

Prosjektering av spennarmert betongbjelkebru:

Gjennomføring av beregning og
dimensjonering iht Europeisk regelverk.

Henrik Rønningen

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



Institutt for konstruksjonsteknikk

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

TILGJENGELIGHET

Åpen

MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11.06.2012	ANTALL SIDER: 181 +69 sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	--

TITTEL:

Prosjektering av spennarmert betongbjelkebru: Gjennomføring av beregning og dimensjonering iht Europeisk regelverk.

Design of prestressed concrete beam bridge: Completion of computation and design according to European standards.

UTFØRT AV:

Henrik Rønningen



SAMMENDRAG:

Rapporten tar for seg prosjektering av en spennarmert betongbjelkebru, og gjennomføre be-regninger og dimensjoneringen i henhold til det Europeiske regelverket. Brua som er skal dimensjoneres og bli gjort kapasitetskontroll for er Sagbakken bru, brua ligger langs riksveg 23 i Buskerud.

Sagbakken bru er en to felts trafikkert bru som har fem delspenn, ble prosjektert på slutten av 1990-tallet etter da tidens standard, NS 3473.

Brua er ei 140 meter lang spennarmert betong bjelkebru, med klotioide formet horisontalkurvatur, med største delspenn på 35 meter og lengste knekk lengde på søylene i underkant av 24 meter.

Det er blitt laget en modell av brua i beregningsprogrammet NovaFrame, hvor dimensjonerende lastvirkninger på konstruksjonen er basert på analysen som er blitt hentet ut fra programmet. Brua har blitt belastet med laster fra aktuelle europeiske standarder og håndbok 185 fra Statens Vegvesen.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Terje Kanstad ved NTNU, Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens Vegvesen

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



Institutt for konstruksjonsteknikk

FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP OG TEKNOLOGI
NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2012

for

Henrik Rønningen

Prosjektering av spennarmert betongbjelkebru: Gjennomføring av beregning og dimensjonering iht Europeisk regelverk.

Design of prestressed concrete beam bridge: Completion of computation and design according to European standards.

Oppgaven består av å sette seg inn i hvordan en spennarmert brukonstruksjon fungerer, samt hvordan konstruksjonen i sin helhet fungerer. For å kunne få gjennomført en vell gjennomtenkt analyse, må man ta hensyn til at alle stadier av trafikk, vind og egenlast skal være beregnet og tatt med i analysen.

Analyseverktøy som skal bli brukt i denne rapporten for å få frem riktig lastanalyse er NovaFrame.

Oppgaven kan deles opp i flere deler, hvor blant annet hoveddelene er:

- Tilegne seg forståelse og bruk av NovaFrame.
- Litteraturstudium som omfatter brukonstruksjoner og spennarmering i bruer, gjennom de gjeldende eurokodene samt relevant litteratur.
- Dimensjonering av bjelkebrua Sagbakken bru, etter krav studenten har tilegnet seg gjennom litteraturstudium.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder(e): Terje Kanstad, NTNU – Institutt for konstruksjonsteknikk
Håvard Johansen, Statens Vegvesen – Vegdirektoratet
Thomas Reed, Statens Vegvesen – Vegdirektoratet

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 11. juni 2012.

NTNU, 15. januar, 2012

Terje Kanstad
Faglærer

FORORD

Som påbygging på min Bachelor grad innen konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Agder, markerer denne masteroppgaven slutten på en 2 årig påbygging til master ved Norges Teknisk Naturvitenskaplige Universitet, institutt for konstruksjonsteknikk.

Oppgaven er utført delvis ved NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk og delvis ved Statens Vegvesen, region midt, våren 2012.

I rapporten undersøkes Sagbakken bru som ligger langs riksveg 23 mellom Drammen og Drøbak i Buskerud, brua skal kontrolleres og analyseres etter gjeldende eurokoder. Kapasitetskontrollen bygger på eksisterende spennarmerings- og tverrsnitts-tegninger utgitt fra Statens Vegvesen.

Takk til veiledere:

Terje Kanstad, NTNU - Institutt for konstruksjonsteknikk
Håvard Johansen, Statens Vegvesen - Vegdirektoratet
Thomas Reed, Statens Vegvesen - Vegdirektoratet
Thomas Rønningen, Reinertsen AS - Samferdselskonstruksjoner

Trondheim, 11. juni 2012

Henrik Rønningen

SAMMENDRAG

Rapporten tar for seg prosjektering av en spennarmert betongbjelkebru, og gjennomføre beregninger og dimensjoneringen i henhold til det Europeiske regelverket. Brua som er skal dimensjoneres og bli gjort kapasitetskontroll for er Sagbakken bru, brua ligger langs riksveg 23 i Buskerud.

Sagbakken bru er en to felts trafikkert bru som har fem delspenn, ble prosjektert på slutten av 1990-tallet etter da tidens standard, NS 3473.

Brua er ei 140 meter lang spennarmert betong bjelkebru, med klotoide formet horisontalkurvatur, med største delspenn på 35 meter og lengste knekk lengde på søylene i underkant av 24 meter. Brua befinner seg i et skogs- og landbruksområde, noe som gjør at brua befinner seg i terrengkategori III. Har i denne rapporten valgt å bruke vindklasse I, siden brua er en bjelkebru med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.

Det er blitt laget en modell av brua i beregningsprogrammet NovaFrame, hvor dimensjonerende lastvirkninger på konstruksjonen er basert på analysen som er blitt hentet ut fra programmet. Brua har blitt belastet med laster fra aktuelle europeiske standarder og håndbok 185 fra Statens Vegvesen. Generelt viser resultatene at de dimensjonerende lastvirkningene har blitt større etter overgangen til europeisk regelverk framfor hva som en gang ble brukt da brua ble prosjektert (NS 3473).

I rapporten er det lagt stor vekt på å finne rette laster som skal påføres brua, som egenvekt, trafikklast, oppspenningskraft, vindlast og deformasjonslast som svinn, kryp, relaksasjon, låse- og friksjonstap. Laster som opptrer på grunn av trafikk, er det blitt brukt lastmodell 1 og 2 i eurokoden. For å finne verste tilfelle for trafikklast, bruker NovaFrame influenslinjer for å finne verste plasseringer for maks/minimum ønsket moment, skjær eller torsjon for elementet man ønsker å sjekke.

Ut fra spenningskontroller for bruddgrensetilstanden, ser man at betongtrykkspenninger som oppstår i konstruksjonen er i grenseland for hva som tillates. Dette skyldes nok at det er mye som er skjedd på lastsiden og dimensjoneringen siden brua ble prosjektert.

I rapporten er det blitt sett på de kritiske snittene i bruas lengderetning, og gjort kapasitetskontroller på grunnlag av disse snittene med tilhørende krefter som opptrer. Og ut fra kapasitet valgt slakkarmering deretter for å tilfredsstille kravene.

Siden kun spennarmeringstegninger er utgitt for brua og ikke slakkarmeringen som er i brubjelken, har man ikke i denne rapporten noen verdier for f.eks. momentkapasitet fra tidligere kontroller å sammenligne resultatene med.

ABSTRACT

The report deals with the design of a tensioned concrete beam bridge and implement computation and dimensions in accordance with the European regulations. The bridge that is to be designed and made a capacity control for, is Sagbakken bridge, located along Highway 23 in Buskerud County, Norway.

Sagbakken bridge is a two-lane traffic bridge, it spans over five spans, and was designed in the late 1990s after the current regulations at that time (NS 3473).

The bridge is a 140 meter span reinforced concrete girder with a klotioide shape in horizontal direction, with the largest span of 35 meters and the longest buckling length of the columns of approximate 24 meters. The surroundings around the bridge are forest- and agricultural area, this gives the bridge terrain category III. I have in this report chosen to use the wind class I, since the bridge is a girder with negligible dynamic load effects from wind.

There have been made a model of the bridge in the calculation program NovaFrame, the design load effects on the structure is based on the analysis that has been extracted from this program. The bridge has been charged with the loads from the current European standards and guide 185 from the Norwegian Public Roads Administration. In general, the results show that the design load effects have been greater after the transition to European rules over what once was used when the bridge was designed (NS 3473).

In the report there's placed great emphasis on finding correct loads to be applied on the bridge, which density, traffic loads, tensioning force, wind loads and deformation loads as shrinkage, creep, relaxation, lock- and friction losses. Loads that occur due to traffic have been loaded in to NovaFrame as load model 1 and 2 according to the European regulations. To find the worst case of traffic loads, NovaFrame uses influence diagrams to find the worst locations for maximum / minimum required torque, shear, or torsion of the element you wish to check.

Based on the tension checks in ultimate limit state, you can see that the concrete compressive stresses that arise in construction are on the borderline of what is permitted. This is probably because of the differences between the old regulations compared with the new European regulations, in such as the magnitude of traffic load.

The report has been considered the critical sections of the bridge length, and capacity controls have been made on the basis of these sections with their associated forces that are acting. Out from the capacity checks, there has been chosen a reinforcement to satisfy the requirements.

Since only tension reinforcement drawings of the bridge are released from the Norwegian Public Roads Administration and not the reinforcement that is in the concrete beam, the report doesn't have any values for example moment capacity from the original computation to compare the results with.

RAMMEVILKÅR

På NTNU er en masteroppgave 30 studiepoeng, noe som tilsvarer 0,5 årsverk/student. Ved NTNU regner man en standard arbeidsbelastning på ca. 30 timer per studiepoeng, som vil si for en masteroppgave minst 900 timers arbeid.

Satt opp fra start av en arbeidsplan, som skulle være veiledende for hvordan flyten i prosjektarbeidet kunne gjøres gjennom semesteret. Arbeidsplanen ble delt inn i tre hoved deler, hvorav disse var litteraturstudie, NovaFrame og dimensjonering. Litteraturstudie ble satt til å bruke 1/5-del av tiden som var satt til rådighet, og skulle omhandle spennarmerte betongbruer gjennom litteratursøk, standarder og håndbøker utgitt fra Statens Vegvesen. Den andre delen ved å tilegne seg bruken og forståelse av NovaFrame programmet, ble det satt av en tid på 2/5-deler. Dimensjoneringsdelen ble det satt av 2/5-deler av tiden som var til rådighet til å utføre. Selve rapporten skulle det jobbes jevnt og trutt med gjennom hele perioden.

PROBLEMSTILLINGER

Sagbakken bru består av spennarmert betongbjelkebru på 140m, med søyler på opptil 24m knekk lengde. Problemstillinger som måtte tas hensyn til i denne beregningsrapporten var selve dimensjonering av de kritiske snitt, se sammenhengen gjennom konstruksjonen, få tatt opp alle aktuelle krefter på en tilfredsstillende måte.

I modellering og analyse delen i NovaFrame, ble det lagt stor vekt på å få kunnskap om hvordan NovaFrame opererte, for og dermed kunne presentere en presis lastanalyse som mulig. Når dette er sagt, ble det støtt på mange problemstillinger i NovaFrame. Dette medførte i at modellen ble gjennomført med stor nøyaktighet.

ARBEIDETS GANG

Satt opp en arbeidsplan fra start av som bestod forenklet av:

- Litteraturstudie om spennarmerte betongbruer
- Lære seg NovaFrame
- Få opp modellen av Sagbakken bru i NovaFrame
- Ta ut lastvirkninger fra NovaFrame
- Dimensjonere for aktuelle temaer

I planleggingsfasen ble det lagt vekt på at arbeidsmengden skulle fordeles jevnt utover hele prosjektperioden. Ettersom enkelte problemer har tatt lengre tid enn planlagt, har dette resultert i at problemer har blitt gjort grundigere og bedre forstått. Blant annet det å ta hensyn til byggefaser i Novaframe har tatt lengre tid enn forventet, men ser på det som positiv lærdom.

På grunn av god planlegging og strukturert arbeid, har det ikke vært perioder hvor der ikke har blitt gjort noe, men dette betyr ikke at tilgangen på nye utfordringer og vansker har gitt seg.

De problemer og utfordringer som har dukket opp under veis, har blitt løst på en best mulig måte, selv om der har blitt gjort visse forenklinger.



RESULTAT

Produktet av oppgaven foreligger som en beregningsrapport med kapasitetskontroll av de kritiske snittene, samt det å håndtere problemstillingene som dukker opp underveis i prosjektering av slike konstruksjoner.

Helt fra start av har jeg vektlagt å få en helhetlig forståelse for slike typer konstruksjoner. Dette har medført at lastberegninger og kapasitetskontroller er blitt lagt større vekt på enn fokus på produksjon av tegninger og bøyelister, men oppgavens målsetning var å gjøre en kapasitetskontroll av brua, og da ses tegninger og bøyelister litt bort fra.

Hovedutfordringen ved oppgaven har vært å kartlegge helheten og samvirke mellom påførte laster og virkninger dette gir på konstruksjonen. Man kan si at kompleksiteten ved en slik konstruksjon der alt av laster og belastninger skal kartlegges, beregnes og dokumenteres er av stor omfatting.

Rapporten kan ses å ha oppnådd overordnede målsetninger, nemlig å foreta en kapasitetskontroll av Sagbakken bru hvor fokuset ligger i brubjelken. Kunnskapen som jeg er blitt tilegnet, har gitt omfattende tilleggskunnskaper utover fagkunnskaper fra tidligere, som er i svært relevant orden for min utdanning.

INNHALDSFORTEGNELSE

1. Innledning	1
2. Generelt	3
2.1 Standarder og regelverk	3
2.2 Tilgjengelig dokumentasjon	4
2.3 Generelt om bjelkebruer	5
2.4 Generelt om spennarmering	6
2.4.1 Etteroppspenning	7
2.5 Sagbakken bru	8
2.5.1 Beliggenhet	8
2.5.2 Bruens oppbygging	9
2.6 Analyse verktøy	13
2.6.1 NovaFrame (v.5.0)	14
3. Materiale	15
3.1 Betong	15
3.2 Slakk armering	15
3.3 Spennarmering	16
4. Statisk system	21
4.1 Statisk system i tverretning	21
4.2 Statisk system i lengderetning	21
5. Laster og lastkombinasjoner	23
5.1 Permanente laster	23
5.1.1 Egenlast	24
5.1.2 Jordtrykk og vanntrykk	26
5.2 Variable laster	27
5.2.1 Trafikklast	27
5.2.2 Snølast	39
5.2.3 Vindlast	40
5.2.4 Temperatur	45
5.2.5 Vanntrykk	48
5.2.6 Strømlast	48
5.2.7 Islast	48
5.2.8 Friksjon i glidelager	48
5.3 Ulykkeslaster	49
5.3.1 Jordskjelvlaster	49

5.3.2	Påkjøringslast	50
5.3.3	Utmattingslast.....	50
5.4	Deformasjonslaster	51
5.4.1	Svinn og kryp	51
5.4.2	Relaksasjonstap	61
5.4.3	Friksjon- og låsetap	62
5.4.4	Setninger.....	68
5.5	Laster under utbygging	69
5.6	Lastkombinasjoner.....	70
5.6.1	Brukgrensetilstand	70
5.6.2	Bruddgrensetilstand.....	73
6.	Dimensjonerende laster for brua	75
6.1	Dimensjonerende snitt	75
6.2	Kraftomlagring	75
6.3	Momenter pga. egenvekt, håndberegning vs. NovaFrame (SLS).....	76
6.4	Opptredende momenter på brubjelke, NovaFrame (ULS)	78
6.5	Opptredende skjærkrefter på brubjelke, NovaFrame (ULS)	79
6.6	Aksiale laster for søyler, NovaFrame (ULS).....	80
7.	Brukgrensetilstand.....	81
7.1	Spenningskontroller.....	81
7.2	Rissviddebegrensning	85
7.2.1	Minimumsarmering for T-tverrsnitt	86
7.2.2	Risviddebegrensning uten direkte beregning	93
7.3	Nedbøyningsbegrensning	95
7.4	Kontroll av byggefaser	97
7.4.1	Byggefase 2	99
7.4.2	Byggefase 3	102
7.4.3	Byggefase 4	105
8.	Bruddgrensetilstand	109
8.1	Spenningskontroll	109
8.2	Kapasitet og dimensjonering for bøyemoment.....	111
8.2.1	Momentkapasitet over støtte	111
8.2.2	Momentkapasitet i felt.....	115
8.3	Dimensjonering av tverrsnitt	117
8.4	Kontroll av oppspenningstilstanden, M-N diagram	117
8.5	Tverrmoment og tverrskjær	121

8.6	Kontroll av skjærkraftkapasitet	122
8.6.1	Sjekker om skjærarmering er nødvendig	122
8.6.2	Kontroll av skjær med fagverksmetoden	125
8.6.3	Skjærkrefter mellom steg og flenser	128
8.7	Kontroll av torsjonskapasitet	130
8.8	Kontroll av kapasitet på søyler	134
8.8.1	Minimumsarmering for søyler.....	134
8.8.2	Knekking, 2.ordens moment	135
8.8.3	M-N diagram for søyletversnitt.....	141
8.8.4	Biaksial bøyning av søyler	142
8.9	Spaltestrekkrefter	144
8.10	Søylefundamenter	144
9.	NovaFrame.....	145
9.1	Tverrsnitt	145
9.2	Nodenumre	146
9.3	Elementnumre.....	148
9.4	Globale og lokale akser	150
9.5	Momentdiagram, ULS	151
9.6	Skjærkraftdiagram, ULS.....	152
9.7	Verste trafikklastplassering som gir størst feltmoment.	153
10.	Oppsummering.....	155
10.1	Største trykkspenninger	155
10.2	Dimensjonerende momenter.....	155
10.3	Dimensjonerende skjærkrefter.....	155
10.4	Dimensjonerende torsjonsmomenter	155
10.5	Dimensjonerende kapasitet for søyler	155
11.	Videre arbeid.....	157
12.	Konklusjon.....	157
13.	Referanser	159
14.	Vedlegg	161

FIGURLISTE

Figur 2.1: Eksempel på typer av bjelkebruer	5
Figur 2.2: Bjelke med krum spennarmering	6
Figur 2.3: Kart/beliggenhet over Sagbakken bru	8
Figur 2.4: Sagbakken bru [GoogleMaps]	8
Figur 2.5: Lengdesnitt med akseinndeling, av Sagbakken bru	9
Figur 2.6: Horisontalkurvatur - vendeklotoide	9
Figur 2.7: Horisontalkurvatur fra opprinnelige tegning - Sagbakken bru	10
Figur 2.8: Horisontalkurvatur inntegnet i NovaFrame	10
Figur 2.9: Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde, ref. (2)	11
Figur 2.10: Effektiv flens, geometriske parametere, ref. (2)	11
Figur 2.11: Snitt av bruprofil, uten rekkverk, slitelag eller kantdrager påtegnet.	11
Figur 2.12: Oppstartsbilde NovaFrame	14
Figur 3.1: Typisk spenning-tøyningskurve for spennstål	16
Figur 3.2: Idealisert spenning-tøyningskurve for spennstål	16
Figur 3.3: Illustrasjon av fordeling av oppspenningskraft	17
Figur 3.4: Kabelposisjoner fra opprinnelige tegning (blad nr. K840)	18
Figur 3.5: Kabelposisjon i NovaFrame, start (K1 og K8 synlig)	18
Figur 3.6: Aktiv forankring	19
Figur 3.7: Fast kobling, skjøt til spent kabel, type Sh	19
Figur 3.8: Rett del nærmest forankring	19
Figur 4.1: Forenklet modell av det statiske system i tverretning	21
Figur 4.2: Forenklet modell av det statiske system i lengderetning	21
Figur 4.3: NovaFrame modell uten påtegnet tverrsnitt	22
Figur 4.4: NovaFrame modell med tverrsnitt	22
Figur 5.1: Tverrsnitt av bruprofil, uten rekkverk, slitelag eller kantdrager påtegnet.	25
Figur 5.2: Tverrsnitt av tverrbærer	25
Figur 5.3: Eksempel på bane nummerering i de fleste tilfeller, ref. (6)	28
Figur 5.4: Eksentrisiteter for baner i NovaFrame	28
Figur 5.5: Detaljert illustrasjon av lastmodell 1, ref. (6)	31
Figur 5.6: Anvendelse av tandem systemer for lokale verifikasjoner, ref. (6)	31
Figur 5.7: Inndeling av imaginære kjørebaneer for Sagbakken bru.	32
Figur 5.8: Trafikklasttilfeller for Sagbakken bru, LM1.	32
Figur 5.9: Eksentrisiteter LM1, for venstre kjørefelt	34
Figur 5.10: Lastmodell 2, ref. (6)	35
Figur 5.11: Eksentrisitet for LM2, venstre kjørefelt	35
Figur 5.12: Isotermkart for maks.- og min. temp., fig. NA. A1/A2, ref. (9)	45
Figur 5.13: Utregning av temperaturgradient i NovaFrame	47
Figur 5.14: Illustrasjon av krum spennarmering med friksjon	62
Figur 5.15: Kabelkraft etter at friksjon og låsetap er ivaretatt	64
Figur 5.16: Taps forløp av spennkraft i K1, NovaFrame	65
Figur 5.17: Taps forløp av spennkraft i K2, NovaFrame	65
Figur 5.18: Taps forløp av spennkraft i K3, NovaFrame	66
Figur 5.19: Taps forløp av spennkraft i K4, NovaFrame	66
Figur 5.20: Taps forløp av spennkraft i K5, NovaFrame	66
Figur 5.21: Taps forløp av spennkraft i K6, NovaFrame	67
Figur 5.22: Taps forløp av spennkraft i K7, NovaFrame	67
Figur 5.23: Taps forløp av spennkraft i K8, NovaFrame	67

Figur 6.1: Dimensjonerende snitt	75
Figur 6.2: Statisk system i lengderetning med frihetsgrader.....	76
Figur 7.1: Maks strekkspenninger i overkant, venstre bjelke, SLS.....	83
Figur 7.2: Maks strekkspenninger i overkant, høyre bjelke, SLS	83
Figur 7.3: Maks strekkspenninger i underkant, venstre bjelke, SLS.....	83
Figur 7.4: Maks strekkspenninger i underkant, høyre bjelke, SLS	84
Figur 7.5: Min. trykkspenninger i underkant, venstre bjelke, SLS	84
Figur 7.6: Min. trykkspenninger i underkant, høyre bjelke, SLS.....	84
Figur 7.7: Søylene bygges først, Byggefase 1.....	97
Figur 7.8: Byggefase 2.	97
Figur 7.9: Byggefase 3.	98
Figur 7.10: Byggefase 4.	98
Figur 7.11: Byggefase 5.	98
Figur 7.12: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 2.....	99
Figur 7.13: Momentdiagram pga. K1 og K5 etter byggefase 2.....	100
Figur 7.14: Momentdiagram etter byggefase 2	100
Figur 7.15: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 2, venstre bjelke, SLS	100
Figur 7.16: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS	101
Figur 7.17: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, venstre bjelke, SLS	101
Figur 7.18: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS	101
Figur 7.19: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 3.....	102
Figur 7.20: Momentdiagram pga. K1, K5, K2 og K7 etter byggefase 3.....	102
Figur 7.21: Momentdiagram etter byggefase 3	103
Figur 7.22: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 3, venstre bjelke, SLS	103
Figur 7.23: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 3, høyre bjelke, SLS	103
Figur 7.24: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 3, venstre bjelke, SLS	104
Figur 7.25: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 3, høyre bjelke, SLS	104
Figur 7.26: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 4.....	105
Figur 7.27: Momentdiagram pga. K1, K5, K2, K7, K6 og K3 etter byggefase 4.....	105
Figur 7.28: Momentdiagram etter byggefase 4	106
Figur 7.29: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 4, venstre bjelke, SLS	106
Figur 7.30: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 4, høyre bjelke, SLS	106
Figur 7.31: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 4, venstre bjelke, SLS	107
Figur 7.32: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS	107
Figur 8.1: Trykkspenninger i venstrebjelke, ULS.....	109
Figur 8.2: Trykkspenninger i høyrebjelke, ULS	110
Figur 8.3: Kraft illustrasjon over støttet	112
Figur 8.4: Kraft illustrasjon i felt	115
Figur 8.5: Illustrasjon av oppspenningstilstanden med spennkraft som ytre last.....	117
Figur 8.6: Tyngdepunkts plassering, hentet fra NovaFrame.....	117
Figur 8.7: M-N diagram for oppspenningstilstanden til brubjelken.....	121
Figur 8.8: Antatt indre fagverksmodell	125
Figur 8.9: Bjelke med skjærarmering	126
Figur 8.10: Fagverksmodell for skjærtrykk.....	127
Figur 8.11: Illustrasjon av skjærarmering	127
Figur 8.12: Betegnelser for forbindelsen mellom flens og steg, fig. 6.7, ref. (2).....	128
Figur 8.13: Antatt lukket hulltverrsnitt	130
Figur 8.14: En av flere anbefalte former på torsjonsbøyle.....	133
Figur 8.15: Eksempel på knekkformer, og tilhørende effektive lengder	135

Figur 8.16: Positivt og negativt momentforhold, dobbeltkrum.....	138
Figur 8.17: M-N diagram for søyletverrsnitt.....	141
Figur 8.18: Definisjon av eksentrisitetene e_y og e_z , ref. (2)	142
Figur 9.1: Brubjelke tverrsnitt.....	145
Figur 9.2: Søyletverrsnitt.....	145
Figur 9.3: Nodenumre	146
Figur 9.4: Elementnumre.....	148
Figur 9.5: Globalt aksesystem (X,Y,Z)	150
Figur 9.6: Lokalt askesystem (L,M,N)	150
Figur 9.7: Momentdiagram i bruddgrensetilstand.....	151
Figur 9.8: Skjærkraftdiagram i bruddgrensetilstand	152
Figur 9.9: Verste trafikklastplassering for maks feltmoment.....	153

TABELLISTE

Tabell 3.1: Rett del nærmest forankring.....	19
Tabell 5.1: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane ved dim. av bruer, ref. (4).....	24
Tabell 5.2: Bases for the calibration of the main Load Models, tab.2.1 ref. (6)	28
Tabell 5.3: Lastmodell 1; karakteristiske verdier	30
Tabell 5.4: Eksentrisiteter for lastmodell 1	34
Tabell 5.5: Eksentrisiteter for lastmodell 2	35
Tabell 5.6: Kombinasjonsfaktorer for samtidighet av temperaturandeler, HB185 v.2009	47
Tabell 5.7: Krav til analysemetode, NA.2(904) ref. (10)	49
Tabell 5.8: Kryptall etter byggefaser, superegenlast og 100år.....	52
Tabell 5.9: Tap pga. friksjon i kabelgruppene i passiv ende.....	63
Tabell 5.10: Påføring av laster på konstruksjoner (Q_c), tab.NA.4.1, ref. (12)	69
Tabell 5.11: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 1	71
Tabell 5.12: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 2.....	71
Tabell 5.13: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand	73
Tabell 6.1: Støttemoment pga. egenvekt, SLS	77
Tabell 6.2: Momenter pga. egenvekt, SLS	77
Tabell 6.3: Støttemoment for brubjelke [kNm], ULS	78
Tabell 6.4: Endefeltmoment for brubjelke[kNm], ULS.....	78
Tabell 6.5: Midtfeltmoment for brubjelke [kNm], ULS	78
Tabell 6.6: Skjærkrefter for brubjelke, ULS	79
Tabell 6.7: Skjærkrefter for brubjelke, ULS	79
Tabell 6.8: Aksiale laster for søyler, ULS.....	80
Tabell 6.9: Aksiale laster for søyler, ULS.....	80
Tabell 7.1: Anbefalte verdier av w_{max} (mm), tab. 7.1N, ref. (2)	85
Tabell 7.2: Største stangdiameter for begrensning av rissvidde, tab. 7.2N, ref. (2).....	93
Tabell 7.3: Største senteravstand for begrensning av rissvidde, tab. 7.3N, ref.	94
Tabell 7.4: Momenter og skjær pga. egenvekt etter byggefase 2 for bjelke	99
Tabell 7.5: Momenter og aksiallast pga. egenvekt etter byggefase 2 for søyler	99
Tabell 7.6: Moment- og skjærkrefter pga. egenvekt etter byggefase 3 i bjelker, NovaFrame102	
Tabell 7.7: Moment- og aksialkrefter pga. egenvekt etter byggefase 3 i søyler, NovaFrame 102	
Tabell 7.8: Moment- og skjærkrefter pga. egenvekt etter byggefase 4 i bjelker, NovaFrame105	
Tabell 7.9: Moment- og aksialkrefter pga. egenvekt etter byggefase 4 i søyler, NovaFrame 105	
Tabell 10.1: Største trykkspenninger	155



Tabell 10.2: Utnyttelsesgrad for momenter.....	155
Tabell 10.3: Utnyttelsesgrad for skjærkraft.....	155
Tabell 10.4: Utnyttelsesgrad for torsjon alene:	155
Tabell 10.5: Utnyttelsesgrad for moment i søyler, lengderetning.....	155
Tabell 10.6: Utnyttelsesgrad for moment i søyler, tverretning	155

1. INNLEDNING

Ettersom at Norge gikk over til å bruke Eurokodene framfor Norsk Standard, har Statens Vegvesen hatt interesse i og gjøre nye analyser av tidligere bruer som er dimensjonert etter NS, for å få sjekket om gårldagens regelverk holder mål opp mot dagens regelverk.

Beregningsprogrammet som vil bli brukt i rapporten er NovaFrame, dette programmet gjør det mulig å kunne kjøre en fullstendig lastanalyse av brua.

De aktuelle lastene som er blitt lagt vekt på er egenvekt, trafikkklaster, forspenning, vindlaster, temperaturlaster, og deformasjonslaster som svinn, kryp, relaksasjon og friksjon.

For å kunne komme fram til verste lasttilfelle, er lastkombinasjoner fra lastanalysen i NovaFrame blitt lagt til grunn for videre dimensjonering.

Brua som skal bli dimensjonert og sjekket etter europeisk regelverk er Sagbakken bru ved riksveg 23, ettersom brua er dimensjonert etter norsk regelverk på slutten av 1990-tallet. Selve brua er en 2 felts bjelkebru med 5 spenn hvorav hovedspennet er på 35m, brua er bygget i armert betong med spennarmering.

Det vil være nødvendig å gjennomføre et litteraturstudie fra start av, som vil gi et innblikk i hvordan spennarmerte brubjelker oppfører seg, samt hvilke laster som ei brukonstruksjon skal dimensjoneres for. Litteraturstudie vil også omfatte standarder og Statens Vegvesens håndbøker, som brukes for å prosjektere og klassifisere bruer.

I samråd med veiledere er det blitt satt følgende begrensinger for oppgaven, som skal dimensjoneres etter det europeiske regelverket, hvor det er lagt vekt på følgende emner:

- Tverrsnittskontroll for M+N (2 snitt) og V (1 snitt)
- Byggefaser i NovaFrame
- Bruksgrensetilstand
- Torsjonsmoment
- Kontroll av skjær etter fagverksmetoden
- 2. ordens moment på søyler

Rapporten skal foreligge som en rapport med statikk- og kapasitetsberegninger, av både ferdig konstruert bru samt oppspennings kontroll av byggefaser og hvor laster skal påføres slik det er gitt i europeisk regelverk.

2. GENERELT

For at kandidaten skal få en god bakgrunn innen det aktuelle fagfeltet, må aktuell litteratur studeres. Dette vil danne bakgrunn for å kunne foreta faglige vurderinger.

2.1 STANDARDER OG REGELVERK

Konstruksjonen prosjekteres i henhold til håndbøker fra Statens Vegvesen og standarder fra Standard Norge. Hvor Eurokode-standardene utgitt fra Standard Norge har prioritet ved uoverensstemmelser mellom de aktuelle dokumentene, i og med at Håndbok 185 er oppdatert etter eurokoden, vil denne stille likt som eurokodene. Andre dokumenter, publikasjoner, retningslinjer eller forskrifter har prioritet etter disse.

Konstruksjonen dimensjoneres iht. aktuelle standarder og håndbøker. Håndbøker og standarder som legges til grunn for prosjekteringen vil være:

- Statens Vegvesen: Håndbok 185 – Eurokodeutgave 2011
- NS-EN 1990:2002+NA:2008+A1:2005+NA:2010
Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-3: Allmenne laster. Snølaster
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2:2005+NA:2009
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 2: Bruer

2.2 TILGJENGELIG DOKUMENTASJON

I forbindelse med denne rapporten har der vært følgende byggetegninger tilgjengelig fra Statens Vegvesen:

- Byggeplan: Sagbakken bru – Oversikt (blad nr. K800)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Landkar akse 1; Form (blad nr. K810)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Landkar akse 6: Form (blad nr. K815)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Fundament: akse 2 og 5; Form og armering (blad nr. K821)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Fundament: akse 3 og 4; Form og armering (blad nr. K822)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Søyler; Form (blad nr. K826)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Tverrsnitt og detaljer; Form (blad nr. K830)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: akse 1; Pr.nr. 6620.5 Form (blad nr. K831)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Tverrbærere; Form og armering (blad nr. K833)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Pr.nr. 6620.5-6657.5 Form (blad nr. K834)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Pr.nr. 6657.5-akse6 Form (blad nr. K837)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Kantdrager; Detaljer (blad nr. K839)
- Byggeplan: Sagbakken bru – Overbygning: Spennarmering (blad nr. K840)

I denne rapporten er brukt samme profilnummer, profilhøyder, akse nummerering og spennkabel nummerering som i byggetegningene gitt fra Statens Vegvesen.

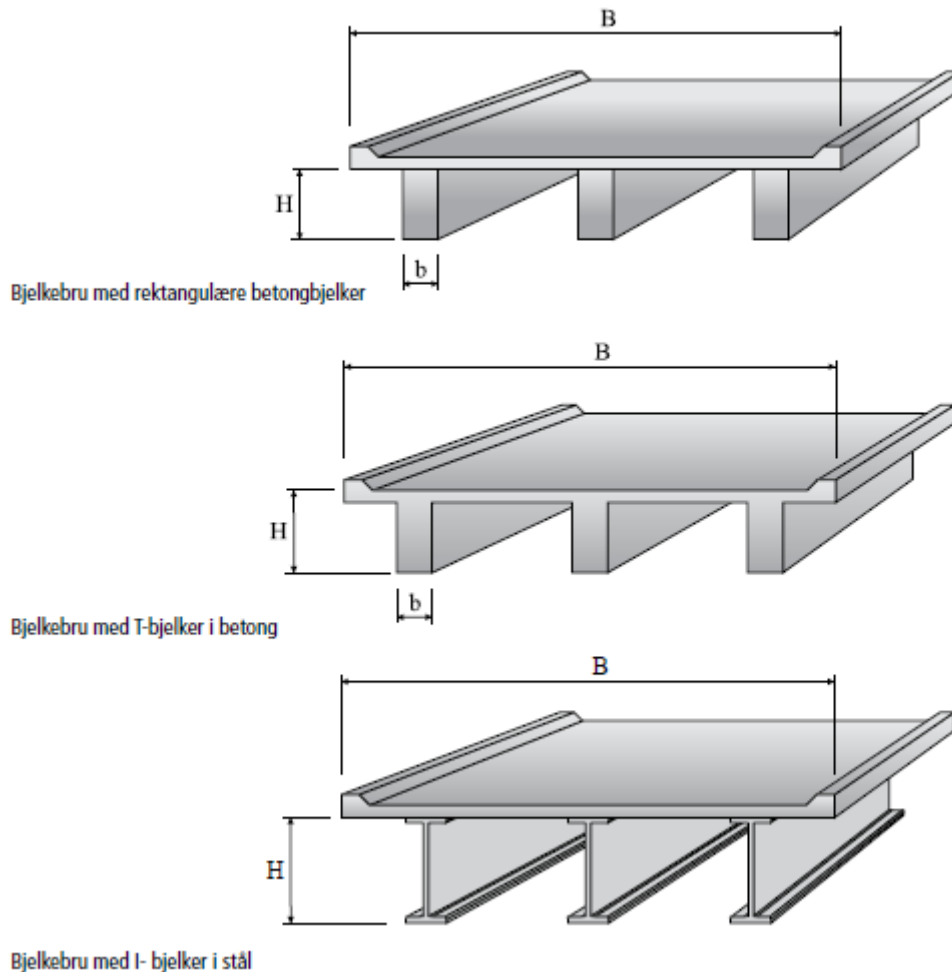
Merknader utgitt fra Statens Vegvesen på eksisterende tegninger:

- Det benyttes kabler med $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1860/1670 \text{ MPa}$
Kabelgr. K1-K6 og K8: Tverrsnittareal 1680 mm^2 , flytekraft $S_{0,2} = 2806$
Kabelgr. K7: Tverrsnittareal 2660 mm^2 , flytekraft $S_{0,2} = 4442$
- Kraft i kablene etter låsing skal være:
Kabelgruppe K1-K6 og K8: 2240 kN
Kabelgruppe K7: 3550 kN
- Minimum karakteristisk betongfasthet ved oppspenning 40,0 MPa.
Oppspenning skal skje tidligst 60 timer etter at forankringen er innstøpt.
- På oppriss er angitt totalt antall kabler for begge bjelker.
Kablene er symmetriske om senterlinjen til brua.
- Minimum horisontal senteravstand mellom kablene er 180 mm.
- Minimum rettstrekning for kablene inn mot forankringen:
1000 mm for K1-K6 og K8, 1300 mm for K7.
Minimums krumningsradius: 5 meter for K1-K6 og K8, 6 meter for K7.

2.3 GENERELT OM BJELKEBRUER

Ved bjelkebruer er det selve bjelkene som utgjør bruas hovedbæresystem. Trafikklast og andre laster fra brudekket blir overført direkte til bjelkene orientert i forhold til bruas lengderetning. Deretter går lastene til bruas underbygning som endeopplagene eller via tverrbærere og ned i søylene/oppleggene.

Selve bjelkene i en bjelkebru kan ha hvilken som helst tverrsnittform, men de mest vanligste for bruer er rektangulære bjelker, I-bjelker, T-bjelker eller U-formende bjelker med vertikale steg og horisontale flenser.



Figur 2.1: Eksempel på typer av bjelkebruer

Byggverksmetoder kan for eksempel være prefabrikkerte og plassproduserte betongbjelkebruer, stålplatebærerbruer, gitterbjelkebruer og valsede stålbjelkebruer.

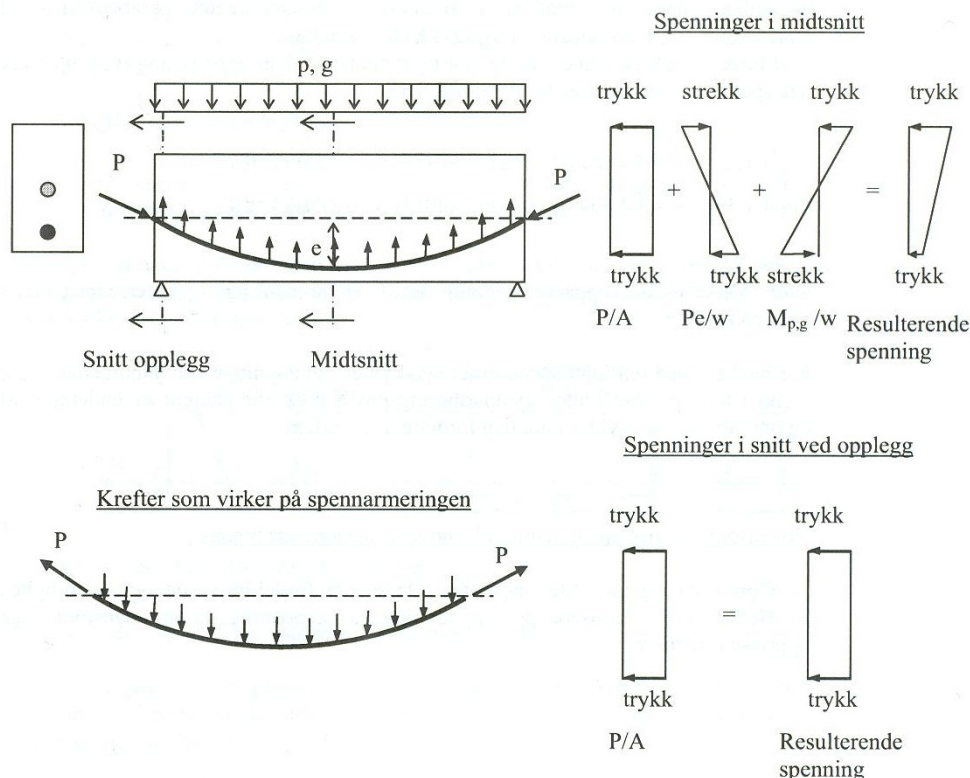
Brudekket er vanligvis av betong, men bjelkebruer kan også ha dekke av stål, aluminium, tre eller gitterrister. Brudekket overfører de lokale lastene som måtte oppstå i hovedsakelig tverretningen. Dekket utgjør dermed sekundærbæresystemet. Samvirket som oppstår mellom bruflaten og bjelkene, gjør at bruflaten også bidrar til bæreevnen i bruas lengderetning.

2.4 GENERELT OM SPENNARMERING

Spennbetong kan betegnes som betong som er påført trykkspenninger med størrelse og fordeling slik at virkningen av de ytre laster omtrent blir motvirket.

Nærmere kan man si at trykkspenningene innføres ved at spennarmeringen blir gitt en initialtøyning, med en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Ved hjelp av endeforankringer eller ved heft mellom betong og spennarmering, får man overført strekkraften i spennarmeringen til trykk i betongen.

Ideelt bør spennarmeringen ha samme form som momentforløpet man får fra de ytre lastene. Under ser man et enkelt eksempel på hvordan spennarmeringen mulig kan plasseres.



Figur 2.2: Bjelke med krum spennarmering

Det som skjer for eksempelet over, er at spennarmeringen vil prøve å rette seg ut når den strekkes i endene med kraften F . Siden spennarmeringen ikke har mulighet til å rette seg ut på grunn av tverrkraftene fra betongen, gir spennarmeringen fordelte oppadrettede krefter på betongen. For dette enkle eksempelet vil det da resultere i at der opptrer en løftekraft på grunn av spennarmeringen, og bjelken vil få en oppbøyning.

Hovedfordeler med å bruke spennarmert betong framfor slakkarmert betong er:

- Opprissing og rissvidder begrenses, dette vil være en stor fordel for tetthet og bestandighet. Det bidrar også til at man får en økt bøyestivhet på grunn av at opprissing reduseres.
- Nedbøyning reduseres direkte på grunn av oppbøyningen spennarmeringen skaper.

2.4.1 Etteroppspenning

Etteroppspenning kan bli benyttet i et mangfold forskjellige konstruksjoner, men det er særlig i de store plass-støpte konstruksjonene det blir benyttet, som for eksempel i bruer.

Utførelsesprosessen for etteroppspente konstruksjoner gjøres generelt etter følgende måte, ref. (1):

- Konstruksjonen blir formsatt og armert, for deretter støpes med gjennomgående utsparinger i korrugert blikkrør for spennarmeringen. Deretter kan man tre spennarmeringen gjennom utsparingene etter utstøping, men som oftest ligger spennarmeringen ferdig montert i utsparingene under utstøping. Som regel blir også den passive enden av spennarmeringen støpt direkte inn i betongen.
- Når betongen har fått herdet tilstrekkelig mye, spennes armeringen opp med jekk i den aktive enden. Dermed opptrer betongkonstruksjonen selv som mothold, etter at oppspenningen er blitt utført låses spennarmeringen mot innstøpte forankringsplater. Siden trykkraften overføres direkte til betongkonstruksjonen, vil betongen få trykktøyning samtidig med at spennarmeringen strekkes. Dette fører til at jekkraften vil bli noe mindre enn det som tilsvarer den totale tøyningdifferansen mellom betongen og spennarmeringen, og må derfor bli tatt opp av betongtverrsnittet. Siden det vil oppstå friksjon mellom spennarmering og utsparingsrørene, og eventuelle tap på grunn av glidning ved låsing for eksempel med kiler, må jekkraften i praksis økes noe for å motvirke disse tapene i effektiv oppspenning.
- Når armeringen er ferdig oppspent, injiseres som regel utsparingsrørene med en sementbasert injiseringsmørtel. Dette for å kunne etablere heftforbindelse mellom spennarmering og betongkonstruksjonen, men også beskytte spennarmeringen mot korrosjon. Tiden etter dette er blitt utført, vil tøyningene i betongen og spennarmeringen være compatible, som igjen vil si at tøyningsendringene i spennarmeringen og betongen vil være like i samme nivå i tverrsnittet. Dette gjør at den etteroppspente konstruksjonen vil komme til å oppføre seg på samme måte som en føroppsente konstruksjon med samme tøyningdifferanse mellom betong og armering.

2.5 SAGBAKKEN BRU

2.5.1 Beliggenhet

Sagbakken bru er en spennarmert betongbjelke bru, som man finner langs riksveg 23, mellom Drammen og Drøbak.



Figur 2.3: Kart/beliggenhet over Sagbakken bru



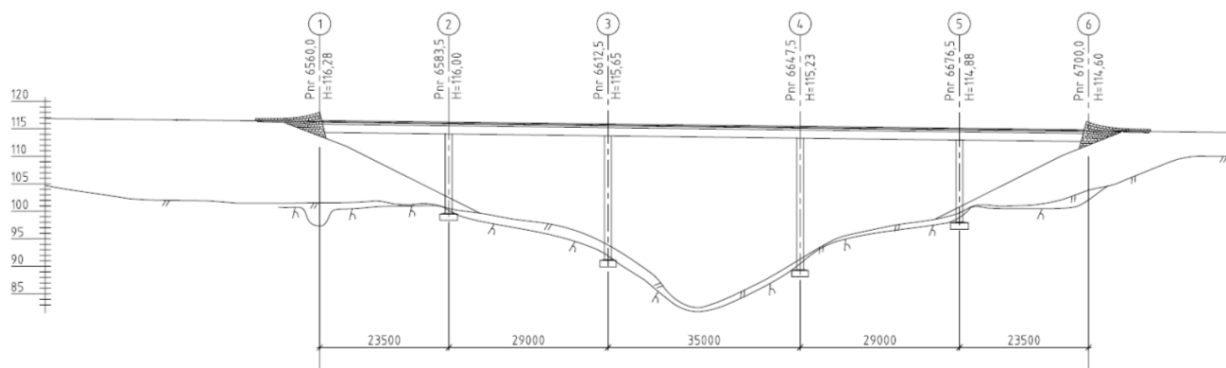
Figur 2.4: Sagbakken bru [GoogleMaps]

Terrenget rundt brua er lett kupert jordbruksområder og skogsområde.

2.5.2 Bruens oppbygging

Sagbakken bru er en spennarmert betong bjelkebru, med 5 spenn. Som totalt spenner 140 meter, hvorav største spenn er på 35 meter. Bredden på brua er på 10,21 meter + 2xB (breddeutvidelse), og har en føringsbredde på 9,15 meter.

I denne rapporten er det valgt å neglisjere breddeutvidelsen.



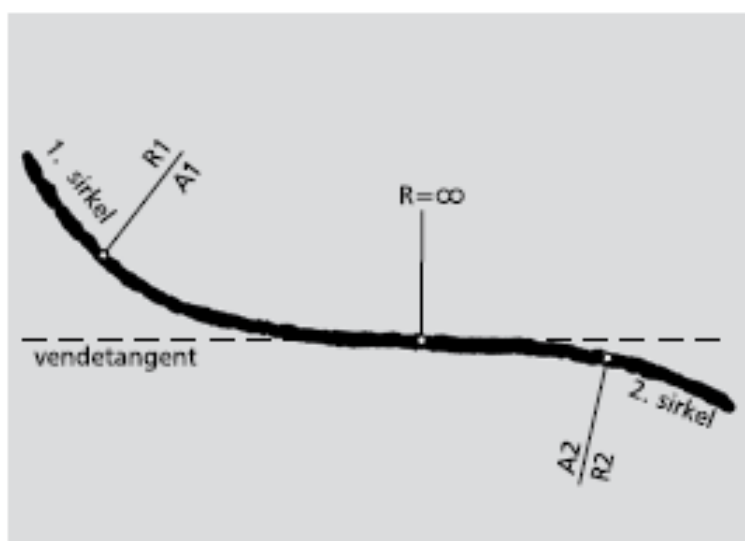
Figur 2.5: Lengdesnitt med akseinndeling, av Sagbakken bru

Hele brua er utført i betong, med to trapesformede bjelker som danner et T-tversnitt med dekket. I akse 2,3,4 og 5 finner man to sirkulære søyler for hver akse med en diameter på 1250 mm. Brua er fundamentert på fjell.

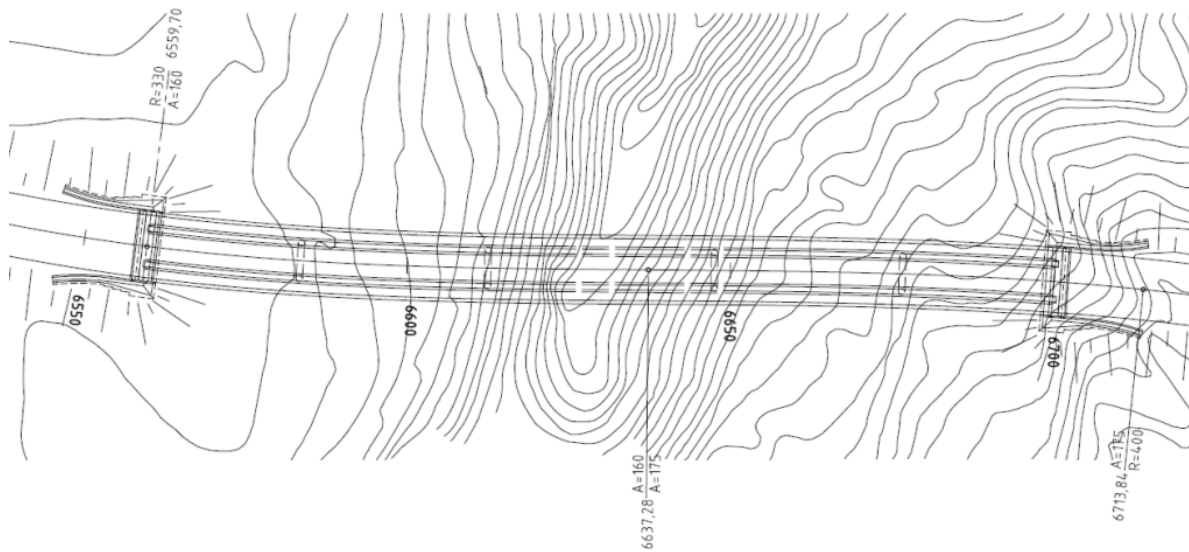
Brua stod ferdig bygd i jan. 2001, og ble dimensjonert etter dagens standard den gangen, som var NS3473.

Sagbakken bru har en horisontalkurvatur, som man kaller vendeklotoide.

Definisjonen på en vendeklotoide, er to enkeltklotoider (uten rettlinje mellom) som danner en overgangskurve mellom sirkelkurver med motsatt krumning (S-kurver). Som vist i fig. 1.2 under.



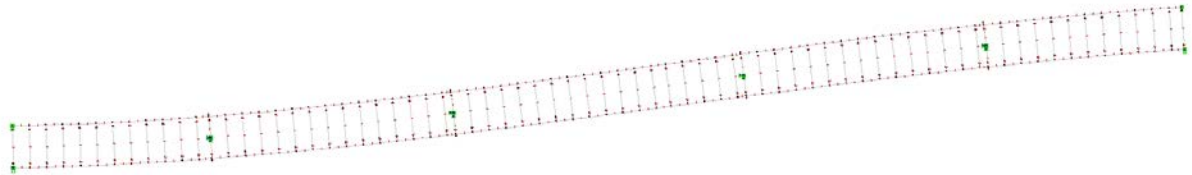
Figur 2.6: Horisontalkurvatur - vendeklotoide



Figur 2.7: Horisontalkurvatur fra opprinnelige tegning - Sagbakken bru

Følgende verdier er blitt benyttet i NovaFrame:

$$\begin{array}{ll} R_1 = 330 & R_2 = 400 \\ A_1 = 160 & A_2 = 175 \end{array}$$

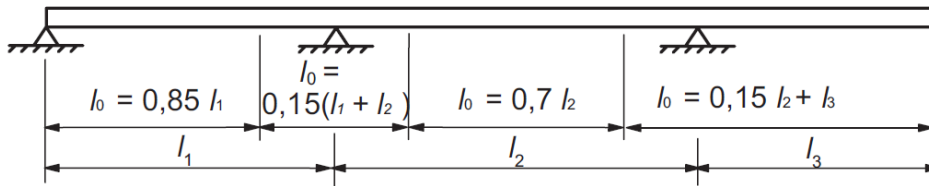


Figur 2.8: Horisontalkurvatur inntegnet i NovaFrame

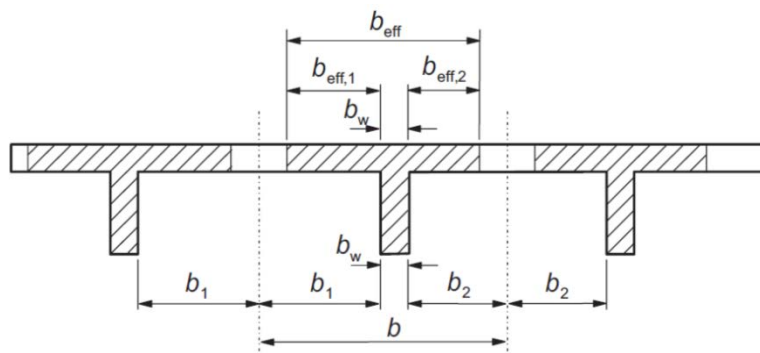
2.5.2.1 Effektiv flensbredde

Etter punkt 5.3.2.1, ref. (2), finner man krav til effektiv flensbredde:

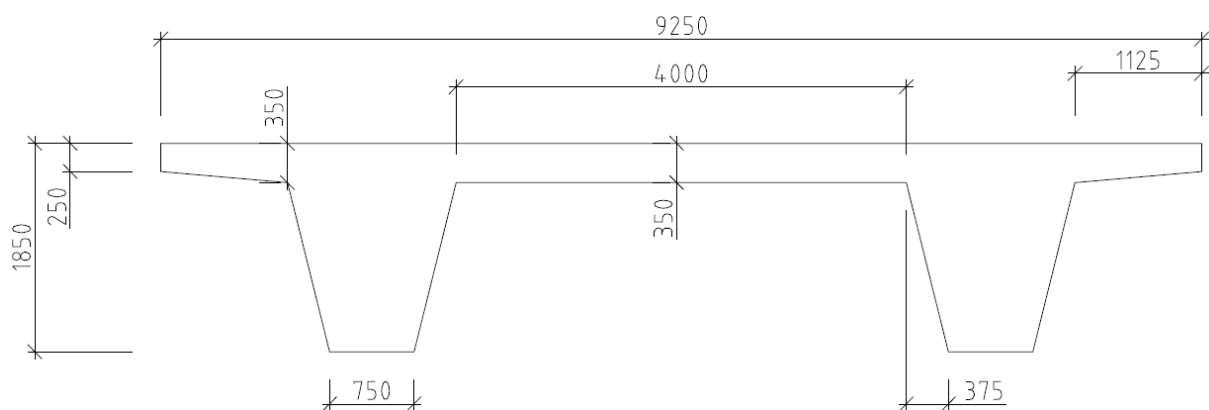
I T-bjelker avhenger den effektive flensbredden, som kan forutsettes å ha en jevn spenningsfordeling, av målene på steg og flens, typen belastning, spennvidde, opplagring og tverrarmring 5.3.2.1 (1)P, ref. (2).



Figur 2.9: Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde, ref. (2)



Figur 2.10: Effektiv flens, geometriske parametere, ref. (2)



Figur 2.11: Snitt av bruprofil, uten rekkverk, slitelag eller kantdrager påtegnet.

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

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

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

$$b = \frac{9250}{2} = 4625mm$$

$$b_w = 1500mm$$

$$b_1 = \frac{4000}{2} = 2000mm$$

$$b_2 = 1125mm$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 35000 = 24500mm$$

$$b_{eff,1} = \min \{0,2 \cdot b_1 + 0,1l_0, 0,2l_0\} = \min \{0,2 \cdot 2000 + 0,1 \cdot 24500, 0,2 \cdot 24500\}$$

$$b_{eff,1} = \min \{2850mm, 4900mm\} = 2850mm$$

$$b_{eff,2} = \min \{0,2 \cdot b_2 + 0,1l_0, 0,2l_0\} = \min \{0,2 \cdot 1125 + 0,1 \cdot 24500, 0,2 \cdot 24500\}$$

$$b_{eff,2} = \min \{2675mm, 4900mm\} = 2675mm$$

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

$$\Rightarrow b_{eff,1} = 2000mm$$

$$\Rightarrow b_{eff,2} = 1125mm$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2000 + 1125 + 1500 = 4625mm = b \Rightarrow ok!$$

2.6 ANALYSE VERKTØY

Analyse og dimensjonering av bruer er i dagens verden basert i stor grad på bruk av dataverktøy. For denne rapporten er NovaFrame et sentralt hjelpemiddel for å kunne etablere en riktig lastanalyse.

For analyseverktøy skal det foreligge dokumentasjon som redegjør for programmets teorigrunnlag, metoder, gyldighetsområde, innlesning av data og utskrift av data. Hvor utskriften skal inneholde fullstendig identifikasjon på beregningsforutsetninger og programversjon, slik at resultatene kan kontrolleres.

Når man skal kontrollere en modell bør den omfatte følgende punkter:

- Grafisk kontroll av geometri, samt kontroll av koordinater til de viktigste punktene av konstruksjonen.
- Kontroll av tverrsnitts konstanter og at alle elementer er tilordnet riktig tverrsnitt.
- Kontroll av lokale elementakser er forutsatt, dette er viktig fordi tverrsnitts konstanter og snittkrefter er knyttet til de lokale aksene.
- Kontroll av eksentriske ender, master-slave noder.
- Kontroll av grensebetingelser.
- Kontroll av elementmasser og sum av masser.
- Kontroll av formfaktor, formfaktorene er knyttet til enten bredde eller høyde av tverrsnittet.

Når man skal kontrollere lastene som er påført en modell, bør kontroll av disse omfatte:

- Kontroll av summen av lastene, programmet man bruker bør kunne skrive ut summen av lastene for hvert lasttilfelle og disse lastene bør kontrolleres for hånd. Kontroll av egenvekten, er en god kontroll på geometri og tverrsnitt.
- Grafisk kontroll av lastfordeling, intensitet og retning.
- Kontroll av plassering av trafikkklaster.

En del av kreftene som virker på en konstruksjon kan relativt enkelt beregnes for hånd, som for eksempel momenter på grunn av egenvekt i bjelker og søyler.

Utenom NovaFrame er følgende programmer vært i bruk:

- AutoCAD 2012
- PTC Mathcad Prime 2.0
- PTC Mathcad 15.0
- Microsoft Word 2010
- Microsoft Excel 2010

2.6.1 NovaFrame (v.5.0)

NovaFrame er et generelt 4D rammeprogram med Windows brukergrensesnitt, og programmet bygger på elementteori for bjelker. Programmet er utviklet av Aas Jacobsen.

Programmet har en innebygd funksjon for påsetting av trafikklaster.

Det NovaFrame gjør, er at det bruker influenslinjer til å finne de mest ugunstigste trafikkplasseringene for gitte reaksjonskrefter/momenter.



Figur 2.12: Oppstartsbilde NovaFrame

Programmet benytter dessuten databasen QUADRI, som også benyttes i betongdimensjoneringsprogrammet NovaDesign.

Dette gjør det mulig å kjøre en full integrasjon av analyse- og dimensjoneringsprosessen.

I NovaFrame kan man kjøre følgende typer analyser:

- Statisk analyse med eller uten 2. ordens effekt
- Dynamisk (egenfrekvenser og moder)
- Stokastisk vindanalyse
- Jordskjelvsanalyse
- Knekkingsanalyse

NovaFrame:

- Definere input enten ved brukergrensesnitt eller med ASCII input
- Inneholder automatisk beregning av tverrsnitts konstanter for både standard tverrsnitt og generelle tverrsnitt med tilhørende spenningsberegning
- Elementmodellen genereres fra veglinjedata
- Har de fleste typer laster, inklusiv trafikklaster og forspenning implementert
- Håndterer systemer slik at byggeprosesser kan simuleres
- Inneholder automatisk generering av lastkombinasjoner, samt automatisk bestemmelse av 12 kritiske lastkombinasjoner for hvert snitt og grensetilstand
- Kan vise eller generere ut all input og resultater visuelt på skjermen, i tillegg kan man med en rekke hjelpemidler kontrollere modell, laster og lastkombinasjoner

3. MATERIALE

I spennarmerte betongkonstruksjoner får man som regel påført høyere betong trykkspenninger enn i slakkarmerte konstruksjoner, dette medfører at man benytter som oftest en høyere fasthet i betongen. Høye lokale trykkspenninger ved konsentrerte forankringer er også en årsak til at man velger en høyere fasthet.

Vanlig velger man en fasthet mellom B35 eller B55 for spennarmerte betongkonstruksjoner, og i enkelte tilfeller også høyere fasthet enn dette.

3.1 BETONG

Materialfaktor: 1,5

Miljøklasse MA

Betongkvalitet C55-SV40 (B45 EC.2)

Eksponeringsklasse: XD3

Konstruksjonsklasse: S6

Dimensjonerende fastheter, 3.1.6, ref. (2) :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{ck} = 45$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 45}{1,5} = \underline{25,5MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,7$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 2,7}{1,5} = \underline{1,5MPa}$$

Elastisitetsmodul, tab.3.1, ref. (2):

$$f_{cm} = 53$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{53}{10} \right)^{0,3} = \underline{36283,2MPa}$$

3.2 SLAKK ARMERING

B500C

Overdekningskrav: 55mm

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 N/mm^2$$

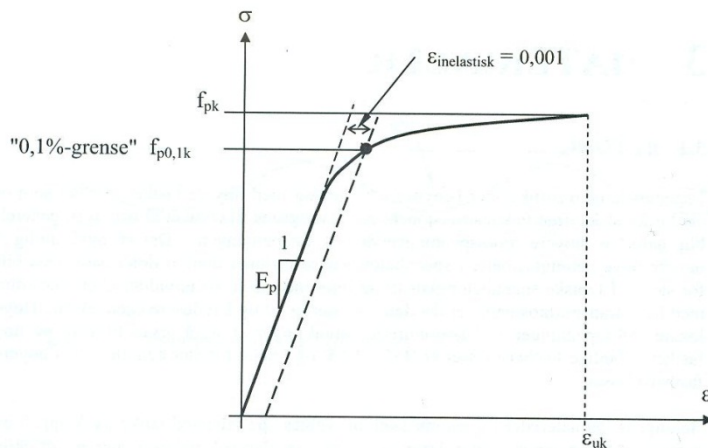
$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 MPa$$

3.3 SPENNARMERING

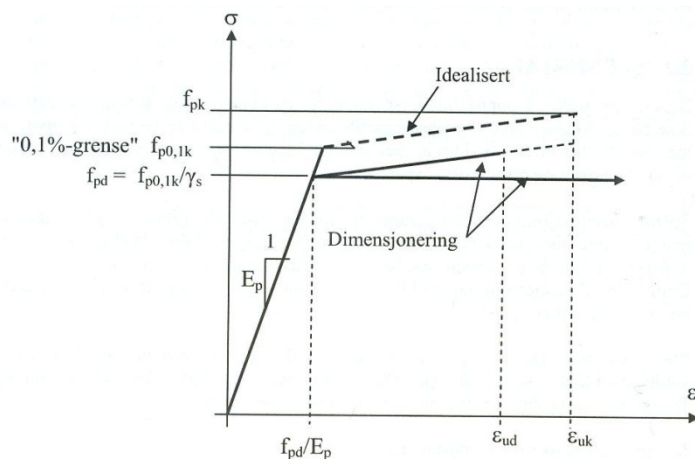
Dersom man ikke ønsker å få strekkspenninger i betongen i bruksgrensetilstand, dvs. full forspenning av konstruksjonen, er det nødvendig å benytte stål med høy fasthet. Siden spennkreftene i konstruksjonen reduseres over tid på grunn av tap fra kryp og svinn i betongen og relaksasjon i stålet, er dette helt nødvendig.

Reduksjonen av spenning i spennarmeringen og med tilhørende reduksjon av trykkspenninger i betongen på grunn av overnevnte effekter, er som regel uavhengige av fastheten til stålet. Dette skyldes vanlig slakkarmert armeringsstål og høyfast spennstål har omtrentlig samme elastisitetsmodul, dette fører igjen til at spenningstapet man opplever i spennstål med høy fasthet blir prosentvis mindre enn for vanlig slakkarmert armeringsstål.

Figuren under viser typisk forløpet for en spennings-tøyningskurve for et kaldbearbeidet høyfasthets stål. Man ser ut fra figuren at den karakteristiske fastheten blir definert som 0,1 % -grensen, $f_{p0,1k}$, som tilsier den spenningen hvor stålet har oppnådd 0,1 % inelastisk tøyning.



Figur 3.1: Typisk spennings-tøyningskurve for spennstål



Figur 3.2: Idealisert spennings-tøyningskurve for spennstål

Spennarmering som er blitt brukt er Cona-Multi spennstausystem, av typen 1206 og 1906, hvor de to første sifrene betyr antall tau og to siste betyr størrelse pr. tau. Altså for type 1206 vil dette si 12tau à 0,6" tau.

Overdekningskrav: 65mm

$$A_{p-1206} = 0,6 \cdot 12\tau = 140 \cdot 12 = 1680 \text{ mm}^2$$

$$A_{p-1906} = 0,6 \cdot 19\tau = 140 \cdot 19 = 2660 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$E_p = 1,96 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Sagbakken bru er dimensjonert etter Cona-Multi spenntausystem som bygger på NS 3473. I denne masteroppgave er det valgt å bruke NS-EN 1992-1-1. NS 3473 angir flytegrensen til spennstålet ved 0,2 % inelastisk tøying, hvor eurokoden angir flytegrensen ved 0,1 % inelastisk tøying. Velger å benytte $f_{p0,1k}$ etter Spennteknikks brosjyre BBR VT CONA CMI spenntausystem, som oppgir $f_{p0,1k} = 1640 \text{ N/mm}^2$.

Sagbakken bru er tidligere dimensjonert med en flytegrense lik 0,2 %, og siden det i denne rapporten vil bli brukt en flytegrense på 0,1 %, vil man få andre oppspenningskrefter.

Cona-Multi type 1206:

Kraften som påføres en spennkabel, dvs. kraften i den aktive enden under oppspenning, skal ikke overskride følgende verdi, punkt 5.10.2.1, ref. (2):

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

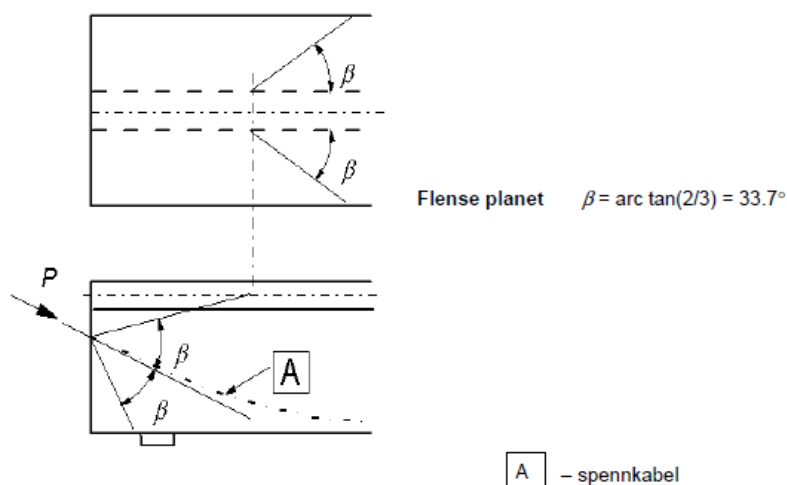
$$F_{p0,1k} = 1680 \cdot \min \{ 1488; 1476 \} = 2479,68 \text{ kN}$$

Cona-Multi type 1906:

Kraften som påføres en spennkabel, dvs. kraften i den aktive enden under oppspenning, skal ikke overskride følgende verdi, punkt 5.10.2.1, ref. (2):

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

$$F_{p0,1k} = 2660 \cdot \min \{ 1488; 1476 \} = 3926,16 \text{ kN}$$



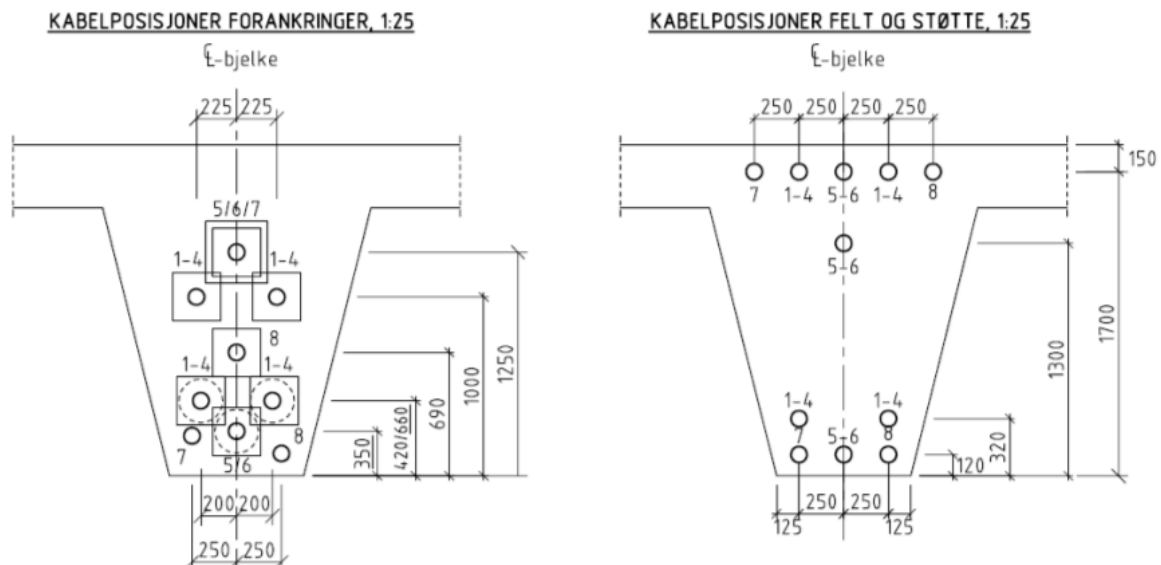
Figur 3.3: Illustrasjon av fordeling av oppspenningskraft

Øvrig beregningstekniske data er hentet fra Spenneteknikks brosjyre, BBR Cona Multi spennautsystem:

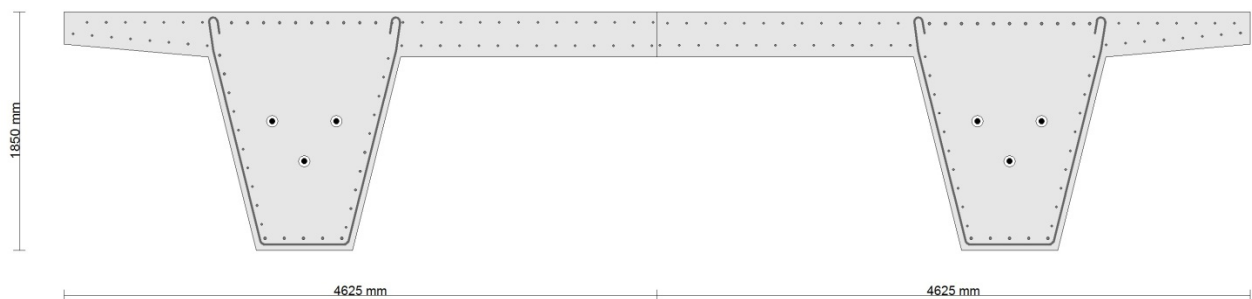
- Friksjonskoeffisient $\mu=0,18$
- Tilleggsvinkel pr. meter pga. uunngåelige bøyninger $\alpha=0,01$ rad/m
- Låsetap pga. kilesetting og taugledning = 6mm

Oppspenning i passiv ende settes til 0 %, og aktiv side settes til 90 % i NovaFrame. Dersom trykkspenninger i bruddgrensetilstand blir store, velges det å gå ned til 85 % oppspenning i aktiv ende.

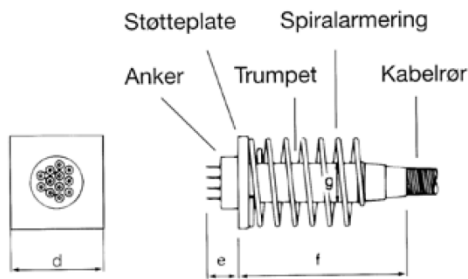
Plasseringen av spennkablene, blir lagt inn som angitt fra blad nr. K840 utgitt fra Statens Vegvesen.



Figur 3.4: Kabelposisjoner fra opprinnelige tegning (blad nr. K840)



Figur 3.5: Kabelposisjon i NovaFrame, start (K1 og K8 synlig)



Figur 3.6: Aktiv forankring

Ved skjøtekoblinger av BBR Cona Multi, er skjøtekoblingen av typen Sh som blir brukt til kobling opp mot spent kabel. Med en slik kobling kan en kabel skjøtes i en støpefuge til en spent kabel. Låseankerene her er gjenget utvendig og kobles sammen med en koblingshylse med innvendig gjenger. For å unngå glidning på tauene, låses kilene til med en låseplate, ref. (3).

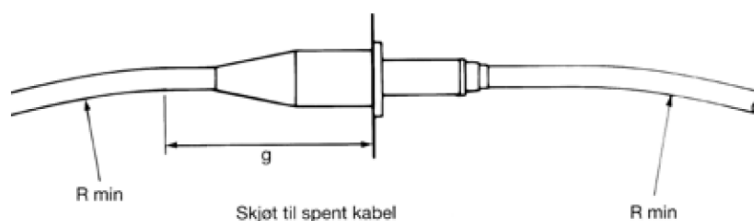


Figur 3.7: Fast kobling, skjøt til spent kabel, type Sh

For å unngå problemer ved oppspenning og for at systemets utmattingsegenskaper ikke skal forringes, skal man ha en minste rettstrekning og bøyingsradius lik:

Antall 0,6" spenntau	12	19
Radien R, minimum [m]	4,5	5,0
Rettstrekning [m]	0,9	1,0

Tabell 3.1: Rett del nærmest forankring

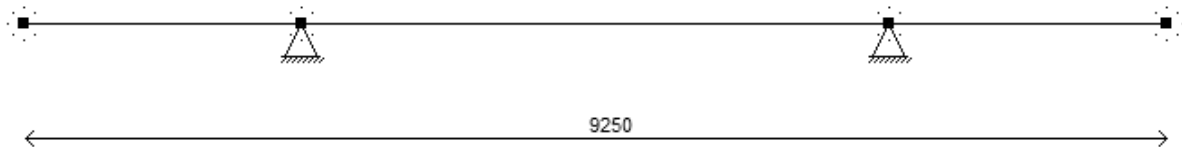


Figur 3.8: Rett del nærmest forankring

4. STATISK SYSTEM

Det statiske systemet som er blitt modulert er basert på enkelte forenklinger, som blant annet at veibanen er modulert med ett tverrfall på null grader. Hvor det opprinnelig er et tverrfall på 8 %. Andre forenklinger som er blitt gjort, er at breddeutvidelsen er neglisjert.

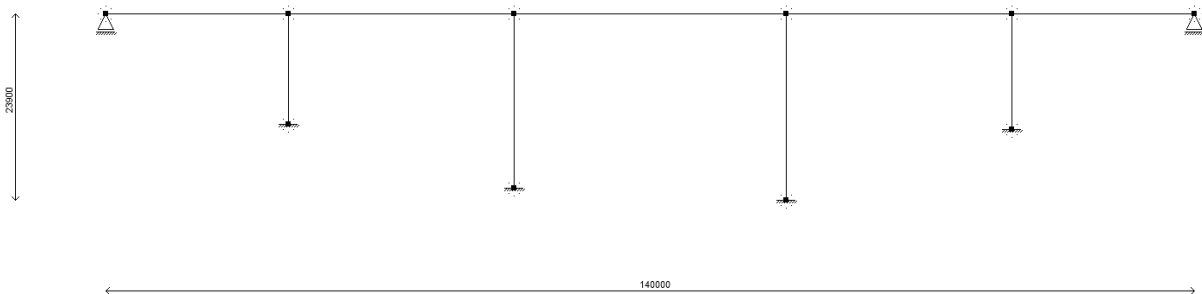
4.1 STATISK SYSTEM I TVERRETNING



Figur 4.1: Forenklet modell av det statiske system i tverretning

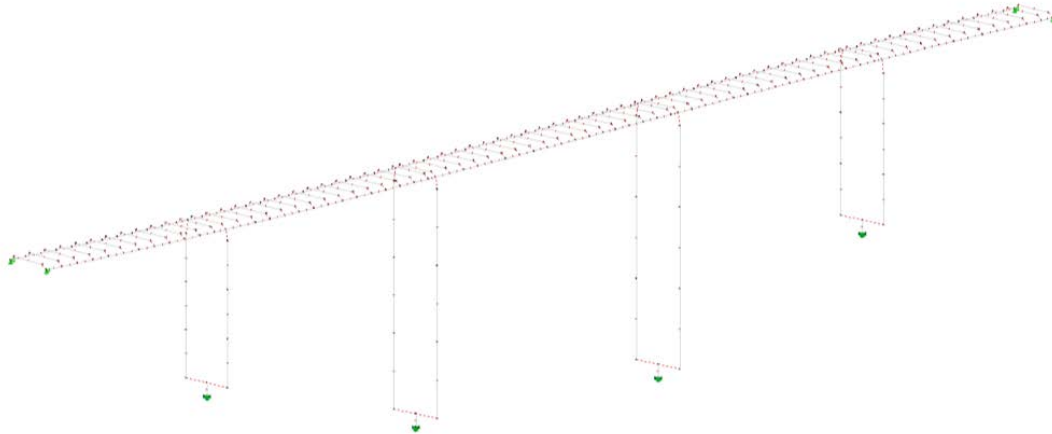
Bredden av brua settes til konstant bredde lik 9250 mm over hele brulengden, mens diameter på søylene er lik 1250 mm.

4.2 STATISK SYSTEM I LENGDERETNING

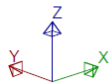
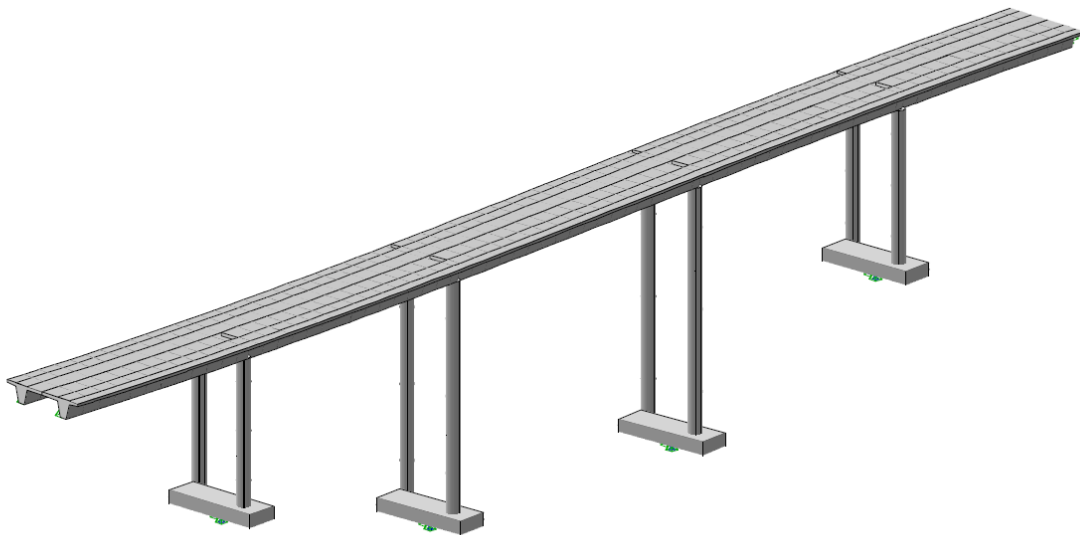


Figur 4.2: Forenklet modell av det statiske system i lengderetning

Alle søyler er fastinnspent i bunn og har monolittisk forbindelse i søyletopp, mens brubjelken har glidelager ved landkar.



Figur 4.3: NovaFrame modell uten påtegnet tverrsnitt



Figur 4.4: NovaFrame modell med tverrsnitt

5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

På grunn av sin art og hvor sannsynligheten for at lastene skal opptre, deles lastene opp i følgende grupperinger:

- Permanente laster
- Variable laster
- Ulykkeslaster
- Deformasjonslaster

I denne rapporten vil der legges størst vekt på de permanente lastene og variable laster som trafikk og naturlaster.

5.1 PERMANENTE LASTER

Permanente laster kan anses som konstante for det tidsrom som betraktes og man kan liste opp følgende:

- Egenlast, tyngden av konstruksjonen
- Tyngden av permanent utstyr og ballast som ikke kommer til å bli fjernet
- Vanntrykk fra vannstand eller grunnvann med en midlere tetthet. For Sagbakken bru kommer ikke dette til å være aktuelt.
- Jordtrykk

5.1.1 Egenlast

Alle permanente deler av konstruksjonen og deres tyngde regnes som egenlast. Konstruksjonstoleranser skal normalt ikke tas hensyn til ved beregning av egenlasten. I denne rapporten er det valgt å bruke en tyngdetetthet for spennarmert betong lik 26 kN/m^3 og 25 kN/m^3 for søylene, som grunnlag for beregning av egenlast.

ÅDT	Spennvidde l [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
< 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)
≥ 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	3,0 kN/m ² (120 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)

Tabell 5.1: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane ved dim. av bruer, ref. (4)

I følge 2.3.2.2, ref. (4), om belegning, skal det alltid regnes med vekten av belegning/slitelag på brudekket i tillegg til egenvekten av det prosjekterte tverrsnitt.

Vekten av slitelaget skal fastsettes i hvert enkelt tilfelle, slik at alle framtidige egenlastsituasjoner dekkes. Flere forhold skal være med i vurderingen, som brutype, spennvidder, type brudekke, trafikkmengde, vedlikehold og økonomi.

For alle bruer unntatt henge- og skråstagsbruer, skal tyngden av slitelaget ikke være mindre enn $2,0 \text{ kN/m}^2$.

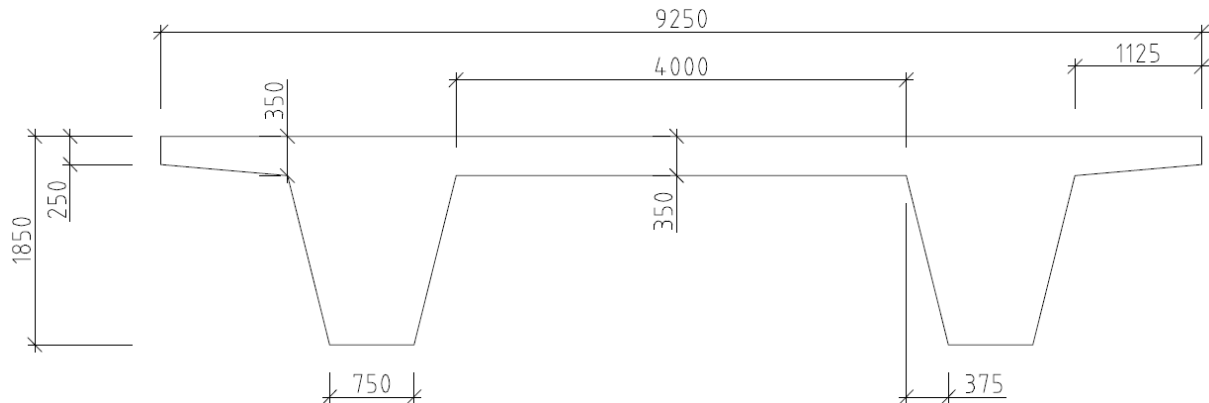
Slik tilfellet er for Sagbakken bru, hvor man har dekkekonstruksjon i betong, skal den konstruktive nødvendige armerings overdekning ikke regnes med i slitelaget.

Fra tabell 3.1 får man for bru med spennvidde mellom 10 og 35 meter og $\text{ÅDT} \geq 2000$ en slitelagsvekt på $3,0 \text{ kN/m}^2$. Fra tegninger utgitt fra Statens Vegvesen, bladnr. K800, ser man at det er dimensjonert med en slitelagsvekt på $3,0 \text{ kN/m}^2$, velger derfor å bruke dette for denne rapporten også.

I følge tabell A.1, ref. (5), skal følgende tyngdetettheter benyttes:

- Armert betong: 25 kN/m^3
- Armert betong, uherdet: 26 kN/m^3
- Spennarmert betong: 26 kN/m^3
- Fuktisolering/slitelag: $3,0 \text{ kN/m}^2$

5.1.1.1 Egenvekt brudekke



Figur 5.1: Tverrsnitt av bruprofil, uten rekkverk, slitelag eller kantdrager påtegnet.

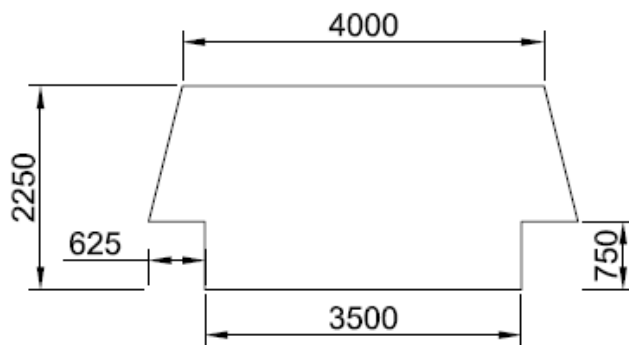
$$A_c = (350 \cdot 7000) + (2 \cdot 250 \cdot 1125) + \left(\frac{2 \cdot 100 \cdot 1125}{2} \right) + (2 \cdot 750 \cdot 1500) + \left(\frac{2 \cdot 2 \cdot 375 \cdot 1500}{2} \right) = 6500000 \text{ mm}^2$$

$$g_1 = 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 6,5 \text{ m}^2 = 169,0 \text{ kN/m}$$

Fordeles likt på begge bjelker:

$$\frac{169,0}{2} = 84,5 \text{ kN/m}$$

5.1.1.2 Egenvekt tverrbærer



Figur 5.2: Tverrsnitt av tverrbærer

$$A_{c.tverrbærer} = (3500 \cdot 2250) + (375 \cdot 1500) + (2 \cdot 250 \cdot 1500) = 9187500 \text{ mm}^2$$

$$g_2 = 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 9,1875 \text{ m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 239 \text{ kN}$$

Forenkler i NovaFrame, og påføres som punktlast fordelt likt på begge søyler, 119,5kN.

5.1.1.3 Superegenvekt – slitelag

Egenvekt fra slitelag, summert for føringsbredden 9,15m:

$$g_3 = 3,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 9,150 \text{ m} = 27,45 \text{ kN/m}$$

Fordeles likt på begge bjelker:

$$\frac{27,45}{2} = 13,73 \text{ kN/m}$$

5.1.1.4 Egenvekt rekkverk

Brurekkverk skal utformes i overensstemmelse med NS-EN 1317 og håndbøkene 231 Rekkverk, 267 Vegrekkverk og 268 Brurekkverk.

I denne rapporten er det ikke tatt hensyn til utforming og type rekkverk, men det settes en egenvekt på rekkverket lik:

$$g_4 = 1,0 \text{ kN/m}$$

5.1.2 Jordtrykk og vanntrykk

Jordtrykk og vanntrykk er ikke relevant i denne rapporten.

5.2 VARIABLE LASTER

Variable laster er laster som opptrer periodevis, som ikke er permanente laster, og er som følgende:

- Trafikklast
- Snølast
- Vindlast
- Temperaturlast
- Vanntrykk
- Strømlast
- Islast
- Friksjon i glidelager

5.2.1 Trafikklast

Trafikklast er belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeleere som man får alt fra fotgjengere til de tunge kjøretøyene som kan belaste konstruksjonen.

For Sagbakken bru er det kun belastninger fra kjøretøyer som er aktuelle.

Trafikklasten plasseres på brua i den mest ugunstige stilling i lengderetning og i tverretning innenfor den tilgjengelige føringsbredden.

Føringsbredden er den minste horisontale bredde av:

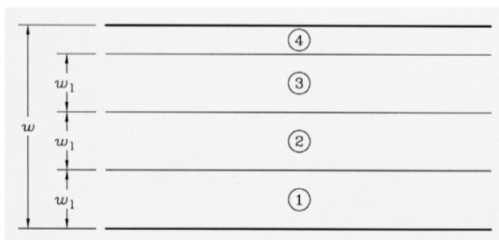
- Avstanden mellom skulderkanter
- Avstanden mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller en annen fysisk hindring
- Avstanden mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

For eksisterende bruer skal trafikklaster være i henhold til brukslastene definert i håndbok 238, men velger i denne rapporten å følge kravene/trafikklastene i henhold til europeisk regelverk. Dette vil kanskje medføre at man får større trafikklaster enn det brua er dimensjonert for, og betongspenninger vil eventuelt bli høyere.

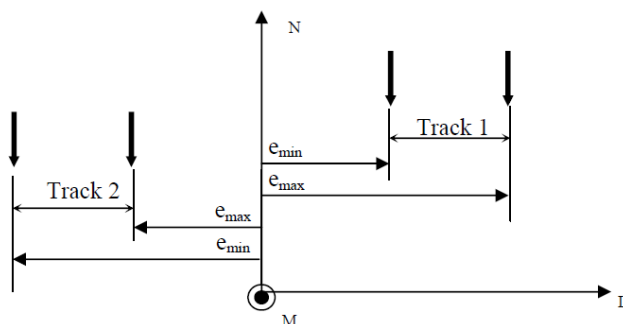
Lastmodeller som er oppgitt i standarden, ref. (6), er gjeldende for bruer som er kortere enn 200m. Sagbakken bru er 140 m, så lastmodeller fra standarden kan brukes.

Traffic Load Models	Characteristic values	Frequent values	Quasi-permanent values
Road bridges			
LM1 (4.3.2)	1000 year return period (or probability of exceedance of 5% in 50 years) for traffic on the main roads in Europe (α factors equal to 1, see 4.3.2).	1 week return period for traffic on the main roads in Europe (α factors equal to 1, see 4.3.2).	Calibration in accordance with definition given in EN 1990.
LM2 (4.3.3)	1000 year return period (or probability of exceedance of 5% in 50 years) for traffic on the main roads in Europe (β factor equal to 1, see 4.3.3).	1 week return period for traffic on the main roads in Europe (β factor equal to 1, see 4.3.3).	Not relevant
LM3 (4.3.4)	Set of nominal values. Basic values defined in annex A are derived from a synthesis based on various national regulations.	Not relevant	Not relevant
LM4 (4.3.5)	Nominal value deemed to represent the effects of a crowd. Defined with reference to existing national standards.	Not relevant	Not relevant
Footbridges			
Uniformly distributed load (5.3.2.1)	Nominal value deemed to represent the effects of a crowd. Defined with reference to existing national standards.	Equivalent static force calibrated on the basis of 2 pedestrians/m ² (in the absence of particular dynamic behaviour). It can be considered, for footbridges in urban areas, as a load of 1 week return period.	Calibration in accordance with definition given in EN 1990.
Concentrated load (5.3.2.2)	Nominal value. Defined with reference to existing national standards.	Not relevant	Not relevant
Service vehicle (5.3.2.3)	Nominal value. As specified or given in 5.6.3.	Not relevant	Not relevant

Tabell 5.2: Bases for the calibration of the main Load Models, tab.2.1 ref. (6)



Figur 5.3: Eksempel på bane nummerering i de fleste tilfeller, ref. (6)



Figur 5.4: Eksentrisiteter for baner i NovaFrame

5.2.1.1 Vertikale trafikklaster

Innenfor vertikale trafikklaster har man fra punkt 4.3.1 (2), ref. (6), følgende lastmodeller:

a) Lastmodell 1 (LM1):

Konsentrerte og jevnt fordelte laster, som dekker effekten man får fra de fleste lastebiler og biler. Denne modellen bør brukes for generelle og lokale kontroller.

b) Lastmodell 2 (LM2):

En enkelt aksiallast plassert på spesifikke områder hvor dekkene danner kontakt med underlaget, som dekker den dynamiske effekten fra normal trafikk på korte strukturelle opplagre.

c) Lastmodell 3 (LM3):

Et sett av aksiallast enheter, som representerer spesial kjøretøy (f.eks. industriell transport), som kan kjøre på ruter som er godkjente for unormale laster, som er ment for generelle og lokale verifikasjoner.

d) Lastmodell 4 (LM4):

Last fra fotgjengere, kun ment for generelle verifikasjoner.

5.2.1.1.1 Lastmodell 1:

Lastmodell 1 er et todelt system, hvor de to delene er boggilast og en jevnt fordelt last.

Per imaginære kjørebane skal det beregnes en boggilast i lengderetning, men i beregningen skal hele boggilastsystemet være med. For hver aksling skal det være to identiske hjulkantrykk, hvor hvert hjul får 50 % av lasten. Hvert hjultrykk vil ha en kontaktflate på 0,4m x 0,4m.

Den jevnt fordelte lasten er oppgitt som last per kvadratmeter, og skal benyttes i alle imaginære kjørebane og i de resterende områdene.

For alle bruer hvor det utføres beregninger pga. trafikk, skal føringsbredden deles opp i imaginære kjørebane, som vist i figur 5.7.

Fra punkt 4.3.2 (1), ref. (6), har vi følgende om lastmodell 1:

Lastmodell 1 består av to partielle systemer:

a) Dobbel-aksel konsentrerte laster, hvor hver akse har følgende vekt:

$$\alpha_Q \cdot Q_k$$

hvor α_Q er korreksjonsfaktor

b) Jevnt fordelte laster, får følgende vekt per kvadratmeter:

$$\alpha_q \cdot q_k$$

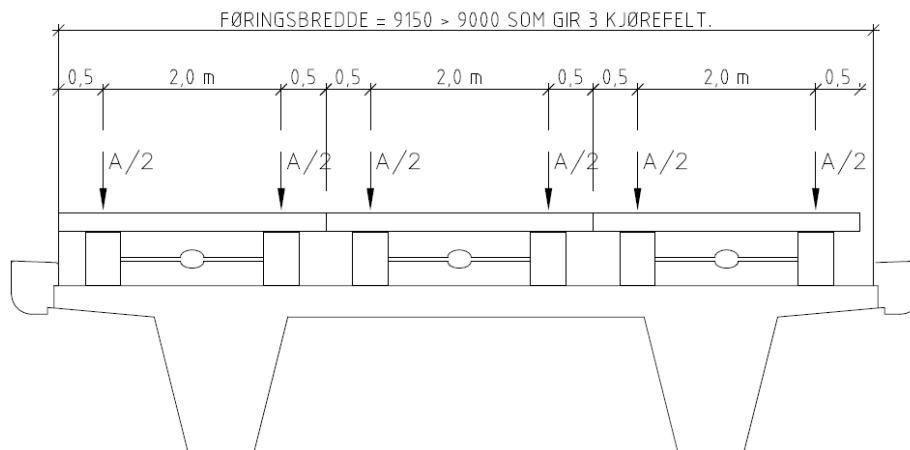
hvor α_q er korreksjonsfaktor

NA. 4.3.2, ref. (6), gir følgende:

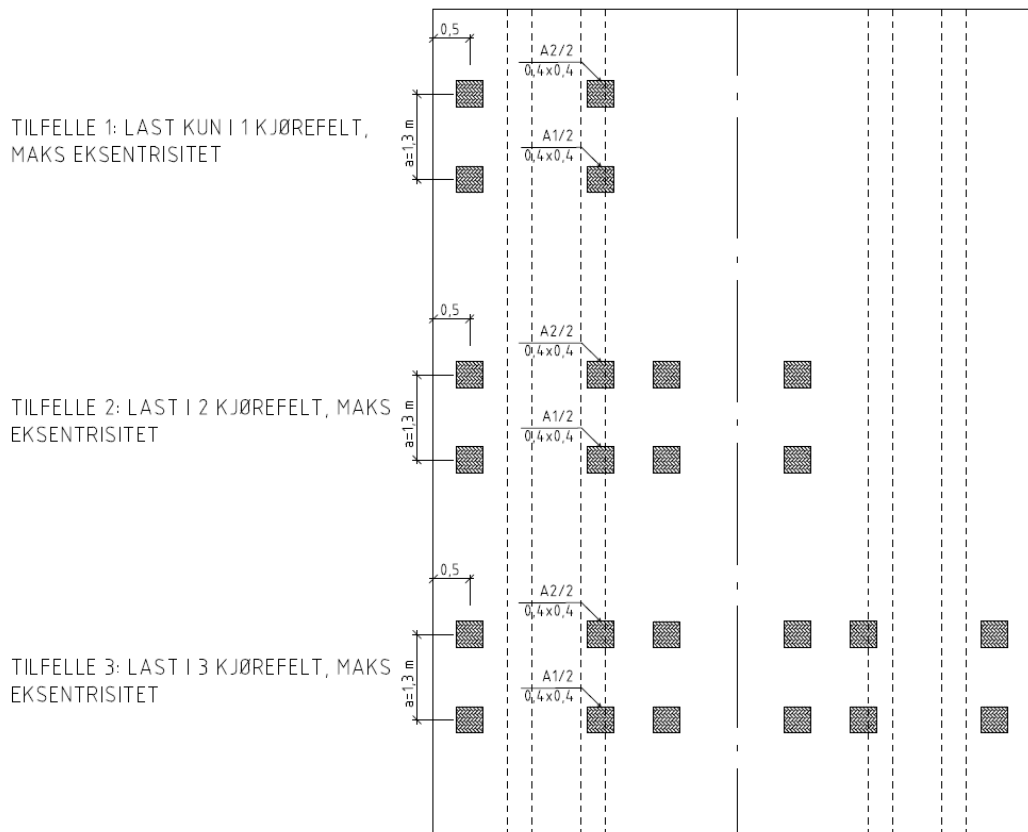
$$\alpha_Q = 1,0 \quad \alpha_{q1} = 0,6 \quad \alpha_{qi} = 1,0$$

Område:	Tandem system (TS)	Jevnt fordelt system (UDL)
	Aksel laster Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Bane nr 1	300	9,0
Bane nr 2	200	2,5
Bane nr 3	100	2,5
Resterende område	0	2,5

Tabell 5.3: Lastmodell 1; karakteristiske verdier



Figur 5.7: Inndeling av imaginære kjørefelt for Sagbakken bru.



Figur 5.8: Trafikklasttilfeller for Sagbakken bru, LMI.

Ut fra Tabell 5.3, og korreksjonsfaktorer gitt i eurokoden, kan man finne fram til følgende størrelser på punktlast og jevnt fordelt last pga. LM1:

Tilfelle 1:

$$q_{LM1} = q_{1k} \cdot \alpha_{q1} \cdot w_1$$

$$q_{LM1} = 9,0 \cdot 0,6 \cdot 3,0 = 16,2 \text{ kN/m}$$

$$Q_{LM1} = Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1}$$

$$Q_{LM1} = 300 \cdot 1,0 = 300 \text{ kN}$$

Tilfelle 2:

$$q_{LM1} = q_{1k} \cdot \alpha_{q1} \cdot w_1 + q_{2k} \cdot \alpha_{qi} \cdot w_2$$

$$q_{LM1} = 9,0 \cdot 0,6 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,0 \cdot 3,0 = 23,7 \text{ kN/m}$$

$$Q_{LM1} = Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1} + Q_{2k} \cdot \alpha_{qi}$$

$$Q_{LM1} = 300 \cdot 1,0 + 200 \cdot 1,0 = 500 \text{ kN}$$

Tilfelle 3:

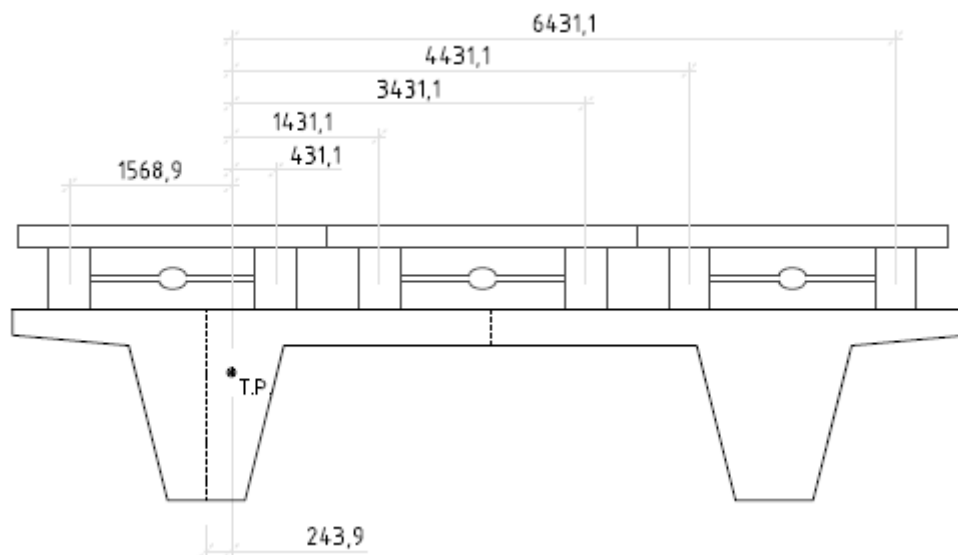
$$q_{LM1} = q_{1k} \cdot \alpha_{q1} \cdot w_1 + q_{2k} \cdot \alpha_{qi} \cdot w_2 + q_{3k} \cdot \alpha_{qi} \cdot w_3 + q_{q.rest} \cdot \alpha_{q.rest} \cdot w_{rest}$$

$$q_{LM1} = 9,0 \cdot 0,6 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,0 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,0 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,15 = 31,58 \text{ kN/m}$$

$$Q_{LM1} = Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1} + Q_{2k} \cdot \alpha_{qi} + Q_{3k} \cdot \alpha_{qi}$$

$$Q_{LM1} = 300 \cdot 1,0 + 200 \cdot 1,0 + 100 \cdot 1,0 = 600 \text{ kN}$$

Bruker Autocad for å finne frem til riktige eksentrisiteter:



Figur 5.9: Eksentrisiteter LM1, for venstre kjørefelt

Trafikklinje (elementer)	Bane 1		Bane 2		Bane 3	
	e_{\min} [m]	e_{\max} [m]	e_{\min} [m]	e_{\max} [m]	e_{\min} [m]	e_{\max} [m]
Venstre (101-172)	-1,5689	0,4311	1,4311	3,4311	4,4311	6,4311
Høyre (401-472)	1,5689	-0,4311	-1,4311	-3,4311	-4,4311	-6,4311

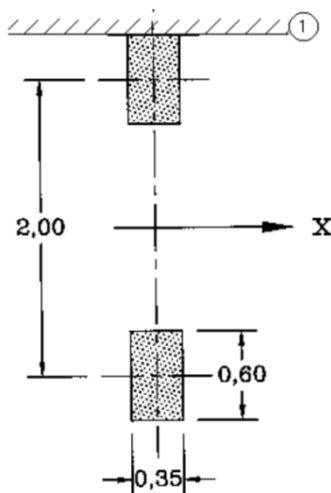
Tabell 5.4: Eksentrisiteter for lastmodell 1

5.2.1.1.2 Lastmodell 2:

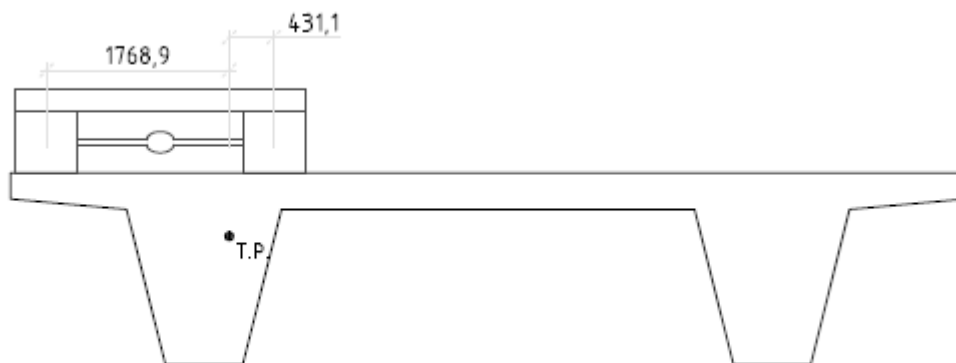
Lastmodell 2 er definert som en enkel aksling med last lik 400 kN, og kontaktflatene av hvert hjul er begrenset til et areal på 0,35m x 0,6 m.

Fra pkt. 4.3.3 (1), ref. (6), har vi følgende om lastmodell 2:

Lastmodell 2 består av en singel akslet last $\beta_Q Q_{ak}$, hvor $Q_{ak} = 400kN$ og $\beta_Q = 1,0$ (NA.4.3.3(2), ref. (6)).



Figur 5.10: Lastmodell 2, ref. (6)



Figur 5.11: Eksentrisitet for LM2, venstre kjørefelt

Trafikklinj (elementer)	Bane 1	
	e_{\min} [m]	e_{\max} [m]
Venstre (101-172)	-1,7689	0,4311
Høyre (401-472)	1,7689	-0,4311

Tabell 5.5: Eksentrisiteter for lastmodell 2



5.2.1.1.3 Lastmodell 3:

Lastmodell 3 er for spesielle laster som f.eks. dumper o.l. og bestemmes ut for hvert enkelt prosjekt. Velger å neglisjere dette i denne rapporten.

5.2.1.1.4 Lastmodell 4:

Lastmodell 4 tar for seg store folkemengder som evt. måtte gå på bruene, dersom det skulle være relevant, settes en jevnt fordelt last på brubanens areal lik 5 kN/m^2 .

Sagbakken bru er kun for trafikk, ikke fotgjengere, ergo kan man se bort fra lastmodell 4.

5.2.1.2 Horisontale trafikklaster; bremselast + sidelast + sentrifugallast

Horisontale trafikklaster kan ikke opptre alene, de opptrer samtidig med de tilhørende vertikale trafikklaster. Sentrifugallasten kan ikke opptre samtidig som bremselast og sidelast.

5.2.1.2.1 Bremselast

Bremselaster forutsettes å opptre i bruas lengderetning i høyde med kjørebane, og antas å virke som en jevnt fordelt last over bruas lengde.

Bremselast, Q_{lk} , skal bli tatt opp som en langsgående kraft som virker på overflaten av kjørebane, 4.4.1 (1)P, ref. (6).

Den karakteristiske verdien av Q_{lk} , begrenses til 900 kN for den totale bredden av broen, og skal bli kalkulert som en brøkdel av den totale maksimum av de vertikale laster som hører til last modell 1 påført bane 1, og kan regnes som, 4.4.1 (2), ref. (6):

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot (2 \cdot Q_{lk}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{lk} \cdot w_1 \cdot L$$

$$180 \cdot \alpha_{q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

$$180 \text{ kN} \cdot 1,0 \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

hvor L er lengden av dekket som blir utsatt.

Sagbakken bru er 140m lang totalt, med største delspenn på 35m. Det er usannsynlig at man får bremselast på hele brulengden samtidig, ergo velger å sette $L = 70 \text{ m}$.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 0,6 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 70$$

$$Q_{lk} = 360 + 113,4 = 473,4 \text{ kN}$$

$$(L = 140 \rightarrow Q_{lk} = 586,8 \text{ kN} = 4,2 \text{ kN/m})$$

Velger å være på konservativ side og bruker $Q_{lk} = 4,2 \text{ kN/m}$, hvor man antar at hver av bjelkene opptar like stor andel av lasten.

5.2.1.2.2 Sentrifugallast

Sentrifugallast skal bli ansett som en tverrgående last, som virker som en punktlast plassert vilkårlig på brua.

Tabell 4.3, ref. (6):

For en radius mellom 200-1500m, kan den karakteristiske verdi for sentrifugallast settes lik:

$$Q_{ik} = \frac{40 \cdot Q_v}{r}$$

$$Q_v = \sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik})$$

$$Q_v = (1,0 \cdot 2 \cdot 300) + (1,0 \cdot 2 \cdot 200) + (1,0 \cdot 2 \cdot 100)$$

$$Q_v = 1200 \text{ kN}$$

$$r_1 = 330$$

$$r_2 = 400$$

$$Q_{ik_1} = \frac{40 \cdot 1200}{330} = 145,5 \text{ kN}$$

$$Q_{ik_2} = \frac{40 \cdot 1200}{400} = 120 \text{ kN}$$

5.2.1.2.3 Sidelast

Sidelast er virkning av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt og lignende, og skal beregnes som følger, 4.4.2 (4), ref. (6):

$$Q_{irk} = 25\% \cdot Q_{ik}$$

$$Q_{irk} = 25\% \cdot 4,2 = 1,05 \text{ kN/m}$$

Sidelast skal bli betraktet samtidig som bremselasten opptrer.

5.2.2 Snølaster

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier, fergekaibruer eller gangbruer. Dersom konstruksjonsdelen kan brukes til lagringsplass for snø eller ikke kan påregnes ryddet for snø, må lasten vurderes særskilt 2.5.1, ref. (4).

Sagbakken bru ligger på en kvotehøyde 116 moh., og i følge Tabell NA.4.1(901), ref. (7), finner vi at:

$$s_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Antar normal topografi og ingen reduksjon pga. termiske effekter, NA.5.2, ref. (7),:

$$C_e = 1,0 \text{ og } C_t = 1,0$$

Formfaktor for bru som har mindre fall enn 30° , tabell 5.2 i ref. (7):

$$\mu = 0,8$$

Dimensjonerende snølast blir som følger:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,0} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,5 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3 Vindlast

Vindlast bestemmes etter NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009, ref. (8).

I følge 8.2. (1), ref. (8), merknad 3:

For vanlige brudekker med et spenn som er mindre en 40 m, er det ikke nødvendig med en dynamisk beregning.

2.5.2 ref. (4):

Velger Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor laveste egensvingeperiode er $< 2s$.

Eksempel på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner.

4.2 (2), ref. (8)

Tabell NA.4(901.1), ref. (8), gir:

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

$c_{alt} = 1,0$ pga konstruksjonen er under regional tregrense

$$c_{dir} = 1,0 \quad c_{season} = 1,0 \quad c_{prob} = 1,0$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22 = 22 \text{ m/s}$$

Basisvindhastighetstrykk er gitt i ligning 4.10, ref. (8):

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22^2 = 0,3025 \text{ kN/m}^2$$

Middelvind er gitt i ligning 4.3, ref. (8):

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

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{for } z \leq z_{\min}$$

Høyden på bruene antas til å være ca 24 m på det høyeste, $z = 24\text{m}$

Ut i fra figur 1.1, blir terrengkategori III antatt, som gir fra tabell NA.4.1, ref. (8):

$$z_0 = 0,3\text{m} \quad z_{\min} = 8\text{m} \quad z_{\max} = 200\text{m}$$

Dette gir:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{24}{0,3}\right) = 0,944$$

Antar at terrengformfaktoren (flatt terreng): $c_0(z) = 1,0$

$$v_m(24\text{m}) = 0,944 \cdot 1,0 \cdot 22 = 20,77 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykk, NA.4.5, ref. (8):

$$q_p(z) = \left[1 + 2k_p \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = \left[1 + 2k_p \cdot I_v(z)\right] \cdot q_m(z)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(24/0,3)} = 0,228$$

$$q_p(24\text{m}) = \left[1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,228\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20,77^2 = 0,700 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3.1 Vind på bru uten trafikklast

5.2.3.1.1 Vindkraft i x-retning (tvers på bru)

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,700}{0,3025} = 2,314$$

Antar åpent sikkerhet rekkverk på begge sider, $d_{tot}=d+0,6$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{9,150 + (2 \cdot 0,530)}{1,850 + 0,600} = 4,17$$

Figur 8.3, ref. (8) $\rightarrow c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,3$

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = (1,850 + 0,600) \cdot 1,0 = 2,45 \text{ m}^2/m$$

$$\rho = 1,25$$

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 2,314 \cdot 1,3 \cdot 2,45 \cdot 10^{-3} = 2,230 \text{ kN/m}$$

5.2.3.1.2 Vindkraft i z-retning (vertikalt)

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}$$

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

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,700}{0,3025} = 2,314$$

Anbefalt verdi for kraft vektoren på brudekker for både oppover og nedover, NA.8.3.3, ref. (8):

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L = (9,150 + 2 \cdot 0,530) \cdot 1,0 = 10,21 \text{ m}^2/m$$

$$\rho = 1,25$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 2,314 \cdot 0,9 \cdot 10,21 \cdot 10^{-3} = 6,432 \text{ kN/m}$$

$$\text{Eksentrisitet, } e: e = \frac{b}{4} = \frac{10,21}{4} = 2,55 \text{ m}$$

5.2.3.1.3 Vindkraft i y-retning (langsetter)

$$F_{w,y} = 25\% \cdot F_{w,x}$$

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot 2,230 = 0,557 \text{ kN/m}$$

5.2.3.2 Vind på bru med trafikklast

Når man tar vurdering av samtidig vind og trafikklast, kan vindkasthastighetstrykket beregnes etter NA.8.1 (4), ref. (8): Vindhastigheten $v_{b,0}^*$ og tilhørende vindfelt, bestemmes slik at vindkasthastigheten ved kjørebans høyeste punkt er 35 m/s . $v_{b,0}^*$ skal ikke settes høyere enn $v_{b,0}$ i tabell NA.4(901.1).

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 35^2 = 0,7656 \text{ kN/m}^2$$

Brukonstruksjoner i vindklassene I og II, skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindflaten av kjøretøy på vegbruer antas som en rektangulær flate med høyde 2 m regnet fra kjørebans overside. Det skal ikke samtidig regnes med tillegg fra rekkverk, punkt 2.5.2.5, ref. (4).

5.2.3.2.1 Vindkraft i x-retning (tvers på bru)

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,7656}{0,3025} = 2,531$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{9,150 + (2 \cdot 0,530)}{1,850 + 2,000} = 2,65$$

Figur 8.3, ref. (8) $\rightarrow c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,75$

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = (1,850 + 2,000) \cdot 1,0 = 3,85 \text{ m}^2/m$$

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 2,531 \cdot 1,75 \cdot 3,85 = 5,158 \text{ kN/m}$$

5.2.3.2.2 Vindkraft i z-retning (vertikalt)

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}$$

Anbefalt verdi for kraftfaktoren på brudekker for krefter både oppover og nedover,

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

, kan normalt brukes som angitt når det ikke utføres vindtunnelforsøk. NA.8.3.3 ref. (8).

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

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,7656}{0,3025} = 2,531$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L = (9,150 + 2 \cdot 0,530) \cdot 1,0 = 10,21 \text{ m}^2/m$$



$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 2,531 \cdot 0,9 \cdot 10,21 \cdot 10^{-3} = 7,035 \text{ kN/m}$$

5.2.3.2.3 Vindkraft i y-retning (langsetter)

$$F_{w,y} = 25\% \cdot F_{w,x}$$

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot 5,158 = 1,290 \text{ kN/m}$$

5.2.4 Temperatur

Temperaturlast er en sammensetting av virkningene man får fra endringer i konstruksjonens middeltemperatur, temperaturforskjell mellom ulike deler av konstruksjonen eller temperaturgradienter under ulike tverrsnitt av brukonstruksjonen.

Temperaturlaster regnes i henhold til ref. (9).

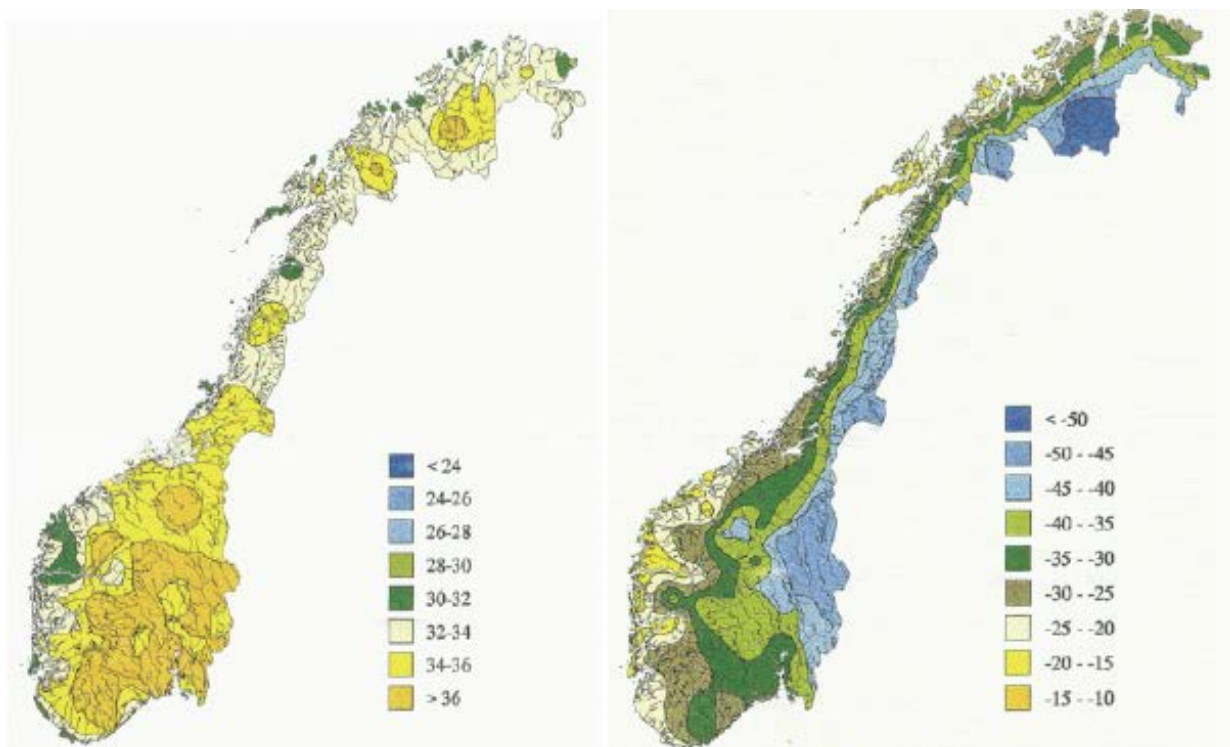
NA.A1 (3), ref. (9):

Verdien for T_0 kan normalt settes lik $10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Ut fra NA. A1 og A2, ref. (9), har vi følgende maksimum og minimum temperatur for Oslo:

$$T_{\max} = > 36^{\circ}\text{C} \quad \rightarrow T_{\max} = +36^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = (-35) - (-30)^{\circ}\text{C} \quad \rightarrow T_{\min} = -35^{\circ}\text{C}$$



Figur 5.12: Isotermkart for maks.- og min. temp., fig. NA. A1/A2, ref. (9)

Bruoverbygning for betong, type 3, NA.6.1.1, ref. (9). Gir i figur NA.6.1, ref. (9):

Laveste jevnt fordelte brutemperaturandel: $T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -27^{\circ}\text{C}$

Høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel: $T_{e,\max} = T_{\max} - 3 = +33^{\circ}\text{C}$

Fra punkt 6.1.3.3, ref. (9):

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-27) = +37^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 33 - 10 = +23^{\circ}\text{C}$$

Lineært varierende temperaturdifferansene for brua bestemmes ut fra ref. (9), tabell NA.6.1:

Betongdekket:

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

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

I henhold til tegning K800 er slitelagtykkelsen lik 102 mm. Verdiene skal derfor multipliseres med en overflatefaktor lik 0,7 for overside varmere enn underside og 1,0 for underside varmere enn overside.

I NovaFrame velges:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 0,7 \cdot 15 = 10,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 1,0 \cdot 8 = 8,0^{\circ}\text{C}$$

I henhold til ref. (9), pkt. NA. 6.1.4.3 settes temperaturdifferansen i horisontal retning lik 5°C mellom bruas sideflater, uavhengig av bruas bredde.

Temperaturutvidelseskoeffisient for betong: $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$.

Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt varierende temperaturandel regnes som angitt i 6.1.5, ref. (9). Se også 2.5.6.7 i HB 186 v. 2009, hvor det står følgende:

Videre skal forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler, samt eventuell horisontal varierende temperaturandel, regnes å virke samtidig med forannevnte temperaturandeler. Forskjell i temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler gis samme faktor ω_N som jevnt fordelt temperaturandel. Eventuell horisontal varierende temperaturandel gis faktor ω_H .

Følgende tre sett med kombinasjonsfaktorer for samtidighet av temperaturandeler skal benyttes:

Kombinasjon:	ω_M	ω_N	ω_H
1	1,0	0,35	0,5
2	0,75	1,0	0,5
3	0,75	0,35	1,0

Tabell 5.6: Kombinasjonsfaktorer for samtidighet av temperaturandeler, HB185 v.2009

Alle kombinasjoner av temperaturandeler anses mulig. Hvor også eventuell horisontal varierende temperaturandel kun tas med der $\Delta T_{N,eks}$ inngår.

Fra 6.1.5, ref. (9) har vi følgende:

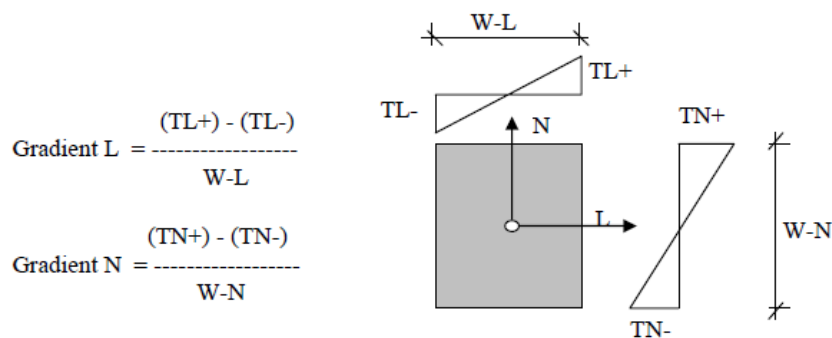
$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

eller

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

Hvor den verste effekten skal velges.

I NovaFrame blir gradient temperaturen regnet ut på følgende måte:



Figur 5.13: Utregning av temperaturgradient i NovaFrame

$$\text{Gradient N} = \frac{-8.0^\circ\text{C}}{1.850} = -4.324$$

$$\text{Gradient N} = \frac{10.5^\circ\text{C}}{1.850} = 5.676$$



5.2.5 Vanntrykk

Ikke aktuelt for denne konstruksjonen.

5.2.6 Strømlast

Ikke aktuelt for denne konstruksjonen.

5.2.7 Islast

Ikke aktuelt for denne konstruksjonen.

5.2.8 Friksjon i glidelager

Sagbakken bru har monolittisk sammenkobling av overbygning og søyler. Det vil dermed ikke være aktuelt med laster fra friksjon fra glidelager.

5.3 ULYKKESLASTER

Ulykkeslaster kan deles inn i følgende grupperinger:

- Jordskjelvlast
- Påkjøringslast
- Utmatningslast

5.3.1 Jordskjelvlast

- I følge tabell NA.2(901), ref. (10), er bruene i seismisk klasse II.
- Videre har man en seismisk faktor $\gamma_1 = 1,0$. (NA.2(903), ref. (10))

Seismisk klasse	$a_g S > 1,2 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2 < a_g S < 1,2 \text{ m/s}^2$	$a_g S < 0,5 \text{ m/s}^2$
I	0	0	0
II	1	0	0
III	2	1	0
IV	2	2	1

0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.

1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklete analysemetoder kan brukes der dette vurderes tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responspektrummetoden brukes.

2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responspektrummetoden skal brukes. Samfunnsmessig viktige vegbruer med $L_{\text{tot}} < 50 \text{ m}$ og $a_g < 1,2 \text{ m/s}^2$ kan analyseres i henhold til 1.

Tabell 5.7: Krav til analysemetode, NA.2(904) ref. (10)

- Fig. NA.3(901), ref. (11), for Oslo området gir grunnakselerasjon:
 $a_{g40\text{Hz}} = 0,5 \text{ m/s}^2$
 $a_{gr} = 0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}} = 0,4 \text{ m/s}^2$
 $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 0,4 \text{ m/s}^2 = 0,4 \text{ m/s}^2$
- Antar fjell som grunnforhold, gir grunntype A (tab. NA.3.1, ref. (11))
- Forsterkningsfaktor pga. grunnforhold (tab. 3.3, ref. (11)):
 $S = 1,0$
 $a_g \cdot S = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ m/s}^2 < 0,5 \text{ m/s}^2$

I følge Tabell 5.7, stilles der ingen spesielle krav til valg av analysemetode.

I følge punkt 3.2.1 (5), ref. (11), trengs det ikke å regne på jordskjelv i områder med lav seismisk aktivitet. Lav seismisk aktivitet kan beregnes som:

$$a_g \cdot S \leq 0,05g$$

$$a_g \cdot S = 0,40 \text{ m/s}^2 < 0,05 \cdot 9,81 = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Sagbakken bru trenger ikke å dimensjoneres for jordskjelv.



5.3.2 Påkjøringslast

Påkjøringslast vil kun være aktuelt dersom det hadde vært en veg under brua.

Under Sagbakken bru går det kun en grusveg som ikke er til fare for påkjøring av søyler og overbygning.

Dersom det ville ha vært aktuelt å sjekke for påkjøringslast, skulle dette vært sjekket i henhold til pkt. 2.7.2, ref. (4).

5.3.3 Utmattingslast

Sagbakken bru vil ikke bli kontrollert for utmatting i denne rapporten.

5.4 DEFORMASJONSLASTER

Deformasjonslaster er laster som er knyttet konstruksjonsmaterialets egenskaper eller påførte deformasjoner, som:

- Svinn og kryp
- Relaksjonstap
- Tap pga. friksjon
- Setninger

5.4.1 Svinn og kryp

Svinn og kryp beregnes i henhold til B.1 og B.2 ref. (2).

Det antas som følge punkt 5.3.3.2.2, ref. (4), at relativ luftfuktighet (RH) for bruoverbygning kan settes lik 70 %.

5.4.1.1 Bestemmelse av kryptall

B.1, ref. (2):

Kryptallet $\varphi(t, t_0)$ kan beregnes ut fra:

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

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad ; \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot (350 \cdot 7000) + (250 \cdot 2250) + (100 \cdot 1125) + (2 \cdot 750 \cdot 1500) + (2 \cdot 375 \cdot 1500)}{9250 + 4000 + 2 \cdot (250 + 750 + \sqrt{1125^2 + 100^2} + 2 \cdot \sqrt{1500^2 + 375^2})}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 6500000 \text{ mm}^2}{23693,53 \text{ mm}} = 548,7 \text{ mm}$$

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{53} \right]^{0,7} = 0,7479$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{53} \right]^{0,2} = 0,9204$$

Antar hele omkretsen av profilet utsettes for luft, $u = 23693,53 \text{ mm}$.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{548,7}} \cdot 0,7479 \right] \cdot 0,9204 = 1,173$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{53} \right]^{0,5} = 0,8126$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{53}} = 2,3077$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad ; \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot 70)^{18} \right] \cdot 548,7 + 250 \cdot 0,8126 = 1061,85 \leq 1500 \cdot 0,8126 = 1218,9$$

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad ; \text{for sementklasse N, } \alpha=0$$

$$\rightarrow t_0 = t_{0,T} = 28$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = 0,4884$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,172 \cdot 2,3077 \cdot 0,4884 = 1,3209$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{35 - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{35 - 28}{1061,85 + 35 - 28} \right]^{0,3} = 0,2212$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,3209 \cdot 0,2212 = 0,292$$

	Byggefase 1	Byggefase 2	Byggefase 3	Byggefase 4	Byggefase 5	Super- egenlast	100år
t	28	35	42	49	56	146	36500
t ₀	28	28	28	28	28	28	28
φ(t, t ₀)	0,000	0,292	0,359	0,405	0,441	0,662	1,310

Tabell 5.8: Kryptall etter byggefaser, superegenlast og 100år

5.4.1.2 Korttidsvirkning av kryp

Sekant E-modul for B45 betong:

$$E_{cm} := 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa} = 36283 \cdot \text{MPa}$$

Gjennomfører først en spenningsberegning etter kort tid, antar urisset tverrsnitt:

$$E_p := E = 196000 \cdot \text{MPa}$$

$$A_c = 3.25 \text{ m}^2$$

$$A_p := (4 \cdot 1680 + 2660) \text{ mm}^2 = 9380 \cdot \text{mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.402$$

Det gir det transformerte tverrsnittet (en bjelke/halve brutverrsnittet):

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 3.291 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Beliggenheten av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p , bestemmes ved momentet av areal om betongens tyngdepunktakse, t_{pb} :

$$A_{p.1} := 2 \cdot 1680 \text{ mm}^2 = 3360 \cdot \text{mm}^2 \quad e_1 := 320 \text{ mm}$$

$$A_{p.2} := (2 \cdot 1680 + 2660) \text{ mm}^2 = 6020 \cdot \text{mm}^2 \quad e_2 := 120 \text{ mm}$$

$$e_{kabel} := \frac{A_{p.1} \cdot e_1 + A_{p.2} \cdot e_2}{A_p} = 191.6 \cdot \text{mm}$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{spenn}}{A_t}$$

Setter :

$$e_{spenn} := (1.85 - 0.6096) \text{ m} - e_{kabel} = 1048.8 \cdot \text{mm}$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{spenn}}{A_t} = 13.2 \cdot \text{mm}$$

Betongens arealtrehetsmoment hentes ut fra NovaFrame, og gjelder en bjelke (halve brutverrsnittet):

$$I_{\text{bjelke}} := 9.031 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p , er:

$$I_t := I_{\text{bjelke}} + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{spenn}} - y_t)^2 = 9.474 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p , er:

$$N := -0.85 f_{p0.1k} \cdot A_p = -13075.7 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Egenlastmoment: } M_g := 6859.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tvangsmoment: } M_{\text{tvang}} := 3762.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := N \cdot (e_{\text{spenn}} - y_t) + M_g + M_{\text{tvang}} = -2919.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.4.1.2.1 Betongspenninger etter korttid:

Underkant:

$$y_{\text{underkant}} := (1.85 - 0.6096) \text{ m} = 1240.4 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.underkant}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{underkant}} - y_t) = -7.8 \cdot \text{MPa}$$

Overkant:

$$y_{\text{overkant}} := -609.6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{c.overkant}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{overkant}} - y_t) = -2.1 \cdot \text{MPa}$$

I høyde med spennarmering:

$$y_{\text{spennarmering}} := e_{\text{spenn}} = 1048.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.t.kort}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{spennarmering}} - y_t) = -7.2 \cdot \text{MPa}$$

5.4.1.3 Langtids virkning av kryp

Gjennomfører en ny spenningsberegning for å finne virkning av kryp:

Etter 100 år har man kryptallet:

$$\varphi = 1.31$$

Langtids E-modul for pålasting ved 100 år:

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 15706 \cdot \text{MPa}$$

I dette tilfellet er både spennkraften og egenlasten langtidslast, og påføres konstruksjonen samtidig, dette vil si:

$$E_{\text{middel}} := E_{cL} = 15706 \cdot \text{MPa}$$

$$A_c = 3.3 \text{ m}^2$$

$$E_p := E = 196000 \cdot \text{MPa}$$

$$A_p = 9380 \cdot \text{mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 12.479$$

Det gir det transformerte tverrsnittet (en bjelke/halve brutverrsnittet):

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 3.358 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Beliggenheten av det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, t_p , bestemmes ved moment av arealer om betongens tyngdepunktsakse, t_b :

$$\text{Setter : } e_{\text{spenn}} = 1048.8 \cdot \text{mm}$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_{\text{spenn}}}{A_t} = 33.6 \cdot \text{mm}$$

Betongens arealtreghetsmoment hentes ut fra NovaFrame, og gjelder en bjelke (halve brutverrsnittet):

$$I_{\text{bjelke}} := 9.031 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Det armerte tverrsnittets arealtregningsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse, I_t , er:

$$I_t := I_{\text{bjelke}} + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_{\text{spenn}} - y_t)^2 = 1.014 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p , er:

$$N := -0.85 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = -13075.7 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Egenlastmoment: } M_g = 6859.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tvangsmoment: } M_{\text{tvang}} = 3762.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := N \cdot (e_{\text{spenn}} - y_t) + M_g + M_{\text{tvang}} = -2652.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.4.1.3.1 Betongspenninger etter lang tid:

Underkant:

$$y_{\text{underkant}} := (1.85 - 0.61) \text{m} = 1240 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.underkant}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{underkant}} - y_t) = -7 \cdot \text{MPa}$$

Overkant:

$$y_{\text{overkant}} := -0.61 \text{m} = -610 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.overkant}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{overkant}} - y_t) = -2.2 \cdot \text{MPa}$$

I høyde med spennarmering:

$$y_{\text{spennarmering}} := e_{\text{spenn}} = 1048.8 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.t.lang}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{\text{spennarmering}} - y_t) = -6.5 \cdot \text{MPa}$$

Ved å sammenligne resultatene fra spenningsberegningen for kort tid, går det fram at spenningsendringene er små. Endringen skyldes den lille endringen i beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunkt, y_t .

Tøyningene vil i midlertid endre seg mye.

5.4.1.4 Tap pga. av kryp

Beregner betongtøyning ved spennarmeringen for begge tilfellene, disse tøyningene er det samme som tøyningsreduksjonene i spennarmeringen.

$$\text{Korttid: } \Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{c.t.kort}}{E_{cm}} = -1.9746 \times 10^{-4}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\varepsilon_{pL} := \frac{\sigma_{c.t.lang}}{E_{cL}} = -4.1698 \times 10^{-4}$$

Dette gir spenningsendringen i spennarmeringen (reduksjon):

$$\Delta\varepsilon_p := \Delta\varepsilon_{pL} - \Delta\varepsilon_{pk} = -2.195 \times 10^{-4}$$

$$\text{Korttid: } \Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -38.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Langtid: } \Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = -81.7 \text{ MPa}$$

Spenningsendring på grunn av kryp (reduksjon):

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -43 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen på grunn av kryp:

$$\frac{\Delta\sigma_{p.kryp}}{0.85 \cdot f_{p0.1k}} = -3.086 \%$$

5.4.1.5 Bestemmelse av svinn

Uttørking av betongen fører til svinntøyning, ϵ_{cs} , i motsetning til kryp er svinn uavhengig av lastnivå.

Totalsvinntøyning består av:

- Uttørkningssvinn (ϵ_{cd}), som utvikler seg langsomt siden det er avhengig av fukttransport gjennom den herdede betongen.
- Autogent svinn (ϵ_{ca}), også kalt for selvuttørkningssvinn, utvikler seg ettersom fastheten til betongen utvikler seg og skjer derfor på et tidlig stadium etter utstøpingen.

Verdien av den totale svinntøyningen, ϵ_{cs} , utregnes i henhold til punkt 3.1.4 (6) og tillegg B.2, ref. (2):

Inndata for svinntøyning for overbygningen:

$A_c = 3.25 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$	$u = 11846.75 \cdot \text{mm}$	Del av tverrsnitt som er i kontakt emd luft.
$t_s := 5$	$t := 36500$	100 år
$f_{ck} := 45$	$f_{cm} := 53$	Betongkvalitet B45
$f_{cmo} := 10$		
$RH := 70$	$RH_0 := 100$	
$\alpha_{ds1} := 4$		Antar sementklasse N
$\alpha_{ds2} := 0.12$		Antar sementklasse N

Svinntøyning ved uttørking over tid:

$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 549 \cdot \text{mm}$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$k_h := 0.70$	Tabell 3.3, $h_0 > 500 \text{ mm}$.
$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0 \cdot 1 \text{mm}^{-1})^3}} = 0.9861$	Verdi ved $t = 36500$, viser til tabell i kap. 5.4.1.1 for andre verdier av t .

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

$$\epsilon_{cd.0} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.0245 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd.0} = 2.0877 \times 10^{-4}$$

Den autogene svinntøyning:

$$\epsilon_{ca.1} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

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

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca.1} = 8.75 \times 10^{-5}$$

Den totale svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 2.963 \times 10^{-4}$$

5.4.1.6 Tap pga. av svinn

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen, ϵ_{cs} :

$$N_s := |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 544.7 \cdot \text{kN}$$

Resulterende svinntøyning ved armeringen er gitt ved:

$$\Delta\epsilon_{p.svinn} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{\text{middel}} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot [(e_{\text{spenn}}) - y_t]^2}{E_{\text{middel}} \cdot I_t} = 3.418 \times 10^{-4}$$

E-modul for betongen er her valgt som den midlere, E_{middel} , da svinnet utvikles over tid. $\Delta\epsilon_{p.svinn}$ vil alltid gi en negativ, det vil si en reduksjon av tøyningen i spennarmeringen.

Spenningsendringen i spennarmeringen på grunn av svinn (reduksjon) blir:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 67 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen på grunn av svinn:

$$\frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{0.85 \cdot f_{p0.1k}} = 4.81 \cdot \%$$

5.4.2 Relaksasjonstap

Når stålet utsettes for en konstant tøyning i lang tid vil spenningen reduseres, og dette er relaksasjon. Eurokoden klassifiserer spennarmeringen med hensyn til relaksasjon inn i tre relaksasjonsklasser:

- Klasse 1: tråd eller tau – vanlig relaksasjon
- Klasse 2: tråd eller tau – lav relaksasjon
- Klasse 3: varmvalsete og bearbejdede stenger

I følge punkt 3.3.2 (7), ref. (2), står det følgende:

Relaksasjonstapet, definert som den prosentvise reduksjonen av forspenningen i forhold til den initielle spenningen, kan tas fra produsentens sertifikat eller fastsettes ved hjelp av ett av uttrykkene nedenfor. Hvor uttrykk for klasse en og to gjelder for tråd eller tau med henholdsvis vanlig og lav relaksasjon, mens uttrykk for klasse tre gjelder for varmvalsete og bearbejdede stenger.

$$\text{Klasse 1: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Klasse 2: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Klasse 3: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8,0 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Fra KB Spenneteknikk AS, klasse 2, noe som tilsier lav relaksasjon:

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

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

$$\sigma_{pi} = \min\{0,75 f_{pk}, 0,85 f_{p0,1k}\} = \min\{1395, 1394\} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1394}{1860} = 0,749$$

$$t = 500\,000 \text{ timer}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,749} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,749)} \cdot 10^{-5} \cdot 1394 = 67,7 \text{ MPa}$$

I følge 5.10.6 (1), ref. (2), merknad: Relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjonen i betongen som skyldes kryp og svinn. Denne interaksjonen kan det normalt og forenklet tas hensyn til med en reduksjonsfaktor lik 0,8.

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,8 \cdot 67,7 = 54,16 \text{ MPa}$$

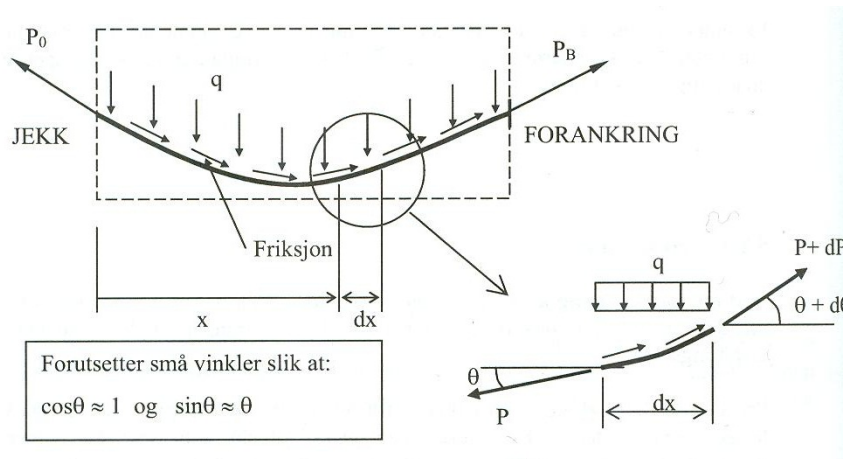
Prosentvis tap av kraft i spennarmering pga. relaksasjon:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{0,85 f_{p0,1k}} \cdot 100\% = \frac{54,16}{0,85 \cdot 1640} \cdot 100\% = 3,887\%$$

5.4.3 Friksjon- og låsetap

Friksjonstap oppstår ved etteroppspenning av spenntau som går gjennom utsparingsrør i betongkonstruksjonen, hvor det vil oppstå friksjon som motvirker glidning mellom spennstålet og utsparingsrøret.

Når friksjonskrefter oppstår, skyldes dette normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret pga kurvaturen som dannes ved posisjoneringen av spennstålet i konstruksjonen, for denne rapporten er θ blitt hentet ut fra NovaFrame.



Figur 5.14: Illustrasjon av krum spennarmering med friksjon

Oppspenningskraften kan maks settes til 90 %, men velger i denne rapporten å spenne opp kablene med 85 % for å ta hensyn til store betongtrykkspenninger i bruddgrensetilstanden.

Viser her utregning av friksjonstap for kabelgruppe 1, resterende kabelgrupper er listet i tabellen under, utregningene er gjort i henhold til punkt 5.10.5.2, ref. (2):

$$P_{\mu}(x) = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

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

$$P_{\max} = (2 \cdot 1680) \cdot (\min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\})$$

$$P_{\max} = 3360 \cdot 1476 = 4959,4 \text{ kN}$$

$$\text{Velger å spenne opp med 85 \%} \rightarrow P_{\max} = 3360 \cdot 1394 = 4638,8 \text{ kN}$$

$$x = 60,5 \text{ m}$$

$$\theta = \sum_{n=1} \theta_n = 1,727$$

$$\mu = 0,18$$

$$k = 0,01$$

$$\Delta P_{\mu}(60,5) = 4638,8 \cdot (1 - e^{-0,18(1,727+0,01 \cdot 60,5)}) = 4638,8 \cdot 0,343 = 1605,6 \text{ kN}$$

Tapet på grunn av friksjon blir stor, dette skyldes vinkelendringen som oppstår i kabelen og på grunn av lengden av kabelen.

Kabelgruppe:	A_p	$\sigma_{p,max}$	x [m]	Θ [rad]	μ	k	$1 - e^{-\mu(\theta+kx)}$	ΔP_μ [kN]
1	3360	1394	60,5	1,727	0,18	0,01	0,343	1605,6
2	3360	1394	37,0	0,670	0,18	0,01	0,171	799,6
3	3360	1394	27,0	1,094	0,18	0,01	0,218	1019,7
4	3360	1394	15,5	0,184	0,18	0,01	0,059	277,3
5	1680	1394	45,0	1,169	0,18	0,01	0,253	592,0
6	1680	1394	64,0	1,428	0,18	0,01	0,311	727,9
7	2660	1394	55,0	1,164	0,18	0,01	0,265	984,4
8	1680	1394	140,0	4,680	0,18	0,01	-	-

Tabell 5.9: Tap pga. friksjon i kabelgruppene i passiv ende

For kabelgruppe 8 (K8), blir endene spent opp i begge ender og man velger dermed den enden som får størst kabelkraft. Dette medfører at kabelgruppe får en resulterende kabelkraft på ca. 80 % av oppspenningskrafta, altså et totalt tap på ca. 20 % i hver aktiv ende.

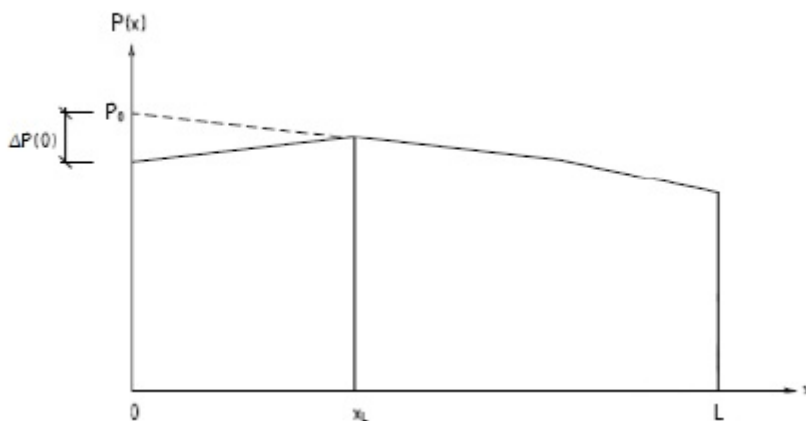
NovaFrame bruker følgende formel for å finne tap på grunn av friksjon,

$$P_\mu(x) = P_{\max} \cdot (1 - e^{-(\mu\theta+kx)})$$

for å kompensere for feilen ved at μ kun er multiplisert med vinkelendringen, er det blitt valgt å multiplisere k med μ før inntasting av k i NovaFrame. Dette gir riktige verdier i forhold til hva Eurokoden tilsier, og utregningene for friksjonstap i passiv ende blir da lik i NovaFrame sammenlignet med håndberegningen på grunnlag av hva Eurokoden tilsier.

Finner låsetap ved aktiv ende for K1:

$L := 60.66 \text{ m}$	total lengde på spennarmering
$\mu := 0.18 \cdot \frac{1}{\text{rad}}$	friksjonskoeffisient
$\theta := 1.727$	sum vinkelendring
$\kappa := \frac{\theta}{L} = 0.028 \frac{1}{\text{m}}$	vinkelendring pr. meter
$k := 0.01 \cdot \frac{1}{\text{m}}$	utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler
$E_p := 196000 \text{ MPa}$	elastitetsmodul for spennarmering
$A_p := 1680 \text{ mm}^2$	areal av spennarmering
$\Delta L_L := 6 \text{ mm}$	låsetap
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	
$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	
$\sigma_{max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$	
$P_0 := A_p \cdot \sigma_{max} = 2479.68 \text{ kN}$	



Figur 5.15: Kabelkraft etter at friksjon og låsetap er ivaretatt

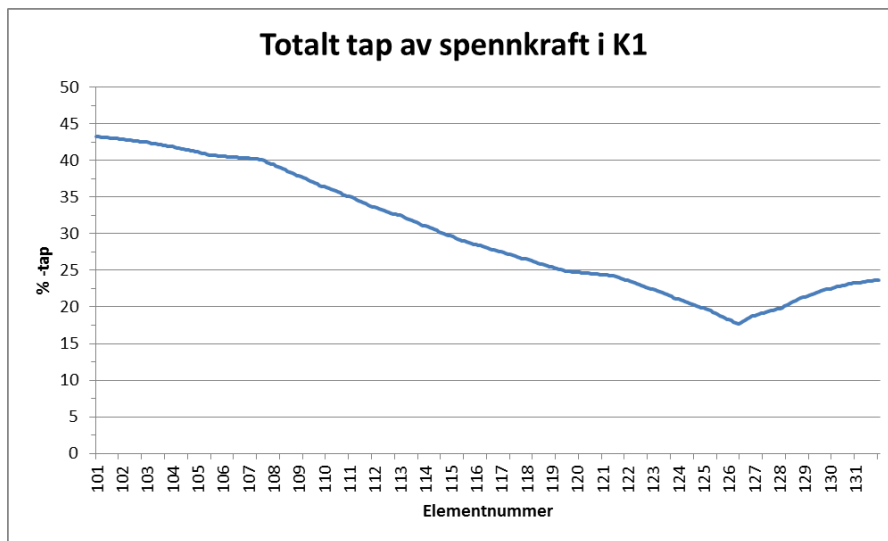
$$x_L := -\frac{1}{\mu \cdot (\kappa + k)} \cdot \ln \left(1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_L \cdot \mu \cdot (\kappa + k)}{P_0}} \right) = 11.146 \text{ m}$$

Tap av oppspenningskraft på grunn av låsetap for kabelgruppe 1:

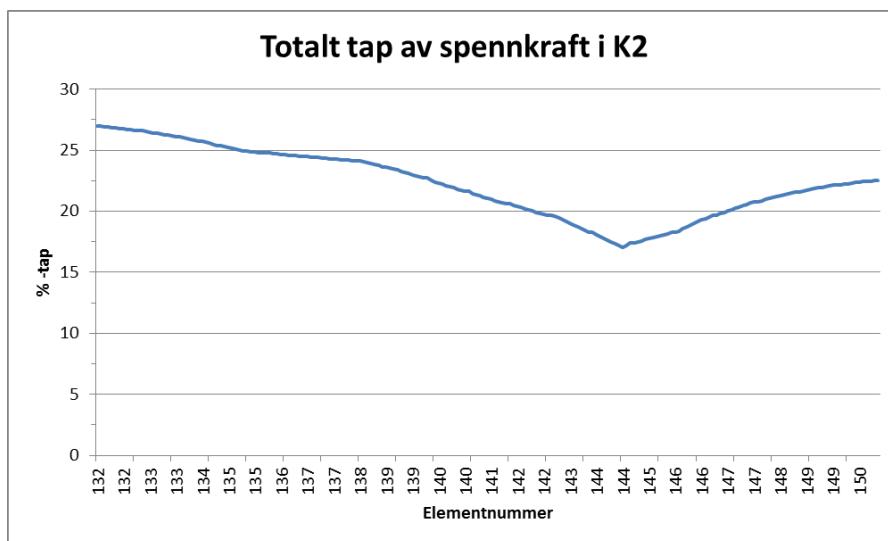
$$x := 0 \text{ m}$$

$$\Delta P := P_0 \cdot (e^{-\mu \cdot (\kappa + k) \cdot x} - e^{-\mu \cdot (\kappa + k) \cdot (2 \cdot x_L - x)}) = 354.7 \text{ kN}$$

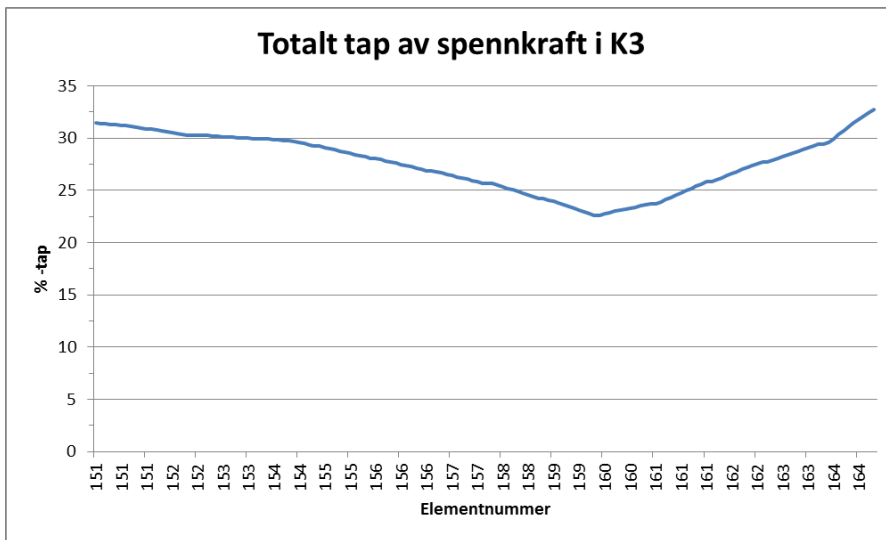
Ut fra NovaFrame får man følgende resultater for total tap av spennarmering i hver kabel-gruppe med tilhørende elementer:



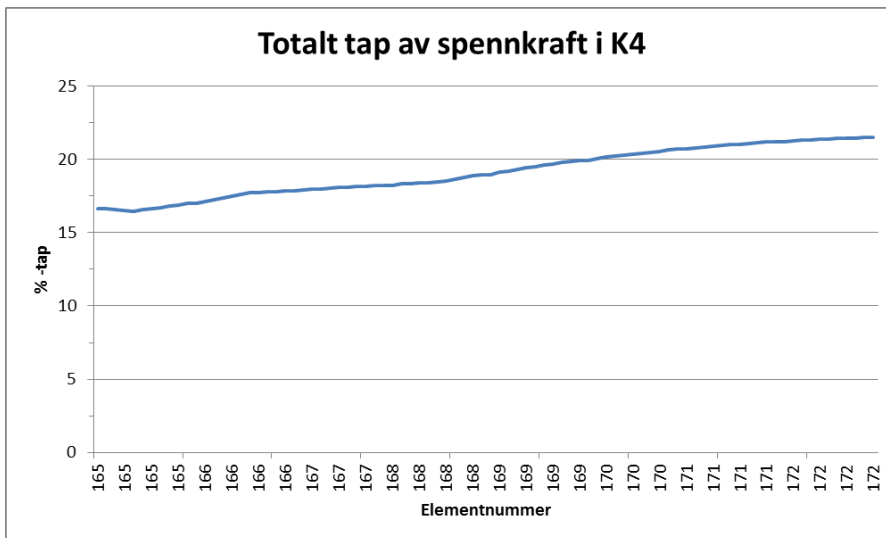
Figur 5.16: Taps forløp av spennkraft i K1, NovaFrame



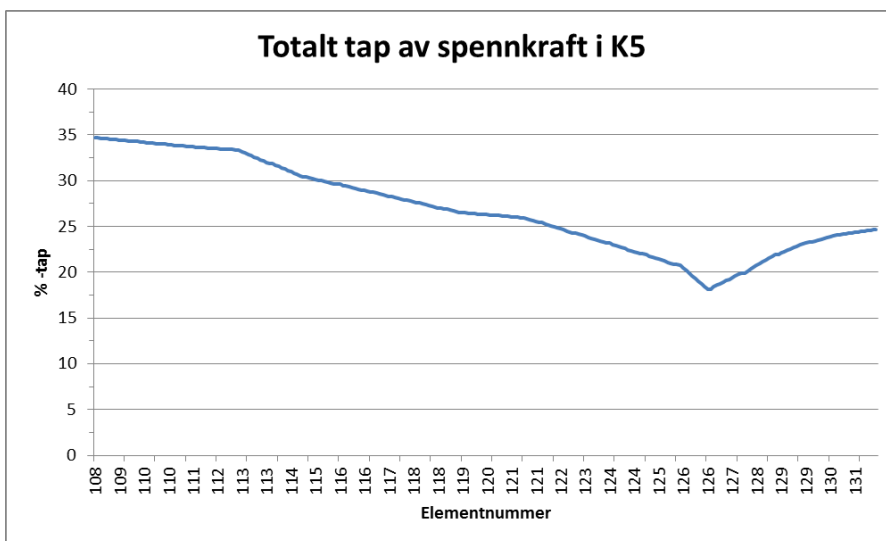
Figur 5.17: Taps forløp av spennkraft i K2, NovaFrame



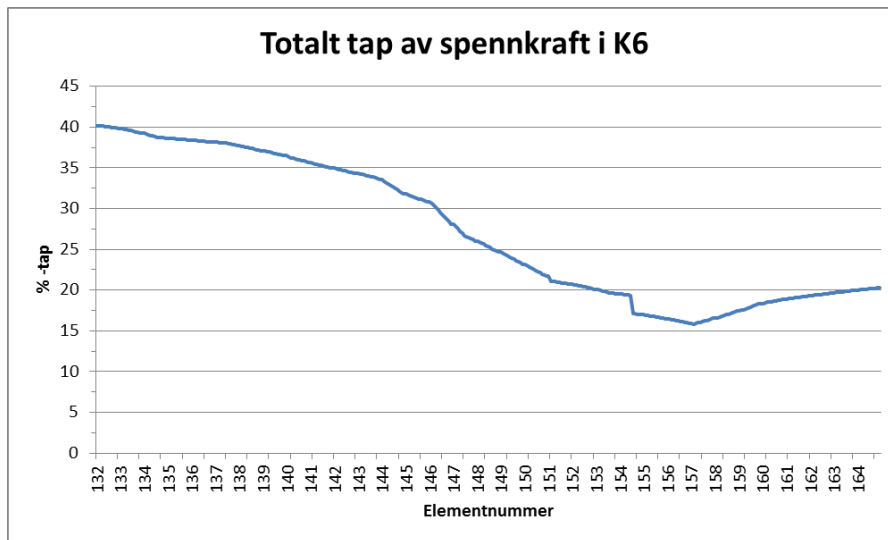
Figur 5.18: Taps forløp av spennkraft i K3, NovaFrame



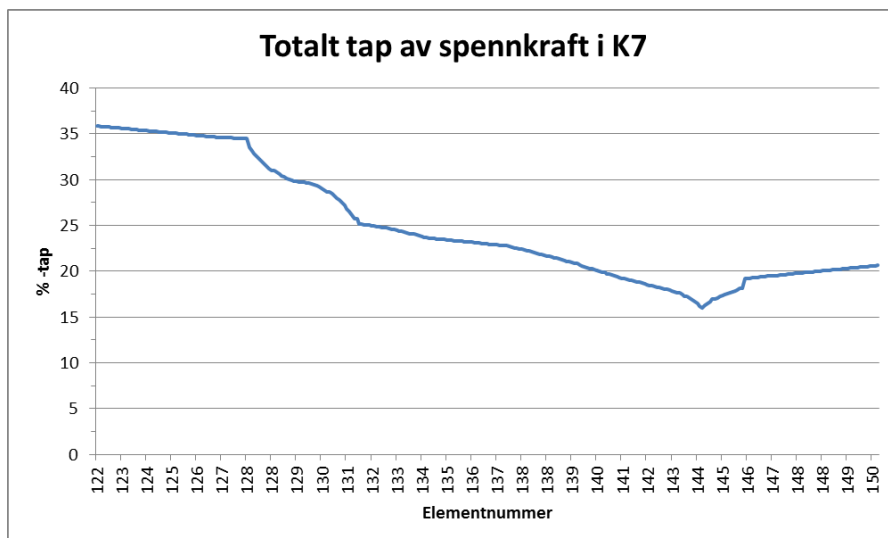
Figur 5.19: Taps forløp av spennkraft i K4, NovaFrame



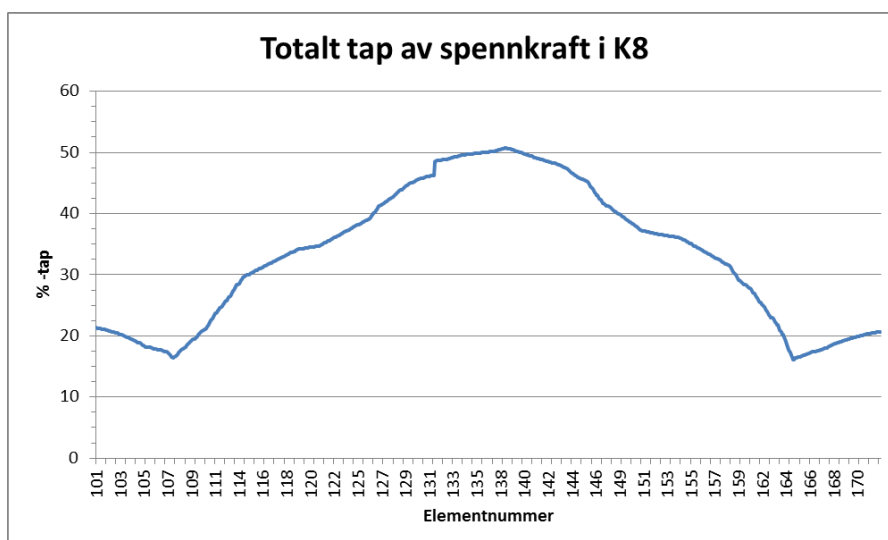
Figur 5.20: Taps forløp av spennkraft i K5, NovaFrame



Figur 5.21: Taps forløp av spennkraft i K6, NovaFrame



Figur 5.22: Taps forløp av spennkraft i K7, NovaFrame



Figur 5.23: Taps forløp av spennkraft i K8, NovaFrame



5.4.4 Setninger

Sagbakken bru står på pilarer på fjell, og setninger velges dermed å neglisjeres.

Landkarene ser ut til å stå på sprengsteinsfylling, og man vil dermed få noe setninger her. Velger å neglisjere disse i denne rapporten.

5.5 LASTER UNDER UTBYGGING

Laster på konstruksjon (Q_c)				
Påvirkning			Påføring	Merknader og kommentarer
Type	Symbol	Beskrivelse		
Personer eller håndholdt verktøy	Q_{ca}	Arbeidere, mannskap og besøkende, eventuelt med håndholdt verktøy eller annet lett utstyr	Påføres som jevnt fordelt last q_{ca} og påføres for å oppnå den mest ufordelaktige virkningen	MERKNAD 1: Den karakteristiske verdien $q_{ca,k}$ for den jevnt fordelte lasten kan fastsettes i det enkelte prosjekt. MERKNAD 2: Verdien for $q_{ca,k}$ bør normalt ikke settes mindre enn $1,0 \text{ kN/m}^2$. Se også 4.11.2.
Lagring av flyttbare gjenstander	Q_{cb}	Lagring av flyttbare gjenstander, f.eks.: – bygnings- og konstruksjonsmaterialer, og – utstyr	Modelleres som en variabel påvirkning og bør påføres mest hensiktsmessig ved: – en jevnt fordelt last q_{cb} ; – en konsentrert last F_{cb}	MERKNAD 3: Den karakteristiske verdien for den jevnt fordelte lasten og den konsentrerte lasten kan fastsettes i det enkelte prosjekt. For bruer bør verdien ikke settes lavere enn: $q_{cb,k} = 0,2$ $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$ For tetthet av konstruksjonsmaterialer, se NS-EN 1991-1-1.
Ikke-permanent utstyr	Q_{cc}	Ikke-permanent utstyr lagret for bruk under utførelse, enten som: – statisk (f.eks. forskalingsplank, stillas, forskaling, maskiner, containere) eller – i bevegelse (f.eks. flyttbar forskaling, skyvbare bjelker og ansatser, motvekter)	Utføret som variable påvirkninger og hensiktsmessig påført som: – en jevnt fordelt last q_{cc}	MERKNAD 4: Disse lastene kan spesifiseres for det enkelte prosjekt basert på informasjon fra leverandøren. Hvis ikke mer nøyaktig informasjon er tilgjengelig, kan lastene modelleres som en jevnt fordelt last med en anbefalt minste karakteristisk verdi for $q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Et utvalg av prosjekteringsstandarder er tilgjengelige fra CEN, se f.eks. NS-EN 12811, og for forskalingsarbeider og dimensjonering av forskaling, se NS-EN 12812.
Flyttbare tunge maskiner og utstyr	Q_{cd}	Flyttbare tunge maskiner og utstyr, vanligvis på hjul eller skinner (f.eks. kraner, heiser, kjøretøy, trucker, elektriske installasjoner, jekker, tungt løfteutstyr)	Bør modelleres hvis ikke annet er angitt, basert på informasjon gitt i aktuelle deler av NS-EN 1991	Verdier for laster bør velges i henhold til leverandørens informasjon. Der ikke annet er angitt, kan NS-EN 1991-2 benyttes for bestemmelse av påvirkninger fra kjøretøy. Opplysninger for bestemmelse av laster fra kraner kan finnes i NS-EN 1991-3.
Ansamling av avfallsmaterialer	Q_{ce}	Ansamling av avfallsmaterialer (f.eks. overflødig konstruksjonsmaterialer, utgravd jord, eller rivingsmaterialer)	Tas hensyn til ved å vurdere mulige påvirkninger fra massen på horisontale, skrå eller vertikale bygningsdeler (slik som vegger)	MERKNAD 5: Disse lastene kan variere betydelig over korte tidsperioder avhengig av for eksempel type materiale, klimatiske forhold, hastighet av framdrift og oppryddingsfrekvens.
Laster fra deler av en konstruksjon i en midlertidig fase	Q_{cf}	Laster fra deler av konstruksjoner i en midlertidig fase (under utførelse) før endelige dimensjonerende laster inntrer (f.eks. laster fra løftefaser)	Tas hensyn til og modelleres i henhold til de planlagte utførelsesfaser inklusive konsekvensene av disse fasene (f.eks. laster og reversible lasteffekter grunnet spesielle konstruksjonsmetoder, slik som sammenbygging)	Se også 4.11.2 for tilleggslaster fra betong under utstøping.

Tabell 5.10: Påføring av laster på konstruksjoner (Q_c), tab.NA.4.1, ref. (12)

Laster under utbygging blir ikke tatt hensyn til i denne rapporten.

5.6 LASTKOMBINASJONER

For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes.

Ugunstigste kombinasjon for den lastvirkning som betraktes, skal legges til grunn for dimensjoneringen, 4.3.2.1.1, ref. (4).

Ved fastsettelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til, 4.3.2.1.2, ref. (4):

- Mulighet for at lastene kan avvike fra de karakteristiske verdier
- Redusert sannsynlighet for at de forskjellige laster som bidrar til den totale lastvirkning som betraktes, vil oppnå sine karakteristiske verdier samtidig
- Unøyaktighet ved beregning av lastvirkning, i den utstrekning slik at unøyaktighet kan antas å være uavhengig av konstruksjonsmaterialet og dimensjonstoleransene

5.6.1 Bruksgrensetilstand

6.5.3 (2), ref. (13):

a) Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer $\{ \}$ kan uttrykkes som

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

b) Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer $\{ \}$ kan uttrykkes som

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

c) Kvasi-permanent kombinasjon:

$$E_d = E \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer $\{ \}$ kan uttrykkes som

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Lastfaktorer som er blitt benyttet, er hentet ut fra Tabell NA.A2.6, ref. (13), og er listet opp i tabeller nedenfor:

Bruksgrensetilstand	Karakteristisk kombinasjon, ψ_0				Ofte forekommende kombinasjon, ψ_1			
	1	2	3	4	5	6	7	8
Lastkombinasjon	1	2	3	4	5	6	7	8
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Snø	Temperatur	Trafikk	Vind	Snø	Temperatur
Permanente laster	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	1,0			1,0	0,7			0,2
Vind med trafikk	0,7			0,7	0			0
Vind uten trafikk		1,0	0,7			0,6	0	
Snø			1,0				0,6	
Temperatur	0,7	0,7	0,7	1,0	0	0	0	0,6
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 5.11: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 1

Permanente laster er egenlast og superegenlast.

Bruksgrensetilstand	Kvasi-permanent kombinasjon, ψ_2				Sjeldent forekommende, ψ_{inf}			
	9	10	11	12	13	14	15	16
Lastkombinasjon	9	10	11	12	13	14	15	16
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Snø	Temperatur	Trafikk	Vind	Snø	Temperatur
Permanente laster	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	0,5			0,5	0,8			0,7
Vind med trafikk	0,5			0,5	0,6			0,6
Vind uten trafikk		0,5	0,5			0,8	0,6	
Snø			0,5				0,8	
Temperatur	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,8
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 5.12: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 2

Ut fra NovaFrame finner man at verste lastkombinasjon i bruksgrensetilstand er lastkombinasjon #1 som gir maks feltmoment:

```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 102
Name     : SLS brubjelke, dimensjonering
Element  : 436
(X/L)    : 0.500
Comp     : Max-ML
Governing sort. comb. no. : 15000
Governing sort. comb. name : SLS verste komb., dimensjonerer
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
22	Egenvekt brubjelke f	1.000	-0.8	-55.0	-105.4	6199.9	-143.2	-6.5
23	Egenvekt brubjelke f	1.000	-0.6	-19.7	69.0	-621.9	-80.5	3.3
24	Egenvekt brubjelke f	1.000	0.4	10.9	-11.7	112.7	-4.1	-6.4
44	Egenvekt tverrbærer	1.000	0.0	0.1	-0.2	-1.2	-9.6	-0.2
45	Egenvekt tverrbærer	1.000	0.0	0.1	0.1	-0.8	-2.7	-0.1
51	Superegenvekt slitel	1.000	-0.7	-0.8	-5.1	809.5	-3.2	-1.4
61	Superegenvekt kantbj	1.000	1.7	-4.2	-1.9	293.8	0.8	-4.2
71	Superegenvekt rekkve	1.000	0.4	-0.9	-0.4	58.7	0.2	-0.9
32	Svinn etter støping	1.000	0.1	5.9	-2.8	23.1	0.2	-2.2
33	Svinn etter støping	1.000	0.3	8.8	1.3	-9.1	-0.4	-1.7
34	Svinn etter støping	1.000	0.2	7.0	-0.0	-0.8	-0.6	1.2
35	Svinn etter påført s	1.000	0.5	13.0	-0.8	-4.6	-0.5	-0.2
103	Oppspenning K2 tvang	1.000	-2.0	19.9	30.6	882.8	-18.1	871.1
104	Oppspenning K7 tvang	1.000	7.0	24.6	28.6	919.2	-8.3	1395.3
105	Oppspenning K6 tvang	1.000	-0.2	15.7	-18.9	767.1	-5.9	355.5
106	Oppspenning K3 tvang	1.000	0.5	11.4	-22.8	204.3	-3.1	-2.3
107	Oppspenning K4 tvang	1.000	-0.2	-4.7	6.6	-63.8	-0.8	4.1
108	Oppspenning K8 tvang	1.000	-1.7	1.9	1.3	696.4	-6.1	-2.9
303	ML-Max LM1 T.3 - ban	1.000	23.2	557.0	-39.6	5777.5	86.0	-571.7
360	Bremselast	1.000	-0.0	-70.2	5.5	9.3	5.0	-32.2
361	Sidelast	-1.000	0.8	244.3	-0.1	8.4	-3.2	92.0
555	Vind ned, med trafik	0.700	-0.0	-12.9	-0.5	56.2	-1.7	3.7
556	Vind ned, med trafik	0.700	-0.1	13.7	-0.5	88.9	1.0	-3.5
600	Temperatur, diff.	19.425	-5.4	-157.7	0.9	29.4	8.1	1.7
601	Temperatur, grad.	3.973	-0.6	-4.3	0.5	1264.0	-13.1	0.3
602	Temperatur, hor.grad	1.750	1.1	295.5	-0.3	15.7	-7.4	-1846.8
Calc. sum :			23.8	899.5	-66.4	17514.5	-211.4	245.3
DB. sum :			23.8	899.5	-66.4	17514.5	-211.4	245.3

Ved å bruke combination tracer i NovaFrame, kan man da finne verste opptredende kraft med tilhørende lastfaktor for hvilket element man vil sjekke.

Ut fra utdraget ovenfor, ser man at i bruksgrensetilstand, at man får et opptredende feltmoment på 17514,5 kNm.

5.6.2 Bruddgrensetilstand

Lastkombinasjonen som gir mest ugunstig verdier av pkt. 6.4.3.2, 6.10a og 6.10b, ref. (13), legges til grunn for dimensjoneringen:

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{lign. 6.10})$$

der kombinasjonen av lastene i klammer $\{ \}$ kan uttrykkes som:

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

eller

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

Lastfaktorer for forspenning er hentet fra NA. 2.4.2.2 (1), ref. (2), mens resten av lastfaktorene er hentet ut fra Tabell NA.A2.4(B), ref. (13), og er listet opp som følgende i tabellen nedenfor:

Bruddgrensetilstand	Lign. 6.10 a)			Lign. 6.10 b)			
	17	18	19	20	21	22	23
Lastkombinasjon							
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Snø	Trafikk	Vind	Snø	Temperatur
Permanente laster	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0/1,20	1,0/1,20	1,0/1,20	1,0/1,2
Forspenning	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1
Trafikk	0,945	0	0	1,35	0	0	0,945
Vind med trafikk	1,12	0	0	1,12	0	0	1,12
Vind uten trafikk	0	1,12	1,12	0	1,6	1,12	0
Snø	0	0	1,05	0	0	1,5	0
Temperatur	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	1,2
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 5.13: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Ligning 6.10 a) med temperatur som ugunstig vil gi samme lastfaktorer som lastkombinasjon 17.

Ut fra NovaFrame finner man at verste lastkombinasjon i bruddgrensetilstand er lastkombinasjon #20 som gir maks feltmoment:

```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 100
Name     : ULS brubjelke, dimensjonering
Element  : 436
(X/L)    : 0.500
Comp     : Max-ML
Governing sort. comb. no. : 6500
Governing sort. comb. name : ULS, dimensjonering
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
22	Egenvekt brubjelke f	1.200	-1.0	-66.0	-126.5	7439.9	-171.9	-7.8
23	Egenvekt brubjelke f	1.200	-0.8	-23.6	82.8	-746.3	-96.6	4.0
24	Egenvekt brubjelke f	1.200	0.5	13.0	-14.0	135.3	-5.0	-7.7
44	Egenvekt tverrbærer	1.200	0.0	0.1	-0.2	-1.4	-11.6	-0.3
45	Egenvekt tverrbærer	1.200	0.0	0.2	0.1	-1.0	-3.2	-0.1
51	Superegenvekt slitel	1.200	-0.8	-0.9	-6.1	971.4	-3.9	-1.6
61	Superegenvekt kantbj	1.200	2.1	-5.1	-2.3	352.5	1.0	-5.1
71	Superegenvekt rekkve	1.200	0.5	-1.1	-0.5	70.5	0.2	-1.1
103	Oppspenning K2 tvang	1.100	-2.2	21.8	33.7	971.1	-19.9	958.2
104	Oppspenning K7 tvang	1.100	7.6	27.1	31.5	1011.1	-9.2	1534.9
105	Oppspenning K6 tvang	1.100	-0.2	17.3	-20.8	843.8	-6.5	391.1
106	Oppspenning K3 tvang	1.100	0.5	12.5	-25.0	224.7	-3.5	-2.5
107	Oppspenning K4 tvang	1.100	-0.2	-5.2	7.3	-70.2	-0.9	4.5
108	Oppspenning K8 tvang	1.100	-1.8	2.0	1.5	766.0	-6.7	-3.2
32	Svinn etter støping	1.000	0.1	5.9	-2.8	23.1	0.2	-2.2
33	Svinn etter støping	1.000	0.3	8.8	1.3	-9.1	-0.4	-1.7
34	Svinn etter støping	1.000	0.2	7.0	-0.0	-0.8	-0.6	1.2
35	Svinn etter påført s	1.000	0.5	13.0	-0.8	-4.6	-0.5	-0.2
36	Svinn etter 100 år	1.000	8.3	240.6	-1.4	-44.9	-12.4	-2.7
407	Kryp 100år	1.000	5.6	194.0	4.4	-47.4	153.5	21.0
303	ML-Max LM1 T.3 - ban	1.350	31.3	751.9	-53.4	7799.6	116.2	-771.9
360	Bremselast	1.350	-0.1	-94.7	7.4	12.6	6.8	-43.4
361	Sidelast	-1.350	1.1	329.8	-0.1	11.3	-4.4	124.3
555	Vind ned, med trafikk	1.120	-0.0	-20.6	-0.8	89.9	-2.7	5.9
556	Vind ned, med trafikk	1.120	-0.1	21.9	-0.8	142.2	1.7	-5.6
600	Temperatur, diff.	23.310	-6.5	-189.3	1.1	35.3	9.7	2.1
601	Temperatur, grad.	4.768	-0.8	-5.2	0.6	1516.8	-15.7	0.4
602	Temperatur, hor.grad	2.100	1.3	354.6	-0.4	18.8	-8.9	-2216.2
Calc. sum :			45.4	1610.1	-84.2	21510.2	-95.1	-25.5
DB. sum :			45.4	1610.1	-84.2	21510.2	-95.1	-25.5

Ved å bruke combination tracer i NovaFrame, kan man da finne verste opptredende kraft med tilhørende lastfaktor for hvilket element man vil sjekke.

Ut fra utdraget ovenfor, ser man at i bruddgrensetilstand, at man får et opptredende feltmoment på 21510,2 kNm.

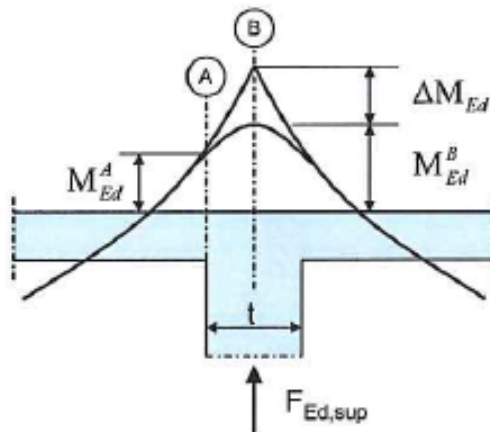
6. DIMENSJONERENDE LASTER FOR BRUA

6.1 DIMENSJONERENDE SNITT

Dimensjonerende snitt for skjærtrykk er midt over støtte, mens skjærstrekk er ved søylekant.

Dersom en bjelke eller plate er monolitisk forbundet med oppleggene, kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget. Dimensjonerende moment og reaksjonskrefter som overføres til opplegget (f.eks. søyle, vegg osv.) bør generelt forutsettes å være de største kreftene beregnet med eller uten omfordeling, punkt 5.3.2.2 (3), ref. (2).

Uavhengig av hvilken beregningsmetode som benyttes for en kontinuerlig bjelke eller plate over et opplegg som ikke gir rotasjonsmotstand, kan dimensjonerende støttemoment beregnet på grunnlag av en spennvidde lik avstanden mellom oppleggenes senter reduseres med verdien ΔM_{Ed} , punkt 5.3.2.2 (4), ref. (2).



Figur 6.1: Dimensjonerende snitt

Snitt A: Dersom bjelke eller plate er monolitisk forbundet med oppleggene kan dimensjonerende moment settes ved kanten av oppleggene.

Snitt B: Over opplegg som ikke gir rotasjonsmotstand kan støttemomentet reduseres med:

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8}$$

For Sagbakken bru har man monolittiske søyler, ergo rotasjonsmotstand vil oppstå og man kan dermed se bort ifra 5.3.2.2 (4), ref. (2).

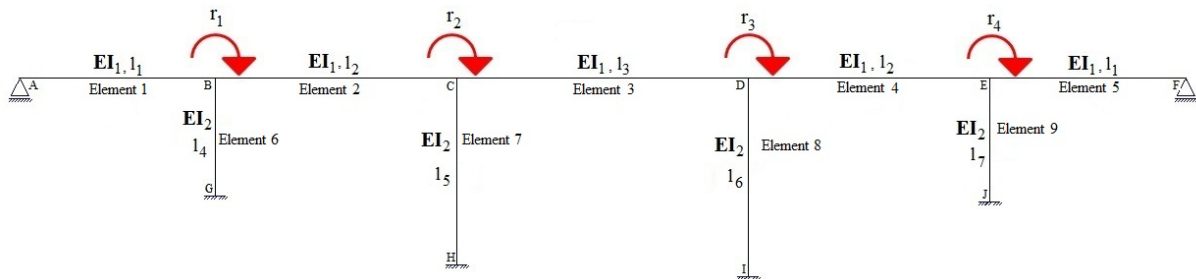
6.2 KRAFTOMLAGRING

Blir ikke beregnet i denne rapporten, på grunn av tidsbegrensning.

6.3 MOMENTER PGA. EGENVEKT, HÅNDBEREGNING VS. NOVAFRAME (SLS)

Bruker forskyvningsmetoden, med flere frihetsgrader.

For å bestemme stivhetsmatrisen, K , brukes direkte metoden.



Figur 6.2: Statisk system i lengderetning med frihetsgrader

$$q = 84,5 \text{ kN/m}$$

Feltlengder:

$$\begin{aligned} l_1 &:= 23.5 \text{ m} \\ l_2 &:= 29 \text{ m} \\ l_3 &:= 35 \text{ m} \\ l_{tot} &:= 2 \cdot l_1 + 2 \cdot l_2 + l_3 = 140 \text{ m} \end{aligned}$$

Søylelengder:

$$\begin{aligned} l_4 &:= 14.3 \text{ m} \\ l_5 &:= 22.4 \text{ m} \\ l_6 &:= 23.9 \text{ m} \\ l_7 &:= 15 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \end{bmatrix}$$

$$K := \begin{bmatrix} \frac{3 \cdot EI_1}{l_1} + \frac{4 \cdot EI_1}{l_2} + \frac{4 \cdot EI_2}{l_4} & \frac{2 \cdot EI_1}{l_2} & 0 & 0 \\ \frac{2 \cdot EI_1}{l_2} & \frac{4 \cdot EI_1}{l_2} + \frac{4 \cdot EI_1}{l_3} + \frac{4 \cdot EI_2}{l_5} & \frac{2 \cdot EI_1}{l_3} & 0 \\ 0 & \frac{2 \cdot EI_1}{l_3} & \frac{4 \cdot EI_1}{l_3} + \frac{4 \cdot EI_1}{l_2} + \frac{4 \cdot EI_2}{l_6} & \frac{2 \cdot EI_1}{l_2} \\ 0 & 0 & \frac{2 \cdot EI_1}{l_2} & \frac{4 \cdot EI_1}{l_2} + \frac{3 \cdot EI_1}{l_1} + \frac{4 \cdot EI_2}{l_7} \end{bmatrix}$$

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

$$R := -q \cdot \begin{bmatrix} \frac{l_1^2}{8} + \frac{l_2^2}{12} \\ \frac{l_2^2}{12} + \frac{l_3^2}{12} \\ \frac{l_3^2}{12} + \frac{l_2^2}{12} \\ \frac{l_2^2}{12} + \frac{l_1^2}{8} \end{bmatrix}$$

Beregning av rotasjoner:

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

For full utregning og løsning av matrise se vedlegg.

Støttemoment	Håndberegning [kNm]	NovaFrame [kNm]	Avvik [%]
B₁ (akse 2)	5486	5414	0,1
B₂ (akse 2)	5385	5659	5,9
B₆ (akse 2)	101	217	53,4
C₂ (akse 3)	7560	6335	8,6
C₃ (akse 3)	7874	7358	7,0
C₇ (akse 3)	314	368	14,6
D₃ (akse 4)	7862	6747	16,5
D₄ (akse 4)	7567	6152	23,0
D₈ (akse 4)	296	554	46,6
E₄ (akse 5)	5384	5149	4,6
E₅ (akse 5)	5482	4868	12,6
E₉ (akse 5)	98	265	63,0

Tabell 6.1: Støttemoment pga. egenvekt, SLS

Dimensjonerende:	Håndberegning [kNm]	NovaFrame [kNm]	Avvik [%]
Støttemoment (C₃)	7874	7358	7,0
Feltmoment (akse 3-4)	5065	5698	11,1

Tabell 6.2: Momenter pga. egenvekt, SLS

Fra tabeller ovenfor ser man at håndberegningene er i nærheten av hva NovaFrame gir, men skal ikke se bort fra at det kan være feil i håndberegninger. Etersom NovaFrame modellen opererer med begge brubjelkene, kan det være at den ene får bidrag fra den andre. I håndberegningene er kun en brubjelke sett på med forenklet horisontalkurvatur til en rett linje.

6.4 OPPTREDENDE MOMENTER PÅ BRUBJELKE, NOVAFRAME (ULS)

Opptredende momenter på brubjelkene, med tilhørende lastkombinasjon.
 Temperaturfaktorene er faktor multiplisert med opptredende temperatur.

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 2 (412-1.0)	Akse 3 (428-0.0)	Akse 4 (445-1.0)	Akse 5 (461-0.0)
Sum alle egenlaster	1,20	-8135,6	-11013,5	-10267,6	-7270,9
Forspenning	0,90	2426,2	3382	2677,4	2220,9
Trafikk	1,35	-8043,2	-8475,5	-8375,8	-7597,1
Vind	1,12	-272,4	-364,7	-359,4	-264,1
Snø	-	0	0	0	0
Temperatur, diff.	-14,490	-385,2	-24,3	-4,2	-389,8
Temperatur, grad.	-3,632	-1485,4	-1138,1	-1155,3	-1531,8
Temperatur, h.grad.	2,100	-44,9	-93,6	-77,1	-64,9
Kryp og svinn	1,0	-1024,4	-109,5	-251	-940,7
Sum alle laster, ULS		-16965,1	-17836,9	-17812,8	-15838,4

Tabell 6.3: Støttemoment for brubjelke [kNm], ULS

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 1-2 (405-1.0)	Akse 5-6 (467-0.5)
Sum alle egenlaster	1,20	5061,0	5237,0
Forspenning	1,00	1221,5	1060,4
Trafikk	1,35	7766,4	7789,5
Vind	1,12	162,9	149,3
Snø	-	0	0
Temperatur, diff.	23,310	270,5	303,6
Temperatur, grad.	4,768	866,9	877,4
Temperatur, h.grad.	-2,1	12,5	14,9
Kryp og svinn	1,0	-75,1	-27
Sum alle laster, ULS		15286,6	15405,2

Tabell 6.4: Endefeltmoment for brubjelke[kNm], ULS

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 2-3 (418-1.0)	Akse 3-4 (436-0.5)	Akse 4-5 (453-0.5)
Sum alle egenlaster	1,20	3580,2	8220,9	4592,4
Forspenning	1,10	3644,8	3746,5	2819,0
Trafikk	1,35	6752,7	7823,5	7026,9
Vind	1,12	109,2	232,1	118,1
Snø	-	0	0	0
Temperatur, diff.	23,310 -14,49*	168,3*	35,3	124,0*
Temperatur, grad.	4,768	1722,5	1516,8	1681,9
Temperatur, h.grad.	2,1	22,6	18,8	31,9
Kryp og svinn	1,0	452,5	-83,7	279,0
Sum alle laster, ULS		16452,7	21510,2	16673,3

Tabell 6.5: Midtfeltmoment for brubjelke [kNm], ULS

6.5 OPPTREDENDE SKJÆRKREFTER PÅ BRUBJELKE, NOVAFRAME (ULS)

Opptredende skjærkrefter på brubjelkene, med tilhørende lastkombinasjon. Temperaturfaktorene er faktor multiplisert med opptredende temperatur.

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 1 [kN]	Akse 2 [kN]	Akse 3 [kN]
Sum alle egenlaster	1,20	-1141	1823	-2196
Forspenning	1,10	-128*	-90	12
Trafikk	1,35	-2168	2491	-2500
Vind	1,12	-40	60,9	-70
Snø	-	0	0	0
Temperatur, diff.	23,310	-26,4	16,4	-0,2
Temperatur, grad.	4,768	-89,8	56,6	-1,7
Temperatur, h.grad.	2,1	-37,4	23,6	-44,8
Kryp og svinn	1,0	7	41,4	-27,8
Sum alle laster, ULS		-3623	4423,3	-4802,6

Tabell 6.6: Skjærkrefter for brubjelke, ULS

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 4 [kN]	Akse 5 [kN]	Akse 6 [kN]
Sum alle egenlaster	1,20	2153	1743,4	1149,3
Forspenning	1,0*/1,1	21,5	-21,5*	97,8*
Trafikk	1,35	2502,8	2495,3	2174,2
Vind	1,12	68,3	84,9	44,2
Snø	-	0	0	0
Temperatur, diff.	23,310	5,6	43,3	30,7
Temperatur, grad.	4,768	0,2	4,6	81,6
Temperatur, h.grad.	2,1 -1,271*	40,6	37,1*	33,6
Kryp og svinn	1,0	-3,2	-9,2	-2,9
Sum alle laster, ULS		4788,8	4377,9	3608,4

Tabell 6.7: Skjærkrefter for brubjelke, ULS

6.6 AKSIALE LASTER FOR SØYLER, NOVAFRAME (ULS)

Opptredende aksiallaster på søylene, med tilhørende lastkombinasjon.
 Temperaturfaktorene er faktor multiplisert med opptredende temperatur.

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 2 [kN]		Akse 3 [kN]	
		V	H	V	H
Sum alle egenlaster	1,20	-4194,5	-4781,0	-5036,9	-5058,2
Forspenning	0,9	129,8	107,2	60,4	7,7
Trafikk	1,35	-2575,3	-3618,6	-2636,9	-3658,5
Vind	1,12	-170,9	170,9	-150,4	-154,9
Snø	-	0	0	0	0
Temperatur, diff.	23,310 -14,49*	-5,1	-0,9*	-20,5*	-18,6*
Temperatur, grad.	-3,632 -1,271* 1,669**	-91,0	-20,2*	-0,2**	-8,8**
Temperatur, h.grad.	-2,1 4,2*	-49,5	-102,1*	-107,4*	-105,6*
Kryp og svinn	1,0	0,1	-6,2	-62,6	-22,4
Sum alle laster, ULS		-6956,3	-8115,5	-7954,7	-9019,4

Tabell 6.8: Aksiale laster for søyler, ULS

Lasttilfelle	Lastfaktor	Akse 4 [kN]		Akse 5 [kN]	
		V	H	V	H
Sum alle egenlaster	1,20	-5050,1	-5052,6	-4252,4	-4204,1
Forspenning	0,9 1,10* 1,0**	-48,4*	-30,4*	27,0	137,1**
Trafikk	1,35	-2629,3	-3605,1	-2566,8	-3578,9
Vind	1,12	-143,3	-140,3	-160,2	-160,0
Snø	-	0	0	0	0
Temperatur, diff.	23,310 -14,49*	-26,2*	-12,9*	-11,2*	-30,7
Temperatur, grad.	-3,632 -1,271* -1,669**	-5,3**	-3,7**	-22,9*	-82,9
Temperatur, h.grad.	-2,1 4,2*	-99,6*	-101,8*	-105,3*	-51,4
Kryp og svinn	1,0	-96,6	-17,6	-63,4	8,9
Sum alle laster, ULS		-8098,9	-8964,3	-7098,3	-7961,9

Tabell 6.9: Aksiale laster for søyler, ULS

7. BRUKSGRENSETILSTAND

I bruksgrensetilstand må følgende bruksgrensekontroller utføres:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

Punkt 7.1 (2)P, ref. (2), sier at:

Ved beregning av spenninger og nedbøyninger bør tverrsnittene forutsettes å være uopprissede forutsatt at bøyestrekkspenningen ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Verdien av $f_{ct,eff}$ kan settes lik f_{ctm} eller $f_{ctm,fl}$ forutsatt at beregningen av minimumsarmering er basert på samme verdi. Ved beregning av rissvidde og stivhetseffekten av betongens strekkfasthet mellom rissene benyttes f_{ctm} .

7.1 SPENNINGSKONTROLLER

Randspenninger beregnes ved hjelp av NovaFrame, hvor lastkombinasjon for karakteristisk og ofte forekommende laster blir brukt.

Krav til randspenninger framgår av avsnitt 7.2, ref. (2), hvor det oppsummeres krav til spenningsbegrensning.

Punkt 7.2 (1)P, ref. (2):

Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krepdeforformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon.

Punkt 7.2 (1)P, ref. (2):

Riss i lengderetningen kan oppstå hvis spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider kritisk verdi. Slik opprissing kan føre til at bestandigheten reduseres. Dersom det ikke treffes andre tiltak, for eksempel en økning av armeringens overdekning i trykksonen eller omslutning av trykksonen ved bruk av tverrarmering, bør trykkspenningen begrenses til en verdi k_1f_{ck} i områder utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklasser XD, XF og XS.

I henhold til avsnitt 7.3.2 (4), ref. (2), er det i forspente konstruksjonsdeler ikke krav til minimumsarmering i tverrsnitt der betongen er i trykk, eller den absolutte verdien av strekkspenningen i betongen er under $\sigma_{ct,p}$ for karakteristisk lastkombinasjon og ved karakteristisk verdi av forspenning. NA.7.3.2, ref. (2), angir verdien av $\sigma_{ct,p}$, som settes lik $f_{ctk,005}$, eventuelt $f_{ctk,005}(t)$, dersom opprissing kan inntreffe før 28-døgns fasthet er oppnådd i konstruksjonen. For konstruksjoner i eksponeringsklasse XD og XS (Sagbakken bru er definert som XD3) settes $\sigma_{ct,p}$ lik 0.

Det vil si at det trengs minimumsarmering på grunn av riss, der vi har strekk i konstruksjonsdeler for den karakteristiske lastkombinasjon.

Tverrsnittene kontrolleres mot tillat bøyestrekkspenning f_{ctm} etter avsnitt 7.1 (2), ref. (2).
Spenning over denne verdien indikerer opprissede tverrsnitt. For betong B45 er:

$$1. \quad \sigma_{ct} \leq f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

I tillegg kommer spenningsbegrensningene i kapittel 7.2, ref. (2):

- Trykkspenningen begrenses til en verdi $k_1 f_{ck}$ i områder utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklasser XD, XF og XS for den karakteristiske lastkombinasjonen.

$$2. \quad \sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 0.6 * 45 = 27 \text{ MPa}$$

- Hvis spenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $0,45 f_{ck}$, kan det antas lineær kryptøyning.

$$3. \quad \sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 * 45 = 20.025 \text{ MPa}$$

- Uakseptabel opprissing eller deformasjon, av hensyn til utseendet, kan antas unngått hvis strekkspenningen i armeringen ikke overskrider $0,8 f_{yk}$, for den karakteristiske lastkombinasjonen.

$$4. \quad \sigma_{s,armering} \leq 0.8 f_{yk} = 0.8 * 500 = 400 \text{ MPa}$$

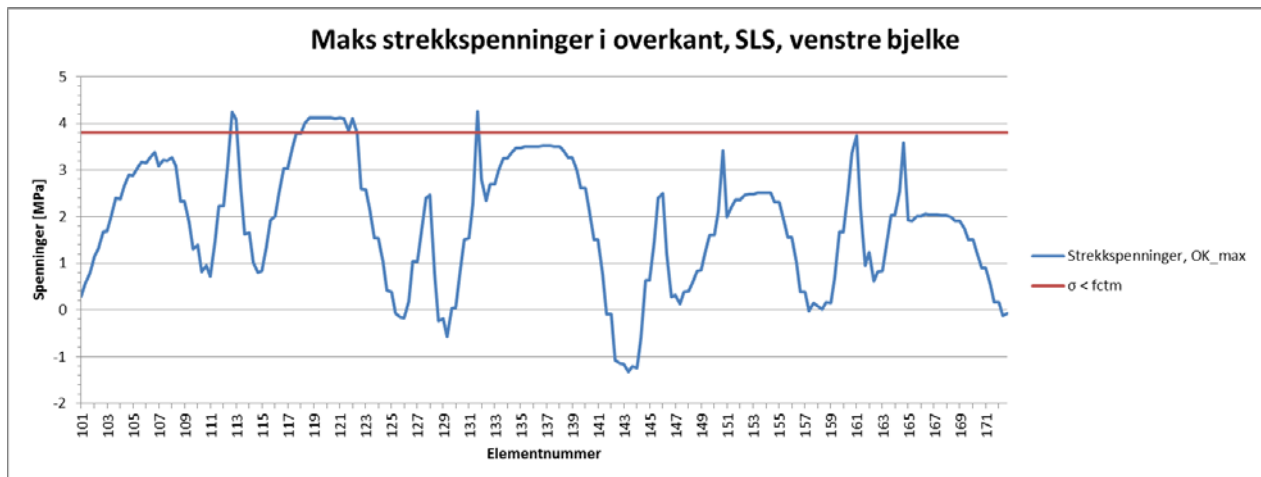
- Middelverdien av spenning i spennkabler bør ikke overskride $0,75 f_{pk}$.

$$5. \quad \sigma_{s,mid,spennkabel} \leq 0.75 f_{pk} = 0.75 * 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

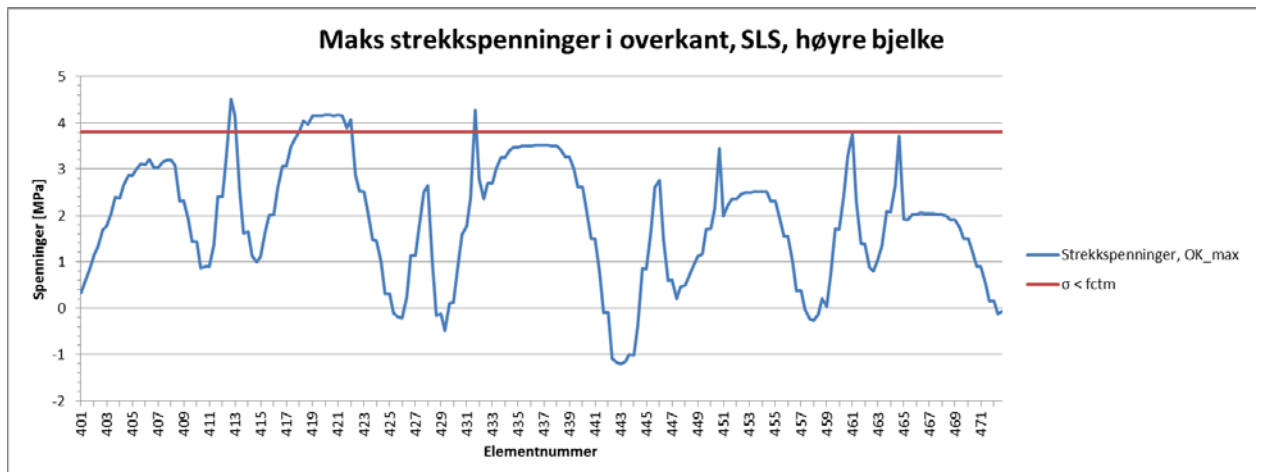
I denne rapporten blir ikke punkt 4 og 5 kontrollert, på grunn av tidsbegrensninger og siden NovaDesign ikke blir benyttet.

Ut fra lastanalysen i NovaFrame får vi største opptredende trykkspenning i bruksgrensetilstand ved element 131-1.0 (profilnummer 6620,5):

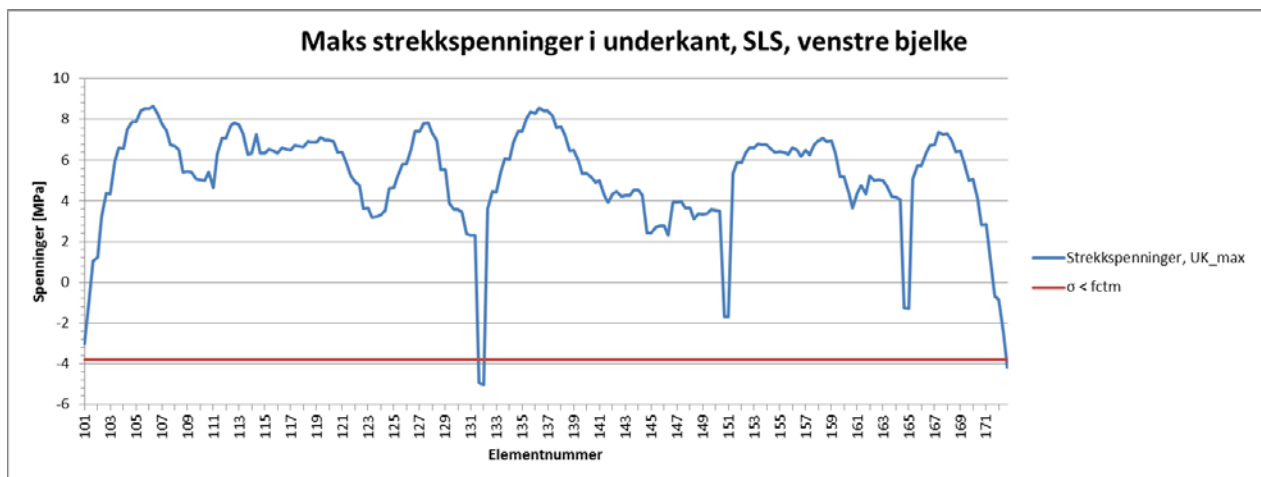
$$\sigma_{Ed} = 23,9 \text{ MPa} < \sigma_c \rightarrow \text{ok!}$$



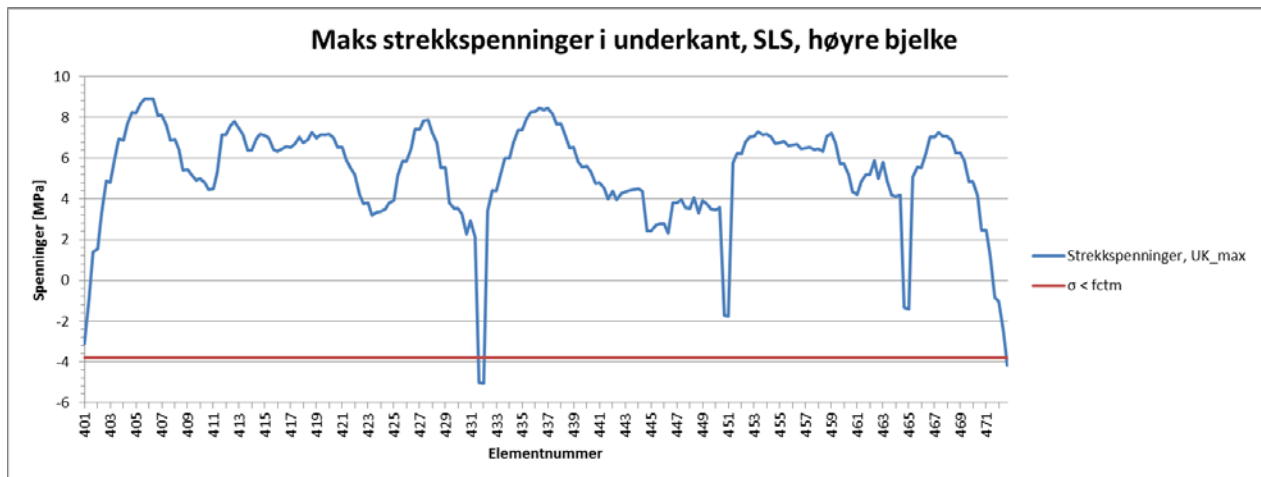
Figur 7.1: Maks strekkspenninger i overkant, venstre bjelke, SLS



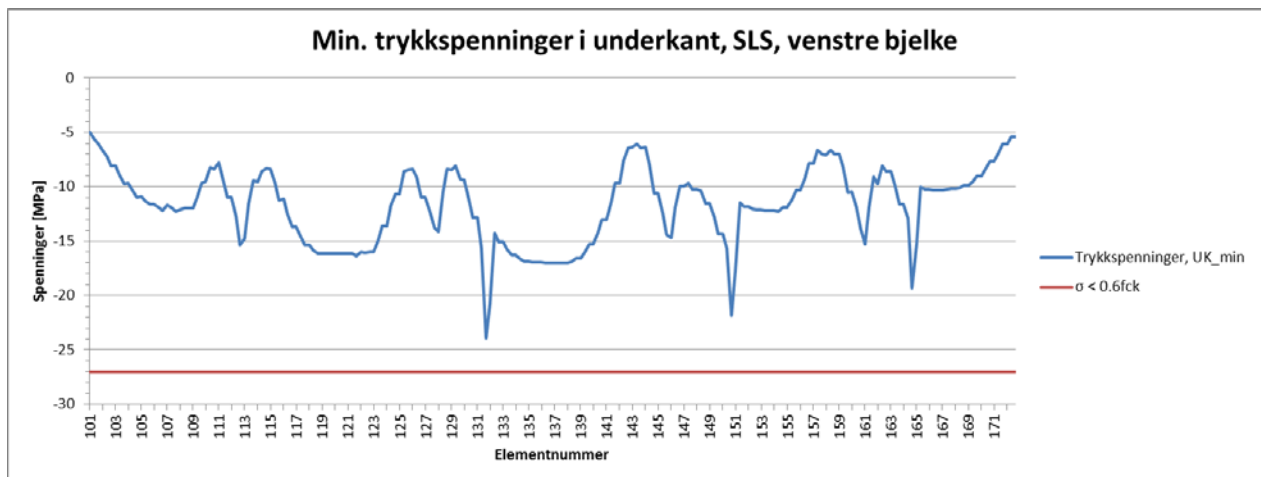
Figur 7.2: Maks strekkspenninger i overkant, høyre bjelke, SLS



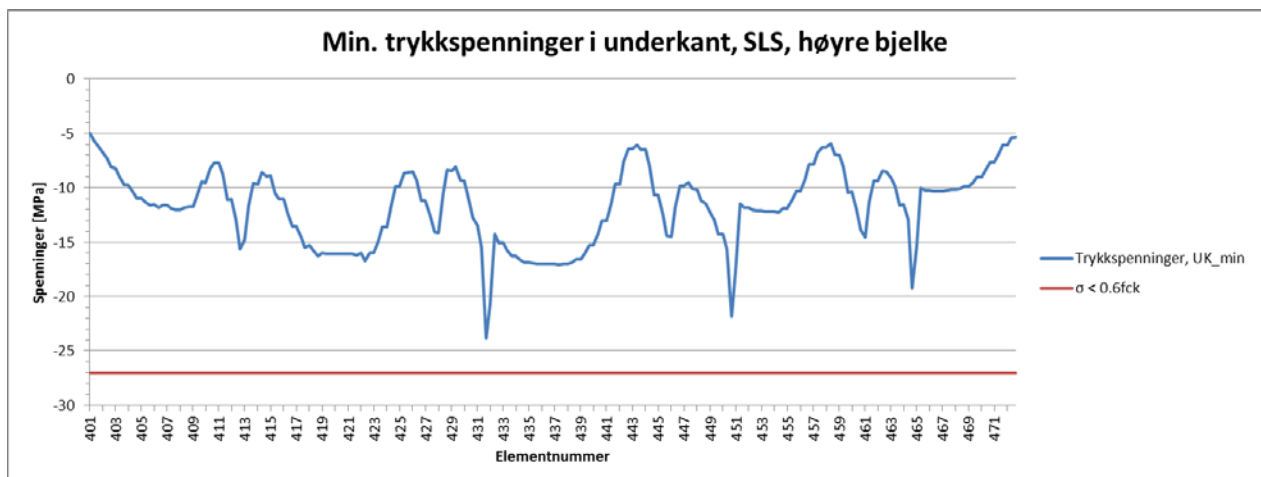
Figur 7.3: Maks strekkspenninger i underkant, venstre bjelke, SLS



Figur 7.4: Maks strekkspenninger i underkant, høyre bjelke, SLS



Figur 7.5: Min. trykkspenninger i underkant, venstre bjelke, SLS



Figur 7.6: Min. trykkspenninger i underkant, høyre bjelke, SLS

Ser ut fra figurene ovenfor at ved maks strekkspenninger vil rissdannelser oppstå, på grunn av store strekkspenninger.

7.2 RISSVIDDEBEGRENSNING

Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.

Kravene som stilles til rissviddebegrensning relateres til hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen tilhører, med andre ord hvilken miljøpåvirkning konstruksjonene utsettes for. Ut fra tabell 4.1, ref. (2), får man at Sagbakken bru tilhører eksponeringsklasse XD3. Denne eksponeringsklassen er for konstruksjoner som er utsatt for korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann, og som er vekselvis vått og tørt. Dette er som regel for brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider.

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

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

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

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekk-tøyningen i armeringen på siden med størst tøyning, ϵ_{s2} er strekk-tøyningen 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 7.1: Anbefalte verdier av w_{max} (mm), tab. 7.1N, ref. (2)

Krav om tilfredsstillelse av maksimal rissvidde, kan kontrolleres ved kontroll av armeringsspenning relatert til armeringsdiameter og senteravstand, eller ved direkte beregning av rissvidden w_k .

Fra tabellen over får man for eksponeringsklasse XD3 uten kontinuerlig samvirke at w_{max} settes lik $0,3k_c$, hvor k_c er en faktor som tar hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$ og settes lik:

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

7.2.1 Minimumsarmering for T-tverrsnitt

Fra avsnitt 7.3.2, ref. (2), og avsnitt 9.2.1 og 9.3.1, ref. (2), angir krav til minimumsarmering. Der det er krav om å begrense rissvidden, kreves en minste mengde armering med heft for å begrense opprissingen i områder der det kan oppstå strekk. For T-tverrsnitt bestemmes arealet av minimumsarmeringen for hver enkelt del av tverrsnittet (steg, flenser).

Minimumsarmering mot riss er basert på lastsituasjon. Ettersom konstruksjonen utsettes for mange forskjellige lastkombinasjoner, er det vanskelig å vite hvilken situasjon som vil være verst. Generelt for bjelker vil det være rissmomentet som er dimensjonerende. Brubjelken vil alltid ha aksialtrykk fra spennarmeringen, så velger den situasjonen hvor konstruksjonen er utsatt for minst trykk.

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

$$A_x := 3.25 \text{m}^2$$

$$I_z := 0.9031 \text{m}^4$$

$$e_{z0} := 0.609 \text{m} \quad \text{Avstand fra tyngdepunkt til OK bjelke}$$

$$N_x := -674 \text{kN} \quad \text{Minste opptredende trykk i brubjelken for SLS.}$$

Moment ved første riss:

$$\sigma_{ok} = \frac{N_x}{A_x} + \frac{M_z}{I_z} \cdot e_{z0} = f_{ctm}$$

Setter spenningen lik f_{ctm} og får moment ved opprissing:

$$M_{riss.o} := \left(f_{ctm} - \frac{N_x}{A_x} \right) \cdot \frac{I_z}{e_{z0}} = 5943 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Nøytralaksens avstand fra tyngdepunkt brubjelke og nedover i tverrsnittet:

$$y_n := \frac{N_x \cdot I_z}{A_x \cdot M_{riss.o}} = -31.5 \cdot \text{mm}$$

Det vil si at ved riss er hele toppflensen i strekk.

I henhold til avsnitt 7.3.2 (4), ref. (2), er det i forspente konstruksjonsdeler ikke krav til minimumsarmering i tverrsnitt der betongen er i trykk, eller den absolute verdien av strekkspenningen i betongen er under $\sigma_{ct,p}$ for karakteristisk lastkombinasjon og ved karakteristisk verdi av forspenning. NA.7.3.2, ref. (2), angir verdien av $\sigma_{ct,p}$ som settes lik $f_{ctk,05}$, eventuelt $f_{ctk,05}(t)$, dersom opprissing kan inntreffe før 28-døgns fasthet er oppnådd i konstruksjonen. For konstruksjoner i eksponeringsklasse XD og XS (Sagbakken bru er definert som XD3) settes $\sigma_{ct,p}$ lik 0.

Derav kreves det minimumsarmering på grunn av riss for:

- Toppflensen
- Steget

Minimumsarmering for topplaten beregnes under:

- Betongarealet i den delen av tverrsnittet som er beregnet til å være i strekk umiddelbart før det første risset dannes:

$$B_o := 4.625\text{m} \quad \text{Bredde toppflens}$$
$$t_o := 0.35\text{m} \quad \text{Tykkelse toppflens}$$

$$A_{ct,o} := B_o \cdot t_o = 1.62\text{m}^2$$

Absoluttverdien av den største tillatte spenningen i armeringen umiddelbart etter at risset er dannet:

- Benytter verdi fra tabell 7.3N, ref. (2), rissviddekrav $w_k=0,3$ mm og senteravstand 150 mm.

$$\sigma_s := 280\text{MPa}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot \text{MPa}$$

$$k := 0.65 \quad \text{Flens med bredde større enn 800 mm.}$$

Absoluttverdien av strekkraften i flenstverrsnittet umiddelbart før opprissing forårsaket av rissmomentet beregnet med $f_{ct,eff}$:

Spenning i uk toppflens:

$$\sigma_{ok2} := \frac{N_x}{A_x} + \frac{M_{riss,o}}{I_z} \cdot (e_{zo} + t_o) = 6.1 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{cr} := \frac{(f_{ct,eff} + \sigma_{ok2})}{2} \cdot A_{ct,o} = 8015 \cdot \text{kN}$$

$$k_c := 0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct,o} \cdot f_{ct,eff}} = 1.173 \quad k_{c,eff} \text{ er større enn } 0,5.$$

$$A_{s,\min.o} := \frac{1}{\sigma_s} \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct.o} = 16746 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s,\min.o}}{B_o} = 3620.8 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Fordeles i UK og OK av toppflensen, dette gir:

$$A_{s.o} := \frac{\frac{A_{s,\min.o}}{B_o}}{2} = 1810.4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\Phi_o := 25\text{mm}$$

$$A_\Phi := \pi \cdot \frac{\Phi_o^2}{4} = 490.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_o := \frac{A_{s.o}}{A_\Phi} = 3.7 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\text{Senter} := \frac{1}{n_o} = 271.1 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av steg:

$$t_w := \frac{(750 + 1500)}{2} \text{mm} = 1125 \cdot \text{mm}$$

Middelverdi

$$h_w := 1850\text{mm}$$

$$h_{\text{merket}} := 1\text{m}$$

$$A_{ct.w} := t_w \cdot h_w = 2.1 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Antar konservativt strekk i hele steget
umiddelbart før første riss dannes
(konservativt for armeringsmengden)

$$k = 0.65 \quad \Phi_s := 25\text{mm}$$

$$\sigma_c := \frac{-N_x}{A_{ct.w}} = 0.3 \cdot \text{MPa}$$

Trykk positivt

$$k_1 := 1.5 \quad \text{Trykk}$$

$$k_c := 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h_w}{h_{\text{merket}}} \right) \cdot f_{ct,eff}} \right] = 0.388 \quad k_c \text{ er mindre enn } 1,0.$$

$$A_{s,min.s} := \frac{1}{\sigma_s} \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,w} = 7118 \cdot \text{mm}^2$$

Det gir:

$$A_{s,s} := \frac{A_{s,min.s}}{h_w} = 3847.7 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,steg} := \frac{A_{s,s}}{2} = 1923.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{fordelt på to lag}$$

$$A_{\Phi} := \pi \cdot \frac{\Phi_s^2}{4} = 490.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_s := \frac{A_{s,steg}}{A_{\Phi}} = 3.9 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\text{Senter} := \frac{1}{n_s} = 255.1 \cdot \text{mm}$$

Minste armeringsmengde for å hindre sprø bruddform, store riss og for å oppta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger regnes etter avsnitt 9, ref. (2).

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

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

Minimumsarmering i topplaten:

$$b_t := 1000 \text{mm} \quad \Phi_o = 25 \cdot \text{mm}$$

$$h := 3250 \text{mm} \quad \Phi_{o,tverr} := 20 \text{mm}$$

$$d_{t1} := h - (55 \text{mm} - 10 \text{mm}) - \Phi_{o,tverr} - \frac{\Phi_o}{2} = 3172.5 \cdot \text{mm} \quad \text{OK topplate}$$

$$d_{t2} := h - t_o + (55 \text{mm} - 10 \text{mm}) + \Phi_{o,tverr} + \frac{\Phi_o}{2} = 2977.5 \cdot \text{mm} \quad \text{UK topplate}$$

$$d_{tm} := \frac{d_{t1} + d_{t2}}{2} = 3075 \cdot \text{mm}$$

Arealet av strekkarmeringen:

$$A_{s_{\min.\text{plate.o}}} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{tm} \cdot \frac{1}{m}, 0.0013 b_t \cdot d_{tm} \cdot \frac{1}{m}\right) = 6076.2 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{\min.\text{plate.o}}} := \frac{A_{s_{\min.\text{plate.o}}}}{2} = 3038.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{fordelt på to lag}$$

$$A_{\Phi} = 490.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{c_o} := \frac{1}{\left(\frac{A_{s_{\min.\text{plate.o}}}}{A_{\Phi}}\right)} = 161.6 \cdot \text{mm}$$

Etter punkt NA.9.3.1.1, ref. (2), settes det krav til største senteravstand mellom armeringsstenger, $s_{\max.\text{plate.o}}$, og største armeringsareal i en plate lik:

$$s_{\max.\text{plate.o}} := \min(3 \cdot t_o, 400 \text{mm}) = 400 \cdot \text{mm} \quad \text{Krav oppfylt.}$$

$$A_{s_{\max.\text{plate.o}}} := 0.04 \cdot t_o \cdot b_t \cdot \frac{1}{\text{m}} = 14000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Krav oppfylt.}$$

Det gir minimumsarmering i topp platen lik to lag Ø25c150 UK og OK.

Minimumsarmering i stegene settes som den minste av minimumsarmering for plater og for vegger.

Minimumsarmering i steget, som plate:

$$b_s := 1000 \text{mm}$$

$$t_s := \frac{(1500 + 750) \text{mm}}{2} = 1125 \cdot \text{mm}$$

$$d_s := t_s - (55 \text{mm} - 10 \text{mm}) - \frac{\Phi_o}{2} = 1067.5 \cdot \text{mm}$$

Arealet av strekkarmeringen:

$$A_{s_{\min.\text{plate.s}}} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot \frac{1}{\text{m}}, 0.0013 b_s \cdot t_s \cdot \frac{1}{\text{m}}\right) = 2223 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\Phi} = 490.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$cc_s := \frac{1}{\left(\frac{A_{s_{\min,plate.s}}}{A_\Phi}\right)} = 220.8 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s_{\max,plate.s}} := 0.04 \cdot t_s \cdot b_s \cdot \frac{1}{m} = 45000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Minimumsarmering i steget, som vegg:

Vertikalarmering:

$$A_{s_{v\min}} := 0.002 \cdot b_s \cdot t_s \cdot \frac{1}{m} = 2250 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$A_\Phi = 490.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$cc_{sv} := \frac{1}{\left(\frac{A_{s_{v\min}}}{A_\Phi}\right)} = 218.2 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\max,vegg} := \min(3 \cdot t_s, 400\text{mm}) = 400 \cdot \text{mm} \quad \text{Større enn beregnet senteravstand. OK.}$$

Det gir vertikal minimumsarmering i stegene lik Ø25c200 (minste av som plate og som vegg).

Minimumsarmering på grunn av riss i stegene er satt til Ø25c200 per steg som blir veiledende.

Horisontalarmering:

$$A_{s,\text{steg}} := A_{s,s} = 3847.7 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m} \quad \text{Dimensjonerende vertikalarmering.}$$

$$A_{s_{h1}} := 0.25 \cdot A_{s,\text{steg}} = 961.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$A_{s_{h2}} := 0.001 \cdot b_s \cdot t_s \cdot \frac{1}{m} = 1125 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$A_{s_{h\min}} := \max(A_{s_{h1}}, A_{s_{h2}}) = 1125 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$\Phi_{o,\text{hor}} := 20\text{mm}$$

$$A_{\Phi} := \pi \cdot \frac{\Phi_{o.hor}^2}{4} = 314.2 \cdot \text{mm}^2$$

$$cc_{sh} := \frac{1}{\left(\frac{A_{shmin}}{A_{\Phi}} \right)} = 279.3 \cdot \text{mm}$$

Senteravstanden mellom horisontalarmering bør ikke være større enn 400 mm.

Det gir horisontal minimumsarmering i stegene lik Ø20c270.

7.2.2 Risviddebegrensning uten direkte beregning

Fra avsnitt 5.3.3, ref. (1), kan man gjøre en risavidde kontroll basert på armeringsspenningen, som gir:

Verdier som brukes her er gitt i aktuelle kapitler i rapporten.

Krumning:

$$\kappa = \frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon_s}{(1-\alpha) \cdot d} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{M \cdot (1-\alpha) \cdot d}{EI}$$

Armerings spenning:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{M \cdot (1-\alpha) \cdot d}{EI}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{36283,2} = 5,512$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5890,5}{750 \cdot 1766,5} = 4,45 \cdot 10^{-3}$$

Armerings-mengden er hentet fra utregning av momentkapasitet.

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} = 0,223$$

Sjekker armeringsspenningen midt i felt mellom akse 3 og 4, hvor man finner det største opptredende feltmomentet:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{M \cdot (1-\alpha) \cdot d}{EI} = 2,0 \cdot 10^5 \cdot \frac{21510 \cdot 10^6 \cdot (1-0,223) \cdot 1766,5}{36283,2 \cdot 9,017 \cdot 10^{11}} = 180,5 \text{ MPa}$$

Armerings- spenning ² [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	w _k = 0,4 mm	w _k = 0,3 mm	w _k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:
 c = 25 mm; f_{ct,eff} = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5h; (h-d) = 0,1h; k₁ = 0,8; k₂ = 0,5; k_c = 0,4;
 k = 1,0; k₃ = 0,4 og k₄ = 1,0

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

Tabell 7.2: Største stangdiameter for begrensning av risavidde, tab. 7.2N, ref. (2)

Stålspenning ² [MPa]	Største senteravstand [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-
For merknader, se tabell 7.2N.			

Tabell 7.3: Største senteravstand for begrenning av rissvidde, tab. 7.3N, ref.

Ut fra tabellene ovenfor ser man at minimumsarmering for å begrense rissvidde, er for tilfellet som er sjekket:

Det vil si for at rissviddekrav skal være tilfredsstillt, må en minimumsarmering $\text{Ø}25\text{cc}250\text{mm}$.

7.3 NEDBØYNINGSBEGRENSNING

Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte.

Eurokode 2 del 1-1 gir følgende krav for nedbøyning:

- Tillatt nedbøyning for ugunstigste lastkombinasjon: spennvidde/250 (7.4.1(4), ref. (2))
- Tillatt nedbøyning for tilnærmet permanente laster: spennvidde/500 (7.4.1(5), ref. (2))

I følge punkt 7.4.1, ref. (14), gjelder ikke nevnte krav for bruer. Velger derfor å gå inn i Håndbok 185 – Eurokode utgave, fra statens vegvesen for å finne krav til nedbøyning for bruer:

- I følge punkt 5.1.2.1, ref. (4), skal ikke nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av trafikklaster alene, ikke overstige $L/350$, hvor L er lengden av det betraktede spenn.
- Videre i punkt 5.1.2.2, ref. (4), skal nedbøyning på grunn av permanente laster, inklusive langtidseffekter, kompenseres med overhøyde. Dette er geometriske forhåndsavvik som inkluderes i byggeprosessen.

Gjør forenkling, og ser på nedbøyning i felt mellom akse 3 og 4 på grunn av egenvekt og trafikklast:

Sjekker for to forenklede modeller:

Trafikkklaster:

$$P_1 := 300 \text{ kN}$$

$$P_2 := 200 \text{ kN}$$

$$P_3 := 100 \text{ kN}$$

$$P := P_1 + P_2 + P_3 = 600 \text{ kN}$$

$$q := (16.2 + 7.5 + 7.5 + 0.375) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 31.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L := 35 \text{ m}$$

$$E := 36283 \text{ MPa}$$

$$I := 2 \cdot 9.017 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 = (1.803 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

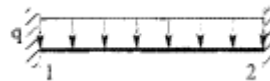


Nedbøyning pga trafikk last i felt akse 3-4:

$$w_1 := \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I} = 8.2 \text{ mm}$$

$$w_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 9.4 \text{ mm}$$

$$w_{\text{trafikk}} := w_1 + w_2 = 17.6 \text{ mm}$$



Nedbøyning pga trafikk last i felt akse 3-4:

$$w_1 := \frac{1}{24} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I} = 16.4 \text{ mm}$$

$$w_2 := \frac{2}{369} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 3.9 \text{ mm}$$

$$w_{\text{trafikk}} := w_1 + w_2 = 20.3 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga egenvekt last i felt akse 3-4:

$$q_e := 169.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{egenvekt}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e \cdot L^4}{E \cdot I} = 50.5 \text{ mm}$$

$$w_{\text{tot}} := w_{\text{trafikk}} + w_{\text{egenvekt}} = 68.1 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga egenvekt last i felt akse 3-4:

$$q_e := 169.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{egenvekt}} := \frac{2}{369} \cdot \frac{q_e \cdot L^4}{E \cdot I} = 21 \text{ mm}$$

$$w_{\text{tot}} := w_{\text{trafikk}} + w_{\text{egenvekt}} = 41.3 \text{ mm}$$

$$w_{\text{maks}} := \frac{L}{350} = 100 \text{ mm}$$

Ser at for begge tilfeller at nedbøyningskravet er tilfredsstillt, nedbøyning på grunn av permanente laster tas av overhøyde ved konstruering.

Laster for trafikk bør også sjekkes for risset betong, antar da en $E \sim \frac{1}{2} E$, som gir:

$$w_{\text{trafikk}} := w_1 + w_2 = 35.2 \text{ mm}$$

$$w_{\text{trafikk}} := w_1 + w_2 = 40.6 \text{ mm}$$

Ser at også her tilfredsstilltes kravet.

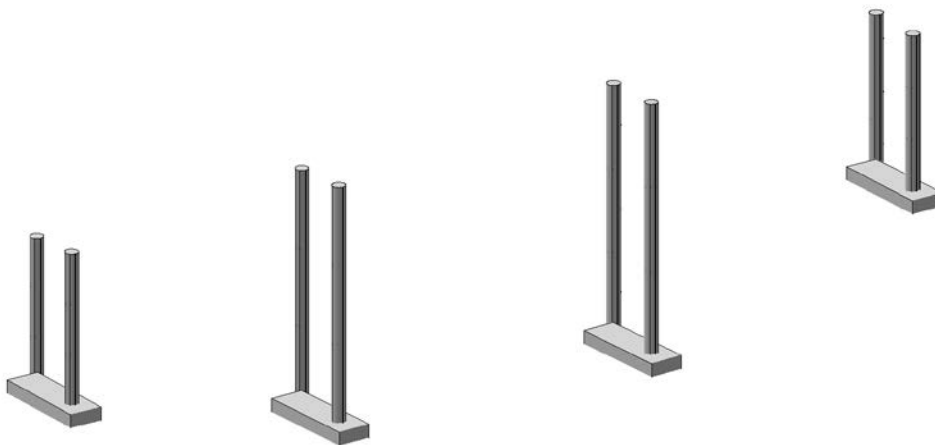
7.4 KONTROLL AV BYGGEFASER

For spennarmerte bruer vil påkjenninger i ferdigtilstand i mange tilfeller være kritiske, men gjennom byggeperioder kan det i midlertid oppstå flere statiske systemer med tilhørende belastninger og oppspenningstilstander. Det er derfor viktig at slike byggefaser gjennomregnes fase for fase, slik at eventuelle uønskede påkjenninger på konstruksjonen blir unngått og ikke blir underdimensjonert.

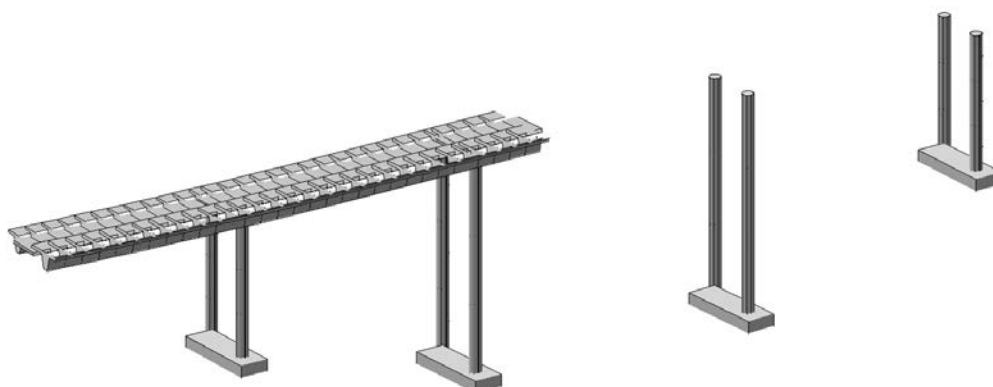
Man skal særlig være observant på oppspenningstilstanden, da denne ofte kan være kritisk. Siden spennkraften er størst like etter oppspenning, og at enkelte kabelgrupper blir spent opp før tilstøtende deler av brua er støpt, og man vil da få bøyemomenter som har motsatt fortegn i forhold til ferdigtilstand.

I denne rapporten vil kun spenningene som opptrer i de forskjellige byggefasene sjekkes opp mot kravene som stilles.

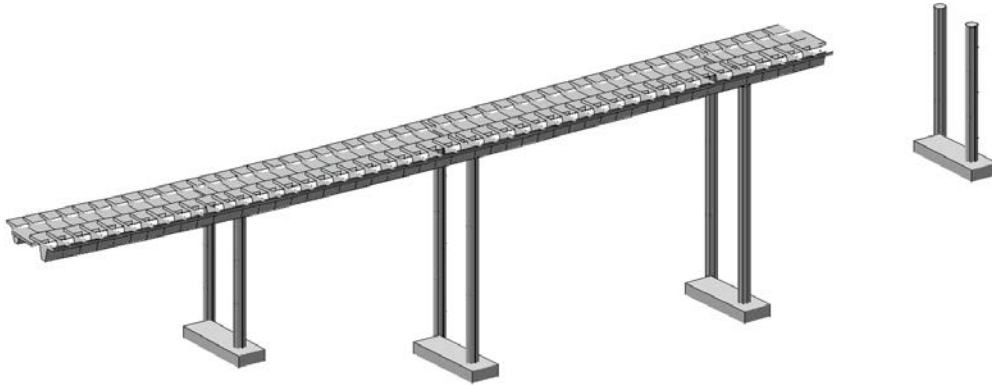
Velger å bruke samme byggefasetrinn som er blitt gjort ved bygging av Sagbakken bru, hvor figurene nedenfor viser byggefasene slik det er gjort i NovaFrame-modellen. Forskaling, rekkverk, og kantdragere vises ikke her.



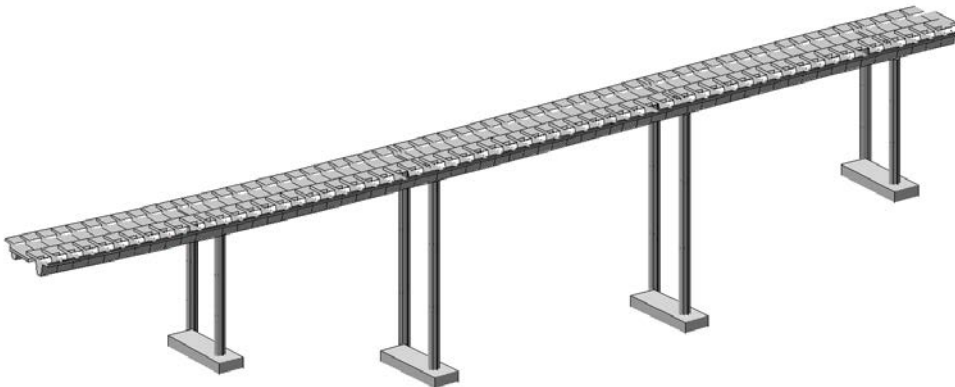
Figur 7.7: Søyler bygges først, Byggefase 1.



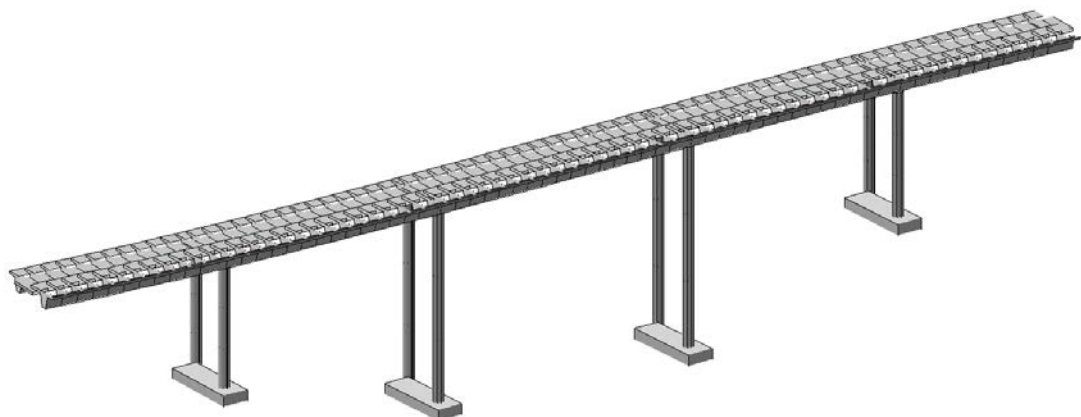
Figur 7.8: Byggefase 2.



Figur 7.9: Byggefase 3.



Figur 7.10: Byggefase 4.



Figur 7.11: Byggefase 5.

7.4.1 Byggefase 2

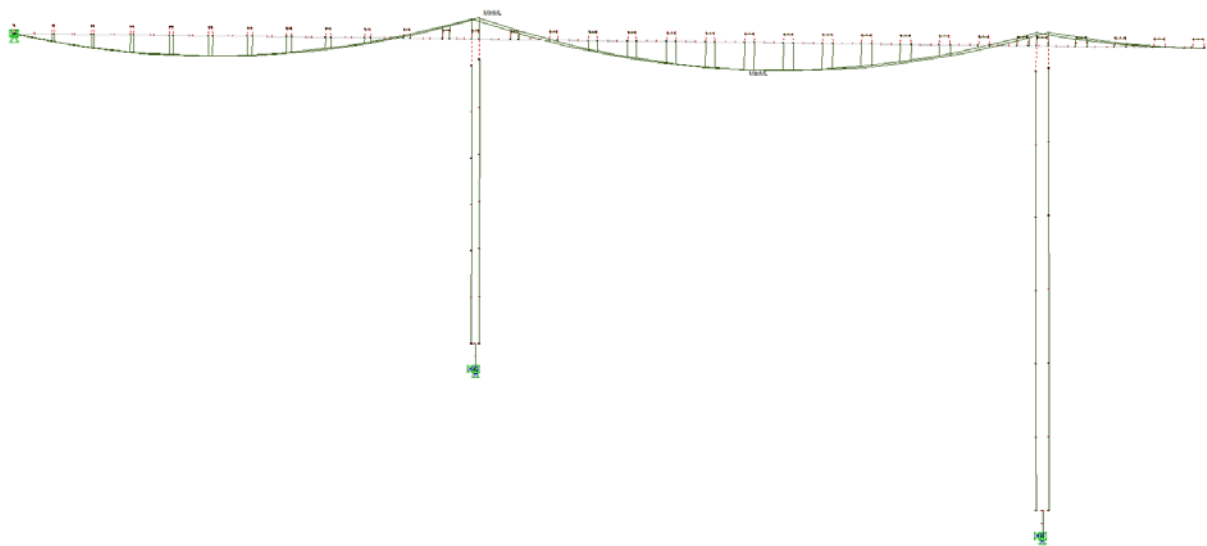
Momentdiagram etter byggefase 2 pga. egenvekt, med maks moment i felt (akse 2-3) på 3996,13kNm og min over støtte i akse 2 på -6737,55kNm.

Bjelker:	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Akse 1	0	-732,3
Akse 1-2 (x=el.405 0,5)	3115,3	
Akse 2	-6737,55	-1349,3
Akse 2-3 (x=el 420)	3996,13	
Akse 3	-3307,4	1115,1
Akse 3-4 (x=el 431)	0	

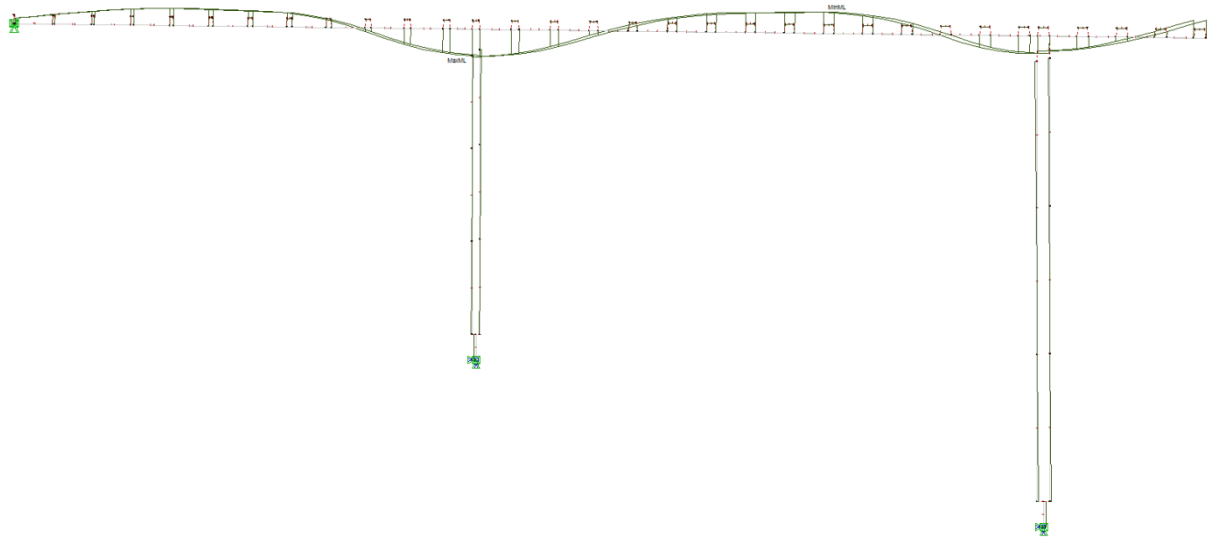
Tabell 7.4: Momenter og skjær pga. egenvekt etter byggefase 2 for bjelke

Søyle:	Moment [kNm]	Aksiallast [kN]
Akse 2	307,6	36,2
Akse 3	-527,3	35,7

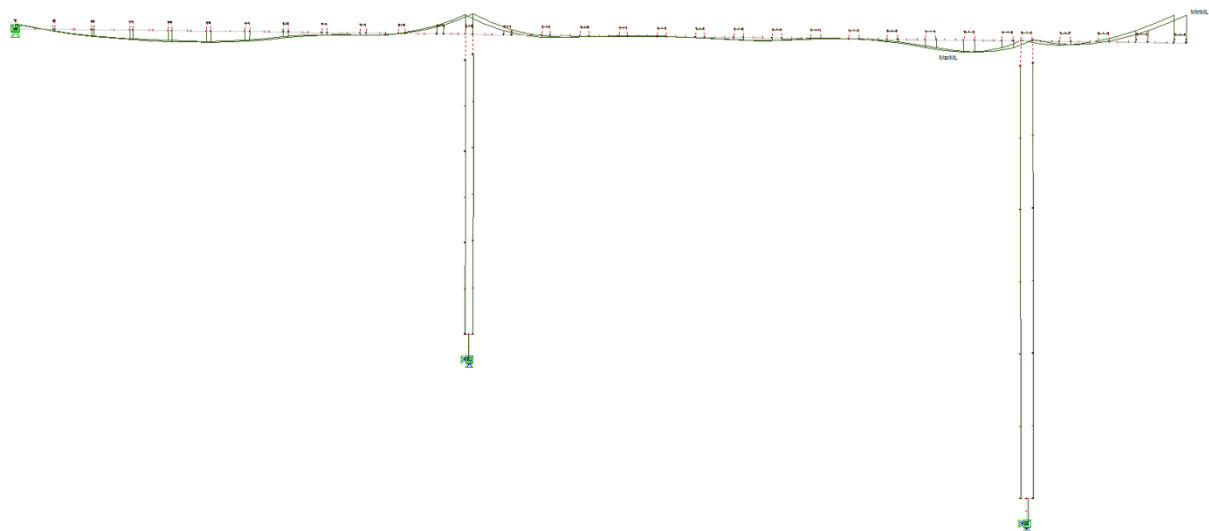
Tabell 7.5: Momenter og aksiallast pga. egenvekt etter byggefase 2 for søyler



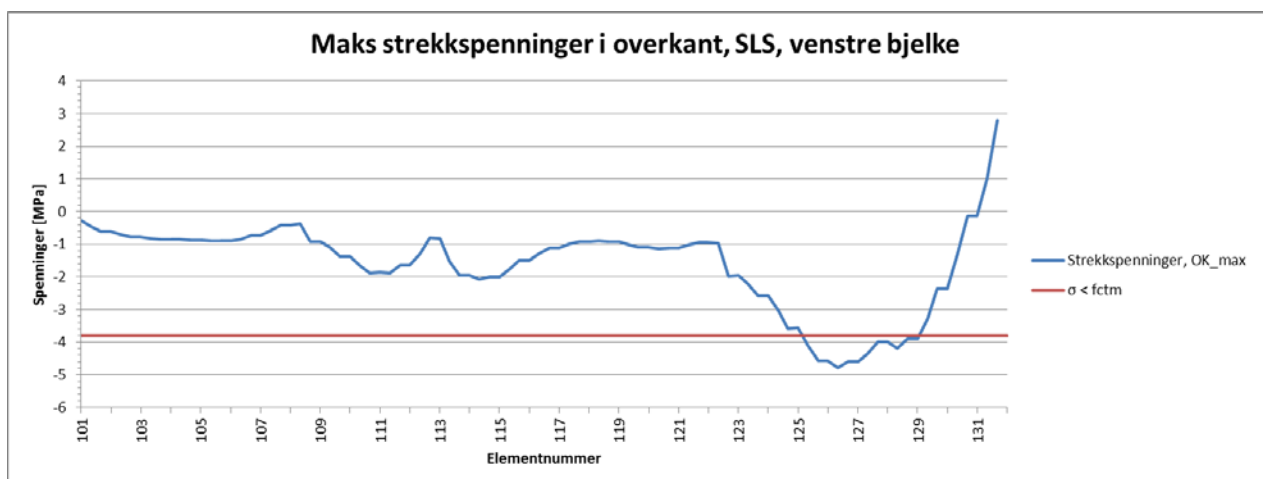
Figur 7.12: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 2



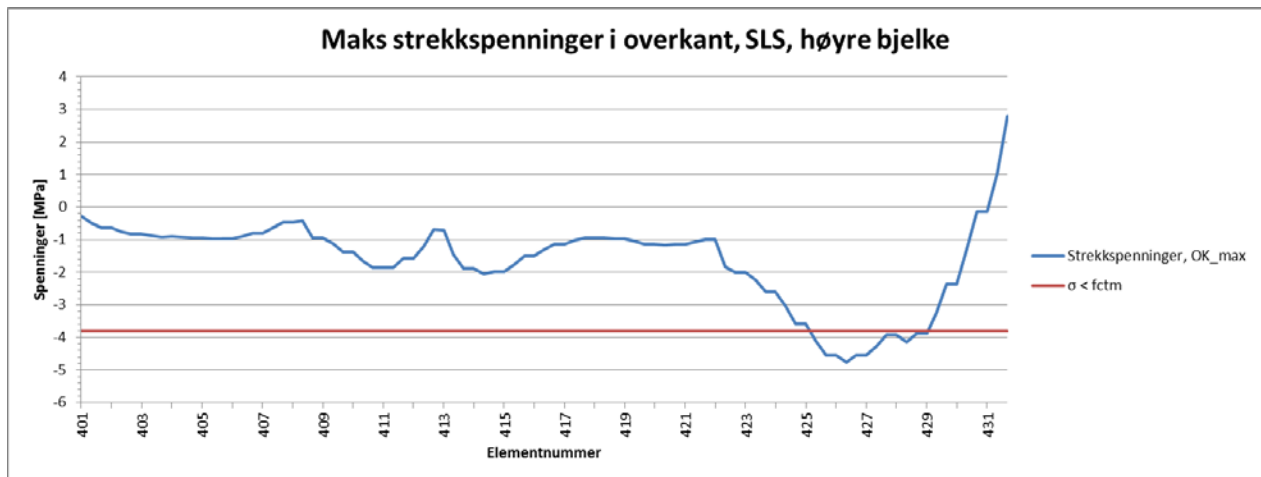
Figur 7.13: Momentdiagram pga. K1 og K5 etter byggefase 2



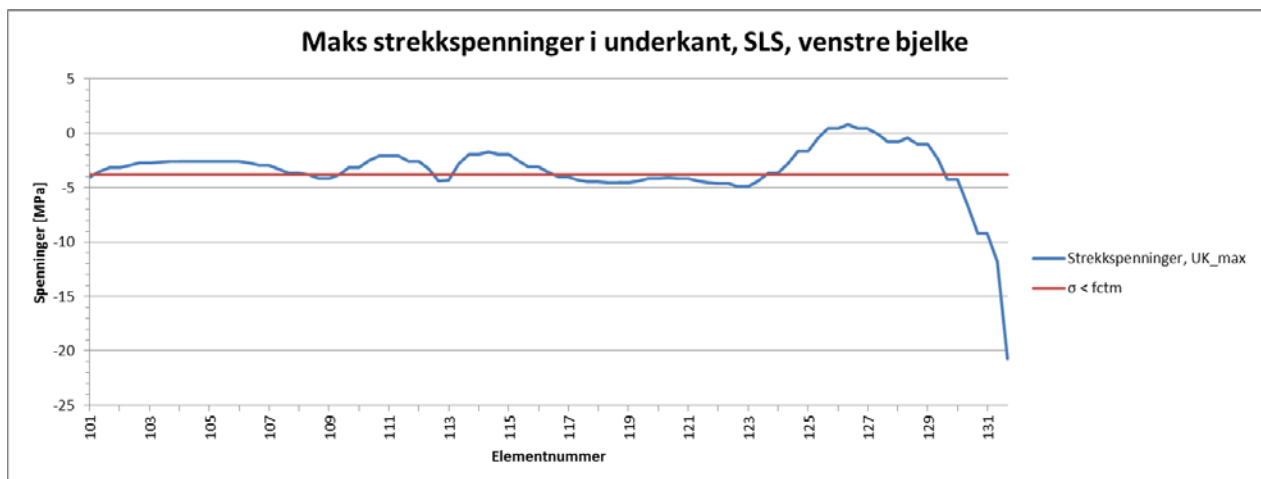
Figur 7.14: Momentdiagram etter byggefase 2



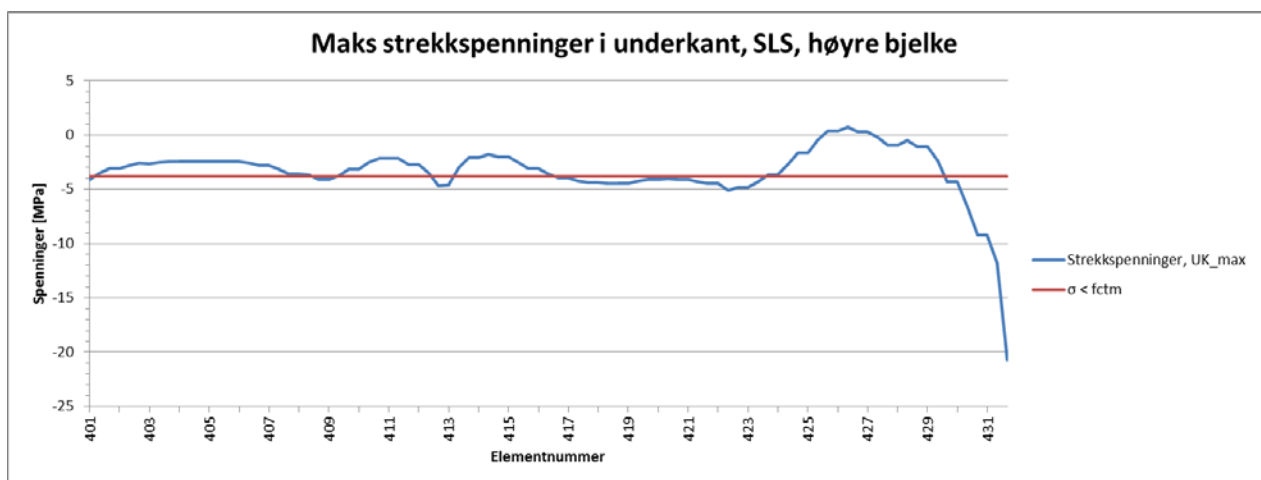
Figur 7.15: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 2, venstre bjelke, SLS



Figur 7.16: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS



Figur 7.17: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, venstre bjelke, SLS



Figur 7.18: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS

Ut fra spenningsdiagrammene ovenfor kan man se at ved maks strekkspenninger i tverrsnittet, vil rissdannelser oppstå.

7.4.2 Byggefase 3

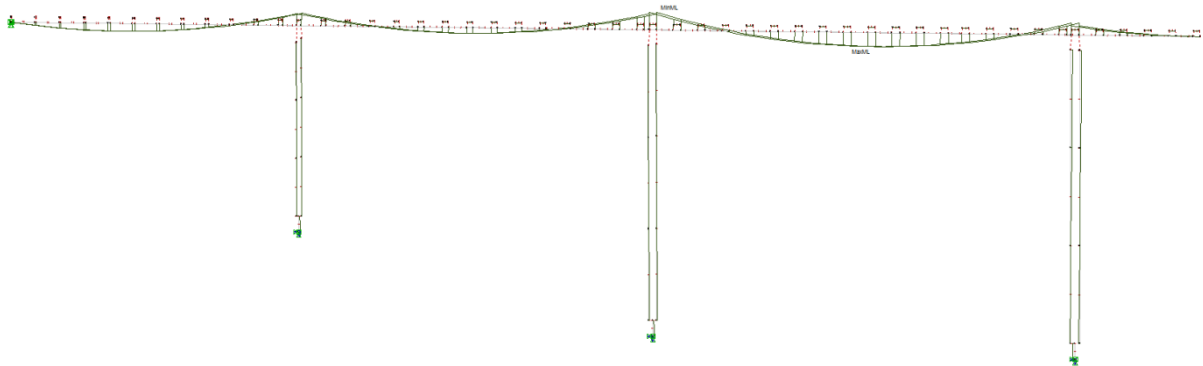
Momentdiagram etter byggefase 3 pga. egenvekt, med maks moment i felt (akse 3-4) på 5936,03kNm og min over støtte i akse 3 på -8597,37kNm. Bruksgrense.

Bjelker:	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Akse 1	0	-779,7
Akse 1-2 (x=el.405 0,5)	3540,2	
Akse 2	-5363,1	1221,5
Akse 2-3 (x=419 0,5)	2279,6	
Akse 3	-8597,37	-1565,8
Akse 3-4 (x=el437)	5936,03	
Akse 4	-5167,0	1375,2
Akse 4-5 (x=450)	0	

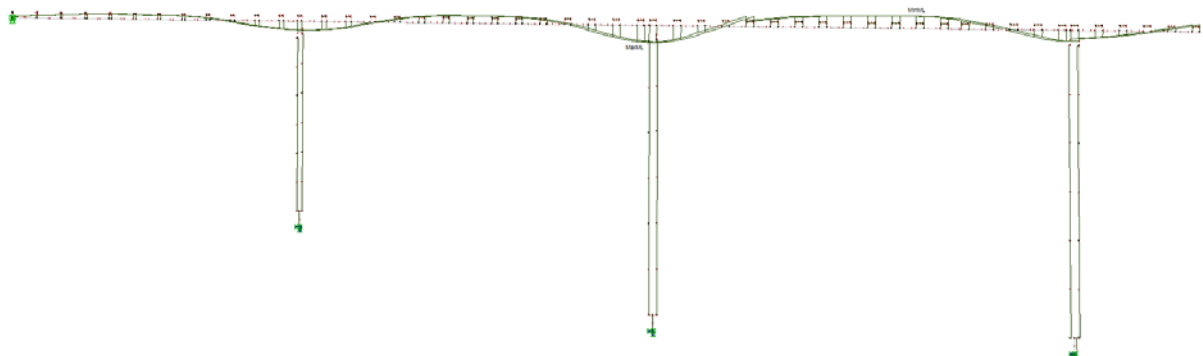
Tabell 7.6: Moment- og skjærkrefter pga. egenvekt etter byggefase 3 i bjelker, NovaFrame

Søyle:	Moment [kNm]	Aksial [kN]
Akse 2	67,2	-13,9
Akse 3	552,3	-39,7
Akse 4	-850,6	53,2

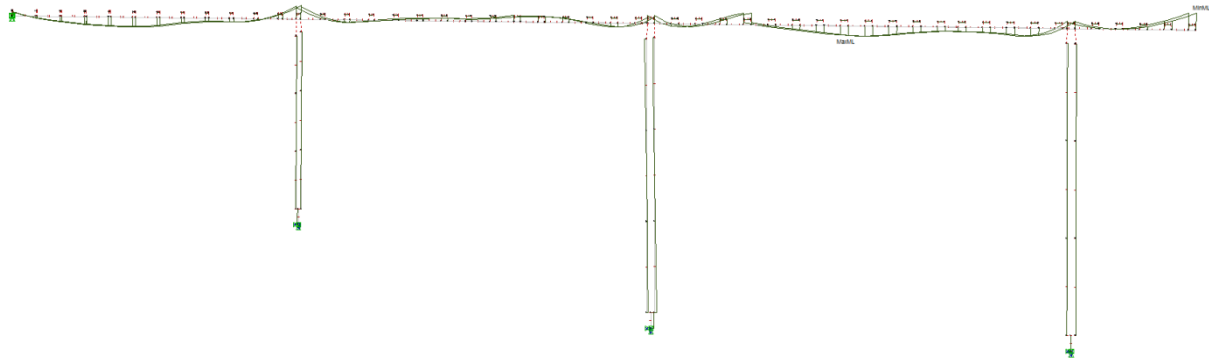
Tabell 7.7: Moment- og aksialkrefter pga. egenvekt etter byggefase 3 i søyler, NovaFrame



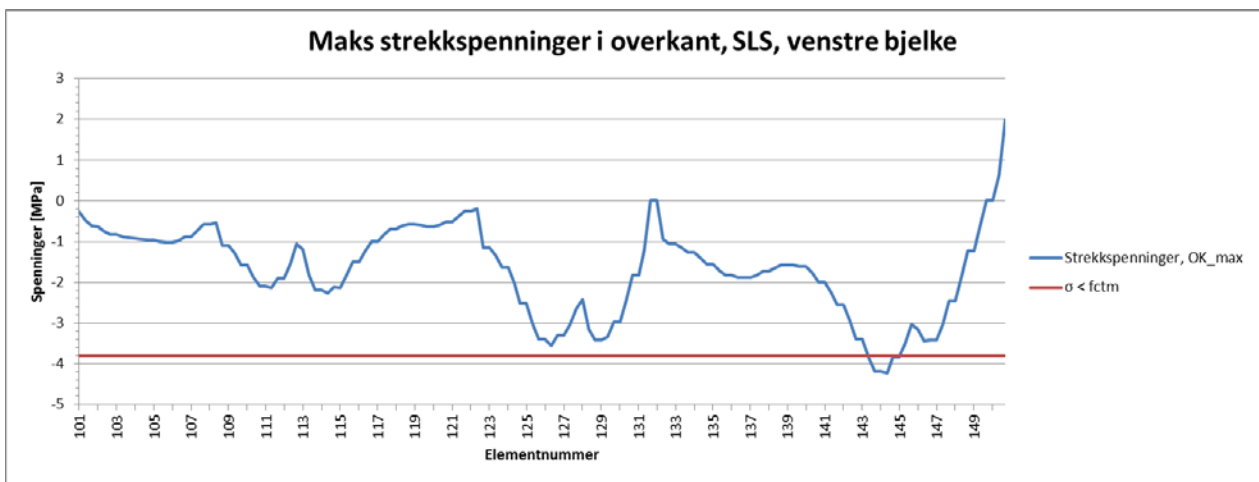
Figur 7.19: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 3



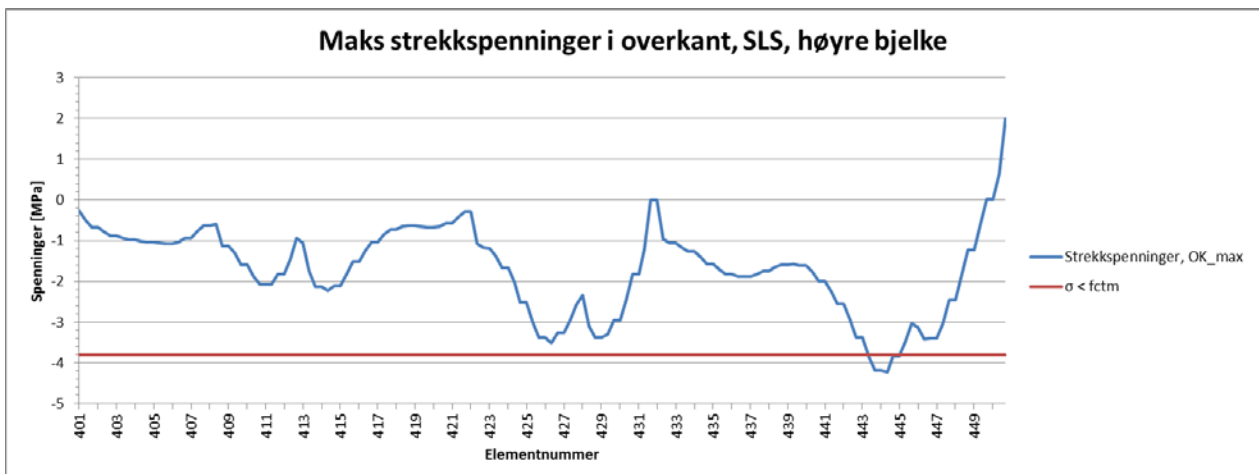
Figur 7.20: Momentdiagram pga. K1, K5, K2 og K7 etter byggefase 3



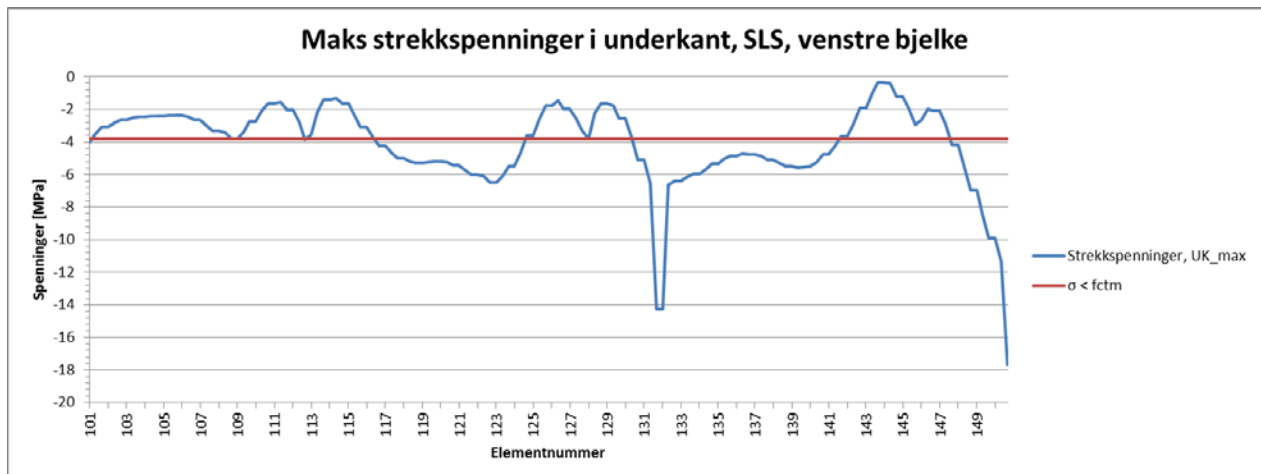
Figur 7.21: Momentdiagram etter byggefase 3



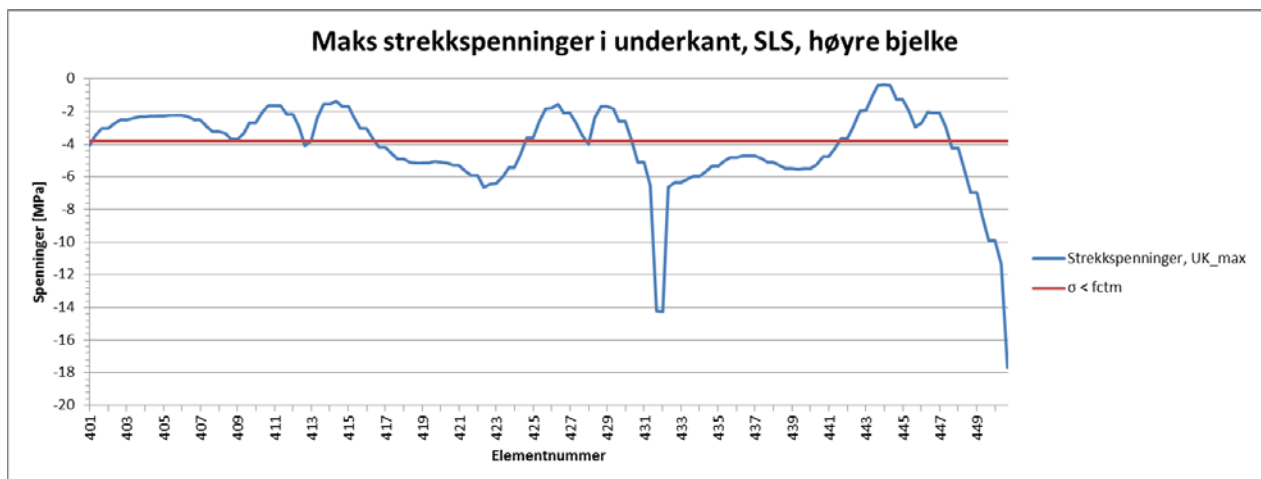
Figur 7.22: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 3, venstre bjelke, SLS



Figur 7.23: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 3, høyre bjelke, SLS



Figur 7.24: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 3, venstre bjelke, SLS



Figur 7.25: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 3, høyre bjelke, SLS

Ut fra spenningsdiagrammene ovenfor kan man se at ved maks strekkspenninger i tverrsnittet, vil rissdannelser oppstå.

7.4.3 Byggefase 4

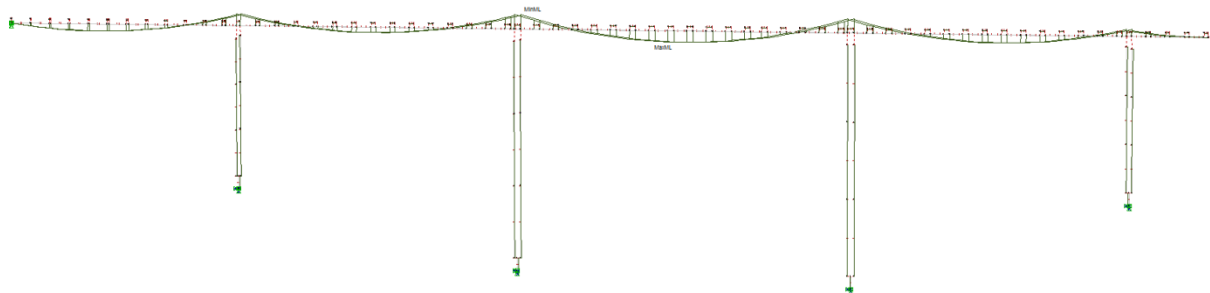
Momentdiagram etter byggefase 4 pga. egenvekt, med maks moment i felt (akse 3-4) på 4838,50kNm og min over støtte i akse 4 på -8166,51kNm. Bruksgrense.

Bjelker:	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Akse 1	0	-772,5
Akse 1-2 (x=el.405 0,5)	3476,7	
Akse 2	-5592,9	1277,1
Akse 2-3 (x=419 1,0)	2514,7	
Akse 3	-7667,7	-1455,2
Akse 3-4 (x=el436)	4838,5	
Akse 4	-8166,51	1483,9
Akse 4-5 (x=453)	3401,8	
Akse 5	-3240,9	1061,6
Akse 5-6 (x=)	0	

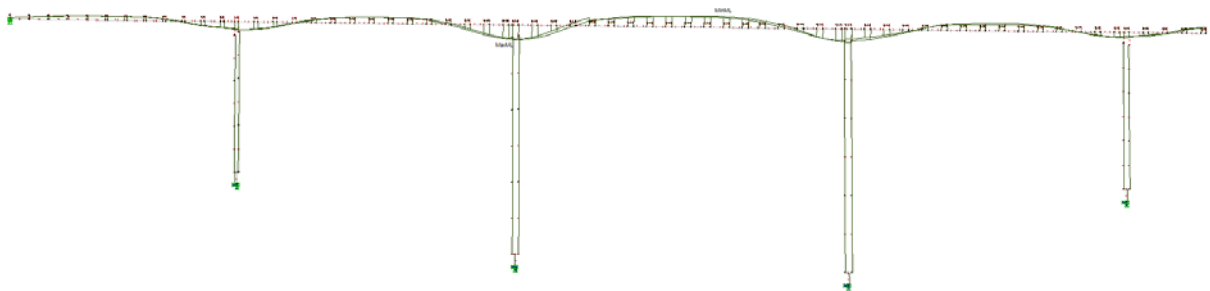
Tabell 7.8: Moment- og skjærkrefter pga. egenvekt etter byggefase 4 i bjelker, NovaFrame

Søyle:	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Akse 2	135,9	-21,9
Akse 3	395,3	-29,0
Akse 4	-127,6	6,7
Akse 5	-486,2	44,9

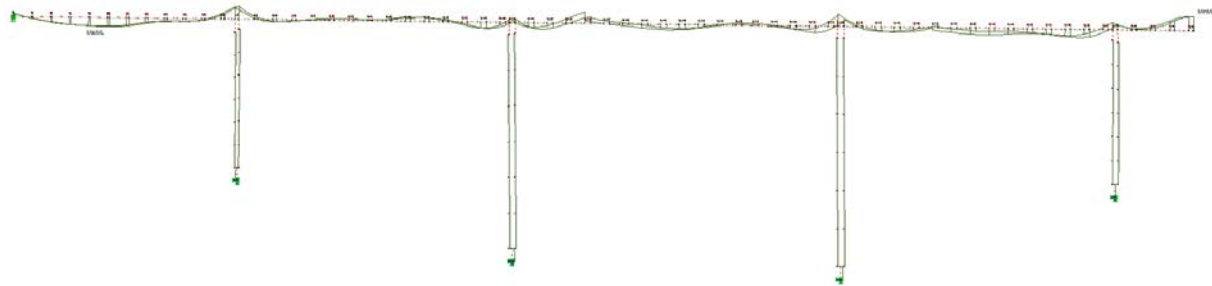
Tabell 7.9: Moment- og aksialkrefter pga. egenvekt etter byggefase 4 i søyler, NovaFrame



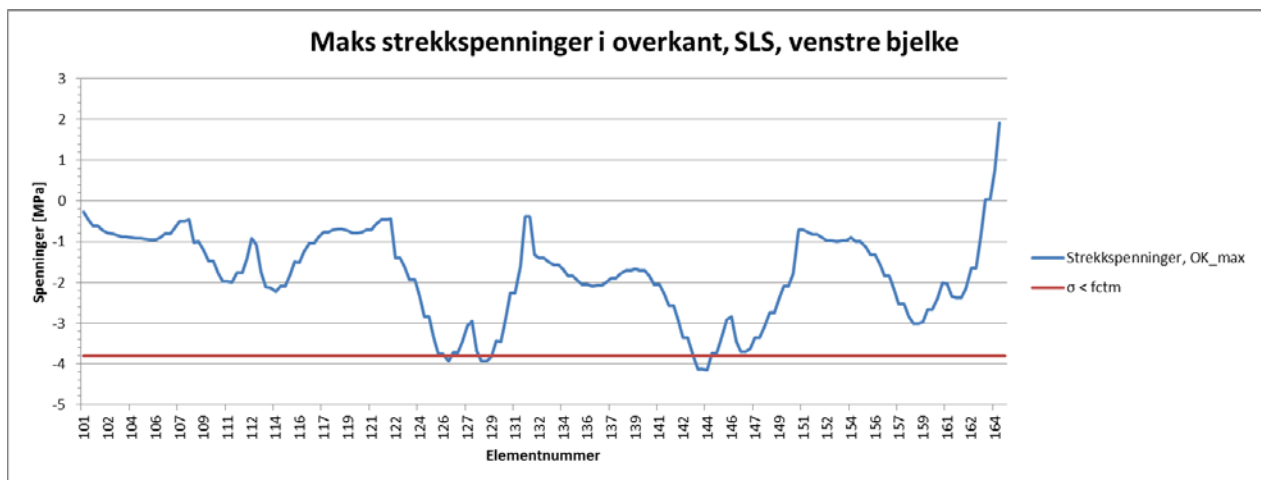
Figur 7.26: Momentdiagram pga. egenvekt. etter byggefase 4



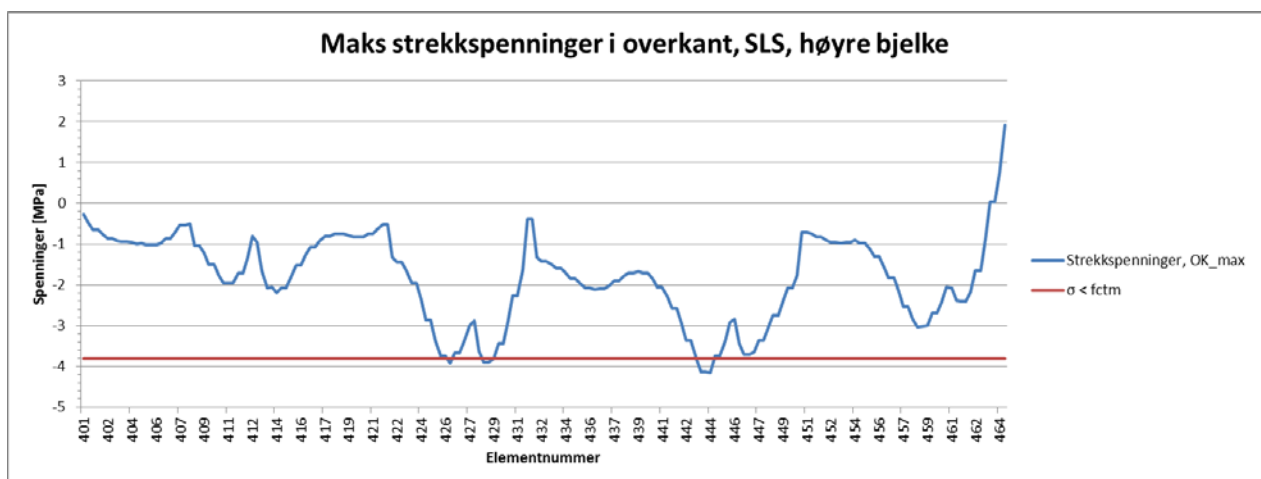
Figur 7.27: Momentdiagram pga. K1, K5, K2, K7, K6 og K3 etter byggefase 4



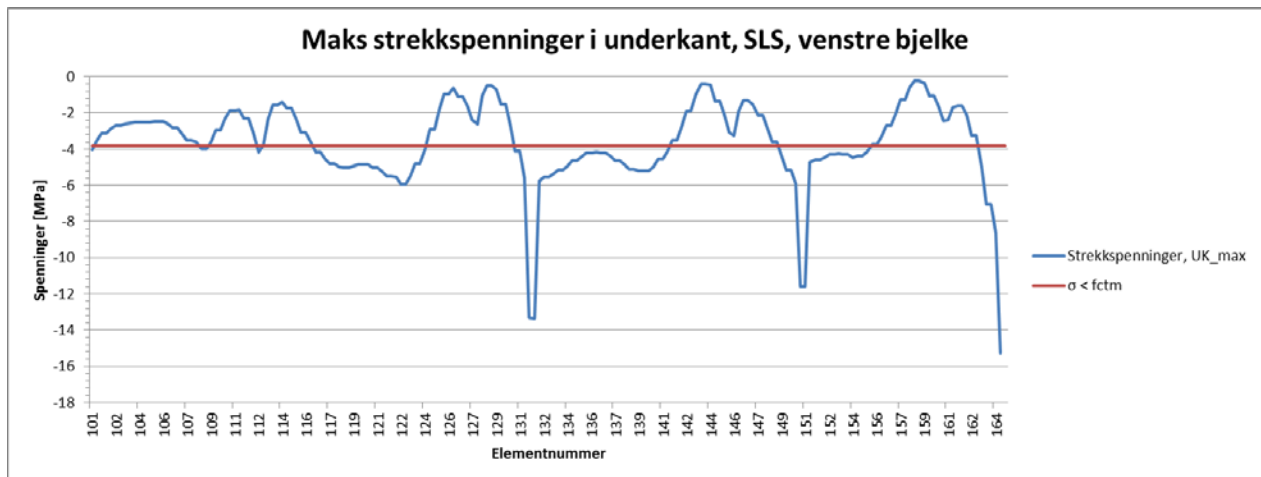
Figur 7.28: Momentdiagram etter byggefase 4



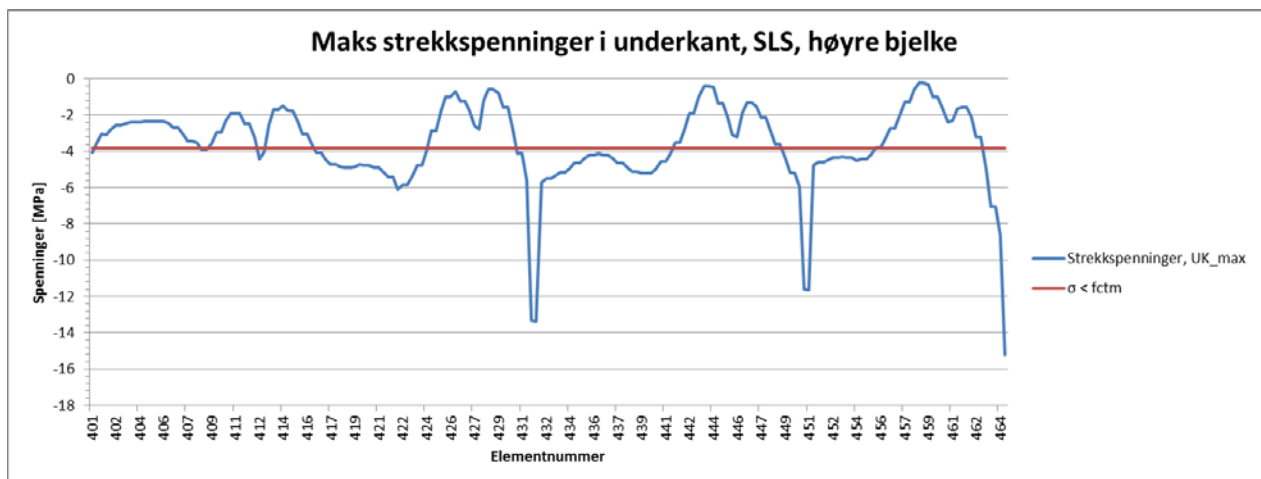
Figur 7.29: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 4, venstre bjelke, SLS



Figur 7.30: Maks strekkspenninger i ok etter b.fase 4, høyre bjelke, SLS



Figur 7.31: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 4, venstre bjelke, SLS



Figur 7.32: Maks strekkspenninger i uk etter b.fase 2, høyre bjelke, SLS

Ut fra spenningsdiagrammene ovenfor kan man se at ved maks strekkspenninger i tverrsnittet, vil rissdannelser oppstå.

8. BRUDDGRENSETILSTAND

Kontroller for bruddgrensetilstand som er utført i denne rapporten er:

- Spenningskontroll
- Momentkapasitet
- Skjærkapasitet
- Torsjonskapasitet
- Kapasitet av søyler

8.1 SPENNINGSKONTROLL

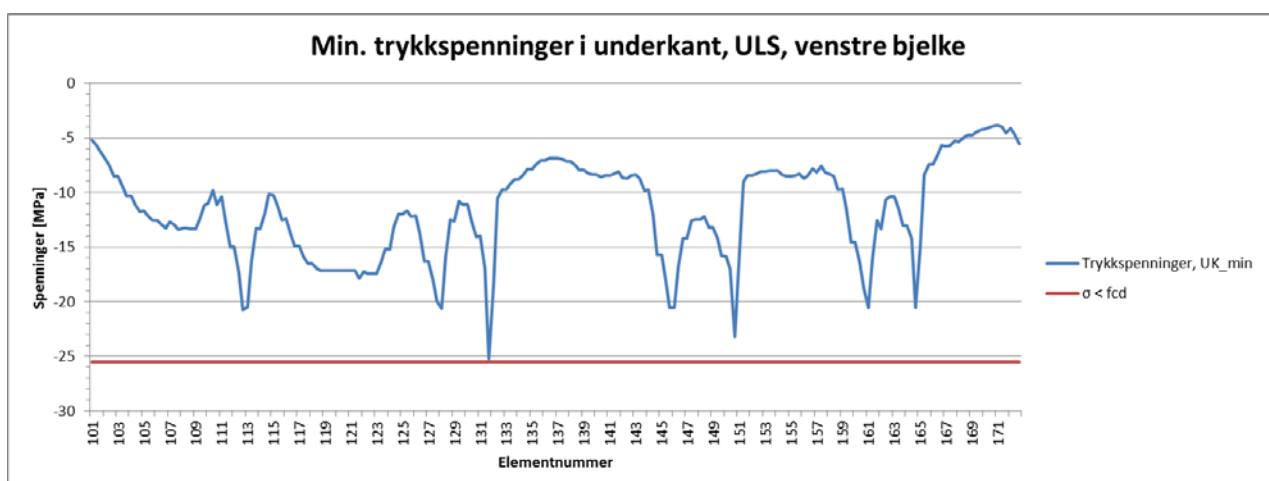
Dimensjonerende trykkfeltkapasitet regnes ut etter punkt 6.5.2, ref. (2):

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 25,5MPa$$

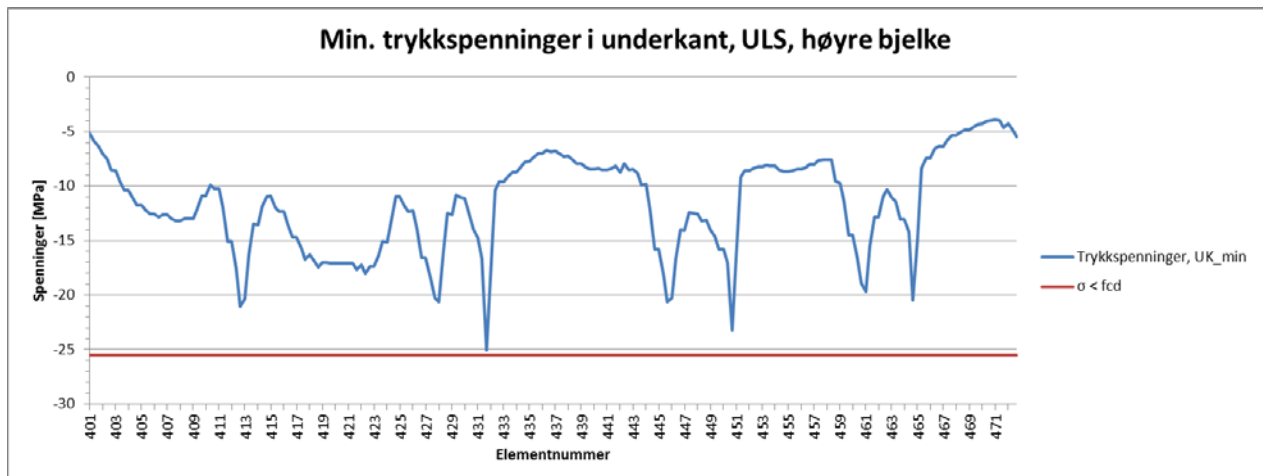
Ut fra lastanalysen i NovaFrame får vi største opptredende betongtrykkspenning i bruddgrensetilstand ved element 131-1.0 (profilnummer 6620,5):

$$\sigma_{Rd} = 25,12MPa < \sigma_{Rd,max} \rightarrow \text{ok!}$$

Siden broen er dimensjonert etter NS 3473, er det skjedd mye på lastsiden og dimensjonering vil opptredende spenninger etter eurokoden være større.



Figur 8.1: Trykkspenninger i venstrebjelke, ULS



Figur 8.2: Trykkspenninger i høyrebjelke, ULS

Ut fra figurene ovenfor ser man at rundt oppspenningspunkter og oppleggspunkter, har man høye trykkspenninger i underkant.

8.2 KAPASITET OG DIMENSJONERING FOR BØYEMOMENT

Ut fra punkt 6.1, ref. (2), om bøyning med eller uten aksialkraft, gjøres følgende forutsetninger:

- plane tverrsnitt forblir plane
- tøyningen i armeringen eller spennkabler med heft, uavhengig av om de er i strekk eller trykk, er den samme for betongen omkring
- det ses bort fra betongens strekkfasthet
- spenningen i betongen under trykk er utledet fra dimensjonerende spenningstøyningssammenheng gitt i 3.1.7
- spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i 3.2.8 (figur 3.8) og 3.3 (figur 3.10)
- den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene

8.2.1 Momentkapasitet over støtte

Opptredende maksimummoment over støttet:

$$M_{Ed, støtte} := 17836.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tverrsnittshøyde: } h := 1850 \text{ mm}$$

$$\text{Tverrsnittsbredde: } b := 750 \text{ mm}$$

Velger armering:

$$\text{Hovedarmering: } \varnothing_H := 25 \text{ mm}$$

$$\text{Bøylearmering: } \varnothing_b := 16 \text{ mm}$$

$$\text{Overdekkning: } c_{\text{min. dur}} := 55 \text{ mm}$$

$$\text{Tolleranse: } \Delta := 10 \text{ mm}$$

$$\text{Spennstålets fasthet: } f_{pk} := 1860 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Spennstålets 0.1\%-grense: } f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$\text{Forspenning etter låsetap: } \sigma_{p0} := 0.85 \cdot f_{pk} = 1581 \text{ MPa}$$

$$\text{Spennstålets E-modul: } E_p := 1.96 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Initiell tøyningdifferanse: } \varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 8.066 \cdot 10^{-3}$$

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

$$\text{Dimensjonerende trykkfasthet: } f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet: } f_{ctm} := 3.8 \cdot \text{MPa}$$

Armeringens karakteristiske flytgrense: $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

Slakkarmeringens dimensjonerende flytgrense: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$

Spennarmeringens dimensjonerende flytgrense: $f_{pd} := \frac{f_{pk}}{1.15} = 1617.4 \text{ MPa}$

Velger armeringsmengde i topp av tverrsnitt:

$$A_{s,topp} := 20 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 9817.5 \text{ mm}^2$$

Velger armeringsmengde i bunn av tverrsnitt:

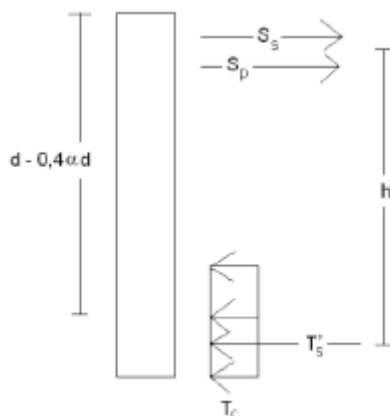
$$A_{s,bunn} := 5 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 2454.4 \text{ mm}^2$$

Areal av spennstål:

$$A_{p,1206} := 140 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 1680 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,1906} := 140 \text{ mm} \cdot 19 \text{ mm} = 2660 \text{ mm}^2$$

$$A_p := 4 \cdot A_{p,1206} + A_{p,1906} = 9380 \text{ mm}^2$$



Figur 8.3: Kraft illustrasjon over støttet

Kraft i strekkarmering i topp av tverrsnitt:

$$S_s := A_{s,topp} \cdot f_{yd} = 4268.5 \text{ kN}$$

$$S_p := A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 13376.7 \text{ kN}$$

Kraft i trykkarmering i bunn av tverrsnitt:

$$T_s' := A_{s,bunn} \cdot f_{yd} = 1067.1 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt gir:

$$T_c := S_s + S_p - T_s' = 16578 \text{ kN}$$

Betongens trykksone beregnes etter:

$$\alpha d := \frac{T_c}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = 1083.5 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := h - 1700 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$d_{slakk} := h - \left(c_{min,dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 1766.5 \text{ mm}$$

$$d_{middel} := h - \frac{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \cdot d_{spenn} + A_{s,topp} \cdot f_{yd} \cdot d_{slakk}}{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} + A_{s,topp} \cdot f_{yd}} = 1309 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{\alpha d}{d_{middel}} = 0.828$$

Momentkapasitet av tverrsnitt over støtte blir da:

$$h' := h - 2 \cdot \left(c_{min,dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 1683 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,støtte} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{middel}^2 + T_s' \cdot h' = 16310.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,støtte} > M_{Rd,støtte}$$

Siden opptredende maksmoment over støtte er større enn kapasiteten, må man tilleggsarmere tverrsnittet:

$$h' := d_{middel} - c_{min,dur} - \Delta - \varnothing_b - \frac{\varnothing_H}{2} = 1215.459 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed,støtte} - M_{Rd,støtte}}{f_{yd} \cdot h'}$$

$$A' := A_s = 2887.8 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{\pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4}} = 5.883 \quad \text{Velger å bruke 7}\varnothing 25, \text{ for å være på sikker side}$$

$$A_{s.tillegg} := 7 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 3436.1 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i bunn av tverrsnitt:

$$A_{s.min.bunn} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{middel} = 1939.878 \text{ mm}^2$$

Total armeringsmengde i bunn blir dermed:

$$A_{s.bunn.tot} := A_{s.tillegg} + A_{s.bunn} = 5890.5 \text{ mm}^2 \quad \text{Antall.jern} := \frac{A_{s.bunn.tot}}{\pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4}} = 12$$

Sjekker momentkapasiteten på nytt:

Kraft i trykkarmering i bunn av tverrsnitt:

$$T_s' := A_{s.bunn.tot} \cdot f_{yd} = 2561.1 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt gir:

$$T_c := S_s + S_p - T_s' = 15084.1 \text{ kN}$$

Betongens trykksone beregnes etter:

$$\alpha d := \frac{T_c}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = 985.9 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := h - 1700 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$d_{slakk} := h - \left(c_{min.dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 1766.5 \text{ mm}$$

$$d_{middel} := h - \frac{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \cdot d_{spenn} + A_{s.topp} \cdot f_{yd} \cdot d_{slakk}}{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} + A_{s.topp} \cdot f_{yd}} = 1309 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{\alpha d}{d_{middel}} = 0.753$$

Momentkapasitet av tverrsnitt over støtte blir dermed:

$$h' := h - 2 \cdot \left(c_{\min.dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 1683 \text{ mm}$$

$$M_{Rd.støtte} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{middel}^2 + T_s' \cdot h' = 18106.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

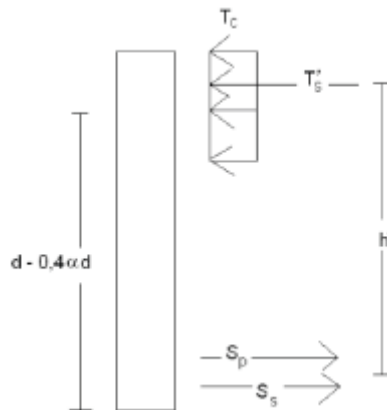
$$M_{Ed.støtte} < M_{Rd.støtte}$$

Momentkapasiteten over støtte er tilfredsstillt.

8.2.2 Momentkapasitet i felt

Opptredende maksimummoment i felt:

$$M_{Ed.felt} := 21510.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Figur 8.4: Kraft illustrasjon i felt

Minimumsarmering i topp av tverrsnitt:

$$b_{topp} := 4625 \text{ mm}$$

$$A_{s.min.topp} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{topp} \cdot d_{middel} = 11962.578 \text{ mm}^2$$

Valgt armering, som over støttet:

$$A_{s.topp} = 9817.5 \text{ mm}^2$$

Dette tilfredstiller ikke minimumskravet, ergo armerer med minimumsarmering:

$$A_{s.topp} := A_{s.min.topp} = 11962.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall.jern} := \frac{A_{s.min.topp}}{\pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4}} = 24.37$$

Velger å bruke 25 · Ø25:

$$A_{s.topp} := 25 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 12271.8 \text{ mm}^2$$

Kraft i strekkarmering i bunn av tverrsnitt:

$$S_s := A_{s,bunn} \cdot f_{yd} = 1067.1 \text{ kN}$$

$$S_p = 13376.7 \text{ kN}$$

Kraft i trykkarmering i topp av tverrsnitt:

$$T_s' := A_{s,topp} \cdot f_{yd} = 5335.6 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt gir:

$$T_c := S_s + S_p - T_s' = 9108.2 \text{ kN}$$

Betongens trykksone beregnes etter:

$$\alpha d := \frac{T_c}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{topp}} = 96.5 \text{ mm}$$

$$A_{p,1} := 2 \cdot 1680 \text{ mm}^2 \quad e_1 := 320 \text{ mm}$$

$$A_{p,2} := (2 \cdot 1680 + 2660) \text{ mm}^2 \quad e_2 := 120 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := \frac{A_{p,1} \cdot e_1 + A_{p,2} \cdot e_2}{A_p} = 191.6 \text{ mm}$$

$$d_{slakk} := c_{min,dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} = 83.5 \text{ mm}$$

$$d_{middel} := h - \frac{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \cdot d_{spenn} + A_{s,bunn} \cdot f_{yd} \cdot d_{slakk}}{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} + A_{s,bunn} \cdot f_{yd}} = 1666.3 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{\alpha d}{d_{middel}} = 0.058$$

Momentkapasitet av tverrsnitt i felt blir dermed:

$$M_{Rd,felt} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_{topp} \cdot d_{middel}^2 + T_s' \cdot h' = 23805.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,felt} < M_{Rd,felt}$$

Momentkapasiteten i feltet er tilfredsstillt, og man trenger ikke å tilleggsarmere.

8.3 DIMENSJONERING AV TVERRSNITT

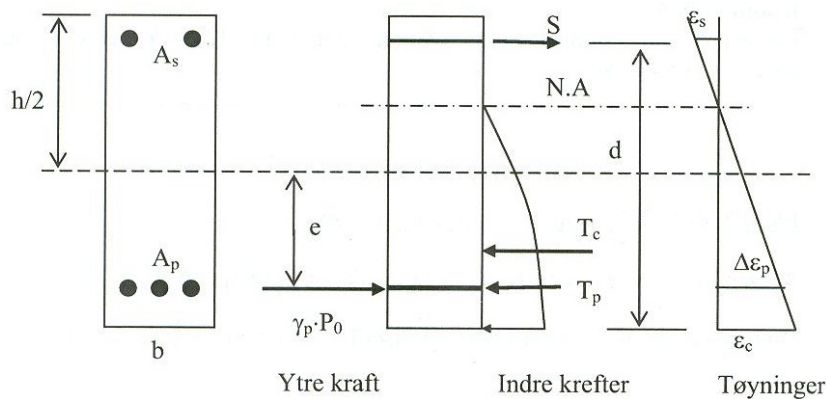
Når man skal dimensjonere et spennarmert tverrsnitt, er det ønskelig å få en duktil oppførsel ved brudd. Dette betyr i hovedsak at tverrsnittet er "underarmert", og at stålet flyter før endelig trykkbrudd i betongen, på den måten vil man få utnyttet spennarmeringens dimensjonerende fasthet.

For Sagbakken bru er spennarmering allerede valgt, og denne brukes videre.

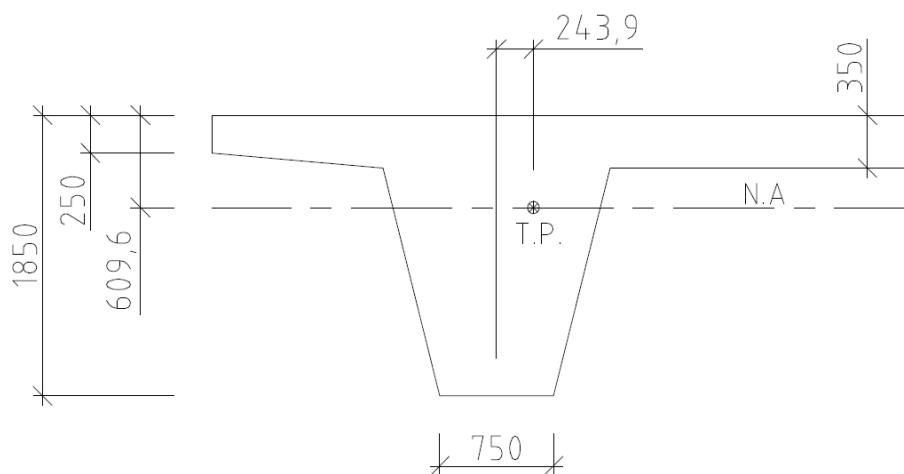
8.4 KONTROLL AV OPPSPENNINGSTILSTANDEN, M-N DIAGRAM

Kapasiteten til brubjelke tverrsnittet kontrolleres ved å beregne noen få punkter på tverrsnittets kapasitetskurve for samtidig virkning av moment og aksialkraft.

Ut fra kapittel 7.1.4, ref. (1), kan man kontrollere oppspenningstilstanden ved å lage et M-N diagram, og se om kapasiteten er tilstrekkelig for oppspenningstilstanden:



Figur 8.5: Illustrasjon av oppspenningstilstanden med spennkraft som ytre last



Figur 8.6: Tyngdepunkts plassering, hentet fra NovaFrame

Tverrsnittshøyde:	$h := 1850 \text{ mm}$
Tverrsnittsbredde:	$b := 750 \text{ mm}$
Velger armering:	
Hovedarmering:	$\varnothing_H := 25 \text{ mm}$
Bøylearmering:	$\varnothing_b := 16 \text{ mm}$
Overdekkning:	$c_{\text{min.dur}} := 55 \text{ mm}$
Tolleranse:	$\Delta := 10 \text{ mm}$
Spennstålets fasthet:	$f_{pk} := 1860 \cdot \text{MPa}$
Spennstålets 0.1%-grense:	$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$
Forspenning etter låsetap:	$\sigma_{p0} := 0.85 \cdot f_{pk} = 1581 \text{ MPa}$
Spennstålets E-modul:	$E_p := 1.96 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$
Slakkarmeringens E-modul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$
Initiell tøyningsdifferanse:	$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 8.066 \cdot 10^{-3}$
Karakteristisk betongfasthet:	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$
Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.8 \cdot \text{MPa}$
Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet:	$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$
Tøyningsgrense for trykk i betongen:	$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$
Armeringens karakteristiske flytgrense:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Slakkarmeringens dimensjonerende flytgrense:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$
Spennarmeringens dimensjonerende flytgrense:	$f_{pd} := \frac{f_{pk}}{1.15} = 1617.4 \text{ MPa}$
Karakteristisk tøyningsgrense for slakkarmering:	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \cdot 10^{-3}$
Dimensjonerende tøyningsgrense for slakkarmering:	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \cdot 10^{-3}$
Areal av spennstål:	
$A_{p.1206} := 140 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 1680 \text{ mm}^2$	
$A_{p.1906} := 140 \text{ mm} \cdot 19 \text{ mm} = 2660 \text{ mm}^2$	

$$A_{s,topp} := 25 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 12271.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s,topp} = 12271.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,1} := 2 \cdot 1680 \text{ mm}^2 \quad e_1 := 320 \text{ mm}$$

$$A_{p,2} := (2 \cdot 1680 + 2660) \text{ mm}^2 \quad e_2 := 120 \text{ mm}$$

$$d_{spenn} := \frac{A_{p,1} \cdot e_1 + A_{p,2} \cdot e_2}{A_p} = 191.6 \text{ mm}$$

$$d_{slakk} := h - \left(c_{min,dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 1766.5 \text{ mm}$$

$$d_{middel} := h - \frac{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} \cdot d_{spenn} + A_{s,topp} \cdot f_{yd} \cdot d_{slakk}}{A_p \cdot \frac{f_{p0.1k}}{1.15} + A_{s,topp} \cdot f_{yd}} = 1209.3 \text{ mm}$$

$$d := d_{slakk}$$

$$tp := 609.6 \text{ mm}$$

$$d_1 := tp - \left(c_{min,dur} + \varnothing_b + \frac{\varnothing_H}{2} \right) = 526.1 \text{ mm}$$

$$e := h - tp - d_{spenn} = 1048.8 \text{ mm}$$

Velger tøyningstilstander:

1. Rent trykk:

$$T_c := f_{cd} \cdot A_{c,b} = 82875 \text{ kN}$$

$$T_p := \frac{\varepsilon_{cu}}{2} \cdot E_p \cdot A_p = 3217.34 \text{ kN}$$

$$T_s := \frac{\varepsilon_{cu}}{2} \cdot E_s \cdot A_s = 4295.146 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_c + T_p + T_s = 90387.486 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_p \cdot e - T_s \cdot d_1 = 1114.535 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Balansepunkt:

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} = 0.617$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} = 16672.1 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\alpha \cdot d - d_{spenn}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.884 \cdot 10^{-3}$$

$$T_p := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{1.15} \cdot A_p = 4611.317 \text{ kN}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_s = 5335.6 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + T_p - S = 15947.8 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot ((h - tp) - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) + T_p \cdot e + S \cdot d_1 = 21056.4 \text{ kN} \cdot m$$

3. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{2 \cdot \varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu}} = 0.412$$

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} = 11128.95 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\alpha \cdot d - d_{spenn}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.578 \cdot 10^{-3}$$

$$S := f_{yd} \cdot A_s = 5335.585 \text{ kN}$$

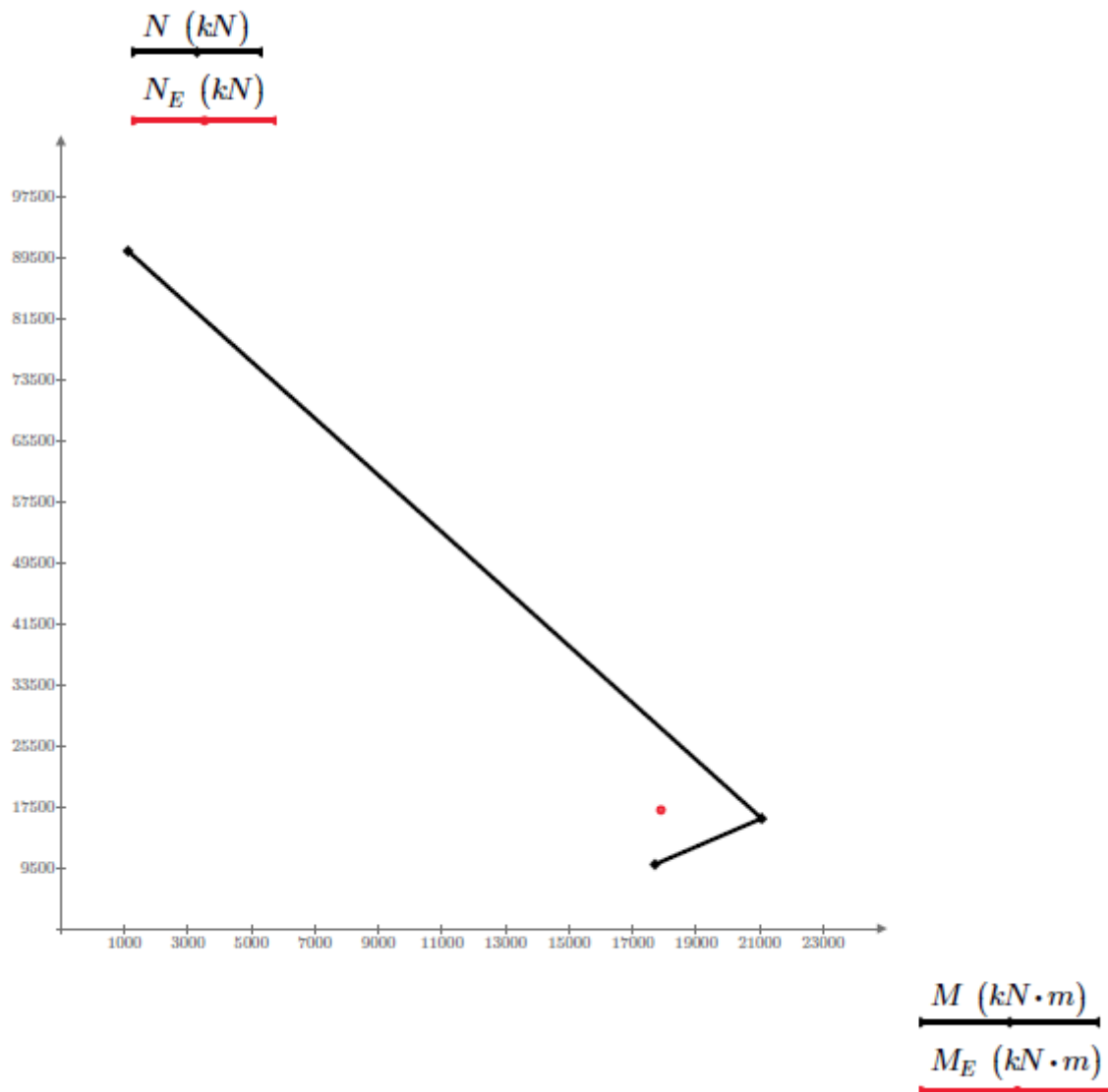
$$T_p := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{1.15} \cdot A_p = 4121.2 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + T_p - S = 9914.538 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot ((h - tp) - 0.4 \cdot \alpha \cdot d) + T_p \cdot e + S \cdot d_1 = 17695.515 \text{ kN} \cdot m$$

$$N_E := \sigma_{p0} \cdot A_p \cdot 1.15 = 17054.2 \text{ kN}$$

$$M_E := N_E \cdot e = 17885.8 \text{ kN} \cdot m$$



Figur 8.7: M-N diagram for oppspenningstilstanden til brubjelken

Ut fra figuren over, ser man at den aktuelle kombinasjonen av M_E og N_E faller innenfor kapasitetskurven, og man kan dermed konkludere at kapasiteten er tilstrekkelig for oppspenningstilstanden.

8.5 TVERRMOMENT OG TVERRSKJÆR

Kontrolleres ikke i denne rapporten på grunn av tidsmangel.

8.6 KONTROLL AV SKJÆRKRAFTKAPASITET

For å kunne gjennomføre en kontroll av skjærkraftkapasiteten for bjelken, må man ha beregnet lastvirkningene (M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed}) som opptrer på grunn av alle lastene, disse lastvirkningene vil bli tatt ut fra lastanalysen utført i NovaFrame.

8.6.1 Sjekker om skjærarmering er nødvendig

Sjekker om skjærarmering er nødvendig etter 6.2.2 (1), ref. (2):

Opptredende lastvirkninger:

$$N_{Ed} := 2988.5\text{kN} \quad V_{Ed_max} := 4802.6\text{kN}$$

$$f_{ck} := 45 \quad f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 25.5\text{MPa} \quad f_{yd} := 435\text{MPa}$$

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

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \quad \nu \text{ følger av 6.2.2 (6) og } \alpha_{cw} \text{ fra uttrykk (6.9)}$$

$$\alpha_{cw} := 1 \quad \alpha_{cw} \text{ kan økes pga forspenning, men settes lik 1 her.}$$

$$k_2 := 0.18 \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{Det antas } k_2 \text{ er 0.18 etter NA 6.2.2}$$

$$C_{rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$h := 1850\text{mm} \quad c_{\text{min.dur}} := 55\text{mm}$$

$$\Phi_o := 25\text{mm} \quad \Delta c_{\text{dev}} := 10\text{mm}$$

$$\Phi_{\text{o.tverr}} := 16\text{mm}$$

$$d := h - (c_{\text{min.dur}} - \Delta c_{\text{dev}}) - \Phi_{\text{o.tverr}} - \frac{\Phi_o}{2} = 1776.5\text{mm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1598.9\text{mm}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} = 1.336$$

$$\phi_k := 92\text{mm}$$

$$b_w := 750\text{mm}$$

$$b_w := \begin{cases} b_w & \text{if } \phi_k < \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0.5 \cdot 2 \cdot \phi_k & \text{if } \phi_k > \frac{b_w}{8} \end{cases} = 750 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 2633 \cdot \text{mm}^2$$

I NA.6.2.2 (1), ref. (2), settes k_1 lik 0,15 for trykk og 0,3 for strekk.

$$A_c := 3.25 \text{m}^2 \quad k_1 := 0.15 \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}$$

$$\rho_1 := \begin{cases} 0.02 & \text{if } \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \geq 0.02 \\ \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} & \text{if } \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} < 0.02 \end{cases} = 0.002$$

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} (0.2 \cdot f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0.2 \cdot f_{cd} \\ \frac{N_{Ed}}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} \end{cases} = 0.92 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \left[C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 626 \cdot \text{kN}$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.362$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 667 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \begin{cases} V_{Rd.c} & \text{if } V_{Rd.c} \geq V_{Rd.c.min} \\ V_{Rd.c.min} & \text{if } V_{Rd.c.min} > V_{Rd.c} \end{cases} = 667 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Skjærkapasitet} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{Ed_max} < V_{Rd.c} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"IKKE OK"}$$

V_{Rdc} er dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten behov for skjærarmering, siden opptredende skjærkraft er større enn dimensjonerende kapasitet, trengs det skjærarmering.

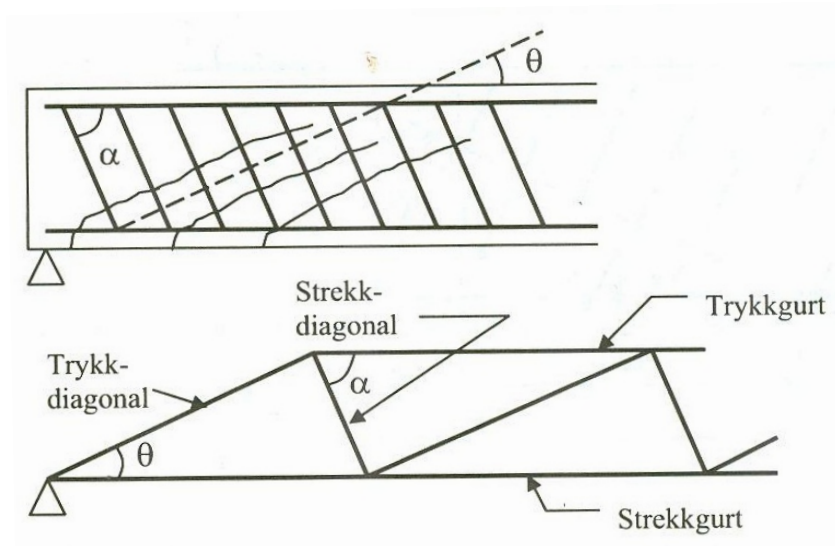
Dersom det ikke armeres for skjær, kan man finne kapasiteten for skjærtrykkbrudd etter punkt 6.2.2 (6), ref. (2):

$$\text{Skjærtrykkbrudd} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{Ed_max} < 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Kapasiteten for skjærtrykkbrudd er tilstrekkelig.

8.6.2 Kontroll av skjær med fagverksmetoden

Dimensjonering av konstruksjoner hvor $V_{Ed} > V_{Rdc}$, som da må skjærarmeres, baseres på en fagverksmodell. Kapasiteten for skjærkraft alene eller i kombinasjon med andre lastvirkninger, kan beregnes ut fra en antatt indre fagverksmodell:



Figur 8.8: Antatt indre fagverksmodell

Fagverket består av betongtrykkdiagonaler i vinkel, Θ , med bjelkeaksen, strekkstaver i skjærarmerings-retningen, α , med bjelkeaksen og strekk- og trykksone som henholdsvis strekk- og trykkgurt.

8.6.2.1 Skjærstrekkraftkapasitet

Helningen til betongtrykkdiagonalene, Θ , kan velges innenfor visse grenser som angis i NA.6.2.3 (2), ref. (2), uttrykt ved $\cot(\Theta)$:

$$1.0 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

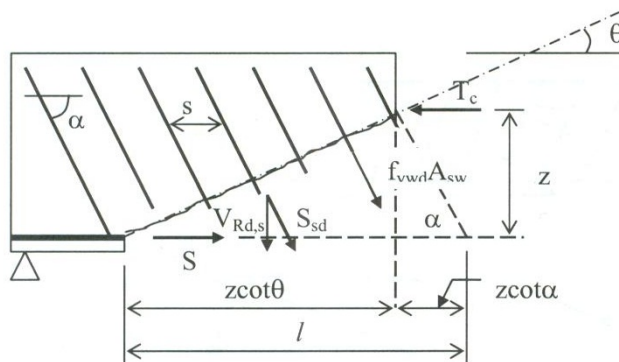
Velger: $\theta_f := 21.8^\circ$

$$\cot(\theta_f) = 2.5$$

$$\Phi_{o.tverr} := 20\text{mm}$$

For konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmring er skjærstrekkraftkapasiteten gitt ved:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta_f)$$



Figur 8.9: Bjelke med skjærarmring

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{o.tverr}}{2} \right)^2 = 628 \cdot \text{mm}^2$$

$$\nu_1 := 0.6 \quad f_{ck} < 60\text{MPa}$$

Benytter uttrykk 6.10, ref. (2), dermed skal skjærarmringens dimensjonerende flytegrense reduseres til $0,8 \cdot f_{ywd}$:

$$f_{ywd} := 0.8 \cdot f_{yd} = 348 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{sw2} := \frac{V_{Ed_max}}{(z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta_f))} = 3452 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w = 1006 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmeringen er tilfredstilt.

$$n := \frac{A_{sw2}}{A_{sw}} = 5.495 \frac{1}{m}$$

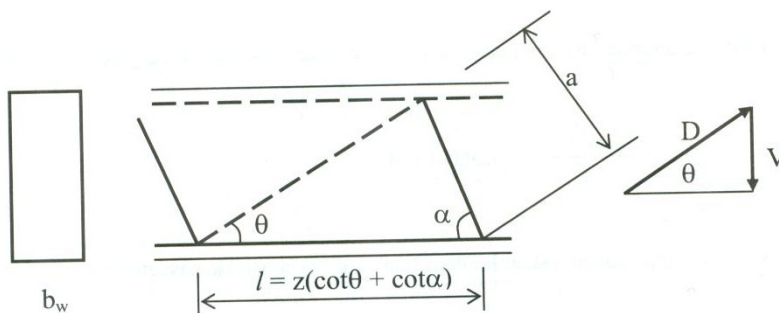
$$s := \frac{1}{n} = 182 \text{ mm}$$

Velger å legge inn bøyler Ø20cc180.

8.6.2.2 Skjærtrykkkapasitet

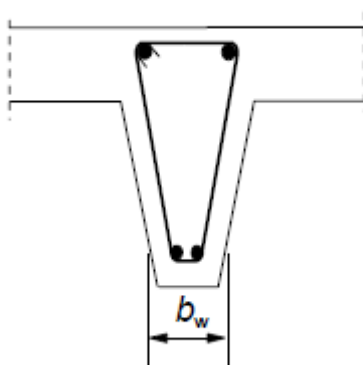
Skjærtrykkkapasiteten er gitt ved:

$$V_{Rd.cc} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd})}{\cot(\theta f) + \tan(\theta f)} = 6326.2 \text{ kN}$$



Figur 8.10: Fagverksmodell for skjærtrykk

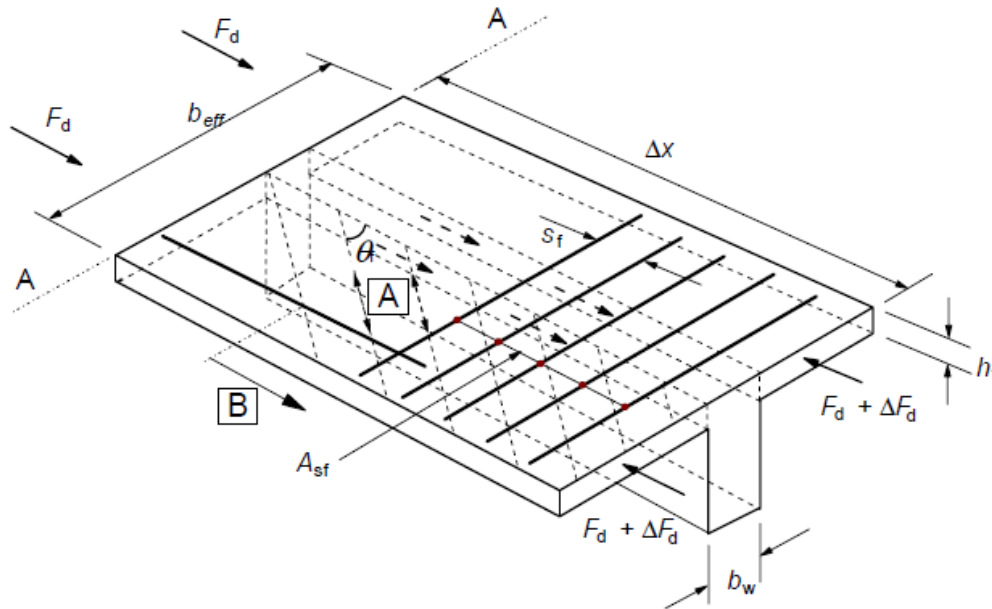
Skjærtrykkbrudd :=	"OK" if $V_{Ed_max} < V_{Rd.cc}$ = "OK"
	"IKKE OK" otherwise



Figur 8.11: Illustrasjon av skjærarmoring

8.6.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Skjærkapasiteten av flenser kan beregnes ved å betrakte flensen som et system av trykkstaver kombinert med strekkstaver i form av strekkarmering, punkt 6.2.4, ref. (2).



A – trykkstaver B – lengdarmering forankret utenfor det betraktede området (se 6.2.4 (7))

Figur 8.12: Betegnelser for forbindelsen mellom flens og steg, fig. 6.7, ref. (2)

Skjærspenningen i lengderetningen i overgangen mellom en del av flens og steget bestemmes ved endringen av normalkraft i den delen av flensen som undersøkes. Endringen i aksialkraft er størst inn mot opplegg, hvor flensen vil være i strekk.

$$\Delta F_d := (2500 - 800) \text{ kN} = 1700 \cdot \text{kN} \quad \text{er endringen av normalkraft i flensen over lengden } \Delta x$$

$$h_f := 0.35 \text{ m} \quad \text{er flensens tykkelse ved overgangen}$$

$$\Delta x := 8 \text{ m} \quad \text{er lengden som undersøkes}$$

$$V_{Ed} := \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = 0.61 \cdot \text{MPa}$$

$$S_f := 1000 \text{ mm} \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\theta_f := \frac{\pi}{4} \cot(\theta_f) = 1 \quad \text{Cot } \theta \text{ settes mellom 1 og 1.25 hvis flensen er i strekk. Se NA 6.2.4.}$$

$$A_{st} := \frac{(V_{Ed} \cdot h_f \cdot S_f)}{f_{yd} \cdot \cot(\theta_f)} = 489 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{6.2.4 (4), ligning (6.21)}$$

For å forhindre trykkbrudd i trykkstavene i flensen gjelder følgende betingelse:

$$v_{Ed} \leq \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$$

$$f_{ck} := 45$$

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

$$\nu \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 6.3 \cdot \text{MPa} \quad 6.2.4 (4), \text{ ligning (6.22)}$$

$$\text{Trukkbrudd} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{Ed} < \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$V_{Ed} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctd} := 1.75 \text{MPa} \quad k := 0.4$$

Hvis V_{Ed} er mindre eller lik $k \cdot f_{ctd}$, kreves ingen ekstra armering utover den som kreves ved bøyning, etter NS-EN 1992-1-1, punkt 6.2.4 (6).

$$k \cdot f_{ctd} = 0.7 \cdot \text{MPa}$$

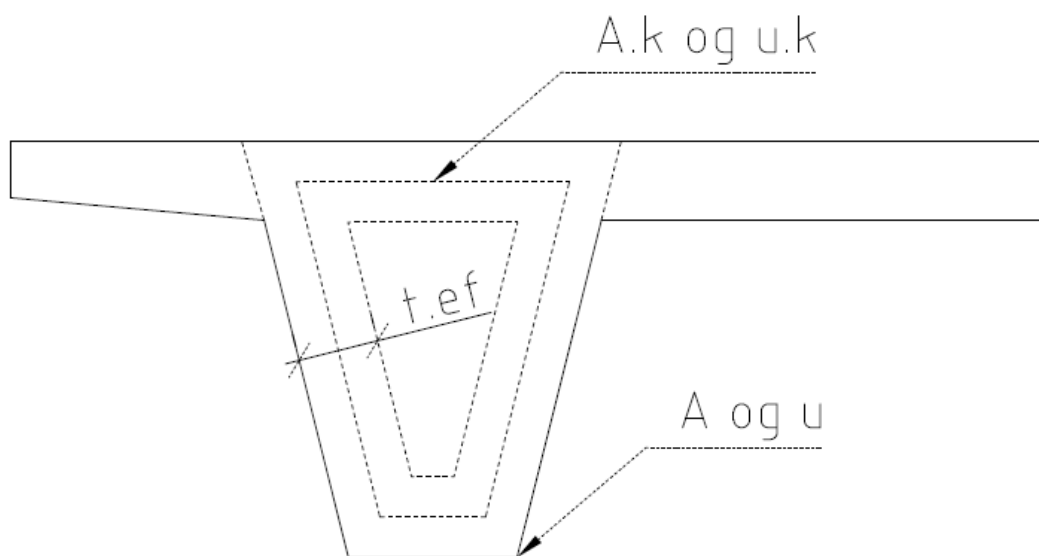
$$\text{KraVFlensarming} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (V_{Ed}) < k \cdot f_{ctd} \\ A_{st} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Det er nødvendig å forankre strekkarmeringen i lengderetningen i flensen forbi trykkstaven som fører kraften tilbake til steget i snittet der denne armeringen er påkrevd.

8.7 KONTROLL AV TORSJONSKAPASITET

Der den statiske likevekten for en konstruksjon avhenger av torsjonskapasiteten i deler av konstruksjonen, skal det utføres en fullstendig dimensjonering for torsjon for både bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander, punkt 6.3.1 (1)P, ref. (2).

Torsjonskapasiteten for et tverrsnitt kan beregnes på grunnlag av et tynnvegget lukket hulltverrsnitt der likevekten oppfylles ved en lukket skjærstrøm. Massive tverrsnitt kan modelleres ved hjelp av et likeverdig tynnvegget hulltverrsnitt. Komplekse former, for eksempel T-tverrsnitt, kan deles inn i en rekke deltverrsnitt som hver modelleres som et tilsvarende tynnvegget hulltverrsnitt, og den totale torsjonskapasiteten kan beregnes som summen av de enkelte konstruksjonsdelenes kapasitet, punkt 6.3.1 (3), ref. (2).



Figur 8.13: Antatt lukket hulltverrsnitt

$A_{c.w} := 2243125\text{mm}^2$ Er det totale arealet av tverrsnittet innenfor den ytre omkretsen, medregnet innvendig hulrom, steg.

$u_w := 6239\text{mm}$ Omkretsen av areal av steg.

$$t_{ef.w} := \frac{A_{c.w}}{u_w} = 359.5\text{-mm}$$

Den effektive veggtykkelsen kan settes lik A/u , men bør ikke settes mindre enn to ganger avstanden mellom overflaten og senteret av lengdearmeringen. For hule tverrsnitt er den virkelige tykkelsen en øvre grense.

$A_{k.w} := 1254905\text{mm}^2$ Arealet som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelene, medregnet innvendig hulrom

$u_{k.w} := 4.756\text{m}$

Lengden av sidekantene i delen er definert ved avstanden mellom skjæringspunktene for senterlinjene til de tilstøtende delene:

$$z_{w1} := 1.215\text{m} \quad \text{Topp}$$

$$z_{w2} := 0.469\text{m} \quad \text{Bunn}$$

$$z_{w3} := 1.536\text{m} \quad \text{Side}$$

$$z_{w4} := 1.536\text{m} \quad \text{Side}$$

Dimensjonerende torsjonsmoment, maksverdi, er tatt ut fra NovaFrame med verdi:

$$T_{Ed} := 6211.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

Skjærspenningen i en del av tverrsnittet som utsettes for et rent torsjonsmoment:

$$\tau_{t,w} := \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_{k,w} \cdot t_{ef,w}} = 5.7 \cdot \text{MPa}$$

Torsjonsmoment når riss opptrer:

$$f_{ctd} := 1.53\text{MPa}$$

$$T_{cr} := 2f_{ctd} \cdot A_{k,w} \cdot t_{ef,w} = 1381 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Det vil si at brubjelken risser på grunn av torsjon.

Skjærkraften som opptrer i hver del pga torsjon:

$$V_{Ed,w1} := \tau_{t,w} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w1} = 2492 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed,w2} := \tau_{t,w} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w2} = 962 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed,w3} := \tau_{t,w} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w3} = 3150.3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed,w4} := \tau_{t,w} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w4} = 3150.3 \cdot \text{kN}$$

I tverrsnittsdeler med trykk kan lengdearmeringen reduseres basert på den opptredende trykkraft. I tverrsnittsdeler med strekk legges lengdearmeringen beregnet for torsjon til den øvrige armeringen.

Lengdearmeringen bør generelt fordeles over sidens lengde z_i , men for mindre tverrsnitt kan den konsentreres ved endene av denne lengden.

Nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen på grunn av torsjon:

$$f_{ck} := 45 \quad f_{yd} := 435 \text{MPa} \quad \theta_f := \frac{45\pi}{180} = 0.79 \quad \cot(\theta_f) = 1$$

$$f_{cd} := 25.5 \text{MPa}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \quad v \text{ følger av 6.2.2 (6) og } \alpha_{cw} \text{ fra uttrykk (6.9)}$$

$$N_{Ed} := 1654.4 \text{kN} \quad A_c := 3.25 \text{m}^2$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0.5 \cdot \text{MPa} \quad 0.25 \cdot f_{cd} = 6.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.02$$

$$\Sigma A_{sl} := \frac{T_{Ed} \cdot u_{k,w}}{2 \cdot A_{k,w} \cdot f_{yd}} \cdot \cot(\theta_f) = 22424 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig skjærarmering på grunn av torsjonsmomentet:

$$A_{sw} := 1000 \text{mm} \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_{k,w} \cdot f_{yd}} \cdot \tan(\theta_f) = 4715 \cdot \text{mm}^2$$

Dimensjonerende kapasitet for torsjon:

$$T_{Rd,max} := 2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_{k,w} \cdot t_{ef,w} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 5773 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Største dimensjonerende skjærkraftkapasitet:

$$V_{Rd,max1} := \alpha_{cw} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w1} \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta_f) + \tan(\theta_f)} = 2795 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max2} := \alpha_{cw} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w2} \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta_f) + \tan(\theta_f)} = 1079 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max3} := \alpha_{cw} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w3} \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta_f) + \tan(\theta_f)} = 3533 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max4} := \alpha_{cw} \cdot t_{ef,w} \cdot z_{w4} \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta_f) + \tan(\theta_f)} = 3533 \cdot \text{kN}$$

Tilhørende skjærkraft i brubjelken:

$$V_{\text{Ed.maks}} := 1581.4 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed.steg1}} := \frac{V_{\text{Ed.maks}}}{2} + V_{\text{Ed.w3}} = 3941 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Ed.steg2}} := \frac{V_{\text{Ed.maks}}}{2} - V_{\text{Ed.w4}} = -2359.6 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraften pga torsjon vil være oppadrettet i et av stegene og nedadrettet i det andre steget.

Kontroll kapasitet av betongtrykkstavens kapasitet for bjelketverrsnittet:

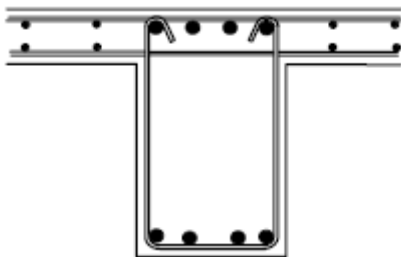
$$\frac{V_{\text{Ed.w1}}}{V_{\text{Rd.max1}}} + \frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd.max}}} = 1.78$$

$$\frac{V_{\text{Ed.w2}}}{V_{\text{Rd.max2}}} + \frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd.max}}} = 1.78$$

$$\frac{V_{\text{Ed.steg1}}}{V_{\text{Rd.max3}}} + \frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd.max}}} = 2.01$$

$$\frac{V_{\text{Ed.steg2}}}{V_{\text{Rd.max4}}} + \frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd.max}}} = 0.22$$

Ut fra disse beregningene ser man at for verdiene av lastkombinasjoner er interaksjonen mellom skjærkraft og torsjon ikke er tilfredsstillt. Det er her bare sjekket for maks torsjon med tilhørende krefter, muligheten for at andre tilfeller som gir verre resultater er der.



Figur 8.14: En av flere anbefalte former på torsjonsbøyle

8.8 KONTROLL AV KAPASITET PÅ SØYLER

Søylen kontrolleres med ferdiglagde M-N diagram fra Bernt Finnesand. Da kapasitetsformler for sirkulært tverrsnitt ofte blir temmelig unøyaktige på grunn av armeringens effektivitet med hensyn til momentkapasitet, vil være sterkere avhengig av armeringens mengde når armeringen er fordelt langs periferien enn når den som for rektangulære søyler er konsentrert på trykk og strekkside.

Starter med å kontrollere om det er nødvendig å ta med 2. ordens effekter på søylene.

8.8.1 Minimumsarmering for søyler

$$A_{c-søyler} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot \left(\frac{1250}{2}\right)^2 = 1227184,6 \text{ mm}^2$$

$$I_{søyle} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 625^4 = 1,19842 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Minimumsarmering etter NA.9.5.2 (2), ref. (2):

$$A_{s,\min} = 0,2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \leq 0,5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ men ikke mindre enn } 0,01 \cdot A_c$$

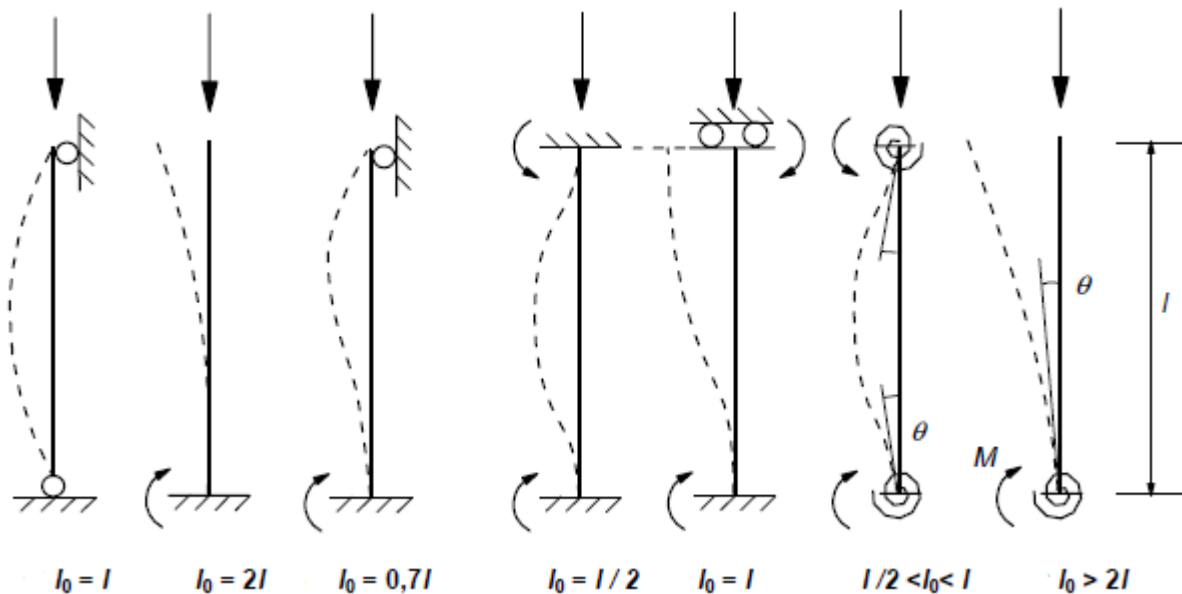
$$A_{s,\min} = 0,2 \cdot 1227184,6 \cdot \frac{25,5}{434} = 14420,8 \text{ mm}^2 > 0,5 \cdot \frac{N_{Ed}}{434} = 0,5 \cdot \frac{7961 \cdot 10^3}{434} = 9171,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,01 \cdot 1227184,6 = 12271,9 \text{ mm}^2$$

Velger å minimumsarmere i lengderetning med: 16xØ32 ($A_s=12864 \text{ mm}^2$)

8.8.2 Knekking, 2.ordens moment

I følge punkt NA.5.8.3.1, ref. (2), kreves det ikke beregninger gjennomført for 2. ordens effekter dersom den normaliserte slankheten, λ_n , er mindre enn grenseverdien $\lambda_{n,lim}$. Slanketskriteriet kontrolleres separat for hver akseretning. Andre ordens virkning inkluderes kun for de retninger hvor slanketskriteriet overskrides.



Figur 8.15: Eksempel på knekkformer, og tilhørende effektive lengder

Den normaliserte slankheten, λ_n , beregnes etter NA.5.8.3.1 (1), ref. (2):

$$\lambda_n = \lambda \cdot \left(\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega} \right)^{0.5}$$

Slankheten λ beregnes etter uttrykk:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

Treghetsradius for urisset betong:

$$i = \sqrt{\frac{E_c \cdot I_c}{E_c \cdot A_c}} = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$d_{s\ddot{o}yle} := 1250 \text{ mm}$$

$$r_{s\ddot{o}yle} := \frac{d_{s\ddot{o}yle}}{2} = 0.625 \text{ m}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 312.5 \text{ mm}$$

Lengde av søyle:

$$L := 22.4 \text{ m}$$

Søylen er fastholdt i bunn og monolittisk forbundet med overbygningen i topp, i lengde retning, dette gir en effektiv lengde lik:

$$l_0 := \frac{L}{2} = 11.2 \text{ m}$$

Den geometriske slankheten finns da som:

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 35.8$$

Den relative aksialkraften er gitt ved:

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c}$$

Betong egenskaper:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

Opptredende aksialkraft i søylen i bruddgrensetilstand:

$$N_{Ed} := 9019.2 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.288$$

Det mekaniske armeringsforholdet er gitt ved:

$$\omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c}$$

Stålets egenskaper:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa}$$

Det mekaniske armeringsforholdet blir da:

$$A_{s,\text{innsatt}} := \frac{2}{3} \cdot A_s = 8579 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Ved sirkulære tversnitt kan kun } 2/3 \text{ deler av armeringen ses på som effektiv punkt 5.9.6.9.1 håndbok 185}$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,\text{innsatt}}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.119$$

I punkt 5.9.6.9.1, ref. (4), er det angitt krav til geometrisk slankhet:

$$\text{Geometrisk_slankhet} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \lambda \leq 60\sqrt{1+4\cdot\omega} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Ved punkt 5.3.8.1 (1), ref. (2), kan k_a settes lik:

$$k_a := 1$$

Den normaliserte slankheten er gitt som:

$$\lambda_n := \lambda \cdot \left(\frac{n}{1+2\cdot k_a \cdot \omega} \right)^{0.5} = 17.29$$

I punkt 5.9.6.9.1, ref. (4), er det angitt krav til lastavhengig slankhet:

$$\text{Lastavhengig_slankhet} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \lambda \cdot \left(\frac{n}{1+4\cdot\omega} \right)^{0.5} \leq 45 \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Slanketskriteriet $\lambda_{n,\text{lim}}$ beregnes etter uttrykk NA.5.13.aN, ref. (2), for trykkstaver der endene ikke er sideveis fritt forskyvelige og som er uten tverrlast.

$$\lambda_{n,\text{lim}} = 13(2 - r_m) \cdot A_\varphi$$

Etter punkt 5.8.2.3 (P), ref. (2), skal virkningen av utilsiktet eksentrisitet (formfeil) tas hensyn til, og legges til 1. ordens momentene. I følge punkt 5.2 (7), ref. (2), kan denne eksentrisiteten velges som:

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 28 \cdot \text{mm}$$

Opptredende maks momenter:

$$M_{02A} := 5105 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Benytter konservativt største moment og største aksialkraft for alle søyler for å kontrollere knekking av søylen.}$$

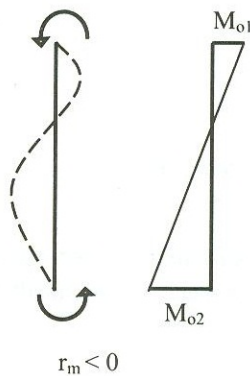
$$M_{01A} := -5097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1.ordens momenter i søylen inkludert formfeil blir da:

$$M_{01} := M_{01A} + N_{Ed} \cdot e_i = -4844.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} := M_{02A} + N_{Ed} \cdot e_i = 5357.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Forholdsmessig minste og største 1. ordens momenter:



Figur 8.16: Positivt og negativt momentforhold, dobbeltkrum

$$r_m := \begin{cases} 1 & \text{if } M_{02} < N_{Ed} \cdot \frac{d_{\text{søyle}}}{20} \\ \frac{M_{01}}{M_{02}} & \text{otherwise} \end{cases} = -0.9$$

Det effektive kryptallet, φ_{ef} , er gitt i punkt 5.8.4 (2), ref. (2):

$$\varphi_{ef} = \varphi_{\infty,t0} \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}}$$

$$\varphi_{\infty,t0} := 1.3$$

1. ordens bøyemoment for tilnærmet permanent last i bruksgrense:

$$M_{0,Eqp} := 626 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. ordens bøyemoment i bruddgrense:

$$M_{0,Ed} := M_{02} = 5357.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Det effektive kryptallet, φ_{ef} , blir da:

$$\varphi_{ef} := \varphi_{\infty,t0} \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} = 0.152$$

Slankhetskriteriet $\lambda_{n,lim}$ kan dermed uttrykkes som:

$$A_{\varphi} := \begin{cases} \frac{1.25}{(1 + 0.2\varphi_{ef})} & \text{if } \frac{1.25}{1 + 0.2\varphi_{ef}} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$\lambda_{n,lim} := 13(2 - r_m) \cdot A_{\varphi} = 37.8$$

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"2. ordens effekter sees bort fra"} & \text{if } \lambda_n < \lambda_{n,lim} \\ \text{"Må beregne 2. ordens effekter"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"2. ordens effekter sees bort fra"}$$

Kan derfor velge å kontrollere søylene direkte med ferdige diagrammer for sirkulært tverrsnitt:

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.288 \quad m := \frac{M_{0,Ed}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot d_{søyle}} = 0.137 \quad w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.179$$

Overdekning := 55mm

Toleranse := 10mm

Lengdearmering: $\phi := 32\text{mm}$

Bøylearmering: $\phi_B := 16\text{mm}$

$$d := d_{søyle} - \text{Overdekning} - \text{Toleranse} - \phi_B - \frac{\phi}{2} = 1.153 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2 \cdot r_{søyle}} = 0.922$$

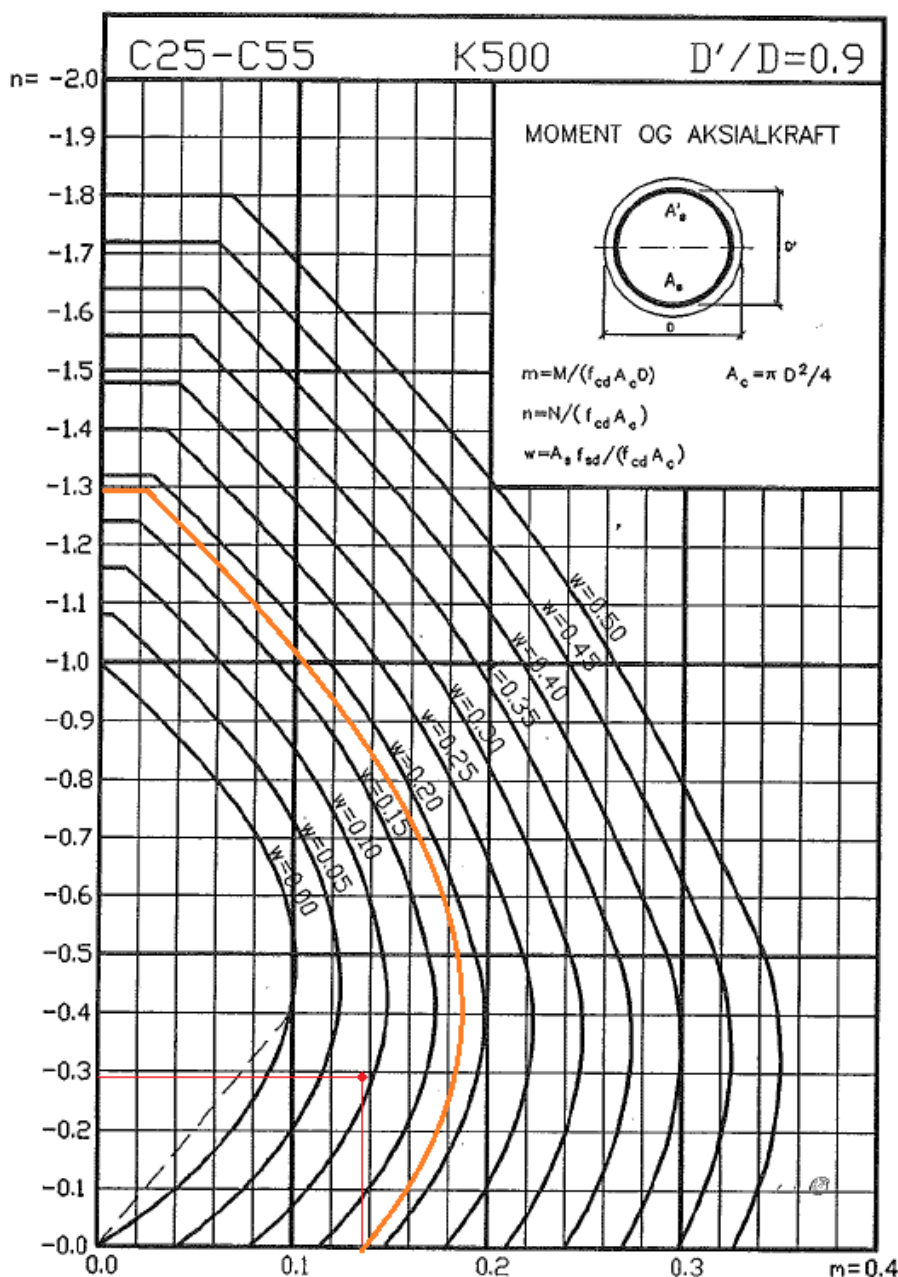
Velger å kontrollere søylen med ferdiglaget M-N diagram med $D'/D = 0,9$. Det er verdt p merke seg at disse diagrammene er gamle, og er ikke etter Eurokode. Men på grunn av mangel på nyere diagram velges det å benytte dette.

8.8.3 M-N diagram for søyleversnitt

Kapasitetsformler for sirkulæretversnitt blir ofte temmelig unøyaktige fordi armerings effektivitet med hensyn til momentkapasitet vil være sterkere avhengig av armerings mengde når armeringen er fordelt langs periferien enn når den som for rektangulære søyler er konsentrert på trykk og strekkside.

Velger derfor å bruke ferdige diagrammer for sirkulæresøyler, dermed finner man direkte nødvendig mekanisk armeringsforhold når betongtverrsnittet er valgt.

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.288 \quad m := \frac{M_{0,Ed}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot d_{søyle}} = 0.137 \quad w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.179$$



Figur 8.17: M-N diagram for søyleversnitt

8.8.4 Biaksial bøyning av søyler

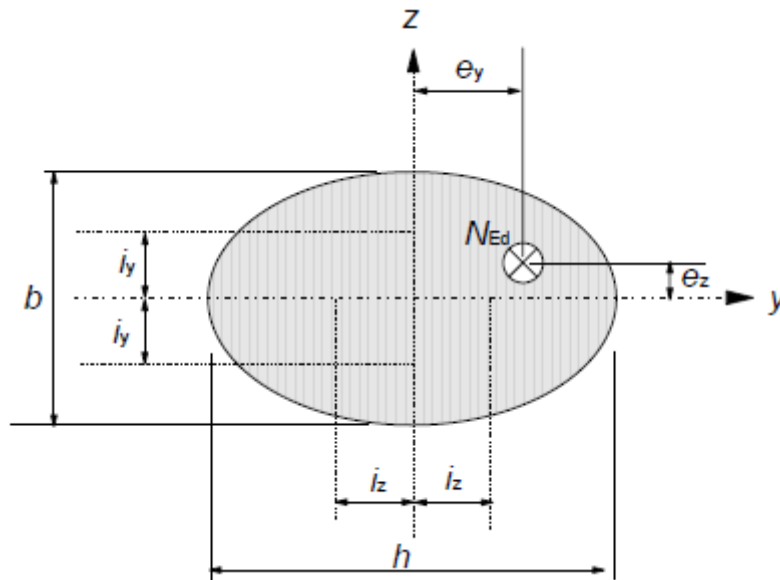
Det er ikke nødvendig med ytterlige påvisning for biaksial bøyning dersom slankhetstallene oppfyller følgende krav, 5.8.9, ref. (2):

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2,0 \quad \text{eller} \quad \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2,0$$

I NovaFrame tilsvarer x-retning = y-retning og y-retning = z-retning.

Samtidig som de relative eksentrisitetene e_y/h_{eq} og e_z/b_{eq} oppfyller minst en av følgende betingelser:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{eller} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2$$



Figur 8.18: Definisjon av eksentrisitetene e_y og e_z , ref. (2)

Siden Sagbakken bru har sirkulære søyler, blir:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} = 1,0$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_y} = 1,0$$

$$h_{eq} = b_{eq}$$

$$\Rightarrow \frac{e_y}{e_z} \leq 0,2 \quad \text{eller} \quad \frac{e_z}{e_y} \leq 0,2$$

Setter man inn for e_z og e_y får man:

$$e_z = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}} \quad e_y = \frac{M_{Edz}}{N_{Ed}}$$
$$\Rightarrow \frac{M_{Edz}}{M_{Edy}} \leq 0,2 \quad \text{eller} \quad \frac{M_{Edy}}{M_{Edz}} \leq 0,2$$

$$\frac{M_{Edz}}{M_{Edy}} = \frac{5357,5}{3143,6} = 1,70$$

$$\frac{M_{Edy}}{M_{Edz}} = \frac{3143,6}{5357,5} = 0,59$$

Siden betingelsene ikke er oppfylt, bør det tas hensyn til biaksial bøyning. Dersom der ikke gjøres en nøyaktigere dimensjonering for tverrsnitt med biaksial bøyning, kan følgende forenklet kriterium brukes:

$$a = 2,0$$

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

Må finne momentkapasitet av søyle:

$$r := 625 \text{ mm}$$

$$D := 2 \cdot r = 1250 \text{ mm}$$

$$\varnothing_H := 32 \text{ mm}$$

$$\varnothing_b := 16 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min.dur}} := 55 \text{ mm}$$

$$d := D - c_{\text{min.dur}} - \Delta - \varnothing_b - \frac{\varnothing_H}{2} = 1153 \text{ mm}$$

$$A_s := 16 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_H^2}{4} = 12868 \text{ mm}^2$$

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

$$f_{cd} := \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

$$A_{c.s\ddot{o}yler} := \pi \cdot r^2 = 1227184,63 \text{ mm}^2$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_{c.s\ddot{o}yler}} = 0,178$$

$$M_{Rdy} := w \cdot A_{c.s\ddot{o}yler} \cdot f_{cd} \cdot d = 6439,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rdy} = M_{Rdz} = 6439,2 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{5357,5}{6439,2}\right)^2 + \left(\frac{3143,6}{6439,2}\right)^2 = 0,931 < 1,0 \rightarrow \text{ok!}$$

Kriterium for biaksialt bøyning er oppfylt.



8.9 SPALTESTREKKREFTER

Når spennkreftene skal bli tatt opp i konstruksjonen, må man ta med at trykkreftene i brubjelken også skal bli tatt opp som trykk og strekk i bruplaten. Det skal dimensjoneres for spaltestrekk i bruplaten i lengderetning og tverretning, men i denne rapporten vil ikke spaltestrekk bli kontrollert.

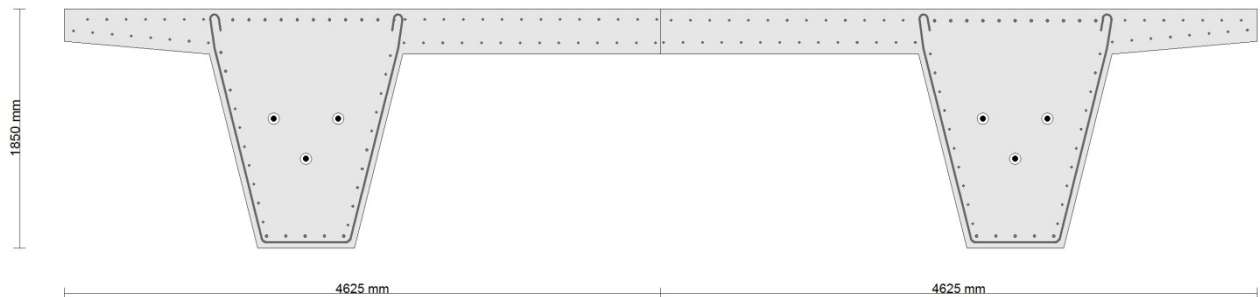
8.10 SØYLEFUNDAMENTER

Kontroll av søylefundamenter er ikke en del av oppgaven, og vil dermed ikke bli sett på i denne rapporten.

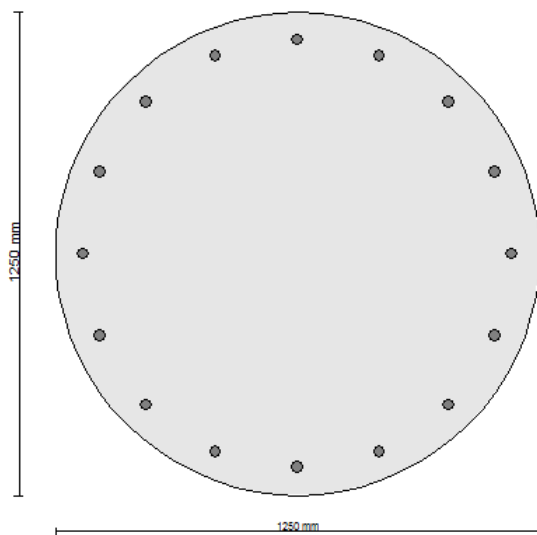
9. NOVAFRAME

Utdrag av diagrammer og forklarende tegninger fra NovaFrame.

9.1 TVERRSNITT

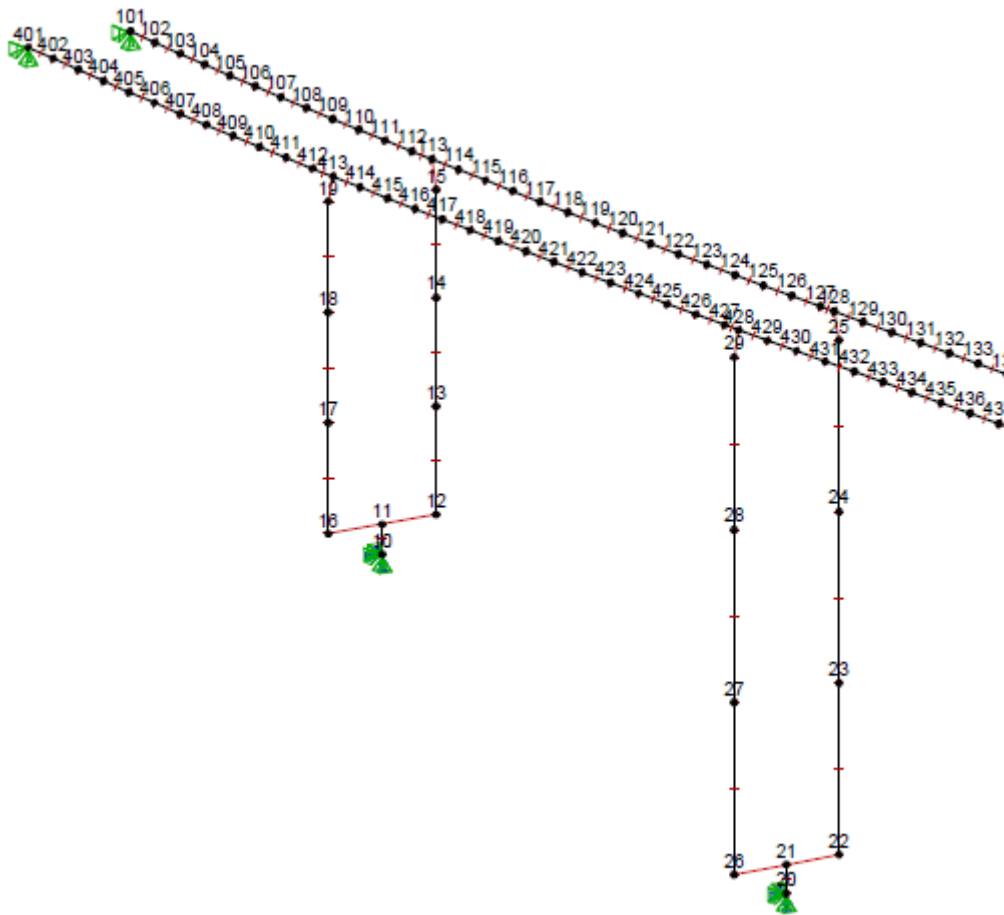


Figur 9.1: Brubjelke tverrsnitt

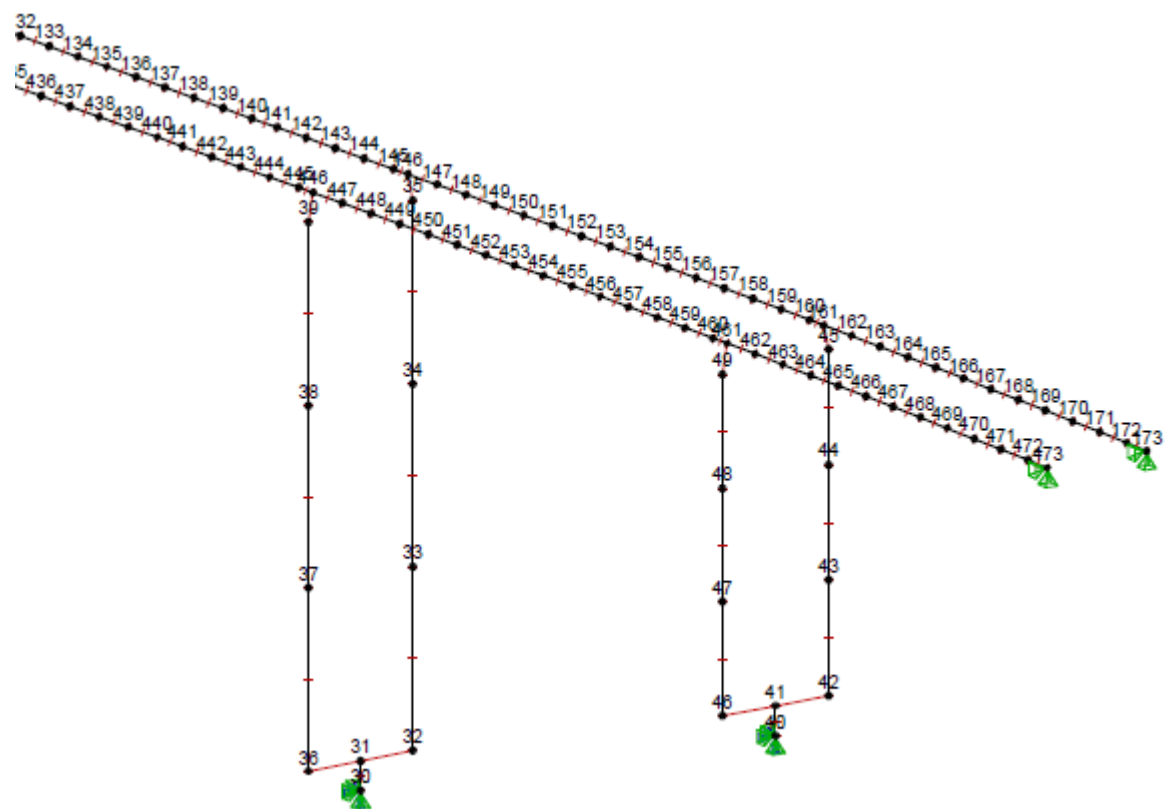


Figur 9.2: Søyletverrsnitt

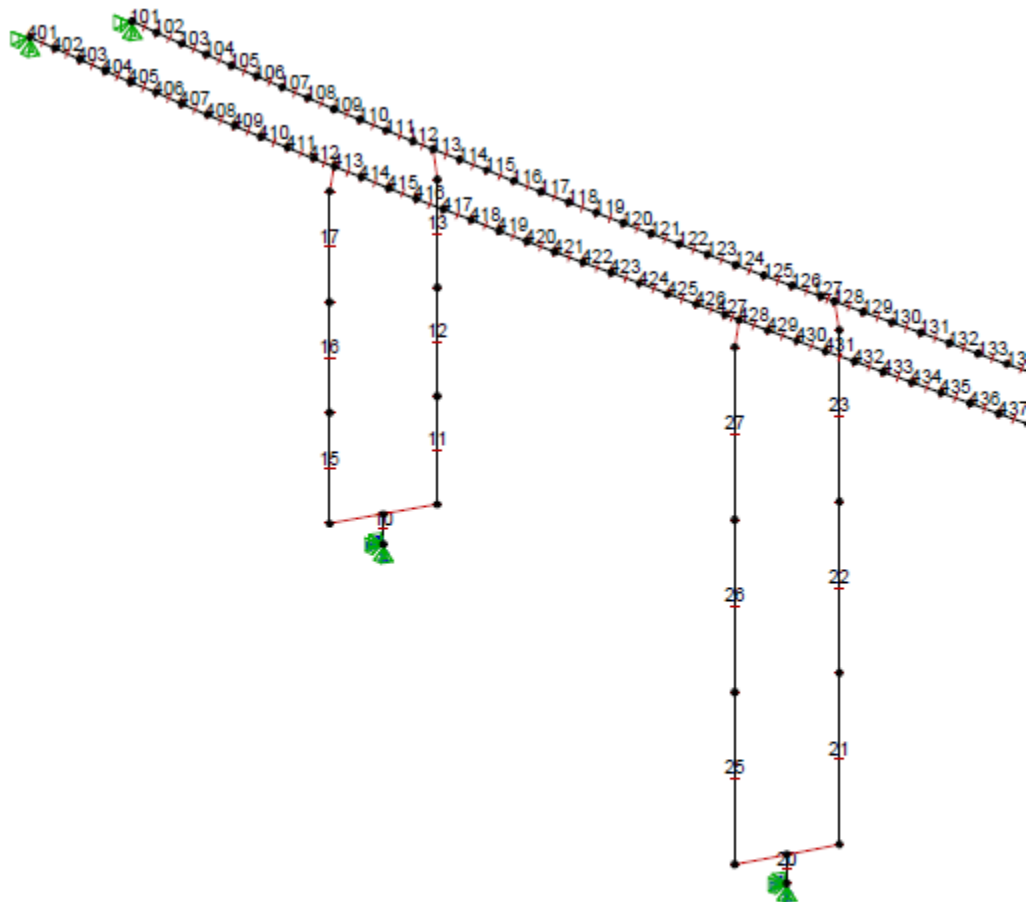
9.2 NODENUMRE



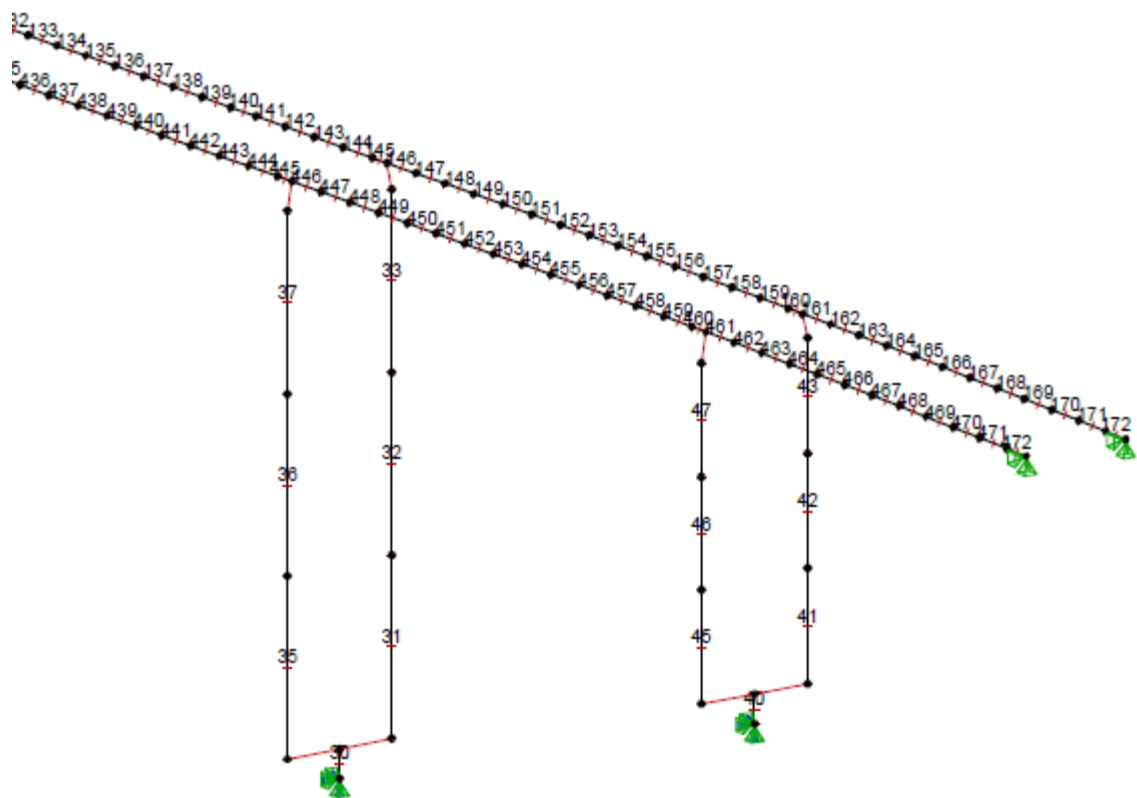
Figur 9.3: Nodenumre



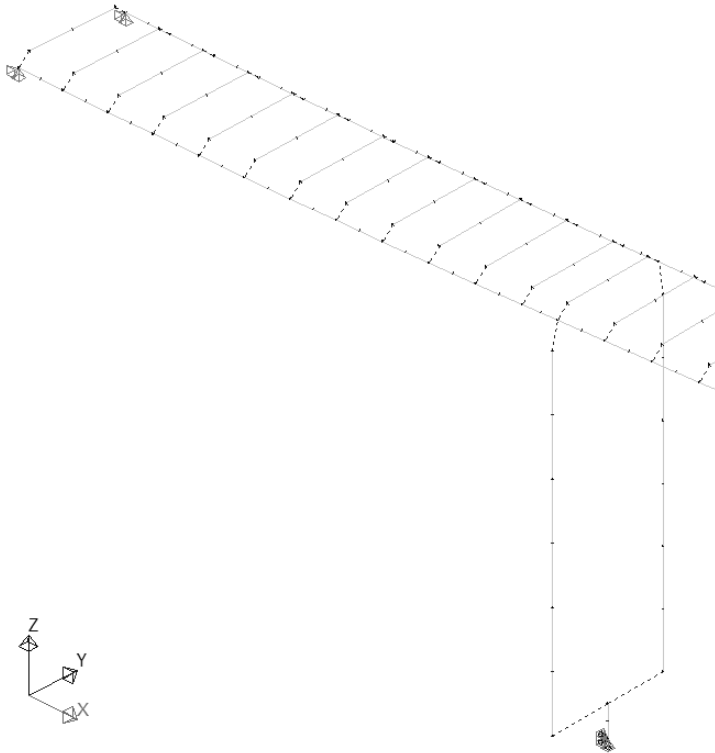
9.3 ELEMENTNUMRE



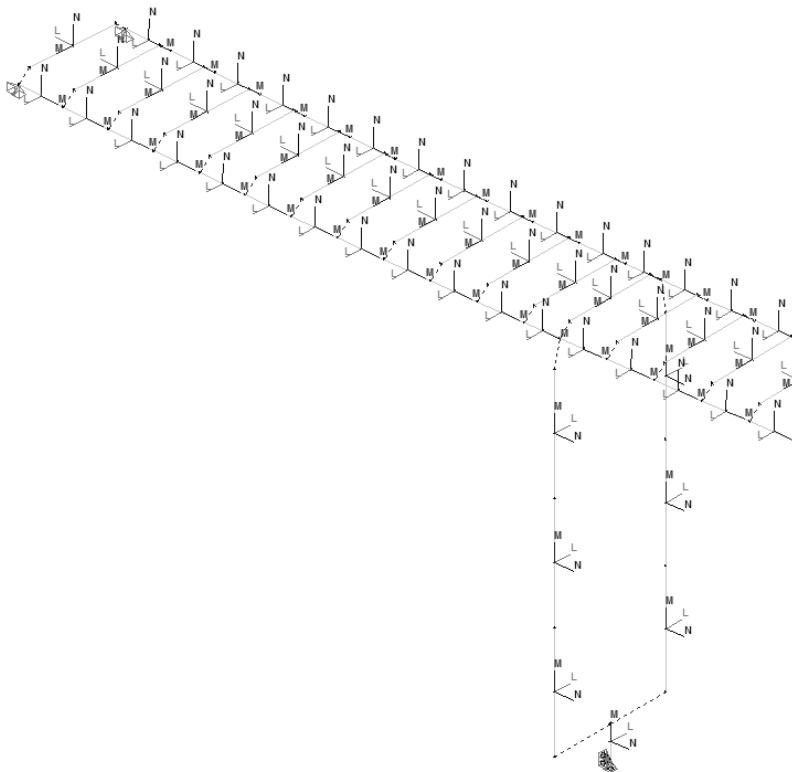
Figur 9.4: Elementnumre



9.4 Globale OG LOKALE AKSER

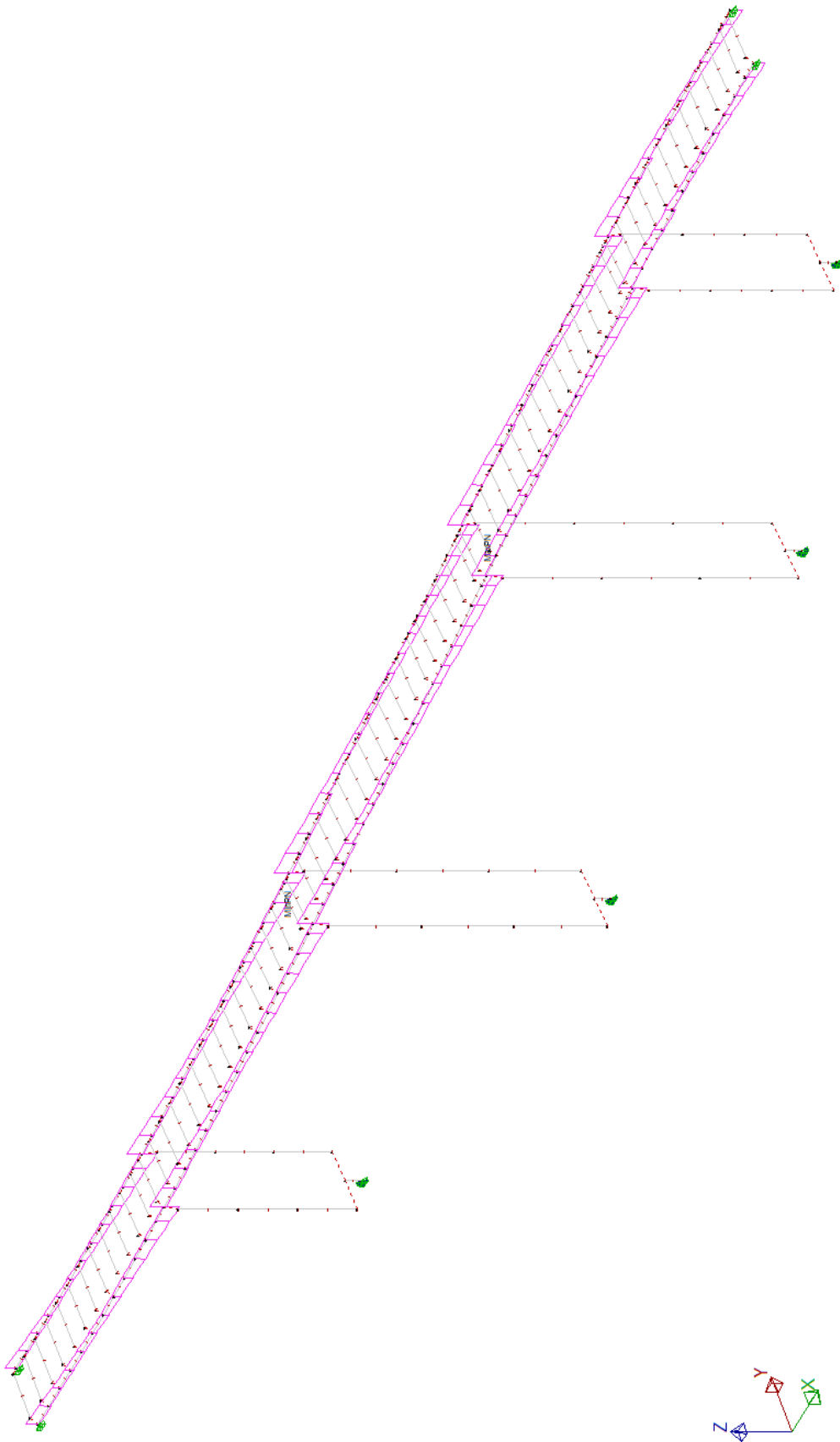


Figur 9.5: Globalt aksesystem (X,Y,Z)



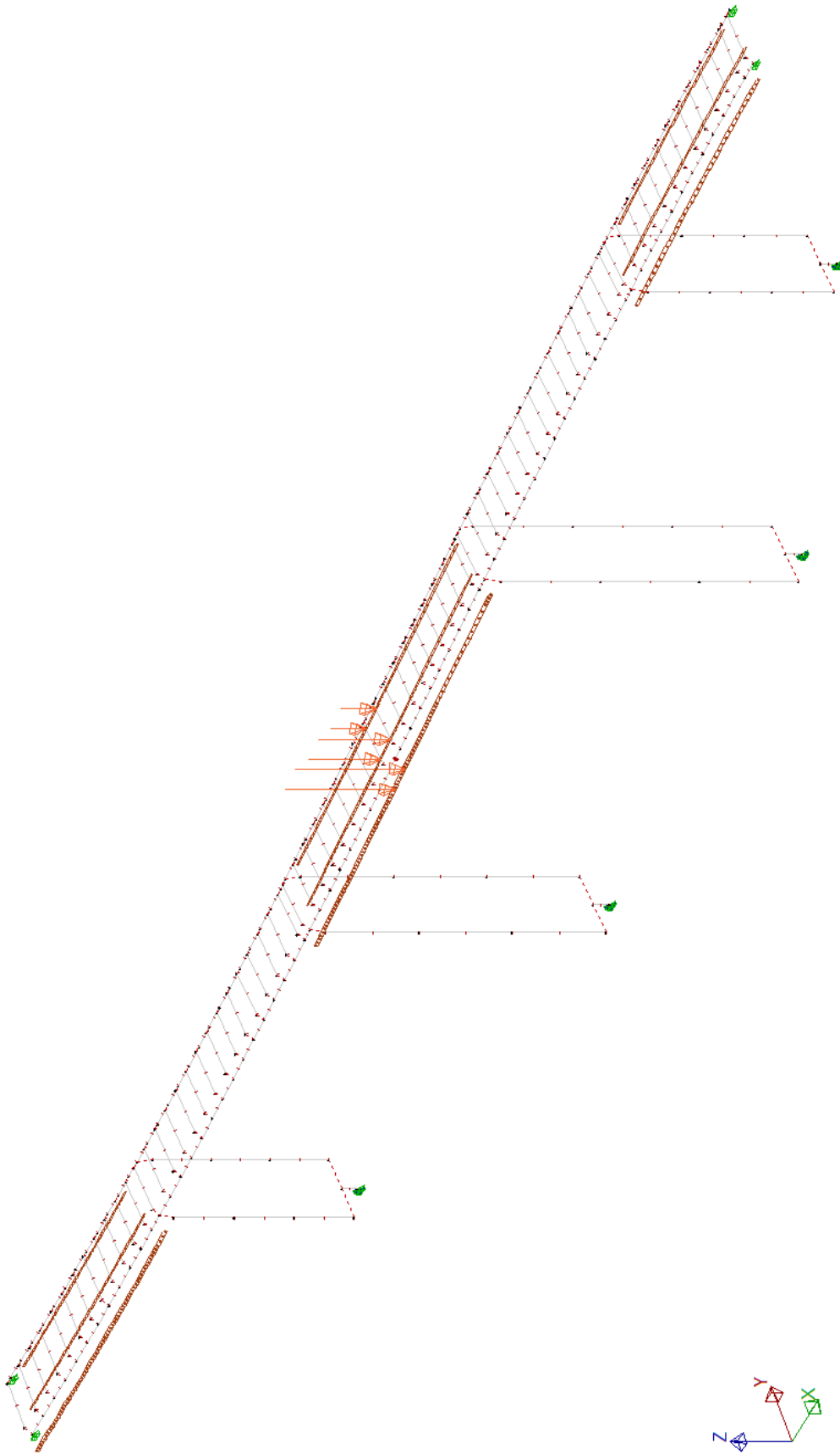
Figur 9.6: Lokalt aksesystem (L,M,N)

9.6 SKJÆRKRAFTDIAGRAM, ULS



Figur 9.8: Skjærkraftdiagram i bruddgrensetilstand

9.7 VERSTE TRAFIKKLASTPLASSERING SOM GIR STØRST FELTMOMENT.



Figur 9.9: Verste trafikklastplassering for maks feltmoment

10. OPPSUMMERING

Oppsummering av kapasiteter for sjekkede kritiske snitt.

10.1 STØRSTE TRYKKSPENNINGER

	σ_{Ed}	σ_{Rd}
SLS (element 131-0.5)	23,9 MPa	27,0 MPa
ULS (element 131-0.5)	25,12 MPa	25,5 MPa

Tabell 10.1: Største trykkspenninger

10.2 DIMENSJONERENDE MOMENTER

Største:	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Støttemoment (428-0.0)	17836,9	18106,3	98,5 %
Feltmoment (436-0.5)	21510,2	23805,6	90,4 %

Tabell 10.2: Utnyttelsesgrad for momenter

10.3 DIMENSJONERENDE SKJÆRKREFTER

	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Utnyttelsesgrad
Opplegg ved akse 3:	4802,6	6326,2	75,9 %

Tabell 10.3: Utnyttelsesgrad for skjærkraft

10.4 DIMENSJONERENDE TORSJONSMOMENTER

	T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Element 411-0.0	5147,6	5773	89,1 %

Tabell 10.4: Utnyttelsesgrad for torsjon alene:

For torsjon alene er det nok kapasitet, men trenger ekstra armering nå man kombinerer med skjær.

10.5 DIMENSJONERENDE KAPASITET FOR SØYLER

M_{Edx} [kNm]	M_{Rdx} [kNm]	Utnyttelsesgrad
5357,5	6439,2	83,2 %

Tabell 10.5: Utnyttelsesgrad for moment i søyler, lengderetning

M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	Utnyttelsesgrad
3143,6	6439,2	48,8 %

Tabell 10.6: Utnyttelsesgrad for moment i søyler, tverretning

11. VIDERE ARBEID

Videre arbeid som kan gjøres er:

- Aksielle tøyninger i overbygningen; forskyvninger i søyletopp
- Dynamiske laster; vind og jordskjelv
- Kraftomlagring
- Lokale effekter
- Alternative bruløsninger
- Kostnadsoverslag
- Kontrollsjekk av landkar
- Kontrollsjekk av fundamenter, setninger osv.
- Utmatting
- Spaltestrekk krefter
- Tverrmoment og tverrskjær

12. KONKLUSJON

Beregningene i denne rapporten er gjort ved å se på 2 snitt ved moment+aksial og 1 snitt for skjærkraften. Momentkapasiteten er beregnet ut fra dimensjonerende fastheter, betongtverrsnittet, valgt slakkarmeringsmengder og spennarmeringsmengder.

Ut fra kapasitetskontrollene som er blitt gjennomført, kan man se at momentkapasitet og skjærkraftkapasiteten er tilfredsstillende med den valgte armeringen.

I NovaFrame modellen er det valgt å spenne opp kablene med 85 % kapasitet, dette for å ta hensyn til trykkspenningene som oppstår.

Lærdommen ved å få mulighet til å bruke et program som NovaFrame, har gitt stor innsikt i hvor kompleks det kan være å dimensjonere en bru av dette slaget. Antall lastkombinasjoner og omfavning av tid som det tar å programmere dette riktig i NovaFrame har vært en stor oppsiktsvekkende tanke. Modellen i NovaFrame har tatt lenger tid enn forventet, men resultatet av modellen er av stor nøyaktighet og ses på som et vellykket prosjekt.

Siden kun spennarmeringstegninger er utgitt for brua og ikke slakkarmeringen som er i brubjelken, har man ikke i denne rapporten noen verdier for f.eks. momentkapasitet fra tidligere kontroller å sammenligne resultatene med.

13. REFERANSER

1. **Sørensen, Svein Ivar.** *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode*
2. Trondheim : Tapir Akademisk Forlag, 2010.
2. **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.*
3. **Spenneteknikk.** *BBR Cona Multi spennetausystem.* 2011.
4. **Statens Vegvesen.** Bruprosjektering - Eurokodeutgave 2011. *Veiledning - Håndbok 185.*
5. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.*
6. —. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.*
7. —. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-3: Almenne laster; Snølaster. *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008.*
8. **Standard Norge .** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. *NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009.*
9. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Almenne laster: Termiske påvirkninger. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.*
10. —. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning; Del 2: Bruer. *NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009.*
11. —. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning; Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008.*
12. —. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-6: Allmenne laster, Laster under utførelse. *NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008.*
13. —. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner med endringsblad A1. *NS-EN 1990:2002+NA:2008+A1:2005+NA:2010.*
14. —. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010.*
15. **Johansen, Håvard.** Bruplanlegging for vegplanleggere. *Forelesningskompendium, TBA 4215 Vegplanlegging, NTNU.* 2005.
16. **Department of Structural Engineering, NTNU.** *TKT 4222 Concrete Structures 3 - Compendium.* Autumn 2011.
17. **Bhatt, Prab.** *Prestressed concrete design to eurocodes.* s.l. : Spon Press, 2011.



14. VEDLEGG

Se egen pdf-fil.