det etablert rotasjonsfrihetsrader, r_i . Til forskjell fra egenlast, trengs det her fire frihetsgrader for å løse det statisk ubestemte systemet, da tvangskrefter også vil opptre i endeopplegg.

Det statiske systemet med påsatte rotasjonsfrihetsrader, r_1-r_4 , er illustrert i Figur 6-5.

Fremgangsmåte for å løse systemet er tilsvarende som for verifikasjon av moment som skyldes egenlast.



Figur 6-5: Illustrasjon av frihetsgrader for verifikasjon av temperaturlast.

6.3.1 Reaksjonsvektor

Lastvektor i tilfellet med temperaturlast kommer av krumningen nevnt i avsnittet over.

Tvangsmomentene i frihetsgradene og krumningen i de ulike spennene er illustrert i Figur 6-6 under.



Figur 6-6: Illustrasjon av tvangsmoment i frihetsgradene.

Moment bestemmes fra følgende formel [21, s. 67]:

$$M_0 = EI \times \kappa_{temp}$$

Videre er krumningen, κ_{temp} , avhengig av temperaturen, samt tverrsnittets høyde, h , og betongens temperaturutvidelseskoeffisient, α_T [21, s. 57]:

$$\kappa_{temp} = \frac{\alpha_T \times \Delta T_g}{h/2} = 1,03 \times 10^{-4} \frac{1}{m}$$

Også i dette tilfellet er $R^k = 0$, og av dette blir lastvektoren som følger:

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -2459 \\ 0 \\ 0 \\ 2459 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

6.3.2 Stivhetsmatrise

Da det er etablert fire frihetsgrader, vil stivhetsmatrisen, K_{temp} , for systemet ha dimensjonen 4x4.

Beregning av stivhetsmatrisen er basert på elementstivhetene og beregnet fra bjelkeformlene for de ulike komponentene. Beregningene er vist i sin helhet i vedlegg D.3, og resultatet er presentert under.

$$K_{temp} = \begin{pmatrix} 5,33 & 2,67 & 0 & 0 \\ 2,67 & 10,43 & 2,18 & 0 \\ 0 & 2,18 & 12,78 & 3,84 \\ 0 & 0 & 3,84 & 7,68 \end{pmatrix} \times 10^6 \text{ kNm}$$

6.3.3 Endelige rotasjonsfrihetsgrader

Videre er de ukjente rotasjonsstivhetsgradene løst ved forholdet:

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \times \mathbf{R}$$

$$\mathbf{r} = \begin{pmatrix} -5,47 \\ 1,71 \\ -1,48 \\ 3,94 \end{pmatrix} \times 10^{-4}$$

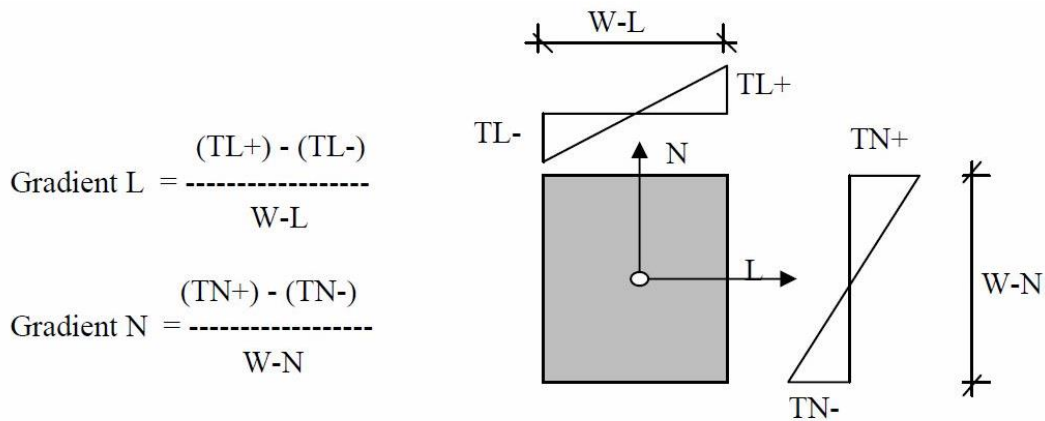
Den endelige løsningen for moment som følge av temperaturandel finnes deretter ved å tilbakesubstituere de endelige verdiene for rotasjonsfrihetsgradene inn i bjelkeformlene for hver konstruksjonsdel. Deretter benyttes superposisjonsprinsippet med momentene i bruas elementer og tvangsmomentet for å oppnå det endelige momentdiagrammet.

6.3.4 Sammenligning av resultater

Som omtalt i del 4.3, etablerer NovaFrame ulike kombinasjoner av temperaturlast for å deretter benytte den mest ugunstige kombinasjonen. For å få et sammenlignbart resultat er det lagd et eget tilfelle hvor vertikal temperaturandel er eneste belastning.

Belastningen legges inn som en temperaturgradient i N-retning. Figur 6-7 illustrerer hvordan temperaturen varierer over tverrsnittet i NovaFrame, og er hentet fra [13, s. 54]. Gradienten i dette

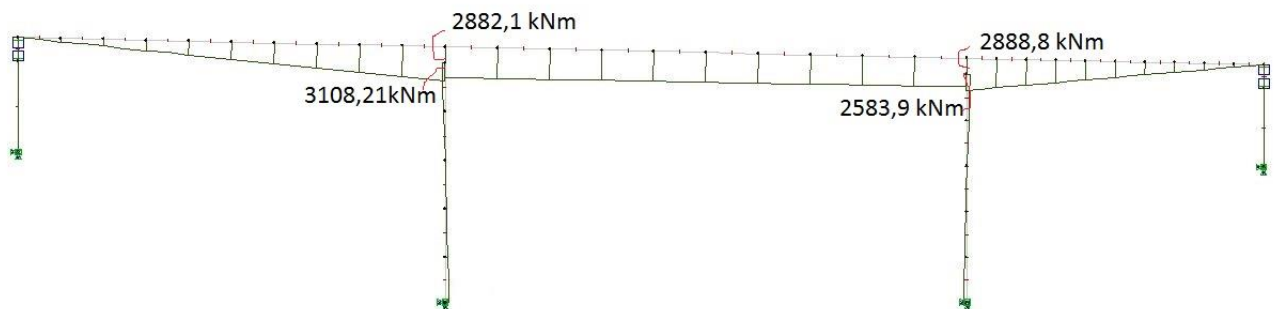
tilfellet blir da som følger:



Figur 6-7: Variasjon av temperatur over tverrsnittet i NovaFrame [13, s. 54.]

$$N = \frac{DT_{M,heat} - DT_{M,cool}}{h} = 10,25$$

Momentdiagrammet NovaFrame gir som følge av denne gradienten er presentert i Figur 6-8.



Figur 6-8: Momentdiagram på grunn av jevnt fordelt temperturandel. Hentet fra NovaFrame.

De håndberegnete verdiene er presentert sammen med løsningen fra NovaFrame i Tabell 6-4 under.

Fullstendige beregninger er vist i vedlegg D.3.

6 Verifikasjon av modell i NovaFrame

	$M_{AB,tot}^A$	$M_{BA,tot}^B$	$M_{BC,tot}^B$	$M_{CB,tot}^C$	$M_{CD,tot}^C$	$M_{DC,tot}^D$
Håndberegning	$-3,14 \times 10^{-13} \approx 0$	-3008 kNm	2882 kNm	-2729 kNm	2838 kNm	0
NovaFrame	0	-3108 kNm	2785 kNm	-2584 kNm	-2889 kNm	0
Avvik	0	100 kNm	-98 kNm	-146 kNm	51 kNm	0
Avvik	-	3,2 %	3,4 %	5,3 %	1,8 %	-

Tabell 6-4: Sammenligning av resultater fra håndberegning og NovaFrame.

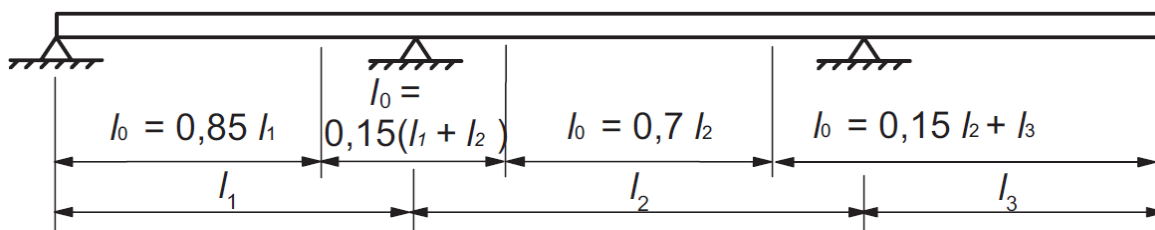
Fra tabellen finnes største avvik til 5,3 %. Dette anses som tilfredsstillende, og beregninger av temperatur gjort i NovaFrame blir betraktet tilstrekkelig nøyaktig.

7 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand bestemmes konstruksjonenes bruddkapasitet. Denne fastsettes ut fra materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [18, s. 5]. Ved kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand kontrolleres dimensjonerende lastvirkninger i henhold til beregningsmodeller og krav i EK2-1-1, 6.1. Videre kontrolleres nødvendig armering mot krav til minimumsarmering angitt i EK2-1-1, 9. Deretter følger bruddgrensekontroll av følgende lastvirkninger; bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment. Moment- og skjærkraftkapasitet for brutverrsnittets tverretning er også kontrollert. Se vedlegg E for utfyllende beregninger.

7.1 Effektiv flensbredde

Effektiv flensbredde for brutverrsnitt som analyses og dimensjoners som bjelker, bestemmes i henhold til EK2-1-1, 5.3.2.1. Denne skal i prinsipp benyttes både i system- og tverrsnittsanalyse [11, s. 50]. Den effektive flensbredden i en T-bjelke forutsettes å ha en jevn spenningsfordeling. Bredden avhenger av flensens og stegets mål, belastningstype, spennvidde, opplagring og tverrarmering [7, s. 56]. EK2-1-1, 5.3.2.1(2) anbefaler å velge effektiv flensbredde på grunnlag av avstand mellom momentnullpunkt, l_0 . Figur 7-1 angir bakgrunn for beregning av l_0 og er hentet fra EK2-1-1, Figur 5.2.



Figur 7-1: Illustrasjon for beregning av l_0 . Hentet fra [7, s. 56].

Tabell 7-1 angir avstandene mellom momentnullpunktene for det foreliggende tilfellet.

Snitt	Tilhørende spennvidder, l_i	Avstand mellom momentnullpunkt, l_0
Felt 1	$l_1 = 18 \text{ m}$	$l_0 = 0,85l_1 = 15,3 \text{ m}$
Felt 2	$l_2 = 22 \text{ m}$	$l_0 = 0,7l_2 = 15,4 \text{ m}$
Felt 3	$l_1 = 12,5 \text{ m}$	$l_0 = 0,85l_1 = 10,6 \text{ m}$
Over søyle akse 2	$l_1 = 18 \text{ m}, l_2 = 22 \text{ m}$	$l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 6 \text{ m}$
Over søyle akse 3	$l_1 = 12,5 \text{ m}, l_2 = 22 \text{ m}$	$l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 5,2 \text{ m}$

Tabell 7-1: Avstand mellom momentnullpunkt, l_0 .

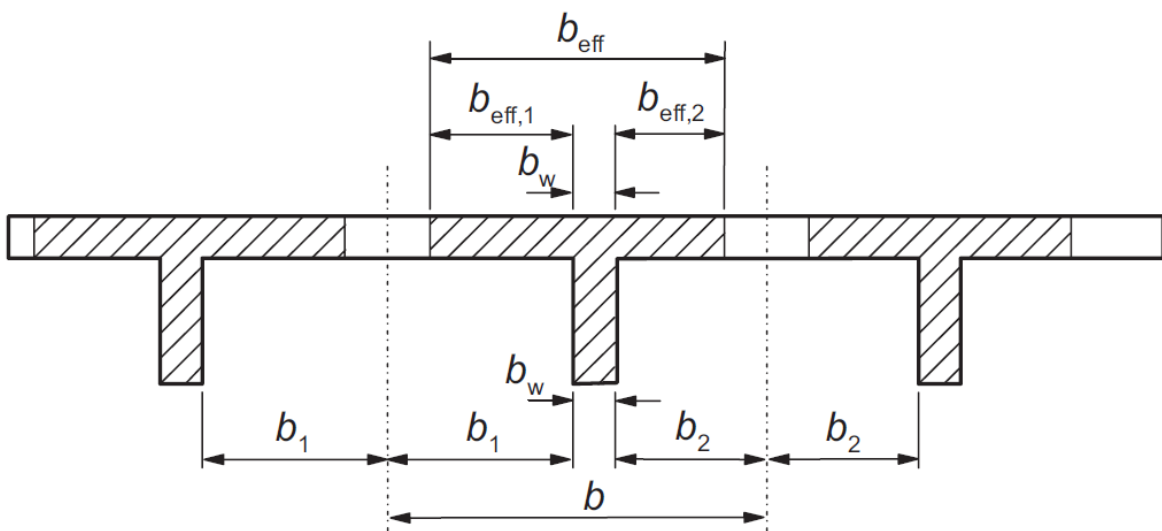
Videre kan effektiv flensbredde, b_{eff} , for bruas T-tverrsnitt bestemmes fra formler og Figur 5.3 i EK2-1-1, 5.3.2.1(3). Disse er gjengitt i det følgende. Tabell 7-2 viser aktuelle parametere og resulterende effektiv flensbredde benyttet i videre beregninger.

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

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

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

For gjeldende tilfelle er $b_1 = b_2$, slik at denne betegnes b_i og $\sum b_{eff,i} = 2b_{eff,i}$. Geometriske parametere for effektiv flensbredde er vist i Figur 7-2.



Figur 7-2: Geometriske parametere for effektiv flensbredde, hentet fra [7, s. 57].

7 Bruddgrensetilstand

Snitt	b_i	l_0	b_w	$b_{eff,i}$	b_{eff}	b	Benyttet b
Felt 1	2,65 m	15,3 m	3,80 m	2,06 m	7,92 m	9,10 m	7,92 m
Felt 2	2,65 m	15,4 m	3,80 m	2,07 m	7,94 m	9,10 m	7,94 m
Felt 3	2,65 m	10,6 m	3,80 m	1,59 m	6,99 m	9,10 m	6,99 m
Over søyle akse 2	2,65 m	6,0 m	3,80 m	1,13 m	6,06 m	9,10 m	6,06 m
Over søyle akse 3	2,65 m	5,2 m	3,80 m	1,04 m	5,87 m	9,10 m	5,87 m

Tabell 7-2: Effektiv flensbredde for ulike snitt i brua.

Oppdatert tverrsnittsdata med effektiv flensbredde etableres på grunnlag av følgende formler og fremgår av Tabell 7-3:

$$y = \frac{\sum(A_i a_i)}{A_{tot}}$$

Der A_i er tverrsnittets areal, a_i er avstanden mellom delenes massesenter og tverrsnittets overkant og A_{tot} er tverrsnittets totale areal. Tverrsnittdelenes andre arealmoment om x- og y-aksen blir videre:

$$I_x = \sum(I_{xi} + A_i(y - a_i)^2) \text{ og } I_y = \sum(I_{yi} + A_i(y - a_i)^2)$$

$I_{xi} = \frac{1}{12}bh^3$ for rektangulære deler og $I_{xi} = \frac{1}{36}bh^3$ for triangulære deler.

Snitt	b_{eff}	A_c	Y, fra OK	I_x	I_y
Felt 1	7,92 m	6,07 m ²	522,3 mm	6,44 × 10 ¹¹ mm ⁴	1,67 × 10 ¹³ mm ⁴
Felt 2	7,94 m	6,07 m ²	522,0 mm	6,45 × 10 ¹¹ mm ⁴	1,68 × 10 ¹³ mm ⁴
Felt 3	6,99 m	5,75 m ²	535,5 mm	6,22 × 10 ¹¹ mm ⁴	1,20 × 10 ¹³ mm ⁴
Over søyle akse 2	6,06 m	5,40 m ²	551,7 mm	5,95 × 10 ¹¹ mm ⁴	8,15 × 10 ¹² mm ⁴
Over søyle akse 3	5,87 m	5,33 m ²	555,4 mm	5,88 × 10 ¹¹ mm ⁴	7,48 × 10 ¹² mm ⁴

Tabell 7-3: Oppdatert tverrsnittsdata for effektive flensbredder i ulike snitt.

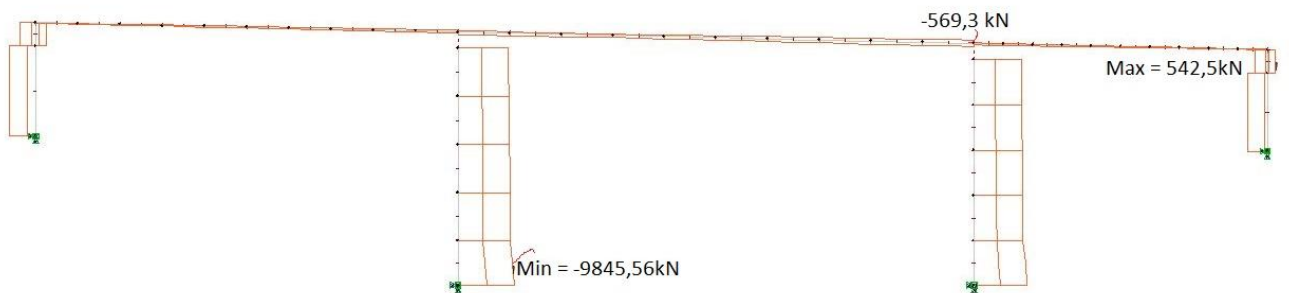
7.2 Lastvirkningsdiagrammer i bruddgrensetilstand

Aksialkraft-, skjærkraft-, moment- og torsjonsdiagram for kun tvangsmoment, samt for primær- og tvangsmoment fra NovaFrame er presentert i det følgende. På diagrammene er maksimums- og minimumsverdier angitt. Lastkombinasjonene benyttet i analysen er tidligere presentert i Tabell 4-13.

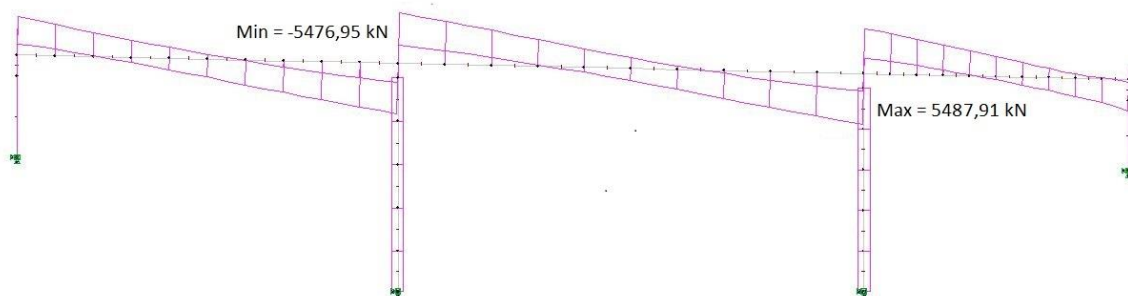
7.2.1 Bruddgrensetilstand, tvangsmoment alene

Den aktuelle analysen inkluderer alle laster bortsett fra primærmoment fra forspenningen.

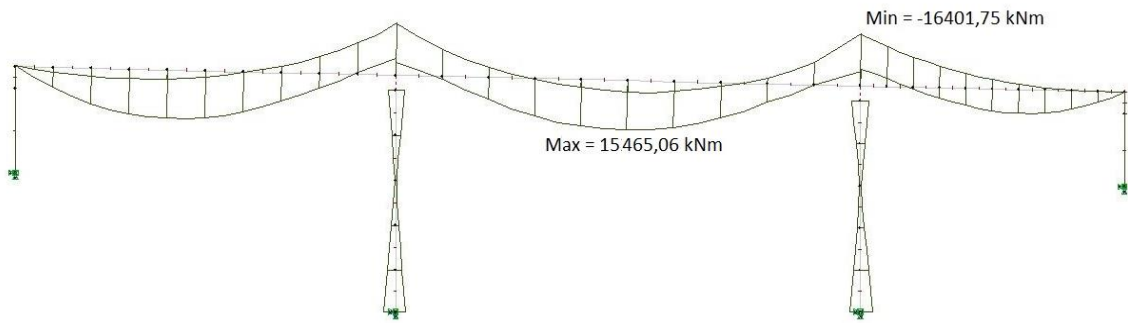
Primærmomentet er omtalt i del 6.2. Figur 7-3, Figur 7-4, Figur 7-5 og Figur 7-6 viser henholdsvis aksialkraft- skjærkraft-, moment- og torsjonsdiagram for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.



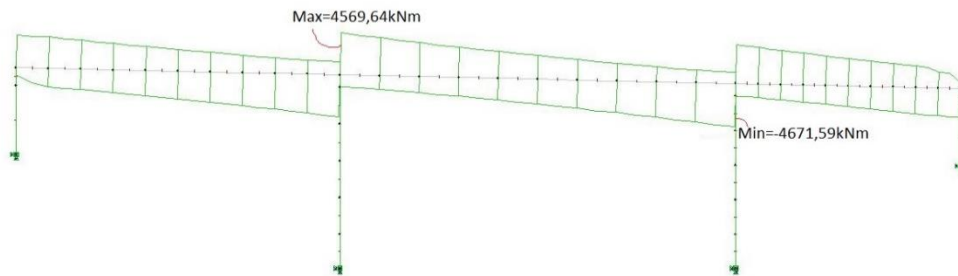
Figur 7-3: Aksialkraftdiagram (N) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.



Figur 7-4: Skjærkraftdiagram (V) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.



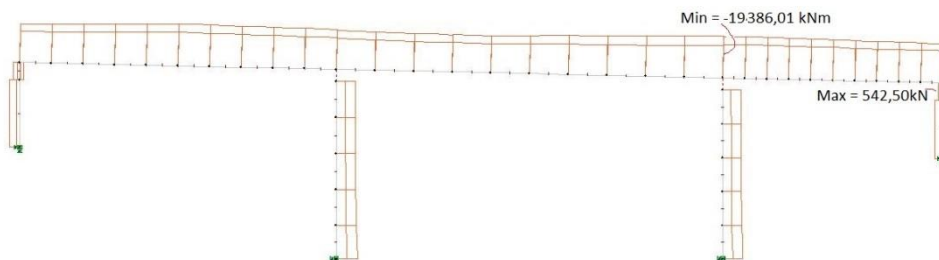
Figur 7-5: Momentdiagram (M) for lastkombinasjonen ULS tvang 100 år.



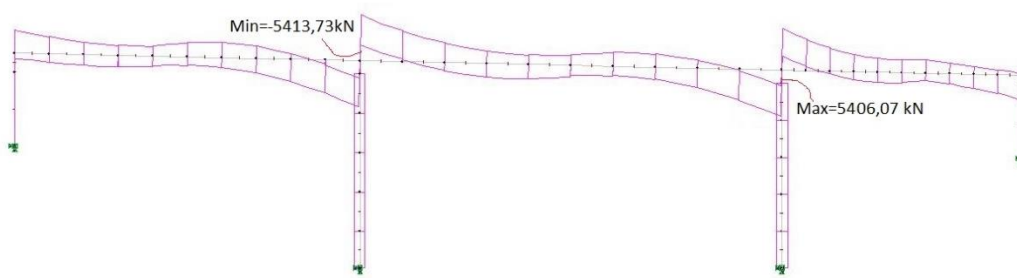
Figur 7-6: Torsjonsmomentdiagram (T) for lastkombinasjon ULS tvang 100 år.

7.2.2 Bruddgrensetilstand, full oppspenning

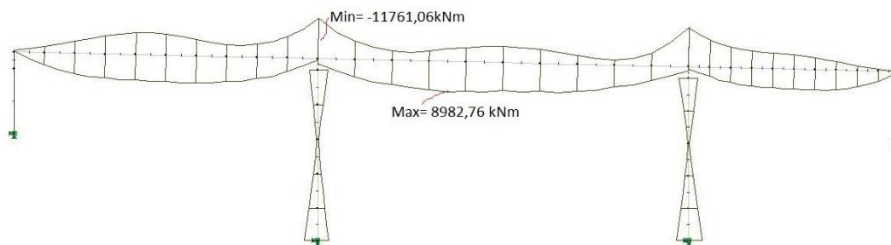
I lastkombinasjonen ULS full 100 år er alle laster medregnet. Dette inkluderer primær- og tvangsmoment fra forspenning. Figur 7-7, Figur 7-8, Figur 7-9 og Figur 7-10 viser henholdsvis aksialkraft- skjærkraft-, moment- og torsjonsdiagram for lastkombinasjonen ULS full 100 år.



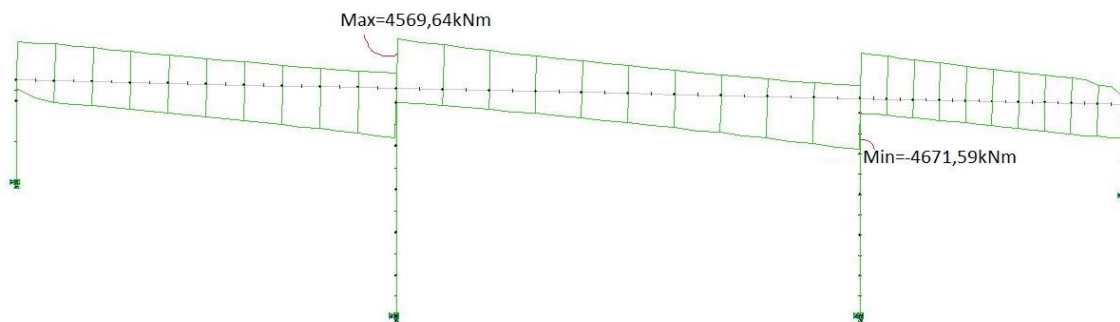
Figur 7-7: Aksialkraftdiagram (N) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.



Figur 7-8: Skjærkraftdiagram (V) for lastkombinasjonen ULS full 100 år



Figur 7-9: Momentdiagram (M) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.



Figur 7-10: Torsjonsmomentdiagram (T) for lastkombinasjonen ULS full 100 år.

7.3 Momentkapasitet

Momentdiagrammene for ULS tvang 100 år og ULS full 100 år er vist i Figur 7-5 og Figur 7-9. Disse legges til grunn for dimensjonering for moment i bruddgrensetilstand. Kapasitetskontroller er utført ved følgende snitt; felt 1, 2 og 3, samt over søyle i akse 2 og 3. Formelsamling TKT4220 Betongkonstruksjoner 2 [34] danner grunnlag for beregninger utført i det følgende.

Opgitt overdekning for spennarmering, 200 millimeter, benyttes for beregning av effektiv tverrsnittshøyde for spennarmering både i felt og over søyler [14]. Overdekning for slakkarmering er angitt i vedlegg B.2 og benyttes for å finne effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering både i felt og over søyler. Videre beregnes en midlere effektiv tverrsnittshøyde for slakk- og spennarmering, $d_{\text{middel,støtte}}$ og $d_{\text{middel,felt}}$. Bruddkriterium for betongen er når $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, hvor tøyningsgrensen antas å være $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$. Totalt spennkrafttap, ϵ_{tap} , er beregnet i vedlegg C.4 til å være 10,56 %. Initiell tøyningdifferanse, ϵ_{p0} , finnes fra spennarmeringens spenning, σ_p , og E-modul, E_p . Effektiv tøyningdifferanse finnes videre fra initiell tøyningdifferanse redusert for spennkrafttap. Under antakelse om balansert armert tverrsnitt finnes faktor for trykksonehøyde til følgende verdi:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon_{p0} \right)} = 0,80$$

Faktor som angir effektiv høyde for trykksonen, λ , og effektiv fasthet, η , finnes fra EK2-1-1, 3.1.7(3).

Da $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ er $\lambda = 0,8$ og $\eta = 1,0$.

Opptredende moment grunnet tvangskrefter benyttes for kapasitetskontroll for bøyning.

Primærmoment fra spennarmeringen ekskluderes da dette motvirker ytre momentvirkning.

Momentverdier for aktuelle snitt hentes fra NovaFrame.

7.3.1 Kapasitetskontroll for moment over søyle i akse 2 og 3

Over søyle i akse 2 og 3 er dimensjonerende moment funnet til $M_{Ed,støtte2} = 16239 \text{ kNm}$ og $M_{Ed,støtte3} = 16402 \text{ kNm}$. Samtlige støttemoment gir strekk i overkant. Disse skal tas opp av de 8 spennkablene og innlagt slakkarmering. Innlagt slakkarmering er beregnet i del 3.5.2. Armeringen er funnet per meter for tverrsnittets overkant, men ved kapasitetsberegning er det ønskelig å finne den totale mengden innenfor det effektive arealet. Videre multipliseres derfor armeringen per meter for tverrsnittets overkant, med gjeldende effektive flensbredde:

$$A_{s,støtte,i} = A_{s,2,ok} b_{2,ok} + A_{s,1/3,ok} (b_{\text{eff},støttei} - b_{2,ok})$$

Det følger av [18, s. 53] at der hvor flensen av et T-tverrsnitt er på strekksiden, skal tverrsnittet regnes som rektangulært med bredde lik stegbredden, b_w . Over søylene regnes derfor bruttverrsnittet som rektangulært med bredde $b_w = 3,8$ meter. Langsgående armering innenfor denne bredden regnes som effektiv strekkarmering. Midlere effektive tverrsnittshøyde, $d_{\text{middel, støtte}}$, er funnet til å være 1047,5 millimeter. Nødvendig areal av spennarmering kan dermed finnes fra følgende formel [34]:

$$A_{\text{pb, støtte, } i} = 0,8 \alpha_b b_w d_{\text{middel, støtte}} \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{\text{s, støtte, } i} \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

Med 8 spennkabler er det totale spennarmeringsarealet følgende:

$$A_{\text{p, tot}} = 8 \times A_p = 14400 \text{ mm}^2$$

Da det totale spennarmeringsarealet er funnet til å være mindre enn det nødvendige, balanserte spennarmeringsarealet, $A_{\text{p, tot}} < A_{\text{pb}}$, funnet i vedlegg E.2, klassifiseres tverrsnittet over søyle som underarmert. Tverrsnittets momentkapasitet, $M_{\text{Rd, støtte, } i}$, kan finnes fra følgende formel [34]:

$$M_{\text{Rd, støtte, } i} = 0,8 a_{\text{støtte}} \left(1 - 0,4 a_{\text{støtte}} \right) f_{cd} b_w d_{\text{middel, støtte}}^2$$

7.3.2 Kapasitetskontroll for moment i felt

I felt 1, 2 og 3 er opptredende moment funnet til $M_{\text{Ed, felt1}} = 15038$ kNm, $M_{\text{Ed, felt2}} = 15465$ kNm og $M_{\text{Ed, felt3}} = 7339$ kNm. Alle feltmomentene gir strekk i underkant. Disse skal tas opp av de 8 spennkablene og innlagt slakkarmering. Med tilsvarende argument som for kontroll over støtte, multipliseres armeringsmengde per meter med den effektive bredden i felt:

$$A_{\text{s, felt, } i} = A_{\text{s, 2, uk}} \times b_w$$

Midlere effektive tverrsnittshøyde, $d_{\text{middel, felt, } i}$, er funnet til å være 1048,75 millimeter. Nødvendig areal av spennarmering kan dermed finnes fra følgende formel [34]:

$$A_{\text{pb, felt, } i} = 0,8 \alpha_b b_{\text{eff, felt, } i} d_{\text{middel, støtte}} \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{\text{s, felt, } i} \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

Det totale spennarmeringsarealet er, som tidligere, $A_p = 14400 \text{ mm}^2$. Nødvendig spennarmeringsareal er funnet til å være mindre enn det totale spennarmeringsarealet for alle felt i vedlegg E.2. Følgelig klassifiseres tverrsnittet i felt som underarmert. Trykksonehøydefaktoren, $\alpha_{\text{felt, } i}$, kan dermed finnes. For T-tverrsnitt med tynne flenser i trykk følger det et krav til flensens tykkelse [18, s. 54]:

$$t \leq \lambda \alpha_{\text{felt},i} d_{\text{middel},\text{felt}}$$

For flenstykkelser mindre enn kravet vil trykksonen opptre i flensen. T-tverrsnittet kan da betraktes som rektangulært med bredde lik $b_{\text{eff},\text{felt},i}$ og tykkelse t , og formler for momentkapasitet angitt i [18, s. 54] kan benyttes. For det foreliggende tilfellet er tykkelsen større enn kravet, og trykksonen vil dermed kun dekke en del av flensen. Tverrsnittet betraktes da som rektangulært tverrsnitt med bredde $b_{\text{eff},\text{felt},i}$ og tykkelse $\lambda \alpha_{\text{felt},i} d_{\text{middel},\text{felt}}$. Tverrsnittets momentkapasitet, $M_{Rd,\text{felt},i}$, kan finnes fra følgende formel [34]:

$$M_{Rd,\text{felt},i} = 0,8 \alpha_{\text{felt},i} (1 - 0,4 \alpha_{\text{felt},i}) f_{cd} b_{\text{eff},\text{felt},i} d_{\text{middel},\text{felt}}^2$$

7.3.3 Oppsummering for kapasitetskontroll for moment

Tabell 7-4 oppsummerer beregninger utført for kapasitetskontroll for moment i vedlegg E.2.

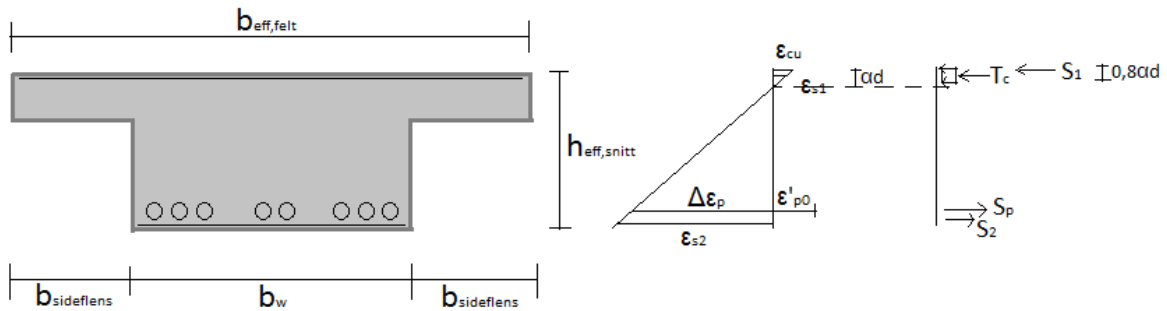
Snitt	b_{eff}	$A_{s,i}$	A_{pb}	$A_{p,\text{tot}}$	α	M_{Rd}	M_{Ed}
Felt 1	7,92 m	12738 mm ²	90241 mm ²	14400 mm ²	0,154	25653 kNm	15038 kNm
Felt 2	7,94 m	12738 mm ²	90459 mm ²	14400 mm ²	0,153	25657 kNm	15465 kNm
Felt 3	6,99 m	12738 mm ²	79113 mm ²	14400 mm ²	0,174	25428 kNm	7339 kNm
Over søyle akse 2	6,06 m	13297 mm ²	41048 mm ²	14400 mm ²	0,324	23985 kNm	16239 kNm
Over søyle akse 3	5,87 m	12892 mm ²	41171 mm ²	14400 mm ²	0,322	23849 kNm	16402 kNm

Tabell 7-4: Oppsummering for kapasitetskontroll for moment.

7.3.4 Alternativ beregningsmetode for momentkapasitet

Som et alternativ til den allerede gjennomførte metoden for beregning av tverrsnittets momentkapasitet er det utarbeidet et Excel-ark for beregning av momentkapasitet. Metoden baseres på likevektsbetraktninger av tøyninger og spenninger virkende på tverrsnittet. Figur 7-11 viser oppsett for disse likevektsbetraktningene for det aktuelle tverrsnittet i felt med strekk i underkant. Tilsvarende oppsett er benyttet for tverrsnitt over søyle. Excel-arket ble først opprettet for beregning av momentkapasitet for et rektangulært tverrsnitt, men ble senere modifisert for å kunne gjelde for bl.a. T-tverrsnitt. Utarbeidelse av et slikt Excel-ark ble, i tråd med oppgavens formål, gjennomført for å forsterke forståelsen knyttet til beregning av momentkapasitet. Excel-arket vil også

kunne være nyttig utover arbeidet med masteroppgaven, da det gir mulighet for å effektivt kunne beregne et vilkårlig tverrsnitts momentkapasitet.



Figur 7-11: Oppsett for likevektsbetraktning for beregning av momentkapasitet.

I Excel-arket er tverrsnittets geometri, samt materialenes dimensjonerende fastheter, tøyningsgrenser, E-moduler, spenn- og slakkarmeringsmengde, spennkrafttap, overdekning og effektiv tverrsnittshøyde definert. Videre uttrykkes tøyninger i slakk- og spennarmering ved strekk-tøyningen i slakkarmeringen. På den måten kan alle krefter virkende på tverrsnittet uttrykkes ved denne ene ukjente faktoren.

$$\varepsilon_{s1} = \begin{cases} \alpha d_{\text{middel,felt}} - c_{s,ok} \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_{\text{middel,felt}}} & \text{for felt} \\ \varepsilon_{s1} & \text{ukjent for støtte} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{s2} = \begin{cases} \varepsilon_{s2} & \text{ukjent for felt} \\ (\alpha d_{\text{middel,støtte}} - c_{s,uk}) \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_{\text{middel,støtte}}} & \text{for støtte} \end{cases}$$

$$\Delta\varepsilon_p = \begin{cases} \frac{(h - \alpha d_{\text{middel,felt}} - c_p) \varepsilon_{s2}}{h - \alpha d_{\text{middel,felt}} - c_{s,uk}} & \text{for felt} \\ \frac{(h - \alpha d_{\text{middel,støtte}} - c_p) \varepsilon_{s1}}{h - \alpha d_{\text{middel,støtte}} - c_{s,ok}} & \text{for støtte} \end{cases}$$

$$e_p = e'_{p0} + D e_p$$

For beregning av krefter virkende på tverrsnittet er det er også lagt inn begrensninger for tilfeller hvor tøyningene overskrider tøyningsgrensene.

$$T_{C1} = \begin{cases} 0,8\alpha d_{\text{middel,felt}} f_{cd} b_w & \text{for felt} \\ 0,8\alpha d_{\text{middel,støtte}} f_{cd} b_w & \text{for støtte} \end{cases}$$

$$T_{c2} = T_{c3} = \begin{cases} 0,8\alpha d_{\text{middel, felt}} f_{cd} b_{\text{sideflens}} & \text{for felt} \\ 0 & \text{for } \alpha d_{\text{middel, st\oette}} \leq \text{h\ooyde i underkant av flens} \\ 0,8\alpha d_{\text{middel, st\oette}} f_{cd} b_{\text{sideflens}} & \text{for } \alpha d_{\text{middel, st\oette}} \geq \text{h\ooyde i underkant av flens} \end{cases} \text{ for st\oette}$$

$$S_p = \begin{cases} \varepsilon_p A_p E_p & \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_{p,yd} \\ f_{pd} A_p & \text{for } \varepsilon_p > \varepsilon_{p,yd} \end{cases}$$

$$S_2 = \begin{cases} \varepsilon_{s2} A_{s,uk} E_s & \text{for } \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} A_{s,uk} & \text{for } \varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

$$S_p = \begin{cases} \varepsilon_p A_p E_p & \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_{p,yd} \\ f_{pd} A_p & \text{for } \varepsilon_p > \varepsilon_{p,yd} \end{cases}$$

Videre benyttes den innebygde funksjonen, *Probleml\oyseren*, i Excel for \aa finne verdien av t\oyningen i strekkarmeringen, ε_{s2} for felt og ε_{s1} for st\oette, som gir kraftlikevekt. Velger at cellen som representerer kraftlikevekt skal oppn\aa verdi 0, ved \aa endre p\aa verdien i cellen for t\oyning i strekkarmering. Fra dette kan momentkapasiteten for det gjeldende tverrsnittet etableres.

$$M_{Rd} = (T_{c1} + T_{c2} + T_{c3})a_c + S_1 a_{s1} + S_2 a_{s2} + S_p a_p$$

a_i representerer de respektive momentarmene

Beregning av de resulterende t\oyningene, kreftene og momentkapasitetene er vist i vedlegg E.2. Kapasitetskontroll presenteres i Tabell 7-5.

	$M_{Rd, Excel}$	M_{Ed}	Utnyttelsesgrad
Felt 1	25340 kNm	15038 kNm	59%
Felt 2	25343 kNm	15465 kNm	61%
Felt 3	25199 kNm	7339 kNm	29%
S\oyle akse 2	24253 kNm	-16239 kNm	67%
S\oyle akse 3	24229 kNm	-16402 kNm	68%

Tabell 7-5: Kapasitetskontroll for kapasitet funnet ved bruk av likevektsbetraktninger.

7.3.5 Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene

Tabell 7-6 sammenligner momentkapasitetene beregnet med metoden for T-tverrsnitt fra [18] og metoden med likevektsbetraktning i Excel.

	M_{Rd}	$M_{Rd,Excel}$	Avvik
Felt 1	25653 kNm	25340 kNm	1,22 %
Felt 2	25657 kNm	25343 kNm	1,22 %
Felt 3	25428 kNm	25199 kNm	0,90 %
Søyle akse 2	23985 kNm	24253 kNm	1,10 %
Søyle akse 3	23849 kNm	24229 kNm	1,57 %

Tabell 7-6: Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene.

Momentkapasitet beregnet ved likevektsbetraktning gir en noe lavere kapasitet i felt og en noe høyere kapasitet over støtte, enn ved beregninger med metode fra [18]. Ved vurdering av de to fremgangsmåtene er det kommet frem til at avviket skyldes ulik behandling av innlagt trykkarmering. Dette diskuteres nærmere i kapittel 10. De laveste verdiene er benyttet videre som tverrsnittets momentkapasitet.

7.4 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftdiagrammene vist i Figur 7-5 og Figur 7-9 legges til grunn for dimensjonering for skjærkraft i bruddgrensetilstand. Kapasitetskontroll er utført i snittet med høyest dimensjonerende skjærkraft, over søyle i akse 3, i henhold til EK2-1-1, 6.2 og EK2-2, 6.2.

Det følger av EK2-1-1, 6.2.1(8) at det ved hovedsakelig jevnt fordelte laster er tilstrekkelig å kontrollere dimensjonerende redusert skjærkraft i avstand d fra teoretisk opplegg, $V_{Ed,red}$. Videre følger det av EK2-1-1, 6.2.2(6) og 6.2.3(8) at last i området mellom $0,5d$ og $2,0d$ fra opplegg kan reduseres ved kontroll av bøyestrekbrudd og/eller av skjærarmeringskapasiteten. Disse antakelsene er i overensstemmelse med veiledning i Kompendium for bruprosjektering, der kontroll av bøyestrekbrudd og/eller skjærarmering for bruer i avstand d fra teoretisk opplegg anses som rimelig korrekt [11, s. 51].

7.4.1 Skjærstrekkkapasitet

Største opptredende skjærkraft hentes fra Figur 7-4, og opptrer i snitt ved søyla i akse 3. Kontroll for skjærstrekkkapasitet utføres i henhold til EK2-1-1, 6.2.2 og NA 6.2.2. Kapasiteten kontrolleres mot dimensjonerende redusert skjærkraft, $V_{Ed,red}$. Denne opptrer i en avstand $d_{middel, støtte} = 1048,75$ millimeter fra teoretisk opplegg i akse 3. Verdien i dette snittet finnes ved interpolasjon av avleste verdier fra NovaFrame, i hver ende av det gjeldende elementet.

$$V_{Ed,red} = 5130 \text{ kN}$$

Kontroll av tverrsnittet uten skjærarmering utføres mot formel 6.2a i EK2-1-1, 6.2.2(1) og kontrolleres mot $V_{Ed,red}$:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_{middel, støtte} \leq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_{middel, støtte}$$

$$V_{Rd,c} = 4053 \text{ kN} \leq 5130 \text{ kN} \rightarrow \text{beregningmessig behov for skjærarmering}$$

Kontroll mot $V_{Ed,red}$ viser at det er beregningmessig behov for skjærarmering i tverrsnittet. Videre kontroll skjer derfor mot uttrykk 6.8 i EK2-1-1, hvor innlagt skjærarmering inkluderes. Innlagt

skjærarmering er beregnet i del 3.5.3, og bestemt til $\frac{A_{sw}}{s} = 8712 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$. Skjærstrekkkapasitet med

skjærarmering bestemmes fra EK2-1-1, 6.2.3:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

$$V_{Rd,s} = 7159 \text{ kN}$$

Ved kontroll mot $V_{Rd,s}$ bestemmes skjærstrekkkapasiteten som tilstrekkelig, og valgt skjærarmering blir dermed gjeldende. Kapasiteten ved valgt armering er høyere enn behovet. Dette skyldes at det ved bestemmelse av innlagt armering i henhold til minimumsarmering, ble benyttet en senteravstand i tverretning på 300 millimeter og tilgjengelig fordelingsbredde, for å bestemme antall armeringsjern. Det er dermed mulig å optimalisere mengden skjærarmering. Betragtning av mulig optimalisering vises i det følgende.

Optimalisering av skjærarmering

I vedlegg E.3 er nødvendig armering for tilstrekkelig skjærkapasitet bestemt. Denne finnes ved å sette inn redusert dimensjonerende skjærkraft i formelen under. På den måten finnes nøyaktig mengde skjærarmering som gir tilstrekkelig kapasitet. Optimalisering av skjærarmering utføres i vedlegg H.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,red}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} = 6243 \frac{mm^2}{m}$$

Fra dette observeres det at armeringsmengden med hensyn på skjær er $2469 \frac{mm^2}{m}$ større enn nødvendig. Det er derfor valgt å utføre optimalisering i Excel, ved å justere ned antall armeringsjern og beregne ny senteravstand i lengde- og tverretning. Optimalisert skjærarmering kontrolleres deretter mot behovet av kapasitetshensyn funnet over. Resultat av beregninger gir optimalisert skjærarmeringsmengde på 10Ø16s350 med senteravstand 300 millimeter i lengderetning:

$$\frac{A_{sw}}{s_{optimalisert}} = 6702 \frac{mm^2}{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_{optimalisert}} \geq \frac{A_{sw}}{s} \rightarrow OK$$

Optimalisert skjærarmering må i tillegg kontrolleres mot beregnet minimumsarmering:

$$6702 \frac{mm^2}{m} \geq 5501 \frac{mm^2}{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{A_{sw}}{s_{min}} \rightarrow OK$$

Tidligere innlagt skjærarmering på 13Ø16s300 med senteravstand 300 millimeter i lengderetning beholdes i denne oppgaven.

7.4.2 Skjærtrykkkapasitet

Tverrsnittets kapasitet for skjærtrykk kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed} , i henhold til [11, s. 51].

$$V_{Ed} = 5487 \text{ kN}$$

Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften, θ , inngår i formelen for beregning av skjærtrykkkapasitet. EK2-1-1, 6.2.3(2) begrenser verdien $\cot(\theta)$ til å være mellom 1 og 2,5. HBN400 begrenser imidlertid denne verdien til 2,0 ved dimensjonering av brukonstruksjoner [9, s. 86]. Det strengeste kravet blir dimensjonerende, og $\cot(\theta)$ settes til 2,0 og vinkelen er dermed $\theta = 26,56^\circ$.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 24899 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasiteten kontrolleres mot V_{Ed} , og bestemmes som tilstrekkelig med hensyn til skjærtrykk.

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \rightarrow \text{OK}$$

7.4.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Det skal tas hensyn til lokale krefter i overgangen mellom steg og flens [11, s. 51]. Flensenes skjærkraftkapasitet kontrolleres mot skjærspenning i lengderetning i overgangen mellom flens og steg, i henhold til EK2-1-1, 6.2.4. Den ene av de to flensene kontrolleres for lastpåkjenning hvor momentet er maksimalt, som er midtsnitt i felt 2 og over søyle i akse 3. Opptredende skjærspenning finnes fra følgende formel, EK2-1-1, 6.2.4 (3):

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x}$$

Δx er lengden som undersøkes, og settes etter EK2-1-1, 6.2.4 (3) til halve avstanden mellom momentnullpunkt og -toppunkt. Verdien for ΔF_d representerer endring i normalkraft over den betraktede avstanden, Δx . Flensens tykkelse er angitt som h_f . Da tykkelsen varierer er det benyttet en gjennomsnittsverdi i de videre beregninger. Endring i normalkraft bestemmes ut fra følgende formel, hentet fra [35]:

$$\Delta F_d = \frac{M_{\max,i} \times A_{flens,i}}{z_i \times A_{total,flens}} - \frac{M_{\Delta x,i} \times A_{flens,i}}{z_i \times A_{total,flens}}$$

Indre momentarm, z_i , bestemmes ut fra et forenklet uttrykk, hentet fra [35]:

$$z_i = d_{\text{middel},i} \times (1 - 0,4\alpha_i)$$

Arealene $A_{\text{flens},i}$ og $A_{\text{total,flens},i}$ representerer henholdsvis det effektive arealet til flensen som kontrolleres og det effektive arealet til flensene i kontrollsnittet. Skjærspenningen som opptrer sammenlignes med dimensjonerende skjærkapasitet mot trykkbrudd, beregnet fra formelen under [7, s. 89]:

$$v_{Rd} = v f_{cd} \sin \vartheta_f \cos \vartheta_f = 6,07 \text{ MPa}$$

Nødvendig armering for å ta opp kreftene som opptrer mellom steg og flens kontrolleres i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(6), som angir at det ikke er nødvendig med ekstra armering dersom følgende kriterium er innfridd:

$$v_{Ed} \leq k \times f_{cd} = 0,612 \text{ MPa}$$

Beregninger er utført i vedlegg E.3 og resultatene er presentert de påfølgende avsnittene.

Kontroll over søyle i akse 3

Maksimalt støttemoment opptrer over søyle i akse 3. I NovaFrame er dette element nummer 290. Tilhørende nullpunkt ligger i element 270, 5,5 meter fra akse 3. Halvparten av denne avstanden blir da verdien for Δx_s , som derav settes til 2,75 meter. Tabell 7-7 viser resultat fra beregninger av krefter mellom steg og flens over søyle i akse 3.

Δx_s	ΔF_d	$v_{Ed,s}$	$v_{Ed,s} \leq v_{Rd} ?$	$v_{Ed,s} \leq k \times f_{ctd}$
2,75 m	2074 kN	2,1 MPa	OK	Ikke OK

Tabell 7-7: Resultat av beregning av krefter mellom steg og flens over søyle i akse 3.

Det følger av Tabell 7-7 at det er nødvendig med armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens over søyle. Fra EK2-1-1, 6.2.4(3) bestemmes nødvendig armeringsmengde ut fra formelen:

$$\frac{A_{s,s}}{s_s} \geq \frac{v_{Ed,s} \times h_f}{\cot \theta_s \times f_{yd}}$$

Armeringsmengden er beregnet i vedlegg E.3 og bestemt til å ha diameter 16 millimeter, og legges inn der det er nødvendig. Armeringsmengden legges inn som en ekstra forankringslengde på tverrarmeringen som ligger mellom steg og flens.

Kontroll i felt 2

Maksimalt feltmoment opptrer i felt 2. I NovaFrame er dette element nummer 240. Tilhørende nullpunkt ligger i element 200, 8,25 meter til maksimalt opptredende moment. Verdien for Δx_f settes dermed til 4,13 meter. Tabell 7-8 viser resultat fra beregninger av krefter mellom steg og flens i felt 2.

Δx_f	ΔF_d	$v_{Ed,f}$	$v_{Ed,f} \leq v_{Rd} ?$	$v_{Ed,f} \leq k \times f_{ctd} ?$
4,13 m	1136 kN	0,76 MPa	OK	Ikke OK

Tabell 7-8: Resultat av beregninger av krefter mellom steg og flens i felt 2.

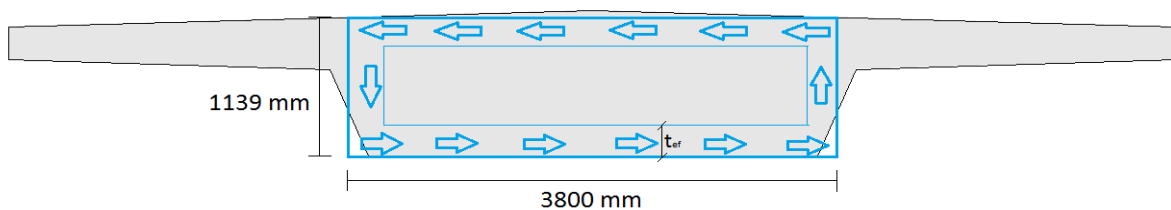
Det følger av Tabell 7-8 at det er nødvendig med armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens i felt. Fra EK2-1-1, 6.2.4(3) bestemmes nødvendig armeringsmengde ut fra formelen:

$$\frac{A_{s,f}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed,f} \times h_f}{\cot \theta_f \times f_{yd}}$$

Armeringsmengden er beregnet i vedlegg E.3 til å ha diameter 10 millimeter. Armeringsmengden legges inn som en ekstra forankringslengde på tverrarmeringen som ligger mellom steg og flens. Armeringen som allerede foreligger i dette området har $\varnothing 16$ og denne benyttes derfor også for armering for skjærkrefter mellom steg og flens.

7.5 Torsjonskapasitet

Største opptredende positive og negative torsjonsmoment hentes fra Figur 7-6 og opptrer henholdsvis i snitt ved søyle i akse 2 og akse 3. Kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjonsmoment utføres i henhold til EK2-1-1, 6.3. Videre følger det av 6.3.1(3) at torsjonskapasitet for et massivt tverrsnitt kan finnes for et antatt lukket hulltverrsnitt hvor ytre begrensning sammenfaller med tverrsnittets faktiske omkrets [18, s.79]. Som tidligere nevnt er det valgt å neglisjere flensene i tverrsnittets torsjonsareal. Effektivt torsjonsareal er dermed satt til et rektangulært tverrsnitt med bredde lik gjennomsnittlig stegbredde. Tverrsnittets mål og torsjonsforløp er vist i Figur 7-12.



Figur 7-12: Tverrsnittets torsjonsareal og torsjonsforløp.

Effektiv veggykkelse for et rektangulært hulltverrsnitt kan finnes fra følgende formel [18, s. 79]:

$$t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{bh}{2(b+h)} = 438 \text{ mm}$$

7.5.1 Kapasitet for riss-torsjonsmoment

Tverrsnittets strekkapasitet, kapasitet for riss-torsjonsmoment, finnes på bakgrunn av teorien om at opprissing starter i det hovedspenningen, σ_1 , er lik dimensjonerende strekkfasthet, f_{ctd} [18, s. 80].

Videre bestemmes tverrsnittets strekkapasitet i henhold til EK2-1-1, 6.3.2(5):

$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd}A_k t_{ef} = 3159 \text{ kNm}$$

Opptredende moment ved akse 2 og 3, $T_{Ed,akse2} = 4570 \text{ kNm}$ og $T_{Ed,akse3} = -4672 \text{ kNm}$, er begge høyere enn kapasiteten. Følgelig er det beregningsmessig behov for torsjonsarmering.

7.5.2 Kapasitet for trykkbrudd

En konstruksjon påkjent av ren torsjon, er utsatt for trykkbrudd i betongtrykkdiagonalene i det rissede trykkfeltet. Torsjonsmomentkapasiteten, $T_{Rd,max}$, finnes ved å sette $\sigma_2 = \nu f_{cd}$ [18, s. 81].

Torsjonsmomentkapasiteten blir da som følger:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta = 11754 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende torsjonsmoment i akse 2 og 3 er mindre enn torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd. Det er ikke nødvendig å øke tverrsnittsdimensjonene grunnet ren torsjon [18, s. 82].

Derimot er det nødvendig å kontrollere kombinasjon av skjær og torsjon. Ved kombinasjon av torsjon- og skjærpåvirkning kontrolleres tverrsnittets trykkbruddkapasitet i henhold til interaksjonsformelen i EK2-1-1, 6.3.2(4):

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

Resultat av beregninger i vedlegg E.4 ga en interaksjonsfaktor på 0,62. Dermed er kapasiteten for trykkbrudd beregnet til tilstrekkelig.

7.5.3 Beregning av torsjonsarmering

Som vist i beregninger i avsnitt 7.5.1 er det dimensjonerende torsjonsmomentet høyere enn kapasiteten, og det er behov for torsjonsarmering. Både bøy- og lengdearmering kan ivareta torsjonskrefter, og torsjonsarmering utføres derfor som en kombinasjon av lukkede bøyer og lengdearmering [18, s. 82].

I snittet hvor største torsjonsmoment opptrer, er tverrsnittet i tillegg påkjent av et bøyemoment i langsgående retning. I vedlegg E.4 er det beregnet at spennarmering kan ta hele bøyemomentet, og slakkarmeringen kan dermed benyttes som torsjonsarmering. Innlagst slakkarmering i tverrsnittet er funnet i del 3.5.2 og som vist i Tabell 7-9. Se Figur 3-8 for benevnelse av tverrsnittsdeler.

Tverrsnittsdel	Antall, diameter og senteravstand	A_s [mm ²]
Del 1/del 3, UK	17 ϕ 16s150	3418 mm ²
Del 1/del 3, OK	17 ϕ 16s150	3418 mm ²
Del 2, UK	28 ϕ 25s150	13744 mm ²
Del 2, OK	29 ϕ 20s150	9110 mm ²

Tabell 7-9: Armering i tverrsnittet, beregnet i del 3.5.2.

Lengdearmering

Nødvendig torsjonsarmering i lengderetningen bestemmes av følgende formel [7, s. 93]:

$$\frac{\sum A_{sl} \times f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta$$

Samlet nødvendig armeringsmengde er bestemt til å være $\sum A_{sl} = 22524 \text{ mm}^2$. Nødvendig armeringsmengde på grunn av torsjon, er mindre enn den samlede innlagte armeringen i del 2 av tverrsnittet, $\sum A_{sl,del2} = 22854 \text{ mm}^2$. Det er derfor valgt å gå videre med innlagt lengdearmering som fordeles rundt den tilgjengelige omkretsen for torsjon, beregnet ved følgende formel:

$$o_{torsjon} = 2 \times (b - 2 \times c_{nom,slakk,uk}) + 2 \times (h - c_{nom,slakk,uk} - c_{nom,slakk,ok}) = 9460 \text{ mm}$$

Med 57 armeringsstenger, gir dette en nødvendig senteravstand på:

$$s_{slakk} = \frac{o_{torsjon}}{n_{minimum}} = 170 \text{ mm}$$

Stengene i lengderetning er ordnet etter anbefaling i EK2-1-1, 9.2.3 (4) som sier at det bør plasseres minst en stang i hvert hjørne, mens de øvrige fordeles jevnt rundt den innvendige omkretsen av bøyene.

Lengdearmeringen i tverrsnittet blir dermed som bestemt i del 3.5.2.

Bøylearmering

Bøylene antas å ha en diameter på 16 millimeter, slik som bøylere på grunn av skjærkrefter.

Armeringsmengde per meter beregnes med formelen under [18, s. 84]:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd}} \times \tan \theta = 1142 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Torsjonsbøylene plasseres i ytterkant av omkretsen, rundt skjærbøylene. Den maksimale senteravstanden til bøylene begrenses av ulike krav i EK2-1-1. Blant annet bør ikke senteravstand i lengderetning mellom torsjonsbøylere overskride, $u/8$, i henhold til EK2-1-1, 9.2.3(3). Her er u tilgjengelig omkrets lengdearmeringen kan fordeles rundt. Ingen av begrensningene til maksimal senteravstand blir dimensjonerende, da nødvendig mengde gir en maksimal senteravstand på:

$$s \leq \frac{A_{\emptyset 16}}{A_{sw}} \leq 176 \text{ mm}$$

For å få overensstemmelse med senteravstanden til skjærarmering, legges det bøylere for torsjon som $\emptyset 16 \text{ s } 150$.

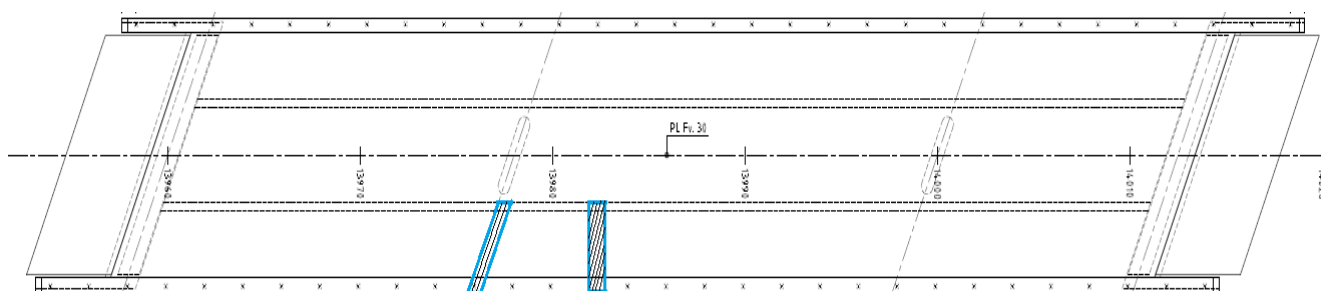
7.6 Armering i tverretning

I følge Kompendium i bru-prosjektering punkt 6.1.3 skal det tas hensyn til lokale lastvirkninger i bruas tverretning. Denne lastvirkningen kommer av trafikklaster på overbygningens flenser, samt egenvekt av flens, belegning, kantragere og rekkverk. Disse lastpåkjenningene kan føre til betydelige moment og skjærkrefter. Fullstendig beregning er utført i vedlegg E.5 og resultatene er presentert i det følgende.

7.6.1 Beregning av dimensjonerende moment

Statisk system og lastpåkjenning

For å kontrollere kapasiteten til tverrarmeringen i bruplata, er flensene modellert som utkragerbjelker med fast innspenning til steget. Figur 7-14 og Figur 7-15 illustrerer det statiske systemet, samt lastpåkjenning ved henholdsvis LM1 og LM2, tidligere omtalt i del 4.3.1. Den forenklete utkrageren, er modellert normalt på lengdeaksen, med armering parallelt med utkrageren. Brua i det foreliggende tilfellet har skjeve opplegg som fører til skråstilling av den betraktede utkrageren, samt en skrå armeringsføring. Se illustrasjon av forenklingen i Figur 7-13. Ved dimensjonering er det valgt å benytte den forenklete modellen, og nøyaktighet av denne fremstillingen er videre diskutert i kapittel 10.

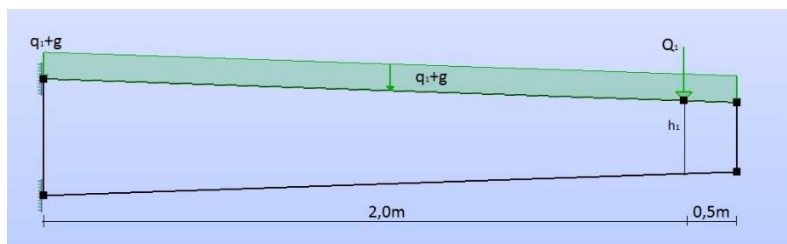


Figur 7-13: Illustrasjon av forenkling av utkrager.

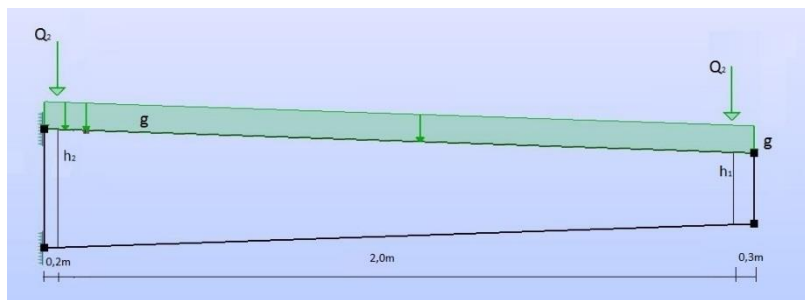
Punktlastene illustrer trykkraften fra ett dekk. Da last i kjørebane 2 og 3 vil virke avlastende for moment i innspenning, er det konservativt å betrakte lastpåvirkning i kjørebane 1 alene.

Lastbidragene fra egenvekt av belegning, kantdragere og rekkverk er også tatt med i beregning av dimensjonerende krefter i innspenningen. Lastfaktorene som er benyttet ved kontroll i tverretningen er bestemt i henhold til [11, s. 19], og er for egenvekt og trafikk satt til følgende verdier:

$$\gamma_g = 1,20 \quad \gamma_{tr} = 1,35$$



Figur 7-14: Illustrasjon av statisk system, samt lastpåkjenning ved LM1.



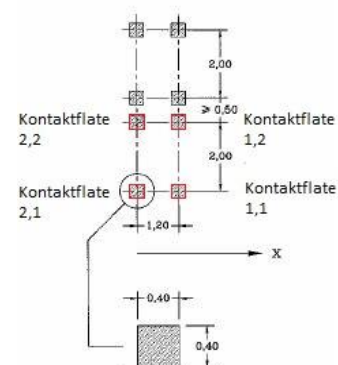
Figur 7-15: Illustrasjon av statisk system, samt lastpåkjenning ved LM2.

Kontaktflater

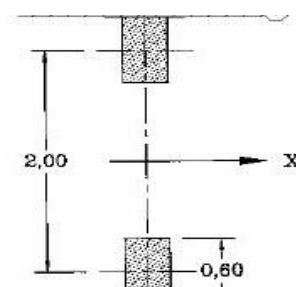
Kontaktflaten ved LM1 har lengde og bredde på 0,4 meter. Avstanden mellom akslingslastene er satt til 2 meter, mens avstanden fra ytterkant av den teoretiske kjørebanelen og inn til punktlasten er 0,5 meter [5, s. 38]. Se Figur 7-16 for illustrasjon av kontaktflate i LM1 og Figur 7-14 for plassering av punktlasten.

Da lengden på utkrageren er 2,5 meter, er det kun «plass» til kontaktflatene 1,1 og 2,1, på Figur 7-16. Dette anses som en konservativ betraktning, da last i kontaktflate 1,2 og 2,2 vil virke avlastende på momentet i innspenningen.

Figur 7-17 illustrerer lastpåkjenning ved lastmodell 2. Lasten her består av to punktlasten. Den ytterste kontaktflaten er plassert lengst ut på kjørebanelen, for å oppnå mest ugunstige effekt i innspenning. Også her er avstanden mellom de to akslingslastene 2 meter. Da lasten plasseres lengre ut, er det plass til begge akslingslastene på utkrageren. Lastfordelingen er illustrert i Figur 7-15.



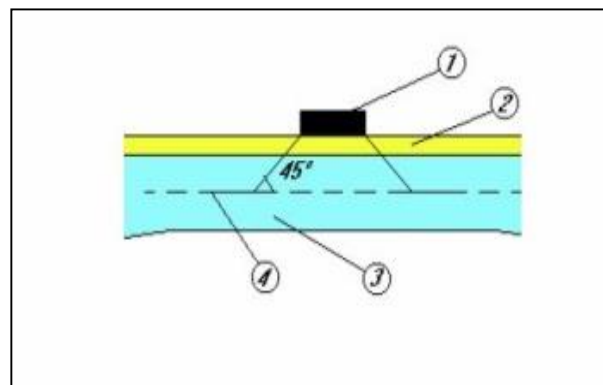
Figur 7-16: Illustrasjon av kontaktflater ved LM1.



Figur 7-17: Illustrasjon av kontaktflater ved LM2.

Projisert areal

For å bestemme opptredende moment fra punktlastene er influenslinjer benyttet. Influenslinjene gir en faktor, μ , som benyttes i videre bestemmelse av moment. Faktoren μ er basert på kontaktflaten til punktlasten. Kontaktflatene må projiseres ned til midten av betongdekket, punkt 4 i Figur 7-18, hentet fra EK1-2. Beregning av projisert areal er vist i vedlegg E.5.



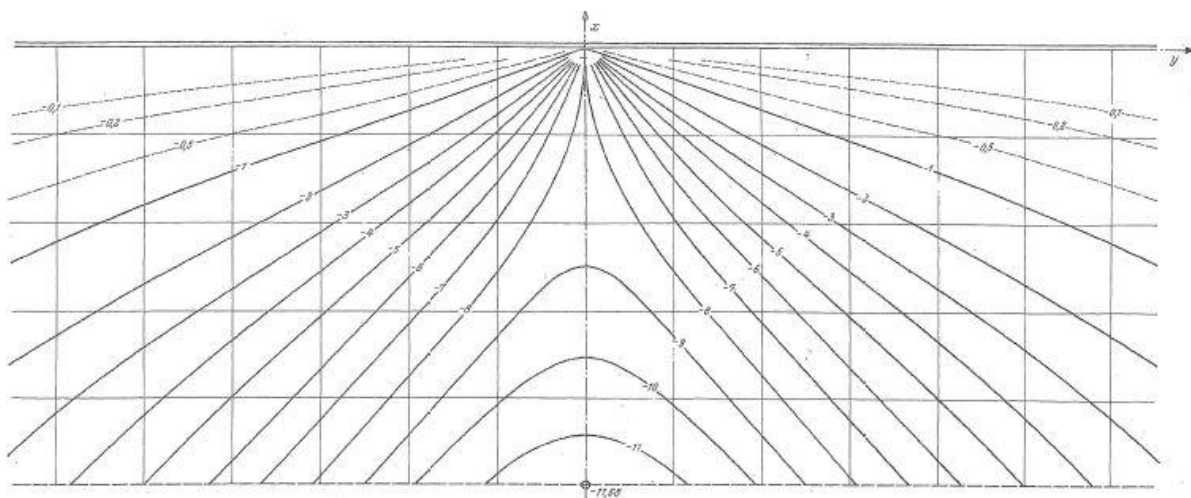
Figur 7-18: Projisert areal under kontaktflater. Hentet fra EK1-2, Figur 4.4.

Ved betraktning av akslingslast nær innspenning for LM2, vil deler av det projisert arealet beliggende i steget neglisjeres.

Dette er en konservativ betraktning, da dette ville gitt en avlastende effekt.

Faktor fra influensfelt

Figur 7-19 illustrerer influensfelt for en plate med en fast innspent rand og en fri rand. Figuren er hentet fra [36]. Kontaktarealet til punktlastene plasseres i relativ avstand til hverandre, og verdien for μ hentes ut som en middelvei innenfor det projiserte arealet.



Figur 7-19: Verdier for μ for en fast innspent rand og en fri rand. Hentet fra [36].

Dimensjonerende moment i innspenning

Momentbidraget fra de ulike lastene legges sammen til et dimensjonerende moment. Moment fra egenlast fra flens og belegning, samt jevnt fordelt trafikklaster, for LM1, er beregnet med formelen for en utkraget bjelke med jevnt fordelt last [33]:

$$M_{\text{innspenning}} = \gamma_i \times \frac{g_i \times l_{\text{utkrager}}^2}{2} \times 1m$$

Kantdragere og rekkverk er representert som linjelaster langs kanten av bruoverbygningen. For å finne dimensjonerende moment i innspenningen, er linjelastene multiplisert med bredden som blir betraktet, 1 meter, og lengden på utkrageren. Følgende formel for moment er benyttet [33]:

$$M_{\text{innspenning}} = \gamma_i \times G_i \times l_{\text{utkrager}} \times 1m$$

Ved en fremstilling som benyttet over, behandles all påkjenning fra linjelasten som et moment i innspenningen. På denne måten anses all last som virkende i tverretning. Lasten tas både i lengde- og tverretning, slik at en fulldimensjonering i begge retninger blir en konservativ betraktning. Dette er nærmere diskutert i kapittel 10.

Moment fra punktlast er videre bestemt ut fra formelen under. Denne er utledet i samarbeid med professor Terje Kanstad.

$$M = P \times \int \frac{M(x,y)}{8\pi} dA \text{ forenkles til } M = P \times \frac{\mu_{\text{middel}}}{8\pi}$$

Resultat av beregninger gjort i vedlegg E.5, er presentert i Tabell 7-10.

Lastmodell	m_{middel}	$M_{\text{egenvekt, flens}}$	$M_{\text{trafikk, } q_1}$	M_{Q_i}	$M_{\text{belegning}}$	M_{rekkverk}	$M_{\text{kantdrager}}$	M_{total}
LM1, kontaktfl. 1,1	10,5	42 kNm	23 kNm	85 kNm	13 kNm	4,5 kNm	22 kNm	252 kNm
LM1, kontaktfl. 2,1	7,8	42 kNm	23 kNm	63 kNm	13 kNm	4,5 kNm	22 kNm	
LM2, ved ende	10,9	42 kNm	-	117 kNm	13 kNm	4,5 kNm	22 kNm	286 kNm
LM2, ved innspenning	8,2	42 kNm	-	88 kNm	13 kNm	4,5 kNm	22 kNm	

Tabell 7-10: Resultat av beregninger for dimensjonerende moment i innspenning.

Som vist i Tabell 7-10 blir LM2 den dimensjonerende lastmodellen. Kontroll mot momentkapasiteten utføres dermed kun for LM2.

7.6.2 Momentkapasitet i innspenning

For å bestemme momentkapasitet per meter bredde i innspenning, er formler fra [34] benyttet.

Innlagt armeringsmengde med dimensjonene Ø20s150 gir en samlet mengde per meter bredde på

$A_{s,flens,ok} = 2094 \frac{mm^2}{m}$, og påfølgende trykksonehøydefaktor, α_{tverr} , er i vedlegg E.5 bestemt til ha

verdien 0,131. Trykksonehøydefaktoren er videre benyttet til å bestemme momentkapasitet for det betrakte tværsnittet:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) \times f_{cd} \times d_{innspenning}^2 = 293 \text{ kNm}$$

Ved sammenligning av momentkapasiteten beregnet over og dimensjonerende moment fra Tabell 7-10, bestemmes kapasiteten for moment i tverretning som tilstrekkelig.

7.6.3 Skjærkraftkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft er bestemt ved å plassere lastenes projiserte areal for de to ulike lasttilfellene i en avstand d fra innspenningen. Det projiserte arealet avhenger av flensens tykkelse som igjen varierer. For å ta høyde for projisert areal og avstand d , plasseres lasten i en avstand 840 millimeter fra innspenning.

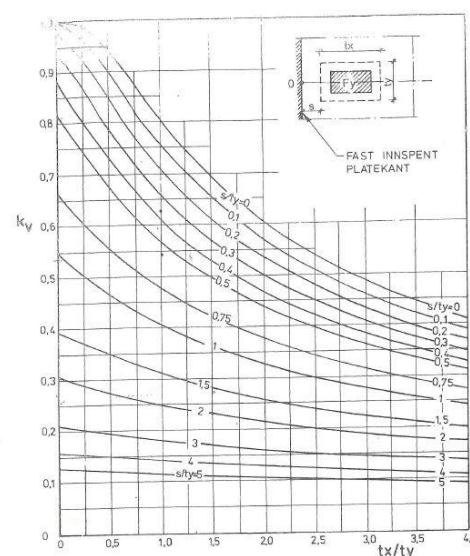
Høyden til flensen er her beregnet til 375 millimeter. Ved beregning av dimensjonerende skjærkraft er det nødvendig å beregne et projisert areal, på tilsvarende måte som for dimensjonerende moment. Etter samtale med professor Terje Kanstad, er det besluttet å betrakte én lastflate både i LM1 og LM2. Dette fordi punktlastene i kontaktflate 1,1 og 2,1, plassert med avstand 1,2 meter for LM1, ikke vil påvirke hverandre nær innspenning.

Dimensjonerende skjærkraft

Diagram 4.1 i [38], gjengitt som Figur 7-20, gjelder for en fast innspent platekant og en fri platekant. Dette diagrammet benyttes for å lese av verdier for faktoren k_v , som brukes ved beregning av opptredende skjærkraft. Denne faktoren tar hensyn til at lasten virker i både lengde- og tverretning. For LM1 og LM2 er denne beregnet til henholdsvis 0,20 og 0,55.

Opptredende skjærkraft i innspenningen, en meter innover i planet, finnes dermed ved formelen [38]:

$$V_{Qi} = k_{v,i} \times \frac{Q_i}{t_y} \times 1m \times \gamma_{tr}$$



Figur 7-20: Diagram for bestemmelse av skjærkrefter. Hentet fra [38].

Videre er skjærkraft fra egenvekt av flens og belegningsvekt, samt jevnt fordelt trafikklaster for LM1, bestemt ved bruk av formelen for en utkrager [38]:

$$V_g = \gamma_i \times g_i \times l_{utkrager} \times 1m$$

Bidrag fra kantdrager og rekkverk bestemmes ved følgende formel:

$$V_{G,i} = \gamma_i \times G_i \times 1m$$

For jevnt fordelt trafikklaster er tilsvarende formel benyttet for å beregne bidrag til skjærkraft. Bidrag til dimensjonerende skjærkraft er vist i Tabell 7-11.

	$V_{egenvekt}$	$V_{belegning}$	$V_{kantdrager}$	$V_{Rekkverk}$	V_{q1}	V_{Qi}	V_{Ed}
LM1	33 kN	8,8 kN	8,8 kN	1,8 kN	18 kN	41 kN	111 kN
LM2	33 kN	8,8 kN	8,8 kN	1,8 kN	-	168 kN	221 kN

Tabell 7-11: Resultat av beregnet dimensjonerende skjærkraft i innspenningen for LM1 og LM2.

Skjærkraftkapasitet

Kapasitet for skjærkraft kontrolleres etter EK2-1-1, 6.2, med følgende innlagt armering:

$$A_{s,flens,ok} = 2094 \frac{mm^2}{m}$$

Skjærkraftkapasitet beregnes med følgende formel:

$$V_{Rd,tverr} = \left[C_{Rd,c} k_{tverr} (\rho_{1,skjær} 100 f_{ck})^{1/3} \right] b_{tverr} d_{innspenning}$$

Kontroll mot dimensjonerende skjærkraft viser en utnyttelsesgrad for skjærkraftkapasitet i tverretning på 101,2 %. Overskridelse av kapasitet er imidlertid ikke stor og etter samtale med professor Terje Kanstad er det besluttet at skjærkraftkapasiteten for flensene kan ansees som tilstrekkelig. Denne betrakningen antas å være akseptabel, da all egenlast her er antatt virkende i tverretning. Dette vurderes nærmerer i kapittel 10. Det er derfor ikke behov for skjærarmering i flensene eller økning av flenstykkelser.

7.7 Kontroll for gjennomlokkingsbrudd i brutverrsnittets flens

Plater kan oppleve lokalt skjærbrudd rundt en konsentrert skjærkraft. Dette kalles gjennomlokkingsbrudd [18, s. 403]. På bakgrunn av dette foretas en dimensjonering for skjærkraft i henhold til EK2-1-1, 6.4. Konsentrert skjærkraft kan skyldes konsentrert last virkende på et relativt lite lastareal, A_{load} . For det foreliggende tilfellet vurderes gjennomlokkingsbrudd i flens for

akslingslast i LM2, $Q_2 = 200$ kN. Kontaktflate for LM2 er funnet fra dekkets lengde og bredde, l_{dekk} og b_{dekk} , i vedlegg E.5 og lastareal blir som følger:

$$A_{load} = l_{dekk} b_{dekk} = 210000 \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasitet kontrolleres i arealet innenfor kritisk kontrollsnitt, A_{cont} . Dette avgrensnes av lastareal og omkrets av kritisk kontrollsnitt, u_1 . Det følger av EK2-1-1, 6.4.2(1), at u_1 kan antas opptredende i avstand $2,0d$ fra belastet flate. Ved beregning av effektiv flenstykkelser er det valgt å betrakte flenstykkelser som en gjennomsnittsverdi av tykkelse ved innspenning mellom steg og flens, og tykkelse ved flenses ende. Effektiv flenstykkelser kan videre finnes fra følgende ligning [7]:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = 255 \text{ mm}$$

der d_y og d_z er effektiv flenstykkelser i to ortogonale retninger. Omkrets av kritisk kontrollsnitt, u_1 , finnes fra EK2-1-1, 6.4.2, Figur 6.13:

$$u_1 = 2((l_{dekk} + 4d) + (b_{dekk} + 4d)) = 5980 \text{ mm}$$

I henhold til EK2-1-1, 6.4.3(1) skal dimensjonering for påvisning av skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster kontrolleres ved lastarealets kant med omkrets u_0 , og ved det kritiske kontrollsnittet med omkrets u_1 . Dersom det er behov for skjærarmoring skal kontroll utføres i et ytterligere kontrollsnitt med omkrets $u_{out,ef}$ hvor det ikke lenger er behov for skjærarmoring. Videre følger det av EK2-1-1, 6.4.3(2) hvilke kontroller som skal utføres:

- Kontroll av største skjærspenning ved konsentrert last ved lastarealets kant:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- Kontroll av skjærspenningskapasitet uten skjærarmoring:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- Dersom skjærspenningskapasitet uten skjærarmoring ikke gir tilstrekkelig kapasitet, $v_{Ed} \geq v_{Rd,c}$, skal skjærarmoring legges i henhold til EK2-1-1, 6.4.5 slik at

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

v_{Ed} er største skjærspenning ved konsentrert last ved søylens kant, og $v_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last langs det aktuelle kontrolltverrsnittet. Videre er $v_{Rd,c}$ dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmoring langs det aktuelle kontrolltverrsnittet. $v_{Rd,cs}$ er

dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last, med skjærarmoring langs det aktuelle kontrolltverrsnittet.

Dimensjonerende skjærspenning ved kontrollsnitt

Dimensjonerende skjærkraft, $V_{Ed} = Q_2$, virker over arealet begrenset av omkretsen av kontrollsnittet, u_1 , og flatdekkets effektive tykkelse, d_{eff} . Dimensjonerende skjærkraft antas uniformt distribuert rundt kontrollsnittet [18, s. 405]. Dimensjonerende skjærspenning kan videre finnes fra:

$$v'_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d_{eff}}$$

Ved usymmetrisk last, ulike spennvidder og/eller ulike randbetingelser som fører til momentoverføring fra et dekke til en søyle, vil ikke dimensjonerende skjærkraft i realiteten være uniformt distribuert rundt kontrollsnittet. Undersøkelser viser at skjærspenningskapasiteten reduseres som følge av en slik momentoverføring. Dette kan tas hensyn til ved å skalere den uniformt distribuerte skjærspenningen, v'_{Ed} , med en faktor $\beta \geq 1,0$ [18, s. 406]. For det foreliggende tilfellet er β satt til 1,0 i samråd med veileder, professor Jan Arve Øverli. Videre følger største skjærspenning av EK2-1-1, 6.4.3(3):

$$v'_{Ed,u1} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d_{eff}} = 0,13 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenning ved lastarealets kant

Dimensjonerende skjærspenning ved lastarealets kant bestemmes på samme måte som ved kritisk kontrollsnitt. Omkrets av søylekant finnes fra, EK2-1-1, 6.4.5(3):

$$u_0 = 2l_{dekk} b_{dekk} = 1900 \text{ mm}$$

Videre finnes tilhørende dimensjonerende skjærspenning ved lastarealets kant fra EK2-1-1, 6.4.5(3):

$$v'_{Ed,u0} = \beta \frac{V_{Ed}}{u d_{eff}} = 0,41 \text{ MPa}$$

Kapasitetskontroll for gjennomlokkingsbrudd

Skjærkraftkapasitet i lengde- og tverretning er funnet i del 7.4 og 7.6.3. Disse benyttes for å finne tilsvarende skjærspenningskapasitet for kontroll mot dimensjonerende skjærspenning.

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w d_{middel, støtte}} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,tverr} = \frac{V_{Rd,tverr}}{b_{tverr} d_{innspenning}} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$v'_{Ed,u1} < \begin{cases} v_{Rd,c} \\ v_{Rd,tverr} \end{cases} \rightarrow OK$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet ved lastarealets kant er gitt i EK2-1-1, NA.6.4.5(3):

$$v_{Rd,max} = 0,4v_{cd} = 7,53 \text{ MPa} \leq \frac{1,6v_{Rd,c}u_1}{\beta u_0} = \begin{cases} 5,14 \text{ MPa i lengderetning} \\ 2,62 \text{ MPa i tverretning} \end{cases}$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,492 \text{ er gitt i NA.6.2.2(6)}$$

$$v_{Rd,max} = \begin{cases} 5,14 \text{ MPa i lengderetning} \\ 2,62 \text{ MPa i tverretning} \end{cases}$$

$$v'_{Ed,u0} < v_{Rd,max} \rightarrow OK$$

Skjærkraftkapasitet ved konsentrert last finnes tilstrekkelig og det er ikke behov for skjærarmring for gjennomlokking.

8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensekontroll av en konstruksjon skal sikre at bruks-, bestandighets- og formålskrav ivaretas gjennom brukstiden [18, s. 5]. Kontroll i bruksgrensetilstand gjennomføres i henhold til kapittel 7 i EK2-1-1. Der er følgende begrensninger påkrevd:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

For etteroppspente betongkonstruksjoner med injiserte utsparingsrør, kan spennbetongtverrsnittet beregnes som et vanlig armert tverrsnitt, bortsett fra at spennarmeringen er påført en gitt forhåndstøying, som representeres ved en tøyingsdifferanse mellom spennstålet og betongen [18, s. 249].

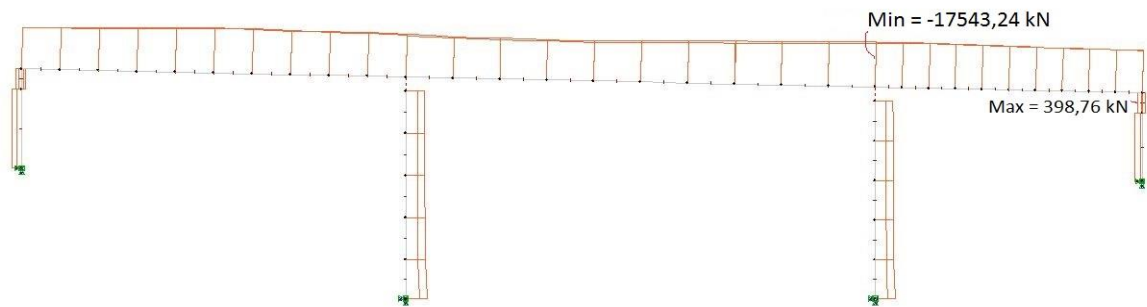
Beregninger utføres ved å betrakte tverrsnittet som opprisset eller uopprisset. Tilstandene karakteriseres som følger [39]:

- Stadium I: Uopprisset tilstand
 - Betongen har lineære egenskaper. Hele tverrsnittshøyden bidrar til stivhet. Betongen har både trykk- og strekkkapasitet.
- Stadium II: Opprisset tilstand
 - Betongen har lineære egenskaper. Kun betong i trykksonehøyden bidrar til stivhet. Betongen har kun trykkkapasitet. Ikkelineær moment- krumningsrelasjon.

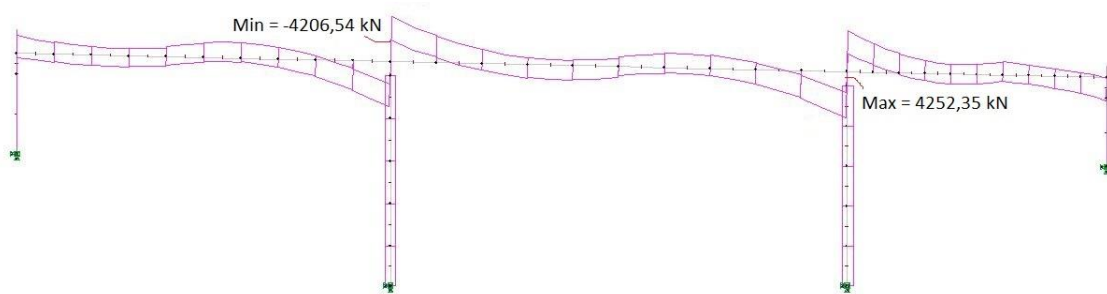
8.1 Presentasjon av resultater i SLS

De ulike lastkombinasjonene for bruksgrensetilstand, *karakteristisk lastkombinasjon*, *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*, er beregnet i NovaFrame. Verdier for lastfaktorer i de ulike kombinasjonene er presentert i del 4.6, Tabell 4-13. Resultatene av analysen er illustrert ved diagrammene under. Verdier fra diagrammene benyttes i videre dimensjonering i bruksgrensetilstand.

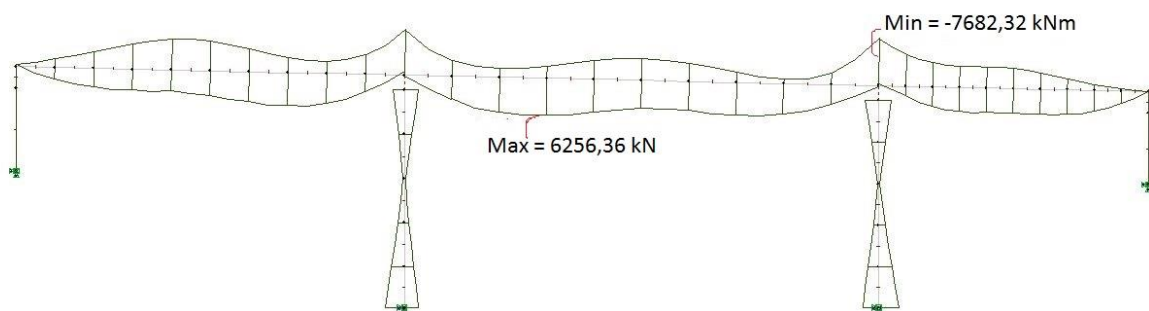
8.1.1 SLS, karakteristisk lastkombinasjon



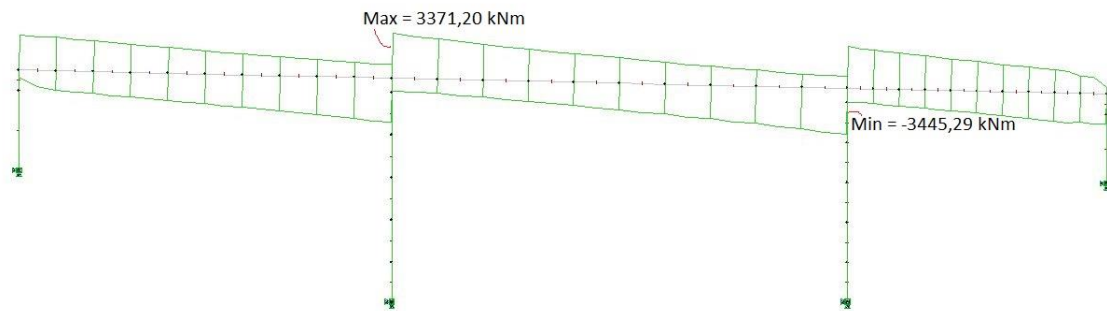
Figur 8-1: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.



Figur 8-2: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

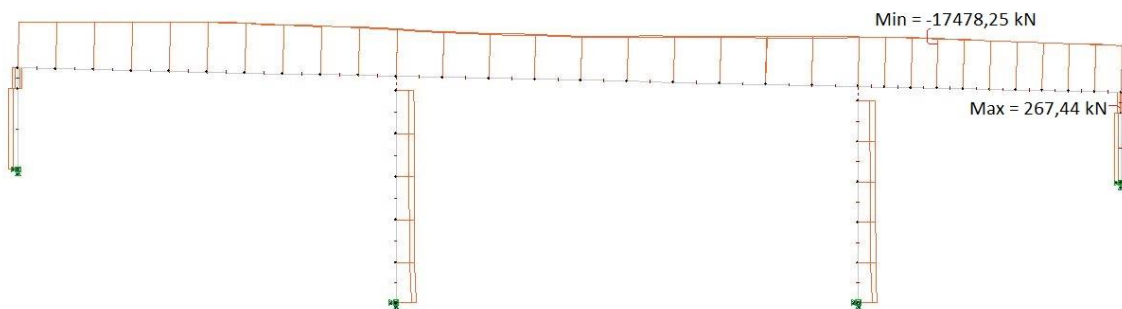


Figur 8-3: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

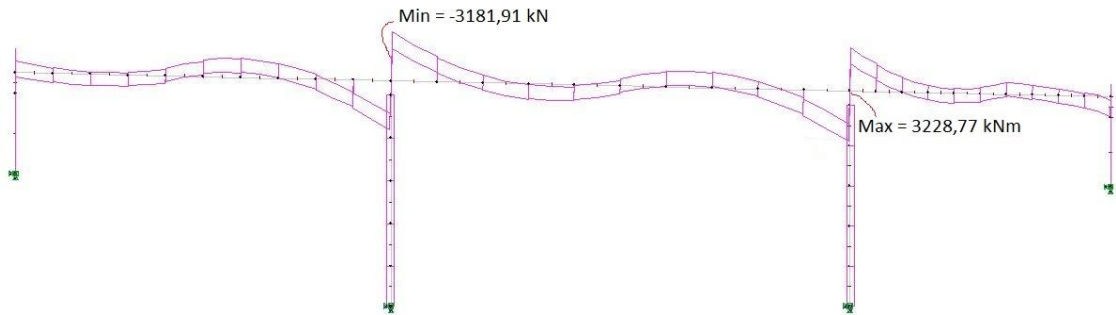


Figur 8-4: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

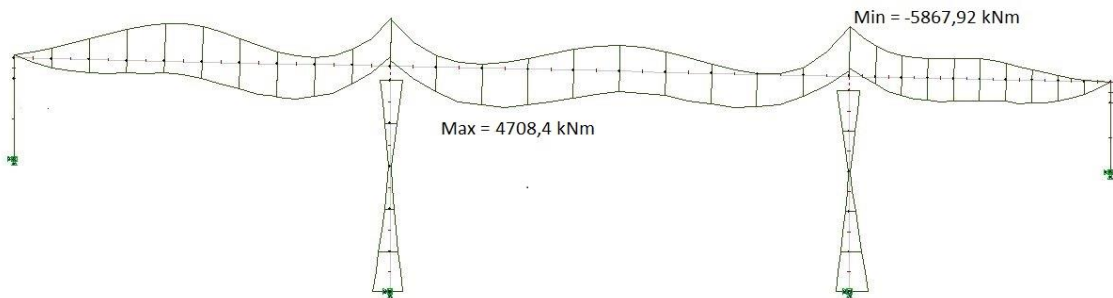
8.1.2 SLS, ofte forekommende



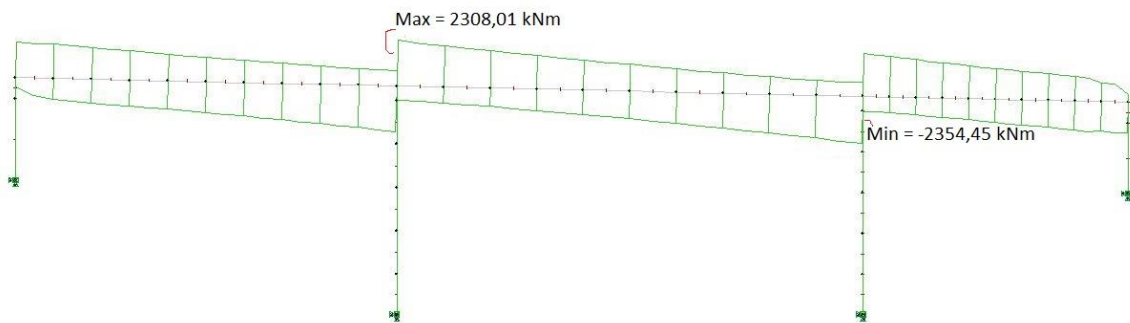
Figur 8-5: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Karakteristisk 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.



Figur 8-6: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

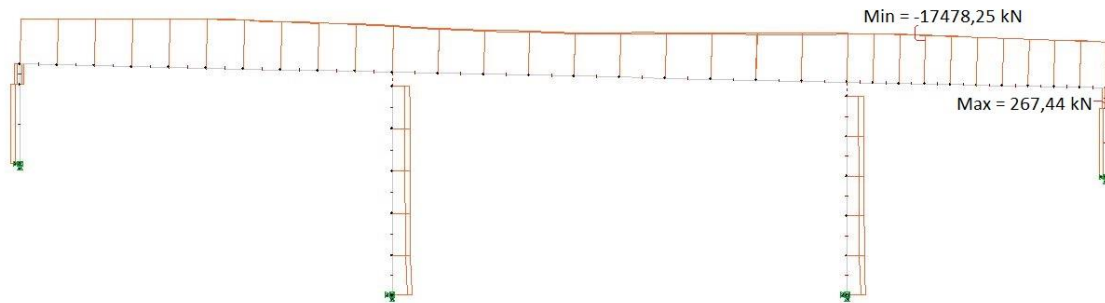


Figur 8-7: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

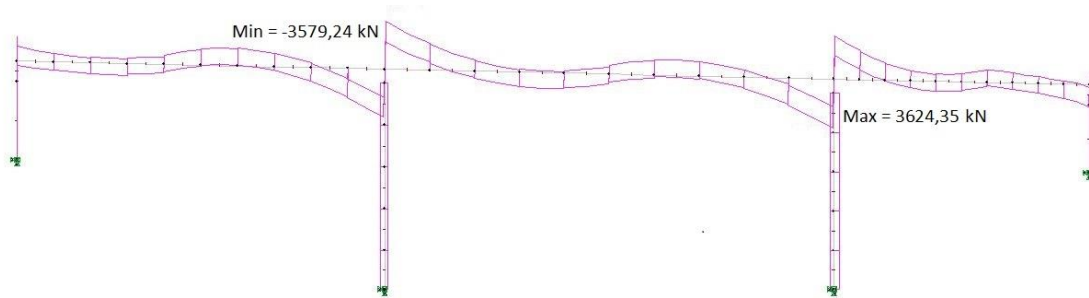


Figur 8-8: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Ofte forekommende 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

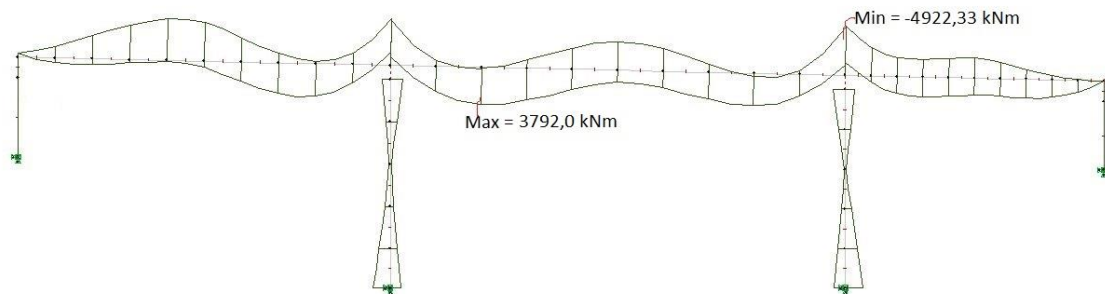
8.1.3 SLS, tilnærmet permanent lastkombinasjon



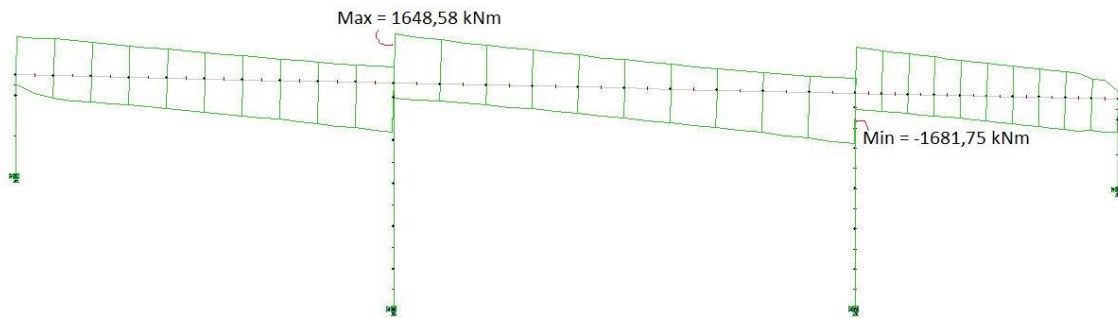
Figur 8-9: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.



Figur 8-10: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.



Figur 8-11: Momentdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.



Figur 8-12: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon SLS Tilnærmet permanent 100 år. Figur hentet fra NovaFrame.

8.2 Dimensjonering i bruksgrensetilstand

8.2.1 Spenningsbegrensning

Trykkspenninger skal begrenses for å unngå store riss i lengderetningen, mikroriss eller store kryptformasjoner [39]. Spenningsbegrensninger og krav er omtalt i EK2-1-1, 7.2.

Riss kan redusere bruas bestandighet. Disse kan oppstå i lengderetning dersom spenningene for karakteristisk lastkombinasjon overskrider kritisk verdi. Dersom det ikke er gjort tiltak i form av eksempelvis økt mengde armering eller bruk av tverrarmering, stiller EK2-1-1, 7.2(2) krav til høyeste verdi for trykkspenning i betongen. Dette kravet er satt til $k_1 f_{ck}$ og gjelder for bruer i eksponeringsklasse XD , XF og XS . Verdi for faktoren k_1 finnes til 0,6 fra EK2-1-1, NA.7.2(2). I del 3.1 er eksponeringsklasse for brua i det foreliggende tilfellet satt til XD og XC , som gir følgende krav til betongspenninger for karakteristisk lastkombinasjon:

$$\sigma_{c, kar} \leq 0,6 f_{ck}$$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon antas lineær kryptøyning i betongen, i henhold til EK2-1-1, 7.2(3). For at antakelsen skal være gyldig, må spenningene begrenses til $k_2 f_{ck}$.

Verdi for faktoren k_2 finnes til 0,45 fra Nasjonalt tillegg i EK2-1-1. Dersom spenningen i betongen overskrider denne verdien, følger det av [7, s. 116] at ikke-lineær tøyning i betongen må antas. Spenningsbegrensning for tilnærmet permanent lastkombinasjon angis i det følgende:

$$\sigma_{c, perm} \leq 0,45 f_{ck}$$

For å hindre uakseptabel opprissing eller deformasjon angir EK2-1-1, 7.2(5) flere krav til spenningsbegrensning for slakkarmering og spennarmering. Strekkspenning i slakkarmeringen ved

karakteristisk lastkombinasjon skal ikke overskride $k_3 f_{yk}$. Dersom spenningen forårsakes av påført deformasjon, er spenningsbegrensningen i strekk satt til $k_4 f_{yk}$. Spenningsbegrensning for gjennomsnittsspenningene i spennarmeringen er satt til $k_5 f_{pk}$. Med verdier for k_i fra EK2-1-1, 7.2(5) blir uttrykkene som følger:

$$\sigma_{s,strekk} \leq 0,8 f_{yk}$$

$$\sigma_{s,deformasjon} \leq 1,0 f_{yk}$$

$$\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$$

8.2.2 Beregning av dimensjonerende spenninger

Spenningsberegning ved uopprisset betong, Stadium I

Forspente konstruksjoner med små dimensjonerende strekkspenninger i bruksgrensetilstanden, kan antas uopprisset [18, s. 253]. For å beregne de opptredende spenningene er transformert tverrsnitt, A_t , beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, y_t , og det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment, I_t , beregnet. Beregninger er gjort i vedlegg F. Videre er spenninger i betongen beregnet fra følgende formel [18, s. 253]:

$$\sigma_{c,i} = \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \times (y - y_t)$$

Ved å sette inn aktuell verdi for y med riktig fortegn i formelen, kan betongspenninger beregnes på ethvert nivå i tverrsnittet. For det foreliggende tilfellet og i henhold til HBN400 er spenningsberegninger gjort for lastkombinasjonene *karakteristisk lastkombinasjon* og *tilnærmet permanent* lastkombinasjon. Resultat av beregninger er presentert i Tabell 8-1 under. Negativ verdi indikerer trykkspenning, mens positiv verdi er strekkspenning. Opptredende trykkspenninger, $\sigma_{c,Ed}$, kontrolleres mot spenningsbegrensningene, $\sigma_{c,Rd}$, presentert i del 8.2.1. Resulterende strekkspenninger, $\sigma_{t,Ed}$, kontrolleres mot grenseverdien, $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$, angitt i EK2-1-1, Tabell 3.1. Høyeste momentverdier ble funnet over søyle i akse 3 og i felt 2 og spenningskontroller er dermed utført i disse snittene.

Karakteristisk						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,kar}$	Kontroll	f_{ctm}	$S_{t,Ed}$	Kontroll
Søyle akse 3	-27 MPa	-9,9 MPa	OK	3,8 MPa	3,5 MPa	OK
Midtfelt, felt 2	-27 MPa	-7,3 MPa	OK	3,8 MPa	2,0 MPa	OK
Tilnærmet permanent						
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,perm}$	Kontroll	f_{ctm}	$S_{t,Ed}$	Kontroll
Søyle akse 3	-27 MPa	-7,4 MPa	OK	3,8 MPa	1,2 MPa	OK
Midtfelt, felt 2	-27 MPa	-5,4 MPa	OK	3,8 MPa	0,27 MPa	OK

Tabell 8-1: Resultat av beregnede spenninger i bruksgrensetilstand.

Resultatene presentert i Tabell 8-1 viser at spenningene i betongen ikke overskrider dens trykk- eller strekkfasthet i noen av lastkombinasjonene. Tverrsnittet kan dermed anses som uopprisset og kontroll i Stadium II er ikke nødvendig.

Ved innledende analyser i NovaFrame ble det gjort en feil i lastkombineringen. Resultatene av beregnede spenninger i bruksgrensetilstand var dermed høyere slik at spenninger ved enkelte snitt og lastkombinasjoner overskred grenseverdien. Tverrsnittet ble dermed antatt opprisset i de aktuelle lastkombinasjonene, og spenningsberegninger i Stadium II ble gjennomført. Da denne prosessen var relativt tidkrevende er det valgt å presentere beregningsmetoden som ble brukt for spenningsberegningene i Stadium II. Dette styrker opp om oppgavens formål og fremstillingsmåte som læringsrapport. Beregningene gjort med tidligere verdier for opptredende spenninger er vist i vedlegg F.2. Det er valgt å beholde samtlige utregninger hvor tverrsnittet tidligere klassifiseres som opprisset, for å vise omfanget av arbeidet som ble gjort, samt for å gi oppgaven størst mulig grad av læringsutbytte.

Spenningsberegning ved opprisset tverrsnitt, Stadium II

Ved beregninger i Stadium II antas det at tverrsnittet risser i strekksonen. Dette fører til en reduksjon av tverrsnittets bøyestivhet. Spenninger i trykksone og armering må dermed kontrolleres på ny. For et spennarmert tverrsnitt med kombinert aksialkraft og moment, vil bøyestivheten i Stadium II endre seg med størrelsen av momentet. Som følge av dette, er det nødvendig å slå sammen alle

lastvirkningene til en kombinasjon av moment og aksialkraft, og en midlere E-modul [18, s. 266].

Kontroller i Stadium II gjennomføres for de snitt og lastkombinasjoner hvor opptredende spenninger overskrider grenseverdier for Stadium I.

Følgende forutsetninger er gjeldende for beregninger i Stadium II [18, s. 266]:

- Navier/Bernoullis hypotese er gyldig
- Betong i trykk og stål er lineært elastiske
- Betong antas å ikke ha strekkfasthet

Spenningsberegning i Stadium II for tverrsnitt som kan ansees som rektangulære

Trykksonehøyden for T-tverrsnittet finnes ved likevektsbetraktning mellom ytre og indre krefter, samt tøyningene som oppstår. T-tverrsnitt med trykksonehøyde i flens eller i underkant av steg kan ansees som et rektangulært tverrsnitt i likevektsbetraktningen. Nøytralakse for opprisset tverrsnitt kan finnes ved grafisk løsning eller ved bruk av *Problemløseren* i Excel. I begge alternativer kan følgende formler, som forutsetter rektangulært tverrsnitt, benyttes [34]:

$$\sigma_{cA}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{bd_{middel, støtte}} \times \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \times \frac{1-\alpha}{\alpha}}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{b_w d_{middel, støtte}} \times \frac{2 \times (e_s + a)}{d_{middel, støtte}} \times \frac{1}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})}$$

$$a = \frac{M_{Ed}}{|N_{Ed}|}$$

$$e = d_{middel} - y_{eff}$$

Løsningen finnes ved å variere α frem til $\sigma_{cA} = \sigma_{cM}$. Dette vil være der hvor eventuelle grafiske fremstillinger har skjæringspunkt. Her er det valgt å bruke *Problemløseren* i Excel ved å angi at $\sigma_{cA} - \sigma_{cM} = 0$ ved å endre på verdien for α . *Problemløseren* gjennomfører en iterasjonsprosess for å oppfylle de gitte kravene. Verdien der $\sigma_{cA} = \sigma_{cM}$ må deretter kontrolleres mot kravet $\sigma_{c, Rd} = 27$ MPa.

Videre benyttes den resulterende spenningen i betongen til å finne tøyning i betong og tøyning ved spennarmering. Fra dette kan spenningsendringen i spennarmeringen etableres. Følgende formler benyttes:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{c,eff}}$$

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{cs} \times \frac{1-\alpha}{\alpha}$$

$$\Delta\sigma_p = (\Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{cs}) \times E_p$$

Relaksasjonstap, $\varepsilon_{tap,rel}$, er funnet i del 4.5. For å finne resulterende spenning i spennarmeringen må også friksjonstapet etableres i henhold til EK2-1-1, 5.10.5.2. Koeffisienter for friksjonstap, μ og k , finnes fra [12]. Avstand x langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max} , og spennkablenes totale vinkelendring, θ , leses av [14]. Fra dette kan friksjonstapet og resulterende spenning i spennarmering beregnes med formlene gitt under:

$$DP_m = P_{max} \left(1 - e^{-m(q+kx)}\right)$$

$$e_{tap,friksjon} = \frac{DP_m}{P_{max}}$$

$$e_{tap} = 1 - e_{tap,friksjon} - e_{tap,rel}$$

$$\sigma_p = \sigma_{pm0} \times e_{tap} + \Delta\sigma_p$$

Resulterende spenning i spennkablene, σ_p , kontrolleres mot grenseverdien for spennarmering angitt i del 8.2.1.

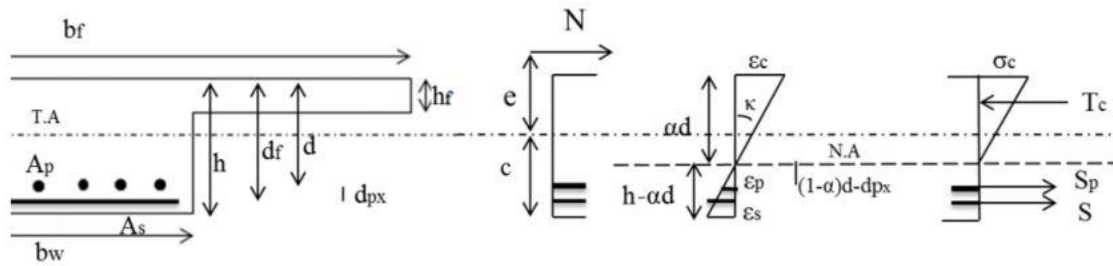
For kontroll av spenning i slakkarmering beregnes andre arealmoment for betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen med resulterende verdi for trykksonehøydefaktoren, α . Resulterende bøyestivhet, EI , for tverrsnittet og opptredende slakkarmeringsspenning, σ_s , kan dermed finnes:

$$S_s = E_s \frac{M_{Ed} (1 - \alpha) d_{middel}}{EI}$$

Resulterende spenning i slakkarmeringen, σ_s , kontrolleres mot grenseverdi for slakkarmering angitt i del 8.2.1.

Spenningsberegning i Stadium II for T-tverrsnitt med ukjent plassering av nøytralakse

I tilfeller hvor det ikke er klart hvor nøytralaksen ligger, og om trykksonehøyden strekker seg over både steg og flens, kan de formlene for rektangulært tverrsnitt presentert over benyttes for å finne et estimat over hvor nøytralaksen ligger. Dersom trykksonen strekker seg over både flens og steg, må følgende formler benyttes for å finne trykksonehøyde. Disse er utledet fra likevektsbetrakninger av Figur 8-13 hentet fra [35]:



Figur 8-13: Illustrasjon av lastpåvirkning. Hentet fra [35].

$$N_{felt,A}(\alpha) = [0,5E_c(\alpha d_{middel,felt} - h_f)b] + (0,5 \times E_c h_f b_f) + \left[-E_s A_{slakk,tot,felt} \left[\frac{h}{\alpha d_{middel,felt}} - 1 \right] + \left[-E_p A_{p,tot} \left[\left(\frac{h}{\alpha d_{middel,felt}} \right) - 1 - \left(\frac{d_{px}}{\alpha d_{middel,felt}} \right) \right] \right] \right]$$

$$N_{felt,M}(\alpha) = \frac{1}{e_{felt} + y} \times \left[\left[0,5E_c(\alpha d_{middel,felt} - h_f)b \times \left[\frac{2}{3} \times \alpha d_{middel,felt} - h_f + (h - \alpha d_{middel,felt}) \right] + \left[0,5E_c h_f b_f \left[\alpha d_{middel,felt} - \frac{1}{3} h_f \right] + (h - \alpha d_{middel,felt}) \right] + (-E_p A_{p,tot} d_{px}) \right] \right]$$

Løsningen finnes ved å variere α frem til $N_A = N_M$. Dette vil være der hvor eventuelle grafiske fremstillinger har skjæringspunkt. Her er det valgt å bruke *Problemløseren* i Excel ved å angi at $N_A - N_M = 0$ ved å endre på verdien for α . Videre benyttes den resulterende trykksonehøyden til å finne tverrsnittets bøyestivhet, EI , og opptredende slakkarmeringsspenning, σ_s . Denne kontrolleres mot spenningsbegrensningen for slakkarmering angitt i del 8.2.1. Da tøyningen over tverrsnittet er lineært, benyttes slakkarmeringsspenningen til å finne tøyning og spenningen i betongen.

$$e_s = \frac{S_s}{E_s}$$

$$k = \frac{e_s}{h - \alpha d_{middel}}$$

$$\varepsilon_c = \kappa \times \alpha \times d_{\text{middel}}$$

$$S_c = \rho_c E_c$$

Opptredende betongspenning kontrolleres mot kravet $\sigma_{c,Rd} = 27$ MPa.

Spennarmeringsspenningen finnes på samme måte som beskrevet for rektangulært tverrsnitt og kontrolleres mot spennarmeringsbegrensning for spennarmering angitt i del 8.2.1.

8.2.3 Spenningsbegrensning i tverretning

Bruksgrensekontroll er også nødvendig for tverrsnittets tverretning. I det følgende utføres det derfor spenningskontroll i tverretning, ved overgangen mellom steg og flens. Kontroll av spenninger utføres for lastkombinasjonene *karakteristisk* og *tilnærmet permanent* i henhold til HBN400, tilsvarende som for spenningsberegninger i lengderetning.

Spenningsberegninger er utført med bruk av tilsvarende statiske system som ble benyttet ved kontroll i bruddgrensetilstand av tverrsnittets kapasitet i tverretning. Det statiske systemet, samt lastpåvirkninger for LM1 og LM2, er illustrert i Figur 7-14 og Figur 7-15, i del 7.6.1. I overkant av flensen har innlagt armering dimensjonene $\varnothing 20 \times 150$. Det gir en samlet armeringsmengde på $A_{s,tverr} = 2094 \text{ mm}^2$ per meter bredde.

Opptredende moment i de to lastkombinasjonene er beregnet med samme fremgangsmåte som i bruddgrensetilstand. Moment som skyldes egenvekt av flens, belegningsvekt, samt vekt av kantdragere og rekkverk er inkludert i begge lastmodeller og for begge lastkombinasjoner. For LM1 er lastvirkning fra punktlast og jevnt fordelt last fra trafikk medregnet, mens for LM2 er bidrag fra punktlast fra trafikk inkludert. Moment fra trafikklast er beregnet med influenslinjer.

For å kunne beregne spenningene så nøyaktig som mulig, er det nødvendig å vite om tverrsnittet forblir uopprisset eller om det risser opp. I beregningene er derfor dimensjonerende moment kontrollert mot rissmomentet, M_{cr} . Dersom dimensjonerende moment er større enn rissmomentet, vil tverrsnittet måtte behandles som opprisset, Stadium II. Rissmomentet angir dermed overgangen mellom Stadium I og Stadium II, og beregnes ved følgende formel [37]:

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} \times f_{ctm} = 137 \text{ kNm}$$

Sammenligning av dimensjonerende moment og rissmoment for karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon, samt LM1 og LM2 er utført i vedlegg F.2, og er presentert i Tabell 8-2 under.

	Lastmodell 1	Lastmodell 2	Rissmoment	Kontroll
Karakteristisk	194 kNm	219 kNm	137 kNm	Ikke OK → risser opp
Tilnærmet permanent	131 kNm	144 kNm	137 kNm	Ikke OK → risser opp

Tabell 8-2: Rissmoment og beregnet opptredende moment i tverretning for LM1 og LM2 i Stadium I.

Resultatene i Tabell 8-2 viser at LM2 er dimensjonerende lasttilfelle for begge lastkombinasjoner. Kontrollen viser også at dimensjonerende moment overskrider rissmomentene i begge kombinasjonene. Videre må derfor tverrsnittet beregnes som opprisset, Stadium II.

For spenningsberegning i Stadium II er det beregnet ny trykksonehøyde og bøyestivhet for tverrsnittet ved hjelp av [37]. Her utsettes slakkarmeringen i overkant for strekkrefter, og betongen i underkant for trykkrefter. Verdiene sammenlignes mot kravene fra del 8.2.1 i Tabell 8-3.

	$\sigma_{tverr, kar}$	$\sigma_{tillatt}$	Kontroll
Slakkarmering, $\sigma_{s, tverr}$	172 MPa	400 MPa	OK
Betong, $\sigma_{c, tverr}$	9,5 MPa	27 MPa	OK

Tabell 8-3: Resultat av spenningsberegninger gjort for karakteristisk lastkombinasjon ved LM2.

Resultatene i Tabell 8-3, viser at spenningene er innenfor kravet og det ikke er behov for ytterligere tiltak for spenningsbegrensning i tverretning. Da opptredende moment for karakteristisk lastkombinasjon er høyere enn for tilnærmet permanent, vil også spenninger for denne lastkombinasjonen være under grenseverdien, og videre tiltak for spenningsbegrensning i tverretningen er ikke nødvendig.

8.2.4 Rissviddebegrensninger

Opprissing skal begrenses slik at konstruksjonen opprettholder sin tenkte funksjon og bestandighet, samt et akseptabelt utseende [18, s. 116]. I armerte betongkonstruksjoner som utsettes for bøyning, skjær, torsjon eller strekk, er opprissing er vanlig. I følge HBN400 skal rissviddeberegning utføres etter EK2-1-1, 7.3.4. Rissvidder skal kontrolleres for all armering i begge retninger [9, s. 89].

Grenseverdien, w_{max} , for den beregningsmessige rissvidden, w_k , fastsettes ut fra konstruksjonens planlagte funksjon og type. Verdien for w_{max} er gitt i Tabell NA.7.1N i EK2-1-1, og er avhengig av eksponeringsklassen til konstruksjonen og hvorvidt det er snakk om slakk- eller spennarmering. Kravene til rissvidder og beregnede rissvidder gjelder riss i overflata. Kontrollene skal relateres til aktuell armering [11, s. 55].

Tabell NA7.1N er gjengitt under som Tabell 8-4. Faktoren k_c tar hensyn til virkningen av større overdekningskrav enn bestandighetskravet. I henhold til EK2-1-1, NA.7.3.1(5) er k_c gitt av følgende uttrykk:

$$k_c = \frac{C_{nom}}{C_{min,dur}}$$

Tabell NA.7.1N – Grenseverdier av w_{max} (mm)

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

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

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

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

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

Tabell 8-4: Grenseverdier for w_{max} . Hentet fra EK2-1-1, NA.7.1.

I henhold til HBN400 punkt 7.7.1 skal rissvidder i bruksgrensetilstand kontrolleres for lastkombinasjonene *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*. For rissviddeberegning overstyres HBN400 de aktuelle verdiene for ψ_i angitt av EK2-1-1.

I det aktuelle tilfellet har betongen eksponeringsklasse XD1 for oversiden av tverrsnittet, og XC3 for undersiden av tverrsnittet. Det fører til følgende krav til rissviddebegrensning [11, s. 57]:

- Tilnærmet permanent lastkombinasjon

Slakkarmering: $w_{max} \leq 0,30k_{c,ok} = 0,35 \text{ mm}$ overkant, XD1

$w_{max} \leq 0,30k_{c,uk} = 0,39 \text{ mm}$ underkant, XC3

Spennarmering: $w_{max,ok} = \text{trykkavlastning for spennarmering}$

- Ofte forekommende lastkombinasjon

Spennarmering:	$w_{\max} \leq 0,20k_{c,ok} = 0,29 \text{ mm}$	overkant, XD1
	$w_{\max} \leq 0,20k_{c,uk} = 0,33 \text{ mm}$	underkant, XC3

Rissviddeberegning

Resultat fra beregning av betongspenninger presentert i Tabell 8-1 viser at betongen ikke risser opp i noen av lastkombinasjonene. Rissviddeberegninger er derfor ikke utført for det foreliggende tilfellet. I tilfeller hvor kontroll av rissvidde er nødvendig beregnes denne i henhold til EK2-1-1, 7.3.4, fra følgende uttrykk:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Trykkavlastning ved spennarmeringen

I del 8.2.4 er det satt krav til trykkavlastning i *tilnærmet permanent* lastkombinasjon for spennarmeringen. Da betongspenningene er beregnet til innenfor kravet, se del 8.2.2, er det ikke nødvendig å gjøre andre rissviddeberegninger enn trykkavlastning i *tilnærmet permanent* lastkombinasjon. Krav til trykkavlastning angir at strekkspenninger i betongen, i høyde med spennarmeringen, ikke er tillatt. Dette kravet gjelder kun i spennarmeringens lengderetning [9, s. 89].

Ved påvisning av at trykkavlastning ikke oppstår, stiller EK2-1-1, 7.3.1(5) krav til at hele tverrsnittet av spennarmeringen, her hele kabelkanalen, ligger minst ΔC_{dev} inn i trykksonen. I det foreliggende tilfellet er det kun oversiden av overbygningen som har eksponeringsklasse XD1, og det vil derfor kun være her kontroll for trykkavlastning er aktuelt. Strekkspenninger i betongen i høyde med spennarmeringen vil være i snitt hvor det er strekk i overkant av tverrsnittet, altså over søyle i akse 2 og 3. Velger videre å utføre en kontroll av trykkavlastningskravet over søyle i akse 3, der momentet og strekkspenningene er størst i overkant. Kontrollen er utført ved å undersøke om nøytralaksen ved spenningsbetraktning ligger høyere enn spennarmeringen, målt fra underkant av tverrsnittet. Ligger nøytralaksen høyere enn spennarmeringen, betyr det at spennarmeringen ligger i trykksonen og at betongen ikke er utsatt for strekkrefter. Ved denne beregningen er det antatt at spenningsfordelingen over tverrsnittet er lineær, og ved bruk av formlikhet er følgende uttrykk utledet:

$$\alpha d \times |\sigma_{støtte,perm,ok}| = (h - \alpha d) \times |\sigma_{støtte,perm,uk}|$$

Fra denne betraktningen, samt verdier beregnet for spenningene, settes trykksonehøyden, αd , til 1038 millimeter, se Figur 8-14. Over søyle er spennarmeringen plassert med en eksentrisitet fra tyngdepunkt på 309 millimeter, totalt 1000 millimeter fra underkant. Det betyr at deler av

spennarmeringen ligger i strekksonen og kravet til trykkavlastning er ikke oppfylt. For å tilfredsstille kravet må spennarmeringenmengden økes.



Figur 8-14: Figur som viser tverrsnittets trykksonehøyde.

Ved økt spennarmeringsareal må spennarmeringens bidrag til opptredende moment og aksialkraft, skaleres opp. Nye verdier for opptredende krefter må benyttes til å finne betongspenninger i over- og underkant av tverrsnittet. I tillegg må det etableres nye verdier for transformert tverrsnitt og transformert arealmoment. Ny trykksonehøyde må videre beregnes fra formlikhetsbetraktningen gitt over. Deretter må det gjennomføres en ny kontroll mot trykkavlastningskrav.

8.2.5 Nedbøyningsbegrensning

Begrensning av nedbøyning er omtalt i EK2-1-1, 7.4, som angir at deformasjon av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal være slik at dens tiltenkte funksjon eller utseende ikke påvirkes på en ugunstig måte. For å ivareta dette er det derfor satt begrensninger til konstruksjoners tillatte deformasjon.

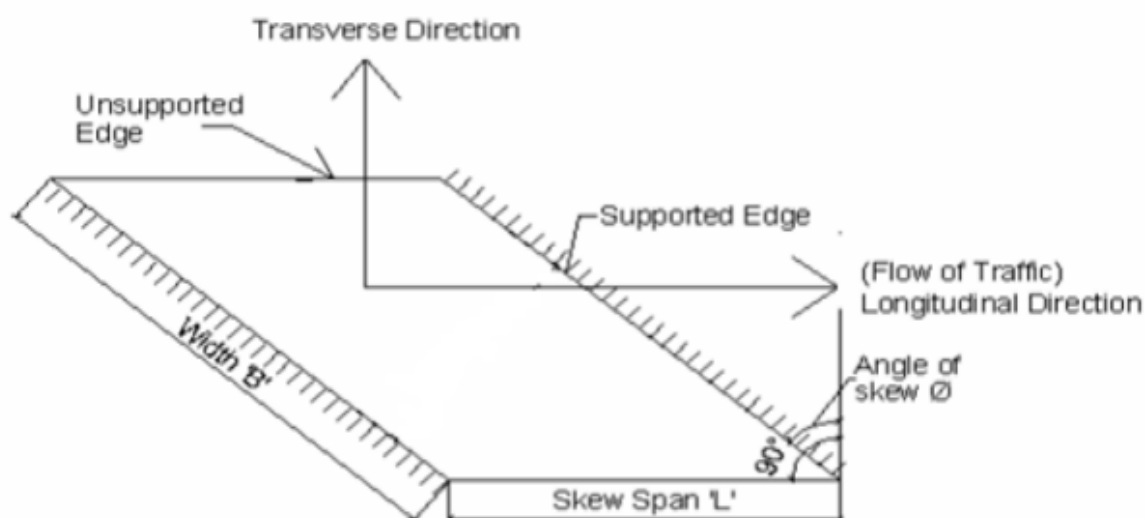
I følge [39] er deformasjon av bruer avgjørende i tilfellene hvor bruer har lange spenn, som ved fritt frambygg, lagerdimensjonering eller spesielle forhold i byggetilstanden. Da dette ikke er tilfellet for Kjeldenbrua, er det ikke utført videre kontroll av nedbøyning i denne oppgaven.

9 Brukonstruksjon med skjeve opplegg

Brukonstruksjoner kryssende over veier eller elver kan utføres med skjeve opplegg. Tidligere ble bruer ofte prosjektert med krappe svinger før og etter brua. Dette fordi den da kunne utføres normalt på den kryssende veien eller elva. I dagens prosjektering er det imidlertid blitt mer vanlig å utføre brua i samme retning som veien opprinnelig går. Brua i det foreliggende tilfellet har i de foregående kapitlene blitt betraktet med rette opplegg. Da Kjeldenbrua er prosjektert med skjeve opplegg i prosjekttegninene, er det ønskelig å etablere effekten av disse. I det følgende presenteres bakgrunnsteori for skjeve opplegg, samt deres formål og effekt. Beregningsmetoder for momentvirkninger presenteres også. Fra dette søkes det å etablere vesentlige påvirkninger.

9.1 Skjeve opplegg

Bruas grad av skjevstilling bestemmes av skjevheitsvinkelen. For en skjevstilt bru kan denne defineres som vinkelen mellom normalen til bruas senterlinje og landkarveggenes senterlinje, se Figur 9-1 [40]. På denne måten vil skjevheitsvinkelen for en rett bru være $\varnothing = 0^\circ$. Tilsvarende vil skjevheitsvinkelen mellom bruas og landkarveggenes senterlinje for en rett bru være $\varphi = 90^\circ$. For skjeve opplegg er oppleggsranden rotert i forhold til bruas senterlinje i det horisontale plan. Ulike kilder benytter ulike vinkler for å beskrive oppleggenes skjevhet. I denne oppgaven vil dermed symbolet \varnothing benyttes for kilder hvor 0° tilsvarer rett bru, mens symbolet φ benyttes for kilder hvor 90° tilsvarer rett bru. For skjeve opplegg er oppleggsranden rotert i forhold til bruas senterlinje i det horisontale plan. Figurene Figur 9-1 og Figur 9-3 til Figur 9-6 er for skjevstilte plater med et enkelt spenn og kontinuerlig opplegg langs rendene.



Figur 9-1: Illustrasjon av bru med skjeve opplegg. Hentet fra [40].

Opplegg for skjevstilte bruer over veier eller elver kan utføres normalt på bruas lengdeakse. Opplegg skjevstilt på bruas lengdeakse krever lange og kompliserte landkarvegger med kostbar detaljering for ekspansjonsfuger. I tillegg er overbygningens stillas og forskaling for skråstilte bruer ofte dyrere enn for rette bruer. Skjeve opplegg er imidlertid ofte foretrukket av følgende grunner [41, s. 341]:

- Landkarvegger kan integreres i landskapet på et mer estetisk vis
- Mindre spennlengder som kan redusere kostnader
- Opplegg for bruer over elver kan orienteres i strømretningen og konstrueres med en passende hydraulisk profil, og på den måten optimalisere kanaltverrsnittet og redusere erosjon

9.2 Bru med skjeve opplegg

Det følgende delkapitlet presenteres effekter av skjeve opplegg, samt beregningsmetoder for momentvirkninger funnet i relevant litteratur.

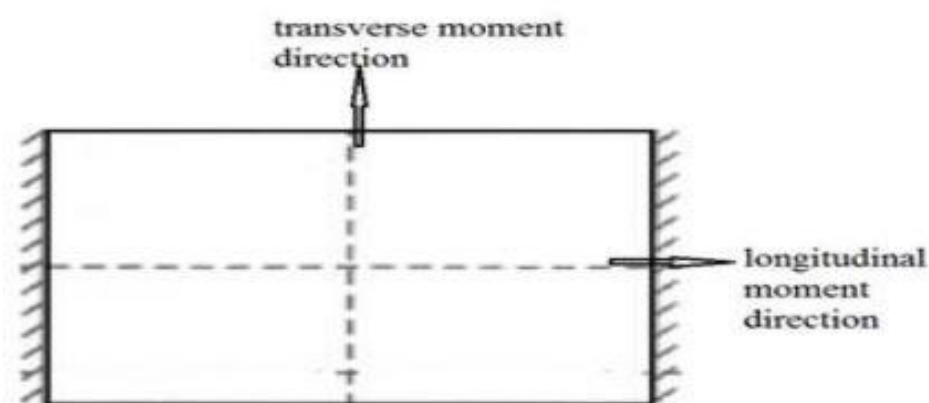
9.2.1 Effekt av skjeve opplegg

Brukonstruksjoner påkjennes av laster. Disse fordeles ut til, og tas opp av opplagerne.

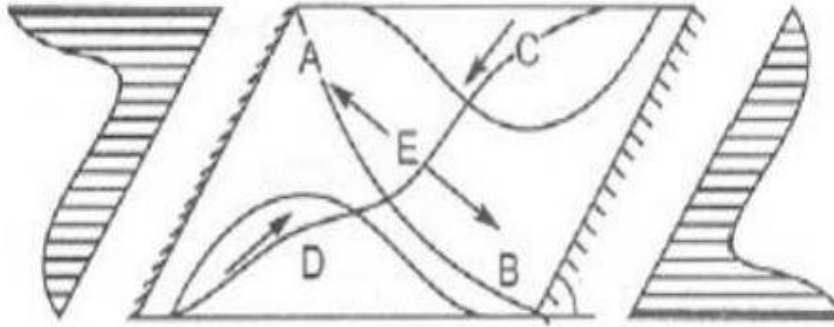
Lastfordelingen avhenger av konstruksjonens geometri og vil dermed påvirkes av skjevstilling.

Lastene går korteste vei til opplagerne. For rette opplegg er korteste vei direkte ned i opplagerne, og lastfordelingen for en plate med rette opplegg blir som illustrert i Figur 9-2 [40]. Ved skjeve opplegg er korteste vei til opplagerne i de butte hjørnene, og lastfordelingen blir som i Figur 9-3 [40].

Opplagere i butte hjørner utsettes dermed for en større belastning enn opplagere i spisse hjørner [41, s. 341].



Figur 9-2: Illustrasjon av lastfordeling ved rette opplegg. Hentet fra [40].



Figur 9-3: Illustrasjon av lastfordeling ved skjeve opplegg. Hentet fra [40].

Den strukturelle oppførselen av skjevstilte bruer avhenger av forholdet mellom bruas torsjons- og bøyestivhet ved endene. Ulik deformasjon av tverrsnittets ender fører til vridning. Kompabilitet krever at torsjonsmoment er proporsjonal med torsjonsstivhet. Dette kompensertorsjonsmomentet forårsaker et kraftpar og bøyemoment i lengderetning ved bruas ender [41, s. 342].

Bøye- og torsjonsstivhet reduseres ved dannelse av riss. Ren torsjon resulterer i riss over hele tverrsnittsomkretsen og fører dermed til lavere torsjonsstivhet. Torsjon kombinert med bøyning gir ikke skjærriss i trykksonen. En slik lastpåvirkning vil dermed gi mindre reduksjon i torsjonsstivhet enn for ren torsjon. Nedbøyning av spennarmerte brukonstruksjoner grunnet last og spennkraft, og derav torsjonsmoment av komabilitetshensyn, er vanligvis liten. For bruksgrensetilstand er dermed reduksjon av torsjonsstivhet grunnet riss ikke vesentlig høyere enn reduksjon av bøyestivhet. I bruddgrensetilstand har forholdet mellom bøye- og torsjonsstivhet liten betydning, forutsatt duktil oppførsel ved bøyning og torsjon [41, s. 342].

Typiske lastpåvirkninger for plater med skjeve opplegg er gitt under. De nevnte effektene grad øker med økende skjevstilling [42].

- Retning for maksimalt bøyemoment varierer over bredden
- Negativt bøyemoment ved endeopplegg
- Betydelige torsjonsmoment
- Store reaksjons- og skjærkrefter nær stumpe hjørner
- Fare for oppløft, samt mindre reaksjons- og skjærkrefter nær spisse hjørner

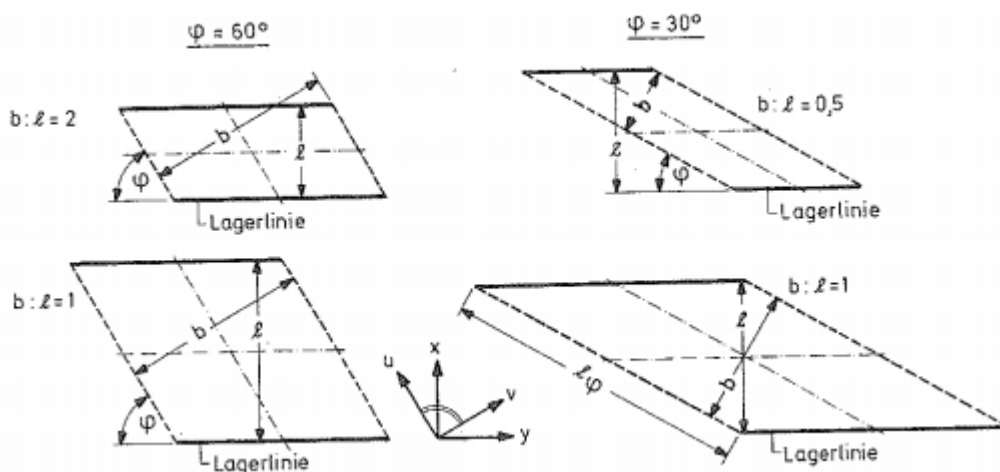
9.2.2 Beregningsmetoder for momentvirkninger

En brukonstruksjons lastvirkninger påvirkes av skjevstilling. Beregningsmetoder for momentvirkninger presenteres i det følgende. Den første metoden omhandler momentvirkninger for plater, mens den siste metoden behandler skjevstilling av en fritt opplagt bjelke.

Momentvirkninger i plater med skjeve opplegg

Metode for beregning av momentvirkninger i plater med skjeve opplegg kan finnes i [43]. Denne er hentet fra en separat utgivelse av Andrä og Leonhardt. Slike beregninger kan bli svært kompliserte og arbeidskrevende. Det er derfor viktig å vite i hvilke tilfeller prosjekteringen kan forenkles og hvilke som krever en grundigere analyse [43, s. 215]. Fra [43, s. 215-216] og [44, s. 117] følger det at hovedmomentenes størrelse og retning avhenger av følgende faktorer:

- Oppleggenes skjevheitsvinkel φ . For vinkler større enn 70° kan skjevstillingens virkning neglisjeres (tilsvarer \varnothing mindre enn 20°).
- Forholdet mellom bruas bredde og lengde, b/l . Bredden er normalt på bruaksen og lengden er normalt på opplageraksene. Se Figur 9-4.
- Oppleggstype
- Lastenes størrelse og plassering



Figur 9-4: Skjevstilte plater. Figur hentet fra [44, s. 117].

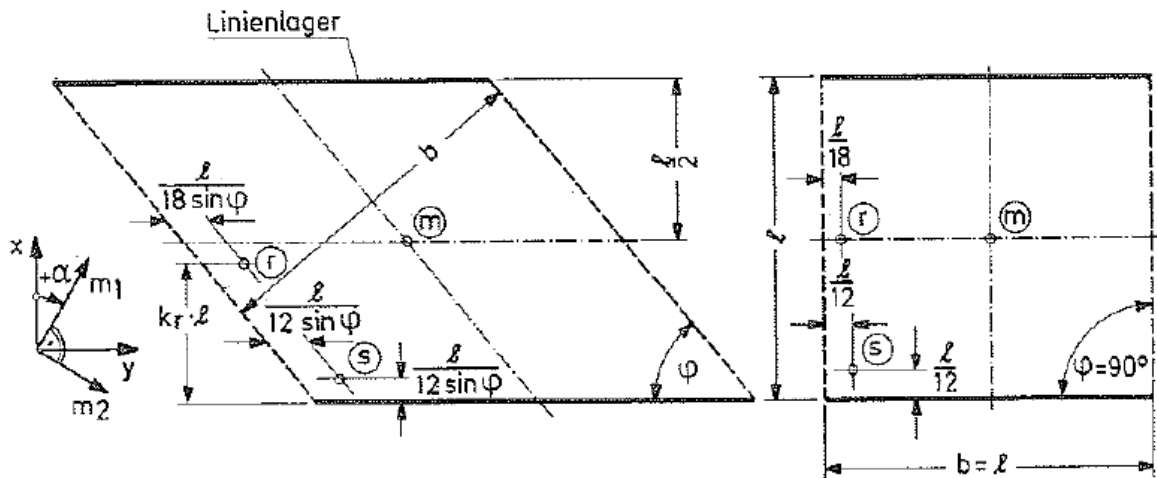
Hovedmomentene, m_1 og m_2 , og deres retning kan finnes fra m_x , m_y og m_{xy} , ved følgende formel [44, s. 118]:

$$m_{1,2} = \frac{m_x + m_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4m_{xy}^2}$$

Ved dimensjonering for bøyemoment kan hovedspenningene finnes i noen få punkter. Disse angis i [44, s. 119] og er gjengitt under, samt vist i Figur 9-5 [44, s. 119].

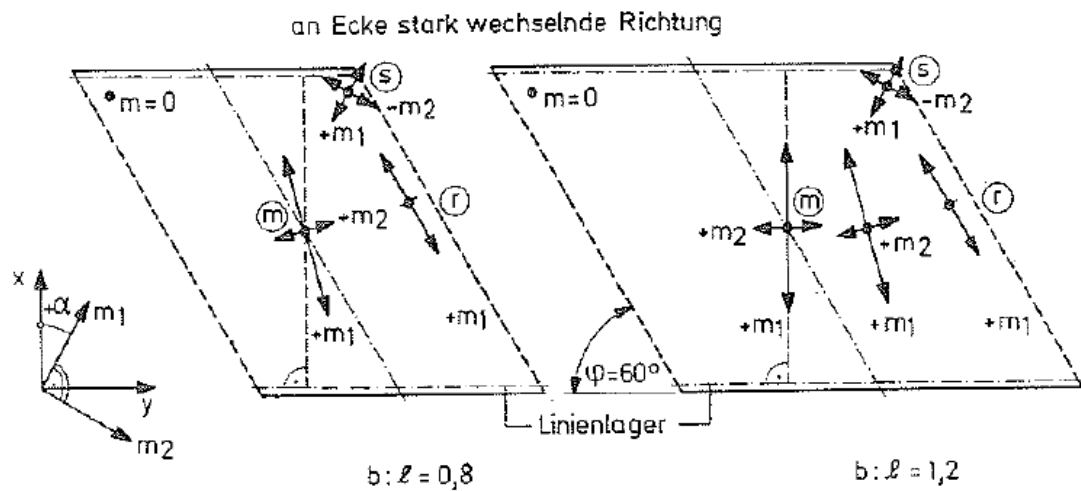
- m : Punkt midt på plata som gir det største positive feltmomentet
- r : Punkt nær midten av den frie randen som gir det største positive feltmomentet langs denne. Plasseringen avhenger av skjevheitsvinkelen φ og faktoren k_r .

- s : Punkt i det stumpe hjørnet ved opplegg som gir det største negative bøyemomentet. Plasseringen avhenger av skjevheitsvinkelen φ .



Figur 9-5: Illustrasjon som viser punktene m , r og s . Hentet fra [44, s. 119].

Figur 9-6 er hentet fra [44, s. 119] og viser hovedmoment og deres retning for en plate med skjevheitsvinkel $\varphi = 60^\circ$ for ulike bredde/lengde-forhold.



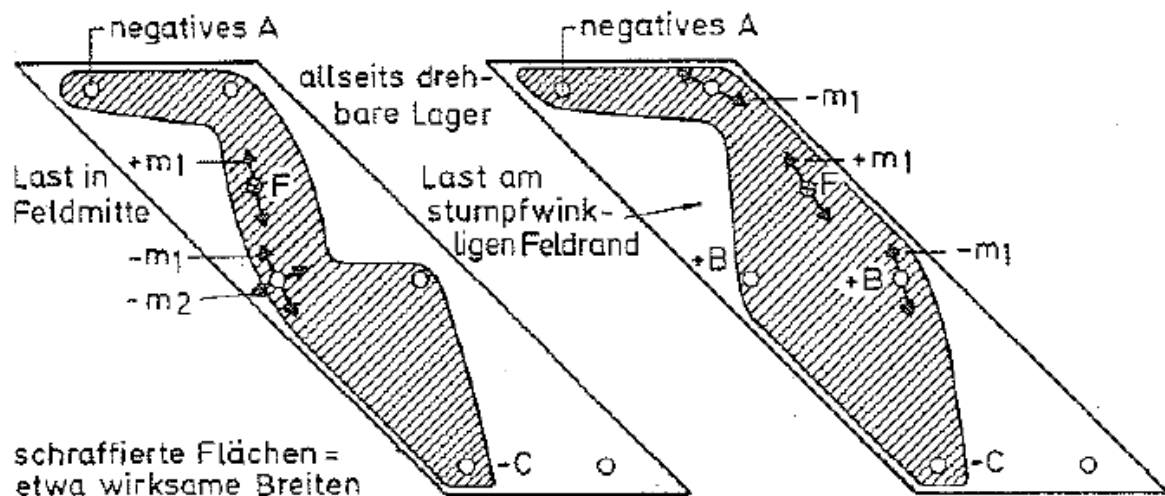
Figur 9-6: Hovedmoment og deres retninger for en plate med $\varphi = 60^\circ$. Hentet fra [44, s. 119].

Fra Figur 9-6 følger det at hovedmomentets retning for m_1 i punkt m , påvirkes sterkt av forholdet b/l . Tverrmomentet, m_2 , i punkt s er lite, men vokser med minkende φ og kan bli større enn feltmomentet i punkt r [44, s. 119-120].

Ved å sammenligne plater med bredde/lengde-forhold på 1, jevnt fordelt belastning og skjevheitsvinkel fra varierende fra 60° til 0° , er følgende endringer i spenningsstørrelse og -retning funnet [43, s. 218]:

- m : m_1 øker. m_2 avtar og får negativ verdi for små φ . Retningen følger vinkelendringen i noen grad.
- r : Punktet forflyttes mot det stumpe hjørnet til en avstand på omtrent $0,25l$ fra midten. m_1 øker noe, men mindre enn i m . m_2 avtar og får negativ verdi for små φ . Retningen følger vinkelendringen i større grad enn i m .
- s : m_1 øker og virker mot platens midtpunkt. m_2 avtar drastisk og får høy negativ verdi for små φ . Størrelsen avhenger av randbetingelsene. Retningen følger det stumpe hjørnes halveringslinje.

Fordeling av bøyemoment og utvikling av opplagerkrefter på smale, skjevstilte bruer med flere spenn avhenger enda mer av opplagertypen enn enkeltspennsruer. Avstand til opplager og deres rotasjons- og bevegelsesfrihet er av stor betydning. Allsidig bevegelige opplager bør velges for å unngå tvangskrefter. Se Figur 9-7 for moment- og kraftfordeling av en skjevstilt bru med to spenn.



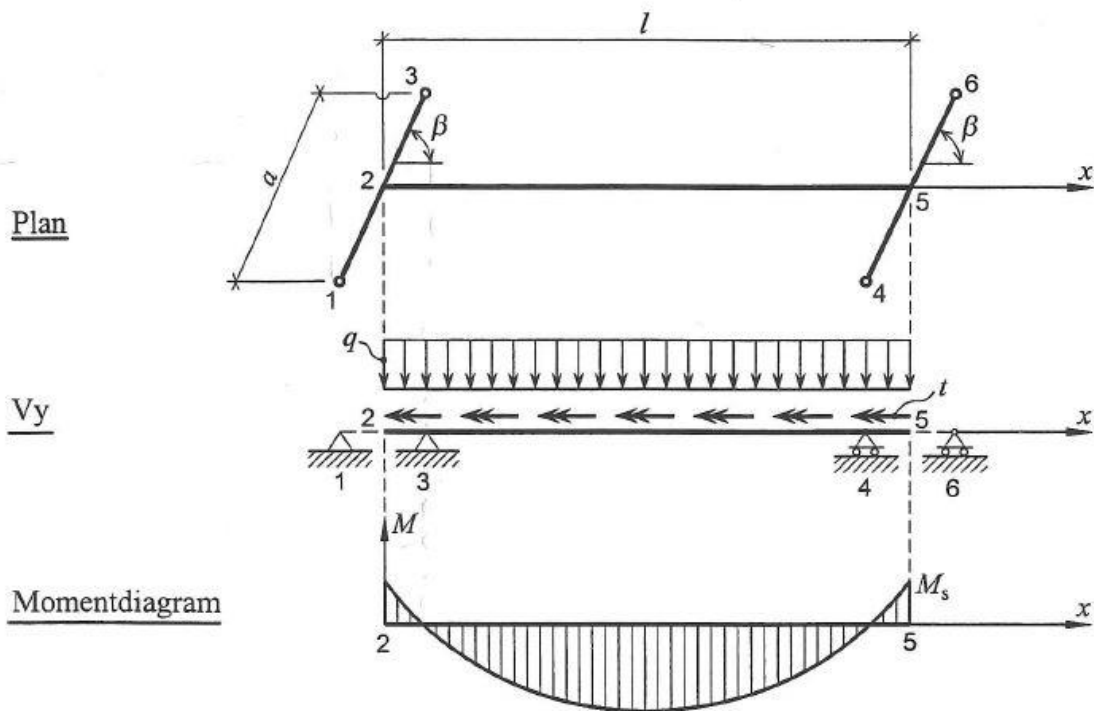
Figur 9-7: Moment- og kraftfordeling for en smal skjevstilt bru med to spenn belastet i felt (venstre) og på rand (høyre).

Hentet fra [44, s. 131].

Momentvirkning i bjelke med skjeve opplegg

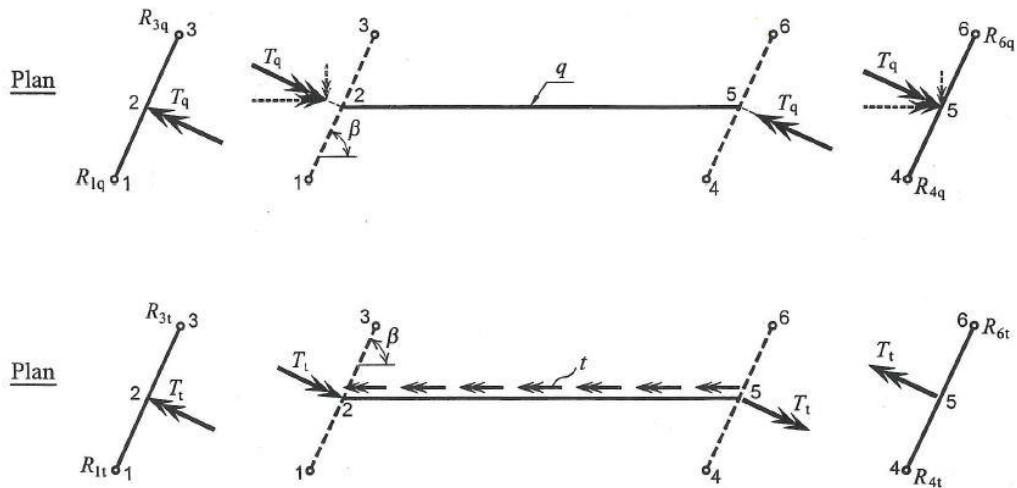
I kompendiet Vridning och Lastfordeling [45] behandles torsjon i en bjelke med skjeve opplegg. Kompendiet tar for seg tilfellet med en enkel fritt opplagt bjelke med skjeve opplegg og bevegelige opplagerpunkt. Figur 9-8 er hentet fra [45, s. 16] og illustrerer bjelken med belastninger i form av en

jevnt fordelt last og konstant torsjonsmoment. Begge lastpåkjenningene fører til bøyemoment og torsjon i opplagerbjelken.



Figur 9-8: Bjelke med skjeve opplegg påkjent av torsjonsmoment og en jevnt fordelt last [45, s. 6].

I konstruksjoner med rette opplegg tas de virkende momentene i begge ender opp som et kraftpar. Torsjonsmoment vil dermed kun føre til ren bøyning av oppleggsbjelken, og tilsvarende vil den jevnt fordelte lasten kun gi torsjon om bjelkens lengdeakse. For skjeve opplegg vil det oppstå torsjon og bøyning i oppleggsbjelkene på grunn av de påførte lastene [45, s. 17]. Figur 9-9 viser fritt legemediagram for bjelken i Figur 9-8. Her illustreres hvilke kraftpåvirkninger som oppstår i opplagerbjelkene, henholdsvis for jevnt fordelt last og torsjonsmoment.



Figur 9-9: Fritt legemediagram for bjelken belastet med jevnt fordelt last og torsjonsmoment. Hentet fra [45, s. 16].

Med dekomponering av krefter utledes det fra Figur 9-9 i [45] formler for støttemomentet som oppstår ved skjeve opplegg, for henholdsvis lastpåkjenningen konstant torsjonsmoment og jevnt fordelt last:

$$M_{s,t} = T_t \cos \beta = \frac{tl}{2} \times \frac{1}{\tan \beta}$$

$$M_{s,q} = T_q \cos \beta = \frac{q \times l^2}{12} \times \frac{1}{\left(1 + \tan^2 \beta \times \frac{EI}{GK_v}\right)}$$

Her er t konstant torsjon, som kan komme fra en eksentrisk plassert linjelast. l er bruaksens lengde og β er skjevstillingsvinkel, der $\beta = \varphi = 90^\circ$ angir rett bru. q er jevnt fordelt last. Torsjonsmomentene T_t og T_q er opptredende lagerreaksjoner. Opptredende torsjonsmoment i bjelken er dermed $T_t \sin \beta$ og $T_q \sin \beta$.

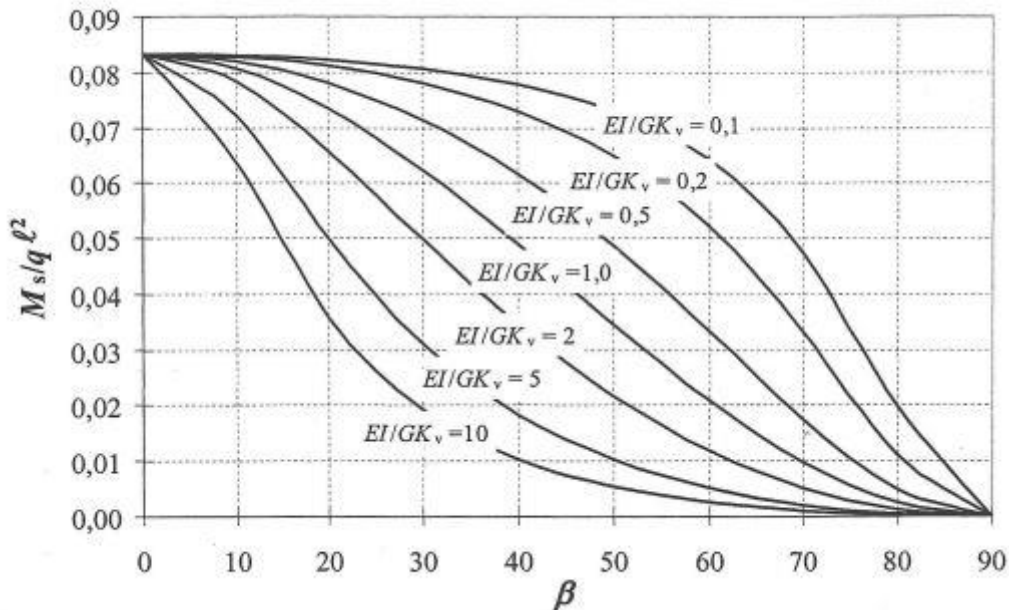
$$T_t = \frac{tl}{2} \times \frac{1}{\sin \beta}$$

$$T_q = \frac{ql^2}{12} \times \frac{1}{\cos \beta \left(1 + \tan^2 \beta \times \frac{EI}{GK_v}\right)}$$

Dette viser at torsjonsmomentene i oppleggene øker med økende skjevstilling. Bjelkens torsjonsmoment grunnet jevnt fordelt last q avhenger av skjevstillingsvinkel, men påvirkes både av T_q

som øker med skjevstilling, og av $\sin\beta$ som minker med skjevstilling. Torsjonsmoment i bjelken grunnet konstant torsjon t , avhenger imidlertid ikke av skjevstillingsvinkelen.

Figur 9-10 under viser støttemoment som en funksjon av skjevstillingsvinkel. Grafene har ulikt forhold mellom bøyestivhet og torsjonsstivhet. Figuren viser at økt skjevhet, fører til økning i støttemoment. For rett opplegg går støttemomentet mot null, da $\tan\beta$ går mot uendelig.



Figur 9-10: Støttemoment som funksjon av oppleggsvinkel. Hentet fra [45, s. 18].

9.3 Forventninger til resultat

Forventninger til effekter av skjeve opplegg søkes gjennom vurdering av resultater fra relevant litteratur. Det har blitt utført en rekke studier på bruer med skjeve opplegg. Temaet har blitt behandlet i tidligere masteroppgaver og i vitenskapelige artikler. Resultater fra utførte analyser kan gi en indikasjon på hvilke betydninger skjeve opplegg har for lastpåkjenningene brua utsettes for. Studier som har blitt utført tar gjerne for seg forskjellige kombinasjoner av oppleggsvinkler, ulik horisontalkurvatur, spennvidder, antall kjørefelt og spenn. Analysene utført for bruer med kun ett spenn vil ikke være direkte sammenlignbare. Resultatene betraktes dermed som veiledende.

Artikkelen av Ashwin et al. [40] sammenligner resultater for maksimale nedbøyninger, bøyemoment torsjonsmoment og reaksjonskrefter, med varierende grad av skjevstilling. I analysen betraktes 90 bruer og tendensene oppsummeres i det følgende.

Maksimal nedbøyning reduseres med økende skjevstilling. Reduksjonsgraden varierte for de ulike lasttilfellene, men for en skjevstilling på 60° minket nedbøyningen med 75%. Langsgående

bøyemoment grunnet egenlast og trafikklast viste tilsvarende tendens, med minkende moment for økende skjevstilling. Torsjonsmoment fra egenlast og trafikklast økte med økende skjevstillingsvinkel opp til 45°, for deretter å minke ved ytterligere økning i skjevstilling. For rette opplegg største torsjonsmoment funnet ved ved hjørner. For økende skjevstilling økte torsjonsmomentene mest nær butte hjørner. Tilsvarende som for torsjonsmoment økte skjærkrefter i butte hjørner ved økende skjevstilling.

Artikkelen av Ashebo et al. [46] tar for seg statisk og dynamisk analyse av en trespennsbru med skjeve opplegg. Det konkluderes der med at skjevstilling mellom $\varnothing = 0^\circ$ og $\varnothing = 30^\circ$ har liten påvirkning, spesielt for bruer med lavt bredde/lengde-forhold. Basert på eksperimentelle og analytiske undersøkelser i studiet, oppfordres det, ved prosjektering av brukonstruksjoner med skjeve opplegg, til å vurdere bruas bredde/lengde-forhold ved bestemmelse skjevstillingens påvirkningsgrad på konstruksjonens oppførsel. Resultatene viser blant annet redusert feltmoment ved økende skjevhet [46].

Redusert feltmoment med økende skjevstillingsvinkel finnes også i artikkelen av He et al. [47]. Artikkelen tar for seg virkninger for en betongbru med flere spenn, hvor oppleggene i midtre del har en skjevstilling på 45°, mens endeoppleggene har rette opplegg. Resultatene viser blant annet reduksjon i feltmoment og støttemoment i spennet, samt reduksjon i nedbøyning i midtspenn ved økende skjevhet. Større skjevstillingsvinkel fører også til økende torsjonsmoment [47].

De nevnte artiklene konkluderer med tilsvarende resultater som i masteroppgaven til Nilsen [48] fra 2008, omtalt i masteroppgaven til Bjerketvedt og Ring [49]. [49] benyttes som kilde, da [48] ikke er tilgjengelig fra DAIM. Nilsen utførte en vurdering av studiet gjort i Funkhouser et al. [50], hvor ettspennsbruer med horisontalkurvatur og skjeve opplegg ble nærmere undersøkt. [49] vurderer imidlertid bruene med minst horisontalkurvatur, for å kunne vurdere påvirkningene av skjevstilling. Forventninger til resultater som følge av skjeve opplegg angis til reduksjon i bøyemoment og nedbøyning, samt økning i torsjonsmoment og skjærkrefter [48].

Skjevstilling i NovaFrame og Diana

Masteroppgaven til Bjerketvedt og Ring [49] undersøker effekt av skjeve opplegg i varierende vinkler for en spennarmert trespennsbru i NovaFrame og Diana. Resultatene i oppgaven viser reduksjon i feltmoment grunnet egenvekt og trafikklast for økende skjevstilling. For større skjevstillingsvinkel viser resultatene videre en reduksjon av støttemoment i Diana, men en økning av støttemoment i NovaFrame. Forskjellen skyldes at Diana er et elementmetodeprogram som baseres på plateteori, mens NovaFrame baseres på bjelketeori. Torsjonsmoment øker med økende skjevstilling. Oppgaven konkluderer med at resultatene fra Diana har stor overensstemmelsesgrad med forventninger etablert

fra litteraturstudium. Videre slutter oppgaven at analyseresultater i NovaFrame og Diana samsvarer godt for rette opplegg, men at disse avviker mer med økende skjevstillingsvinkel [49].

Resultater hentet fra tidligere masteroppgaver kan ikke regnes som informasjon fra sikre kilder. Disse benyttes derfor kun komplementerende til lignende resultater fra publiserte kilder.

9.4 Oppsummering

Utdrag av litteratur i de foregående delene i kapittel 9 har vist formål, effekt, beregningsmetoder og forventninger til virkninger av skjeve opplegg. Deler av litteraturen presentert gjelder for enveisplater, mens andre for bruer med flere spenn. Grunnet ulikheter, er presenterte forventningene ikke direkte sammenlignbare med det foreliggende tilfellet. Likevel er noen tendenser klare og resultater fra beregninger i del 9.6 forventes å vise følgende trekk:

- Reduserte feltmoment
- Økende støttemoment ved bruk av bjelketeori
- Økende torsjonsmoment
- Økende skjærkrefter ved butte hjørner

En eventuell analyse av Kjeldenbrua med skjeve opplegg forventes å gi resultater med samme tendenser.

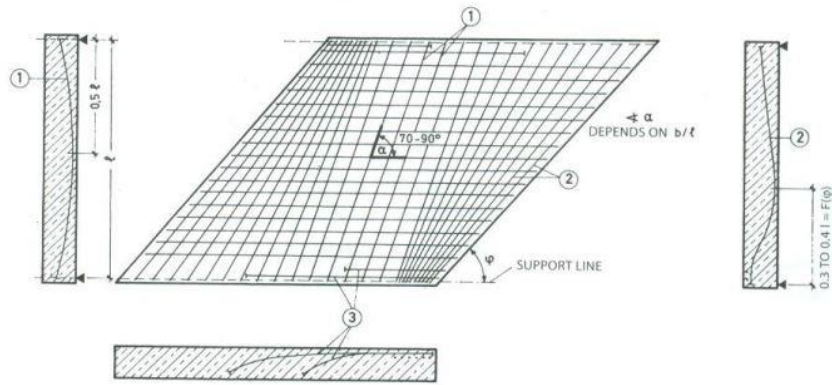
9.5 Armering ved skjeve opplegg

Armeringsføring i brukonstruksjoner påvirkes av skjevstilling. I det følgende behandles spenn- og slakkarmeringsføring for plater med skjeve opplegg.

9.5.1 Spennarmering

Spennarmeringsføring for plater med skjeve opplegg, avhenger av forholdet mellom lengde og bredde, samt skjevstilling. For smale bruer vil det være fordelaktig å legge spennarmeringen parallelt med bruaksen. Deretter bestemmes kableføring og -størrelse fra grad av skjevstilling [43, s. 220].

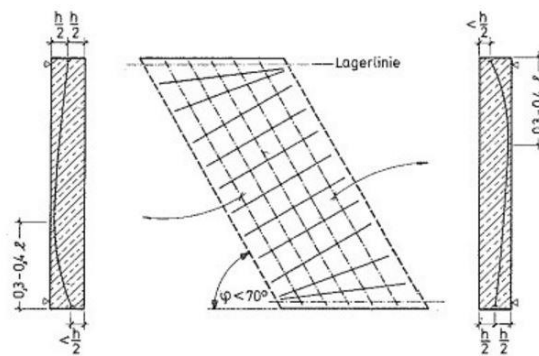
For bruer med et høyere bredde/lengde-forhold burde spennkablene nær platekanten plasseres tettliggende og parallelle med platekanten. Ved overgang til bruas midtdel, der det nærmer seg vinkelrett bæreretning, bør kablene vris ut i en vifteform og plasseres med større spredning [43, s. 221], se Figur 9-11.



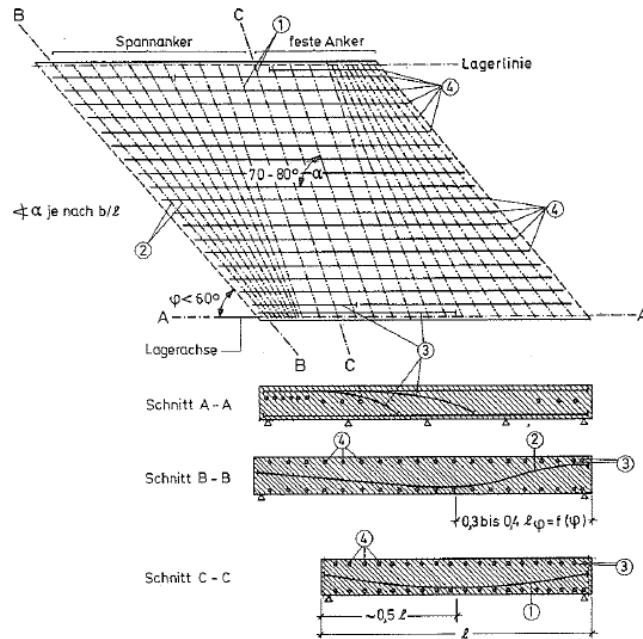
Figur 9-11: Spennarmeringsføring for plater med skjeve opplegg

I butte hjørner bør det armeres for innspenningsmoment ved å legge inn slakk- eller spennarmering i platens overside i samme retning som opplagernes orientering. I tillegg må det butte hjørnet armeres for det opptredende vridningsmoment. Dette kan gjøres ved å legge inn lukkede bøylor [43, s. 221].

Videre følger det fra Leonhardt at langsgående spennarmering for smale plater kan legges parallelt med kantene, mens tversgående spennkabler legges vinkelrett på den fri randen og får vifteform ut mot de butte hjørnene, se Figur 9-12. For brede bruer med vinkel $\varphi < 60^\circ$, kan langs- og tversgående spennarmering legges parallelt med rendene i topp og bunn av platen som vist i Figur 9-13 [44, s. 128-129].



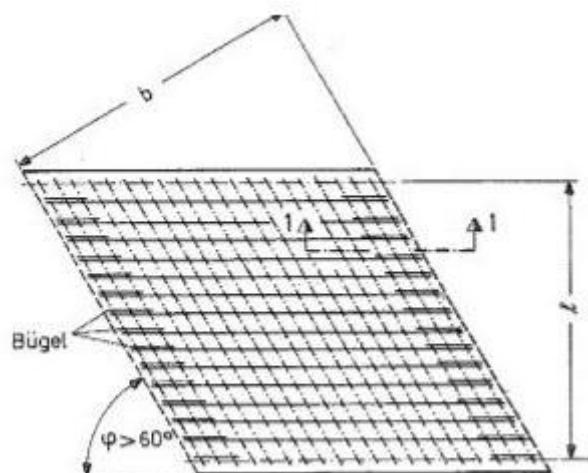
Figur 9-12: Spennarmeringsføring for smale plater med vinkel $\varphi < 70^\circ$ [44, s. 128].



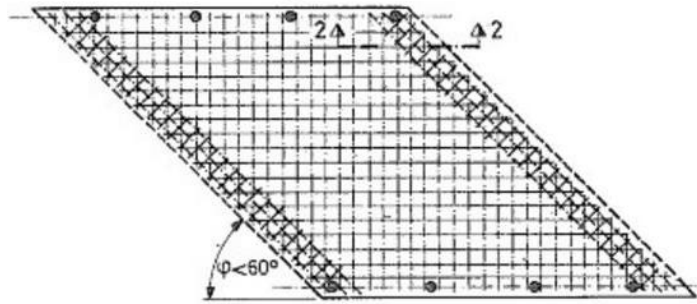
Figur 9-13: Spennarmeringsføring for brede plater med vinkel $\phi < 60^\circ$ [44, s. 129].

9.5.2 Slakkarmering

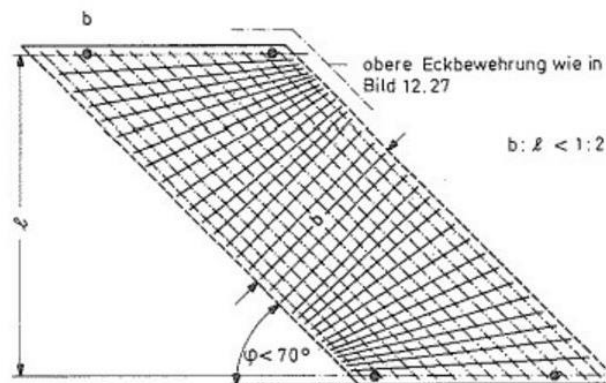
Slakkarmering for plater med skjeve opplegg avhenger også av bredde/lengde-forhold og skjevstillingsvinkel. Armeringen kan legges som illustrert i Figur 9-14, Figur 9-15 og Figur 9-16. For plater med vinkel $\phi > 60^\circ$ og bredde/lengde-forhold større enn 0,5 legges langs- og tversgående armering parallelt med kantene. For plater med vinkel $\phi < 60^\circ$ legges lengdearmering normalt på opplagerranden, mens tverrarmeringen legges parallelt med denne. For smale plater med bredde/lengde-forhold mindre enn 0,5 og vinkel $\phi < 70^\circ$ legges lengdearmeringen parallelt med lengdeaksen, mens tverrarmeringen tilnærmet normalt på den frie randen. På denne måten får tverrarmeringen vifteform og lavere senteravstand ved butte hjørner [44, s. 126-127].



Figur 9-14: Armering for bred plate med vinkel $\phi > 60^\circ$ [44, s.127].



Figur 9-15: Armering for bred plate med vinkel $\phi < 60^\circ$ [44, s. 127].



Figur 9-16: Armering for smal plate med vinkel $\phi < 70^\circ$ [44, s. 127].

9.6 Kjeldenbrua med skjeve opplegg

I kapitlene 2-8 behandles Kjeldenbrua med rette opplegg og kapasitetskontroller utført tar ikke hensyn til påvirkninger fra skjevstilling. Denne vurderingen ble gjort sammen med veileder, professor Jan Arve Øverli, ved oppstart av arbeid med masteroppgaven. Det ble bestemt å se nærmere på effekt av skjeve opplegg for et fordypningstema etter prosjektering av Kjeldenbrua med rette opplegg. Videre fokuseres det på forståelse av relevant litteratur og benyttelse av denne til å anslå effekter av skjeve opplegg for Kjeldenbrua. Håndberegning av momentvirkninger for en fritt opplagt bjelke i henhold til [45] utføres og resultatene vurderes deretter mot presenterte forventninger.

I det foreliggende tilfellet er oppleggsaksene orientert med en vinkel, $\varphi = 65^\circ$, i forhold til brubanens akse. Her ville $\varphi = 90^\circ$ tilsvart en bru med rette opplegg. Orienteringen fører til en parallellforskyvning av opplagerpunktene langs bruaksen. Lengden holdes konstant ved at forskyvningen er lik i begge ender, og langs hele opplegget. Det er tidligere i oppgaven gitt at bruas opplager består av et allsidig bevegelig og et ensidig bevegelig lager i hver ende, se del 2.3.

Kjeldenbruas spennsystem består som nevnt av 8 kabler i bruas lengderetning. For spennarmerte bruer med rette opplegg legges kabler i en gitt senteravstand over hele lengden, også nær oppleggene. Ved innledende analyse og dimensjonering er brua betraktet med rette opplegg, og

kabel- og slakkarmering deretter. For tilfeller med skjevstilte opplegg vil armeringsføringen bli noe annerledes. Armeringsføring for Kjeldenbrua beskrives under.

Kjeldenbrua betraktes videre som en bred bru, da bredde/lengde-forholdet er $b/l = 10,1 / 19,9 = 0,51$, for midtspenn. Lengden er her målt normalt mellom oppleggsaksene. Da sidefeltene har mindre spennlengde, vil også disse spennene betraktes som brede. Armeringsføringen utføres med lengdearmering og spennkabler parallelt med lengdeaksen. Tverrarmeringen ligger parallelt med oppleggsaksen, altså med en vinkel på 65° i forhold til lengdeaksen. Figur 9-14 illustrerer prinsipp for armeringsføring for Kjeldenbrua.

9.6.1 Beregninger for Kjeldenbrua med skjeve opplegg

I det følgende utføres en forenklet beregning for virkning av skjeve opplegg i det foreliggende tilfellet. Beregningene baseres på teori fra [45], som er forklart i del 9.2.2. Kjeldenbruas midtspenn betraktes som en ettspenss fritt opplagt bjelke, og støttemoment på grunn av jevnt fordelt last og konstant torsjon beregnes ved formlene under. Detaljerte beregninger er vist i vedlegg G.

$$M_{s,t} = T_t \cos \beta = \frac{tl}{2} \times \frac{1}{\tan \beta} = 134 \text{ kNm}$$

$$M_{s,q} = T_q \cos \beta = \frac{q \times l^2}{12} \times \frac{1}{\left(1 + \tan^2 \beta \times \frac{EI}{GK_v}\right)} = 1653 \text{ kNm}$$

$$M_{s,tot} = 1787 \text{ kNm}$$

Ved beregning av midtspennet til brua som en fritt opplagt bjelke, vil altså forventet økning i støttemoment være 1787 kNm.

Videre er moment i felt ved skjeve opplegg beregnet, for tilsvarende lasttilfelle:

$$M_{f,65} = \frac{ql^2}{8} - M_{s,tot} = 12647 \text{ kNm}$$

Støttemoment ved rette opplager, altså ved $\beta = 90^\circ$, går som antatt innledningsvis mot null.

Feltmoment er dermed beregnet til følgende verdi:

$$M_{f,90} = \frac{ql^2}{8} = 14434 \text{ kNm}$$

Differansen mellom feltmoment ved skjeve opplegg og rette opplegg er følgelig da den beregnede verdien for $M_{s,tot} = 1787 \text{ kNm}$. Dette utgjør en reduksjon av feltmoment på 12,4 % og samsvarer med forventet resultat fra innledende litteraturstudium.

Torsjonsmoment i opplager grunnet jevnt fordelt last og torsjonsmoment for en fritt opplagt bjelke henholdsvis med skjevstillingsvinkel 65° og 90° , beregnes fra følgende formler [45]:

$$T_q = \frac{ql^2}{12} \times \frac{1}{\cos \beta (1 + \tan^2 \beta \frac{EI}{GI_t})} \quad T_{q,65} = 3911 \text{ kNm} \quad T_{q,90} = 0 \text{ kNm}$$

$$T_t = \frac{tl}{2 \times \sin \beta} \quad T_{t,65} = 317 \text{ kNm} \quad T_{t,90} = 287 \text{ kNm}$$

Fra dette observeres en økning i torsjonsmoment i opplegg ved økende grad av skjevhet. Videre finnes torsjonsmoment i bjelken fra formlene gitt under. Torsjonsmoment i bjelke fra jevnt fordelt last øker med økende skjevstilling, mens torsjonsmoment i bjelke fra konstant torsjon er konstant.

$$T_q \times \sin \beta$$

$$T_t \times \sin \beta$$

Lastpåkjenninger vil søke korteste vei til opplegg ved lastfordeling. For en bru med skjeve opplegg vil avstanden mellom opplegg i de butte hjørner være minst, se Figur 9-17. Opplegg i butte hjørner vil dermed oppleve større lastpåkjenning og skjærkrefter i opplegg ved butte hjørner vil være større enn for opplegg ved spisse hjørner.



Figur 9-17: Lastfordeling ved skjeve opplegg

Ved en eventuell nærmere analyse av den foreliggende brua med tre spenn forventes økte støttemoment, torsjonsmoment og skjærkrefter i butte hjørner, mens feltmoment ventes å reduseres. Endringen antas å være i tilsvarende størrelsesorden som i den forenklete beregningen gjennomført i denne delen. Beregningsmetodens nøyaktighet for den aktuelle brua diskuteres nærmere i del 10.

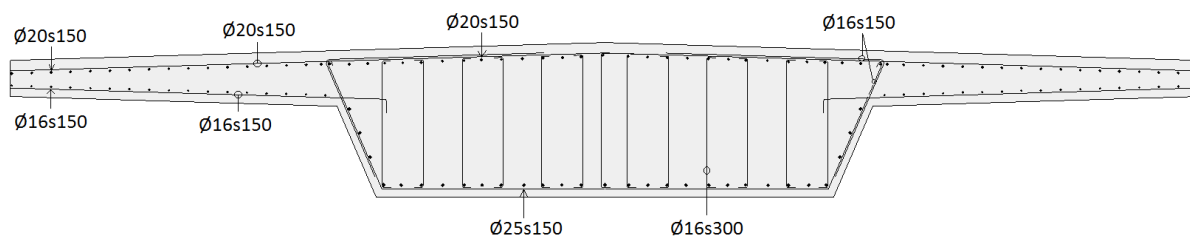
10 Resultater og diskusjon

I det følgende kapitlet angis og diskuteres enkelte relevante resultater, utfordringer og forenklinger.

Brutverrsnittet ble valgt modellert med rette kanter i overgang mellom steg og flens, samt i underkant av steget. I tillegg ble ulike forenklinger utført for stegets og flensenes bredde, høyde og form. I noen tilfeller ble gjennomsnittsverdier benyttet. Disse ble antatt å være representative verdier. I andre tilfeller ble verdier som gir konservative løsninger valgt. Disse forenklingene kan være kilde til ulikheter mellom armeringsmengde oppgitt i prosjektingene og beregnede armeringsmengder.

Brua er utført med usymmetriske spennvidder, noe som i verifikasjon av modellen i NovaFrame, førte til stor forskjell i størrelse for verdiene i forskyvningsvektoren. Relevant litteratur med tilsvarende tilfeller er ofte utført med symmetriske spennvidder. Sammen med utfordringer knyttet til tverrsnittform, har usymmetriske spennvidder vært kilde til tidsbruk knyttet til usikkerhet og kritisk syn på resultater.

Beregnet innlagt slakkarmeringsmengde er vist i Figur 10-1. For slakkarmering er steget betraktet konservativt som rektangulært med bredde lik stegets bredde i overkant, se Figur 3-8. Senteravstand i tverretning for skjærbøylene er tidligere satt til 300 millimeter. I Figur 10-1 måtte derimot skjærbøylene i senter legges med en senteravstand mindre enn 300 millimeter for at det skulle være plass i underkant. I tillegg måtte noe av lengdearmeringen i underkant legges opp langs stegets skrå kant. Den innlagte armeringsmengden avviker noe fra den oppgitt i prosjektingene. En sammenligning følger i Tabell 10-1.



Figur 10-1: Armering i tverrsnittet. Figur tegnet i Revit.

10 Resultater og diskusjon

	Prosjekttegninger	Beregninger
Lengdearmering		
Armering UK av flens	12 ϕ 16s200 $A_s = 2413 \text{ mm}^2$	17 ϕ 16s150 $A_s = 3418 \text{ mm}^2$
Armering OK av flens	12 ϕ 20s200 $A_s = 3770 \text{ mm}^2$	17 ϕ 20s150 $A_s = 5341 \text{ mm}^2$
<i>Total lengdearmering i flens</i>	$A_s = 6183 \text{ mm}^2$	$A_s = 8759 \text{ mm}^2$
Armering UK av steg	18 ϕ 25s200 $A_s = 8836 \text{ mm}^2$	28 ϕ 25s150 $A_s = 13744 \text{ mm}^2$
Armering i OK av steg	22 ϕ 25s200 $A_s = 10799 \text{ mm}^2$	29 ϕ 20s150 $A_s = 9110 \text{ mm}^2$
Vertikal armering mellom UK og OK av steg på hver side	5 ϕ 20s200 $A_s = 1571 \text{ mm}^2$	Armering i UK legges oppover langs stegets skrå kanter
<i>Total lengdearmering i steg</i>	$A_s = 21206 \text{ mm}^2$	$A_s = 22854 \text{ mm}^2$
Skjærarmering		
Tverretning	6 ϕ 16s650 $A_s = 1206 \text{ mm}^2$	Innlagt: 13 ϕ 16s300 $A_s = 2613 \text{ mm}^2$ Optimalisert: 10 ϕ 16s300 $A_s = 2011 \text{ mm}^2$
Lengderetning	ϕ 16s300 nær opplegg og søyler ϕ 16s150 over søyler ϕ 16s600 i felt	ϕ 16s300
Torsjonsarmering		
Bøyler (senteravstand i lengderetning)	ϕ 20s150 i UK av steg ϕ 16s150 i OK av steg	ϕ 16s150 i UK av steg ϕ 16s150 i OK av steg
Tverrarmering		
OK av tverrsnitt	ϕ 20s150	ϕ 20s150
UK av flens	ϕ 16s150	ϕ 16s150
Annen armering		
Lengdearmering i UK av steg over søyle i akse 2	18 ϕ 16s200 Antas innlagt av duktilitetshensyn	-
Lengdearmering i UK av steg over søyle i akse 3	18 ϕ 12s200 Antas innlagt av duktilitetshensyn	-
Armering for mellom steg og flens	Økt forankringslengde av tverrarmering i UK av flens (ϕ 16s150)	Økt forankringslengde av tverrarmering i UK av flens (ϕ 16s150)

Tabell 10-1: Sammenligning av beregnede og oppgitte armeringsmengder

Tabell 10-1 viser at beregnet lengdearmeringsmengde i flens og steg er noe større enn den oppgitte. Dette kan skyldes at det ved beregning av minimumsarmering benyttes største flenstykke, i tillegg til største steghøyde og –bredde, se Figur 3-8. For armeringsmengden funnet for underkant av steg er største stegbredde benyttet. Da den faktiske bredden er mindre, antas det at deler av den beregnede mengden legges oppover langs stegets skrå kanter.

Antall skjærbøyler beregnet avviker fra det oppgitte antallet. Bøylene er valgt til å være av samme størrelse. Likevel finnes nødvendig skjærarmering høyere enn det som er gitt i prosjekttegnningene. Forskjellen er vurdert og diskutert med veileder, professor Jan Arve Øverli. For senteravstand i lengderetning er det i denne oppgaven valgt en konstant senteravstand på 300 millimeter, mens det i prosjekttegnningene er valgt varierende senteravstand mellom 150, 300 og 600 millimeter, henholdsvis for over søyler, ved opplegg/søyler og i felt. Ved vurdering av den oppgitte skjærarmeringen mot minimumskrav, ble mengden i delene med senteravstand 150 millimeter funnet tilstrekkelig. Nær søyle/opplegg og i felt, med konstant armeringsmengde 6Ø16 i tverretning og senteravstand på henholdsvis 300 og 600 millimeter i lengderetning, tilfredstilles ikke kravet til minimum skjærarmering.

Største opptredende skjærkrefter er funnet for lastkombinasjonen *ULS tvang 100 år* i NovaFrame, se Figur 7-4. I felt 2, med senteravstand 600 millimeter, er største opptredende skjærkraft funnet til $V_{Ed, felt2} = 3799$ kN i element 220. Tilsvarende verdi nær søyle/opplegg i felt 2 ved akse 3, med senteravstand 300 millimeter, er funnet til $V_{Ed, nærstøtte3} = 4311$ kN i element 280. Disse verdiene er hentet fra elementer som er funnet innenfor områdene med senteravstand 600 og 300 millimeter i lengderetning. Da det er utfordrende å bestemme akkurat hvor disse områdene begynner og slutter fra prosjekttegnningene, er verdiene for opptredende krefter avlest konservativt. Skjærarmeringen oppgitt i felt og nær søyle/opplegg gir en skjærkapasitet på $V_{Rd,s, felt} = 1652$ kN og $V_{Rd, nærstøtte} = 3304$ kN. Fra dette finnes skjærkapasiteten i samtlige felt og nær søyle/opplegg ved akse 2 og 3 utiltrekkelig med oppgitt skjærarmering. Disse vurderingene forutsetter korrekt modellering i NovaFrame, samt nøyaktig avlesning av verdier. På bakgrunn av beregningene er det likevel behov for ytterligere kontroll av oppgitt skjærarmeringsmengde.

I del 7.4.1 ble en mulig optimalisering av skjærarmering vist. Der ble det funnet at det var mulig å redusere antall skjærbøyler til 10Ø16s350 med senteravstand 300 millimeter i lengderetning. Optimalisert skjærarmeringsmengde gir en skjærkapasitet på $V_{Rd,s, optimalisert} = 5573$ kN. Optimalisering reduserer forskjellen mellom beregnet og oppgitt skjærarmering, men nødvendig armeringsmengde er likevel større enn den oppgitte. Oppgitt skjærarmering er funnet utilstrekkelig av kapasitetshensyn

og fra minimumskrav. Opprinnelig mengde skjærarmering, $13\emptyset16s300$, ble valgt beholdt i denne oppgaven.

Ved nærmere sammenligning av beregnet og oppgitt armering, viste prosjekttegnene ekstra lengdearmering i underkant over søyle. Etter diskusjon med veileder, professor Jan Arve Øverli, antas denne armeringen innlagt av hensyn til duktilitet. Armeringens formål er ikke videre undersøkt, og hensikten kan dermed ikke fastsettes. Ekstra armering blir gjerne lagt inn utover nødvendig armeringsmengde, for å sikre duktil materialoppførsel ved en eventuell overbelastning.

Studentene hadde ingen tidligere kjennskap til modellering i rammeprogrammet NovaFrame slik at læringsprosessen var utfordrende og tidkrevende. Avslutningsvis ble det oppdaget av søylens bredde parallelt med tverretning fra prosjekttegnene var 600 millimeter større enn modellert i NovaFrame. Den modellerte bredden ble valgt beholdt, da søylens bøyestivhet i beregninger likevel er hentet fra NovaFrame, samt at søylens kapasitet ikke ble vurdert.

Ved verifikasjon av resultater i NovaFrame ble avvikene for moment og opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning, større enn forventet. Faktorer som kan ha ført til avvik ble diskutert i 6.1.1 hvor antall desimaler brukt og modellering av opplegg (søylar, landkar) i NovaFrame og ved håndberegning ble nevnt. Videre ble feltmoment funnet ved likevektsbetraktninger slik at eventuelle avvik som inngikk her, også inngikk i resulterende feltmoment. Feilsøking i NovaFrame og håndberegninger ble gjennomført ved flere tilfeller for å finne mulige grunner til avvikets prosentvise størrelse. Da dette ikke førte frem, ble det gjennom samtale med veileder, professor Jan Arve Øverli, og grundig gjennomgang av beregningsmåte for moment og opplagerkrefter med Håvard Johansen, likevel besluttet å gå videre med disse verdiene. Ytterligere verifikasjon for lastpåvirkninger utover egenlast, forspenning og temperatur ble ikke gjennomført. Denne vurderingen ble gjort sammen med veileder, professor Jan Arve Øverli. Grunnlaget for vurderingen var i tråd med oppgavens form som læringsrapport, da ytterligere verifikasjon ville ha innebært mange av de samme beregningene og vurderingene som for verifikasjon for egenlast, forspenning og temperatur.

Som et fordypningstema ble det utarbeidet et Excel-ark for beregning av momentkapasitet for et vilkårlig tverrsnitt. Dette ble gjennomført for å styrke forståelse knyttet til beregning av momentkapasitet. Tverrsnittets momentkapasitet for denne fremgangsmåten ble funnet til å gi en lavere verdi i felt, og høyere verdier over søyle, enn for beregninger med metode fra [18]. Bakgrunn for avvikene diskuteres i det følgende.

Ved beregning i Excel er det tatt hensyn til innlagt trykkarmering i tverrsnittet, mens det for beregning med metode fra [18] ikke tas hensyn til trykkarmering. Trykkarmering gir en lavere

trykksonehøyde og en større momentarm. Dette er to ulike påvirkninger som bidrar til henholdsvis lavere og høyere momentkapasitet, avhengig av tverrsnittets utforming og armeringsmengde. Mengden trykkarmering er større i felt enn over støtte, slik at påvirkning av lavere trykksonehøyde vil være større i felt.

Avviket kan også være knyttet til betraktet effektiv tverrsnittshøyde. Begge fremgangsmåtene benytter midlere effektive tverrsnitthøyde for spenn- og slakkarmering, som i utgangspunktet har ulik overdekning. På denne måten betraktes armeringene å ligge i samme punkt. Ved å uttrykke tøyningene som i del 7.3.4, benyttes både armeringenes faktiske overdekning og midlere effektiv tverrsnittshøyde. Dette kan være en mulig kilde til avvik.

Kapasitetkontroll i tverretning ble utført ved å betrakte flensene i bruoverbygningen som utkragerbjelker, med fast innspenning til steget. Kontrollen ga tilstrekkelig kapasitet med hensyn på moment og skjærkrefter i bruddgrensetilstand, samt tilstrekkelig lave spenninger ved kontroll i bruksgrensetilstand.

Krav til trykkavlastning ble imidlertid ikke innfridd. Kravet angir at hele spennarmeringen skal ligge innenfor trykksonen med en avstand Δc_{dev} . Storparten av spennarmeringen ble funnet til å ligge i trykksonen, men kravet ble ikke tilfredstilt. For å innfri kravet må spennarmeringsmengden økes. Beregningsprosedyre for kontroll av trykkavlastningskrav med økt spennarmering ble beskrevet i del 8.2.4. I samråd med veileder, professor Jan Arve Øverli, ble det besluttet å ikke gjennomføre disse beregningene med økt spennarmeringsmengde. Dette er i tråd med oppgavens formål, da videre beregninger ville innebært samme prosesser som tidligere utført.

Spennarmeringen ble valgt med utgangspunkt i den oppgitte mengden fra prosjekttegnningene. Mulige grunner til at trykkavlastningskrav ikke tilfredsstilles i denne oppgaven, kan være at det ved beregning av transformert tverrsnittsareal og transformert arealmoment er benyttet håndberegnete verdier for oppdatert tverrsnittsdata for effektiv flensbredde, se Tabell 7-3. Dette innebærer oppdatert tyngdepunkt av tverrsnittet. Moment og aksialkraft er hentet fra NovaFrame, hvor tyngdepunktet er forskjellig fra det beregnede oppdaterte tyngdepunktet for tverrsnitt med effektiv flensbredde.

I det følgende avsnittet vil nøyaktigheten av forenklingene som ble gjort i disse beregningene, diskutert. Som nevnt i del 7.6 er utkrageren modellert som en bjelke vinkelrett på lengdeaksen, med parallell lengdearmering. Da brua har skjeve opplegg vil utkrageren og dens armering være skråstilt, som vist i Figur 7-13. Armeringsføring og effekter av skjeve opplegg ikke ble vurdert før i siste del av oppgaven. Det ble valgt å beholde beregnede verdier, og vurdere forenklingene gjort i beregninger.

Ved å øke lengden på den betraktede utkrageren, ville fremstillingen blitt mer representativ. Lastpåkjenningene hadde da økt, som følge av lengre momentarm, høyere egenvekt og større lastbærende areal.

Den statiske modellen forutsetter fast innspenning mellom steg og flens langs hele bruas lengde. Dette vil gi en tilnærmet riktig fremstilling ved betraktning av utkrager over søyle, hvor flensen vil opptre som fast innspent til steget. Lastpåkjenninger på flens, vil følge korteste vei til opplager. Over søyle vil korteste vei være direkte til innspenning mellom steg og flens. I felt fordeles lasten imidlertid i lengde- og tverretning, slik at en betraktning av flensen som utkrager her vil være konservativt.

Kontroller i bruddgrensetilstand for lengde- og tverretning er utført ved å kontrollere lastpåkjenninger i deres helhet, i hver retning. Dette er en konsekvens av å betrakte brua som en bjelke. Ved modellering i elementmetodeprogram kan det tas hensyn til lastfordeling i begge retning.

Spenningsbegrensning i bruksgrensetilstand ble utført for lastkombinasjonene *karaktéristisk og tilnærmet permanent*. Lastkombinasjonen *ofte forekommende* ble ikke sjekket. Denne vurderingen ble gjort ut fra Tabell i 5.6.5 i [9, s. 57], samt at de betraktede lastkombinasjonene er «ytterpunktene» i bruksgrensetilstand.

Ved vurdering av effekt av skjeve opplegg på en brukonstruksjon ble relevant litteratur undersøkt og forventinger angitt. Forventningene bunner i resultater presentert i aktuell litteratur. Forventningene presentert er ikke direkte overførbare til det foreliggende tilfellet grunnet ulikeheter i forhold til tilfellene i den undersøkte litteraturen. Beregning av lastvirkninger for skjeve opplegg ble gjennomført ved å betrakte Kjeldenbruas midtspenn som en fritt opplagt bjelke. Resultatene ble funnet i overensstemmelse med forventninger. Likevel ville en analyse av den aktuelle brua i et elementprogram gi en mer representativ fremstilling av de skjeve oppleggenes effekt. Dette fordi slike program baseres på plateteori, mens metoden benyttet i del 9.6.1 baseres på bjelketeori.

11 Oppsummering

Oppgavens formål har vært at studentene skal tilegne seg kunnskap knyttet til beregningsmetoder for betongbruer. Den har omfattet analyse og dimensjonering av en trefelts etteroppspent betongbru. Hovedfokus har vært å opparbeide kunnskap om bruprosjektering ved å benytte relevant litteratur, regelverk, beregningsmetoder og modelleringsprogrammet NovaFrame. Fordypningstema har omfattet økt forståelse knyttet til beregning av momentkapasitet, samt virkning av skjeve opplegg på brukonstruksjoner.

Innledningsvis ble opplysninger om relevant litteratur, materialvalg og forliggende bru presentert. Bruas spennarmering ble bestemt fra prosjekttegnene, mens slakkarmering ble bestemt fra minimumskrav med dimensjoner som angitt på prosjekttegnene. Last fra egenvekt, trafikk, vind, termisk påkjenning, kryp og svinn, samt spennkrafttap ble deretter bestemt.

Modellering i NovaFrame ble grundig gjennomført og forståelse rundt koder for input, vektlagt. Denne læringsprosessen har vært omfattende og har stått for en stor del av tidsbruken i utarbeidelse av oppgaven. Analyseresultater fra NovaFrame ble videre benyttet ved kapasitetskontroller i brudd- og bruksgrensetilstand.

Verifikasjon av modellen ved håndberegning ble gjennomført for moment grunnet egenlast av overbygning, forspenning og temperatur. I tillegg ble opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning verifisert. Resultater fra håndberegningen ble sammenlignet med resultater fra NovaFrame. For verifikasjon av moment og opplagerkrefter grunnet egenlast av overbygning ble avvikene større enn forventet.

For kapasitetskontroll i lengderetning ble lastvirkningene bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment i bruddgrensetilstand, sjekket. Spennarmeringen ble funnet til å gi tilstrekkelig kapasitet. For skjærkrefter mellom steg og flens, samt for riss-torsjonsmoment, ble det funnet behov for armering. For tverretning ble kontroller for moment og skjærkraft gjennomført.

Med beregnet innlagt armering ble kapasiteten i bruddgrensetilstand tilstrekkelig.

Armeringsmengden ble tilnærmet lik mengden gitt på prosjekttegnene, men for skjærarmering ble armeringsmengden nødvendig, funnet større enn oppgitt. Spenning- og rissviddekontroller i lengde- og tverretning ble utført i bruksgrensetilstand. Spenningene ble funnet til å være under grenseverdien og tverrsnittet forble urisset i lengderetning. Krav til trykkavlastning ble imidlertid ikke innfridd. Dette førte til økt behov for spennarmering.

Som et fordypningstema ble det utarbeidet et Excel-ark for beregning av momentkapasitet for et vilkårlig tverrsnitt. Dette ble gjennomført for å styrke forståelsen knyttet til beregning av momentkapasitet. Tverrsnittets momentkapasitet for denne fremgangsmåten ble funnet til å gi en lavere verdi for momentvirkninger i felt, og høyere verdi over søyler, enn for beregninger med metode fra [18].

Kapasitetkontroll i tverretning ble utført ved å betrakte flensene i bruoverbygningen som utkragerbjelker, med fast innspenning til steget. Kontrollen ga tilstrekkelig kapasitet med hensyn på moment og skjærkrefter i bruddgrensetilstand, samt tilstrekkelig lave spenninger ved kontroll i bruksgrensetilstand.

I tillegg ble effekt av skjeve opplegg på en brukonstruksjon behandlet som et fordypningstema. Relevant litteratur om skjeve opplegg, deres formål og effekter ble belyst. Fra aktuell teori ble forventet resultat angitt. Påvirkningene ble også undersøkt for en fritt opplagt bjelke ved bruk av beregningsmetode angitt i kapittel 9. Resultatene ble videre sammenlignet og funnet i overensstemmelse med forventet resultat.

Avslutningsvis ble enkelte resultater, utfordringer og forenklinger angitt og diskutert med en påfølgende oppsummering av rapporten.

Referanseliste

- [1] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+ NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN); 2008.
- [2] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. CEN; 2010.
- [3] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4:2005+ NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster*. Brussel: CEN; 2009.
- [4] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-1:2002+ NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. Brussel: CEN; 2008.
- [5] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer*. Brussel: CEN; 2003.
- [6] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*. Brussel: CEN; 2008.
- [7] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+ NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Brussel: CEN; 2008.
- [8] Standard Norge. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer*. Brussel: CEN; 2005.
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok N400: Bruprosjektering- Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet; 2015. Statens vegvesens håndbøker.
- [10] Statens vegvesen. *Håndbok 185: Bruprosjektering- Eurokodeutgave*. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet; 2011. Statens vegvesens håndbøker.
- [11] Johansen H. *Praktisk prosjektering av etteroppente betongbruer, Kompendium*. Bruseksjonen, Statens vegvesen Vegdirektoratet. Trondheim 2016.
- [12] Dywidag International Systems. *European Technical Approval, Post- Tensioning Systems. Bonded Post- Tensioning Kit for Prestressing of Structures with 3 to 55 Strands. ETA-13/0815*. Tyskland; 2013. ETA-06/0022. Tilgjengelig fra: [Dywidag Norge](#), hentet 02.02.16.
- [13] Statens vegvesen. *Håndbok V499: Bruprosjektering*. Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet; 2014. Statens vegvesens håndbøker.
- [14] Aas-Jakobsen. *Prosjekttegninger*; 2015.
- [15] Store norske leksikon. *Karbonatisering*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Karbonatisering](#), hentet 25.01.16.

- [16] Vennesla, Ø., Vinje, L. *Betongelementboken. Bind D. Del 2. Miljø og bestandighet*. Asker: SB Grafisk; 2000.
- [17] Store norske leksikon. *Armert betong*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Armert betong](#), hentet 25.01.16.
- [18] Sørensen S. I. *Betongkonstruksjoner*. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag; 2013.
- [19] Store norske leksikon. *Spennbetong*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Spennbetong](#), hentet 10.02.16.
- [20] Dywidag Norge. *MA Systemet (5-55 tau)*. Tilgjengelig fra: [Dywidag Norge, MA Systemet \(5-55 tau\)](#), hentet 11.02.16.
- [21] Larsen, P.K. *Konstruksjonsteknikk- Laster og bæresystemer*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2008.
- [22] Store norske leksikon. *Kryp*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Kryp](#), hentet 09.02.16.
- [23] Store norske leksikon. *Svinn - teknikk*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Svinn – teknikk](#), hentet 09.02.16.
- [24] Aas-Jakobsen. *User's Guide. NovaFrame versjon 5*; 2011.
- [25] Store norske leksikon. *Elementmetoden*. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Elementmetoden](#), hentet 08.03.16.
- [26] NovaFrame og NovaDesign. Aas-Jakobsen. Tilgjengelig fra: [Novaprog](#), hentet 07.03.
- [27] Statens vegvesen. *Introkurs NovaFrame – Preprosessor*; 2016.
- [28] Statens vegvesen. *Introkurs NovaFrame – Postprosessor*; 2016.
- [29] Store norske leksikon. *Tregghetsmoment*. Tilgjengelig fra: [Store norske leksikon, Tregghetsmoment](#), hentet 08.03.16.
- [30] Aalberg, A., Clausen, A. H., Larsen, P. K. *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler*. 3. utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2003.
- [31] Aas-Jakobsen. *Appendix 2. Using Reference lines*; 2003.
- [32] Standard.no. Tilgjengelig fra: [Standard.no. NS 3491-4:2002](#), hentet 11.05.16.
- [33] Bell, K. *Matrisestatikk- Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2011.
- [34] *Formelsamling TKT4220 Betongkonstruksjoner 2*. NTNU: Institutt for Konstruksjonsteknikk; 2010.
- [35] Strand, E., Kaldbekkdalen, A. K. *Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru*. Trondheim: NTNU; 2014.

- [36] Pucher, A. *Einflußfelder elatischer Platten*; 1951.
- [37] *Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1*. NTNU: Institutt for Konstruksjonsteknikk; 2012.
- [38] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 6 Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*. Oslo: Norsk Betongforening; 1978.
- [39] Kanstad, T. *Kontroll og krav i bruksgrensetilstand*. Powerpoint-presentasjon. Trondheim. Tilgjengelig, forutsatt tilgang, fra: [Kontroll og krav i bruksgrensetilstand](#), hentet 19.04.16.
- [40] Ashwin, K., Dattatreya, J. K., S.V Dinesh., Sindhu, B. *Effect og skew angle on static behaviour of reinforced concrete slab bridge decks*. India: Siddaganga Institute of Technology; 2013. Tilgjengelig fra: [eSAT Journals](#), hentet 14.05.16.
- [41] Menn, C. *Prestressed Concrete Bridges*. Tyskland: Birkhäuser; 1990.
- [42] Ansuman kar, Vikash Khatri, Maiti, P. R., Singh, P. K. *Study on Effect of Skew Angle in Skew Bridges*. India: Banaras Hindu University; 2012. Tilgjengelig fra: [idc-online.com](#), hentet 14.05.16.
- [43] Mondorf, P. E. *Betonbroer. Plade- og bjælkebroer*. Polyteknisk forlag; 1981.
- [44] Leonhardt, F. *Vorlesungen über Massivbau. Sechster Teil. Grundlagen des Massivbrückenbaues*. Tyskland: Springer-Verlag; 1979.
- [45] Petersson, T., Sundquist, H. *Vridning och Lastfördelning*. Utg. 5. Stockholm: Institutionen för byggkonstruktion: Kungliga Tekniska Högskolan; 2001.
- [46] Ashebo, D. B., Chan, T. H. T., Yu, L. *Evaluation of dynamic loads on a skew box girder continuous bridge. Part I: Field test and modal analysis*. Kina: The Hong Kong Polytechnic University og Jinan University; 2007. Tilgjengelig fra: [Sciencedirect.com](#), hentet 25.05.16.
- [47] He, X. H., Linzell, D. G., Scanlon, A., Sheng, X. W., Yu, X. D. *Skewed concrete box girder bridge static and dynamic testing and analysis*. China: Sentral South University, USA: The Pennsylvania State University; 2012. Tilgjengelig fra: [Sciencedirect.com](#), hentet 25.05.16.
- [48] Nilsen, T. *Beregning av platebruer av betong: Effekt av skjeve opplegg og usymmetrisk last*. Trondheim: NTNU; 2008.
- [49] Bjerketvedt, C. M., Ring, A. *Effekter av skjeve opplegg på en trespenns betongbru*. Trondheim: NTNU; 2012.
- [50] Funkhouser, D. W., Heins, C. P. *Skew and Elevated Support Effects on Curved Bridges*. USA: Civil Engineering Department: University of Maryland; 1972.

Vedleggsliste

Vedlegg A: Prosjekteringsgrunnlag	1
Vedlegg B: Armering i brua	3
Vedlegg c: Laster	13
Vedlegg D: Verifikasjon av resultater i NovaFrame	37
Vedlegg E: Dimensjonering i bruddgrensetilstand	49
Vedlegg F: Dimensjonering i bruksgrensetilstand	83
Vedlegg G: Skjeve opplegg	107
Vedlegg H: Resultater og diskusjon	111

Vedlegg A: Prosjekteringsgrunnlag

Materialer

Betong

Verdier hentet fra Tabell 3.1 i EK2-1-1.

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Karakteristisk sylindrefasthet
$\alpha_{cc} = 0,85$	Koeffisient, EK2-1-1, 3.1.6(1)
$\gamma_c = 1,5$	Materialfaktor for betong
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa}$	Dimensjonerende sylindetrykkfasthet
$E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$	Elastisitetsmodul for betong
$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa}$	Karakteristisk aksialtrekkfasthet
$f_{ctd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,53 \text{ MPa}$	Dimensjonerende aksialtrekkfasthet
$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$	Betongens midlere aksialtrekkfasthet
$\rho_{c,uarmert} = 24 \text{ kN / m}^3$	Tyngdetetthet uarmert betong
$\rho_{c,armert} = 25 \text{ kN / m}^3$	Tyngdetetthet armert betong

Spennarmering

12 tau à 150 mm² per kabel

$A_p = 1800 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal kabel
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk strekkfasthet 0,1%-grense
$\gamma_{s,ULS} = 1,15$	Materialfaktor for armering ULS
$\gamma_{s,SLS} = 1,0$	Materialfaktor for armering SLS
$E_p = 195000 \text{ MPa}$	Elastisitetsmodul for spenntau
$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_{s,ULS}} = 1391 \text{ MPa}$	Dimensjonerende strekkfasthet

$$P_{m0,max} = 2657 \text{ kN}$$

Forspenningskraft [12]

$$P_{0,max} = 2804 \text{ kN}$$

Forspenningskraft [12]

Slakkarmering

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

Karakteristisk flytespenning B500NC

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,ULS}} = 434 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytespenning

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

Elastisitetsmodul for slakkarmering

Kjeldenbrua

$$L_{tot} = 61,5 \text{ m}$$

Bruas totale lengde

$$L_1 = 18 \text{ m}$$

Lengde av spenn 1

$$L_2 = 22 \text{ m}$$

Lengde av spenn 2

$$L_3 = 12,5 \text{ m}$$

Lengde av spenn 3

$$h = 1,2 \text{ m}$$

Tverrsnittshøyde langs senterlinje

$$b_{tot} = 10,1 \text{ m}$$

Bruas totale bredde

$$b = 9 \text{ m}$$

Føringsavstand

$$t_{belegning} = 80 \text{ mm}$$

Belegningstykkelse

Vedlegg B: Armering i brua

Input

$b_{1/3} = 2500 \text{ mm}$	Bredde del 1 og del 3
$b_2 = 4100 \text{ mm}$	Bredde del 2
$h_{1/3} = 445 \text{ mm}$	Høyde del 1 og del 3
$h_2 = 1200 \text{ mm}$	Høyde del 2
$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Karakteristisk sylindrefasthet
$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$	Betongens midlere aksialtrekkfasthet
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning
$c_{uk} = 65 \text{ mm}$	Overdekning for slakkarmering i UK, se del 3.3
$c_{ok} = 75 \text{ mm}$	Overdekning for slakkarmering i OK, se del 3.3
$\phi_{1/3,uk} = 16 \text{ mm}$	Diameter slakkarmering i UK av del 1 og del 3 [14]
$\phi_{1/3,ok} = 20 \text{ mm}$	Diameter slakkarmering i OK av del 1 og del 3 [14]
$\phi_{2,uk} = 25 \text{ mm}$	Diameter slakkarmering i bunn av del 2 [14]
$\phi_{2,ok} = 20 \text{ mm}$	Diameter slakkarmering i topp av del 2
$s = 150 \text{ mm}$	Senteravstand mellom lengdearmeringsjern, se 3.5.2
$\phi_{skjær} = 16 \text{ mm}$	Diameter skjærarmering [14]

Vedlegg B.1: SPENNARMERINGSSYSTEM

Etteroppspanning

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Middelverdi av betongens sylindrefasthet

$$t = 7 \text{ døgn}$$

Tidspunkt for påføring av forspanning

$$s = 0,25$$

Sementklasse N, EK2-1-1, 3.1.2(6)

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,7788$$

Koeffisient, EK2-1-1, 3.1.2(6)

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} = 41,276 \text{ MPa}$$

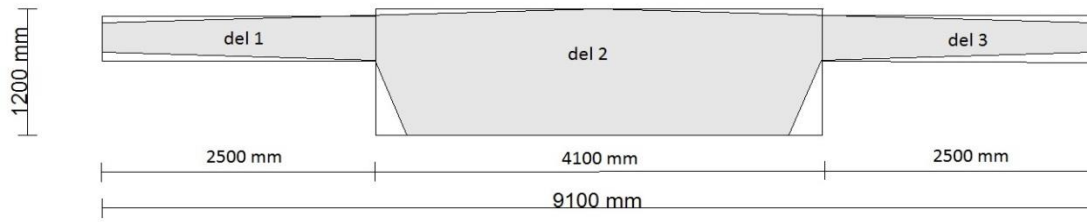
Middelverdi av betongtrykkfasthet etter 7 døgn, EK2-1-1, 3.1.2(6)

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ for } 3 < t < 28 \text{ døgn}$$

$$f_{ck}(t) = 33,3 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet etter 7 døgn, EK2-1-1, 3.1.2(5)

Vedlegg B.2: EFFEKTIV TVERRSNITTSHØYDE



Figur B.1: Illustrasjon av forenklet tverrsnitt for beregning av minimumsarmering.

Uttrykk for effektiv tverrsnittshøyde, beregnet til lengdearmering:

$$d_i = h_i - c_i - \phi_i - \frac{\phi_i}{2}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for del 1 og del 3

Bunn

$$d_{1/3,uk} = h_1 - c_{uk} - \phi_{1,uk} - \frac{\phi_{1,uk}}{2} = 356 \text{ mm}$$

Topp

$$d_{1/3,ok} = h_1 - c_{ok} - \phi_{1,ok} - \frac{\phi_{1,ok}}{2} = 340 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for del 2

Bunn

$$d_{2,uk} = h_2 - c_{uk} - \phi_{2,uk} - \frac{\phi_{2,uk}}{2} = 1097,5 \text{ mm}$$

Topp

$$d_{2,ok} = h_2 - c_{ok} - \phi_{2,ok} - \frac{\phi_{2,ok}}{2} = 1095 \text{ mm}$$

Vedlegg B.3: FASTSETTELSE AV NØDVENDIG SLAKKARMERING

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_i \times d_i \geq 0,0013 \times b_i \times d_i \quad \text{Minimumarmering, EK2-1-1, NA. 9.2.1.1 (1)}$$

$$0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad \text{Minstekrav er tilfredsstilt. Bruker uttrykket over.}$$

$$\frac{A_{s,\min}}{b_i} \quad \text{Minimumsarmering per breddeenhet}$$

Armeringsmengder ut fra valgt jernstørrelse

$$A_{s,i} = \frac{\pi \times \left(\frac{\phi_i}{2}\right)^2}{s} \quad \text{Armeringsmengde med valgt diameter, per lengdeenhet.}$$

$$A_{s,\phi 16c150} = \frac{\pi \times \left(\frac{16}{2}\right)^2}{150} = 1340,37 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Armeringsmengde for } \phi 16s150$$

$$A_{s,\phi 20c150} = \frac{\pi \times \left(\frac{20}{2}\right)^2}{150} = 2094,33 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Armeringsmengde for } \phi 20s150$$

$$A_{s,\phi 25c150} = \frac{\pi \times \left(\frac{25}{2}\right)^2}{150} = 3272,40 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Armeringsmengde for } \phi 25s150$$

Minimumsarmering del 1 og del 3

Minimumsarmering i bunn:

$$A_{s,1/3,min,uk} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_1 \times d_{1/3,uk} = 1758,64 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,1/3,min,uk}}{b_1 \times 10^{-3}} = 703,46 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Minimumsarmering per breddeenhet}$$

$$A_{s,1/3,uk} = b_1 \times 10^{-3} \times A_{s,\phi 16c150} = 3350,93 \text{ mm}^2 \quad \text{Armeringsmengde}$$

$$A_{s,1/3,uk} \geq A_{s,1/3,min,uk} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av valgt armering mot minimumsarmering.}$$

$$n_{1/3,uk} = \frac{A_{s,1/3,uk}}{A_{s,\phi 16}} = \frac{3350,93 \text{ mm}^2}{201,06 \text{ mm}^2} = 16,67 \quad \text{Nødvendig antall armeringsjern}$$

Armeringsmengde i underkant av del 1 og del 3:

$$\text{Velger: } 17\phi 16s150, A_{s,1/3,uk} = 3417,95 \text{ mm}^2, \text{ per meter: } A_{s,1/3,uk} = \frac{A_{s,1/3,uk}}{b_1} = 1367,18 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering i topp:

$$A_{s,1/3,min,ok} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_1 \times d_{1/3,ok} = 1679,6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,min,ok}}{b_1 \times 10^{-3}} = 671,84 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Minimumsarmering per breddeenhet}$$

$$A_{s,1/3,ok} = b_1 \times 10^{-3} \times A_{s,\phi 20c150} = 5235,83 \text{ mm}^2 \quad \text{Armeringsmengde}$$

$$A_{s,1/3,ok} \geq A_{s,1/3,min,ok} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av valgt armering mot minimumsarmering.}$$

$$n_{1/3,ok} = \frac{A_{s,1/3,ok}}{A_{s,\phi 20}} = \frac{5235,83 \text{ mm}^2}{314,15 \text{ mm}^2} = 16,67 \quad \text{Nødvendig antall armeringsjern}$$

Armeringsmengde i overkant av del 1 og del 3:

Velger: 17 ϕ 20s150, $A_{s,1/3,ok} = 5340,55 \text{ mm}^2$, per meter: $A_{s,1/3,ok} = \frac{A_{s,1/3,ok}}{b_1} = 2136,22 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Minimumsarmering del 2

Minimumsarmering i bunn:

$$A_{s,2,\text{min},uk} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_2 \times d_{2,uk} = 8891,51 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,2,\text{min},uk}}{b_2 \times 10^{-3}} = 2168,66 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering per breddeenhet

$$A_{s,2,uk} \geq A_{s,2,\text{min},uk} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av valgt armering mot minimumsarmering.

$$A_{s,2,uk} = b_2 \times 10^{-3} \times A_{s,\phi 25c150} = 13416,82 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde

$$n_{2,uk} = \frac{A_{s,2,uk}}{A_{s,\phi 25}} = \frac{13416,82 \text{ mm}^2}{490,86 \text{ mm}^2} = 27,33$$

Nødvendig antall armeringsjern

Armeringsmengde i underkant av del 2:

Velger: 28 ϕ 25s150, $A_{s,2,uk} = 13744,06 \text{ mm}^2$, per meter: $A_{s,2,uk} = \frac{A_{s,2,uk}}{b_2} = 3352,21 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Minimumsarmering i topp:

$$A_{s,2,\text{min},ok} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_2 \times d_{2,ok} = 8871,25 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,2,\text{min},ok}}{b_2 \times 10^{-3}} = 2163,72 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering per breddeenhet

$$A_{s,2,ok} = b_2 \times 10^{-3} \times A_{s,\phi 20c150} = 8586,76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2,ok} \leq A_{s,2,\text{min},ok} \rightarrow \text{ikke OK}$$

Kontroll av valgt armering mot minimumsarmering.

Bruker minimumsarmering i overkant:

$$n_{2,ok} = \frac{A_{s,2,\text{min},ok}}{A_{s,\phi 25}} = \frac{8871,25 \text{ mm}^2}{314,15 \text{ mm}^2} = 28,24$$

Nødvendig antall armeringsjern

Armeringsmengde i overkant av del 2

Velger: $29\phi 20s150$, $A_{s,2,ok} = 9110,35 \text{ mm}^2$, per meter: $A_{s,2,ok} = \frac{A_{s,2,ok}}{b_2} = 2222,04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Oppsummering av armeringsmengde:

Tverrsnittsdell	Antall, diameter og senteravstand	A_s
Del 1/3, bunn	$17\phi 16s150$	3418 mm^2
Del 1/3, topp	$17\phi 20s150$	5341 mm^2
Del 2, bunn	$28\phi 25s150$	13744 mm^2
Del 2, topp	$29\phi 20s150$	9110 mm^2

Tabell B.1: Resultat av armeringsberegning.

Vedlegg B.4: MINIMUM SKJÆRARMERING

Ved beregning av skjærarmring benyttes en midlere tverrsnittsbredde for steget:

$$b_{\text{steg,uk}} = 3500 \text{ mm}$$

Stegets bredde i UK [14]

$$b_{\text{steg,ok}} = 4100 \text{ mm}$$

Stegets bredde i OK [14]

$$b_w = \frac{b_{\text{steg,uk}} + b_{\text{steg,ok}}}{2} = 3800 \text{ mm}$$

Stegets midlere bredde

$$\rho_{w,\text{min}} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1,34 \times 10^{-3}$$

Minimum skjærarmeringsforhold [7]

$$\frac{A_{sw,\text{min}}}{s} = \rho_{w,\text{min}} \times b \times \sin \alpha$$

Minimum skjærarmring per lengdeenhet [7].

$$\sin \alpha = \sin 90 = 1,0$$

Antar 90 grader mellom bøyer og lengderetning

$$\frac{A_{sw,\text{min}}}{s} = 5500,73 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$d_{\text{skjær}} = h_1 - c_{uk} - c_{ok} - 2 \times \frac{\phi_{\text{skjær}}}{2} = 1044 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for skjærarmring

Maksimal senteravstand

Lengderetning

$$s_{l,\text{max}} = 0,75 \times d_{\text{skjær}} \times (1 + \cot \alpha) = 783 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand i lengderetning [7]

Tverretning

$$s_{t,\text{max}} = 0,75 \times d_{\text{skjær}} \leq 600 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand i tverretning [7]

$$s_{t,\text{max}} = 783 \text{ mm} \geq 600 \text{ mm}$$

Beregnet senteravstand. Større enn maksimalverdien.

$$s_{t,\text{max}} = 600 \text{ mm}$$

Velger: $s_t = 300 \text{ mm}$

Senteravstand tverretning

$$n_{bøyer} = \frac{b_w - 2 \times c_{uk}}{s_t} = 12,23$$

Nødvendig antall skjærbøyer

Velger: 13 bøyer:

$$A_{sw} = \pi \times \left(\frac{\phi_{skjær}}{2} \right)^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Areal av en enkeltsnittet bøyلة med diameter 16 mm

$$A_{sw,13} = 13 \times A_{sw} = 2613,73 \text{ mm}^2$$

Totalt skjærarmeringsareal

Nødvendig avstand i lengderetning:

$$s_{l,nødvendig} = \frac{A_{sw}}{\frac{A_{sw}}{s_{\min}}} = \frac{2613,73 \text{ mm}^2}{5500,73 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,475 \text{ m}$$

Velger senteravstand $s_l = 300 \text{ mm}$

Senteravstand i lengderetning

Kontroll mot minimumsarmering

$$A_{sw,13s450} = A_{sw,13} \times \frac{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{s_l} = 8712,43 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$5500,73 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \leq 8712,43 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kontroll mot minimumsarmering → OK

Velger skjærarmering 13 bøyer à $\phi 16$ med senteravstand 300 mm i tverretning, og 300 mm i lengderetning.

Oppsummering av skjærarmeringsmengde:

Tverretning	13 ϕ 16s300
Lengderetning	ϕ 16s300

Tabell B.2: Oppsummering av skjærarmering.

Vedlegg C: Laster

Input

$\rho = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$	Tyngdetetthet armert betong, tabell A.1 i [4]
$A_{\text{overbygning}} = 6,33 \text{ m}^2$	Tverrsnittsareal overbygning, hentet fra NF
$g_{\text{belegning}}^* = 3,5 \text{ kN} / \text{m}^2$	Belegningsvekt, Tabell 5.1, HBN400
$b = 9 \text{ m}$	Føringsavstand [14]
$g_{\text{rekkverk}} = 3,0 \text{ kN} / \text{m}$	Egenlast av rekkverk
$L_{\text{tot}} = 61,5 \text{ m}$	Bruas totale lengde

Vedlegg C.1: PERMANENTE LASTER

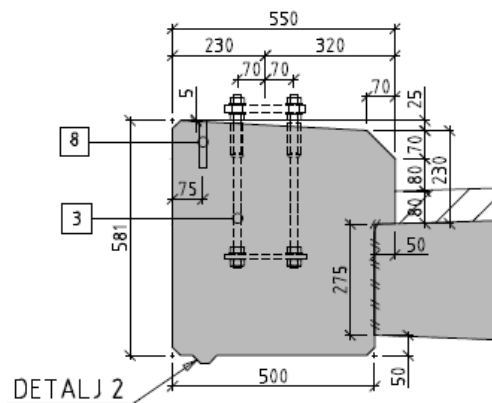
Egenlast

$g_{\text{overbygning}} = A_{\text{overbygning}} \times \rho = 158,25 \text{ kN} / \text{m}$	Egenlast av overbygning
$g_{\text{belegning}} = g_{\text{belegning}}^* \times b = 31,5 \text{ kN} / \text{m}$	Belegningsvekt per meter i lengderetning

Tverrsnittsareal kantdrager, mål fra Figur C.1.

$$A_{\text{kantdrager}} = 0,5 \times 0,05 + 0,5 \times 0,275 + 0,55 \times 0,16 + 0,5 \times 0,07 \times 0,07 + 0,48 \times 0,07 + 0,5 \times 0,48 \times 0,025$$

$$A_{\text{kantdrager}} = 0,293 \text{ m}^2$$

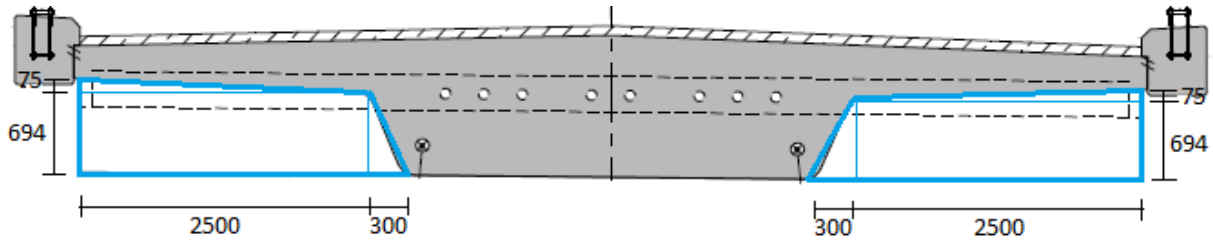


Figur C.1: Mål for kantdrager.

$g_{\text{kantdrager}} = A_{\text{kantdrager}} \times \rho = 7,31 \text{ kN} / \text{m}$	Egenlast av én kantdrager
$g_{\text{tot}} = g_{\text{overbygning}} + 2 \times g_{\text{kantdrager}} + g_{\text{rekkverk}} + g_{\text{belegning}}$	Total jevnt fordelt egenlast

$$g_{tot} = 207,38 \text{ kN / m}$$

$$A_{\text{tverrbærer}} = \left(\begin{array}{l} 0,5 \times 300 \times 694 \\ + 0,5 \times 75 \times 2500 \\ + 2500 \times 694 \end{array} \right) \times 10^{-6} = 1,93 \text{ m}^2 \text{ Tverrsnittsareal av én tverrbærer, mål fra [14]}$$



Figur C.2: Mål for beregning av areal.

$$t_{\text{tverrbærer}} = 1 \text{ m}$$

Tykkelse av tverrbærer, mål fra [14]

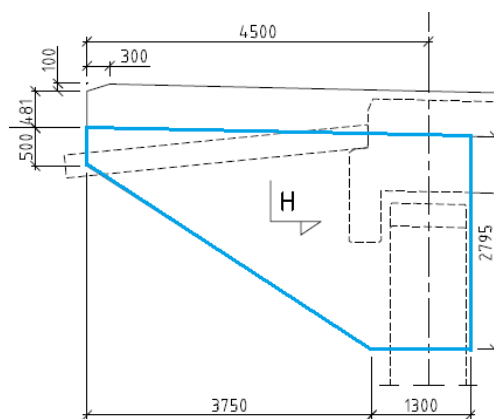
$$V_{\text{tverrbærer}} = A_{\text{tverrbærer}} \times t_{\text{tverrbærer}} = 1,933 \text{ m}^3$$

Volum av én tverrbærer

$$G_{\text{tverrbærer}} = 2 \times V_{\text{tverrbærer}} \times \rho = 96,64 \text{ kN}$$

Egenlast av tverrbærere i hver ende

$$A_{\text{vange}} = \left(\begin{array}{l} 0,5 \times 111,1 \times 5050 \\ + 388,9 \times 5050 \\ + 0,5 \times 3750 \times 2406,1 \\ + 1300 \times 2406,1 \end{array} \right) \times 10^{-6} = 9,88 \text{ m}^2 \text{ Tverrsnittsareal for én vange, mål fra [14]}$$



Figur C.3: Detaljmål for vanger.

$$t_{\text{vange}} = 0,4 \text{ m}$$

Tykkelse av vange, mål fra [14]

$$V_{vange} = A_{vange} \times t_{vange} = 3,95 \text{ m}^3$$

Volum av én vange

$$G_{vanger} = 2 \times V_{vange} \times \rho = 197,68 \text{ kN}$$

Utkraget punktlast pga. vanger i hver ende

$$y = 0,25 \times \left(\begin{array}{l} 1397,5 + 1658,07 \\ +(194,45 + 2406,1) \\ +(37,03 + 2795) \end{array} \right) \times 10^{-3} = 2,12 \text{ m} \text{ } y\text{-koordinat for massesenter av vange}$$

$$x = 0,25 \times \left(\begin{array}{l} 1683,33 \\ +2500 + 1875 \\ +(650 + 3750) \end{array} \right) \times 10^{-3} = 2,61 \text{ m} \text{ } x\text{-koordinat for massesenter av vange}$$

$$a = 4,5 - x = 1,89 \text{ m}$$

Momentarm for G_{vanger}

$$M_{vanger} = G_{vanger} \times a = 372,70 \text{ kNm}$$

Moment over lager pga. punktlasten G_{vanger}

Vedlegg C.2: VARIABLE LASTER

Trafikklast

Inndeling av kjørebane

$$w = 9 \text{ m}$$

Tilgjengelig kjørebanebredde.

$$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$$

Antall kjørefelt, EK1-2, 4.2.3

$$w_f = 3 \text{ m}$$

Kjørefeltbredde, EK1-2, 4.2.3

$$w - 3 \times n_1 = 9 - 3 \times 3 = 0 \text{ m}$$

Resterende bredde

Vertikal lastpåkjenning

LM1:

Kjørebane	Akslingslast, $Q_{r/ik} \times \alpha_{qi/qr}$	Jevnt fordelt last, $q_{ik/rk} \times \alpha_{qi/r}$
Kjørebane 1	300 kN	5,4 kN / m ²
Kjørebane 2	200 kN	2,5 kN / m ²
Kjørebane 3	100 kN	2,5 kN / m ²
Resterende område	0	2,5 kN / m ²

Tabell C.2: Lastpåkjenning ved LM1.

LM2:

$$Q_2 = 400 \text{ kN}$$

Akslingslast ved LM2

Horisontale krefter

Bremselengde:

$$L_{tot} = 61,5 \text{ m}$$

Bruas totale lengde.

Korreksjonsfaktorene er hentet fra EK1-2, NA-4-3-2:

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

Korreksjonsfaktor for akslingslast for alle kjørebaner

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

Korreksjonsfaktor for kjørebane 1, jevnt fordelt last

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

Korreksjonsfaktor for øvrige kjørebaner, jevnt fordelt last

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

Korreksjonsfaktor for resterende område,
jevnt fordelt last

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_1) + 0,10\alpha_{q1}q_1w_1L_{tot}$$

Uttrykk for karakteristisk bremselast, EK1-2, 4.4.1.

$$Q_1 = 300 \text{ kN}$$

Akslingslast for LM1 kjørefelt 1, Tabell 4.2 i [5]

$$q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$$

Jevnt fordelt trafikklast fra LM1, felt 1, Tabell 4.2 i [5]

$$Q_{1k} = 459,63 \text{ kN}$$

Beregnet karakteristisk bremselast

$$q_{1ks} = \frac{Q_{1k}}{L_{tot}} = 7,47 \text{ kN/m}$$

Gjør bremsekraften om til en stripelast

Sidelast:

$$Q_{srk} = 0,25 \times Q_{1k} = 114,91 \text{ kN}$$

Verdi for sidekraft, EK1-2, 4.4.2(4)

$$q_{srs} = \frac{Q_{srk}}{L_{tot}} = 1,87 \text{ kN/m}$$

Gjør sidekraften om til en stripelast

Vindlast

Største spenn = 22 m → Vindlastklasse I	HBN400, 5.4.3.1
Spenn > 40 m → Dynamisk lastvirkning neglisjeres, EK1-1-4, 8.2(1)	
$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	Referansevindhastighet Midtre Gauldal kommune, EK1-1-4, Tabell NA.4 (901.1)
$c_{dir} = 1,0$	Retningsfaktor, EK1-1-4, NA4.2(2)P
$c_{season} = 1,0$	Årstidfaktor, EK1-1-4, NA4.2(2)P
$H_0 = 900 \text{ m}$	Regionalt tregrensenivå, EK1-1-4, tabell NA.4 (901.2)
$H = 125 \text{ m}$	Kotehøyde for brua
$H_0 > H \rightarrow c_{alt} = 1,0$	Nivåfaktor, EK1-1-4, NA4.2(2)P
Brukonstruksjoner skal kontrolleres med et vindfelt med returperiode på 50 år, HBN400, 5.4.3.3	
Referansevindhastigheten er basert på 50 års returperiode, EK1-1-4, Figur NA.4 (901.1)	
→ $c_{prob} = 1,0$	Overskridelsessannsynlighetsfaktor, EK1-1-4, NA4.2(2)P
$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	Basisvindhastigheten, EK1-1-4, NA.4.2(2)P
$c_0(z) = 1,0$	Terrengformfaktor, EK1-1-4, 4.3.1
Terrengruhetskategori II	EK1-1-4, Tabell NA.4.1
$z_0 = 0,05 \text{ m}$	Ruhetslengde, EK1-1-4, Tabell NA.4.1
$z_{min} = 4 \text{ m}$	Minimumshøyden, EK1-1-4, Tabell NA.4.1
$z = 8 \text{ m}$	Overbygningens høyde over terreng
$k_r = 0,19$	Terrengruhetsfaktor, EK1-1-4, Tabell NA.4.1
$z_{maks} = 200 \text{ m}$	EK1-1-4, 4.3.2(1)
$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,96$ for $z_{min} \leq z \leq z_{maks}$	Ruhetsfaktoren, EK1-1-4, 4.3.2(1)

$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 24,1 \text{ m/s}$	Stedsvindhastigheten, EK1-1-4, 4.3.1(1)
$k_t = 1,0$	Turbulensfaktor, EK1-1-4, NA.4.4
$I_v(z) = \frac{k_t}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)} = 0,197 \text{ for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$	Turbulensintensiteten, EK1-1-4, 4.4(1)
$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$	Luftens densitet, EK1-1-4, NA.4.5(1)
$k_p = 3,5$	Toppfaktor, EK1-1-4, NA.4.5(1)
$q_p(z) = 0,5 \times \rho \times v_m^2(z) \times [1 + 2 \times k_p \times I_v(z)]$	Vindkasthastighetstrykk, EK1-1-4, NA.4.5(1)
$q_p(z) = [1 + 2 \times k_p \times I_v(z)] \times q_m(z) = 864,2 \text{ Pa}$	
$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 390,6 \text{ Pa}$	Basisvindhastighetstrykk, EK1-1-4, 4.5(1)
Vindpåvirkning på bru uten trafikklast	
$L = 1 \text{ m}$	Enhetslengde (kraft per enhetslengde, L)
$b_{tot} = 10,1 \text{ m}$	Bruas bredde i x-retning
$d = 1,2 \text{ m}$	Bruas dybde i z-retning
$d_{tot} = d + 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$	Total dybde, åpen parapet og åpent sikkerhetsrekkverk, EK1-1-4, Tabell 8.1
$A_{ref,x} = d_{tot} \times L = 1,8 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$	Referanseareal, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = 2,21$	Eksponeringsfaktor, EK1-1-4, 4.5(1)
$b_{tot} / d_{tot} = 4,21$	Forhold mellom bredde og dybde
$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,29$	Kraftfaktor, EK1-1-4, Figur 8.3
$C = c_e(z) \times c_{f,x} = 2,85$	Vindlastfaktor, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$F_{wx} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x} = 2006,7 \text{ N/m}$	Vindkraft i x-retning, EK1-1-4, 8.3.2(1)

$c_{f,z} = \pm 0,9$	Kraftfaktor, EK1-1-4, NA.8.3.3
$C = c_e(z) \times c_{f,z} = 1,99$	Vindlastfaktor, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$A_{ref,z} = b_{tot} \times L = 10,1 \text{ m}^2 / \text{m}$	Referanseareal, EK1-1-4, 8.3.3(2)
$F_{wz} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,z} = 7855,5 \text{ N} / \text{m}$	Vindkraft i z-retning, EK1-1-4, 8.3
$e = b_{tot} / 4 = 2,525 \text{ m}$	Eksentrisitet for F_{wz} , EK1-1-4, 8.3.3(5)
$F_{wy} = 0,25 \times F_{wx} = 501,7 \text{ N} / \text{m}$	Vindkraft i y-retning, EK1-1-4, NA.8.3.4(1)

Vindpåvirkning på bru med trafikklast

$v_p = 35 \text{ m} / \text{s}$	Vindkasthastighet ved kjørebanelens høyeste punkt, HB400, 5.4.3.3
$q_{b,t} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_p^2 = 765,6 \text{ Pa}$	Basisvindhastighetstrykk, EK1-1-4, 4.5(1)
$d_{tot,t} = d + 2 \text{ m} = 3,2 \text{ m}$	Total dybde, EK1-1-4, 8.3.1(5)
$A_{ref,x,t} = d_{tot,t} \times L = 3,2 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$	Referanseareal, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$c_{e,t}(z) = \frac{q_p(z)}{q_{b,t}} = 1,13$	Eksponeringsfaktor, EK1-1-4, 4.5(1)
$b_{tot} / d_{tot,t} = 3,16$	Forhold mellom bredde og dybde
$c_{f,x,t} = c_{fx,0} = 1,60$	Kraftfaktor, EK1-1-4, Figur 8.3
$C_{x,t} = c_e(z) \times c_{f,x} = 1,81$	Vindlastfaktor, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$F_{wx,t} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x} = 2257,5 \text{ N} / \text{m}$	Vindkraft i x-retning, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$c_{f,z,t} = \pm 0,9$	Kraftfaktor, EK1-1-4, NA.8.3.3
$C_t = c_e(z) \times c_{f,z} = 1,02$	Vindlastfaktor, EK1-1-4, 8.3.2(1)
$A_{ref,z,t} = b_{tot} \times L = 10,1 \text{ m}^2 / \text{m}$	Referanseareal, EK1-1-4, 8.3.3(2)

$$F_{wz,t} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,z} = 4007,9 \text{ N/m}$$

Vindkraft i z-retning, EK1-1-4, 8.3

$$e_t = b_{tot} / 4 = 2,525 \text{ m}$$

Eksentrisitet for $F_{wz,t}$, EK1-1-4, 8.3.3(5)

$$F_{wy,t} = 0,25 \times F_{wx,t} = 564,4 \text{ N/m}$$

Vindkraft i y-retning, EK1-1-4, NA.8.3.4(1)

Kontroll av vindhastighet ved samtidig virkende vind- og trafikklast ihht. EK1-1-4, NA.8.1(4):

$$v_{b,0}^* \leq v_{b,0}$$

Krav, EK1-1-4, NA.8.1(4)

$$v_p(z) = \sqrt{[1 + 2 \times k_p \times I_v(z)]} \times v_s(z) = 35 \text{ m/s}$$

Vindkasthastigheten, EK1-1-4, NA.4.4(1)

$$\rightarrow v_s(z) = \frac{v_p(z)}{\sqrt{[1 + 2 \times k_p \times I_v(z)]}} = 22,7 \text{ m/s}$$

Stedsvindhastighet, $v_s(z) = v_m(z)$ når vind og trafikklast opptrer samtidig

$$v_{b,t} = \frac{v_s(z)}{c_r(z) \times c_0(z)} = 23,53 \text{ m/s}$$

Basisvindhastigheten, EK1-1-4, NA.4.2(2)P

$$v_{b,0,t} = v_{b,0}^* = \frac{v_{b,t}}{C_{dir} \times C_{season} \times C_{alt} \times C_{prob}}$$

Referansevindhastighet, EK1-1-4, NA.4.2(2)P

$$v_{b,0,t} = v_{b,0}^* = 23,53 \text{ m/s}$$

$$v_{b,0}^* < v_{b,0} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll

Termisk påkjenning

Lufttemperatur

$T_{\max} = 36^{\circ}\text{C}$ Maksimum lufttemperatur, EK1-1-5, Figur NA.A.1

$\Delta t_{\max, \text{havnivå}} = 1,25 \times 0,65^{\circ}\text{C} = 0,81$ Tilleggstemperatur, EK1-1-5, NA.A.1(1)

$T_{\max} = 36,81^{\circ}\text{C}$ Lufttemperatur justert for høyde over havet

$T_{\min} = -35^{\circ}\text{C}$ Minimum lufttemperatur, EK1-1-5, Figur NA.A.1

$\Delta t_{\max, \text{havnivå}} = 1,25 \times 0,3^{\circ}\text{C} = 0,375$ Tilleggstemperatur, EK1-1-5, NA.A.1(1)

$T_{\min} = -35,38^{\circ}\text{C}$ Lufttemperatur justert for høyde over havet

Jevnt fordelt temperaturandel

$T_{e, \max} = T_{\max} - 3 = 33,81^{\circ}\text{C}$ Maksimumsverdi, jevnt fordelt
temperaturandel EK1-1-5: Figur NA.6.1, brutype 3

$T_{e, \min} = T_{\min} + 8 = -27,38^{\circ}\text{C}$ Minimumsverdi, jevnt fordelt
temperaturandel EK1-1-5: Figur NA.6.1, brutype 3

Intervall for jevnt fordelt temperaturandel ihht. EK1-1-5, NA.6.1.3.3(3):

$T_0 = 10^{\circ}\text{C}$ Initialtemperatur ved ferdigstillelse av brua

$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 23,8^{\circ}\text{C}$ Største temperaturekspansjonsintervall

$\Delta T_{N, \text{con}} = T_{e, \min} - T_0 = -37,5^{\circ}\text{C}$ Største temperaturkontraksjonsintervall

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Fra EK1-1-5, NA.6.1.4.1, Tabell NA.6.1 og Tabell NA.6.2

Overside varmere enn underside:

Belegningstykkelse = bt

$\Delta T_{M, \text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$ Lineært varierende temperaturdifferanse,
 $bt = 50\text{mm}$. Oppvarming ovenfra

$k_{sur, 50} = 1,0$ Overflatefaktor for $bt = 50\text{ mm}$

$$k_{sur,100} = 0,7$$

Overflatefaktor for $bt = 100$ mm

$$k_{sur,80} = k_{sur,50} - \left(\frac{k_{sur,50} - k_{sur,100}}{steps} \right) \times 30$$

Interpolasjonsformel

$$k_{sur,80} = 1,0 - \left(\frac{1,0 - 0,7}{50} \right) \times 30 = 0,82$$

Overflatefaktor for $bt = 80$ mm

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \times 0,82 = 12,3^{\circ}\text{C}$$

Lineært varierende temperaturdifferanse,
 $bt = 80$ mm. Oppvarming ovenfra.

Underside varmere enn overside

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

Lineært varierende temperaturdifferanse,
 $bt = 50$ mm. Avkjøling ovenfra.

$$k_{sur,50} = 1,0$$

Overflatefaktor for $bt = 50$ mm

$$k_{sur,100} = 1,0$$

Overflatefaktor for $bt = 100$ mm

$$k_{sur,80} = 1,0$$

Overflatefaktor for $bt = 80$ mm

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \times 1,0 = 8,0^{\circ}\text{C}$$

Lineært varierende temperaturdifferanse,
 $bt = 80$ mm. Oppvarming ovenfra.

Samtidighet av laster

Lastkombinasjoner satt opp fra EK1-1-5, 6.1.5:

$$1. \text{ Lastkombinasjon: } \Delta T_{M,heat} + \omega_N \times \Delta T_{N,exp}$$

$$2. \text{ Lastkombinasjon: } \Delta T_{M,heat} + \omega_N \times \Delta T_{N,con}$$

$$3. \text{ Lastkombinasjon: } \Delta T_{M,cool} + \omega_N \times \Delta T_{N,exp}$$

$$4. \text{ Lastkombinasjon: } \Delta T_{M,cool} + \omega_N \times \Delta T_{N,con}$$

$$5. \text{ Lastkombinasjon: } \omega_M \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$6. \text{ Lastkombinasjon: } \omega_M \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$$

$$7. \text{ Lastkombinasjon: } \omega_M \times \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$$

$$8. \text{ Lastkombinasjon: } \omega_M \times \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

$$\omega_N = 0,35$$

Reduksjonsfaktor EK1-1-5, NA.6.1.5(1)

$$\omega_M = 0,75$$

Reduksjonsfaktor EK1-1-5, NA.6.1.5(1)

$$\Delta T_{M,heat} = 12,3^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8,0^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = -37,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = 23,8^{\circ}\text{C}$$

1. Lastkombinasjon: $12,3^{\circ}\text{C} + 0,35 \times 23,8^{\circ}\text{C} = 20,63^{\circ}\text{C}$
2. Lastkombinasjon: $12,3^{\circ}\text{C} + 0,35 \times -37,5^{\circ}\text{C} = -0,825^{\circ}\text{C}$
3. Lastkombinasjon: $8,0^{\circ}\text{C} + 0,35 \times 23,8^{\circ}\text{C} = 16,33^{\circ}\text{C}$
4. Lastkombinasjon: $8,0^{\circ}\text{C} + 0,35 \times (-37,5^{\circ}\text{C}) = -5,13^{\circ}\text{C}$
5. Lastkombinasjon: $0,75 \times 12,3^{\circ}\text{C} + 23,8^{\circ}\text{C} = 33,03^{\circ}\text{C}$
6. Lastkombinasjon: $0,75 \times 12,3^{\circ}\text{C} + (-37,5^{\circ}\text{C}) = -28,28^{\circ}\text{C}$
7. Lastkombinasjon: $0,75 \times 8,0^{\circ}\text{C} + 23,8^{\circ}\text{C} = 29,8^{\circ}\text{C}$
8. Lastkombinasjon: $0,75 \times 8,0^{\circ}\text{C} + (-37,5^{\circ}\text{C}) = -31,5^{\circ}\text{C}$

Vedlegg C.3: DEFORMASJONSLAST

Kryptall

$$t_0 = 7 \text{ d\o g n}$$

Antatt betongalder ved pålastning

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Middelverdi av betongtrykkfasthet etter 28 d\o g n, EK2-1-1, Tabell 3.1

$$RH = 70\%$$

HBN400, 7.2.3

$$u = 2 \times [4552,05 + 275 + 2501,13 + 756,07 + 1750] \text{ Omkrets utsatt for t\o rking, EK2-1-1, Tillegg B}$$

$$u = 19668,48 \text{ mm}$$

$$A_c = 633000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal. Hentet fra NovaFrame

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 643,67 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse, EK2-1-1, Tillegg B

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,748$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,920$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,813$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 = 1,160$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,308$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = 0,635$$

Faktor som tar hensyn til betongens alder ved pålastning, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,698$$

Normert kryptall, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$t = 28 \text{ d\o g n}$$

Antatt ferdig herdet betong

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250\alpha_3$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og effektiv tverrsnittstykkelse, EK2-1-1, Tillegg B

$$\beta_H = 1210,522$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,295$$

Faktor som beskriver kryputviklingen etter 28 døgn, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 0,501$$

Kryptall ved 28 døgn, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$t = 100 \text{ år} = 36525 \text{ døgn}$$

Beregnet levetid for betong

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,9903$$

Faktor som beskriver kryputviklingen etter 100 døgn, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 1,682$$

Kryptall ved 100 år, EK2-1-1, Tillegg B, B.1

Beregning av kryptøyning

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 13425 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul.

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max}$$

Maksimal spennkraft per kabel

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\}$$

Største tillatte spenning i spennarmering, EK2-1, 5.10

$$\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$$

Bruker denne i beregning, da den brukes i NF

$$P_{max} = 2656,8 \text{ kN}$$

$$P_{max,tot} = P_{max} \times n_{kabler}$$

Total maksimal spennkraft

$$n_{kabler} = 8$$

Antall spennkabler

$$P_{max,tot} = 21254,4 \text{ kN}$$

Total maksimal spennkraft

Over støtte

$$e_{støtte} = 309 \text{ mm}$$

Eksentrisitet for spennarmering over søyle

$$M_{t,støtte} = -P_{max,tot} \times e_{støtte} + M_{g,støtte}$$

Opptredende moment over støtte

$$M_{g,støtte} = 6954 \text{ kNm}$$

Moment over støtte pga. egenvekt

$$M_{t, støtte} = 386,41 \text{ kNm}$$

Opptredende moment over støtte

$$\varepsilon_{cc, støtte} = \frac{-P_{\max, tot}}{E_{c, eff} \times A_c} + \frac{M_{t, støtte} \times y}{E_{cm} \times I_x}$$

Kryptøyning over støtte

$$\varepsilon_{cc, støtte} = 2,59 \times 10^{-4}$$

Kryptøyning over støtte

I felt

$$e_{felt} = 491 \text{ mm}$$

Eksentrisitet for spennarmering i felt

$$M_{g, felt} = 3476,6 \text{ kNm}$$

$$M_{t, felt} = -P_{\max, tot} \times e_{felt} + M_{g, felt}$$

Opptredende moment i felt

$$M_{t, felt} = -6959,31 \text{ kNm}$$

Opptredende moment i felt

$$\varepsilon_{cc, felt} = \frac{-P_{\max, tot}}{E_{c, eff} \times A_c} + \frac{M_{t, felt} \times y}{E_{cm} \times I_x}$$

Kryptøyning i felt

$$\varepsilon_{cc, felt} = 9,16 \times 10^{-5}$$

Kryptøyning i felt

Middelverdi

$$\varepsilon_{cc, middel} = \frac{\varepsilon_{cc, støtte} + \varepsilon_{cc, felt}}{2}$$

Middelverdi for kryptøyning

$$\varepsilon_{cc, middel} = 1,75 \times 10^{-4}$$

Beregning av svinntøyning etter 100 år

$t_s = 7 \text{ d}\ddot{o}\text{gn}$	Pålastningstidspunkt
$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Karakteristisk sylindertykkfasthet
$f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$	EK2-1-1, Tillegg B.2
$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$	EK2-1-1, Tabell 3.1
$RH = 70\%$	Relativ fuktighet i omgivelsene, HBN400, 7.2.3
$RH_0 = 100\%$	
$t = 36525 \text{ d}\ddot{o}\text{gn}$	Antall døgner etter 100 år, medregnet skuddår.
$t - t_s = 36518 \text{ d}\ddot{o}\text{gn}$	
$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 643,67 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittstykkel, EK2-1-1, Tillegg B
$k_h = 0,70$	EK2-1-1, 3.1.4, Tabell 3.3 for $h_0 > 500 \text{ mm}$
$\alpha_{ds1} = 4$ $\alpha_{ds2} = 0,12$	Koeffisienter for sementklasse N, EK2-1-1, Tillegg B.2
$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,02$	EK2-1-1, Tillegg B.2 (1)
$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = 0,982$	EK2-1-1, 3.1.4(6)

Nominell verdi for svinntøyning på grunn av uttørking, EK2-1-1, Tillegg B.2 (1):

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

$$\varepsilon_{cd,0} = 3,025 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 2,08 \times 10^{-4} \quad \text{Svinntøyning pga. uttørking, EK2-1-1, 3.1.4 (6)}$$

Autogen svinntøyning:

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

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 8,75 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 8,75 \times 10^{-5}$$

Autogen svinntøyning, EK2-1-1, 3.1.4 (6)

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs,100} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Total svinntøyning, EK2-1-1, 3.1.4 (6)

$$\varepsilon_{cs,100} = 2,084 \times 10^{-4} + 8,75 \times 10^{-5} = 2,96 \times 10^{-4}$$

Vedlegg C.4: SPENNKRAFTTAP

Input

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

Sekantmodul

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,68$$

Kryptall for lang tid

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 13425,015 \text{ MPa}$$

Effektiv langtids E-modul, EK2-1-1, 7.4.3(5)

$$E_{middel} = \frac{\sum M_i}{\sum \frac{M_i}{E_i}} = \frac{\sum M_i}{\frac{|M_{L1}|}{E_{cl1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cl2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{ck}}}$$

Midlere E-modul [18]

$$E_{c,eff} = 13425,15 \text{ MPa}$$

Midlere E-modul

$$A_c = 6,33 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Betongens tverrsnittsareal

$$I_x = 6,66 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Tverrsnittets 2. arealmoment, hentet fra NovaFrame

$$I_y = 2,48 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

Tverrsnittets 2. arealmoment, hentet fra NovaFrame

Armering

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

E-modul til spennstål

$$A_p = 1800 \text{ MPa}$$

Tverrsnittsareal til en spennkabel

$$n_{kabler} = 8$$

Antall kabler

$$A_{p,total} = 14400 \text{ mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal

$$\eta_{kort} = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,42$$

Faktor for effektiv fasthet etter kort tid

$$\eta_{lang} = \frac{E_p}{E_{c,eff}} = 14,523$$

Faktor for effektiv fasthet etter lang tid

Ny tverrsnittsdata

Areal av transformert tverrsnitt

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \times A_p$$

Areal av transformert tverrsnitt

$$A_{t,kort} = 6,39 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Areal av transformert tverrsnitt etter kort tid

$$A_{t,lang} = 6,52 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Areal av transformert tverrsnitt etter lang tid

Eksentrisiteter

$$e_{felt} = 491 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet i felt [14]

$$e_{støtte} = 309 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet over støtte [14]

Tyngdepunkt og 2. arealmoment

$$y_t = \frac{(\eta - 1) \times A_{p,total} \times e}{A_t}$$

Avstand mellom tyngdepunktet til betongtverrsnittet og det armerte betongtverrsnittet

$$I_t = I_c + A_c \times y_t^2 + (\eta - 1) \times A_p \times (e - y_t)^2$$

Det armerte tverrsnittets 2. arealmoment om tyngdepunkt [18]

Kort tid:

$$y_{t,felt} = 4,88 \text{ mm}$$

$$y_{t,støtte} = 3,07 \text{ mm}$$

$$I_{t,felt} = 2,481 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

2. arealmoment i felt

$$I_{t,støtte} = 2,482 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

2. arealmoment over søyle

Lang tid:

$$y_{t,felt} = 14,66 \text{ mm}$$

$$y_{t,støtte} = 9,22 \text{ mm}$$

$$I_{t,felt} = 2,4846 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

2. arealmoment i felt

$$I_{t,støtte} = 2,4833 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

2. arealmoment over søyle

Kryp

Moment og aksialkraft

Moment og aksialkraft på grunn av egenlast av overbygning

$$M_{g,1} = 3476,60 \text{ kNm}$$

Maks feltmoment på grunn av egenvekt, felt 2

$$M_{g,2} = -6954 \text{ kNm}$$

Maks støttemoment på grunn av egenvekt, akse 2

Moment og aksialkraft på grunn av oppspenningskraft

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max}$$

Maksimal spennkraft

$$\sigma_{p,\max} = \min\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\}$$

Største tillatte spenning i spennarmering, EK2-1, 5.10

$$\sigma_{p,\max} = 1476 \text{ MPa}$$

Bruker denne i beregning, da den brukes i NF

$$P_{\max} = 2656,8 \text{ kN}$$

Maksimal spennkraft per kabel

$$n_{kabler} = 8$$

Antall spennkabler

$$N_t = -P_{\max} \times n_{kabler} = -21254,4 \text{ kN}$$

Aksialkraft

$$M = N_t \times e$$

Moment

$$e_{felt} = 491 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet i felt [14]

$$e_{støtte} = 309 \text{ mm}$$

Maksimal eksentrisitet over støtte [14]

$$M_t = M - N_t \times y_t + M_g = N_t(e - y_t) + M_g$$

Moment pga. oppspenning og egenlast

Betongspenninger

$$\sigma_c = \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t}{I_t / (y - y_t)}$$

Spenning i betongen [18]

$$\sigma_c = -\frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t(y - y_t)}{I_t}$$

Spenning i betongen innsatt for N_t og M_t

Spenningsendring på grunn av kryp etter lang tid

Betongspenninger etter lang tid

$$M_{t, \text{felt}} = -6647,81 \text{ kNm}$$

Moment pga. oppspenning og egenlast i felt etter lang tid

$$\sigma_{c,l} = -3,38 \text{ MPa}$$

Betongspenning etter lang tid ved armering

Betongtøyninger etter lang tid:

$$\Delta \varepsilon_{pl} = \frac{\sigma_{c,l}}{E_{c, \text{eff}}} = -2,52 \times 10^{-4}$$

Tøyningsendring i betongen etter lang tid [18]

Spenningsendring på grunn av kryp etter lang tid:

$$\Delta \sigma_{pl} = \Delta \varepsilon_{pl} \times E_p = -49,17 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i spennarmeringen [18]

Spenningsendring på grunn av kryp etter kort tid

Betongspenninger etter kort tid

$$M_{t, \text{felt}} = -6855,50 \text{ kNm}$$

Moment pga. oppspenning og egenlast i felt etter kort tid

$$\sigma_{c,k} = -3,46 \text{ MPa}$$

Betongspenning etter kort tid ved armering

Betongtøyninger etter kort tid:

$$\Delta \varepsilon_{p,k} = \frac{\sigma_{c,k}}{E_{cm}} = -9,60 \times 10^{-5}$$

Tøyningsendring i betongen etter kort tid [18]

Spenningsendring på grunn av kryp etter kort tid:

$$\Delta \sigma_{pk} = \Delta \varepsilon_{p,k} \times E_p = -18,73 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i spennarmeringen [18]

Total spenningsendring på grunn av kryp

$$\Delta \sigma_{p, \text{kryp}} = \Delta \sigma_{p,l} - \Delta \sigma_{p,k} = -30,43 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon:

$$tap_{\text{kryp}} = \frac{|\Delta \sigma_{p, \text{kryp}}|}{\sigma_{0, \text{max}}} \times 100 = 2,06 \%$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering

Svinn

$$\varepsilon_{cs,100} = 2,955 \times 10^{-4}$$

Fri svinntøyning. Beregnet i vedlegg C.2

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| \times A_{p,tot} \times E_p = 829,76 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft som gir tøyning i armeringen [18]

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \times A_t} + \frac{N_s \times (e - y_{t,felt})^2}{E_{middel} \times I_{t,felt}}$$

Resulterende svinntøyning etter lang tid [18]

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = -2,90 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} \times E_p$$

Tap i spennkraft [18]

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = -55,66 \text{ MPa}$$

Spenningsendring pga. svinn

Prosentvis reduksjon:

$$tap = \frac{|\Delta\sigma_{p,svinn}|}{\sigma_{p,max}} \times 100\% = 3,77\%$$

Prosentvis tap på grunn av svinn

Relaksasjon

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

Relaksasjonstap i spennstål, EK2-1, 3.3.2 (6)

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

[18]

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

Absoluttverdi av initiell forspenning, ved etteroppspanning [18]

$$\sigma_{pi} = \frac{P_{m0,max}}{A_p} = 1476 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0,79$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}$$

$$t = 500000 \text{ timer}$$

Tid for beregning av endelig relaksasjonstap

$$\Delta\sigma_{pr} = 87,25 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \times 100\% = 5,91\%$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmeringen

$$tap_{rel} = 5,91\% \times 0,8 = 4,73\%$$

Justert for unøyaktig metode, EK2-1, 5.10.6

Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon

$$tap_{kryp+svinn+rel} = tap_{kryp} + tap_{svinn} + tap_{rel}$$

$$tap_{kryp+svinn+rel} = 2,06\% + 3,77\% + 4,73\% = 10,56\%$$

Vedlegg C.3: FORENKLET METODE FOR BEREGNING AV SPENNKRAFTTAP

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap er gitt av EK2-1, 5.10.6 (2):

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

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{N}{A_t} - \frac{M_t \times (e - y_t)}{I_t}$$

$$|\sigma_{c,QP}| = 3,38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\rho,c+s+r} = 153,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\rho,c+s+r}}{\sigma_{0,\max}} \times 100\% = 10,4\%$$

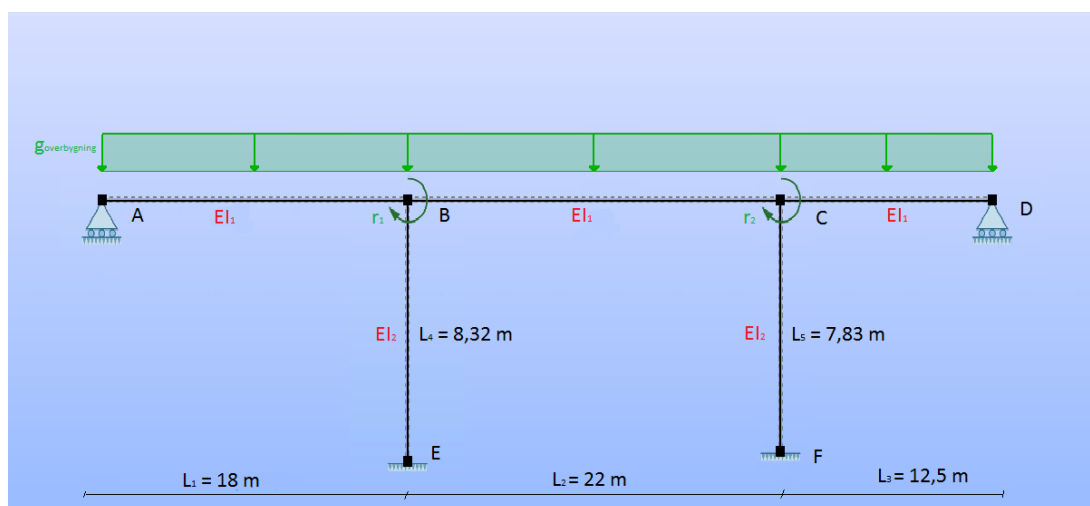
Forskjellen mellom forenklet metode og beregning de tidsavhengige tapene hver for seg er 0,16%. Dette anses som tilstrekkelig lite og verdiene som er beregnet fra de enkelte bidragene brukes ved modellering i NovaFrame.

Vedlegg D: Verifikasjon av resultater fra NovaFrame

Vedlegg D.1: VERIFIKASJON AV RESULTATER SOM SKYLDES EGENVEKT AV OVERBYGNING

Input

$\rho = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$	Betongens densitet
$g_{\text{tot}} = 207,3 \text{ kN} / \text{m}$	Total jevnt fordelt egenlast, se vedlegg C
$G_{\text{tverrbærer}} = 96,6 \text{ kN}$	Egenlast av én tverrbærer, se vedlegg C
$M_{\text{vanger}}^A = -372,7 \text{ kNm}$	Moment pga. vanger i A, se vedlegg C
$M_{\text{vanger}}^D = 372,7 \text{ kNm}$	Moment pga. vanger i D, se vedlegg C
$g_{\text{overbygning}} = 158,3 \text{ kN} / \text{m}$	Egenlast fra overbygning, se vedlegg C
$EI_{\text{overbygning}} = 2,3987 \times 10^{10} \text{ Nm}^2$	Bøystivhet til overbygning, hentet fra NF
$EI_{\text{søyle}} = 1,46 \times 10^9 \text{ Nm}^2$	Bøystivhet til søyler, hentet fra NF
$L_1 = 18 \text{ m}$	Lengde av spenn mellom punkt A og B, se Figur D-1
$L_2 = 22 \text{ m}$	Lengde av spenn mellom punkt B og C, se Figur D-1
$L_3 = 12,5 \text{ m}$	Lengde av spenn mellom punkt C og D, se Figur D-1
$L_4 = 8,32 \text{ m}$	Høyden til søyle 1, se Figur D-1
$L_5 = 7,83 \text{ m}$	Høyden til søyle 2, se Figur D-1
$L = 52,5 \text{ m}$	Lengde av brua



Figur D-1: Lastpåkjenning og statisk system for verifikasjon av egenlast

Lastvektor

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0$$

Resulterende lastvektor [33]

$$\mathbf{R}^k = \mathbf{0}$$

Ingen ytre last i frihetsgradene, bare egenlast.

$$\mathbf{R}^0 = \begin{pmatrix} M_{AB}^B - M_{BC}^B \\ M_{BC}^C - M_{CD}^C \end{pmatrix}$$

Fastholdningskreftene i frihetsgrad 1 og 2.

$$M_{AB}^B = \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_1^2}{8} = 6409,125 \text{ kNm}$$

Moment i B pga. egenlast på AB [33]

$$M_{BC}^B = \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_2^2}{12} = 6382,75 \text{ kNm}$$

Moment i B pga. egenlast på BC [33]

$$M_{BC}^C = \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_2^2}{12} = 6382,75 \text{ kNm}$$

Moment i C pga. egenlast på CD

$$M_{CD}^C = \frac{g_{\text{overbygning}} \times L_3^2}{8} = 3090,82 \text{ kNm}$$

Moment i C pga. egenlast på CD

$$\mathbf{R}^0 = \begin{pmatrix} 26,38 \\ 3291,93 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

Fastholdingskrefter i frihetsgrad 1 og 2

$$\mathbf{R} = \mathbf{0} - \mathbf{R}^0 = \begin{pmatrix} -26,38 \\ -3291,93 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

Resulterende lastvektor

Stivhetsmatrise

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} K^{11} & K^{21} \\ K^{12} & K^{22} \end{pmatrix}$$

$$K^{11} = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} = 9,06 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K^{21} = K^{12} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \times L_2} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = 2,18 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K^{22} = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} = 10,86 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K = \begin{pmatrix} 9,06 & 2,18 \\ 2,18 & 10,86 \end{pmatrix} \times 10^6 \text{ kNm}$$

Forskyvningsvektor

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \times \mathbf{R} \quad \text{Forskyvningsvektor [33]}$$

$$K^{-1} = \frac{1}{\det(K)} \times \begin{pmatrix} K^{22} & -K^{21} \\ -K^{12} & K^{11} \end{pmatrix} \quad \text{Invertert stivhetsmatrise}$$

$$K^{-1} = \frac{1}{9,36 \times 10^{13}} \times \begin{pmatrix} 10,86 & -2,18 \\ -2,18 & 9,06 \end{pmatrix} \times 10^6 \times \frac{1}{\text{kNm}}$$

$$\mathbf{r} = \begin{pmatrix} 7,36 \times 10^{-5} \\ -3,18 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \quad \text{Resulterende forskyvningsvektor}$$

Momenter

Del AB, moment i punkt B

$$M_{AB}^B = 6409,125 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B pga. egenlast på AB}$$

$$M_{AB,1}^B = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} \times r_1 = 294,17 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra AB pga. rotasjon i frihetsgrad 1}$$

$$M_{AB,tot}^B = M_{AB}^B + M_{AB,1}^B = 6703,3 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra AB}$$

Del BC, moment i punkt B

$$M_{BC}^B = 6382,75 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B pga. egenlast på BC}$$

$$M_{BC,1}^B = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \times r_1 = 320,91 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 1}$$

$$M_{BC,2}^B = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \times r_2 = -693,032 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 2}$$

$$M_{BC,\text{tot}}^B = M_{BC}^B - M_{BC,1}^B - M_{BC,2}^B = 6754,87 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra BC}$$

Del BE, moment i punkt B

$$M_{BE,1}^B = \frac{4EI_{\text{søyler}}}{L_4} \times r_1 = 51,58 \text{ kNm} \quad \text{Moment i B fra søyle BE pga. rotasjon i frihetsgrad 1}$$

Del CB, moment punkt C

$$M_{CB}^C = 6382,75 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C pga. egenlast på CB}$$

$$M_{CB,2}^C = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \times r_2 = -1386,06 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CB pga. rotasjon i frihetsgrad 2}$$

$$M_{CB,1}^C = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \times r_1 = 160,46 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CB pga. rotasjon i frihetsgrad 1}$$

$$M_{CB,\text{tot}}^C = M_{CB}^C + M_{CB,2}^C + M_{CB,1}^C = 5157,14 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CB}$$

Del CD, moment punkt C

$$M_{CD}^C = 3090,82 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C pga. egenlast på CD}$$

$$M_{CD,2}^C = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} \times r_2 - 1829,6 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CD pga. rotasjon i frihetsgrad 2}$$

$$M_{CD,\text{tot}}^C = M_{CD}^C - M_{CD,2}^C = 4920,42 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CD}$$

Del CF, moment punkt C

$$M_{CF,2}^C = \frac{4EI_{\text{søyler}}}{L_5} \times r_2 - 236,72 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra søyle CF pga. rotasjon i frihetsgrad 2}$$

Kontroll av momentlikevekt

$$M_{BE,1}^B + M_{AB,\text{tot}}^B = M_{BC,\text{tot}}^B \quad \text{Kriterium for momentlikevelt i punkt B}$$

$$51,58 \text{ kNm} + 6703,3 \text{ kNm} = 6754,87 \text{ kNm}$$

$$6754,87 \text{ kNm} = 6754,87 \text{ kNm} \quad \text{OK, likevekt i punkt B er tilfredsstilt}$$

$$M_{CF,2}^C + M_{CB,tot}^C = M_{CD,tot}^C$$

Kriterium for momentlikevelt i punkt C

$$-236,72 \text{ kNm} + 5157,14 \text{ kNm} = 4920,42 \text{ kNm}$$

$$4920,42 \text{ kNm} = 4920,42 \text{ kNm}$$

OK, likevekt i punkt C er tilfredsstilt.

Opplagerkrefter

Del AB, $r_1 = 1, r_2 = 0$

$$V_{AB,1}^A = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1^2} r_1 = 16,34 \text{ kN}$$

Skjærkraft i A fra AB pga. frihetsgrad 1

$$V_{AB}^A = \frac{3g_{\text{overbygning}} L_1}{8} = 1068,19 \text{ kN}$$

Skjærkraft i A fra AB pga. egenlast på AB

$$V_{AB,1}^B = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1^2} r_1 = 16,34 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra AB pga. frihetsgrad 1

$$V_{AB}^B = \frac{5g_{\text{overbygning}} L_1}{8} = 1780,31 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra AB pga. egenlast på AB

Del BC, $r_1 = 1, r_2 = 0$

$$V_{BC,1}^B = \frac{6EI_{\text{overbygning}}}{L_2^2} r_1 = 21,88 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra BC pga. frihetsgrad 1

$$V_{BC,1}^C = V_{BC,1}^B = 21,88 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C fra BC pga. frihetsgrad 1

Del BE, $r_1 = 1, r_2 = 0$

$$V_{BE,1}^E = \frac{6EI_{\text{søyle}}}{L_4^2} r_1 = 9,3 \text{ kN}$$

Skjærkraft i E fra BE pga. frihetsgrad 1

Del BC, $r_1 = 0, r_2 = 1$

$$V_{BC,2}^B = \frac{6EI_{\text{overbygning}}}{L_2^2} r_2 = -94,5 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra BC pga. frihetsgrad 2

$$V_{BC,2}^C = V_{BC,2}^B = -94,5 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C fra BC pga. frihetsgrad 2

Del CD, $r_1 = 0, r_2 = 1$

$$V_{CD,2}^C = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3^2} r_2 = -146,37 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C fra CD pga. frihetsgrad 2

$$V_{CD,2}^D = V_{CD,2}^C = -146,37 \text{ kN}$$

Skjærkraft i D fra CD pga. frihetsgrad 2

$$V_{CD}^C = \frac{5g_{\text{overbygning}}L_3}{8} = 1236,33 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C pga. egenlast på CD

$$V_{CD}^D = \frac{3g_{\text{overbygning}}L_3}{8} = 741,80 \text{ kN}$$

Skjærkraft i D pga. egenlast på CD

Del CF, $r_1 = 0, r_2 = 1$

$$V_{CF,2}^F = \frac{6EI_{\text{søyle}}}{L_5^2} r_2 = -45,35 \text{ kN}$$

Skjærkraft i F fra CF pga. frihetsgrad 2

Skjærkrefter virkende på overbygningen

$$V_A = -V_{AB,1}^A + V_{AB}^A = 1051,84 \text{ kN}$$

$$V_B = V_{AB,1}^B + V_{AB}^B - V_{BC,1}^B - V_{BC,2}^B = 1869,30 \text{ kN}$$

$$V_C = V_{BC,1}^C + V_{BC,2}^C - V_{CD,2}^C + V_{CD}^C = 1310,10 \text{ kN}$$

$$V_D = V_{CD,2}^D + V_{CD}^C = 595,43 \text{ kN}$$

$$V_E = V_{BE,1}^E = 9,3 \text{ kN}$$

$$V_F = V_{CF,2}^F = -45,35 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter

$$A_z = V_A = 1051,84 \text{ kN}$$

Opplagerkraft punkt A

$$D_z = V_D = 595,43 \text{ kN}$$

Opplagerkraft punkt D

$$\sum F_z = 0$$

Kraftlikevekt

$$g_{\text{overbygning}}L_{\text{tot}} - A_z - D_z - E_z - F_z = 0$$

$$E_z = g_{\text{overbygning}}L_{\text{tot}} - A_z - D_z - F_z = Z - F_z$$

$$Z = 6660,85 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \quad \text{Momentlikevekt}$$

$$g_{\text{overbygning}} \frac{L_{\text{tot}}^2}{2} - V_E L_4 + M_E - V_F L_5 + M_F - D_z L_{\text{tot}} - E_z L_1 - F_z (L_1 + L_2) = 0$$

$$F_z = \frac{g_{\text{overbygning}} \frac{L_{\text{tot}}^2}{2} - V_E L_4 + M_E - V_F L_5 + M_F - D_z L_{\text{tot}} - Z L_1}{L_1 - L_1 + L_2} = 3046,61 \text{ kN}$$

$$E_z = Z - F_z = 3614,24 \text{ kN}$$

E_z og F_z er de vertikale opplagerkreftene i E og F uten å ta hensyn til egenvekten av søylene. Disse er sammenlignet med aksialkreftene i søylene grunnet egenvekt av overbygningen, funnet i NovaFrame.

Feltmomenter

Moment felt 1

Likevektsbetraktning av snitt mellom A og B gir maksimalt moment ved $x = \frac{A_z}{g_{\text{overbygning}}}$.

$$M(x) = g_{\text{overbygning}} \times \frac{x^2}{2} + A_z \times x \quad \text{Likning for moment i felt 1}$$

$$x = 6,65 \text{ m} \quad \text{Avstand fra A til maks feltmoment}$$

$$M(6,65\text{m}) = 3495,7 \text{ kNm} \quad \text{Maksimalt moment i felt 1}$$

Moment felt 2

Likevektsbetraktning av snitt mellom B og C gir maksimalt moment ved $L_1 + x = \frac{A_z + E_z}{g_{\text{overbygning}}}$

$$M(x) = -g_{\text{overbygning}} \times \frac{(L_1 + x)^2}{2} + A_z \times (L_1 + x) + E_z \times x + M_{BE.1}^B \quad \text{Likning for moment i felt 2}$$

$$L_1 + x = 29,5 \text{ m}$$

$$x = 11,5 \text{ m} \quad \text{Avstand fra A til maks feltmoment}$$

$$M(11,5\text{m}) = 3786,2 \text{ kNm} \quad \text{Maksimalt moment i felt 2}$$

Moment felt 3

Likevektsbetraktning av snitt mellom A og B gir maksimalt moment ved $x = \frac{D_z}{g_{\text{overbygning}}}$.

$$M(x) = -g_{\text{overbygning}} \times \frac{x^2}{2} + D_z \times x$$

Likning for moment i felt 3

$$x = 3,76 \text{ m}$$

Avstand fra A til maks feltmoment

$$M(3,76\text{m}) = -1120,2 \text{ kNm}$$

Maksimalt moment i felt 3

Vedlegg D.2: VERIFIKASJON AV MOMENTER SOM SKYLDES TEMPERATURLAST

Input

$$\Delta T_{M,heat} = 12,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Lineært varierende temperaturdifferanse, $bt= 80\text{mm}$.

Oppvarming ovenfra.

$$\Delta T_g = \frac{\Delta T_{M,heat}}{2} = 6,15$$

$$\alpha_T = 10^{-5}$$

Temperaturutvidelseskoeff., EK1-1-5, Tabell C.1.

$$\varepsilon_0 = \alpha_T \times \Delta T_g = 6,15 \times 10^{-5}$$

Termisk tøyning [21]

$$I_x = 6,66 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

2. arealmoment, hentet fra NF

$$\kappa_{temp} = \frac{\varepsilon_0}{h/2} = 1,03 \times 10^{-4} \frac{1}{m}$$

Krumning [21]

Tvangsmoment

$$R_{temp} = R_{temp}^K - R_{temp}^0$$

Lastvektor [33]

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{pmatrix}$$

$$M_0 = EI \times \kappa_{temp} = 2458,65 \text{ kNm}$$

Tvangsmoment [21]

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} -2458,65 \\ 0 \\ 0 \\ 2458,65 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

Fullstendig lastvektor

Stivhetsmatrise

$$K_{temp} = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix}$$

$$k_{11} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_1} = 5,33 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{12} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_1} = 2,67 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{13} = 0$$

$$k_{14} = 0$$

$$k_{21} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_1} = 2,67 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{22} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_1} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} = 10,43 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{23} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = 2,18 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{24} = 0$$

$$k_{31} = 0$$

$$k_{32} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = 2,18 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{33} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_3} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} = 12,78 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{34} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_3} = 3,84 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{41} = 0$$

$$k_{42} = 0$$

$$k_{43} = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_3} = 3,84 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$k_{44} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_3} = 7,68 \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{\text{temp}} = \begin{pmatrix} 5,33 & 2,67 & 0 & 0 \\ 2,67 & 10,43 & 2,18 & 0 \\ 0 & 2,18 & 12,78 & 3,84 \\ 0 & 0 & 3,84 & 7,68 \end{pmatrix} \times 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{\text{temp}}^{-1} = \begin{pmatrix} 21,7 & -5,79 & 1,12 & -0,58 \\ -5,79 & 11,6 & -2,32 & 1,16 \\ 1,12 & -2,32 & 9,67 & -4,84 \\ -0,58 & 1,16 & -4,84 & 15,4 \end{pmatrix} \times 10^{-8} \text{ kNm}$$

Rotasjonsfrihetsgrader

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \times \mathbf{R}$$

Forskyvningsvektor [33]

$$\mathbf{r} = \begin{pmatrix} -5,47 \\ 1,71 \\ -1,48 \\ 3,94 \end{pmatrix} \times 10^{-4}$$

Forskyvningsvektor

Moment på grunn av r_1

$$M_{AB,r_1}^A = K_{11} \times r_1 = -2914,7 \text{ kNm}$$

Moment i A pga. rotasjon i frihetsgrad 1

$$M_{BA,r_1}^B = K_{21} \times r_1 = -1460,1 \text{ kNm}$$

Moment i B pga. rotasjon i frihetsgrad 2

Moment på grunn av r_2

$$M_{BA,r_2}^A = K_{12} \times r_2 = 446,08 \text{ kNm}$$

Moment i A fra AB pga. rotasjon i frihetsgrad 2

$$M_{BA,r_2}^B = r_2 \times \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_1} = 910,52 \text{ kNm}$$

Moment i B fra AB pga. rotasjon i frihetsgrad 2

$$M_{BC,r_2}^B = r_2 \times \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = 744,97 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 2

$$M_{BC,r_2}^C = r_2 \times \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = 372,49 \text{ kNm}$$

Moment i C fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 2

$$M_{BE,r_2}^B = r_2 \times \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_4} = 119,74 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BE pga. rotasjon i frihetsgrad 2

$$M_{EB,r_2}^E = r_2 \times \frac{2EI_{\text{søyle}}}{L_4} = 59,87 \text{ kNm}$$

Moment i E fra BE pga. rotasjon i frihetsgrad 2

Moment på grunn av r_3

$$M_{BC,r_3}^B = r_3 \times k_{23} = -321,52 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 3

$$M_{CB,r_3}^C = r_3 \times \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} = -643,22 \text{ kNm}$$

Moment i C fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 3

$$M_{DC,r_2}^D = K_{43} \times r_3 = -566,34 \text{ kNm} \quad \text{Moment i D fra DC pga. rotasjon i frihetsgrad 3}$$

$$M_{CD,r_3}^C = r_3 \times \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_3} = -1380,6 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra DC pga. rotasjon i frihetsgrad 3}$$

$$M_{CF,r_3}^C = r_3 \times \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} = -133,97 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CF pga. rotasjon i frihetsgrad 3}$$

$$M_{FC,r_3}^F = r_3 \times \frac{2EI_{\text{søyle}}}{L_5} = -66,98 \text{ kNm} \quad \text{Moment i F fra CF pga. rotasjon i frihetsgrad 3}$$

Moment på grunn av r_4

$$M_{DC,r_4}^D = r_4 \times K_{44} = 3025 \text{ kNm} \quad \text{Moment i D fra CD pga. rotasjon i frihetsgrad 4}$$

$$M_{CD,r_4}^C = r_4 \times K_{34} = 1511,7 \text{ kNm} \quad \text{Moment i C fra CD pga. rotasjon i frihetsgrad 4}$$

Totale momenter

$$M_{AB,tot}^A = M_0 + M_{AB,r_1}^A + M_{BA,r_2}^A = -2,27 \times 10^{-13} \approx 0 \quad \text{Totalt moment i A fra AB}$$

$$M_{BA,tot}^B = -M_0 + M_{BA,r_1}^B + M_{BA,r_2}^B = -3008,2 \text{ kNm} \quad \text{Totalt moment i B fra AB}$$

$$M_{BC,tot}^B = M_0 + M_{BC,r_2}^B + M_{CB,r_3}^B = 2882,1 \text{ kNm} \quad \text{Totalt moment i B fra BC}$$

$$M_{CB,tot}^C = -M_0 + M_{BC,r_2}^C + M_{CB,r_3}^C = -2729,4 \text{ kNm} \quad \text{Totalt moment i C fra BC}$$

$$M_{CD,tot}^C = M_0 + M_{CD,r_3}^C + M_{DC,r_4}^C = 2838,2 \text{ kNm} \quad \text{Totalt moment i C fra CD}$$

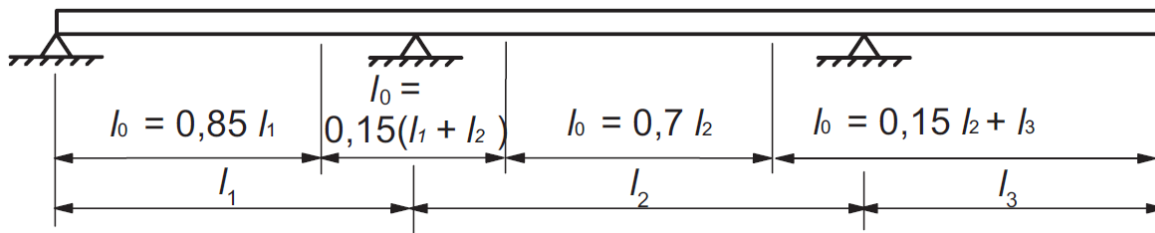
$$M_{DC,tot}^D = -M_0 + M_{DC,r_3}^D + M_{DC,r_4}^D \approx 0 \quad \text{Totalt moment i D fra CD}$$

Vedlegg E: Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Input

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkfasthet
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctk,0,05} = 2,7 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske strekkfasthet
$f_{ctd} = 0,85 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,53 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$	Tøyningsgrense i betong
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske strekkfasthet
$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_p} = 1426,09 \text{ MPa}$	Spennarmeringens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens karakteristiske 0,1%- flytegrense
$\sigma_{p0} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} = 1394 \text{ MPa}$	Forspenning etter låsetap
$E_p = 195000 \text{ MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Slakkarmeringens karakteristiske flytegrense
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
$b_{tv} = 9,1 \text{ m}$	Tverrsnittsbredde
$b_{steg,uk} = 3,5 \text{ m}$	Stegets bredde i tverrsnittets overkant
$b_{steg,ok} = 4,1 \text{ m}$	Stegets bredde i tverrsnittets underkant
$b_w = \frac{b_{steg,uk} + b_{steg,ok}}{2} = 3,8 \text{ m}$	Gjennomsnittlig stegbredde for forenklet tverrsnitt
$h = 1,2 \text{ m}$	Tverrsnittshøyde i senter

Vedlegg E.1: EFFEKTIV FLENSBREDDE



Figur E-1: Avstand mellom momentnullpunkt. Hentet fra EK2-1-1, Figur 5.2.

Avstand mellom momentnullpunkt, l_0 . Se Figur E-1.

$$l_{0, støtte} = 0,15 \times (l_1 + l_2) \quad \text{Avstand mellom momentnullpunkt fra EK2-1-1, (2)}$$

$$l_{0, endefelt} = 0,85 \times l_1 \quad \text{Avstand mellom momentnullpunkt fra EK2-1-1, (2)}$$

$$l_{0, midtfelt} = 0,7 \times l_2 \quad \text{Avstand mellom momentnullpunkt fra EK2-1-1, (2)}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w \leq b \quad \text{Effektiv flensbredde for en T-bjelke, EK2-1-1, 5.3.2.1}$$

$$b_{eff, i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad \text{EK2-1-1, 5.3.2.1, (3)}$$

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

$$b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = 2,65 \text{ m} \quad \text{Bredde av sideflenser}$$

Beregnete resultater for avstander mellom momentnullpunkt og for effektive flensbredder er presentert i Tabell 7-1 og 7-2.

Følgende verdier benyttes videre:

$$b_{eff, felt1} = 7920 \text{ mm} \quad \text{Effektiv flensbredde i felt 1}$$

$$b_{eff, felt2} = 7940 \text{ mm} \quad \text{Effektiv flensbredde i felt 2}$$

$$b_{eff, felt3} = 6985 \text{ mm} \quad \text{Effektiv flensbredde i felt 3}$$

$$b_{eff, støtte2} = 6060 \text{ mm} \quad \text{Effektiv flensbredde over søyle i akse 2}$$

$$b_{eff, støtte3} = 5870 \text{ mm} \quad \text{Effektiv flensbredde over søyle i akse 3}$$

Vedlegg E.2: MOMENTKAPASITET

Effektiv tøyningsdifferanse

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7,15 \times 10^{-3}$$

Initiell tøyningsdifferanse

$$\varepsilon_{tap} = 0,1056$$

Totalt spennkrafttap, se C.4

$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0}(1 - \varepsilon_{tap}) = 6,39 \times 10^{-3}$$

Effektiv tøyningsdifferanse

Armering ved balansert tverrsnitt

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0}\right)} = 0,80 \quad [34]$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

Areal av en spennarmeringskabel

$$A_{p,tot} = 14400 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av spennarmering

$$A_{pb} = 0,8 \alpha_b b d \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \quad \text{Nødvendig spennarmeringsareal [34]}$$

Momentkapasitet over søyle

Over søyle

Effektiv tverrsnittshøyde og minimumsarmering

$$d_{ok} = 1095 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering over søyle, se B.1

$$d_{spenn, støtte} = 1000 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for spennarmering over søyle, se B.1

$$d_{middel, støtte} = \frac{d_{2,ok} + d_{spenn, støtte}}{2} = 1047,50 \text{ mm}$$

Middelverdi for effektiv tverrsnittshøyde over søyle

$$A_{s,2,ok} = \frac{A_{s,2,ok}}{b_2} = 2222,04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsmengde i steg i OK

$$A_{s,1/3,ok} = \frac{A_{s,1/3,ok}}{b_1} = 2136,22 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsmengde i flens i OK

$$A_{s,\min,støtte,i} = A_{s,2,ok} \times b_{2,ok} + A_{s,1/3,ok} \times (b_{eff,støtte,i} - b_{2,ok})$$

$$A_{s,støtte2} = 13297,4 \text{ mm}^2 \quad \text{Slakkarmering over søyle i akse 2, i } b_{eff}$$

$$A_{s,støtte3} = 12891,5 \text{ mm}^2 \quad \text{Slakkarmering over søyle i akse 3, i } b_{eff}$$

Nødvendig spennarmeringsareal

$$A_{pb,støtte,i} = 0,8 \alpha_b b_{eff,støtte,i} d_{middel,støtte} \times \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s,støtte,i} \times \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

$$A_{pb,støtte2} = 41048 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig spennarmeringsareal over søyle i akse 2}$$

$$A_{pb,støtte3} = 41171 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig spennarmeringsareal over søyle i akse 3}$$

$$A_{p,tot} = 14400 \text{ mm}^2 \quad \text{Faktisk spennarmeringsareal}$$

$$A_{pb,støttei} > A_{p,tot} \rightarrow \text{underarmert tverrsnitt} \quad \text{For } i = 2, 3$$

Kapasitetskontroll for underarmert tverrsnitt

$$\alpha = \frac{f_{pd} \times A_{p,tot} + f_{yd} \times A_{s,støtte,i}}{0,8 \times f_{cd} \times b_{eff,støtte,i} \times d_{middel,støtte}} \quad \text{Trykksonehøydefaktor [34]}$$

$$\alpha_{støtte2} = 0,324 \quad \text{Trykksonehøydefaktor over søyle i akse 2}$$

$$\alpha_{støtte3} = 0,322 \quad \text{Trykksonehøydefaktor over søyle i akse 3}$$

$$M_{Rd,støttei} = 0,8 a_{støttei} (1 - 0,4 a_{støttei}) f_{cd} b_w d_{middel,støtte}^2$$

$$M_{Rd,støtte2} = 23985,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,støtte3} = 23848,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,støtte2} = 16239 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,støtte3} = 16402 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,støtte,i} > M_{Ed,støtte,i} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kapasitetskontroll for } i = 1, 2$$

Feltmoment

Effektiv tverrsnittshøyde og minimumsarmering

$$d_{uk} = 1097,5 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering i bunn av tverrsnittet, se B.1

$$d_{spenn, felt} = 1095 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde i felt for spennarmering

$$d_{middel, felt} = \frac{d_{2, uk} + d_{spenn, felt}}{2} = 1048,75 \text{ mm}$$

Middelverdi for effektiv tverrsnittshøyde

$$A_{s, 2, uk} = \frac{A_{s, 2, uk}}{b_2} = 3352,2 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armering i UK av tverrsnittet

$$A_{s, felt, i} = 12738,4 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i UK i felt for $i = 1, 2, 3$

Nødvendig spennarmeringsareal

$$\alpha_b = 0,80$$

Antar balansert tverrsnitt

$$A_{pb, felt, i} = 0,8 \alpha_b b_{eff, felt, i} d_{middel, felt} \times \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s, felt, i} \times \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \quad \text{Nødvendig spennarmeringsareal for } i = 1, 2, 3$$

$$A_{pb, felt1} = 90241 \text{ mm}^2$$

Nødvendig spennarmeringsareal for felt 1

$$A_{pb, felt2} = 90459 \text{ mm}^2$$

Nødvendig spennarmeringsareal for felt 2

$$A_{pb, felt3} = 79113 \text{ mm}^2$$

Nødvendig spennarmeringsareal for felt 3

$$A_{pb, felti} > A_{p, tot} \rightarrow \text{underarmert tverrsnitt}$$

Kapasitetskontroll for underarmert tverrsnitt

$$\alpha = \frac{f_{pd} \times A_{p, tot} + f_{yd} \times A_{s, felt, i}}{0,8 \times f_{cd} \times b_{eff, felt, i} \times d_{middel, felt}}$$

Trykksonehøydefaktor [34]

$$\alpha_{felt1} = 0,154$$

Trykksonehøydefaktor for felt 1

$$\alpha_{felt2} = 0,153$$

Trykksonehøydefaktor for felt 2

$$\alpha_{felt3} = 0,174$$

Trykksonehøydefaktor for felt 3

$$t \leq \lambda \alpha_{f, \text{felt}i} d_{\text{middel, felt}} = \begin{cases} 129,21 \text{ mm for felt 1} \\ 128,35 \text{ mm for felt 2} \\ 145,99 \text{ mm for felt 3} \end{cases}$$

$$M_{Rd, \text{felt}i} = 0,8 \alpha_{f, \text{felt}i} (1 - 0,4 \alpha_{f, \text{felt}i}) f_{cd} b_{\text{eff, felt}i} d_{\text{middel, felt}}^2 \quad \text{Momentkapasitet i felt for } i = 1, 2, 3$$

$$M_{Rd, \text{felt}1} = 25652,9 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet for felt 1}$$

$$M_{Rd, \text{felt}2} = 25657,10 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet for felt 2}$$

$$M_{Rd, \text{felt}3} = 25427,70 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet for felt 3}$$

$$M_{Ed, \text{felt}, 1} = 15038 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment i felt 1}$$

$$M_{Ed, \text{felt}, 2} = 15465 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment i felt 2}$$

$$M_{Ed, \text{felt}, 3} = 7339 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment i felt 3}$$

$$M_{Rd, \text{felt}, i} > M_{Ed, \text{felt}, i} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kapasitetskontroll for } i = 1, 2, 3$$

Alternativ beregningsmetode for momentkapasitet

Input i Excel-ark

Geometri

$$h = 1200 \text{ mm} \quad \text{Tverrsnittshøyde i senter}$$

$$b_w = 3800 \text{ mm} \quad \text{Gjennomsnittlig stegbredde for forenklet tverrsnitt}$$

$$\text{Helning} = 3 \% \quad \text{Flensens helning fra senter mot kantdrager}$$

Effektiv flensbredde for ulike snitt:

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} 6060 \text{ mm søyle akse 2} \\ 5870 \text{ mm søyle akse 3} \\ 7920 \text{ mm for felt 1} \\ 7940 \text{ mm for felt 2} \\ 6985 \text{ mm for felt 3} \end{cases}$$

Effektiv bredde av sideflens:

$$b_{\text{eff, sideflens}} = \frac{b_{\text{eff}} - b_w}{2} = \begin{cases} 1130 \text{ mm søyle akse 2} \\ 1035 \text{ mm søyle akse 3} \\ 2060 \text{ mm for felt 1} \\ 2070 \text{ mm for felt 2} \\ 1592,5 \text{ mm for felt 3} \end{cases}$$

Effektiv tverrsnittshøyde ved effektiv flensbredde:

$$h_{\text{eff,ved}_b,\text{eff}} = h - \frac{b_{\text{eff}}}{2} \times 3\% = \begin{cases} 1109,1 \text{ mm søyle akse 2} \\ 1111,95 \text{ mm søyle akse 3} \\ 1081,2 \text{ mm for felt 1} \\ 1080,9 \text{ mm for felt 2} \\ 1095,23 \text{ mm for felt 3} \end{cases}$$

Flenstykkelser ved effektiv flensbredde:

$$h_{\text{eff,flens,ved}_b,\text{eff}} = h_{\text{eff,ved}_b,\text{eff}} - h_w = \begin{cases} 415,1 \text{ mm søyle akse 2} \\ 417,95 \text{ mm søyle akse 3} \\ 387,2 \text{ mm for felt 1} \\ 386,9 \text{ mm for felt 2} \\ 401,23 \text{ mm for felt 3} \end{cases}$$

$$h_{\text{flens,senter}} = 506 \text{ mm}$$

Flenstykkelser i senter

Midlere flenstykkelser:

$$h_{\text{flens,snitt}} = \frac{h_{\text{eff,ved}_b,\text{eff}} + h_{\text{flens,senter}}}{2} = \begin{cases} 446,6 \text{ mm for felt 1} \\ 446,5 \text{ mm for felt 2} \\ 445,6 \text{ mm for felt 3} \\ 460,6 \text{ mm søyle i akse 2} \\ 462,0 \text{ mm søyle i akse 3} \end{cases}$$

$$d_{\text{middel,felt}} = 1048,75 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig effektiv tverrsnittshøyde i felt

$$d_{\text{middel,støtte}} = 1047,5 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig effektiv tverrsnittshøyde over søyle

Armering

$$A_{s,1/3,ok} = 2136,22 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Slakkarmering i sideflenser per meter

$$A_{s,2,ok} = 2222,04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Slakkarmering i overkant av steg per meter

$$A_{s,2,uk} = 3352,21 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Slakkarmering i underkant av steg per meter

Slakkarmering i overkant av tverrsnitt:

$$A_{s,ok} = A_{s,2,ok} b_{2,ok} + (b_{eff} - b_{2,ok}) A_{s,1/3,ok} = \begin{cases} 17270,7 \text{ mm}^2 \text{ for felt 1} \\ 17313,4 \text{ mm}^2 \text{ for felt 2} \\ 15273,4 \text{ mm}^2 \text{ for felt 3} \\ 12738,4 \text{ mm}^2 \text{ søyle i akse 2} \\ 12738,4 \text{ mm}^2 \text{ søyle i akse 3} \end{cases}$$

$$A_{s,uk} = A_{s,2,uk} b_w = 12738,4 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i underkant av tverrsnitt

$$A_{p,tot} = 14400 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i underkant i felt og i overkant over søyle

$$c_{ok} = 75 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering i overkant

$$c_{uk} = 65 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering i underkant

$$c_p = 200 \text{ mm}$$

Overdekning for spennarmering

Materialelegenskaper

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

Betongens trykkfasthet

$$e_{cu} = 0,0035$$

Betongens tøyningsgrense i trykk

$$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$$

Slakkarmeringens flytespenning

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

Slakkarmeringens E-modul

$$e_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,00217$$

Slakkarmeringens flytetøyning

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakteristiske 0,1%- strekkgrense

$$f_{pd} = 1426,09 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens dimensjonerende strekkfasthet

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

Spennarmeringens E-modul

$$e_{p,yd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 0,00731$$

Spennarmeringens flytetøyning

$$\sigma_{p0} = 1394 \text{ MPa}$$

Forspenning etter låsetap

$$e_{p0} = \frac{S_{p0}}{E_p} = 0,00715$$

Initiell tøyningdifferanse

Spennkrafttap = 10,56 %

$$\varepsilon_{tap} = 0,1056 \varepsilon_{p0} = 0,000755$$

Tøyningstap

$$\varepsilon_{p0}' = \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{tap} = 0,00655$$

Effektiv tøyningsdifferanse

Tøyninger avhengig av tøyning i strekkarmering

Tøyning i slakkarmering i overkant

$$\varepsilon_{s1} = \begin{cases} \alpha d_{\text{middel, felt}} - c_{s,ok} \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_{\text{middel, felt}}} \text{ for felt} \\ \varepsilon_{s1} \text{ ukjent for støtte} \end{cases}$$

Tøyning i slakkarmering i underkant

$$\varepsilon_{s2} = \begin{cases} \varepsilon_{s2} \text{ ukjent for felt} \\ (\alpha d_{\text{middel, støtte}} - c_{s,uk}) \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_{\text{middel, støtte}}} \text{ for støtte} \end{cases}$$

Tøyning i spennarmering

$$\Delta \varepsilon_p = \begin{cases} (h - \alpha d_{\text{middel, felt}} - c_p) \frac{\varepsilon_{s2}}{h - \alpha d_{\text{middel, felt}} - c_{s,uk}} \text{ for felt} \\ (h - \alpha d_{\text{middel, støtte}} - c_p) \frac{\varepsilon_{s1}}{h - \alpha d_{\text{middel, støtte}} - c_{s,ok}} \text{ for støtte} \end{cases}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0}' + \Delta \varepsilon_p$$

Krefter avhengig av tøyning i strekkarmering

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha = \begin{cases} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s2}} \text{ for felt} \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s1}} \text{ for støtte} \end{cases}$$

Trykkraft på betongen i steg:

$$T_{c1} = \begin{cases} 0,8 \alpha d_{\text{middel, felt}} f_{cd} b_w \text{ for felt} \\ 0,8 \alpha d_{\text{middel, støtte}} f_{cd} b_w \text{ for støtte} \end{cases}$$

Trykkraft på betongen i sideflenser:

$$T_{c2} = T_{c3} = \begin{cases} 0,8\alpha \times d_{\text{middel, felt}} \times f_{cd} \times b_{\text{sideflens}} & \text{for felt} \\ 0 & \text{for } \alpha d_{\text{middel, støtte}} \leq \text{høyde i underkant av flens, for støtte} \\ 0,8\alpha d_{\text{middel, støtte}} f_{cd} b_{\text{sideflens}} & \text{for } \alpha d_{\text{middel, støtte}} \geq \text{høyde i underkant av flens, for støtte} \end{cases}$$

Kraft i slakkarmering i overkant av tverrsnitt:

$$S_1 = \begin{cases} \varepsilon_{s1} A_{s,ok} E_s & \text{for } \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} A_{s,ok} & \text{for } \varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

Kraft i slakkarmering i underkant av tverrsnitt:

$$S_2 = \begin{cases} \varepsilon_{s2} A_{s,uk} E_s & \text{for } \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} A_{s,uk} & \text{for } \varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

Kraft i spennarmering:

$$S_p = \begin{cases} \varepsilon_p A_p E_p & \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_{p,yd} \\ f_{pd} A_p & \text{for } \varepsilon_p \geq \varepsilon_{p,yd} \end{cases}$$

Likevektsbetraktning

$$\sum F_x = \begin{cases} S_1 + (T_{c1} + T_{c2} + T_{c3}) - S_p - S_2 & \text{for felt} \\ (T_{c1} + T_{c2} + T_{c3}) + S_2 - S_1 - S_p & \text{for støtte} \end{cases} = 0$$

Benytter *Problemløseren* i Excel for å finne verdien av tøyningen i strekkarmeringen, ε_{s2} for felt og ε_{s1} for støtte, som gir kraftlikevekt. Velger at cellen som representerer kraftlikevekt skal oppnå verdi 0, ved å endre på verdien i cellen for tøyning i strekkarmering. Fra dette kan momentkapasiteten for det gjeldende tverrsnittet etableres.

$$M_{Rd} = (T_{c1} + T_{c2} + T_{c3}) a_c + S_1 a_{s1} + S_2 a_{s2} + S_p a_p$$

$$a_c = \begin{cases} \frac{h}{2} - \alpha d_{\text{middel, felt}} & \text{for felt} \\ \frac{h}{2} - \alpha d_{\text{middel, støtte}} & \text{for støtte} \end{cases}$$

$$a_{s1} = \frac{h}{2} - c_{s,ok} = 525 \text{ mm}$$

$$a_{s2} = \frac{h}{2} - c_{s,uk} = 535 \text{ mm}$$

$$a_p = \frac{h}{2} - c_p = 400 \text{ mm}$$

Resultatene er presentert i tabell E.1 under:

	Felt 1	Felt 2	Felt 3	Søyle akse 2	Søyle akse 3
ε_{S1}	$1,48 \times 10^{-3}$	$1,47 \times 10^{-3}$	$1,71 \times 10^{-3}$	$10,5 \times 10^{-3}$	$10,4 \times 10^{-3}$
ε_{S2}	$24,8 \times 10^{-3}$	$24,9 \times 10^{-3}$	$21,6 \times 10^{-3}$	$2,63 \times 10^{-3}$	$2,64 \times 10^{-3}$
αd_{middel}	129,7 mm	129,4 mm	146,3 mm	261,8 mm	264,1 mm
T_{C1}	-10058 kN	-10035 kN	-11344 kN	-20293 kN	-20469 kN
$T_{C2} = T_{C3}$	-5452,5 kN	-5466,1 kN	-4754,1 kN	0	0
S_1	-5101,2 kN	-5097,4 kN	-5211,9 kN	5771,1 kN	5594,9 kN
S_2	5528,5 kN	5528,5 kN	5528,5 kN	-5528,5 kN	-5528,5 kN
S_p	20536 kN	20536 kN	20536 kN	20536 kN	20536 kN
a_c	548,6 mm	548,2 mm	541,5 mm	495,3 mm	494,4 mm
M_{Rd}	25340 kNm	25343 kNm	25199 kNm	24253 kNm	24229 kNm

Tabell E-1: Resultat av beregnet momentkapasitet ved alternativ metode.

Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene

	M_{Rd}	$M_{Rd,Excel}$	Avvik
Felt 1	25653 kNm	25340 kNm	1,22 %
Felt 2	25657 kNm	25343 kNm	1,22 %
Felt 3	25428 kNm	25199 kNm	0,90 %
Søyle akse 2	23985 kNm	24253 kNm	1,10 %
Søyle akse 3	23849 kNm	24229 kNm	1,57 %

Tabell E-2: Sammenligning av momentkapasitet fra de ulike metodene.

Vedlegg E.3: SKJÆRKRAFTKAPASITET

Input

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{ctd} = 1,53$$

Dimensjonerende strekkfasthet for betong B45

$$d_{\text{middel, støtte}} = 1047,75 \text{ mm}$$

Middelverdi for effektiv tverrsnitthøyde

$$V_{Ed, \text{støtte3}} = 5482,07 \text{ kN}$$

Opptredende skjærkraft i akse 3, hentet fra NF

$$V_{Ed, \text{red, akse3}} = 5130,0 \text{ kN}$$

Red. skjærkraft i avstand d fra akse 3, hentet fra NF

Skjærstrekkkapasitet

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w d$$
 Skjærkraftkapasitet, EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{middel, støtte}}}} \leq 2,0$$

EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$k = 1,44$$

$$A_{p, \text{tot}} = 14400 \text{ mm}^2$$

Spennarmering

$$A_{s,2, \text{ok}} = 2222,04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Lengdearmering i OK steg

$$A_{s, \text{skjær}} = 2222,04 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \times b_w = 8443,75 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering over søyle

$$A_{sl} = A_p + A_s = 22843,75 \text{ mm}^2$$

Lengdearmering

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d_{\text{middel, støtte}}} \leq 0,02$$

Armeringsforhold. EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$\rho_1 = 0,0057$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd} \quad \text{EK2-1-1, 6.2.2 (1)}$$

$$\sigma_{cp} = 3,39 \text{ MPa}$$

$$0,2f_{cd} = 5,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0,2f_{cd} \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Rd,c} = 4053,03 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet, EK2-1-1, 6.2.2 (1)}$$

Minimumsverdi for skjærstrekkapasitet

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad \text{Minsteverdi for skjærkraftkapasitet}$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,404$$

$$V_{Rd,c,min} = 3634,03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}\} = 4053,03 \text{ kN} \quad \text{Skjærstrekkapasitet uten skjærarmoring}$$

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed,red} \rightarrow \text{beregningmessig behov for skjærarmoring}$$

Beregner skjærkapasitet med innlagt minimumsarmering

$$\frac{A_{sw}}{S_{innlagt}} = 8712,43 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Innlagt skjærarmoring, se vedlegg B.4}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad \text{EK2-1-1, 6.2.3 kontrolleres mot } V_{Ed}$$

$$z = d_{middel} - h + d_{2,uk} = 945 \text{ mm} \quad \text{Innvendig momentarm}$$

$$f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa} \quad \text{Skjærarmingens dimensjonerende flytegrense}$$

$$V_{Rd,s} = 7159,3 \text{ kN} \quad \text{Skjærstrekkapasitet med skjærarmoring}$$

$$V_{Rd,s} \leq V_{Ed,red} \rightarrow \text{OK kapasitet}$$

Mulig optimalisering av armeringsmengde er gjort i vedlegg H.

Skjærtrykkapasitet

$$\nu_1 = 0,6$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}, \text{ EK2-1-1, 6.11.aN}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,13$$

$$\text{for } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}, \text{ EK2-1-1, 6.11.aN}$$

Vinkel mellom skjærarmoring og bjelkeakse

$$\alpha = 90 \times \frac{\pi}{180}$$

$$\cot\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0$$

Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

Kriterium ihht. HBN400, 7.6.2

$$\cot \theta = 2,0$$

Ihht. [9]

$$\cot \theta = \frac{1}{\tan \theta}$$

$$2 = \frac{1}{\tan \theta} \rightarrow \tan \theta = \frac{1}{2}$$

Kapasitet

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

EK2-1-1, 6.2.3 kontrolleres mot $V_{Ed,red}$

$$V_{Rd,max} = 24\,898,75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5487 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \rightarrow \text{OK kapasitet}$$

OK kapasitet for skjærtrykk

Skjærkrefter mellom steg og flens

Skal ivaretas ifølge [11, s. 60]

$$\nu_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x}$$

Skjærspenning i lengderetning, EK2-1-1, 6.2.4

$$h_f = 445 \text{ mm}$$

Flensens tykkelse ved overgangen

$$\Delta x$$

Lengden som undersøkes, EK2-1-1, 6.2.4(3)

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Fasthetsreduksjon. EK2-1-1, 6.2.2 (6)

$$\nu = 0,492$$

Fasthetsreduksjon for B45

ΔF_d Endring av normalkraft i flensen over Δx

$$\Delta F_d = \frac{M_{\max,i} \times A_{flens,i}}{z_i \times A_{total,flens}} - \frac{M_{Dx,i} \times A_{flens,i}}{z_i \times A_{total,flens}}$$

Endring i normalkraft i flensen

$$z_i = d_{middel,i} \times (1 - 0,4\alpha_i)$$

Forenklet uttrykk for indre momentarm

$$A_{flens,i} = \frac{b_{eff,i} - b_{uk}}{2} \times h_f$$

Areal av kontrollert flens

$$A_{tot,flens,i} = b_{eff,i} \times h_f$$

Flensenes totale areal i kontrollsnitt

$$\Delta F_d = \frac{M_{\max,i} \times h_f \times \frac{b_{eff,i} - b_{uk}}{2}}{(h_f \times b_{eff,i}) \times d_{middel,i} \times (1 - 0,4\alpha_i)} - \frac{M_{Dx,i} \times h_f \times \frac{b_{eff,i} - b_{uk}}{2}}{(h_f \times b_{eff,i}) \times d_{middel,i} \times (1 - 0,4\alpha_i)}$$

Kontroll over støtte akse 3

$$\Delta x_s = 2750 \text{ mm}$$

Betraktet lengde over støtte akse 3

$$M_{\max, støtte} = 16401,75 \text{ kNm}$$

Maksimalt støttemoment

$$M_{\Delta x, støtte} = 5593,35 \text{ kNm}$$

Moment i punkt

$$A_{flens, støtte} = 0,37 \text{ m}^2$$

Areal av effektiv del av flens over søyle

$$A_{flens, total} = 2,11 \text{ m}^2$$

Effektivt areal av flens over søyle

$$z_{støtte} = d_{middel, støtte} \times (1 - 0,4\alpha_{støtte}) = 918,92 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$\Delta F_d = 2073,89 \text{ kN}$$

Endring i normalkraft i flensen

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x} = 2,09 \text{ MPa}$$

Opptredende skjærspenning mellom steg og flens

$$v_{Rd} = v_{fd} \sin \theta_f \cos \theta_f$$

Kapasitet for trykkbrudd i flensen

$$\theta_{f, strekk} = 38,6^\circ$$

Vinkel mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse, for strekkflenser, EK2-1-1, 6.2.4 (4)

$$\sin(38,6) = 0,62$$

$$\cos(38,6) = 0,78$$

$$v_{Rd} = 6,07 \text{ MPa}$$

Kapasitet for trykkbrudd over støtte

$$v_{Rd} \geq v_{Ed} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av opptredende skjærspenning

Kontroll mot krav ihht EK2-1-1, 6.2.4 (6).

Ekstra armering er ikke nødvendig dersom følgende kriterium er innfridd:

$$v_{Ed,s} \leq k \times f_{ctd}$$

$$k = 0,4$$

EK2-1-1, 6.2.4 (6)

$$v_{Ed,s} \geq 0,612 \rightarrow \text{ikke OK}$$

Behov for ekstra armering

Tverrarmering

$$\frac{A_{s,s}}{s_{sf}} \geq \frac{v_{Ed,s} \times h_f}{\cot(\theta_{f,\text{strekk}}) \times f_{yd}}$$

Nødvendig tverrarmering, EK2-1-1, 6.2.4 (4)

$$\cot(38,6) = 1,25$$

$$\frac{A_{s,s}}{s_s} \geq 1,38 \frac{mm^2}{mm}$$

$$A_{s,s} = s_s \times 1,38 \frac{mm^2}{mm} = 208,14 \text{ mm}^2$$

Nødvendig tverrarmering på den ene flensen

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A_{s,s}}{\pi}} = 16 \text{ mm}$$

Legger inn ekstra armering i overgang mellom steg og flens med størrelse $\varnothing 20$ over støtte, i områdene hvor det er nødvendig ved å øke forankringslengden til den eksisterende armeringen.

Kontroll i felt, felt 2

$$\Delta x_f = 4125 \text{ mm}$$

Betraktet lengde i felt

$$M_{maks,felt} = 15465,06 \text{ kNm}$$

Maks støttemoment, hentet fra NovaFrame

$$M_{\Delta x,felt} = 10398,8 \text{ kNm}$$

Moment i punkt, hentet fra NovaFrame

$$A_{flens,felt} = 0,5742 \text{ m}^2$$

Areal av effektiv del av flens i felt

$$A_{total,flens,felt} = 2,52 \text{ m}^2$$

Totalt effektivt areal av flens i felt

$$z_{felt} = d_{middel,felt} \times (1 - 0,4\alpha_{felt})$$

Forenklet uttrykk for indre momentarm

$$z_{felt} = 981,05 \text{ mm}$$

Indre momentarm i felt

$$\Delta F_d = 1135,6 \text{ kN}$$

Endring i normalkraft i flensen

$v_{Ed} = 0,76 \text{ MPa}$	Opptredende skjærspenning
$v_{Rd} = v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$	Kapasitet for trykkbrudd i flensen
$\theta_{f,trykk} = 26,5^\circ$	Vinkel mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse, for trykkflenser. EK2-1-1, 6.2.4 (4)
$\sin(26,5) = 0,45$	
$\cos(26,5) = 0,89$	
$v_{Rd} = 5,02 \text{ MPa}$	Kapasitet for trykkbrudd i felt
$v_{Rd} \geq v_{Ed} \rightarrow \text{OK}$	Kontroll mot opptredende

Kontroll mot krav ihht EK2-1-1, 6.2.4 (6).

Ekstra armering er ikke nødvendig dersom følgende kriterium er innfridd:

$$v_{Ed,f} \leq k \times f_{ctd}$$

$$k = 0,4$$

EK2-1-1, 6.2.4 (6)

$$v_{Ed,f} \geq 0,612 \rightarrow \text{ikke OK}$$

Behov for ekstra armering

Tverrarmering

$$\frac{A_{s,f}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed,f} \times h_f}{\cot(\theta_{f,trykk}) \times f_{yd}}$$

Nødvendig tverrarmering, EK2-1-1, 6.2.4 (4)

$$\cot(26,5) = 2,01$$

$$\frac{A_{s,f}}{s_f} \geq 0,50 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{s,f} = s_s \times 0,50 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 75,19 \text{ mm}^2$$

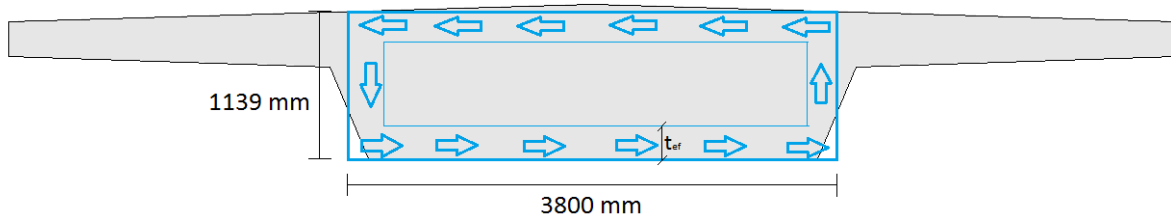
Nødvendig tverrarmering på den ene flensen

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A_{s,f}}{\pi}} = 9,78 \text{ mm}$$

Legger inn ekstra armering i overgang mellom steg og flens med størrelse $\varnothing 20$ i felt, i områdene hvor det er nødvendig da denne jernstørrelsen er den som allerede ligger inne. Denne legges inn ved å øke forankringslengden til den eksisterende armeringen.

Vedlegg E.4: TORSJONSKAPASITET

Kontroll utføres i henhold til EK2-1-1 del 6.3 og Kompendium punkt 5.5.3.



Figur E-2: Torsjonsareal og torsjonsforløp for tverrsnittet.

Input

$h_{torsjon} = 1139 \text{ mm}$ Høyde av del som tar torsjon, se Figur E-2

$A_{torsjon} = b_{uk} \times h_{torsjon} = 4,33 \times 10^6 \text{ mm}^2$ Torsjonsareal

$u_{torsjon} = 2 \times (b_{uk} + h_{torsjon}) = 9878 \text{ mm}$ Omkrets av torsjonsareal

$t_{ef} = \frac{A_{torsjon}}{u_{torsjon}} = 438,17 \text{ mm}$ Effektiv veggtykkelse [18]

$T_{Ed,maks} = 4671,59 \text{ kNm}$ Maksimalt opptredende torsjonsmoment

Riss-torsjonsmoment

$T_{Rd,c} = 2 f_{ctd} A_k t_{ef} = 3159,01 \text{ kNm}$ Kapasitet for risstorsjonsmoment, EK2-1-1, 6.3.2

$T_{Rd,c} \leq T_{Ed,maks} \rightarrow$ behov for torsjonsarmering

Trykkbruddkapasitet

$T_{Rd,max} = 2 \nu \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta$ Torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd. EK2-1-1, 6.3

$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef}) = 2,36 \times 10^6 \text{ mm}^2$ Areal omsluttet av senterlinjene av tverrsnittsdelene, EK2-1-1, 6.3.2

$\nu = 0,492$

$\alpha_{cw} = 1,13$

$T_{Rd,max} = 11753,81 \text{ kNm}$

Interaksjon mellom skjær og torsjon

$$T_{Rd,max} = 11753,81 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed,maks,støtte3} = 4671,59 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,max} = 24898,75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,akse3} = 5487,19 \text{ kN}$$

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

EK2-1-1, 6.2.3 (5)

$$0,62 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

OK kapasitet for trykkbruddkapasitet.

Torsjonsarmering

Kontroll av kapasitet til spennkablene alene

$$A_{pb,spenn} = 0,8 \times \alpha_b \times b_{uk} \times d_{middel,støtte} \times \frac{f_{cd}}{f_{pd}}$$

Armeringsareal ved spennarmering alene

$$A_{pb,spenn} = 45330,01 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb,spenn} > A_{p,tot} \rightarrow \text{tverrsnittet er underarmert}$$

$$\alpha_{spenn} = \frac{f_{pd} \times A_{p,tot}}{0,8 \times f_{cd} \times b_{uk} \times d_{middel,støtte}} = 0,25$$

Trykksonehøydefaktor for spennarmering [34]

$$M_{Rd,spenn} = 0,8 \alpha_{spenn} (1 - 0,4 \alpha_{spenn}) f_{cd} b_{uk} d_{middel,støtte}$$

$$M_{Rd,spenn} = 19335,07 \text{ kNm}$$

Momentkapasitet ved spennarmering alene

$$T_{Ed,støtte} = 4671,59 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,spenn} \geq T_{Ed,støtte} \rightarrow \text{Kapasitet OK}$$

Slakkarmering brukes som torsjonsarmering.

Lengdearmering

$$\frac{\sum A_{sl} \times f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta$$

Uttrykk for dimensjonerende lengdearmering [7]

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \times \frac{u_k}{f_{yd}} = 22523,84 \text{ mm}^2$$

Nødvendig total torsjonslengdearmering

$$\sum A_{sl,innlagt} = 22854,41 \text{ mm}^2$$

Innlagt lengdearmering i steget

$$\sum A_{sl,innlagt} \geq \sum A_{sl,torsjon}$$

Går videre med minimumsarmering, men endrer senteravstanden ut fra tilgjengelig omkrets for fordeling av torsjonsarmering

$$n_{innlagt} = 29 + 28 = 57$$

Antall armeringsjern i lengderetning

$$o_{torsjon} = 2 \times (b - 2 \times c_{uk}) + 2 \times (h - c_{uk} - c_{ok})$$

$$o_{torsjon} = 9460 \text{ mm}$$

Tilgjengelig fordelingsomkrets for lengdearmering

$$s_{slakk} = \frac{o_{torsjon}}{n_{minimum}}$$

$$s_{slakk} = 169,96 \text{ mm}$$

Nødvendig senteravstand mellom lengdearmering

Valgt senteravstand på 150 millimeter fra del 3.5.2, er da tilstrekkelig også med hensyn på torsjonsarmering.

Bøylearmering

Nødvendig armeringsmengde

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd}} \times \tan \theta$$

Nødvendig bøylearmering [18]

$$f_{ywd} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende fasthet for bøylearmering

$$\tan \theta = 1$$

Forutsettes tverrarmering normalt på bruaksen [11]

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1142,15 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsbehov

Valg av armering

$$\varnothing = 16 \text{ mm}$$

Diameter på skjærarmering, hentet fra [14]

$$A_{\varnothing 16} = 201,06 \text{ mm}^2$$

Areal av en armeringsstang med diameter 20 mm

$$s \leq \frac{A_{\varnothing 16}}{A_{sw}} = 176,40 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand mellom torsjonsbøyer i lengderetning, ut fra nødvendig mengde

$$s \leq \frac{u_{torsjon}}{8} = 1234,75 \text{ mm}$$

Krav til senteravstand i lengderetning, EK2-1-1,
9.2.3(3)

Velger bøyer, Ø16s150 i overkant og underkant av tverrsnittet, da skjærarmering ligger med senteravstand 300 mm.

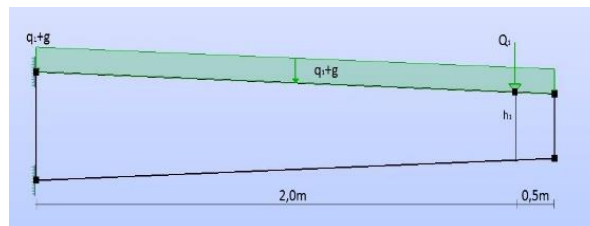
Oppsummering

Da armeringsmengden beregnet for minimumsarmering i lengderetning, er større enn krav armeringsbehovet for torsjon, er det videre valgt å beholde minimumsarmeringen bestemt i del 3. 5.

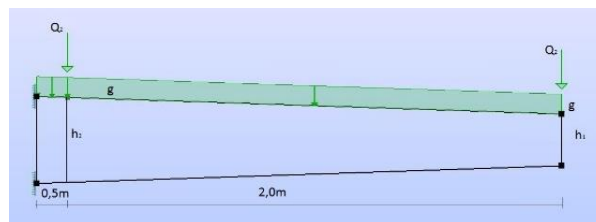
Bøylearmering på grunn av torsjon er satt til Ø16. Denne bøylene legges langs tverrsnittets omkrets. I lengderetningen legges bøylene med en senteravstand på 150 mm.

Vedlegg E.5: TVERRARMERING

I henhold til punkt 6.1.3 i Kompendium i bruprosjektering skal det tas hensyn til lokale lastvirkninger i bruas tverretning. Kontrollen er utført med hensyn på dimensjonerende moment og skjærkraft, og modellert som en utkrager med fast innspenning i overgangen fra steg til flens. Ved denne kontrollen er det kun tatt hensyn til jevnt fordelt trafikklaster (LM1) og flensens egenvekt. Statistiske system for henholdsvis LM1 og LMI 2 er illustrert i figurene E-3 og E-4 under.



Figur E-3: Illustrasjon av lastpåkjenning i LM1



Figur E-4: Illustrasjon av lastpåkjenning ved LM2

Input

$$c_{ok} = 75 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmoring i OK

$$\gamma_{tr} = 1,35$$

Lastfaktor for trafikklaster. Hentet fra [11]

$$\gamma_g = 1,2$$

Lastfaktor for egenlast

$$l_{utkrager} = \frac{b - b_w}{2} - 150 = 2500 \text{ mm}$$

Lengden på utkrager

Konstante laster

$$g_{flens} = \rho_c \times h_f$$

Egenlast av flens. Bruker største flenshøyde.

$$g_{flens} = 11,125 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{egenlast} = \gamma_g \times \frac{g_{flens} \times l_{utkrager}^2}{2} \times 1 \text{ m}$$

Moment i innspenning pga. egenlast [30]

$$M_{egenlast} = 41,72 \text{ kNm}$$

$$g_{\text{belegning}} = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Egenlast av belegning

$$M_{\text{belegning}} = \gamma_g \times \frac{g_{\text{belegning}} \times l_{\text{utkrager}}^2}{2} \times 1\text{m}$$

Moment i innspenning pga. belegning [30]

$$M_{\text{belegning}} = 13,25 \text{ kNm}$$

$$G_{\text{kantdrager}} = \gamma_g \times g_{\text{kantdrager}} \times 1\text{m}$$

Punktlast pga vekt av kantdrager for betraktet bredde

$$G_{\text{kantdrager}} = 8,78 \text{ kN}$$

$$M_{\text{kantdrager}} = G_{\text{kantdrager}} \times l_{\text{utkrager}}$$

Moment pga. kantrager, beregnet etter [30]

$$M_{\text{kantdrager}} = 21,94 \text{ kNm}$$

$$G_{\text{rekkverk}} = \gamma_g \times g_{\text{rekkverk}} \times 1\text{m}$$

Punktlast pga. vekt av rekkverk for betraktet bredde

$$G_{\text{rekkverk}} = 1,8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{rekkverk}} = G_{\text{rekkverk}} \times l_{\text{utkrager}}$$

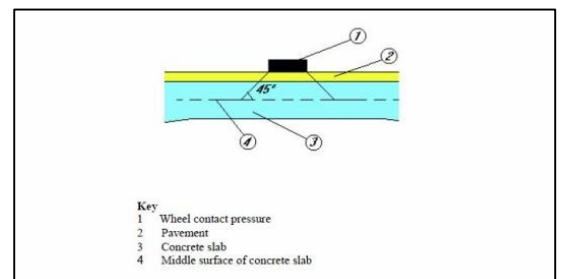
Moment pga. rekkverk, beregnet etter [30]

$$M_{\text{rekkverk}} = 4,5 \text{ kNm}$$

Momentkapasitet

Dimensjonerende lastflate og projisert areal

Kontaktarealet til punktlastene må projiseres ned til midten av betongdekket, punkt 4 i Figur E-5. Denne projiseringen skjer i henhold til Figur 4.4 EK2-1-1, gjengitt som Figur E-5.



Figur E-5: Illustrasjon av projisering ned til midten av betongdekket. Hentet fra EK2-1-1, Figur 4.4.

$$h_{i,4} = \frac{h_i}{2} + h_{\text{slitelag}}$$

Total høyde til punkt 4 fra kontaktflate, se Figur E-5.

Lastmodell 1

Kontaktflater for LM1 er vist i Figur E-6.

$$l_{dekk} = 400 \text{ mm}$$

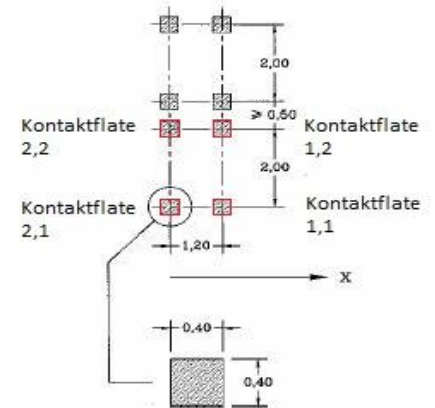
$$b_{dekk} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{belegning} = 80 \text{ mm}$$

Lengde på kontaktflate til punktlast

Bredde på kontaktflate til punktlast

Høyde på slitelag. Nr. 2 i Fig. E-6



Figur E-6: Illustrasjon av kontaktflater for LM1. Hentet fra EK2-1, Figur 4.2b

Kontaktflate 2,2 og 1,2 blir ikke tatt i betraktning, da disse punktlastene ikke virker på utkrageren. Denne betraktningen vil være konservativ, da punktlastene i kontaktflatene ville ført til et avlastende moment i innspenningen.

Laster

$$q_1 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_1 = 300 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 150 \text{ kN}$$

$$M_{trafikk} = \gamma_{tr} \times q_1 \times \frac{l_{utkrager}^2}{2}$$

$$M_{trafikk} = 22,78 \text{ kNm}$$

Jevnt fordelt last fra LM1, se vedlegg C.2.

Akslingslast fra LM1, kjørefelt 1, se vedlegg C.2.

Akslingslast per kontaktflate

Moment i innspenning pga. jevnt fordelt trafikklast

Kontaktflate 1,1 og kontaktflate 2,1

$$h_1 = \frac{0,5 \text{ m} \times 3}{100} \times 2 + 0,275 \text{ m} = 0,305 \text{ m}$$

$$h_1 = 305 \text{ mm}$$

$$h_{1,4} = 232,5 \text{ mm}$$

Høyde på flens under kontaktflate 1, se Figur E-5

Ny lengde og bredde

$$l_{dekk,ny} = b_{1,dekk,ny} = l_{dekk} + 2 \times \frac{h_{1,4}}{\tan(45)}$$

$$l_{dekk,ny} = b_{1,dekk,ny} = 865 \text{ mm}$$

Ny lengde/bredde på projisert kontaktflate

Nytt areal

$$A_{LM1,ny} = l_{1,dekk,ny} \times b_{1,dekk,ny}$$

Nytt projisert areal

$$A_{LM1,ny} = 7,48 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Faktor fra influensfelt

Influenslinjene, se Figur 7-18, for projisert areal for kontaktflatene gir følgende faktorer:

$$\mu_{\text{middel},1,1} = 10,5$$

Faktor fra influensfelt for kontaktflate 1,1

$$\mu_{\text{middel},2,1} = 7,8$$

Faktor fra influensfelt for kontaktflate 2,1

Momenter pga. punktlast Q_1

$$M_{Q1,i} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_1}{8 \times \pi} \times \mu_{1,i,\text{middel}} \times 1m$$

Forenklet formel for moment for kontaktflate i

$$M_{Q,1,1} = 84,64 \text{ kNm}$$

Moment fra punktlast i kontaktflate 1,1

$$M_{Q,2,1} = 62,88 \text{ kNm}$$

Moment fra punktlast i kontaktflate 2,1

Totalt moment ved LM1

$$M_{\text{total},LM1} = M_{\text{egenlast}} + M_{\text{trafikk}} + M_{\text{belegning}} + M_{\text{rekkverk}} + M_{\text{kantdrager}} + M_{Q1,1} + M_{Q2,1}$$

$$M_{\text{total},LM1} = 251,59 \text{ kNm}$$

Lastmodell 2

Kontaktflater for LM2 er vist i Figur E-7.

$$l_{\text{dekk}} = 600 \text{ mm}$$

Lengde på kontaktflate til punktlast

$$b_{\text{dekk}} = 350 \text{ mm}$$

Bredde på kontaktflate til punktlast

$$h_{\text{belegning}} = 80 \text{ mm}$$

Høyde på slitelag. Nr. 2 i Figur E-5

$$h_1 = 293 \text{ mm}$$

Flenshøyde ved fri ende i senter av kontaktflate.

$$h_2 = 413 \text{ mm}$$

Flenshøyde i innspenning i senter av kontaktflate.

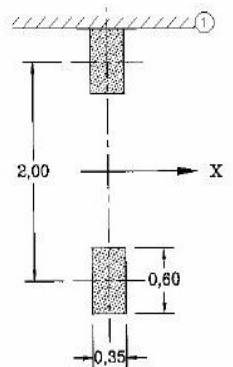
Laster

$$Q_2 = 200 \text{ kN}$$

Akslingslast fra LM2, kjørefelt 1, se vedlegg E-4

$$g_{\text{flens}} = \rho_{\text{betong}} \times h_f$$

Egenvekt av flensen



Figur E-7: Illustrasjon av kontaktflate i LM2. Hentet fra EK1-1, Figur 4.3.

$$g_{flens} = 11,125 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M_{egenlast} = \gamma_g \times \frac{g_{flens} \times l_{utkrager}^2}{2} \times 1\text{m}$$

$$M_{egenlast} = 41,72 \text{ kNm}$$

Fri ende

Ved fri ende er lasten plassert så langt ut på flensen som mulig, i henhold til EK1-1, Figur 4.3. Lengden på kontaktflaten er 600 millimeter, så avstand fra ytterpunkt av flensen til senter av kontaktflate er 300 millimeter. Det er valgt å betrakte kantdragere som tilgjengelig fordelingslengde for det projiserte kontaktarealet.

Høyde til midt i betongdekket

$$h_{ende,4} = \frac{h_{ende}}{2} + h_{belegning}$$

Høyde fra kontaktflate til punkt 4, Figur E-5

$$h_{ende,4} = 226,5 \text{ mm}$$

Ny lengde og bredde

$$\tan(45) = 1$$

$$l_{dekk,ny} = l_{dekk} + 2 \times \frac{h_{ende,4}}{\tan(45)}$$

Projisert lengde ved fri ende, inkl. kantdragere.

$$l_{dekk,ny} = 1053,0 \text{ mm}$$

$$b_{dekk,ny} = b_{dekk} + 2 \times \frac{h_{ende,4}}{\tan(45)}$$

Projisert bredde ved fri ende.

$$b_{dekk,ny} = 803,0 \text{ mm}$$

Projisert areal og faktor fra influenslinjer

$$A_{ny,LM2,ende} = 8,46 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Projisert kontaktareal ved ende.

$$\mu_{middel,ende} = 10,9$$

Faktor avlest fra Figur 7-18.

Moment fra punktlast på fri ende

$$M_{Q2} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_2}{8 \times \pi} \times \mu_{middel,ende} \times 1\text{m}$$

Moment pga. punktlast.

$$M_{Q2} = 117,16 \text{ kNm}$$

Ved innspenning

Punktlasten plasseres 2 meter fra den frie enden. Tilgjengelig lengde, gir maksimal lengde på kontaktflata til 500 mm, ikke 600 mm. Det projiserte arealet er «forstørres» utover ved projisering. Deler av projisert areal vil være «innenfor» innspenningen, som igjen vil virke avlastende. Det er derfor valgt å kun betrakte arealet som virker i flensen.

Høyde til midt i betongdekket

$$h_{\text{innspenning},4} = \frac{h_{\text{flens,innspenning}}}{2} + h_{\text{belegning}}$$

Høyde fra kontaktflate til punkt 4, Figur E-5.

$$h_{\text{innspenning},4} = 286,5 \text{ mm}$$

Ny lengde og bredde

$$\tan(45) = 1$$

$$l_{\text{dekk,ny}} = 200 \text{ mm} + \frac{l_{\text{dekk}}}{2} + \frac{h_{\text{innspenning},4}}{\tan(45)}$$

Projisert lengde ved last i innspenning

$$l_{\text{dekk,ny}} = 786,5 \text{ mm}$$

$$b_{\text{dekk,ny}} = b_{\text{dekk}} + 2 \times \frac{h_{\text{innspenning},4}}{\tan(45)}$$

Projisert bredde ved last i innspenning

$$b_{\text{dekk,ny}} = 923,0 \text{ mm}$$

Projisert areal og faktor fra influenslinjer

$$A_{\text{ny,LM2,innspenning}} = 7,26 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Projisert kontaktareal i innspenning.

$$\mu_{\text{middel,innspenning}} = 8,15$$

Faktor avlest fra Figur 7-18.

Moment fra punktlast ved innspenning

$$M_{Q2} = \gamma_{\text{tr}} \times \frac{Q_2}{8 \times \pi} \times \mu_{\text{middel,innspenning}} \times 1 \text{ m}$$

Moment pga. punktlast. Formel fra [36]

$$M_{Q2} = 87,60 \text{ kNm}$$

Totalt moment ved LM2

$$M_{total,LM2} = M_{egenlast} + M_{belegning} + M_{rekkverk} + M_{kantdrager} + M_{Q2,ende} + M_{Q2,innspenning}$$

$$M_{total,LM2} = 286,04 \text{ kNm}$$

Totalt moment i innspenning pga. LM2

$$M_{total,LM2} \geq M_{total,LM1} \rightarrow \text{LM2 blir dimensjonerende}$$

Beregning og kontroll av momentkapasitet i innspenning**Momentkapasitet i innspenning**

$$d_i = h_i - c_{ok} - \phi - \frac{\phi}{2}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_{innspenning} = 340 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde i innspenning

$$A_{s,flens,ok} = \pi \left(\frac{\phi_{20}}{2} \right)^2 \frac{1000 \text{ mm/m}}{s}$$

Tverrsnittets armering i OK på tvers av bruas lengderetning

$$A_{s,flens,ok} = 2094,4 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\alpha = \frac{f_{yd} \times A_s}{0,8 \times f_{cd} \times b \times d_{innspenning}}$$

Trykksonefaktor [34]

$$\alpha = 0,131$$

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1-0,4\alpha) \times f_{cd} \times d_{innspenning}^2$$

Momentkapasitet [34]

$$M_{Rd,innspenning} = 293,35 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,innspenning} \geq M_{Ed,innspenning} \rightarrow \text{Kapasitet OK}$$

Innlagt armering gir dermed tilstrekkelig kapasitet for moment i tverretning.

Skjærkapasitet

For å finne dimensjonerende skjærkraft i innspenningen, benyttes diagrammer fra Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 6, se Figur E-8. Kontaktflaten plasseres i henhold til illustrasjon i høyre hjørne i Figur E-8. Da flensens høyde avgjør t_x og t_y og høyden varierer utover i flensen, er det valgt å plassere lasten i en avstand 840 millimeter fra innspenning i beregninger. I denne avstanden er det tatt høyde for d , avstand inn til senter av kontaktflate, samt tillegg for projisert lengde.

$$a = l_{\text{dekk}} = 600 \text{ mm}$$

$$b = b_{\text{dekk}} = 350 \text{ mm}$$

$$s = d_{\text{innspenning}} = 340 \text{ mm}$$

$$l_{\text{utkrager}} - 850 = 1660 \text{ mm}$$

Avstand fra
ytterkant av utkrager til senter av kontaktflate

Høyde av flensen i en avstand d fra innspenning

$$h_{\text{skjær}} = \frac{1,66\text{m} \times 3}{100} \times 2 + 0,275\text{m}$$

Høyden på flensen i avstand 840 mm fra innspenning

$$h_{\text{skjær}} = 374,6 \text{ mm}$$

$$h_{i,4} = \frac{h_i}{2} + h_{\text{belegning}}$$

Høyden fra kontaktflate til punkt 4, Figur E-5

$$h_{\text{skjær},4} = 267,3 \text{ mm}$$

Konstante laster

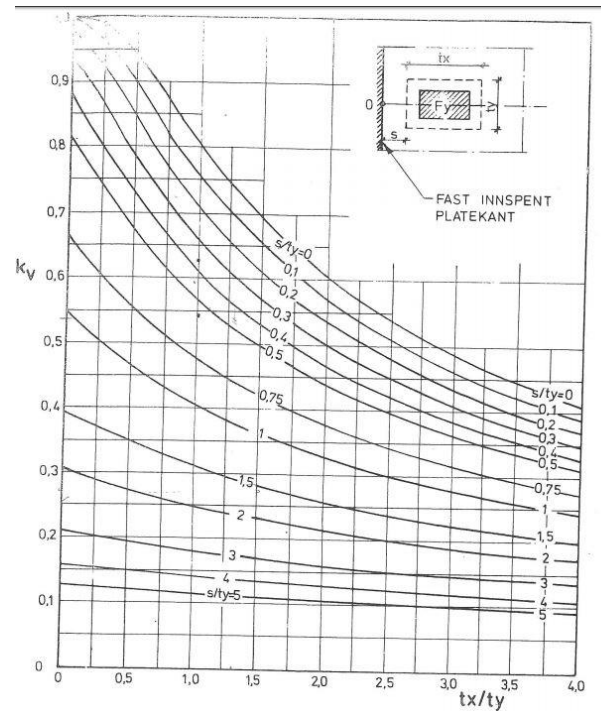
$$V_g = \gamma_g \times g_{\text{flens}} \times l_{\text{utkrager}} \times 1\text{m}$$

Skjærkraft i innspenning pga. egenvekt [30]

$$V_g = 33,375\text{kN}$$

$$V_{\text{belegning}} = \gamma_g \times g_{\text{belegning}} \times l_{\text{utkrager}} \times 1\text{m}$$

Skjærkraft i innspenning pga. belegning [30]



Figur E-8: Diagram for faktoren k_v . Hentet fra [38].

$$V_{belegning} = 8,75 \text{ kN}$$

$$V_{kantdrager} = G_{kantdrager} \times l_{utkrager}$$

Skjærkraft i innspenning pga. kantdrager [30]

$$V_{kantdrager} = 8,78 \text{ kN}$$

$$V_{rekkverk} = G_{rekkverk} \times l_{utkrager}$$

Skjærkraft i innspenning pga. rekkverk [30]

$$V_{rekkverk} = 1,8 \text{ kN}$$

Lastmodell 1

$$t_x = l_{dekk} + 2 \times \frac{h_{skjær,4}}{\tan(45)}$$

Projisert lengde, se Figur E-8

$$t_x = 934,6 \text{ mm}$$

$$t_y = b_{dekk} + 2 \times \frac{h_{skjær,4}}{\tan(45)}$$

Projisert bredde, se Figur E-8 $t_y = 934,6 \text{ mm}$

$$A_{skjær,ny} = 8,73 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Projisert areal i en avstand 840 mm

$$\frac{s}{t_y} = 2,74$$

Forhold som benyttes ved avlesning av tabell i Fig.E-8

$$\frac{t_x}{t_y} = 1$$

Forhold som benyttes ved avlesning av tabell i Fig.E-8

$$k_v = 0,20$$

Faktor avlest fra Figur E-8

Skjærkraft på grunn av jevnt fordelt trafikklast

$$V_{q1} = \gamma_{tr} \times q_1 \times l_{utkrager} \times 1m$$

Skjærkraft i innspenning pga. q_1

$$V_{q1} = 18,23 \text{ kN}$$

Skjærkraft på grunn av punktlast, Q_1

$$V_{Q1} = k_v \times \frac{Q_1}{t_y} \times 1m \times \gamma_{tr}$$

Skjærkraft pga. punktlast, LM1

$$V_{Q1} = 40,5 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft i innspenning, LM1

$$V_{Ed,1} = V_g + V_{q1} + V_{belegning} + V_{kantdrager} + V_{rekkverk} + V_{Q1} \quad \text{Totalt opptredende skjærkraft i innspenning}$$

$$V_{Ed,1} = 111,42 \text{ kN}$$

Lastmodell 2

$$t_x = l_{dekk} + 2 \times \frac{h_{skjær,4}}{\tan(45)} \quad \text{Projisert lengde, se Figur E-8}$$

$$t_x = 1134,6 \text{ mm}$$

$$t_y = b_{dekk} + 2 \times \frac{h_{skjær,4}}{\tan(45)} \quad \text{Projisert bredde, se Figur E-8}$$

$$t_y = 884,6 \text{ mm}$$

$$A_{skjær,ny} = 1,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{s}{t_y} = 0,38 \quad \text{Forhold som benyttes ved avlesning av tabell i Fig.E-8}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1,28 \quad \text{Forhold som benyttes ved avlesning av tabell i Fig.E-8}$$

$$k_v = 0,55 \quad \text{Faktor avlest fra Figur E-8.}$$

Skjærkraft på grunn av punktlast

$$V_{Q2} = k_v \times \frac{Q_2}{t_y} \times 1m \times \gamma_{tr} \quad \text{Skjærkraft pga. punktlast, LM2}$$

$$V_{Q2} = 167,87 \text{ kN}$$

Totalt opptredende skjærkraft i innspenning, LM2

$$V_{Ed,2} = V_g + V_{Q2} + V_{belegning} + V_{kantdrager} + V_{rekkverk} \quad \text{Totalt opptredende skjærkraft i innspenning}$$

$$V_{Ed,2} = 220,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Ed,2} \rightarrow \text{LM2 blir dimensjonerende}$$

Skjærkapasitet

$$k_{tverr} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{innspenning}}}$$

Faktor for beregning av skjærkapasitet

$$k_{tverr} = 1,77$$

EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$A_{s,flens} = 2094,40 \text{ mm}^2$$

Armering i OK flens, Ø20s150. Se vedlegg B.3

$$\rho_{1,skjær} = \frac{A_{sl}}{b_{tverr} \times d_{innspenning}}$$

Armeringsforhold i tverretning, EK2-1-1, 6.2.2 (1)

$$\rho_{1,skjær} = 6,16 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,tverr} = \left[C_{Rd,c} k_{tverr} (\rho_{1,skjær} 100 f_{ck})^{1/3} \right] b_{tverr} d_{innspenning}$$

$$V_{Rd,tverr} = 218,2 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet i tverretning

Kontroll

$$V_{Rd,tverr} \leq V_{Ed,tverr}$$

Resultatet over viser overskridelse av skjærkraftkapasitet i tverretning. Overskridelsen er imidlertid ikke stor og det gir en utnyttelsesgrad på 101,2%. Kapasiteten er vurdert og etter samtale med Professor Terje Kanstad anses kapasitet som tilstrekkelig. Det er derfor ikke behov for skjærarmoring i flensene eller justering av flenstykkelsen.

Vedlegg E.6: KONTROLL FOR GJENNOMLOKKING I BRUTVERRSNITTETS FLENS

$A_{load} = l_{dekk} \times b_{dekk} = 210000 \text{ mm}^2$	Lastareal, se E.3
$d_y = d_z = h_{snitt, flens} - c_{ok} - \phi_{20} - \frac{\phi_{20}}{2} = 255 \text{ mm}$	Effektiv flenstykkelse i y- og z-retning
$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = 255 \text{ mm}$	Effektiv flenstykkelse, EK2-1-1, 6.4.2(1)
$u_1 = 2((l_{dekk} + 4d) + (b_{dekk} + 4d)) = 5980 \text{ mm}$	Omkrets av kritisk kontrollsnitt, EK2-1-1, Figur 6.13
$V_{Ed} = Q_2 = 200 \text{ kN}$	Akslingslast fra LM2, se 4.3.1
$\beta = 1,0$	Faktor, satt i samråd med veileder J. A. Øverli
$v'_{Ed,u1} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d_{eff}} = 0,13 \text{ MPa}$	Skjærspenning i kritisk kontrollsnitt
$u_0 = 2l_{dekk} b_{dekk} = 1900 \text{ mm}$	Omkrets av lastareal, se E.3
$v'_{Ed,u0} = \beta \frac{V_{Ed}}{u d_{eff}} = 0,41 \text{ MPa}$	Skjærspenning ved lastarealets kant
$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w d_{middel, støtte}} = 1,02 \text{ MPa}$	Skjærspenningskapasitet i lengderetning, se E.3
$v_{Rd,tverr} = \frac{V_{Rd,tverr}}{b_{tverr} d_{innspenning}} = 0,52 \text{ MPa}$	Skjærspenningskapasitet i tverretning, se E.5
$v'_{Ed,u1} < \begin{cases} v_{Rd,c} \\ v_{Rd,tverr} \end{cases} \rightarrow OK$	Kapasitetskontroll for kontrollsnitt
$v_{Rd,max} = 0,4 v_{cd} = 7,53 \text{ MPa} \leq \frac{1,6 v_{Rd,c} u_1}{\beta u_0} = \begin{cases} 5,14 \text{ MPa i lengderetning} \\ 2,62 \text{ MPa i tverretning} \end{cases}$	
$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,492$	Fasthetsreduksjonsfaktor, EK2-1-1, NA.6.2.2(6)
$v_{Rd,max} = \begin{cases} 5,14 \text{ MPa i lengderetning} \\ 2,62 \text{ MPa i tverretning} \end{cases}$	Skjærspenningskapasitet, EK2-1-1, NA.6.4.5(3)
$v'_{Ed,u0} < v_{Rd,max} \rightarrow OK$	Kapasitetskontroll ved lastarealets kant

Skjærkraftkapasitet ved konsentrert last finnes tilstrekkelig og det er ikke behov for skjærarmoring for gjennomlorking.

Vedlegg F: Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Input

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

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$h = 14,52$$

Faktor for effektiv fasthet i betong, lang tid

$$A_{p,tot} = 14400 \text{ mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal

Vedlegg F.1: SPENNINGSBEGRENSNING I LENGDERETNING

Effektiv høyde tverrsnittshøyde til spennarmeringen

$$d_{\text{middel, støtte}} = \frac{d_{uk} + d_{\text{spenn, støtte}}}{2} = 1047,50 \text{ mm}$$

Se vedlegg B.1, midlere effektive høyde over søyle

$$d_{\text{middel, felt}} = \frac{d_{uk} + d_{\text{spenn, felt}}}{2} = 1048,75 \text{ mm}$$

Se vedlegg B.1, midlere effektive høyde i felt

Dimensjonerende spenninger ved urisset betong, Stadium I

Karakteristisk lastkombinasjon

$$\sigma_{c,Rd} = 0,6 \times f_{ck} = -27 \text{ MPa}$$

Tillatt trykkspenning i betongen, EK2-1-1, NA.7.2(2)

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Største tillatte strekkspenning, EK2-1-1, tabell 3.1

Ved søyle i akse 3

$$A_{c,eff} = 5,33 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Effektivt areal, akse 3, se Tabell 7-3.

$$I_{x,eff} = 5,884 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Effektivt andre arealmoment, se Tabell 7-3

$$I_{y,eff} = 7,478 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Effektivt andre arealmoment, se vedlegg Tabell 7-3

$$A_{t, støtte3} = A_c + (\eta - 1) \times A_{p,tot, støtte}$$

Areal av transformert tverrsnitt

$$A_{t, støtte3} = 5,52 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Areal av transformert tverrsnitt ved støtte 3

$$y = 555,375 \text{ mm}$$

Avstand til tyngdepunkt fra overkant, se Tabell 7-3

$$e_{p, støtte3} = d_{\text{middel, støtte}} - y = 492,125 \text{ mm}$$

Avstand fra tpb til armering

$$y_{t,eff} = \frac{(\eta - 1) \times A_{p,tot} \times e_{p, støtte3}}{A_{t, støtte3}} = 17,49 \text{ mm}$$

Beliggenhet av tyngdepunkt

$$I_t = I_x + A_c y_t^2 + (\eta - 1) A_{p,tot} (e_{p, støtte3} - y_{t,eff})^2$$

Arealtreghetsmoment om tyngdepunkt

$$I_{t, støtte3} = 6,35 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment om tyngdepunkt, støtte 3}$$

$$N_{Ed, kar, støtte3} = -16587,4 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft over søyle i akse 3}$$

$$M_{Ed, kar, støtte3} = 7682,3 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment over søyle i akse 3}$$

$$\sigma_{c, uk, kar, støtte3} = \frac{N_{Ed, kar, støtte3}}{A_{t, støtte3}} + \frac{M_{Ed, kar, støtte3}}{I_{t, støtte3}} \times (-y - y_{t, eff}) \quad \text{Trykkspenning i betong i underkant}$$

$$\sigma_{c, uk, kar, støtte3} = -9,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, ok, kar, støtte3} = \frac{N_{Ed, kar, støtte3}}{A_{t, støtte3}} + \frac{M_{Ed, kar, støtte3}}{I_{t, støtte3}} \times (y - y_{t, eff}) \quad \text{Strekkspenning i betong i overkant}$$

$$\sigma_{c, ok, kar, støtte3} = 3,46 \text{ MPa}$$

Kontroll:

$$\sigma_{c, uk, kar, støtte3} \leq \sigma_{c, Rd} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

$$\sigma_{c, ok, kar, støtte3} \leq f_{ctm} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

Kontroll i felt 2

$$A_{c, eff, felt2} = 6,071 \times 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Effektivt areal, felt 2, se Tabell 7-3}$$

$$I_{x, eff, felt2} = 6,448 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \quad \text{Effektivt andre arealmoment, se Tabell 7-3}$$

$$I_{y, eff, felt2} = 1,684 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \quad \text{Effektivt andre arealmoment, se Tabell 7-3}$$

$$A_{t, felt2} = A_c + (\eta - 1) \times A_{p, tot, felt} \quad \text{Areal av transformert tverrsnitt}$$

$$A_{t, felt2} = 6,27 \times 10^6 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal av transformert tverrsnitt i felt 2}$$

$$y = 522,00 \text{ mm} \quad \text{Avstand til tyngdepunkt fra overkant, se Tabell 7-3}$$

$$e_{p, felt2} = d_{middel, felt} - y = 526,746 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra tpb til armering}$$

$$y_{t, eff, felt2} = \frac{(\eta - 1) \times A_{p, tot} \times e_{p, felt2}}{A_{t, felt2}} \quad \text{Beliggenhet av tyngdepunkt}$$

$$y_{t, eff} = 16,37 \text{ mm}$$

$$I_t = I_x + A_c y_t^2 + (\eta - 1) A_{p, tot} (e_{p, felt2} - y_{t, eff}) \quad \text{Arealtreghetsmoment om tyngdepunkt}$$

$$I_{t, felt2} = 6,97 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment om tyngdepunkt i felt 2}$$

$$N_{Ed, kar, felt2} = -15623,4 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft i felt 2}$$

$M_{Ed, kar, felt2} = 6256,36 \text{ kNm}$ Dimensjonerende moment i felt 2

$$\sigma_{c,ok, kar, felt2} = \frac{N_{Ed, kar, felt2}}{A_{t, felt2}} + \frac{M_{Ed, kar, felt2}}{I_{t, felt2}} \times (-y - y_{t, eff}) \text{ Trykkspenning i betong i overkant}$$

$$\sigma_{c,ok, kar, felt2} = -7,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,uk, kar, felt2} = \frac{N_{Ed, kar, felt2}}{A_{t, felt2}} + \frac{M_{Ed, kar, felt2}}{I_{t, felt2}} \times (y - y_{t, eff}) \text{ Strekkspenning i betong i underkant}$$

$$\sigma_{c,uk, kar, felt2} = 2,04 \text{ MPa}$$

Kontroll

$$\sigma_{c,ok, kar, felt2} \leq \sigma_{c, Rd} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

$$\sigma_{c,uk, kar, felt2} \leq f_{ctm} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

Tilnærmet permanent lastkombinasjon

$$\sigma_{c, Rd, perm} = 0,45 \times f_{ck} = 20,25 \text{ MPa} \quad \text{Tillatt trykkspenning i betongen, EK2-1-1, 7.2}$$

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \quad \text{Største tillatte strekkspenning, EK2-1-1, Tabell 3.1}$$

Verdier brukt i beregninger er lik for karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Videre beregninger av spenninger, inkluderer derfor kun beregning av spenninger og kontroll.

Ved søyle i akse 3

$$N_{Ed, perm, støtte3} = -16473,0 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft over søyle akse 3}$$

$$M_{Ed, perm, støtte3} = 4922,33 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment over søyle akse 3}$$

$$\sigma_{c,uk, perm, støtte3} = \frac{N_{Ed, perm, støtte3}}{A_{t, støtte3}} + \frac{M_{Ed, perm, støtte3}}{I_{t, støtte3}} \times (-y - y_{t, eff})$$

$$\sigma_{c,uk, perm, støtte3} = -7,40 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning i betong i underkant}$$

$$\sigma_{c,ok, perm, støtte3} = \frac{N_{Ed, perm, støtte3}}{A_{t, støtte3}} + \frac{M_{Ed, perm, støtte3}}{I_{t, støtte3}} \times (y - y_{t, eff})$$

$$\sigma_{c,ok, perm, støtte3} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning i betong i overkant}$$

Kontroll:

$$\sigma_{c,uk,perm,støtte3} \leq \sigma_{c,Rd,perm} \rightarrow OK \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

$$\sigma_{c,ok,perm,støtte3} \leq f_{ctm} \rightarrow OK \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

Kontroll i felt 2

$$N_{Ed,perm,felt2} = -15528 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft i felt 2}$$

$$M_{Ed,perm,felt2} = 3792 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment i felt 2}$$

$$\sigma_{c,ok,perm,felt2} = \frac{N_{Ed,perm,felt2}}{A_{t,felt2}} + \frac{M_{Ed,perm,felt2}}{I_{t,felt2}} \times (y - y_{t,eff}) \quad \text{Trykkspenning i betong i OK}$$

$$\sigma_{c,ok,perm,felt2} = -5,41 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning i betong i OK}$$

$$\sigma_{c,uk,perm,felt2} = \frac{N_{Ed,perm,felt2}}{A_{t,felt2}} + \frac{M_{Ed,perm,felt2}}{I_{t,felt2}} \times (-y - y_{t,eff})$$

$$\sigma_{c,uk,perm,felt2} = 0,27 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning i betong i underkant}$$

Kontroll

$$\sigma_{c,ok,perm,felt2} \leq \sigma_{c,Rd,perm} \rightarrow OK \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

$$\sigma_{c,uk,perm,felt2} \leq f_{ctm} \rightarrow OK \quad \text{Kontroll av betongspenninger OK}$$

Oppsummering

Tverrsnittet har tilstrekkelig strekk- og trykkapasitet i Stadium I og tverrsnittet forblir urisset for både karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon. Det er ikke behov for spenningsberegning i Stadium II.

Ved innledende analyser i NovaFrame ble det gjort en feil i lastkombineringen. Resultatene av beregnede spenninger i bruksgrensetilstand var dermed høyere slik at spenninger i enkelte snitt og lastkombinasjoner overskred grenseverdien. Tverrsnittet ble dermed antatt opprisset i de aktuelle lastkombinasjonene, og spenningsberegninger i Stadium II ble gjennomført. Verdiene fra den opprinnelige spenningsberegningen i Stadium II er beholdt.

Dimensjonerende spenninger ved opprisset tverrsnitt, Stadium II

Karakteristisk lastkombinasjon

Kontroll ved søyle i akse 2

$$A_{slakk,tot,støtte} = 29 \times \left(\frac{\phi_{20}}{2} \right)^2 \times \pi = 9110,6 \text{ mm}^2 \quad \text{Total slakkarmering over søyle i akse 2. } 29\phi 20$$

$$N_{Ed, kar, støtte} = -16200,3 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft ved søyle i akse 2. NB! Verdiene stemmer ikke}$$

$$M_{Ed, kar, støtte} = 10494,2 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende moment ved søyle i akse 2. NB! Verdiene stemmer ikke}$$

$$e_s = d_{middel, støtte} - y_{eff} \quad \text{Eksentrisitet}$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{bd_{middel, støtte}} \times \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \times \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad \text{Betongspenning avhengig av } \alpha$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{b_w d_{middel, støtte}} \times \frac{2 \times (e_s + a)}{d_{middel, støtte}} \times \frac{1}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})} \quad \text{Betongspenning avhengig av } \alpha$$

Benytter *Problemløseren* i Excel

$$\alpha_{kar, støtte} = 0,577$$

$$\sigma_{c, støtte, kar} = 19,06 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i betongen}$$

Kontroll av betongspenning:

$$S_{c, støtte, kar} \leq S_{Rd, kar} \rightarrow \text{OK} \quad \text{Kontroll av betongspenning OK}$$

Beregning av spenning i spennarmeringen

$$\varepsilon_{cs, kar} = \frac{\sigma_{c, støtte, kar}}{E_{c, eff}} = 1,419 \times 10^{-3} \quad \text{Betongtøyninger i underkant}$$

$$\Delta\varepsilon_{p, kar, støtte} = \varepsilon_{cs, kar} \times \frac{1 - \alpha_{støtte, kar}}{\alpha_{støtte, kar}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p, kar, støtte} = 1,039 \times 10^{-3} \quad \text{Tøyning ved spennarmering}$$

$$\Delta\sigma_{p, støtte, kar} = (\Delta\varepsilon_{p, kar, støtte} - \varepsilon_{cs}) \times E_p \quad \text{Spenningsendring i spennarmeringen}$$

$$\Delta\sigma_{p, støtte, kar} = 144,95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{tap, rel} = 2,82\%$$

Relaksasjonstap, se vedlegg C.4 for beregning.

NB! Verdien stemmer ikke

$$\mu = 0,19 \text{ rad}^{-1}$$

Friksjonstapskoeffisient, ETA

$$k = 5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Friksjonstapskoeffisient, ETA

$$x_{akse2} = 18 \text{ m}$$

Avstand langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max}

$$\theta_1 = 0,136$$

Hentet fra tegninger

$$\theta_2 = 0,136$$

Hentet fra tegninger

$$\theta_3 = 0,101$$

Hentet fra tegninger

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = 0,373$$

Sum av vinkelendring langs kabelen til x

$$\Delta P_{\mu} = P_{max} \times \left[1 - e^{-\mu(\theta + k \times x_{akse2})} \right]$$

Friksjonstap, EK2-1-1, 5.10.5.2

$$\Delta P_{\mu} = 223,13 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{tap, friksjon} = \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}}$$

Friksjonstap

$$\varepsilon_{tap, friksjon} = 0,0842$$

$$\varepsilon_{tap} = 1 - \varepsilon_{tap, friksjon} - \varepsilon_{tap, rel}$$

Faktor inkludert tap

$$\varepsilon_{tap} = 0,8875$$

$$\sigma_{p, kar, støtte} = \sigma_{pm0} \times \varepsilon_{tap} + \Delta\sigma_{p, støtte, kar}$$

Spenning i spennarmering

$$\sigma_{p, kar, støtte} = 1382,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p, tillatt, kar} = 0,75 \times f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$$

Tillatt spenning i spennarmering

Kontroll:

$$\sigma_{p, kar, støtte} \leq \sigma_{p, tillatt, kar} \rightarrow \text{OK}$$

Krav til spenning er OK.

Beregning av spenning i slakkarmeringen:

$$\alpha_{støtte, kar} = 0,7$$

Trykksonehøydefaktor

$$x_{s, kar} = \alpha_{støtte, kar} \times d_{middel, støtte}$$

Trykksonehøyde

$$x_{s, kar} = 604,8 \text{ mm}$$

$$d_{px} = d_{slakk, støtte} - d_{spenn, støtte}$$

Avstand mellom tyngdepunkt for spenn- og slakkarmering

$$d_{px} = 125 \text{ mm}$$

$$I_{steg, støtte} = b_w \times \frac{(\alpha_{støtte, kar} \times d_{middel, støtte})^3}{12} + b \times (\alpha_{støtte, kar} \times d_{middel, støtte}) \times \left(\frac{\alpha_{støtte, kar} \times d_{middel, støtte}}{2}\right)^2$$

$$I_{steg, støtte} = 2,802 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Betongens bidrag til andre arealmoment

$$I_{slakk, kar, støtte} = A_{slakk, tot, støtte} \times (h - \alpha_{kar, støtte} \times d_{middel, støtte})^2$$

$$I_{slakk, kar, støtte} = 4,87 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Slakkarmeringens andre arealmoment

$$I_{p, kar, støtte} = A_{p, tot} \times (h - \alpha_{kar, støtte} \times d_{middel, støtte} - d_{px, støtte})$$

$$I_{p, kar, støtte} = 3,184 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Spennarmeringens andre arealmoment

$$EI_{kar, støtte} = E_c I_{c, kar, støtte} + E_s I_{slakk, kar, støtte} + E_p I_{p, kar, støtte}$$

$$EI_{kar, støtte} = 1,168 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

Total bøyestivhet

$$\sigma_{s, støtte} = E_s \times \frac{M_{kar, støtte} (1 - \alpha_{støtte, kar}) d_{middel, støtte}}{EI_{kar, støtte}}$$

$$\sigma_{s, støtte} = 79,54 \text{ MPa}$$

Opptredende armeringsspenning

Kontroll av tillatt spenning

$$\sigma_{slakk, lim} = 0,8 f_{yk}$$

$$\sigma_{slakk, lim} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s, støtte} \leq \sigma_{slakk, lim} \rightarrow OK$$

Kravene til spenning over søyle i akse 2 i karakteristisk lastkombinasjon er tilfredsstilt i Stadium II.

Kontroll i felt 2

$$N_{Ed, kar, felt 2} = -16272,9 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft i felt 2. NB! Verdiene stemmer ikke

$$M_{Ed, kar, felt 2} = 14596,1 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment i felt 2. NB! Verdiene stemmer ikke

Antar rektangulært tverrsnitt med bredde lik flensbredde:

$$A_{slakk, tot, felt} = 28 \times 12,5^2 \text{ mm}^2 \times \pi = 13744,46 \text{ mm}^2 \quad \text{Total slakkarmering i UK}$$

$$\rho_f = \frac{A_{p, tot} + A_{slakk, tot, felt}}{b_f \times d_{middel, felt}}$$

Armeringsforhold

$$\rho_f = 2,949 \times 10^{-3}$$

$$a_f = \frac{M_{kar, felt}}{|N_{kar, felt}|} = 896,96 \text{ mm}$$

$$e_f = d_{middel, felt} - y_c$$

$$e_f = 448,75 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ca, kar, felt}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{b d_{middel, felt}} \times \frac{1}{\frac{1}{2} \alpha - \eta \rho_f \times \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

Betongspenning avhengig av α

$$\sigma_{cM}(\alpha) = \frac{N_{Ed, kar}}{b_w d_{middel, felt}} \times \frac{2 \times (e_f + a_f)}{d_{middel, felt}} \times \frac{1}{\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Betongspenning avhengig av α

$$\alpha_{kar, felt} = 0,3985$$

$$\alpha_{kar, felt} \times d_{middel, felt} = 418 \text{ mm}$$

NA i steget \rightarrow tverrsnittet kan ikke ansees som et rektangulært tverrsnitt

$$d_{px} = d_{slakk, felt} - d_{spenn, felt}$$

Avstand mellom spenn- og slakkarmering

$$d_{px} = 135 \text{ mm}$$

Likevektsligninger utledet for opprisset tverrsnitt utledet fra Figur 8-13 hentet fra [35]:

$$N_{felt,A}(\alpha) = [0,5E_c(\alpha d_{middel,felt} - h_f)b] + (0,5 \times E_c h_f b_f) + \left[-E_s A_{slakk,tot,felt} \left[\frac{h}{\alpha d_{middel,felt}} - 1 \right] + \left[-E_p A_{p,tot} \left[\left(\frac{h}{\alpha d_{middel,felt}} \right) - 1 - \left(\frac{d_{px}}{\alpha d_{middel,felt}} \right) \right] \right] \right]$$

$$N_{felt,M}(\alpha) = \frac{1}{e_{felt} + y} \times \left[\left[0,5E_c(\alpha d_{middel,felt} - h_f)b \times \left[\frac{2}{3} \times \alpha d_{middel,felt} - h_f + (h - \alpha d_{middel,felt}) \right] + \left[0,5E_c h_f b_f \left[\alpha d_{middel,felt} - \frac{1}{3} h_f \right] + (h - \alpha d_{middel,felt}) \right] + (-E_p A_{p,tot} d_{px}) \right] \right]$$

Benytter Problemløseren i Excel

$$\alpha_{kar,felt} = 0,305$$

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha_{kar,felt} \times d_{middel,felt} = 319,76 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

Beregning av spenning i slakkarmeringen

$$I_{1,flens} = b_f \times \frac{(\alpha_{felt,kar} \times d_{middel,felt})^3}{12} + b_f \times (\alpha_{felt,kar} \times d_{middel,felt}) \times \left(\frac{\alpha_{felt,kar} \times d_{middel,felt}}{2} \right)^2$$

$$I_{1,flens} = 9,92 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{c,felt,kar} = I_{1,flens} = 9,92 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Betongens andre arealmoment

$$I_{slakk,kar,felt} = A_{slakk,tot,felt} \times (h - \alpha_{kar,felt} \times d_{middel,felt})^2$$

$$I_{slakk,kar,felt} = 1,065 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Slakkarmeringens andre arealmoment

$$I_{p,kar,felt} = A_{p,tot} \times (h - \alpha_{kar,felt} \times d_{middel,felt} - d_{px,felt})$$

$$I_{p,kar,felt} = 8,0 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Spennarmeringens andre arealmoment

$$EI_{kar,felt} = E_c I_{c,kar,felt} + E_s I_{slakk,kar,felt} + E_p I_{p,kar,felt}$$

$$EI_{kar,felt} = 7,26 \times 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

Total bøyestivhet

$$\sigma_{s,felt} = E_s \times \frac{M_{kar,felt} (1 - \alpha_{felt,kar}) d_{middel,felt}}{EI_{kar,felt}}$$

$$\sigma_{s,felt} = 293,13 \text{ MPa}$$

Opptredende armeringsspenning

Kontroll av tillatt spenning

$$\sigma_{slakk,lim} = 0,8f_{yk}$$

$$\sigma_{slakk,lim} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,felt} \leq \sigma_{slakk,lim} \rightarrow OK$$

Kravene til spenning i slakkarmering for karakteristisk lastkombinasjon er tilfredsstilt i Stadium II.

Beregning av spenning i betongen

Benytter spenning i slakkarmering for å finne tøyning i betongen

$$\sigma_{s,felt} = 293,13 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{s,felt}}{E_s} = 1,47 \times 10^{-3}$$

Tøyning i slakkarmeringen

$$\kappa = \frac{\varepsilon_s}{h - \alpha_{kar,felt} d_{middel,felt}} = 1,665 \times 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Krumning [formelsamling betong 2]

$$\varepsilon_c = \kappa \times \alpha_{kar,felt} \times d_{middel,felt} = 5,324 \times 10^{-4}$$

Betongtøyning

$$\sigma_{c,felt,kar} = \varepsilon_c E_c$$

Trykkspenning i betongen

$$\sigma_{c,felt,kar} = 19,17 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen

Kontroll av tillatt spenning

$$\sigma_{c,lim} = 27 \text{ MPa}$$

Tillatt trykkspenning i betongen for karakteristisk kombinasjon

$$\sigma_{c,lim} \geq \sigma_{c,felt,kar} \rightarrow OK$$

Beregning av spenning i spennarmeringen

$$\varepsilon_{c,felt} = \varepsilon_c = 5,324 \times 10^{-4}$$

Betongtøyning i overkant

$$\Delta\varepsilon_{p,kar,felt} = \varepsilon_{cs,kar} \times \frac{1 - \alpha_{felt,kar}}{\alpha_{felt,kar}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,kar,felt} = 1,24 \times 10^{-3}$$

Tøyning ved spennarmering

$$\Delta\sigma_{p,felt,kar} = (\Delta\varepsilon_{p,kar,felt} - \varepsilon_{cs}) \times E_p$$

Spenningsendring i spennarmeringen

$$\Delta\sigma_{p,felt,kar} = 184,27 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{rel} = 2,82\%$$

Relaksasjonstap. NB! Verdien stemmer ikke

Kravene til spenning i felt 2 i karakteristisk lastkombinasjon er tilfredsstilt i Stadium II.

Tilnærmet permanent lastkombinasjon

Kontroll ved støtte i akse 2

$$A_{slakk,tot,støtte} = 29 \times \left(\frac{\phi_{20}}{2} \right)^2 \times \pi = 9110,6 \text{ mm}^2$$

Total slakkarmering over søyle i akse 2. 29Ø20

$$N_{Ed,perm,støtte} = -16476,0 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft over søyle akse 2. NB!
Verdien stemmer ikke

$$M_{Ed,perm,støtte} = 12466,7 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment over søyle akse 2. NB!
Verdien stemmer ikke

$$e_{støtte} = d_{middel,støtte} - y_{eff} = 495,84 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) = \frac{N_{Ed,perm}}{bd_{middel,støtte}} \times \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \times \frac{1-\alpha}{\alpha}}$$

Betongspenning avhengig av α

$$\sigma_{cM}(\alpha) = \frac{N_{Ed,perm}}{b_w d_{middel,støtte}} \times \frac{2 \times (e_s + a)}{d_{middel,støtte}} \times \frac{1}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})}$$

Betongspenning avhengig av α Benytter *Problemløseren* i Excel

$$\alpha_{perm,støtte} = 0,518$$

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha_{perm,støtte} d_{middel,støtte} = 542,62 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde. NA i steget → Tverrsnittet kan ansees som rektangulært

$$\sigma_{c,støtte,perm} = 23,10 \text{ MPa}$$

Kontroll av betongspenning:

$$\sigma_{c,støtte,perm} \leq \sigma_{lim,perm} \rightarrow \text{OK}$$

Beregning av spenning i spennarmeringen

$$\varepsilon_{cs,perm} = \frac{\sigma_{c,støtte,perm}}{E_{c,eff}}$$

Betongtøyninger i UK

$$\varepsilon_{cs,perm} = 1,419 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,perm,støtte} = \varepsilon_{cs,perm} \times \frac{1 - \alpha_{støtte,perm}}{\alpha_{støtte,perm}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,perm,støtte} = 1,039 \times 10^{-3}$$

Tøyning ved spennarmering

$$\Delta\sigma_{p,støtte,perm} = (\Delta\varepsilon_{p,perm,støtte} - \varepsilon_{cs}) \times E_p$$

Spenningsendring i spennarmeringen

$$\Delta\sigma_{p,støtte,perm} = 144,95 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{rel} = 2,82\%$$

Relaksasjonstap. NB! Verdien stemmer ikke

$$\mu = 0,19 \text{ rad}^{-1}$$

Friksjonstapskoeffisient, ETA

$$k = 5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Friksjonstapskoeffisient, ETA

$$x_{akse2} = 18 \text{ m}$$

Avstand langs spennkabelen fra punktet det forspenningskraften er lik P_{max}

$$\theta_1 = 0,136$$

Hentet fra tegninger

$$\theta_2 = 0,136$$

Hentet fra tegninger

$$\theta_3 = 0,101$$

Hentet fra tegninger

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = 0,373$$

Sum av vinkelendringer langs kabelen

$$\Delta P_\mu = P_{max} \times \left[1 - e^{-\mu(\theta + k \times x_{akse2})} \right]$$

Friksjonstap, EK2-1-1, 5.10.5.2

$$\Delta P_\mu = 223,13 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{tap,friksjon} = \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}}$$

$$\varepsilon_{tap,friksjon} = 0,0842$$

$$\varepsilon_{tap} = 1 - \varepsilon_{tap,friksjon} - \varepsilon_{tap,rel}$$

$$\varepsilon_{tap} = 0,8875 \quad \text{Tapsfaktor}$$

$$\sigma_{p,perm,støtte} = \sigma_{pm0} \times \varepsilon_{tap} + \Delta\sigma_{p,støtte,kar} \quad \text{Spennarmeringsspenning}$$

$$\sigma_{p,perm,støtte} = 1382,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,tillatt,perm} = 0,75 \times f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad \text{Grenseverdi}$$

Kontroll:

$$S_{p,perm,støtte} \leq S_{p,tillatt,perm} \rightarrow \text{OK}$$

Beregning av spenning i slakkarmeringen:

$$\alpha_{støtte,perm} = 0,7 \quad \text{Trykksonehøydefaktor}$$

$$x_{s,perm} = \alpha_{støtte,perm} \times d_{middel,støtte} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$x_{s,perm} = 604,8 \text{ mm}$$

$$d_{px} = d_{slakk,støtte} - d_{spenn,støtte} \quad \text{Avstand mellom spenn- og slakkarmering}$$

$$d_{px} = 125 \text{ mm}$$

$$I_{steg,støtte} = b_w \times \frac{(\alpha_{støtte,perm} \times d_{middel,støtte})^3}{12} + b \times (\alpha_{støtte,perm} \times d_{middel,støtte}) \times \left(\frac{\alpha_{støtte,perm} \times d_{middel,støtte}}{2}\right)^2$$

$$I_{steg,støtte} = 2,802 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \quad \text{Betongens andre arealmoment}$$

$$I_{slakk,perm,støtte} = A_{slakk,tot,støtte} \times (h - \alpha_{perm,støtte} \times d_{middel,støtte})^2$$

$$I_{slakk,perm,støtte} = 4,87 \times 10^9 \text{ mm}^4 \quad \text{Slakkarmeringens andre arealmoment}$$

$$I_{p,perm,støtte} = A_{p,tot} \times (h - \alpha_{perm,støtte} \times d_{middel,støtte} - d_{px,støtte})$$

$$I_{p,perm,støtte} = 3,184 \times 10^9 \text{ mm}^4 \quad \text{Spennarmeringens andre arealmoment}$$

$$EI_{perm,støtte} = E_c I_{c,perm,støtte} + E_s I_{slakk,perm,støtte} + E_p I_{p,perm,støtte}$$

$$EI_{perm,støtte} = 1,168 \times 10^{16} \text{ Nm}^2 \quad \text{Total bøyestivhet}$$

$$\sigma_{s,støtte} = E_s \times \frac{M_{perm,støtte} (1 - \alpha_{støtte,perm}) d_{middel,støtte}}{EI_{perm,støtte}}$$

$$\sigma_{s, støtte} = 79,54 \text{ MPa}$$

Opptredende armeringsspenning

Kontroll av tillatt spenning

$$\sigma_{slakk, lim} = 0,8 f_{yk}$$

$$\sigma_{slakk, lim} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s, støtte} \leq \sigma_{slakk, lim} \rightarrow OK$$

Kravene til spenning over søyle i akse 2 i tilnærmet permanent lastkombinasjon er tilfredsstilt i Stadium II.

Vedlegg F.2: SPENNINGSBEGRENSNING I TVERRETNING

Input

$$d_{\text{innspenning}} = 340 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde ved innspenning. Se vedlegg E.5

$$h_{\text{innspenning}} = 445 \text{ mm}$$

Høyde av flens i innspenning

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

Betraktet bredde

$$\gamma_g = 1,0$$

Lastfaktor

Trykksonehøyde

$$\alpha d_{\text{tverr}} = \frac{A_c \times \frac{h}{2} + \eta A_s d}{A_c + \eta A_s}$$

Trykksonehøyde [37]

$$A_c = b_{\text{tverr}} \times h_{\text{innspenning}} = 4,45 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Betraktet areal

$$A_{s,\text{tverr}} = 2094,40 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i OK flens. Se vedlegg E.5

$$\alpha d_{\text{tverr}} = 230,02 \text{ mm}$$

Beregnet trykksonehøyde for innspenning

Spenningsbegrensning, Stadium I

Arealtreghetsmoment og bøyestivhet

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2$$

Betongens bidrag til arealtreghetsmoment [37]

$$I_{c1} = 7,37 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} = A_s \times (d - \alpha d)^2$$

Slakkarmeringens arealtreghetsmoment [37]

$$I_{s1} = 2,53 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{tverr}} = E_{cm} I_{c1} + E_s I_{s1}$$

Bøyestivhet for uopprikket tverrsnitt [37]

$$EI_{\text{tverr}} = 2,70 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Rissmoment

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} \times f_{ctm}$$

Rissmoment [37]

$$M_{cr} = 136,75 \text{ kNm}$$

Lastfaktor**Karakteristisk**

$$\gamma_{g, kar} = 1,0$$

Lastfaktor for egenlast. Se 4.5.2

$$\gamma_{tr, kar} = 1,0$$

Lastfaktor for trafikklast. Se 4.5.2

Tilnærmet permanent

$$\gamma_{g, perm} = 1,0$$

Lastfaktor for egenlast. Se 4.5.2

$$\gamma_{tr, perm} = 0,5$$

Lastfaktor for trafikklast. Se 4.5.2

Laster**Konstante laster**

$$g_{egenlast} = \rho_c \times h_{innspenning}$$

Egenlast av flens

$$g_{egenlast} = 11,125 \text{ kN / m}^2$$

$$M_{egenlast} = \gamma_g \times \frac{g_{flens} \times l_{utkrager}^2}{2} \times 1m$$

Moment i innspenning pga. egenlast [30]

$$M_{egenlast} = 34,77 \text{ kNm}$$

$$g_{belegning} = 3,5 \text{ kN / m}^2$$

Egenlast av belegning

$$M_{belegning} = \gamma_g \times \frac{g_{belegning} \times l_{utkrager}^2}{2} \times 1m$$

Moment i innspenning pga. belegning [30].

$$M_{belegning} = 10,94 \text{ kNm}$$

$$G_{kantdrager} = \gamma_g \times g_{kantdrager} \times 1m$$

Punktlast pga vekt av kantdrager for betraktet bredde

$$G_{kantdrager} = 7,31 \text{ kN}$$

$$M_{kantdrager} = G_{kantdrager} \times l_{utkrager}$$

Moment pga. kantrager, beregnet etter [30]

$$M_{kantdrager} = 18,28 \text{ kNm}$$

$$G_{rekkverk} = \gamma_g \times g_{rekkverk} \times 1m$$

Punktlast pga. vekt av rekkverk for betraktet bredde

$$G_{rekkverk} = 1,5 \text{ kN}$$

$$M_{rekkverk} = G_{rekkverk} \times l_{utkrager}$$

Moment pga. rekkverk, beregnet etter [30]

$$M_{rekkverk} = 3,75 \text{ kNm}$$

Lastmodell 1

$$q_1 = 5,4 \text{ kN / m}^2$$

Jevnt fordelt trafikklast. Se 4.3.1

$$Q_1 = 150 \text{ kN}$$

Punktlast fra trafikk. Se 4.3.1

Faktor fra influensfelt

$$\mu_{middel,1,1} = 10,5$$

Middelverdi for kontaktflate 1,1. Se vedlegg E.5

$$\mu_{middel,2,1} = 7,8$$

Middelverdi for kontaktflate 2,1. Se vedlegg E.5

Lastmodell 2

$$Q_2 = 200 \text{ kN}$$

Punktlast fra trafikk. Se 4.3.1

Faktor fra influensfelt

$$\mu_{middel,ende} = 10,61$$

Middelverdi for kontaktflate ved ende. Se E.5

$$\mu_{middel,innspenning} = 8,15$$

Middelverdi for kontaktflate i innspenning. Se E.5

Opptredende moment

Karakteristisk lastkombinasjon

Lastmodell 1

$$M_{Q1,i} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_1}{8 \times \pi} \times \mu_{1,i,middel} \times 1m$$

Moment pga. punktlast fra trafikk [36]

$$M_{Q1,1,1} = 62,66 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i kontaktflate 1,1

$$M_{Q1,2,1} = 46,55 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i kontaktflate 2,1

$$M_{q1} = 16,875 \text{ kNm}$$

Moment pga. jevnt fordelt trafikklast

$$M_{total,LM1,kar} = M_{egenlast} + M_{trafikk} + M_{belegning} + M_{rekkverk} + M_{kantdrager} + M_{Q1,1} + M_{Q2,1}$$

$$M_{total,LM1,kar} = 193,84 \text{ kNm}$$

Totalt moment ved LM1 for karakteristisk lastkombinasjon

Lastmodell 2

$$M_{Q1,i} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_1}{8 \times \pi} \times \mu_{1,i,middel} \times 1m$$

Moment pga. punktlast fra trafikk [36]

$$M_{Q2,ende} = 86,74 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast ved enden

$$M_{Q2,innspenning} = 64,86 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i innspenning

$$M_{total,LM2,kar} = M_{egenlast} + M_{belegning} + M_{rekkverk} + M_{kantdrager} + M_{Q2,ende} + M_{Q2,innspenning}$$

$$M_{total,LM2,kar} = 219,33 \text{ kNm}$$

Totalt moment ved LM2 for karakteristisk lastkombinasjon

$$M_{total,LM2,kar} \geq M_{total,LM1,kar} \rightarrow \text{LM2 blir dimensjonerende}$$

$$M_{total,LM2,kar} \geq M_{cr} \rightarrow \text{Tverrsnittet risser opp}$$

Permanent lastkombinasjon

Lastmodell 1

$$M_{Q1,i} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_1}{8 \times \pi} \times \mu_{1,i,middel} \times 1m$$

Moment pga. punktlast fra trafikk [36]

$$M_{Q1,1} = 31,34 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i kontaktflate 1,1

$$M_{Q2,1} = 23,27 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i kontaktflate 2,1

$$M_{q1} = 8,44 \text{ kNm}$$

Moment pga. jevnt fordelt trafikklast

$$M_{total,LM1,perm} = M_{egenlast} + M_{trafikk} + M_{belegning} + M_{rekkverk} + M_{kantdrager} + M_{Q1,1} + M_{Q2,1}$$

$$M_{total,LM1,perm} = 130,79 \text{ kNm}$$

Totalt moment ved LM1 for karakteristisk lastkombinasjon

Lastmodell 2

$$M_{Q1,i} = \gamma_{tr} \times \frac{Q_1}{8 \times \pi} \times \mu_{1,i,middel} \times 1m$$

Moment pga. punktlast fra trafikk [36]

$$M_{Q2,ende} = 43,37 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast ved enden

$$M_{Q2,innspenning} = 32,43 \text{ kNm}$$

Moment pga. punktlast i innspenning

$$M_{total,LM2,perm} = M_{egenlast} + M_{belegning} + M_{rekkverk} + M_{kantdrager} + M_{Q2,ende} + M_{Q2,innspenning}$$

$$M_{total,LM2,perm} = 143,54 \text{ kNm}$$

Totalt moment ved LM2 for karakteristisk lastkombinasjon

$$M_{total,LM2,perm} \geq M_{total,LM1,perm} \rightarrow \text{LM2 blir dimensjonerende}$$

$$M_{total,LM2,perm} \geq M_{cr} \rightarrow \text{Tverrsnittet risser opp}$$

Videre utføres det kontroll av spenninger i Stadium II for LM2, karakteristisk lastkombinasjon. Da denne verdien for opptredende moment er høyere for karakteristisk enn for permanent lastkombinasjon, anses kontroll av karakteristisk som tilstrekkelig for begge lastkombinasjonene.

Spenningsbegrensning, Stadium II

$$A_{s,tverr} = 2094,40 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i OK flens. Se vedlegg E.5.

$$\rho_{tverr} = \frac{A_{s,tverr}}{b_{tverr} \times d}$$

Armeringsforhold [37]

$$\rho_{tverr} = 4,707 \times 10^{-3}$$

$$\eta = 14,52$$

$$\alpha_{tverr,II} = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho$$

Relativ trykksonehøyde i Stadium II [37]

$$\alpha_{tverr,II} = 0,308$$

$$I_{c,2} = \frac{1}{2} \alpha_{tverr,II}^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b_{tverr} d^3$$

Ekvivalent arealtrehetsmoment for betong [37]

$$I_{c,2} = 1,669 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$(EI)_2 = E_{cm} \times I_{c,2}$$

Bøjestivhet [37]

$$(EI)_2 = 6,008 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Spenning i slakkarmering

$$\sigma_{s,tverr} = E_s \times M_{tot,LM2,kar} \times \frac{(1-\alpha)d}{(EI)_2}$$

Spenning i armering [37]

$$\sigma_{s,tverr} = 171,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,tillatt} = 400 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning

$$\sigma_{s,tillatt} \geq \sigma_{s,tverr} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av tillatt spenning. OK

Spenning i betongen

$$\varepsilon_{s,tverr} = \frac{\sigma_{s,tverr}}{E_s}$$

Tøyning i armeringen

$$\varepsilon_{s,tverr} = 8,60 \times 10^{-4}$$

Tøyning i armeringen

$$\varepsilon_{c,tverr} = \frac{\varepsilon_{s,tverr} \times \alpha_{tverr,II} \times d_{innspenning}}{h_{innspenning} - (\alpha_{tverr,II} \times d_{innspenning})}$$

Tøyning i betongen. Funnet ved likevektsbetraktning

$$\varepsilon_{c,tverr} = 2,64 \times 10^{-4}$$

Tøyning i betongen

$$\sigma_{c,tverr} = \varepsilon_{c,tverr} \times E_{cm}$$

Spenning i UK betong

$$\sigma_{c,tverr} = 9,51 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen

$$\sigma_{c,tillatt} = 27 \text{ MPa}$$

Tillatt trykkspenning i betongen. Se del 8

$$\sigma_{c,tillatt} \geq \sigma_{c,tverr} \rightarrow \text{OK}$$

Kontroll av spenning. OK

Spenningsbegrensning er dermed tilfredsstilt i Stadium II.

Verlegg F.3: RISSVIDDEBEGRENSNING

Verdier for k_c

$$k_{c,i} = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur,i}}$$

Faktor, EK2-1-1, NA.7.3.1(5)

$$c_{min,dur,i}$$

Overdekning pga. miljøpåvirkning, se del 3.2.1

$$c_{nom,i}$$

Nominell overdekning, se del 3.2.1

$$w_{max} = k_c \times \text{begrensning}$$

[11]

	$c_{min,dur,i}$	$c_{nom,i}$	k_c	w_{max}
Slakkarmering, OK	60 mm	75 mm	1,15	0,35
Slakkarmering, UK	50 mm	65 mm	1,3	0,39
Spennarmering, OK	70 mm	100 mm	0,29	0,29
Spennarmering, UK	60 mm	100 mm	0,33	0,33

Tabell F.1: Verdier for overdekning, justeringsfaktor og maksimal rissvidde for slakk- og spennarmering i OK og UK.

Trykkavlastning

$$\sigma_{c,ok,perm,støtte3} = 1,16 \text{ MPa}$$

Strekkspenning i overkant av tverrsnitt

$$\sigma_{c,uk,perm,støtte3} = -7,40 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i underkant av tverrsnitt

$$\alpha d \times |\sigma_{c,ok,perm,støtte}| = (h - \alpha d) \times |\sigma_{c,uk,perm,støtte}|$$

Betraktning av formlikhet

$$\alpha d = \frac{\frac{\sigma_{c,OK,perm,støtte}}{\sigma_{c,UK,perm,støtte}} \times h}{1 + \frac{\sigma_{c,OK,perm,støtte}}{\sigma_{c,UK,perm,støtte}}}$$

Løst med hensyn på trykksonehøyden

$$\alpha d = 1038 \text{ mm}$$

Verdi for trykksonehøyde

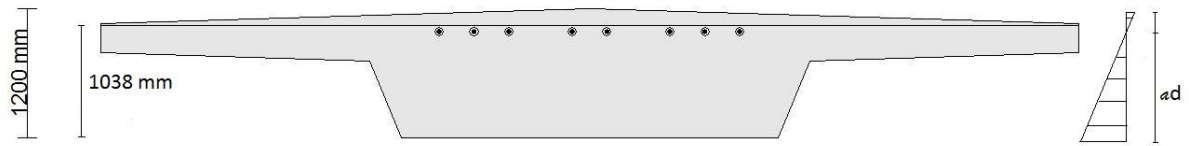
$$d_{spenn} = 1000 \text{ mm}$$

Høyden fra underkant til spennarmering

$$h_{krav} = d_{spenn} + \frac{\phi_{spenn}}{2} + \Delta c_{dev} = 1065 \text{ mm}$$

$$h_{krav} \leq \alpha d \rightarrow \text{ikke OK}$$

Nødvendig med økt spennarmeringsmengde.



Figur F.1 Beliggenhet av trykksone og spennarmering ved beregning av trykkavlastning.

Vedlegg G: Skjeve opplegg

Input

Benytter lengde av midtspenn, bredde, skjevstillingsvinkel, stivheter og lastpåkjenning tilsvarende som for Kjeldenbrua.

$L = 22 \text{ m}$	Spennlengde midtspenn
$b = 9 \text{ m}$	Føringsavstand for brutverrsnittet
$w_f = 3 \text{ m}$	Kjørefeltbredde
$E_{c,eff} \times I_x = EI_{bru,lang} = 8,95 \times 10^6 \text{ kNm}^2$	Langtids bøyestivhet, se C.4
$I_t = 1,525 \times 10^{12} \text{ mm}^4$	Torsjonsarealmoment, hentet fra NF
$g_{tot} = 207,4 \text{ kN / m}$	Egenvekt av overbygning, belegning, kantdragere og rekkverk, se C.1
$q_1 = 5,4 \text{ kN / m}^2$	Jevnt fordelt trafikklast i bane 1, se Tabell 4-3
$q_{2/3} = 2,5 \text{ kN / m}^2$	Jevnt fordelt trafikklast i bane 2 og 3, se Tabell 4-3

Beregning av moment for fritt opplagt bjelke med skjeve opplegg

$\beta = \varphi = 65^\circ$	Skjevstillingsvinkel der 90° utgjør rett bru [14]
$q = q_{2/3}(b-w) + q_1 w + g_{tot} = 238,6 \text{ kN / m}$	Jevnt fordelt last fra trafikk og egenvekt
$a = 3 \text{ m}$	Avstand fra punktlast i bane 1 til senterlinje
$t = (q_1 - q_{2/3})ba = 26,1 \text{ kNm / m}$	Konstant torsjonsmoment pga. eksentrisk trafikklast
$\nu = 0,2$	Poissons ratio for urisset betong, EK2-1-1, 3.1.3(4)
$G_{lang} = \frac{E_{c,eff}}{2(1+\nu)} = 5593,75 \text{ MPa}$	Langtids skjærmodul
$GI_{t,bru,lang} = 8,53 \times 10^6 \text{ kNm}^2$	Langtids torsjonsstivhet
$\frac{EI_{bru,lang}}{GI_{t,bru,lang}} = 1,05$	Forhold mellom bøye- og torsjonsstivhet
$M_{s,q} = \frac{qL^2}{12} \frac{1}{\left(1 + \tan^2 \beta \frac{EI}{GI_t}\right)} = 1652,71 \text{ kNm}$	Støttemoment pga. jevnt fordelt last [45]

$$M_{s,t} = \frac{tL}{2} \frac{1}{\tan \beta} = 133,88 \text{ kNm}$$

Støttemoment pga. konstant torsjonsmoment [45]

$$M_{s,tot} = M_{s,q} + M_{s,t}$$

$$M_{s,tot} = 1786,59 \text{ kNm}$$

Totalt støttemoment pga. jevnt fordelt egenlast og trafikklast, samt konstant torsjonsmoment pga. eksentrisk trafikklast

$$M_{f,65^\circ} = \frac{qL^2}{8} - M_{s,tot} = 12647,35 \text{ kNm}$$

Feltmoment

Tilsvarende beregning for fritt opplagt bjelke med rette opplegg

$$\beta = \varphi = 90^\circ$$

Skjevstillingsvinkel der 90° utgjør rett bru

$$M_{s,tot} = 0 \text{ kNm}$$

Støttemoment for rette opplegg

$$M_{f,90^\circ} = \frac{qL^2}{8} = 14433,94 \text{ kNm}$$

Feltmoment for rette opplegg

Sammenligning

Reduksjon i feltmoment ved skjeve opplegg

$$\frac{M_{f,90} - M_{f,65}}{M_{f,90}} \times 100\% = 12,37\%$$

Torsjonsmoment i opplager

q = Jevnt fordelt linjelast

t = konstant torsjonsmoment i bjelken pga eksentrisk plassert last

$$T_q = \frac{qL^2}{12} \times \frac{1}{\cos \beta (1 + \tan^2 \beta \frac{EI}{GI_t})}$$

Torsjonsmoment i opplegg pga q

$$T_{q,65} = 3910,82 \text{ kNm}$$

Torsjonsmoment i opplegg ved 65°

$$T_{q,90} = 0 \text{ kNm}$$

Torsjonsmoment i opplegg ved rettstilt bru

$$T_t = \frac{tI}{2 \times \sin \beta}$$

Torsjonsmoment i opplegg pga t

$$T_{t,65} = 316,78 \text{ kNm}$$

Torsjonsmoment i opplegg ved 65°

$$T_{t,90} = 287,1 \text{ kNm}$$

Torsjonsmoment i opplegg ved rettstilt bru

Torsjonsmoment i bjelken

Formlene brukt i det følgende er forklart i del 9.4.

$$T_q \times \sin \beta$$

Torsjonsmoment i bjelken pga q

$$T_t \times \sin \beta$$

Torsjonsmoment i bjelken pga t

Vedlegg H: Resultater og diskusjon

Vedlegg H.1: OPTIMALISERING AV SKJÆRARMERING

Skjærarmeringsmengden som er benyttet ved kontroll av skjærstrekkkapasitet gir en høyere kapasitet enn nødvendig. Det er derfor valgt å se på mulig optimalisering av skjærarmeringen.

Optimaliseringen er gjort i Excel, ved å variere antall armeringsjern i tverretning og senteravstand i.

Nødvendig armering for tilstrekkelig kapasitet:

$$\frac{A_{sw}}{s_{n\ddot{o}dvendig}} = \frac{V_{Ed,red}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} = 6242,9 \frac{mm^2}{m} \quad \text{N\ddot{o}dvendig armering for tilstrekkelig kapasitet}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_{innlagt}} - \frac{A_{sw}}{s_{n\ddot{o}dvendig}} = 2469,53 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Forskjell i armeringsmengde fra minimumsarmering og n\ddot{o}dvendig armering}$$

Bruker 10 armeringsjern i tverretning som gir f\dd{o}lgende senteravstand, s_t :

$$s_t = \frac{b_w - 2 \times c_{uk}}{n_{jern}} = 367 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm} \quad s_t \text{ justeres fra 300 millimeter til 350 millimeter.}$$

$$s_l = \frac{A_{sw, \phi 16} \times 10}{\frac{A_{sw}}{s_{n\ddot{o}dvendig}}} = \frac{2010,56 \text{ mm}^2}{6245,9 \frac{mm^2}{m}} = 0,320 \text{ m} \quad \text{Maksimal senteravstand i lengderetning med } \phi 10s350 \text{ i tverretning}$$

Beholder $s_t = 300$ millimeter:

$$\frac{A_{sw}}{s} = A_{sw, \phi 16} \times 10 \times \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 6701,87 \frac{mm^2}{m}$$

$$6701,87 \frac{mm^2}{m} \geq 6242,9 \frac{mm^2}{m} \rightarrow \text{Armeringsmengde er st\dd{o}rre enn behov av kapasitetshensyn}$$

$$V_{Rd,s,opt} = 5573 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet ved innlagt armeringsmengde}$$

$$V_{Rd,s,opt} \geq V_{Ed,red} \rightarrow \text{OK}$$

Ser av resultatene at en reduksjon i antall armeringsjern i tverretning er mulig. I denne oppgaven velges det \dd{a} beholde tidligere skjærarmering $\phi 16s300$.

Vedlegg H.2: KONTROLL AV SKJÆRKAPASITET FOR OPPGITT ARMERINGSMENNGDE

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

Skjærkraftkapasitet for innlagt skjærarmring

$$\frac{A_{sw}}{s}_{\phi 16s300} = 6 \times A_{sw} \times \frac{1000}{300} = 4021,24 \frac{mm^2}{m}$$

Armeringsmengde ved 6Ø16s300

$$\frac{A_{sw}}{s}_{\phi 16s600} = 6 \times A_{sw} \times \frac{1000}{600} = 2010,62 \frac{mm^2}{m}$$

Armeringsmengde ved 6Ø16s600

$$V_{Rd,s,\phi 16s300} = 3304 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitet ved 6Ø16s300

$$V_{Rd,s,\phi 16s600} = 1652 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitet ved 6Ø16s600

Verdier i kritiske snitt er lest av fra NovaFrame:

$$V_{Ed,element280} = 4311 \text{ kN}$$

Opptredende skjærkraft i element 280

$$V_{Rd,s,\phi 16s300} \leq V_{Ed,element280} \rightarrow \text{ikke OK}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet

$$V_{Ed,element220} = 3799 \text{ kN}$$

Opptredende skjærkraft i element 220

$$V_{Rd,s,\phi 16s600} \leq V_{Ed,element220} \rightarrow \text{ikke OK}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet

Det konkluderes fra dette at kapasiteten i samtlige felt og nær søyle/opplegg ved akse 2 og 3 er utilstrekkelig med oppgitt skjærarmring. Disse resultatene forutsetter riktig modellering i NovaFrame og nøyaktig avlesning av verdier.