

Nytt konsept for bestandige betongbruer

Øyvind Fossum

Fredrik Skogland

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10. juni 2015	ANTALL SIDER: 184 + 120 sider vedlegg
---	-------------------------------	---

TITTEL:

Nytt konsept for bestandige betongbruer
A New Concept for Durable Concrete Bridges

UTFØRT AV:

Fredrik Skogland
Øyvind Fossum



SAMMENDRAG:

I denne oppgaven er det dimensjonert en platebru, utelukkende med spennarmering som ligger i lukkede plastrør i både lengde- og tverretning. Dette er for å forhindre armeringskorrosjon, en skademekanisme som står for store utgifter knyttet til vedlikehold og rehabilitering av dagens betongbruer. Mulighetene for et nytt konsept for bestandige betongbruer er belyst og brua er dimensjonert helt uten vanlig slakkarmering. Dette reduserer risikoen for korrosjon betraktelig. Konseptet er inspirert av den østerrikske brua *Egg-Graben Brücke*, som kun består av spennarmering, foruten rustfri slakkarmering for å ta lokale krefter. Platebrua i oppgaven har en total lengde på 78 meter og består av tre spenn, hvor midtspennet er 30 meter og de to resterende spennene er 24 meter. Siden brua er spennarmert i både lengde- og tverretning må det være plass til kablene, og det er valgt et modifisert T-tverrsnitt med skrå sidekanter for å ta hensyn til dette.

Brua er dimensjonert etter gjeldende regelverk i både brudd- og bruksgrensetilstand med en brukstid på 100 år, og programmet NovaFrame er benyttet for å lage en analysemodell i lengde- og tverretningen. Målet med oppgaven har vært å få tilstrekkelig trykk i hele konstruksjonen, slik at brua ikke risser i bruksgrensetilstand, eller behøver minimumsarmering. Beregningene i bruksgrensetilstand viste at tverrsnittet vil få en største strekkspenning på 0,6 MPa, en verdi som er under bøyestrekfastheten på 3,8 MPa, og dermed ikke gir riss. Beregningene i bruddgrensetilstand viste at brua har tilstrekkelig moment-, skjær- og torsjonskapasitet, men at det er behov for minimumsarmering.

Det er vist at krav til minimumsarmering kan unngås ved å forhindre riss, ta med tvangskrefter i analysen og påvise duktilitet. For påvisning av duktilitet er det gjort en sammenligning av bruddkrumningen og krumning i overgangen mellom risset og urisset tilstand. Det er vist at bruddkrumningen er ti ganger så stor som krumningen ved riss. Videre er tverrsnittets bruddkrumning sammenlignet med bruddkrumningen for et tilsvarende slakkarmert tverrsnitt. Bruddkrumningen for tverrsnittet er større enn for det tilsvarende slakkarmerte tverrsnittet, og det konkluderes med konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Kravet til minimumsarmering kan derfor unngås.

Det konkluderes med at konseptet for bestandige betongbruer er gjennomførbart, men at det må ses nærmere på lokale effekter og praktiske løsninger. De lokale effektene skyldes innfesting av rekkverk, samt konsentrerte krefter bak forankring.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli ved NTNU og Håvard Johansen ved Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

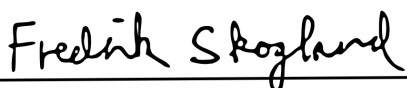
Denne masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, som en del av studiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Masteroppgaven er skrevet av Fredrik Skogland og Øyvind Fossum våren 2015, i samarbeid med Statens vegvesen. Intern veileder ved NTNU har vært Jan Arve Øverli og ekstern veileder ved Statens vegvesen har vært Håvard Johansen.

Hensikten med oppgaven er å se på muligheten for et nytt konsept for økt bestandighet i betongbruer. I dagens bruer er det store utgifter knyttet til vedlikehold og rehabilitering på grunn av armeringskorrosjon. Etter ønske fra Statens vegvesen er det dimensjonert en bru helt uten vanlige slakkarmeringen, da dette reduserer korrosjonsrisikoen betraktelig. I oppgaven benyttes kun plastisolert spennarmering i bruoverdekningen, og oppgaven belyser både utfordringer og fordeler knyttet til dette. Konseptet er inspirert av den prisvinnende brua *Egg-Graben Brücke* i Østerrike, og Statens vegvesen er interessert i å finne ut om konseptet kan overføres til vanlige platebruer, siden dette er brutypen det byggest mest av i Norge.

I oppgaven er brua modellert og analysert i programmet NovaFrame. Programmet har høy læringsterskel og det er derfor valgt å skrive et detaljert analysekapittel slik at det kan være til hjelp for studenter som skal skrive om lignende tema i fremtiden.

Vi ønsker å rette en stor takk til våre veiledere Jan Arve Øverli og Håvard Johansen for upåklagelig veiledning. Deres interesse og engasjement for konseptet har vært helt avgjørende for resultatet. Vi vil også rette en stor takk til Lars Narvestad ved Aas-Jakobsen AS og Thomas Reed ved Statens vegvesen for god hjelp med modelleringen i NovaFrame. Til slutt ønsker vi å takke Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk for god innføring i konseptet i oppgavens tidlige fase.

Trondheim, 10. juni 2015



Fredrik Skogland



Øyvind Fossum

Sammendrag

I denne oppgaven er det dimensjonert en platebru, utelukkende med spennarmering som ligger i lukkede plastrør i både lengde- og tverretning. Dette er for å forhindre armeringskorrosjon, en skademekanisme som står for store utgifter knyttet til vedlikehold og rehabilitering av dagens betongbruer. Mulighetene for et nytt konsept for bestandige betongbruer er belyst og brua er dimensjonert helt uten vanlig slakkarmering. Dette reduserer risikoen for korrosjon betraktelig. Konseptet er inspirert av den østerrikske brua *Egg-Graben Brücke*, som kun består av spennarmering, foruten rustfri slakkarmering for å ta lokale krefter. Platebrua i oppgaven har en total lengde på 78 meter og består av tre spenn, hvor midtspennet er 30 meter og de to resterende spennene er 24 meter. Siden brua er spennarmert i både lengde- og tverretning må det være plass til kablene, og det er valgt et modifisert T-tverrsnitt med skrå sidekanter for å ta hensyn til dette.

Brua er dimensjonert etter gjeldende regelverk i både brudd- og bruksgrensetilstand med en brukstid på 100 år, og programmet NovaFrame er benyttet for å lage en analysemodell i lengde- og tverretningen. Målet med oppgaven har vært å få tilstrekkelig trykk i hele konstruksjonen, slik at brua ikke risser i bruksgrensetilstand, eller behøver minimumsarmering. Beregningene i bruksgrensetilstand viste at tverrsnittet vil få en største strekkspenning på 0,6 MPa, en verdi som er under bøyestrekkfastheten på 3,8 MPa, og dermed ikke gir riss. Beregningene i bruddgrensetilstand viste at brua har tilstrekkelig moment-, skjær- og torsjonskapasitet, men at det er behov for minimumsarmering.

Det er vist at krav til minimumsarmering kan unngås ved å forhindre riss, ta med tvangskrefter i analysen og påvise duktilitet. For påvisning av duktilitet er det gjort en sammenligning av bruddkrumningen og krumning i overgangen mellom risset og urisset tilstand. Det er vist at bruddkrumningen er ti ganger så stor som krumningen ved riss. Videre er tverrsnittets bruddkrumning sammenlignet med bruddkrumningen for et tilsvarende slakkarmert tverrsnitt. Bruddkrumningen for tverrsnittet er større enn for det tilsvarende slakkarmerte tverrsnittet, og det konkluderes med konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Kravet til minimumsarmering kan derfor unngås.

Det konkluderes med at konseptet for bestandige betongbruer er gjennomførbart, men at det må ses nærmere på lokale effekter og praktiske løsninger. De lokale effektene skyldes innfesting av rekkverk, samt konsentrerte krefter bak forankringene.

Abstract

This master thesis consists of the design of a concrete plate bridge in which only pre-stressed reinforcement has been used. The pre-stressing steel is isolated in plastic ducts in both longitudinal and transverse direction. This is to minimize the risk of reinforcement corrosion. Corrosion of the reinforcement in concrete infrastructure accounts for huge expenses related to maintenance and rehabilitation every year. This report highlights the benefits of a new way of designing concrete bridges, inspired by the Austrian bridge *Egg-Graben Brücke*. The bridge was built using pre-stressing steel only, besides a small amount of stainless mild reinforcement to cope with the local effects behind the anchorage plates. Due to the bridge being pre-stressed in the transverse direction, measures have been made to modify a traditional T-section to have angled flanges. This is to make sure there is sufficient space for the anchorage plate and to allow space for the transversal reinforcement to follow the centre of gravity for the cross section.

The bridge is designed according to the Eurocode and has been controlled for the ultimate and serviceability limit states. For the structural analysis, the modelling software NovaFrame has been used. An overall goal for the design has been to have compression stresses throughout the bridge deck. The reason for this is to verify that the bridge will not be subjected to cracks and that there is no need for minimum reinforcement. The calculations for the serviceability limit state show that the maximum tensile stress for the cross section is 0,7 MPa. This value is less than the tensile strength in bending, 3,8 MPa. This indicates that the cross section remains uncracked for the applied loading. The calculations in the ultimate limit state show that the bridge has sufficient capacity for moment, shear and torsion, but shows high utilization for the longitudinal moment and shear tension for both the longitudinal and transverse direction.

It is shown that the minimum requirement for reinforcement may be avoided by preventing cracks, including constraining forces in the analysis and by verifying a ductile behaviour in an alternative way. The ductility of the structure is verified by considering the curvature when the cross section cracks and the curvature when it goes to fracture. The curvature at fracture is ten times as large as the curvature when cracking. In addition, the curvature at fracture for the pre-stressed cross-section is larger than the curvature at fracture for a similar conventionally reinforced section. It is therefore concluded that the bridge is sufficiently ductile.

It is concluded that the concept is feasible and is shown to be highly durable. It is recommended to conduct further research on local effects, two-way action and the practical aspects of the construction phase.

Figurliste

1.1	Egg-Graben Brücke i Østerrike [3, Fig. 13].	9
1.2	Brustatistikk fra Vegdirektoratet i 2003. Brutype i prosent av 5766 fylkesveger og 10498 riksveger [8, Fig. 4.21 og 4.22].	10
1.3	Den kjemiske prosessen ved armeringskorrosjon [25].	11
2.1	3D-modell av brua.	14
2.2	Brua med målsetting i millimeter.	15
2.3	Brutverrsnitt.	16
2.4	Søyleverrsnitt.	16
3.1	Illustrasjon av konseptet spennarmering [9, Fig. 1.6].	19
3.2	Spenninger for ikke oppspent og oppspent bjelke [9, Modifikasjon av fig 1.7].	20
3.3	Primær- og tvangsmoment fra spennkabler i kontinuerlig bjelke [9, Modifikasjon av fig. 5.5].	21
3.4	Forankring i aktiv ende før kabler spennes opp [7, Annex 10].	24
3.5	Forankring i aktiv ende etter at kablene er spent opp [7, Annex 10].	24
3.6	Forankringssystem [7, Annex 11 og 12].	25
3.7	Kabelrør i plast [7, Annex 25].	27
3.8	Vertikal- og horisontal senteravstand mellom spennkabler.	28
3.9	Forankringenes plassering i tverrsnittets i akse 1 og 4.	29
3.10	Målsetting i millimeter av forankring.	29
3.11	Forankring i tverretning per meter.	30
3.12	Kabelføring for hver kabel med eksentrisitet i lengderetning.	31
3.13	Tverrsnitt med spennkabler over støttene.	32
3.14	Tverrsnitt med spennkabler i felt.	32
3.15	Kabelføring i tverretning.	33
3.16	Utsnitt som viser eksentrisitet i tverretning.	33
3.17	Thales teorem [12, Fig. 5.1].	34
3.18	Utsnitt for kontroll av ondulerende kabler i lengderetningen.	35
4.1	Oppdeling av kjørefelt.	39

4.2	Lastplassering for LM1, hvor X indikerer kjøreretning [14, Fig. 4.2b].	40
4.3	Lastplassering for LM2 med kontaktflate, hvor X indikerer kjøreretning [14, Fig. 4.3].	42
4.4	Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.4.4a i Eurokode 1 [14].	43
4.5	Aksesystem for vindberegning [17, Fig. 8.2].	45
4.6	Jevnt fordelt temperaturandel, ΔT_u , og lineært varierende temperaturandel, ΔT_{Mz} [15, Fig. 4.1].	48
4.7	Kryputviklingen for brua. Figur t.v. viser 100 år, figur t.h. viser 5 år.	52
4.8	Utvikling av svinntøyning for brua. Figur t.v. viser 100 år, figur t.h. viser 5 år.	53
4.9	Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.1 i Eurokode 0 [13].	54
4.10	Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.4 (B) i Eurokode 0 [13].	56
4.11	Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.6 i Eurokode 0 [13].	57
5.1	Friksjonstap i kabelrør med vinkelendring [23, Fig. 5.1].	60
5.2	Friksjonstap for hver kabelgruppe og midlere tap.	61
5.3	Illustrasjon av låsetapets virkning [10, Fig. 3].	62
5.4	Låsetap for hver kabelgruppe og midlere tap.	63
5.5	Totale umiddelbare tap for hver kabelgruppe og midlere tap.	64
5.6	Beregningsmodell for spenninger i tverrsnittet.	65
5.7	Beregningsmodell for svinn [23, Fig. 6.4].	66
5.8	Spenningsfall på grunn av relaksasjon [23, Fig. 6.5].	67
5.9	Midlere tap langs brulengden i lengderetning.	69
5.10	Midlere tap av spennkraft i tverretning.	70
5.11	Totalt tap per kabelgruppe og midlere tap langs brulengden.	71
5.12	Spennkraft etter totalt tap.	71
6.1	Globalt aksesystem og definisjon av kraftretning i NovaFrame.	74
6.2	Lokalt aksesystem og definisjon av kraftretning i NovaFrame.	74
6.3	Referanselinjer og akser for brumodellen i NovaFrame.	75
6.4	Tverrsnitt i NovaFrame.	76
6.5	Søyle i akse 2 og 3.	76
6.6	Søyle i akse 1 og 4.	77
6.7	Plassering av noder i NovaFrame.	78
6.8	Plassering av elementer i NovaFrame.	78
6.9	Utsnitt av ett element fra NovaFrame, med undernummerering.	78
6.10	Fastlager i akse 1.	79
6.11	Glidelager i akse 4.	79
6.12	Kabelføring i lengderetning (skalert).	81

6.13	Relaksasjon i NovaFrame [1, Pkt. 4.3.4].	82
6.14	Definerering av kjørefelt.	84
6.15	Gradient etter NovaFrames brukermanual [1, Fig. 4.1.2].	85
6.16	Torsjonstreghetsmoment fra <i>CrossX</i> [6].	87
6.17	Geometriske verdier for tverretningen til venstre, og tverrsnitt til høyre.	88
6.18	Alternativ løsning for tverretning.	89
6.19	Modell i NovaFrame for tverretning.	89
6.20	Modell i NovaFrame for tverretning.	90
6.21	Lastplassering av LM2 i NovaFrame, her som LC212.	91
7.1	Rammemodell for verifikasjon av egenlast.	93
7.2	Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av egenlast.	95
7.3	Skjærkraftdiagram fra NovaFrame på grunn av egenlast.	95
7.4	Rammemodell for verifikasjon av temperaturlast.	97
7.5	Oppbøyning og tvangskrefter på grunn av temperaturpåkjenning.	97
7.6	Gradient etter NovaFrames brukermanual [1, Fig. 4.1.2].	99
7.7	Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av den jevnt fordelte temperaturan- delen.	99
7.8	Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av nedadrettet vindlast.	102
8.1	Momentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.	104
8.2	Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.	104
8.3	Aksialkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.	104
8.4	Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.	105
8.5	Momentdiagram for lastkombinasjonen <i>ULS 100 år, tvang</i>	105
8.6	Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen <i>ULS 100 år, tvang</i>	105
8.7	Aksialkraftdiagram for lastkombinasjonen <i>ULS 100 år, tvang</i>	106
8.8	Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.	106
8.9	Kontrollsnitt for momentkapasitet.	107
8.10	Tøyningstilstand med strekk i underkant.	109
8.11	Momentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.	109
8.12	Beregningsmodell for momentkapasitet i felt.	110
8.13	MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft i felt.	111
8.14	Beregningsmodell for momentkapasitet over støtte.	111
8.15	MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft over støtte.	112
8.16	Beregningsmodell for momentkapasitet hvor ondulerende kabler ligger i tverr- snittets tyngdepunkt.	113
8.17	Momentdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, tvang.	113

8.18	MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.	114
8.19	Tverrsnitt i tverretning med forspenningskraft betraktet som indre motstand. .	115
8.20	Momentdiagram for tverretning for lastkombinasjonen 100 år, tvang.	116
8.21	Skjærkraftdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, full.	117
8.22	Mohrs sirkel [23, Fig. 4.15].	118
8.23	Trykkfelt mellom skråriss [23, Fig. 4.18].	119
8.24	Skjærkraftdiagram fra NovaFrame for tverretningen for lastkombinasjon ULS 100 år, full.	120
8.25	Aksialkraftdiagram fra NovaFrame for tverretningen for lastkombinasjon ULS 100 år, full.	120
8.26	Kabelens eksentrisitet i tverretningen.	120
8.27	Torsjonsmomentdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, full. . .	122
8.28	Ren torsjon av lukket hulltverrsnitt.	122
8.29	Spenninger og riss ved torsjon [23, Fig. 4.25].	123
9.1	Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.	128
9.2	Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.	128
9.3	Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.	129
9.4	Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full. .	129
9.5	Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full. . .	129
9.6	Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full. .	130
9.7	Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.	130
9.8	Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.	130
9.9	Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full. .	131
9.10	Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.	131
9.11	Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.	131
9.12	Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.	132
9.13	Beregningsmodell for spenninger i tverrsnittet.	133
9.14	Avstandskrav til trykkavlastning ved strekk i overkant.	136
9.15	Spenninger i overkant av tverrsnitt for karakteristisk lastkombinasjon.	137
9.16	Spenninger i underkant av tverrsnitt for karakteristisk lastkombinasjon.	138
9.17	Trykkspenninger ved oppspenning med trykkfasthet 33,3 MPa etter syv døgn. .	138
9.18	Spenninger i overkant av tverrsnitt for ofte forekommende lastkombinasjon. . .	139
9.19	Spenninger i underkant av tverrsnitt for ofte forekommende lastkombinasjon. .	140

9.20	Spenninger i overkant av tverrsnitt for tilnærmet permanent lastkombinasjon.	141
9.21	Spenninger i underkant av tverrsnitt for tilnærmet permanent lastkombinasjon.	141
9.22	Spenningsdiagram for største strekkspenning i karakteristisk lastkombinasjon.	142
9.23	Langsgående riss som følge av last på flens i tverretning.	143
9.24	Spenninger langs utkraget del i tverretning for karakteristisk lastkombinasjon.	144
9.25	Lastkombinasjon for største moment i felt 1.	146
9.26	Trafikkplassering for største moment i felt 1.	146
9.27	Lastkombinasjon for største moment i felt 2.	146
9.28	Trafikkplassering for største moment i felt 2.	147
10.1	Moment-krumning-diagram for duktilitetskontroll.	151
10.2	Tøyninger ved brudd for normalarmert tverrsnitt.	153
10.3	Spaltestrekk [4, Fig. C 6.12].	155
10.4	Spaltestrekkarmering for Egg-Graben Brücke [3, Fig. 10].	155
10.5	Brua sett ovenfra hvor kablene i overkant ondulerer horisontalt.	156
10.6	Forslag til kabelføring hvor midtkablene ondulerer, og randkablene er rette.	156

Tabelliste

2.1	Materialeegenskaper for betong, B45.	17
2.2	Materialeegenskaper for spennarmering, DYWIDAG 6815.	17
3.1	Nominell overdekning i lengde- og tverretning.	23
3.2	Forankringsdata [7, Annex 11 og 12].	25
3.3	Spesifikasjoner for spennkabler.	26
3.4	Spesifikasjoner for kabelrør i plast [7, Annex 25].	27
3.5	Totalt kabelareal for brua.	35
4.1	Partielle systemer med tilhørende trafikklaster.	40
4.2	Reduksjonsfaktorer for LM1.	41
4.3	Lastfordeling for LM1 på de ulike kjørefeltene.	41
4.4	Forutsetninger for vindberegning.	45
4.5	Forutsetninger for ulike vindfaktorer.	45
4.6	Vindkraft i x-, y- og z-retning, både med og uten trafikklaster.	47
4.7	Kombinasjoner for temperatur i NovaFrame.	50
4.9	Lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand.	58
5.1	Verifikasjon av tidsavhengige tap over støtte og i felt.	69
6.1	Oppspenning av kabelgruppene med hensyn på akser og antall.	80
6.2	Oversikt over nummerering og forkortelser for laster i NovaFrame.	83
6.3	Kombinasjoner for temperatur i NovaFrame.	86
7.1	Sammenligning av momenter fra håndberegning med NovaFrame.	94
7.2	Sammenligning av skjærkrefter fra håndberegning med NovaFrame.	95
7.3	Sammenligning av opplagerkrefter fra håndberegning med NovaFrame.	96
7.4	Sammenligning av tvangsmomenter fra håndberegning med NovaFrame.	99
7.5	Verifikasjon av primærmoment i felt 2.	101
7.6	Verifikasjon av primærmoment over støtte i akse 4.	101
7.7	Sammenligning av momenter fra håndberegning med NovaFrame.	102
8.1	Tøyningstilstander for å bestemme momentkapasitet.	108

8.2	Kapasiteter for tøyningstilstander og opptrende krefter i felt.	110
8.3	Kapasiteter for tøyningstilstander og opptrende krefter over støtte.	112
8.4	Kapasiteter for tøyningstilstander, og opptrende krefter, med strekk i over- og underkant hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.	114
8.5	Forklaring til faktorene som inngår i beregningene.	115
8.6	Bruas momentkapasitet i tverretning.	116
8.7	Skjærkapasitet med utnyttelser for tverretningen.	121
8.8	Oversikt over kapasitetskontrollene for lengderetning.	125
8.9	Oversikt over kapasitetskontrollene for tverretning.	125
9.1	Sammenligning av spenninger fra håndberegning og NovaFrame.	135
9.2	Rissviddekrav [16, Tab. NA.7.1N].	135
9.3	Bruas nedbøyningskrav.	145
9.4	Nedbøyningsresultater fra NovaFrame.	147
9.5	Oppsummering av spenningsbegrensning.	148
10.1	Punkt som utgjør M- κ -diagrammet i figur 10.1.	151

Indeksliste

Store latinske bokstaver

A_c	Bruas tverrsnittsareal
A_p	Spennarmeringens tverrsnittsareal
B	Tverrsnittsbredde
E_c	Betongens elastitetsmodul (tangentmodul)
E_{cm}	Betongens elastitetsmodul (sekantmodul)
E_p	Spennstålets dimensjonerende elastitetsmodul
EI	Bøyestivhet
F	Påvirkning
F_{Ed}	Dimensjonernde verdi for påvirkning
F_k	Karakteristisk verdi for påvirkning
G_k	Karakteristisk verdi for en permanent påvirkning
I	Betongtverrsnittets annet arealmoment (arealtreghetmoment)
L	Lengde, spenn (også kalt l)
M	Bøyemoment
M_{Ed}	Dimensjonerende verdi for bøyemoment
M_{Rd}	Momentkapasitet
N	Aksialkraft
N_{Ed}	Dimensjonerende verdi for aksialkraft (strekk eller trykk)
P	Forspenningskraft
P_0	Initiell kraft i den aktive enden av spennarmeringen umiddelbart etter oppspenning
Q_k	Karakteristisk verdi for en variabel påvirkning
R	Krumningsradie
RH_0	Referanseluftfuktighet (100 %)
RH	Relativ luftfuktighet
S	Statisk arealmoment
T	Temperatur
T	Torsjonsmoment
$T_{e,max}/T_{e,min}$	Maksimum/minimum lineært varierende temperatur
T_{max}/T_{min}	Maksimum/minimum representative lufttemperatur
T_{Ed}	Dimensjonerende verdi for torsjonsmoment
T_{Rd}	Torsjonsmomentkapasitet
$\Delta T_{N,con}$	Karakteristiske verdi for maksimal temperaturkontraksjonsintervall

$\Delta T_{N,exp}$	Karakteristisk verdi for maksimal temperaturekspansjonsintervall
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferense, overside varmere enn underside
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferense, underside varmere enn overside
V	Skjærkraft
V_{Ed}	Dimensjonerende verdi for skjærkraft
V_{Rd}	Skjærkapasitet

Små latinske bokstaver

b	Tverrsnittsbredde
b_{eff}	Effektiv bredde
c_{nom}	Nominell overdekning
d	Effektiv høyde, fra trykkrand til strekkarmerings tyngdepunktslinje
d_g	Største nominelle øvre tilslagsstørrelse
e	Eksentrisitet
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristisk sylindetrykkfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindetrykkfasthet
f_{ctk}	Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
f_{pk}	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Spennstålets karakteristisk strekkfasthet, 0,1 %-grense
f_{pd}	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
h	Høyde
k	Koeffisient, faktor
k	Faktor for utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler
l	Lengde, spennvidde (også kalt L)
r	Radius (også kalt R)
t	Tykkelse
t	Tiden som vurderes
t_0	Betongens alder ved på belastningstidspunktet
u	Tverrsnittets omkrets
y_{topp}	Avstand fra overkant tverrsnitt til tyngdepunkt
y_{bunn}	Avstand fra underkant tverrsnitt til tyngdepunkt
z	Indre momentarm

Små greske bokstaver

α	Vinkel
γ	Partialfaktor
γ_c	Partialfaktor for betong
γ_g	Partialfaktor for permanente påvirkninger, G
γ_p	Partialfaktor for påvirkning forårsaket av forspenning, P
γ_Q	Partialfaktor for variable påvirkninger, Q
γ_s	Partialfaktor for spennstål
ζ	Reduksjonsfaktor/fordelingsfaktor
ε_c	Trykktøyning i betongen
ε_{c1}	Trykktøyning i betongen ved største spenning f_c
ε_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betongen
ε_{uk}	Karakteristisk tøyning i armering eller spennstål ved største last
θ	Vinkel
μ	Friksjonskoeffisient mellom spennkabel og kabelkanal
ν	Reduksjonsfaktor for fasthet i betong opprisset grunnet skjærkraft
ρ	Lufttetthet
ρ_c	Betongens densitet
ρ_{1000}	Verdi for relaksasjonstap i prosent ved 1000 timer etter oppspenning, og ved middeltemperatur på 20 °C
σ_c	Trykkspenning
σ_t	Strekkspenning
ϕ	Diameter
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall som definerer kryp mellom tidspunktene t og t_0
φ	Kryptall
ψ	Faktorer som definerer representative verdier av variable påvirkninger

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Figurliste	vii
Tabelliste	xiii
Indeksliste	xv
Innholdsfortegnelse	1
1 Innledning	7
1.1 Bakgrunn for oppgaven	9
1.2 Armeringskorrosjon	10
2 Prosjekteringsgrunnlag	13
2.1 Regelverk og analyseverktøy	13
2.2 Bruas design og geometri	14
2.3 Materialelegenskaper	17
2.3.1 Betong	17
2.3.2 Spennarmering	17
2.4 Prosjekteringsutfordringer for bestandighetskonseptet	18
3 Armering	19
3.1 Bakgrunnsteori om spennarmering	19
3.2 Bestandighet og overdekning	21
3.2.1 Eksponeringsklasse	22
3.2.2 Betongoverdekning	22
3.3 Spennarmering	23

3.3.1	Spennssystem	23
3.3.2	Kabelrør i plast	26
3.3.3	Injiserte kabler	27
3.3.4	Minimumsavstander for spennkabler	28
3.3.5	Forankring i bruenden	29
3.3.6	Kabelføring i lengderetning	30
3.3.7	Kabelføring i tverretning	32
3.3.8	Kontroll av spennkablenes krumningsradie	33
3.4	Totalt antall kabler i konstruksjonen	35
4	Laster	37
4.1	Permanente laster	37
4.1.1	Egenlast	37
4.2	Variable laster	38
4.2.1	Trafikklast	38
4.2.2	Lastgrupper for trafikklaster	43
4.2.3	Vindlast	44
4.2.4	Temperaturlast	48
4.3	Deformasjonslaster	51
4.3.1	Kryp	51
4.3.2	Svinn	53
4.4	Kombinering av laster	54
4.4.1	Bruddgrensetilstand (ULS)	55
4.4.2	Bruksgrensetilstand (SLS)	56
4.4.3	Oppsummering av lastkombinasjoner	57
5	Tap av spennkraft	59
5.1	Umiddelbare tap	60
5.1.1	Friksjonstap	60
5.1.2	Låsetap	62
5.1.3	Totalt umiddelbare tap	64
5.2	Tidsavhengige tap	65
5.2.1	Kryp	65
5.2.2	Svinn	66
5.2.3	Relaksasjon	67
5.2.4	Totalt tidsavhengig tap	68
5.2.5	Verifikasjon av tidsavhengige tap	69
5.3	Tap av spennkraft i tverretning	70

5.4	Oppsummering	70
6	Modellering og analyse i NovaFrame	73
6.1	Beregningsprogrammet NovaFrame	73
6.2	Parametere	74
6.3	Aksesystem	74
6.4	Referanselinjer og akser	75
6.4.1	Horisontale referanselinjer	75
6.4.2	Vertikale referanselinjer	75
6.5	Tverrsnitt	76
6.6	Geometri	77
6.6.1	Noder og elementer	77
6.6.2	Opplager	79
6.6.3	Randbetingelser	79
6.7	Spennkabler	80
6.8	Laster	83
6.8.1	Egenlast	83
6.8.2	Trafikklast	84
6.8.3	Vindlast	85
6.8.4	Temperaturlast	85
6.8.5	Kryp og svinn	86
6.8.6	Spennarmering	86
6.9	Lastkombinering	87
6.10	Korreksjon av torsjonsstivhet i NovaFrame	87
6.11	Modellering av tverretning	88
6.11.1	Statisk modell i NovaFrame	88
6.11.2	Spennkabler i tverretningen	90
6.11.3	Laster i tverretning	90
6.11.4	Lastkombinering for tverretning	91
7	Verifikasjon av laster	93
7.1	Verifikasjon av egenlast	93
7.1.1	Verifikasjon av moment på grunn av egenlast	94
7.1.2	Verifikasjon av skjærkrefter på grunn av egenlast	95
7.1.3	Verifikasjon av opplagerreaksjoner på grunn av egenlast	96
7.2	Verifikasjon av temperaturgradient	97
7.3	Verifikasjon av spennarmering	100
7.4	Verifikasjon av vindlast	102

7.5	Verifikasjon av kryp, svinn og trafikklast	102
8	Bruddgrensetilstand (ULS)	103
8.1	Diagrammer i bruddgrensetilstand (ULS)	103
8.1.1	Lastkombinasjon <i>ULS 100 år, full</i>	104
8.1.2	Lastkombinasjon <i>ULS 100 år, tvang</i>	105
8.2	Momentkapasitet	107
8.2.1	Momentkapasitet i lengderetning	107
8.2.2	Momentkapasitet i tverretning	115
8.3	Skjærkapasitet	117
8.3.1	Reduksjon av opptredende skjærkraft	117
8.3.2	Skjærstrekkapasitet	118
8.3.3	Skjærtrykkapasitet	119
8.3.4	Skjærkapasitet i tverretning	120
8.4	Torsjonskapasitet	122
8.4.1	Risstorsjonsmoment	123
8.4.2	Torsjonskapasitet for trykkbrudd	124
8.5	Oppspenningstilstanden	124
8.6	Oppsummering	125
9	Bruksgrensetilstand (SLS)	127
9.1	Stadium I og stadium II	127
9.2	Diagrammer i bruksgrensetilstand (SLS)	128
9.2.1	Lastkombinasjon <i>SLS karakteristisk 100 år, full</i>	128
9.2.2	Lastkombinasjon <i>SLS ofte forekommende 100 år, full</i>	129
9.2.3	Lastkombinasjon <i>SLS tilnærmet permanent 100 år, full</i>	131
9.3	Spenningsbegrensning	132
9.4	Rissviddebegrensning	135
9.4.1	Karakteristisk lastkombinasjon	137
9.4.2	Ofte forekommende lastkombinasjon	139
9.4.3	Tilnærmet permanent lastkombinasjon	140
9.4.4	Spenningsbegrensning i spennarmering	142
9.4.5	Oppsummering spennings- og rissviddebegrensning i lengderetning	142
9.4.6	Spennings- og rissviddebegrensning for tverretning	143
9.5	Nedbøyningsbegrensning	145
9.6	Oppsummering	147
10	Diskusjon	149

10.1	Krav til minimumsarmering	149
10.2	Duktilitet	149
10.3	Krav til minimumsarmering på grunn av torsjon	153
10.4	Tolkning av bestandighetskrav	153
10.5	Utfordringer og forslag til videre arbeid	154
10.5.1	Spaltestrekk	154
10.5.2	Kabelføring	155
10.5.3	Toveisvirkning	156
10.5.4	Lokale effekter fra kollisjon på rekkverk	157
10.5.5	Økonomi og bærekraftighet	157
11	Konklusjon	159
	Referanser	161
	Vedlegg	163
A	Oppgavetekst - Prosjektoppgave 2013	165
B	Geometri, tyngdepunkt og arealtrehetsmoment	171
C	Betongens alder ved oppspenning	175
D	Tidsavhengige tap for lengderetning	177
E	Tidsavhengige tap for tverretning	191
F	Spenningsbegrensning i lengderetning	197
G	Beregning av trafikklast	203
H	Beregning av temperaturlast	207
I	Beregning av vindkrefter	209
J	Beregning av kryp og svinn i lengderetning	215
K	Beregning av kryp og svinn i tverretning	221
L	Verifikasjon av egenlast	227
M	Verifikasjon av temperaturlast	235

N	Verifikasjon av vindlast	241
O	Momentkapasitet i lengde- og tverretning	245
P	Momentkapasitet for andre kritiske snitt	259
Q	Skjærkapasitet	271
R	Torsjonskapasitet	277
S	Duktilitetskontroll	279

1 Innledning

Hensikten med oppgaven er å se på mulighetene for et nytt konsept for bestandige betongbruer. I dagens bruer er det store utgifter knyttet til vedlikehold og rehabilitering grunnet armeringskorrosjon. Det er i denne oppgaven ønskelig å dimensjonere en bru helt uten vanlig slakkarmering, da dette reduserer faren for armeringskorrosjon betraktelig. Det er kun benyttet plastisolert spennarmering i brua, og oppgaven belyser utfordringer knyttet til konseptet.

Opgaven er basert på en tidligere prosjektoppgave gitt i kurset *KT6003 Prosjektering av bruer 1*. Oppgavebeskrivelsen er lagt ved i vedlegg A, og vil heretter bli referert til som *vedlegg A*. Masteroppgaven *Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru* av A.K. Kaldbekkdalen og E.H. Strand [21], har tatt utgangspunkt i samme prosjektoppgave. Etter samråd med veileder er tverrsnittshøyden hentet fra denne oppgaven.

Det er i samråd med veilederne også valgt å gjøre endringer i henhold til vedlegg A, siden brua ikke har slakkarmering. Tverrsnittet er endret for å gi plass til ondulerende spennkabler i tverretningen. Det er også valgt eksponeringsklasse XD1 for både over- og undersiden av tverrsnittet, slik at krav til trykkavlastning må oppfylles. Bruas statiske system, plassering, lastforutsetninger og materialdata samsvarer med vedlegg A.

I oppgaven analyseres bare brudekket da det er dette som er sentralt for bestandighetskonseptet. Det er ikke gjort kontroll av søyler og det antas at dimensjoner for søylene enkelt kan økes for å oppnå tilfredsstillende kapasitet. Det er heller ikke gjort kapasitetskontroller for oppspenningstilstand eller lokale krefter bak forankringene som gir spalte- og randstrekk. Dette er problemstillinger som ansees som løsbare.

Brua er analysert i programmet NovaFrame. En detaljert gjennomgang av analysen og programmets oppbygning er gjort i kapittel 6. Siden det blir referert til programmet underveis i hele oppgaven, er det valgt å gi en kort beskrivelse i innledningen. NovaFrame utfører statiske og dynamiske analyser av rammekonstruksjoner. Programmet bygger på bjelketeori og legger til grunn udeformerbare tverrsnitt. Ulikt fra elementmetodeprogram som benytter skall- og plateteori i 3D, modelleres lengde- og tverretningen hver for seg, i to uavhengige modeller.

I rapportens innledende kapitler belyses bakgrunnen for konseptet og prosjekteringsgrunnlaget. Videre følger en gjennomgang av armeringen i brua med fokus på valgt spennsystem og kabelføring. Deretter følger bruas lastpåvirkninger og kombinasjonene av disse. Videre er det gjort beregninger for tap av spennkraft og en detaljert beskrivelse av bruanalysen, samt verifikasjon av analyseresultatene. Brua kontrolleres deretter i brudd- og bruksgrensetilstand. Avslutningsvis diskuteres utfordringer, gjennomførbarhet og konseptets fordeler.

1.1 Bakgrunn for oppgaven

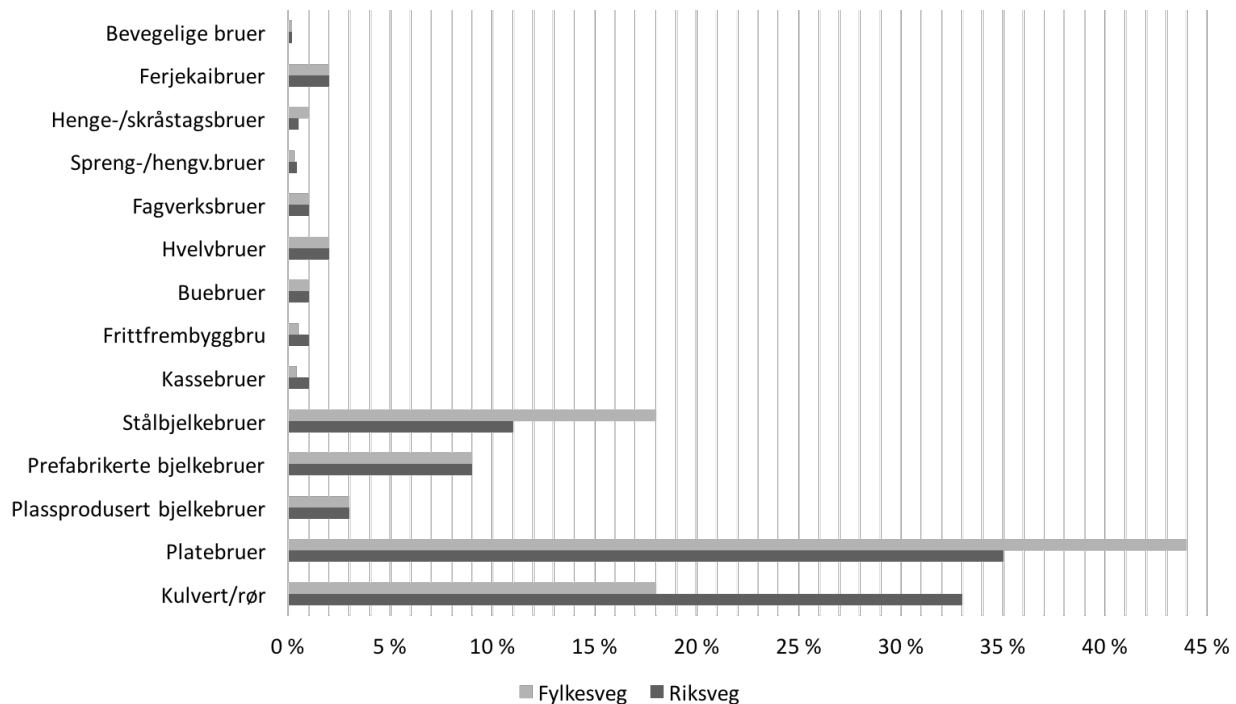
Armert betong kombinerer betongens gode kapasitet for trykk med stålets gode kapasitet for strekk, noe som gir et sterkt komposittmateriale. Armert betong er et av de viktigste bygningsmaterialene i verden i dag, og armeringsstålet er helt nødvendig for å ta strekkpåkjenninger, siden betongen i praksis regnes uten strekkfasthet. I dagens brudimensjonering er det vanlig å benytte en kombinasjon av slakk- og spennarmering. Ulempen med armering er at den kan korrodere, noe som har ført til reparasjoner og ombygging for flere hundre millioner kroner [8, s. 4.27].

Hensikten med denne masteroppgaven er å prosjektere en bru hvor armeringen begrenses til plastisolert spennarmering. Målet er å øke bruas bestandighet ved fjerne all slakkarmoring som potensielt kan korrodere, samtidig som spennarmeringen isoleres i lukkede plastrør for eventuelle aggressive miljøer. Konseptet er inspirert av den prisberømte brua *Egg-Graben Brücke* i Østerrike, vist i figur 1.1. Brua var ferdigstilt i 2009 og er en sprengverksbru med lengste spenn på 7,9 meter. Brua har blant annet vunnet *fib Award for Outstanding Concrete Structures*, og benytter teknologi som aldri har blitt brukt tidligere. Brua er etteroppspent i både lengde- og tverretningen og har ikke vanlig slakkarmoring, foruten rustfri armering bak kabelforankringer for å sikre kapasitet for lokale krefter. All spennarmeringen er fullstendig isolert i plastrør og armeringens tilstand overvåkes til en hver tid i lengderetning. Det argumenteres derfor for at armeringskorrosjon kan elimineres som en faktor som kan redusere bruas bestandighet.



Figur 1.1: Egg-Graben Brücke i Østerrike [3, Fig. 13].

I samarbeid med Statens vegvesen er det ønskelig å overføre konseptet til platebruer, siden dette er den mest bygde brutypen i Norge i dag. Brutypen er populær fordi den er rimelig, lett å bygge, og ofte estetisk vellykket. Brustatistikk fra Vegdirektoratet i 2003 viser at det norske vegnettet bestod av 5 766 bruer på fylkesveger og 10 498 på riksveger. Av disse bruene stod platebruerne for 44 prosent av alle bruene på fylkesvegene, og 35 prosent av de på riksvegene. Dette gir et totalt antall på 6 215 platebruer, se figur 1.2 [8]. Dersom konseptet fra Egg-Graben Brücke fungerer for platebruer, vil det kunne gi store økonomiske gevinster knyttet til økt levetid og redusert vedlikehold for fremtidige bruer.



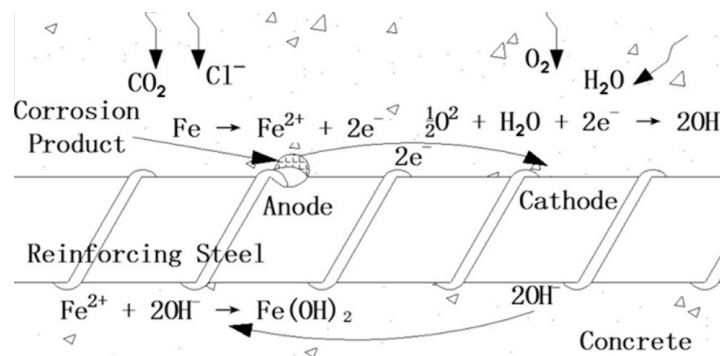
Figur 1.2: Brustatistikk fra Vegdirektoratet i 2003. Brutype i prosent av 5 766 fylkesveger og 10 498 riksveger [8, Fig. 4.21 og 4.22].

1.2 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon er den største årsaken til skader på infrastruktur bygget med armert betong. Når armeringen korroderer, dannes korrosjonsprodukter som har større volum enn de opprinnelige reaksjonskomponentene [5]. Disse kan i noen tilfeller sive ut gjennom betongens porestruktur, mens i andre tilfeller bygger de seg opp og skaper strekkspenninger i betongen. Resultatet er rissdannelse og avskalling når strekkspenningene overgår betongens strekkfasthet. Dette reduserer det beregningsmessige betongarealet, samtidig som det gjør armeringen eksponert for ytterligere korrosjon. I tillegg reduseres armeringsarealet, noe som reduserer

konstruksjonens totale strekkkapasitet.

Korrosjon er en elektromekanisk prosess som oppstår ved at det dannes katodiske og anodiske områder på stålets overflate. Dette skjer både under armeringens produksjonen og i konstruksjonsfasen. Når stålet formes, bøyes og tilpasses, oppstår det ulike kjemiske og mekaniske egenskaper langs det tilsynelatende homogene materialet [5]. Resultatet er ulikt elektrisk potensial i flere punkter langs armeringstålet. Dersom en egnet elektrisk leder er tilstede mellom punkter med ulikt elektrisk potensial, vil det ledes strøm mellom anoden og katoden som vist i figur 1.3.



Figur 1.3: Den kjemiske prosessen ved armeringskorrosjon [25].

I utgangspunktet er dette uproblematisk, fordi den høye pH-verdien i betongen skaper en beskyttelsesfilm rundt armeringen, som forhindrer korrosjon. Klorider kan komme inn i konstruksjonen, gjennom betongenes poresystem eller riss, og føre til en redusert pH-verdi. Betongen er basisk og har en pH-verdi på ca. 13. Ved klorindusering vil betongen få lavere pH-verdi, noe som gjør at beskyttelsesfilmen brytes ned. Dette fører til at armeringen blir mer sårbar for elektronutveksling mellom punkter med ulikt elektrisk potensial [5]. For at korrosjonsprosessen skal tilta, er systemet avhengig av at det er oksygen og fuktighet tilstede. En betong med riss eller høy porøsitet vil derfor være mer utsatt for korrosjon når den beskyttende filmen i betongen er brutt ned.

Et overordnet mål med oppgaven er å redusere risikoen for at korrosjon oppstår. Dette gjøres ved å begrense strekkspenningene i både lengde- og tverrretningen, samt utelukke bruk av vanlig slakkarmering i konstruksjonen. Det benyttes derfor et spennsystem med plastisolerte kabler, som beskytter spennarmeringen fra omgivelsene.

2 Prosjekteringsgrunnlag

Som nevnt i innledningskapittelet er prosjekteringsgrunnlaget basert på informasjonen i vedlegg A. Det er lagt inn nye forutsetninger og avgrensninger i samråd med veiledere, og prosjekteringsgrunnlaget presenteres i dette kapittelet. Bakgrunnen for endringene er at Statens vegvesen ønsker å overføre Egg-Graben Brückes bestandighetskonsept til vanlige platebruer i Norge, og det må da legges til grunn noen nye forutsetninger.

2.1 Regelverk og analyseverktøy

Under vil gjeldende regelverk og analyseverktøyene som er brukt i oppgaven presenteres.

Standarder:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002 + NA:2008 + NA Endringsblad A1:2010.
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nytte-laster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002 + NA:2008.
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005 + NA:2009.
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2: 2003 + NA:2010.
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-5:2003 + NA:2008.
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008.
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer. NS-EN 1002-2:2005 + NA:2010.

Håndbøker:

- Håndbok N400: Bruprosjektering - Prosjektering av bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (versjon 2015-01-26)

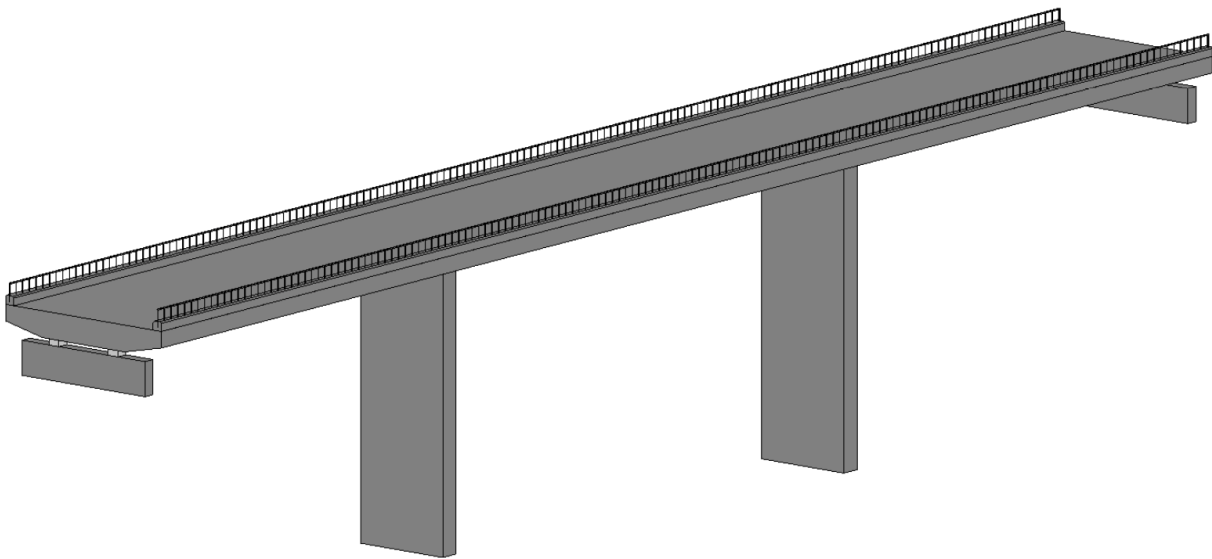
Europeisk teknisk godkjenning, ETA:

- European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning Systems, ETA-13/0815

Dataprogrammer:

- NovaFrame
- Mathcad Application 15
- Autodesk Revit
- Microsoft Excel
- CrossX
- fap2d

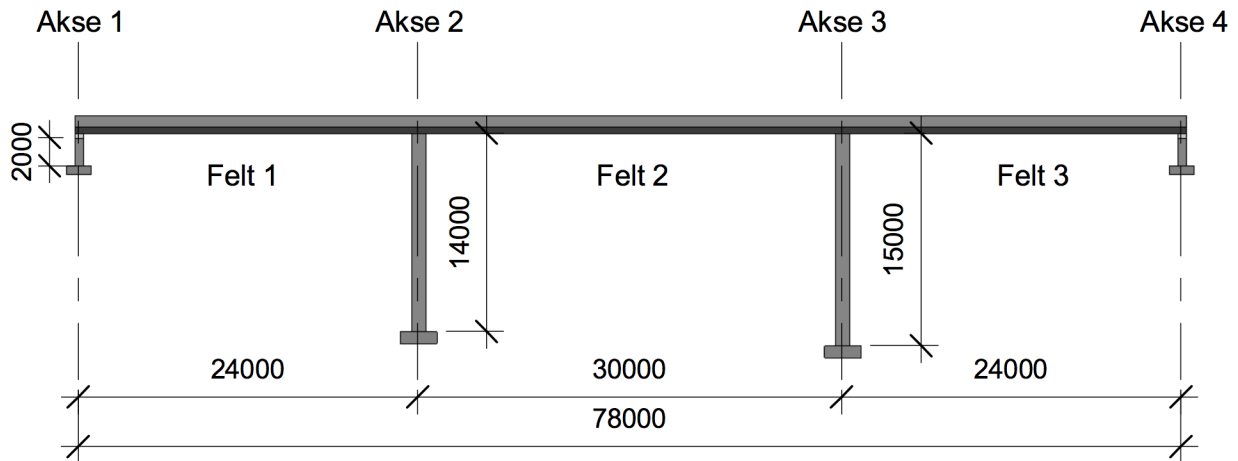
2.2 Bruas design og geometri



Figur 2.1: 3D-modell av brua.

Brua er en etteroppspent platebru på totalt 78 meter, som vist i figur 2.2. Den har tre spenn, hvor spennet i felt 1 og 3 er 24 meter, og spennet i felt 2 er 30 meter. Brua er monolittiske forbundet mellom bruplaten og søylene i akse 2 og 3, noe som gir momentstive forbindelser. I akse 1 er brua lagret på et fastlager, og i akse 4 er den lagret på et glidelager. Bruas overbygning er rett i både vertikal- og horisontalplan, altså uten kurvatur eller helning. I kontrollene som kommer senere i rapporten blir det referert til aksene og feltene i figur 2.2, så disse er verdt å merke seg.

Brua støpes i ett, og det er ikke benyttet byggefaser. Utfordringer knyttet til byggefaser er at det statiske systemet endres for hver byggefase. Brua vil i tillegg få ulike kryptall for de for-



Figur 2.2: Brua med målsetting i millimeter.

skjellige fasene. Avhengig av hvilken metode som benyttes for å støpe de forskjellige fasene, må som regel kablene forankres og spennes opp i hver støpeskjøt. I samråd med veiledere er det avklart at det er praktisk mulig å bygge stillas for den aktuelle brua, og dermed støpe den i ett. Ved å ikke benytte byggefaser vil betongen i brua oppnå lik styrke langs hele brulengden samtidig, og de plastisolerte spennkablene trekkes gjennom hele brulengden. Det er derfor ikke gått nærmere inn på effektene rundt etappevis bygging av brudekket i denne oppgaven.

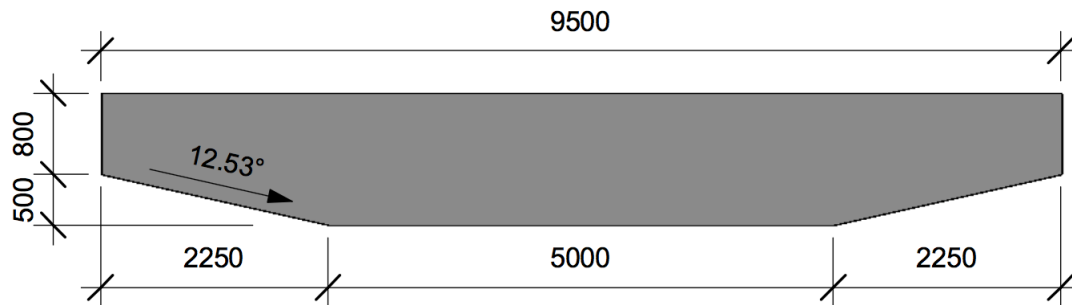
Alle laster som virker på søylene er neglisjert, og det er ikke gjort noen kapasitetskontroller for dem. Dette er fordi det er brudekket som er viktig med hensyn på bestandighetskonseptet. Det vil ikke være noe problem å dimensjonere søylene med tilfredsstillende kapasitet i etterkant. Søylene gitt i vedlegg A er allikevel tatt med i modelleringen av konstruksjonen for å få med stivhetsbidraget. Videre er det antatt at grunnen har tilstrekkelig kapasitet og dynamiske effekter blir ikke behandlet.

Tverrsnitt

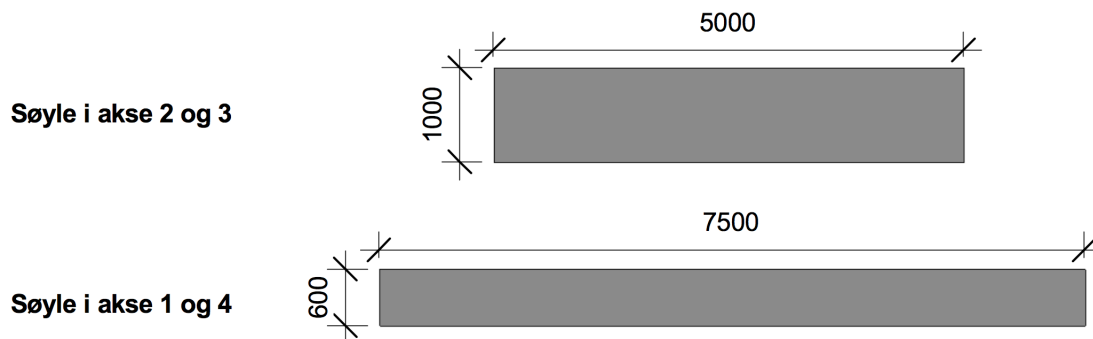
Brutverrsnittet er basert på T-tverrsnittet i vedlegg A, men er endret for å ta hensyn til kabelføringen. Det er ønskelig å oppnå jevn kabelføring i tverrsnittet, og samtidig få plass til spennarmeringen i tverretning. Det er derfor valgt et tverrsnitt med skrå sidekanter som vist i figur 2.3, i stedet for T-tverrsnittet i vedlegg A. Med et vanlig T-tverrsnitt ville kabelen i tverretningen kollidert med kabelene i lengderetning over støtte. Dette problemet unngås ved det valgte tverrsnittet i denne oppgaven. Brutverrsnittet er vist i figur 2.3 og søyletverrsnittene er vist i figur 2.4.

Tidlig i designfasen var det vurdert å benytte et brudekke med rektangulær form for å få jevn

kabelføring. Dette ville samsvart med tverrsnittet brukt i Egg-Graben Brücke, men ble raskt forkastet. Grunnen til det er at det lengste spennet for brua i denne oppgaven er 16 meter lengre enn Egg-Graben Brückes. Ved å benytte et rektangulært tverrsnitt vil egenvekten bli større om kabeleksentrisitetene skal være lik som for det valgte tverrsnittet, noe som ikke er gunstig med tanke på momentkapasiteten. De skrå sidekanten er også valgt av estetiske årsaker, da det gjør at brutverrsnittet ser mykere ut i terrenget.



Figur 2.3: Brutverrsnitt.



Figur 2.4: Søyletverrsnitt.

2.3 Materialegenskaper

2.3.1 Betong

Betongen som er benyttet i brua har fasthetsklasse B45. Materialegenskapene er hentet fra tabell 3.1 i Eurokode 2, og relevante verdier er gitt i tabell 2.1.

Tabell 2.1: Materialegenskaper for betong, B45.

Materialegenskaper for betong, B45			
Karakteristisk sylindetrykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45	MPa
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	f_{cd}	25,5	MPa
Middelverdi av sylindetrykkfasthet	f_{cm}	53	MPa
Middelverdi av aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3,8	MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet, 5 % sannsynlighet for underskridelse	$f_{ctk,0,05}$	2,7	MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet, 5 % sannsynlighet for overskridelse	$f_{ctk,0,95}$	4,9	MPa
Midlere elastitetsmodul etter 28 døgn	E_{cm}	36	GPa
Materialfaktor	γ_c	1,5	
Tyngdetetthet for armert betong	$\rho_{c,armert}$	25	kN/m ³
Tyngdetetthet for uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24	kN/m ³
Bruddtøyning	ϵ_{cu3}	3,5	‰

2.3.2 Spennarmering

Spennarmeringen som benyttes i brua er av typen Y1860S7 fra produsenten DYWIDAG Systems International, og er gitt i den europeiske tekniske godkjenningen [7]. Relevante materialegenskaper er gjengitt i tabell 2.2.

Tabell 2.2: Materialegenskaper for spennarmering, DYWIDAG 6815.

Materialegenskaper for spennarmering, DYWIDAG 6815			
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1 860	MPa
Karakteristisk strekkfasthet, 0,1 %-grense	$f_{p0,1k}$	1 640	MPa
Elastitetsmodul	E_p	195 000	MPa
Materialfaktor	γ_s	1,15	

2.4 Prosjekteringsutfordringer for bestandighetskonseptet

Det er en rekke utfordringer som må løses dersom slakkarmeringen skal utelukkes helt i konstruksjonen. Det stilles krav til minimumsarmering og den beregningsmessige slakkarmeringen har som funksjon å sikre omlagring av krefter i kritiske områder. Dette vil i prinsippet si at store krefter i et bestemt område ønskes spredt utover et større område for å sikre kapasitet.

Videre skal minimumsarmeringen sikre duktilitet i bruddgrensetilstand. Med duktilitet menes det at bruddet ved en ytre lastvirkning skal skje kontrollert og gi synlige deformasjoner før kollaps. Dette oppnås ved å armere konstruksjonen slik at armeringen flyter før betongen går i brudd. Stålet har et mye større flyteplatå enn betong, og i det stålet flyter vil betongen risse opp. Dette gir synlige deformasjoner i tverrsnittet før brudd, og brukeren får et forvarsel om at kapasiteten ikke er tilstrekkelig. Minimumsarmeringen har derfor en viktig funksjon i å sikre duktil oppførsel ved brudd.

En annen viktig grunn for at det er krav til minimumsarmeringen, er at rissdannelser i betongen skal begrenses. I underkanten av tverrsnittet i spennene og overkant av tverrsnittet over støttene, vil det oppstå strekkspenninger som følge av bøyning fra opptredende moment. Betongens strekkkapasitet er svært lav, og det er derfor avgjørende å benytte armeringsstål for å forhindre rissdannelse i konstruksjonen. Måten å tilfredstille kravet til minimumsarmering på, uten å benytte slakkarmering, blir belyst underveis i oppgaven og er ytterligere diskutert i kapittel 10.

En annen utfordring med konseptet er å oppnå tilstrekkelig kapasitet for de konsentrerte lastene som vil oppstå bak forankringene på grunn av forspenningen. Forspenningskraften vil føre til store rand- og spaltestrekkrefter, som må tas av slakkarmering. Denne armeringen bør være rustfri for å bevare bestandighetskonseptet.

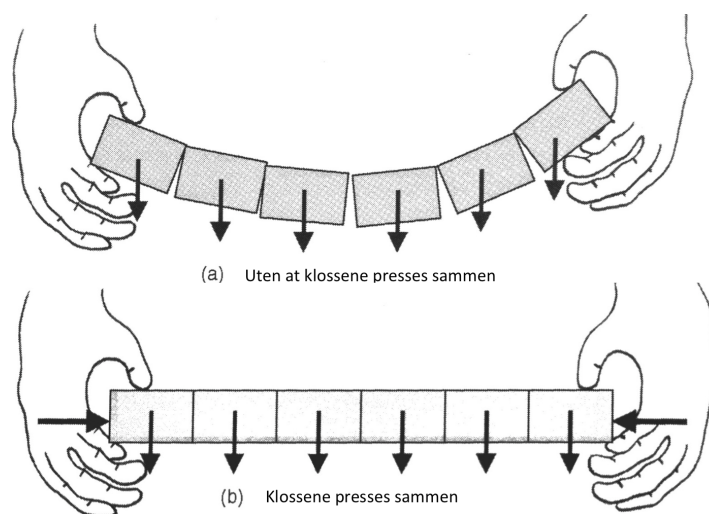
3 Armering

Betong er et materialet som har gode trykkegenskaper, men svært dårlige strekkegenskaper. I praksis regnes betongen som om den ikke kan oppta strekkpåkjenninger, og den har en strekkfashet som er bare en tidel av sin egen trykkfasthet [19]. Stål derimot har veldig høy strekkfasthet, og i armert betong benyttes stålstenger eller stålkabler i konstruksjonens strekksoner for å oppta strekkpåkjenningene. For at armeringen skal kunne oppta strekkreftene må det sikres tilstrekkelige heft mellom betongen og stålet slik at materialet oppfører seg unisont. På denne måten oppnås et materialet med både høy strekk- og trykkfasthet. For å sikre heft mellom betongen og armeringen er det valgt å benytte injiserte kabelrør i denne oppgaven, og dette vil bli forklart nærmere i delkapitlene som følger.

I dette kapitlet vil det gis en enkel innføring av konseptet spennarmert betong, samtidig som krav til overdekning og valg av spennsystem blir presentert. Tverrsnittets kabelføring og kabelforankring blir også presentert i dette kapitlet.

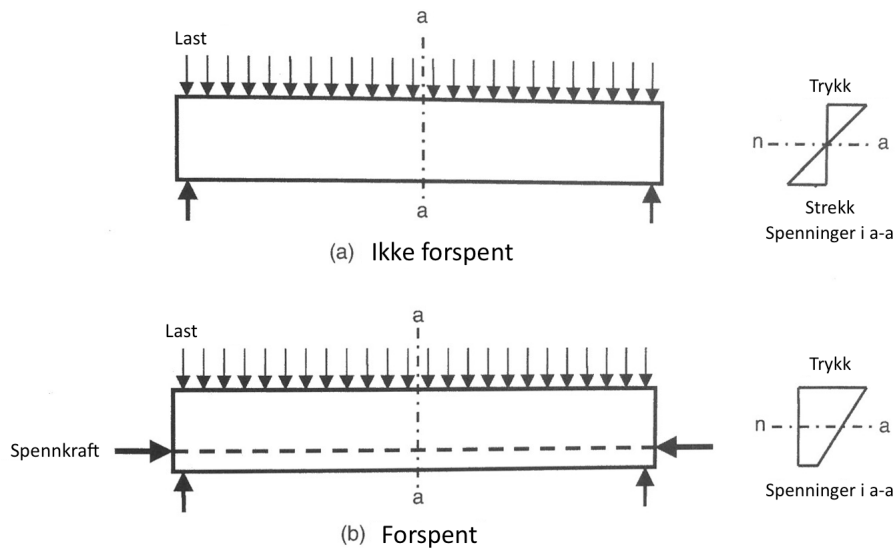
3.1 Bakgrunnsteori om spennarmering

For betongelementer med lange spenn er det helt avgjørende å benytte spennarmering. Siden betongens kapasitet for strekk er så lav, vil den i frie spenn risse opp og gå i strekkbrudd. Om det imidlertid settes på en ytre trykkraft vil denne motvirke strekkspenningene i betongen og øke strekkapasiteten. En forenklet beskrivelse av hvordan spennarmering fungerer vises i figur 3.1.



Figur 3.1: Illustrasjon av konseptet spennarmering [9, Fig. 1.6].

Det er to måter å spennarmere betong på. Som førøppspent eller etterøppspent. For førøppspent betong støpes betongen rundt spennarmering som allerede er gitt en initialtøyning mellom to ytre forankringspunkt [9]. Når betongen har oppnådd ønsket fasthet, kuttes spennarmeringen fra de ytre forankringene og strekkraften i kabelen overføres som trykkraft på betongen gjennom heftforbindelsen mellom armeringens rillede overflate og betongreseptens bestanddeler. For etterøppspent betong ligger kablene i rør av plast eller metall som er støpt inn i betongen. Når betongen har fått ønsket trykkfasthet spennes kabelen opp ved at det i ene enden av røret monteres et passivt anker og i andre enden påføres en strekkraft fra en jekk. Når kabelen har fått ønsket spenning forankres den ved hjelp av en låsekile som glir i lås i forankringen når kabelen prøver å trekke seg sammen til sin opprinnelige lengde. Resultatet er trykkrefter mellom forankringspunktene, som reduserer strekkspenningene fra ytre kraft som vist i figur 3.2. Brua i denne oppgaven er etterøppspent.

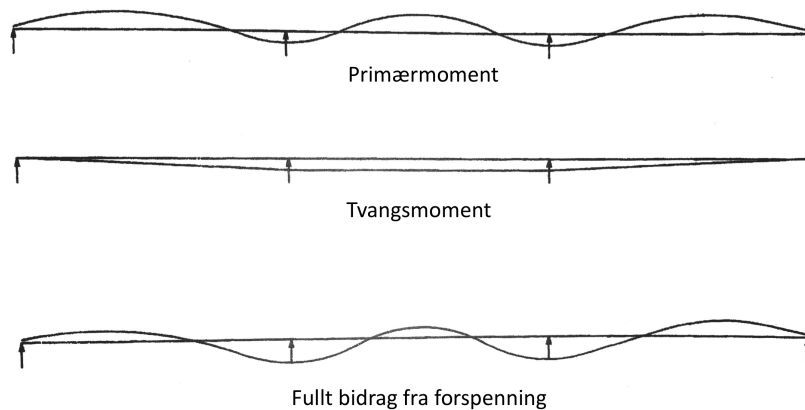


Figur 3.2: Spenninger for ikke oppspent og oppspent bjelke [9, Modifikasjon av fig 1.7].

For å utnytte effektene av spennarmeringen ytterligere, legges kablene med en eksentrisitet fra tverrsnittets tyngdepunkt. Dette gir elementet en oppbøyning der hvor armeringen er plassert under tyngdepunktet og en nedbøyning der hvor armeringen er plassert over tyngdepunktet. Dette følger av primærmomentet som tilsvarer kabelens strekkraft på et gitt punkt, multiplisert med kraftens momentarm, eksentrisitet, i samme punkt. Ideelt sett skal spennarmeringens eksentrisitet over elementets lengde følge momentdiagrammet fra ytre laster. Dette gjøres for eksempel ved at kabelrørene støpes inn i betongen med en parabelform der hvor elementet er utsatt for en jevnt fordelt last.

For kontinuerlige bjelker vil krumningen fra primærmomentet motvirkes av opplagerbetingelsene. Der bjelken for eksempel ønsker å krumme oppover som følge av spennarmering

med eksentrisitet under tyngdepunktet, vil opplageret tvinge bjelken i posisjon. Dette gir et tvangsmoment i konstruksjonen. I kontinuerlige konstruksjoner slik som brukonstruksjoner med flere spenn, må derfor effekten av tvangsmomentet inkluderes i analysen, da dette i noen områder motvirker de gunstige effektene fra primærmomentet, som vist i figur 3.3. Spennarmeringens totale moment, summen av primærmoment og tvangsmoment, blir i denne oppgaven navngitt *full*. Effektene uten primærmoment fra forspenning er navngitt *tvang*.



Figur 3.3: Primær- og tvangsmoment fra spennkabler i kontinuerlig bjelke [9, Modifikasjon av fig. 5.5].

3.2 Bestandighet og overdekning

En bestandig konstruksjon skal oppfylle kravene til brukbarhet, styrke og stabilitet gjennom sin dimensjonerende brukstid. Dette skal oppfylles uten at det oppstår vesentlig reduksjon av bruksverdi, eller behov for omfattende uforusett vedlikehold. Armeringsstål skal korrosjonsbeskyttes, og dette avhenger av tykkelsen av betongoverdekning, rissdannelser, betongens tetthet og kvalitet [16, pkt. 4.1]. På grunn av disse kravene må konstruksjonen ha en betongoverdekning for at armeringen skal beskyttes for korrosjon. Brukstiden for denne brukonstruksjonen er 100 år.

Konstruksjonen blir eksponert for ulike miljøpåvirkninger gjennom sin levetid, og Eurokode 2 deler inn i kjemiske og fysiske angrep [16, pkt. 4.2]:

Kjemiske angrep:

- Bruken av bygningen eller konstruksjonen (lagring av væsker osv.)
- Syreløsninger eller saltsulfatløsninger
- Klorider i betongen
- Alkali-tilslagsreaksjoner

Fysiske angrep:

- Temperaturendring
- Slitasje
- Vanninntregning

3.2.1 Eksponeringsklasse

En eksponeringsklasse sier noe om hvilket miljø konstruksjonen er eksponert for og er viktig for bestemmelse av betongoverdekningen. Som nevnt i kapittel 1.2, er armeringskorrosjon forårsaket av klorider grunnen til at det ønskes å se nærmere på konseptet for bestandige betongbruer. I samråd med veileder er brua satt i eksponeringsklasse XD1 for både over- og underside av tverrsnittet. Eksponeringsklasse XD1 gjelder korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Det vil si konstruksjoner som er utsatt for moderat fuktighet, og et eksempel er betongflater som er utsatt for luftbårne klorider [16, Tab. 4.1].

3.2.2 Betongoverdekning

Betongens nominelle overdekning er korteste avstand fra betongoverflaten inn til den konstruktiv spennarmeringen. Det vil si avstanden fra betongoverflaten til ytterkanten av plast-røret som forsegler spennarmeringen. Betongens nominelle overdekning, c_{nom} , bestemmes etter ligning 3.1 [16, pkt. 4.4.1(2)P].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

Minste overdekning, c_{min}

Minste overdekning har til hensikt å sikre overføring av krefter ved hjelp av heft, beskytte stål mot korrosjon og gi tilfredsstillende brannmotstand. Verdien bestemmes ved ligning 3.2 [18, pkt. 7.4.1].

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) \quad (3.2)$$

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

Minste overdekning som følge av krav til heft settes til den minste verdien av kabelørerets diameter og 80 millimeter [16, pkt. NA.4.4.1.2]. Spennarmeringen i brua har sirkulære kabelrør, med en diameter lik 100,5 millimeter i lengderetning, og 90,0 millimeter i tverretning. Minste overdekning som følge av krav til heft blir da 80 millimeter i begge tilfeller.

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

Minste overdekning som følge av miljøpåvirkning skal i henhold til tabell 7.2 i Håndbok N400 settes lik 60 millimeter for eksponeringsklasse XD1. Denne verdien skal økes ytterligere 10 millimeter for spennarmering, og ender på totalt 70 millimeter [18, pkt. 7.4.1].

Tillatte avvik, hensyn ved prosjektering, Δc_{dev}

I henhold til Eurokode 2 skal den nominelle overdekningen økes på grunn av tillatt avvik, Δc_{dev} . Denne verdien overstyres av Håndbok N400 og settes lik 20 millimeter [18, pkt. 7.4.2].

Den nominelle overdekningen blir lik for både lengde- og tverretningen og er vist i tabell 3.1.

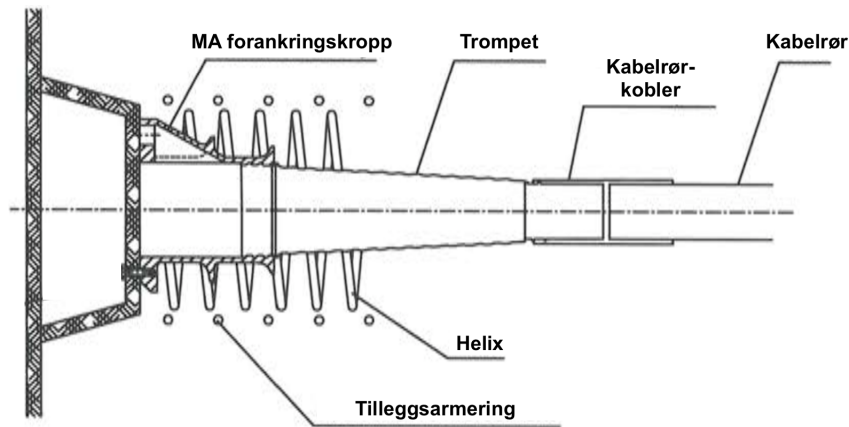
Tabell 3.1: Nominell overdekning i lengde- og tverretning.

	c_{min}	+	Δc_{dev}	=	c_{nom}
Lengderetning	80 mm		20 mm		100 mm
Tverretning	80 mm		20 mm		100 mm

3.3 Spennarmering

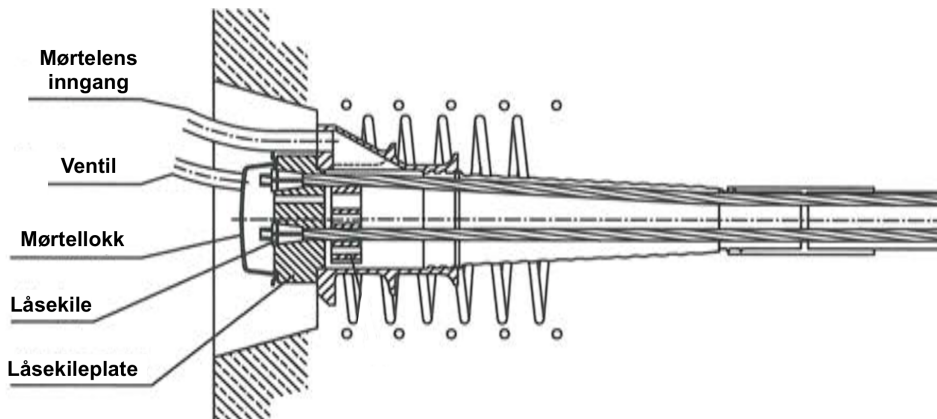
3.3.1 Spennssystem

Spennsystemet som er valgt for brua er fra produsenten *DYWIDAG-Systems* og de tekniske dataene er hentet fra den europeiske tekniske godkjenningen, ETA-13/0815 [7]. Denne godkjenningen har som mål å sikre at egenskapene gitt av produsenten kan benyttes i kommersielle sammenhenger for alle EU-land, samt alle medlemmer av EØS-avtalen. Systemet består av forankringstypen MA 2311 som har tilleggsarmering og helix. Tilleggsarmeringen bør utføres med rustfri armering for å bevare bestandighetskonseptet. Ved etteroppspenning legges først kabelrørene i tverrsnittet etter valgt kabelføring og deretter støpes betongen. Videre trekkes kablene gjennom konstruksjonen og spennes opp med en jekk i aktiv ende når betongen har tilstrekkelig trykkfasthet. Forankringen i aktiv ende før kablene spennes opp er vist i figur 3.4.



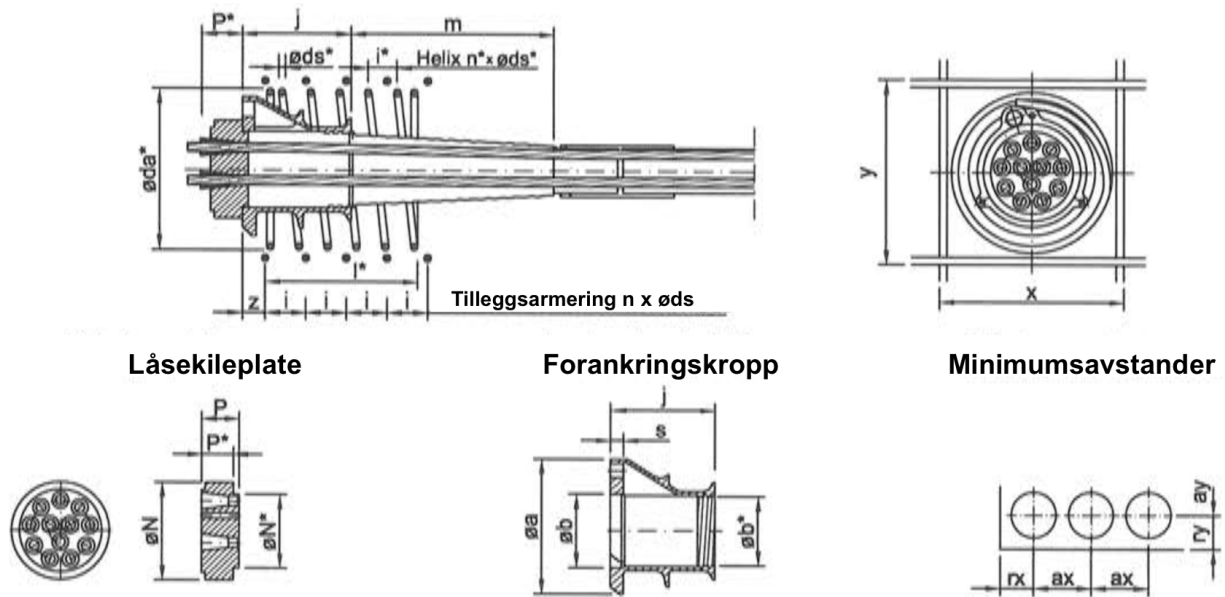
Figur 3.4: Forankring i aktiv ende før kabler spennes opp [7, Annex 10].

Etter at kablene er spent opp, injiseres kabelrørene med betongmørtel for å etablere heft mellom betongen og spennkablene. Mørtelen føres inn i en liten åpning i forankringen, hvor det også er en ventil som slipper ut trykk i kabelrøret. Forankringen i aktiv ende etter at kablene er spent opp er vist i figur 3.5.



Figur 3.5: Forankring i aktiv ende etter at kablene er spent opp [7, Annex 10].

For kablene i lengderetning er det valgt 15-taus spennkabler, mens det for tverretningen er valgt 12-taus spennkabler. Hvert tau har et areal på 150 mm^2 , noe som gir et totalt areal på 2250 mm^2 per kabel i lengderetning og 1800 mm^2 per kabel i tverretning. Spesifikasjonen er hentet fra den europeiske tekniske godkjenning, og alle mål og data for spennsystemet følger av tabell 3.2, og figurene 3.6 og 3.3.



Figur 3.6: Forankringsystem [7, Annex 11 og 12].

Tabell 3.2: Forankringsdata [7, Annex 11 og 12].

			Lengderetning	Tverretning
Forankringsplate	Diameter	ϕN	190 mm	170 mm
	Diameter	ϕN^*	148 mm	128 mm
	Tykkelse	P	70 mm	65 mm
	Dybde	P*	60 mm	55 mm
Forankringskropp	Diameter	ϕa	250 mm	220 mm
	Diameter	ϕb	150 mm	130 mm
	Diameter	ϕb^*	130 mm	120 mm
	Høyde	j	200 mm	180 mm
	Tykkelse	s	23 mm	17 mm
	Trumpet length	m	390 mm	350 mm
Minimums-avstander	Min. senteravstand	$a_x = a_y$	390 mm	350 mm
	Min. kantavstand ¹⁾	$r_x = r_y$	285 mm	265 mm
Helix	Min. utvendig diameter	ϕd_a^*	310 mm	265 mm
Tilleggsarmering	Min. antall lag	n	8	8
	Min. armeringsdiameter	ϕd_s	16 mm	14 mm
	Ytre mål	x = y	370 mm	330 mm

1) $r_i = 0,5 \cdot a_i + c_{nom} - 10$ mm, hvor i indikere x eller y

Tabell 3.3: Spesifikasjoner for spennkabler.

	Lengderetning Spennkabel Y1860S7 $\phi 15.7$ mm	Tverretning Spennkabel Y1860S7 $\phi 15.7$ mm
Antall tau per kabel	15	12
Areal per tau	150 mm ²	150 mm ²
Kabelareal, A_p	2 250 mm ²	1 800 mm ²
Karakteristisk flytespenning, f_{pk}	1 860 MPa	1 860 MPa
Maks oppspenningskraft, P_{max}	3 321 kN	2 657 kN

3.3.2 Kabelrør i plast

Med utgangspunkt i Egg-Graben Brücke er det valgt et spennsystem med kabelrør i plast. I Norge er det vanlig å benytte korrugerte stålrør i brukonstruksjoner, men siden det overordnede målet med oppgaven er å øke bruas bestandighet, må korrosjonsutsatte materialer forhindres. Ved å legge spennarmeringen i plastrør forsegles spennarmeringen fra eventuelle aggressive miljøer. Den internasjonale betongorganisasjonen, *fib*, karakteriserer spennarmeringens bestandighet mot korrosjon i tre nivåer i *Bulletin 33* [24]:

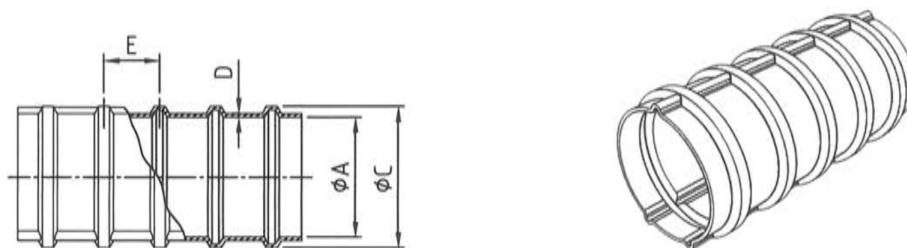
- **PL1** Systemene vi vanligvis benytter i Norge, med metaller som er injiserte med betong.
- **PL2** Systemer med plastrør hvor spennarmeringen betraktes som hermetisk lukket fra omgivelsene, både ved forankring og langs hele elementlengden.
- **PL3** Systemer med plastrør hvor det elektriske potensialet inne i røret overvåkes av sensorer. Slik har man kontroll på når og hvor korrosjon initieres og kan gjøre tiltak deretter.

Med det plastisolerte systemet, kan det diskuteres om bestandighetskravene i Eurokode 2 er for konservative, og dette kommer av at bestandighetskravene er utarbeidet med tanke på spennkabler i stålrør. I denne oppgaven er det valgt kabelrør i plast med overvåkning etter nivå PL3 for lengderetningen og nivå PL2 for tverretningen. I tverretningen vil kablene ligge dypt inne i tverrsnittet og ansees derfor som svært korrosjonssikre. For lengderetningen er det ønskelig å kunne overvåke spennkablernes tilstand over bruas levetid, siden konseptet er nytt og bruas bæreevne er helt avhengig av at spennkablene er inntakt. Dette gjøres ved at en rekke elektriske ledninger festes til punkter langs spennstålet og på utsiden av plastrøret. Det måles deretter elektrisk potensial ved at det regelmessig føres strøm mellom ledningspar. Den målte spenningsreduksjonen sier noe om betongens evne til å lede strøm og om det er defekter i plastrøret. Dersom målingene viser stor motstand er isoleringen inntakt og kablene

forhindret fra korrosjon. Om målingene viser lav motstand tyder det på at det er lav pH, høy porøsitet eller høyt fuktnivå i systemet, eller defekter i plastrøret [24]. Dette indikerer at det er stor risiko for korrosjon. Alle ledningene kobles til en eller flere monitorbokser som lagrer måledata og sender den til de som er ansvarlig for ettersyn av brua.

Ved bruk av plastrør som forsegler spennkablene helt, samtidig som betongen overvåkes, er gjerne bestandighetskravene i Eurokode 2 vel konservative. Det er allikevel valgt å følge kravene, da det er gjort for lite forskning på området.

Kabelrøret som er valgt er vist i figur 3.7, og tilhørende spesifikasjoner er vist i tabell 3.4. Kabelrørene har riller for å etablere heft med betongen.



Figur 3.7: Kabelrør i plast [7, Annex 25].

Tabell 3.4: Spesifikasjoner for kabelrør i plast [7, Annex 25].

	Lengderetning	Tverretning
Antall kabler	15	12
Diameter		
Innside, ϕA	85,5 mm	76,0 mm
Ribber, ϕC	100,5 mm	91,0 mm
Veggtykkelse, D	2,5 mm	2,5 mm
Ribbeavstand, E	39,5 mm	52,5 mm
Faktor for utilsiktet vinkelendring, k	0,005 rad/m	0,005 rad/m
Friksjonskoeffisient, μ	0,14 rad ⁻¹	0,14 rad ⁻¹

3.3.3 Injiserte kabler

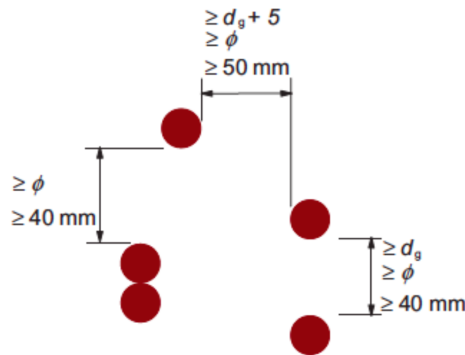
Det er valgt injiserte kabler både i lengde og tverretning for å oppnå heft mellom betongen og armeringen. Injiseringsmasse med høy trykkfasthet overfører kreftene fullstendig mellom stålet og betongen, og trykkfastheten er satt lik betongens trykkfasthet, 45 MPa. Det alkaliske miljøet i injiseringsmassen vil også bidra til å danne en beskyttende film rundt spennarmingen som forebygger korrosjon. Dette er beskrevet i kapittel 1.2.

I tilfeller hvor det er ønskelig å etterstramme kablene for å motvirke tidsavhengige tap, kan ikke kabelrørene injiseres. I slike tilfeller er det ikke samvirke mellom betongen og stålet. Både de umiddelbare tapene og langtidstapen er medregnet i konstruksjonens kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstand, og det er derfor ikke behov for etterstramming over konstruksjonens levetid. I en konstruksjon som kun består av spennarmering, er det helt nødvendig å ha injiserte kabler slik at spennkablenes resterende tøyningkapasitet kan benyttes som vanlig strekkarmering.

3.3.4 Minimumsavstander for spennkabler

Det skilles mellom minimumsavstander mellom forankringer, og minimumsavstander for spennkablene i tverrsnittet. I pkt. 8.10.1.3 i Eurokode 2 stilles det krav til minimum senteravstand mellom spennkablene, samt krav til utførelse. De tre praktiske kravene til utførelse er:

- Betongen skal kunne støpes sikkert uten at kanalene skades.
- Betongen skal kunne motstå omlenkingskreftene fra kabelkanalen i områder med krummede kabler under og etter oppspenning.
- Injiseringsmasse ikke vil lekke inn i noen av de øvrige kabelkanalene under injiseringen.



Figur 3.8: Vertikal- og horisontal senteravstand mellom spennkabler.

Kravene til minimumsavstander følger av figur 3.8, hvor d_g representerer største tilslagsstørrelse og ϕ kabelrørets ytre diameter. Tilslagsstørrelsen i denne oppgaven er antatt å være 20 millimeter. Med en rørdiameter på 100,5 millimeter i lendgeretningen og 90,0 millimeter i tverretningen, er det disse avstanden som blir dimensjonerende i både horisontal og vertikal retning.

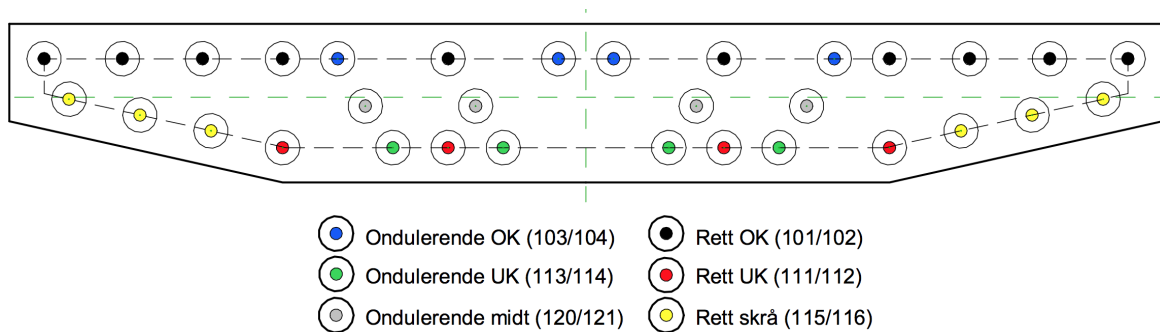
$$s_{min, lengde} = 100,5 \text{ mm}$$

$$s_{min, tverr} = 90,0 \text{ mm}$$

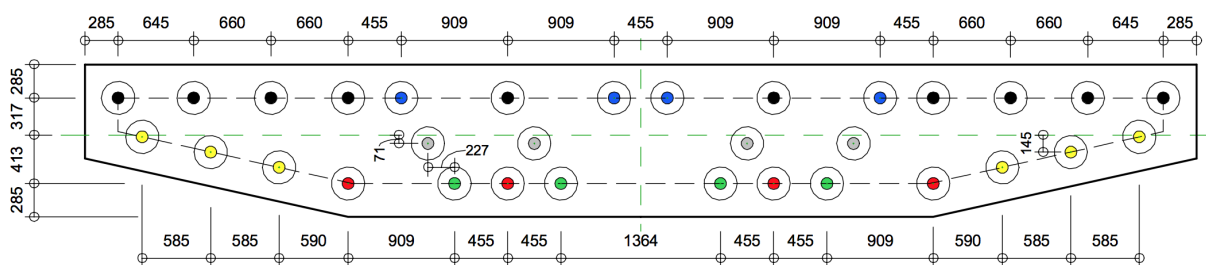
3.3.5 Forankring i bruenden

Forankringene og minimumsavstandskravene fremgår av spennsystemets spesifikasjoner, som vist i figur 3.6 og i tabell 3.2. Det er valgt å spenne opp halvparten av kablene i akse 1 og den andre halvparten i akse 4. Dette er gjort for å fordele spennkrafttapet jevnt langs hele brua. Spennkrafttapet er større i passiv ende enn i aktiv ende, og dette skyldes primært friksjonstapet. Tap av spennkraft er forklart nærmere i kapittel 5. For en total oversikt over de ulike kabelgruppene og hvilken ende de forankres i, henvises det til kapittel 6.7.

Hvordan kabelgruppene forankres i bruenden er vist i figur 3.9. Siden brua er symmetrisk om midtfelt, vil forankringene i akse 1 og akse 4 bli identiske. På grunn av de store kreftene som oppstår bak forankringen, må det sikres tilstrekkelig senteravstander. Senteravstanden i både x- og y-retning er 390 millimeter for lengderetningen og 350 millimeter for tverretningen. Kantavstanden er 285 millimeter for lengderetningen og 265 millimeter for tverretningen. Begrunnelse for oppdeling av kabelgrupper og forankring av disse følger av kapittel 3.3.6.

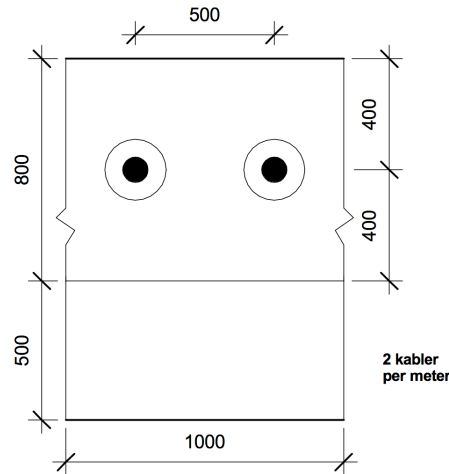


Figur 3.9: Forankringenes plassering i tverrsnittets i akse 1 og 4.



Figur 3.10: Målsetting i millimeter av forankring.

Forankringen i tverretning er vist per meter i figur 3.11.



Figur 3.11: Forankring i tverretning per meter.

3.3.6 Kabelføring i lengderetning

Plassering av kabelforankringene i tverrsnittet og kabelføringen i bruas lengderetning er sentrale aspekter ved oppgaven. Når brua skal konstrueres utelukkende med spennarmering er det mange hensyn som må betraktes for å utnytte armeringen optimalt, både for å oppnå de ønskede effektene av spennarmeringen, men også for å dekke funksjonen til slakkarmeringen.

Det er en rekke utfordringer som oppstår når slakkarmeringen skal byttes ut med spennarmering. De opplagte føringene som legges er senteravstand for forankringer og kabelrør. Ettersom brua støpes i ett, er det valgt kabler som trekkes gjennom hele bruas lengde. Dette gir lange kabler med forholdsvis store tap. Ettersom slakkarmeringen i stor grad legges for å forhindre riss og øke kapasiteten for strekkspenninger i kritiske punkt, må spennarmeringen virke slik at strekkspenninger ikke forekommer.

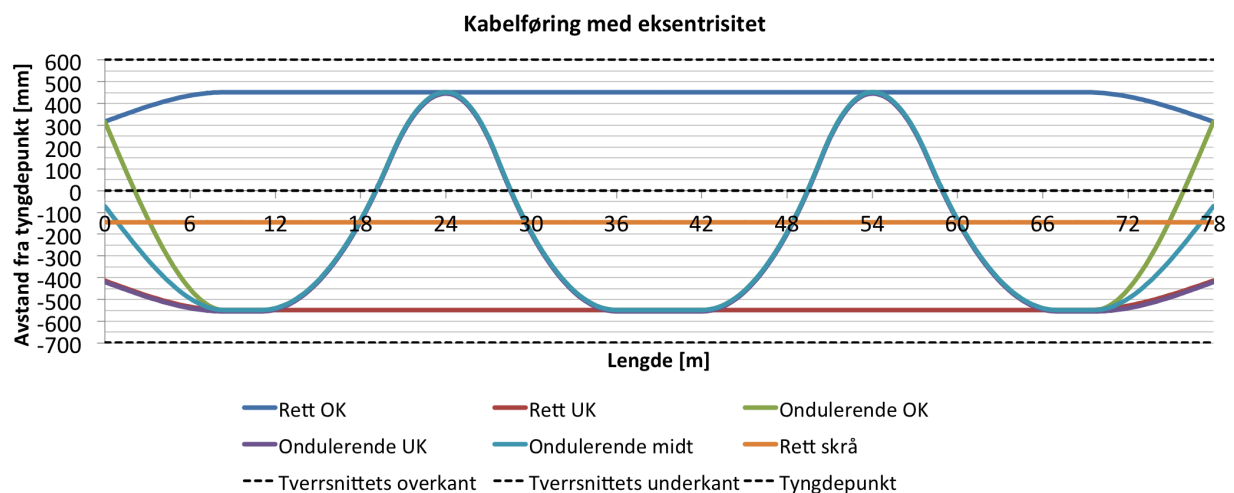
Dette er løst ved å legge rette kabler i under- og overkant av tverrsnittet langs hele brua. I overkant er det valgt å legge 10 rette kabler, og siden tverrsnittet blir smalere i underkant, legges det 4 rette kabler her. Dette gir flere kabler i overkant, enn i underkant, noe som er naturlig siden brua har største momenter over støttene, med strekk i overkant. Forankringene har større krav til minimum kantavstand, så det er derfor valgt å krumme de rette kablene rett etter forankringen slik at de oppnår maksimum eksentrisitet nesten over hele lengden. Funksjonen til de rette kablene er blant annet å gi trykkspenninger i overkant og underkant langs hele brua for å forhindre riss. I tillegg bidrar de til momentkapasitet i felt og over støtte. Kabelføringen er vist i figur 3.12 for lengderetning. De rette kablene i overkant er navngitt *rett*

OK og de rette kablene i underkant er navngitt *rett UK*.

Det er valgt å legge ondulerende kabler som forankres i henholdsvis over- og underkant av tverrsnittet, og de ondulerer likt fra første spenn til tredje spenn. Fire ondulerende kabler forankres i overkant og fire ondulerende kabler forankres i underkant. Mellom midtfelt 1 og midtfelt 3 vil de ondulerende kablene fra både over- og underkant følge samme eksentrisitet. Grunnen til at kablene starter ulikt er for å tilfredsstille avstandskravene etter den europeiske tekniske godkjenningen. Funksjonen til de ondulerende kablene er å følge momentdiagrammet fra de ytre lastene, og dermed motvirke belastningen. Dette gir økt momentkapasitet langs hele brubanen. De ondulerende kablene i over- og underkant er navngitt *ondulerene OK* og *ondulerene UK*, se figur 3.12.

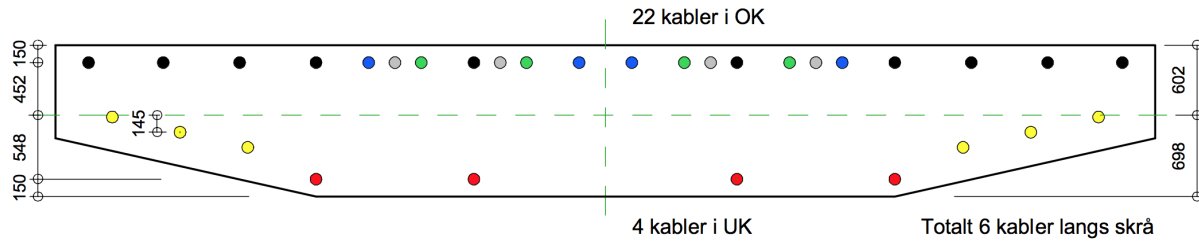
For å unngå endemomenter, øke momentkapasiteten ytterligere og samtidig tilfredsstille krav til senteravstand ved forankringene, er det valgt å plassere fire ondulerende kabler like under tyngdepunktet i bruenden. Disse vil følge samme eksentrisitet som de øvrige ondulerende kablene mellom midtfelt 1 og midtfelt 3. De ondulerende kablene som forankres midt i tverrsnittet er navngitt *ondulerende midt*, se figur 3.12.

Det er også valgt å legge inn armering langs den skrå sidekanten i tverrsnittet for å få jevn armering, samtidig som det er nødvendig med økt trykk i konstruksjonen. Disse kablene er navngitt *rett skrå*, se figur 3.12. Kablene som er farget rødt, sort og gult vil alltid være på samme sted i tverrsnittet, mens resten ondulerer.

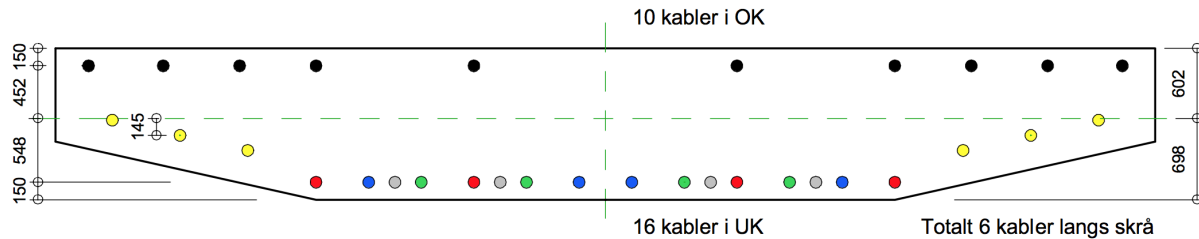


Figur 3.12: Kabelføring for hver kabel med eksentrisitet i lengderetning.

Tverrsnittet med armering og målsetting for snitt over støttene er vist i figur 3.13. Tverrsnitt med armering og målsetting for snitt i feltene er vist i figur 3.14.



Figur 3.13: Tverrsnitt med spennkabler over støttene.



Figur 3.14: Tverrsnitt med spennkabler i felt.

3.3.7 Kabelføring i tverretning

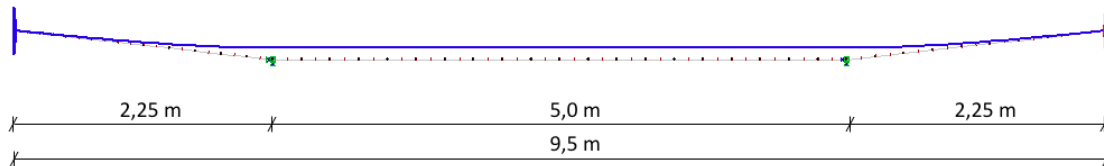
For tverretningen vil snittet over søylene i akse 2 og 3 være størst belastet. Dette kommer av at aksellasten fra kjøretøyene vil kunne plasseres ute på flensen. Dette medfører vesentlige moment- og skjærkrefter ved innfestningen til støtte.

For å oppnå kapasitet for disse kreftene er det valgt å legge kabler for å oppnå trykk i hele konstruksjonen. Kablene forankres i tverrsnittets tyngdepunkt for å unngå endemomenter, og kablene er parabelformet frem til snittet over søylen. Kabelen er forankret i tverretningens tyngdepunkt, og langs steget er det en konstant eksentrisiteten 100 millimeter over tyngdepunktet, som vist i figurene 3.15 og 3.16. Det største kapasitetsbidraget fra spennkablene i tverretning vil være askialtrykket, men det er også ønskelig å benytte primærmoment. En eksentrisitet på 100 millimeter er en god balanse mellom gunstig primærmoment, og ugunstig tvangsmoment som vil oppstå som på grunn av at søylen forhindrer krumning av tverrsnittet. Kablene i tverretning vil ligge under kablene i lengderetningen i dette snittet, og på samme måte som for tverretningen er det valgt å spenne opp annenhver kabel i venstre og høyre ende, for å oppnå jevne tap av spennkraft.

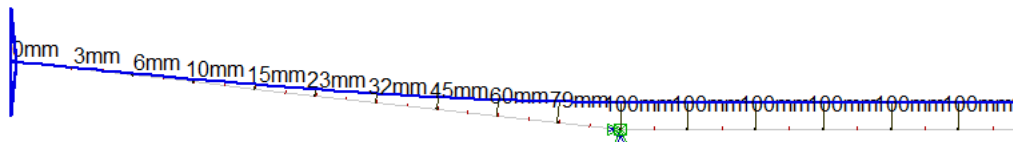
Utover i feltet i lengderetningen vil momentet og skjærkraften i tverretningen avta. Store deler av den eksentriske trafikklasten vil tas som bøyning i lengderetningen, og deler som torsjon ved støttene. Dette kommer av at tverrsnittet ansees som udeformerbart i feltet og vil gi rotasjon ved eksentrisk lastpåkjenning. Hensikten med tverrarmeringen i felt er derfor ikke å ta

moment- eller skjærkrefter, men å gi tilstrekkelig trykkspenninger for å unngå riss i konstruksjonen. Senteravstanden for tverrkablene er satt lik 500 millimeter. I feltet vil kabelen følge tverrsnittets tyngdepunkt. Dette gjør at kablene får hverken primær- eller tvangsmoment, og hele bidraget blir i form av trykk.

For detaljert beskrivelse av det statiske systemet for tverretningen og tilhørende kabelføring, henvises det til kapittel 6.11.2.



Figur 3.15: Kabelføring i tverretning.



Figur 3.16: Utsnitt som viser eksentrisitet i tverretning.

3.3.8 Kontroll av spennkablens krumningsradie

I henhold til pkt. 2.7 i den europeiske tekniske godkjenningen [7], skal kablens krumningsradie ikke være mindre enn kravet, R_{min} . Det er derfor utført en kontroll for å verifisere at kabelføringen tilfredsstiller kravet til minste krumningsradie. Det er ikke gitt beregnede verdier i godkjenningen, så kravet må beregnes etter følgende formel:

$$R_{min} = \frac{2 \cdot P_{m0} \cdot d}{d_i \cdot p_{R,max}}$$

I formelen er P_{m0} maksimum oppspenningskraft, som bestemmes ved å multiplisere totalt kabelareal, A_p , med 85 prosent av spennstålets karakteristiske 0,1 %-strekkgrense, $f_{p0,1k}$. Denne verdien vil være ulik for lengde- og tverretningen. Den nominelle diameteren for spenntauene, d , er 15,7 millimeter, og diameteren av innsiden av kabelrøret er definert som d_i . $p_{R,max}$ er maksimum trykk ved oppspenning og verdien er satt til 140 N/mm som en konservativ betraktning etter den europeiske tekniske godkjenningen. Kravene i henholdsvis lengde- og

tverretning blir som følger:

$$R_{min, lengde} = \frac{2 \cdot 0,85 \cdot 2250 \text{ mm}^2 \cdot 1640 \text{ MPa}}{85,5 \text{ mm} \cdot 140 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 9,7 \text{ m}$$

$$R_{min, tverr} = \frac{2 \cdot 0,85 \cdot 1800 \text{ mm}^2 \cdot 1640 \text{ MPa}}{76,0 \text{ mm} \cdot 140 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 8,7 \text{ m}$$

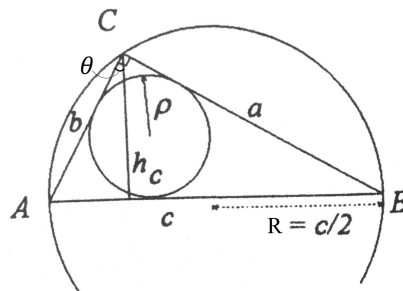
Kablernes krumningsradie, R , er beregnet etter Thales teorem i figur 5.1 i *Matematisk formelsamling* av K. Rottmann [12]. Krumningen kontrolleres over støtte, da det er her den vil være størst. Thales teorem legger til grunn 90 graders vinkel mellom sidekantene CA og CB, og at h_c står vinkelrett på sidekant AB, se figur 3.17. Ved enkle geometriske betraktninger blir uttrykket for krumningsradien som følger:

$$R = \frac{c}{2} \quad \text{hvor} \quad c = h_c \cdot \tan \theta + h_c \cdot \tan(90^\circ - \theta)$$

$$R = \frac{h_c}{2} \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \quad (3.3)$$

Figur 3.18 viser parabelen med mest krumning som er kontrollert etter Thales teorem i lengderetningen. Ut i fra figuren kan vinkelen, θ , bestemmes:

$$\theta = \arctan \frac{0,3}{3,9} = 4,399^\circ$$



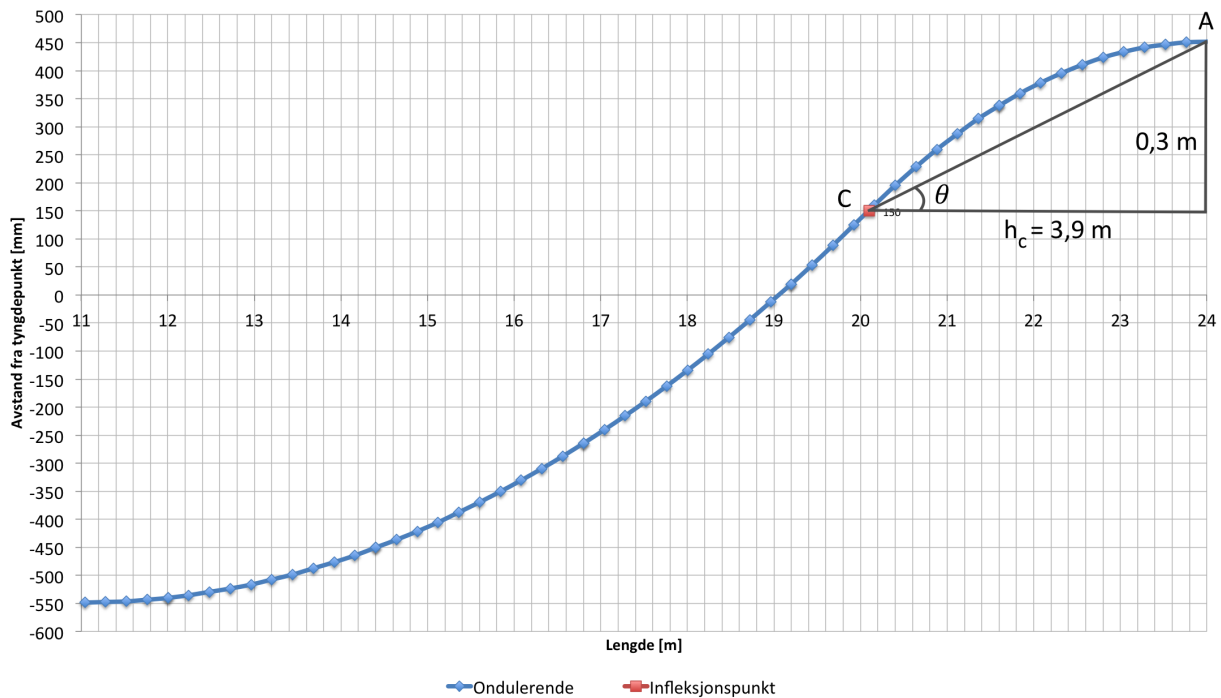
Figur 3.17: Thales teorem [12, Fig. 5.1].

Ved å benytte ligning 3.3 kan krumningsradien i lengderetningen bestemmes:

$$R_{lengde} = \frac{3,9 \text{ m}}{2} \cdot (\tan 4,399^\circ + \cot 4,399^\circ) = 25,5 \text{ m} > R_{min, lengde} = 9,7 \text{ m}$$

Krumningsradien er større enn kravet, og kabelføringen er tilfredsstillende med hensyn på krumning. For kablene i tverretningen er krumningen så liten at det ikke vil være noe problem å tilfredsstille kravet. Det blir derfor ikke kontrollert, og det konkluderes med at ka-

belføringen tilfredsstillt kravet til minste krumningsradie for hele brua, i både lengde- og tverretning.



Figur 3.18: Utsnitt for kontroll av ondulerende kabler i lengderetningen.

3.4 Totalt antall kabler i konstruksjonen

Det totale kabelareal og antall kabler i konstruksjonen er vist i figur 3.5.

Tabell 3.5: Totalt kabelareal for brua.

	Lengderetning	Tverretning
Totalt antal kabler	32	156
Totalt armeringsareal	72 000 mm ²	280 800 mm ²

4 Laster

I dette kapittelet vil lastene som virker på brua med forutsetninger og avgrensninger bli presentert. Avslutningsvis presenteres lastkombinering for brudd- og bruksgrensetilstand.

4.1 Permanente laster

En permanent last er en last som er tilnærmet konstant innen det tidsrom man betrakter, og er i følge Håndbok N400 [18] definert som:

- Tyngden av konstruksjonen (egenlast)
- Tyngden av ballast og utstyr som ikke fjernes

4.1.1 Egenlast

Densiteten for armert normalvektsbetong, $\rho_{c,arm}$ settes til 25 kN/m^3 , mens densiteten for uarmert betong er satt til 24 kN/m^3 , etter Håndbok N400 [18, pkt. 7.3.2]. Ved å multiplisere tverrsnittsarealet med densiteten for armert betong, blir brutverrsnittets karakteristiske egenlast, g_k som følger:

$$g_k = \rho_{c,armert} \cdot A_c = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 11,225 \text{ m}^2 = 280,6 \text{ kN/m}$$

I vedlegg A er det gitt forutsetninger for egenlast på konstruksjonen. Egenlasten fra slitelag, kantdragere og tilhørende rekkverk settes sammen til en sentrisk linjelast på 40 kN/m i bruas lengderetning. Egenlast fra endeskjørt og vanger ved akse 1 skal settes som en nedadrettet punktlast ved bruenden, med en verdi på 350 kN . Denne punktlasten plasseres én meter til venstre for akse 1, noe som gir et moment på 350 kNm i akse 1. Egenlasten fra endetverrbærerne og søylene skal neglisjeres.

4.2 Variable laster

En variabel last er en last som varierer i tid, og er i følge Håndbok N400 [18] definert som:

- Trafikklaster
- Naturlaster
- Andre variable laster i forbindelse med ballast, fabrikasjon, installering, fjerning osv.

Naturlaster omfatter påvirkning fra snø, vind, is, skred, temperatur, jordskjelv, bølger og strøm. I denne oppgaven blir det kun tatt hensyn til trafikk-, vind- og temperaturlaster, da det er disse som gir relevante lastvirkninger på konstruksjonen. Snølast vil ikke være en utfordring, siden brua hele tiden skal måkes og holdes fri for snø.

4.2.1 Trafikklast

Trafikklastene er bestemt etter *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer* [14]. Standarden gjelder for bruer med belastede spenn under 200 meter, og bruas lengste spenn er 30 meter og standarden gjør seg derfor gjeldende. Trafikklastene som skal bestemmes er vertikale laster fra kjøretøy som kan forekomme på brua, og det vil bli presentert ulike lastmodeller. Det må også bestemmes horisontale krefter som følge av kjøretøy som bremses, akselererer eller skrenser i bruas horisontalplan. For fullstendige beregninger med referanse-henvisninger av trafikklast, se vedlegg G.

Føringsbredde

Før trafikklastene kan plasseres på brutverrsnittet må det bestemmes en føringsbredde, w , og antall kjørefelt, n [14, pkt. 4.2.3]. Føringsbredden skal bestemmes som:

- minste avstand mellom fortauskanter, eller
- indre avstand mellom rekkverk, eller
- minste avstand mellom fortauskant og rekkverk, der hvor det er fortau på én side av brubanen, eller
- minste avstand mellom rekkverk, fortau eller fysiske veidelere i vegbanen.

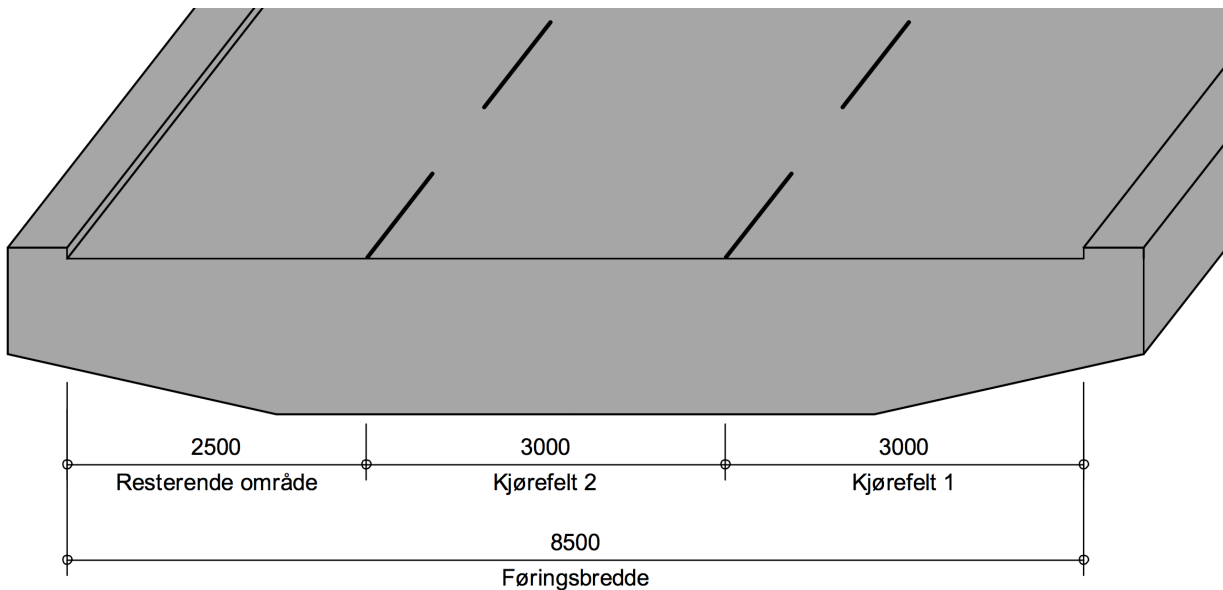
Brubanen har hverken fortau eller fysiske hindringer som skiller trafikketningene, og føringsbredde blir 8,5 meter, som er indre avstand mellom kantdragere med rekkverk.

Kjørefelt

Antall kjørefelt beregnes etter tabell 4.1 i Eurokode 1, og kjørefeltene er teoretiske felt for lastplassering og samsvarer ikke med de virkelige kjørefeltene for brua. Denne oppdelingen, og lastene som følger av hvert kjørefelt, fører til minst gunstig plassering av trafikk langs brubredden. Antall kjørefelt for brua blir:

$$n = \text{int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{int}\left(\frac{8,5}{3}\right) = 2$$

Beregningen gir to kjørefelt med en kjørefeltbredde på 3 meter og et resterende område på 2,5 meter. Kjørefeltene nummereres kronologisk etter hvilket som gir minst gunstige effekt. Kjørefelt 1 plasseres ytterst på brutverrsnittet, etterfulgt av kjørefelt 2 og deretter det resterende området. For illustrasjon av føringsbredde og kjørefelt, se figur 4.1.



Figur 4.1: Oppdeling av kjørefelt.

Vertikale krefter

For trafikkaster som virker vertikalt på brua, må det velges lastmodeller [14, pkt. 4.3.1]. Lastmodellene tar for seg ulike lastopptredener og plassering langs bruas lengde- og tverretning.

Lastmodell 1 (LM1)

Lastmodell 1 omhandler trafikk som normalt sett vil kunne forventes på brua, og referes videre til som *LM1*. Lastmodellen omfatter køsituasjoner med et høyt antall tunge kjøretøy. LM1 består av de to partielle systemer, som referes til som a) og b).

a) Konsentrert dobbeltakslet last:

- Bare én dobbeltakslet last plasseres per kjørefelt.
- Lasten plasseres sentrisk i kjørefeltets akse.
- Hver av de to akslingene betraktes med to identiske hjul med kvadratisk form og sidekant 0,4 meter.

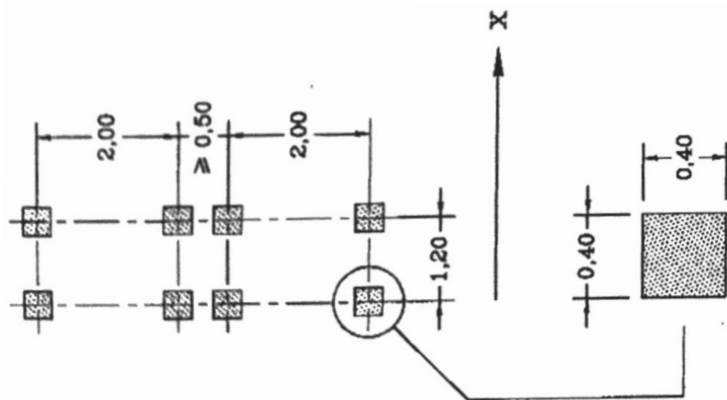
b) Jevnt fordelt last:

- Plasseres på mest ugunstige sted i lengderetningen.

De to partielle systemene med lastene som forekommer i de ulike kjørefeltene er vist i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Partielle systemer med tilhørende trafikklaster.

	a) Konsentrert dobbelakslet last	b) Jevnt fordelt last
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]
Kjørefelt 1	300	9
Kjørefelt 2	200	2,5
Resterende område	0	2,5



Figur 4.2: Lastplassering for LM1, hvor X indikerer kjøreretning [14, Fig. 4.2b].

For endelig lastfordeling for LM1 benyttes reduksjonsfaktorene α_Q og α_q etter pkt. 4.3.2(3)

i Eurokode 1, som vist i tabell 4.2. I tabellen indikerer i kjørefelt og r indikerer resterende område.

Tabell 4.2: Reduksjonsfaktorer for LM1.

	Korreksjonsfaktor	Verdi	Gjelder for
Punktlast	α_{Qi}	1,0	$i = 1, 2$
Jevnt fordelt last	α_{q1}	0,6	$i = 1$
	α_{qi}	1,0	$i > 1$
	α_{qr}	1,0	r

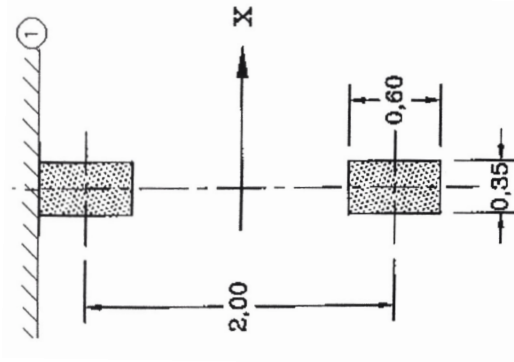
De endelige verdiene for lastene i LM1 er vist i tabell 4.3. Karakteristiske verdier, Q_k og q_k er hentet fra [14, tabell 4.2], og det er disse verdiene som settes inn i NovaFrame som linje- og punktlaster.

Tabell 4.3: Lastfordeling for LM1 på de ulike kjørefeltene.

	Akslellast [kN]	Jevnt fordel last [kN/m ²]
Kjørefelt 1	$Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1} = 300$	$q_{1k} \cdot \alpha_{q1} = 5,4$
Kjørefelt 2	$Q_{2k} \cdot \alpha_{Q2} = 200$	$q_{2k} \cdot \alpha_{q2} = 2,5$
Resterende område	$Q_{rk} \cdot \alpha_{qr} = 0$	$q_{rk} \cdot \alpha_{qr} = 2,5$

Lastmodell 2 (LM2)

Lastmodell 2 tar for seg tunge kjøretøy og hvordan lasten fra disse vil gi virkninger i bruas lengde- tverretning, og refereres videre til som LM2. Lasten behandles som en enkeltakslet last på 400 kN. Lasten skal plasseres på minst gunstige sted på brua. Plasseringen i både lengde- og tverretningen vil derfor avhenge av hvilke tverrsnittskontroller som betraktes. Hjulenes kontaktflate i LM2 er større enn i LM1, siden det tas høyde for større kjøretøy. Aksellasten, Q_{ak} , på 400kN gir derfor en last på 200kN per hjul, og plasseringen er vist i figur 4.3. Oppdeling per hjul er hensiktsmessig for lokale kontroller.



Figur 4.3: Lastplassering for LM2 med kontaktflate, hvor X indikerer kjøreretning [14, Fig. 4.3].

Lastmodell 3 (LM3)

Lastmodell 3 tar høyde for at spesialkjøretøy kan benytte brua. Eksempler kan være militære kjøretøy eller ved transport av store objekter. Denne modellen vil være aktuell for bruer i nærheten av militære fasiliteter eller ved industri som produserer og transporterer store objekter. Det foreligger ingen informasjon om at brua er lagt til et slik område og det sees derfor bort fra LM3 i denne oppgaven.

Lastmodell 4 (LM4)

Lastmodell 4 tar høyde for at det kan forekomme store menneskemengder på brua. Et slikt tilfelle vil være aktuelt i nærheten av fotballstadioner, konsertarenaer og lignende. Bruas terrengruhetsklassen tilsier at brua ligger i et landbruksområde, med spredte små bygninger eller trær. Det antas med bakgrunn i dette, og at brua ikke har gangfelt, at det ikke er nødvendig å ta høyde for store menneskemengder på brua.

Brua i denne oppgaven dimensjoneres kun for de vertikale lastene fra LM1 og LM2.

Horisontale krefter

På brua vil det kunne oppstå horisontale krefter fra trafikk i tillegg til de vertikale. Kraftene som må tas høyde for er bremse- og akselerasjonskrefter, tverrkrefter og sentrifugalkrefter. For at det skal oppstå sentrifugalkrefter må det være en horisontal krumning på brudekket, og siden brua er helt rett, vil det ikke oppstå sentrifugalkrefter.

Bremse- og akselerasjonskrefter

Når kjøretøy bremses eller akselererer vil friksjon mellom brubane og dekkene gi horisontale krefter i bruas lengderetningen. Disse kreftene er like store, bare motsatt rettet. Punktlasten er beregnet i henhold til pkt. 4.4.1(2) i Eurokode 1, og omgjøres til en linjelast i bruas lengderetning. Fordelt over bruas lengde på 78 meter gir dette følgende linjelast:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot \dot{w}_1 \cdot L}{L} = \frac{486,4 \text{ kN}}{78 \text{ m}} = 6,23 \text{ kN/m}$$

Tverrkrefter

Ved bremsing kan kjøretøy skli og bevege seg i tverretningen, og denne kraften settes til 25 prosent av bremsekraften [14, pkt. 4.4.2(4)]:

$$q_{trk} = 0,25 \cdot q_{lk} = 1,56 \text{ kN}$$

4.2.2 Lastgrupper for trafikklaster

Tabell NA.4.4a i Eurokode 1 er gjengitt i figur 4.4, og viser mulige kombinasjoner av de karakteristiske trafikklasterne fra de ulike lastmodellene.

		KJØREBANE		
Lastmodell		Vertikale krefter		Horisontale krefter
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.4.1
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	Bremse- og akselerasjonskrefter
Lastgrupper	gr1a	Karakteristiske verdier		
	gr1b		Karakteristiske verdier	
	gr2	Ofte forekommende verdier		Karakteristiske verdier

Figur 4.4: Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.4.4a i Eurokode 1 [14].

4.2.3 Vindlast

Vindlast er beregnet etter *Håndbok N400* [18, kap. 5.5.3] og *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster* [17, pkt. 5.5.3.1].

Vindlastklasse

Det er tre ulike vindlastklasser som avgjør hvorvidt dynamisk lastvirkning skal tas høyde for [18].

Vindlastklasse I gjelder for brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Eksempler på brutyper i denne klassen er platebruer og bjelkebruer i betong eller stål, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjoner.

Vindlastklasse II gjelder for brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Eksempler på brutyper i denne klassen er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagsbruer med begrenset spennvidde. Ett av følgende krav må være oppfylt:

- Høyeste egensvingeperiode er større eller lik 2 sekund og spennvidden er mindre enn 300 meter.
- Høyeste egensvingeperiode er mindre enn 2 sekund og spennvidden er større eller lik 300 meter.

Vindlastklasse III gjelder for brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Eksempler er brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming, for eksempel slanke gangbruer. Begge betingelsene gitt under må være oppfylt:

- Høyeste egensvingeperiode er større eller lik 2 sekund.
- Spennvidde er større eller lik 300 meter.

Brukonstruksjonen i denne oppgaven har største spenn på 30 meter, og i følge Eurokode 1 kan dynamiske beregninger neglisjeres for spenn mindre enn 40 meter [17, pkt. 8.2(1) Merknad 3]. Brua kan derfor plasseres i vindlastklasse I.

Forutsetninger

Det er gitt flere forutsetninger for vindberegningen i *Prosjektoppgave 2013* (vedlegg A), og disse presenteres i tabell 4.4 og 4.5. Siden oppgaven bare tar for seg selve brudekket blir vindlas-

ten på søylene neglisjert.

Tabell 4.4: Forutsetninger for vindberegning.

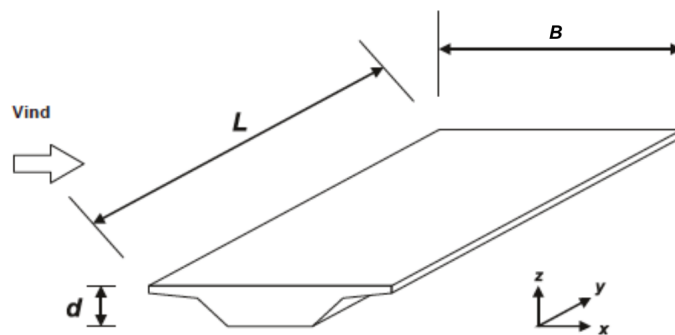
Sted	Trondheim kommune, Sør-Trøndelag
Returperiode	50 år
Overbygningens høyde over terreng	15 m
Terrengruhetskatogori	II

Tabell 4.5: Forutsetninger for ulike vindfaktorer.

Nivåfaktor	c_{alt}	1,0
Retningsfaktor	c_{dir}	1,0
Årstidsfaktor	c_{season}	1,0
Faktor for returperiode på 50 år	c_{prob}	1,0
Terrengformfaktor	$c_0(z)$	1,0

Beregninger

I figur 4.5 er aksesystemet for beregningene definert. X-retning er parallell med brudekkets bredde og vinkelrett på spennet, y-retning går langs spennet, og z-retning er vinkelrett på dekket. Målet er å bestemme resulterende vindkraft på konstruksjonen som linjelaster [kN/m] i de tre retningene, både med og uten trafikklast. Det antas at trafikklast gir en rektangulær lastflate med en høyde på 2 meter over brudekket. I dette avsnittet er hovedmomentene i beregningen gjengitt. For fullstendige beregninger med referansehenvisninger, se vedlegg I.



Figur 4.5: Aksesystem for vindberegning [17, Fig. 8.2].

Referansevindhastigheten, $v_{b,0}$, for Trondheim kommune er 26 meter per sekund. Denne vindhastigheten må transformeres for å få endelig påkjenning fra vind på brukonstruksjonen.

Først beregnes basisvindhastigheten, v_b , hvor fire faktorer multipliseres med referansevidhastigheten. Faktorene tar høyde for vindretning, årstidvariasjoner, nivåforskjeller og sannsynligheten for at gitt verdi overskrides.

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

Deretter beregnes stedsvindhastighet, $v_m(z)$, med en middelvind på 10 minutter. Det vil si en midlere vindhastighet over et tidsrom på 10 minutter. Her transformeres referansevindhastigheten videre med tanke på ruheten og topografien i området. Området er klassifisert i terrengruhetskategori II, noe som tilsvarer landbruksområde, et område med spredte små bygninger eller trær. Referansevindhastigheten multipliseres med en terrengformfaktor ($c_0(z)$) og en ruhetsfaktor ($c_r(z)$).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) = 28,2 \text{ m/s}$$

Videre må maksimalt vindkasthastighetstrykk beregnes, $q_p(z)$. Det vil si summen av stedsvindhastighet og en turbulenskomponent ($I_v(z)$). Stedsvindhastigheten transformeres fra å være en midlere vindhastighet, til vindtrykket i det høyeste punktet for brua. Vindkasthastighetstrykket er avhengig av luftens densitet (ρ) og en toppfaktor (k_p). Vindkasthastighetstrykket henholdsvis uten og med trafikklast blir:

$$q_p(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)\right) = 1,11 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{p,trafikk}(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{p,trafikk}(z)^2 = 0,78 \text{ kN/m}^2$$

Basisvindhastighetstrykket er:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,42 \text{ m/s}$$

Endelig vindpåvirkningen på brua beregnes etter Eurokode 1 [17, kap. 8]. I følge pkt. 8.3.2(1) kan det benyttes en forenklet metode dersom en dynamisk responsanalyse ikke er nødvendig. Siden brua er i vindlastklasse I, neglisjeres dynamisk responsanalyse og forenklet metode blir benyttet. Vindkraft per meter i henholdsvis x-, y- og z-retning blir da bestemt ved følgende formler:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{ref,x} \quad (4.1)$$

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} \quad (4.2)$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} \quad (4.3)$$

Vindlastfaktoren, C_i , bestemmes ved å multiplisere en eksponeringsfaktor (c_e) med en kraftfaktor ($c_{f,i}$), hvor i indikerer vindretningen. Vindlastfaktoren er ulik i x- og z-retning, og den generelle formelen blir;

$$C_i = c_e \cdot c_{f,i}$$

$$\text{hvor } c_e = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

For tilfellet uten trafikklaster settes $c_{f,x}$ lik 1,3 [17, pkt. 8.3.1(1)], mens $c_{f,z}$ settes lik $\pm 0,9$, etter anbefaling i nasjonalt tillegg [17, pkt. NA.8.3.3(1)]. For tilfellet med trafikklaster vil vindlastfaktorene reduseres siden de er avhengige av sideforholdet. Kjøretøyene gjør at det skal adderes 0,6 meter til tverrsnittshøyden, noe som gir en total høyde på 1,9 meter.

Referansearealet, A_{ref} , er det teoretiske lastarealet som blir påkjent av vindkraft. For vindkraft i x-retning skal referansearealet settes lik høyden av tverrsnittet, d , multiplisert med bruas enhetslengde, L , på 1 meter. I z-retning skal arealet settes til bredden av tverrsnittet, B , multiplisert med enhetslengden. For tilfellet med trafikklaster skal den totale høyden i z-retningen settes lik summen av høyden av brudekke og kjøretøyet.

Resulterende vindkrefter, etter beregning av ligning 4.1 til 4.3, er presentert i tabell 4.6. Tabellen viser vindkrefter både med og uten trafikklaster. Resultatene viser at vindkreftene øker i x- og y-retning med trafikklaster, noe som skyldes at lastarealet blir større. I z-retning derimot, vil trafikklaster gi en redusert vindkraft på grunn av vindlastfaktoren. Vindkraft i z-retning skal plasseres med en eksentrisitet på $\pm 2,375$ meter i x-retning fra senterlinjen til brua, noe som gir vridningsmoment om y-aksen. Vindkreftene i de ulike retningene er å anse som uavhengige av hverandre.

Tabell 4.6: Vindkraft i x-, y- og z-retning, både med og uten trafikklaster.

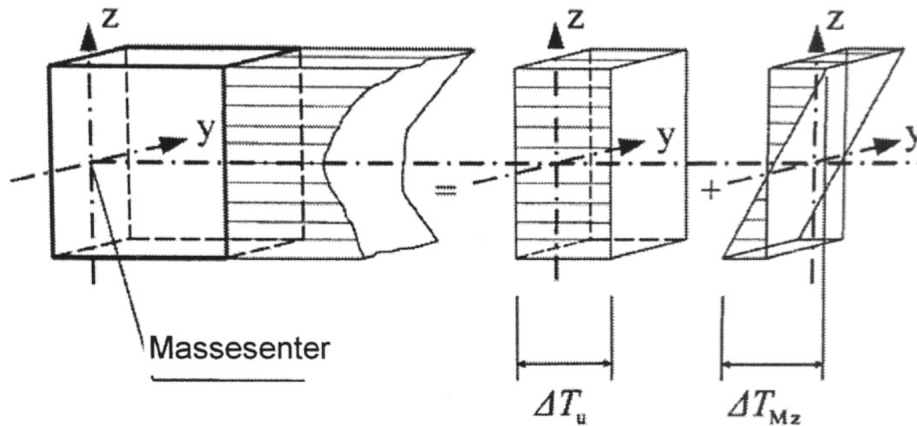
Vindkraft	Uten trafikklaster [kN/m]	Med trafikklaster [kN/m]
$F_{w,x}$	2,73	4,17
$F_{w,y}$	0,68	1,04
$F_{w,z}$	$\pm 9,45$	$\pm 6,55$

4.2.4 Temperaturlast

Temperaturrendringer og temperaturforskjeller i ulike konstruksjonsdeler, fører til ekspansjon og kontraksjon av bruatverrsnittet. Dette fører til tvangskrefter på steder brua ikke kan utvide seg, eller hvor den ikke kan krumme fritt. Temperaturlastene er beregnet etter *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1, Laster på konstruksjoner, Del 5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger* [15].

Temperaturpåvirkningen består av en jevnt fordelt temperaturandel og en temperaturgradient, som regnes ut hver for seg, og kombineres for å finne de minst gunstige tilfellene som kan oppstå. En jevn temperaturøkning i spennet vil gi trykkspenninger i tverrsnittet, og spenningene kan øke ytterligere ved at det oppstår en krumning som følge av ulik temperatur i vertikal- eller horisontalretningen. Som regel ses det bort fra den horisontalt varierende temperaturandelen. Dette kommer av at temperaturforskjellen over tverretningen ofte er veldig liten, samtidig som det er få laster som virker i tverretningen. Brua har derfor god kapasitet for denne temperaturendringen og det er sett bort fra denne i oppgaven. I tillegg er den vertikale temperaturandelen antatt lineært varierende og det sees bort fra den ikke-lineære, varierende temperaturandelen. For fullstendige beregninger for termiske laster, se vedlegg H.

Den jevnt fordelte temperaturandelen og den lineært varierende temperaturandelen er vist i figur 4.6.



Figur 4.6: Jevnt fordelt temperaturandel, ΔT_u , og lineært varierende temperaturandel, ΔT_{Mz} [15, Fig. 4.1].

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen beregnes ut fra karakteristisk lufttemperatur for det aktuelle området. Denne verdien har en returperiode på 50 år, noe som gir en sannsynlighet

på 2 prosent for årlige overskridelse. De karakteristiske ekstremalverdiene for lufttemperatur for området brua er i, er gitt som en forutsetning i vedlegg A og er som følger:

$$T_{max} = 30^{\circ}C$$

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

Disse verdiene er et resultatet av en Gumbel-fordeling med data fra 118 målestasjoner. Maksimum- og minimumsverdiene er målt ved havoverflaten og bør justeres for høyden ved brudekket. Da det ikke er oppgitt noen høyde for hvor brua ligger i terrenget, benyttes disse verdiene som justerte høyder i resten av oppgaven. Initialtemperaturen, T_0 , er i denne oppgaven satt lik anbefalt verdi, $10^{\circ}C$. Platebruer klassifiseres som brutype 3, og dette gir forventede maksimum- og minimumsverdier [15, NA: 6.1.3.1(4)]:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3^{\circ}C = 27^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}C = -12^{\circ}C$$

Karakteristisk verdi for maksimal temperaturkontraksjonsintervall, $\Delta T_{N,con}$, for den jevnt fordelte temperaturandelen og karakteristisk verdi for maksimalt temperaturekspansjonsintervall, $\Delta T_{N,exp}$, for jevnt fordelt temperaturandel blir som følger:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^{\circ}C - (-12^{\circ}C) = 22^{\circ}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 27^{\circ}C - 10^{\circ}C = 17^{\circ}C$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Virkingen av en temperaturgradient over bruas tverrsnittshøyde må tas hensyn til. Brudekrets overside vil i de fleste tilfeller ha en høyere temperatur enn undersiden, da oversiden er eksponert for direkte stråling fra solen, mens undersiden er i skygge. Det motsatte vil også kunne skje, da med en mindre temperaturdifferanse. I begge tilfeller gir temperaturforskjellen over tverrsnittshøyden en krumning som gir tvangsmomenter der hvor tverrsnittet ikke tillates fri rotasjon.

I henhold til tabell NA.6.1 i Eurokode 1, bestemmes verdier for den lineært varierende temperaturdifferanseandelen:

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

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

$\Delta T_{M,heat}$ representerer at oversiden er varmere enn undersiden, og $\Delta T_{M,cool}$ representerer at undersiden er varmere enn oversiden. Videre skaleres verdiene etter tykkelsen på brudekkets slitelag med faktoren k_{sur} . Dette kommer av at slitelaget vil ha en isolerende effekt på betongtverrsnittet. Slitelaget i denne oppgaven er 140 millimeter, for spennvidde mindre enn 50 meter [18, pkt. 5.3.2.2]. Faktorene som tar hensyn til slitelags tykkelse blir som følger [15, Tab. 6.1]:

Overside varmere enn underside:	$k_{sur} = 0,54$
Underside varmere enn overside:	$k_{sur} = 1,00$

Etter reduksjon blir verdiene for den lineært varierende temperaturdifferanseandelen som følger:

$$\Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 0,54 \cdot 15^{\circ}C = 8,1^{\circ}C$$

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

Samtidighet av jevnt fordelt- og lineært varierende temperaturandel

Det skal settes opp kombinasjoner for samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturandel. Det skal i tillegg legges inn reduksjonsfaktorer, ω_N og ω_M , i henhold til pkt. 6.1.5(1) i Eurokode 1. Det er disse kombinasjonen som skal inn i analysen i NovaFrame, og de åtte kombinasjonene er vist i tabell 4.7.

Tabell 4.7: Kombinasjoner for temperatur i NovaFrame.

Kombinasjon	Gradient	Uniform
1	$\Delta T_{M,heat}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$
2	$\Delta T_{M,heat}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$
3	$\Delta T_{M,cool}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$
4	$\Delta T_{M,cool}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{N,exp}$
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{N,con}$
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,con}$

Gradient	Uniform	Reduksjonsfaktor
$\Delta T_{M,heat} = 8,1^{\circ}C$	$\Delta T_{N,exp} = 17,0^{\circ}C$	$\omega_N = 0,35$
$\Delta T_{M,cool} = -8,0^{\circ}C$	$\Delta T_{N,con} = -22,0^{\circ}C$	$\omega_M = 0,75$

4.3 Deformasjonslaster

I henhold til Håndbok N400 er en deformasjonslast en last som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper [18, pkt. 5.6]. De er ofte tidsavhengige og eksempler kan være:

- Svinn, kryp og relaksasjon
- Forspenning av konstruksjonen

I dette delkapittelet er kryp og svinn presentert. Deformasjonslastene knyttet til forspenning er presentert i kapittel 5.

4.3.1 Kryp

Kryp er en tidsavhengig deformasjon som skyldes ytre belastning. Betong som er påkjent av aksialtrykk, vil fortsette å trykkes sammen, selv etter at lasten er påført [23]. Dette fenomenet er også kalt *stukning*, og gir en deformasjon i form av negativ tøyning over tid. Krypdeformasjonen bestemmes ved å beregne kryptøyningen, $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, etter pkt. 3.1.4(3) i Eurokode 2 [16].

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c0} = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Kryptøyningen er avhengig av kryptallet, $\varphi(t, t_0)$, som bestemmes etter Tillegg B i Eurokode 2. Kryptallet øker med tiden, og man regner med at ca. 75 prosent av kryptøyningen er oppnådd etter ett år [20]. Dersom betongens trykkspenning ikke overstiger $0,45 \cdot f_{ck}$ ved belastningstidspunktet for tilnærmet permanent lastkombinasjon i bruksgrensetilstand, kan lineært kryp benyttes [16, pkt. 7.2(3)]. Trykkspenningen er kontrollert i kapittel 9.4.3, og overstiger ikke dette kravet. Lineært kryp er derfor benyttet i beregningene.

I henhold til Håndbok N400 skal brua kontrolleres for dimensjonerende brukstid, samt like etter at brua er åpnet for trafikk [18, pkt. 7.2.3]. I denne oppgaven er hovedfokuset å oppnå tilstrekkelig kapasitet, i både brudd- og bruksgrensetilstand etter en dimensjonerende brukstid på 100 år. Det er derfor ikke gjort en kontrollanalyse for tidspunktet rett etter at brua er åpnet for trafikk.

Kryptallet avhenger av omgivelsens relative fuktighet, tverrsnittsdimensjoner, og sammensetningen av betongen. Den relative fuktigheten for brudekket er satt til 70 prosent etter pkt. 7.2.3 i Håndbok N400. Krypbidraget fra søylene er neglisjert i denne oppgaven.

Kryptallet bestemmes ved følgende formel:

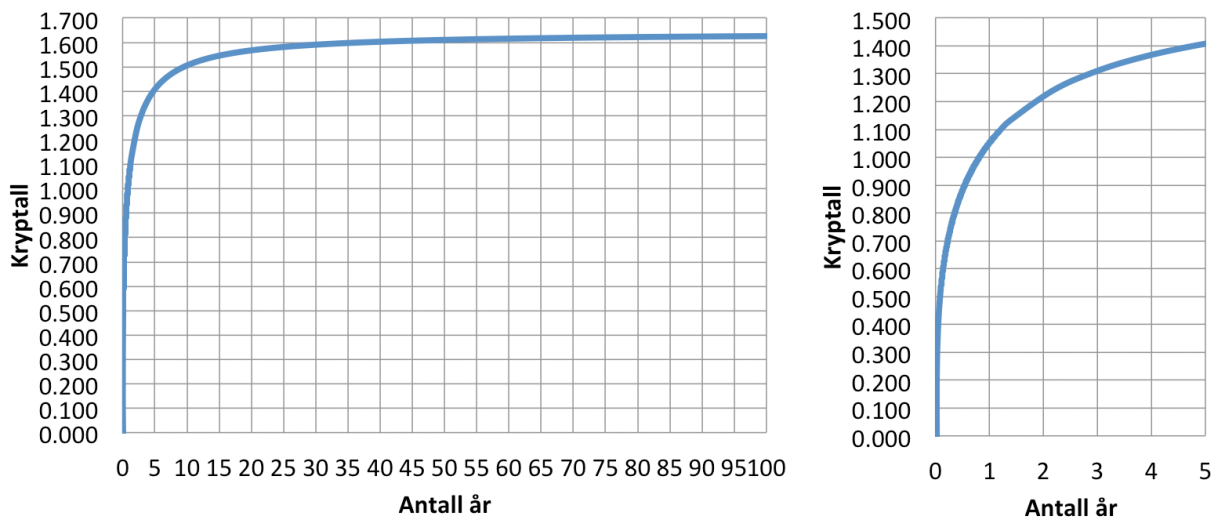
$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0),$$

hvor φ_0 er det normerte kryptallet, og $\beta_c(t, t_0)$ er en faktor som skal beskrive kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning. Parameteren, t , indikere betongens alder i døgn i det tidspunktet man ønsker å betrakte, mens parameteren, t_0 , indikerer betongens alder ved belastning. I denne oppgaven er t satt til dimensjonerende brukstid på 100 år, noe som tilsvarer 36 500 døgn. For å finne betongens alder ved belastning, må det bestemmes hvilket tidspunkt brua har oppnådd tilstrekkelig trykkfasthet. I henhold til forutsetningene for oppgaven i vedlegg A, skal brua oppnå en trykkfasthet på 32 MPa før den kan spennes opp. Denne beregningen er gjort i vedlegg C, og ga tilstrekkelig trykkapasitet etter syv døgn. Fullstendige beregninger for kryptallet finnes i vedlegg J og K. Beregningene ga følgende verdier for kryptallene etter 100 år:

$$\varphi_{100, \text{år}, \text{lengde}} = 1,626$$

$$\varphi_{100, \text{år}, \text{tverr}} = 1,712$$

Kryptutviklingen i bruas lengderetning er vist i figur 4.7.



Figur 4.7: Kryptutviklingen for brua. Figur t.v. viser 100 år, figur t.h. viser 5 år.

Kryptøyningene er beregnet helt nederst i vedlegg D og E, og er som følger:

$$\epsilon_{cc, \text{lengde}} = 0,572 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cc, \text{tverr}} = 0,281 \text{ ‰}$$

4.3.2 Svinn

Deformasjonslasten svinn oppstår på grunn av uttørring av betongen, noe som fører til en volumendring som gjør at betongen trekker seg sammen. Svinn er i motsetning til kryp ikke lastavhengig. Uttørkingen gir negative, aksielle svinntøyninger, og den totale svinntøyningen, ϵ_{cs} , er sammensatt av to bidrag. Det ene bidraget er svinntøyning ved uttørring, ϵ_{cd} , og det andre er autogen svinntøyning, ϵ_{ca} [23, kap. 3.3].

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

Uttørkingsvinnnet er en funksjon av fukttransport gjennom den herdede betongen, og vil derfor utvikles langsomt. Det autogene svinnnet utvikler seg i takt med betongens fasthetsutvikling, og den største delen av dette bidraget utvikler seg på et tidlig stadium etter utstøpning. Det autogene svinnnet er altså en lineær funksjon av betongfastheten [16, pkt. 3.1.4(6)].

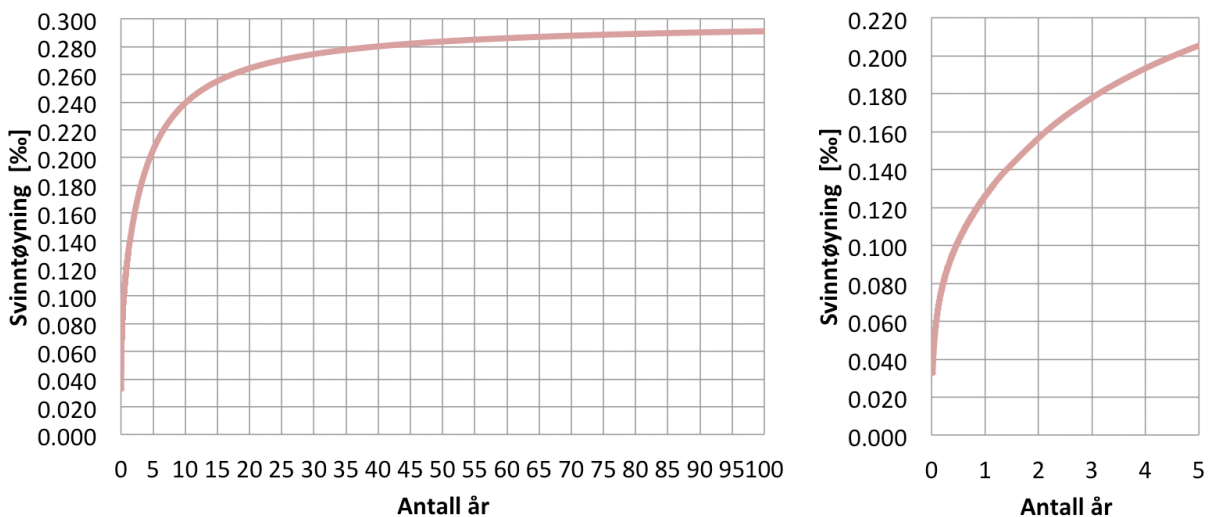
Svinntøyningen er beregnet etter pkt. 3.1.4 og tillegg B i Eurokode 2 [16]. Fullstendige beregninger for henholdsvis lengde- og tverretning er gitt i vedlegg J og K.

De totale svinntøyningene etter 100 år blir som følger:

$$\epsilon_{cs,100,\text{år},\text{lengde}} = 0,291 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cs,100,\text{år},\text{tverr}} = 0,297 \text{ ‰}$$

Svinntøyningens utvikling for brua i lengderetning er vist i figur 4.8.



Figur 4.8: Utvikling av svinntøyning for brua. Figur t.v. viser 100 år, figur t.h. viser 5 år.

4.4 Kombinering av laster

For kombinerings av laster benyttes *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008 + NA Endringsblad A1:2010* [13], heretter referert til som Eurokode 0. Reglene i Eurokode 0 tar hensyn til konstruksjonens sikkerhet og skal forhindre personska-der, og er en vurdering av hva som er akseptable skadefrekvenser basert på en sosioøkon-omisk vurdering.

Prosjektering i Europa er i dag basert på partialfaktormetoden, en metode som kontrolle- rer om lastvirkningen overskrider konstruksjonens motstand i ulike grensetilstander [11, kap. 2.1]. Grensetilstandene som er betraktet i denne oppgaven er bruddgrensetilstand og bruks- grensetilstand. I bruddgrensetilstand tas det hensyn til konstruksjonens bæreevne, mens det i bruksgrensetilstand tas hensyn til funksjonalitet. Partialfaktorene, γ , benyttes for å øke den karakteristiske lasten, F_k , og redusere materialets kapasitet, se ligning 4.4. Dette gjøres for å ta hensyn til usikkerhet rundt bestemmelse av lastene, geometriske avvik og usikkerhet i mo- dellene. Her er γ_f en lastfaktor større enn 1, som multiplisert med den karakteristiske lasten gir en dimensjonerende last, F_d . γ_M er en materialfaktor som reduserer materialets kapasitet og gir en dimensjonerende verdi, R_d . Partialfaktorene er innført som en kompensasjon for at det er en sannynlighet på 5 prosent for underskridelse av R_k og overskridelse av F_k .

$$F_d \leq R_d \quad \text{hvor } F_d = \gamma_f F_k \quad \text{og} \quad R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.4)$$

Påvirkning	Symbol		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ⁵⁾	$\Psi_{1,infq}$ ¹⁾
Trafikklast	gr1a (LM1 + horisontale laster)	Boggilast	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel askling)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr2 (horisontale laster)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
Vindkrefter	F _{wk} - Vedvarende dim. situasjoner		0,7	0,6	0,0/0,5	0,8
	F _w - Kombinert med trafikklast		0,7	0,6	0,0/0,5	0,8
Temperatur ⁴⁾	T _k		0,7	0,6	0,0/0,5	0,8

¹⁾ $\Psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.
³⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representeret ved F_{wk}, bør Ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).
⁴⁾ Påvirkningen av temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.
⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjon "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Figur 4.9: Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.1 i Eurokode 0 [13].

Enkeltelaster betraktes som uavhengige stokastiske prosesser og det vil derfor være liten sannsynlighet for at de opptrer med sin karakteristisk verdi samtidig. For å ta hensyn til dette skal det benyttes en kombinasjonsfaktor, ψ , for variable laster. Disse verdiene er gitt i tabell NA.A2.1 i Eurokode 0, og relevante verdier er gjengitt i figur 4.9.

I lastkapitlene 4.2.1 og 4.2.4, som omhandler trafikk- og temperaturlast, er det allerede laget delkombinasjoner for like typer karakteristiske laster. Eksempelvis er vertikale og horisontale trafikklaster lagt sammen til én lastgruppe, og tilsvarende er det gjort for den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturgradienten. Dette er gjort for å få færre laster å forholde seg til, siden det er mange kombinasjoner som lages.

4.4.1 Bruddgrensetilstand (ULS)

I bruddgrense skal konstruksjonens bæreevne ivaretas. Her kontrolleres konstruksjonen opp mot laster som det er svært liten sannsynlighet for at opptrer i løpet av bruas dimensjonerende brukstid. Dersom en kombinasjon av laster gir virkninger som overgår bruas kapasitet, vil den gå i brudd. Dette kan skje på ulike måter, og i henhold til pkt. 6.4.1 i Eurokode 0, skal følgende bruddgrensetilstander påvises:

- EQU: Brudd som følge av instabilitet og tap av statisk likevekt i konstruksjonen.
- STR: Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer.
- GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen.
- FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer.

I denne oppgaven er det bare deformasjonsbrudd i konstruksjonen (STR) som er relevant, og kombinasjoner for denne bruddgrensetilstanden vil bli behandlet videre. Lastene kombineres etter ligning 4.5 og 4.6 [13, pkt. 6.4.3.2(3)]. Det er ligningen som gir den minst gunstige kombinasjonen som skal benyttes, og faktorene som inngår er forklart i figur 4.10. I figuren er det gitt to verdier for enkelte faktorer, og det velges etter hva som blir gunstig eller ugunstig.

$$\text{Ligning 6.10a} \quad \sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

$$\text{Ligning 6.10b} \quad \sum_{j>1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

I ligningene representerer G permanente laster, P forspenning, Q variable laster og ξ reduksjonsfaktor for permanente laster, dersom de gir gunstig virkning. Plusstegnet med anførselstegn, "+", betyr at last *kombineres med*, og \sum betyr *kombinert virkning av*. For permanente

laster benyttes indeksen “j” for lastnummer, mens for variable laster benyttes indeksen “i”.

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
$\gamma_{G,j,sup} / \gamma_{G,j,inf}$	= 1,35 / 1,0	for ugunstig/gunstig permanent last			
ξ	= 0,89	for egenvekt			
γ_p	= 0,9 / 1,1	mest ugunstige av følgende verdier			
γ_Q	= 1,35	for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)			
γ_Q	= 1,60	for vindlast hvis ugunstig (0 hvis gunstig)			
γ_Q	= 1,20	for temperaturlast hvis ugunstig (0 hvis gunstig)			
γ_Q	= 1,50	for øvrige variable laster hvis ugunstig (0 hvis gunstig)			
ψ		verdiene hentes fra tabell NA.A2.1 i NS-EN 1990:2002/A1:2005/NA:2010			

Figur 4.10: Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.4 (B) i Eurokode 0 [13].

4.4.2 Bruksgrensetilstand (SLS)

I bruksgrense skal konstruksjonens funksjonalitet ivaretas. Her kontrolleres konstruksjonen opp mot laster som ofte vil opptre ved vanlig bruk, og disse lastene vil være mindre enn i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand skal laster kombineres for å finne minst gunstige kombinasjon for å kontrollere spenninger, rissvidder og nedbøyning i konstruksjonen. Kravene i bruksgrense skal sikre at brua har ønskede egenskaper for bestandighet, forskyvninger, utseende og brukeropplevelse for de som benytter den. I bruksgrensetilstand kontrolleres brua for tre ulike kombinasjoner:

- Karakteristisk kombinasjon
- Ofte forekommende kombinasjon
- Tilnærmet permanent kombinasjon

Lastkombinasjonene blir etter pkt. 6.5.3(2) i Eurokode 0, som vist i ligningene 4.7 til 4.9. De er også vist i figur 4.11, som er en gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.6 i samme standard.

$$\text{Karakteristisk} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

$$\text{Ofte forekommende} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.8)$$

$$\text{Tilnærmet permanent} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

Kombinasjon	Permanente laster G_d		Forspenning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Figur 4.11: Gjengivelse av relevante verdier fra tabell NA.A2.6 i Eurokode 0 [13].

4.4.3 Oppsummering av lastkombinasjoner

De endelige lastkombinasjonene som er benyttet i denne oppgaven er vist i tabell 4.9. Under følger en liste med forkortelser som er benyttet i modelleringen i NovaFrame.

G	Egenlast
PT	Forspenning
CS	Kryp og svinn
TR	Trafikklast
TE	Temperaturlast
V	Vindlast
V-TR	Vindlast med trafikk på brua
Dom.	Dominerende last

Tabell 4.9: Lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand.

Kombinasjon	Forklaring	G	PT	CS	TR	TE	V	V-TR
ULS								
ULS-STR1	Med TR	1,35/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2	Uten TR	1,35/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3	TR dom.	1,2/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4	TE dom.	1,2/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	0,95	1,2	-	1,12
ULS-STR5	TE dom., uten TR	1,2/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	-	1,2	1,12	-
ULS-STR6	V-TR dom.	1,2/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	0,95	0,84	-	1,6
ULS-STR7	V dom., uten TR	1,2/1,0	0,9/1,1	1,0/0,0	-	0,84	1,6	-
SLS								
SLS-KAR	Karakteristisk							
SLS-KAR1	TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-KAR2	TE dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,7	1,0	-	0,7
SLS-KAR3	V-TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,7	0,7	-	1,0
SLS-KAR4	V dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	-	0,7	1,0	-
SLS-OFTE	Ofte forekom.							
SLS-OFTE1	TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,7	-	-	-
SLS-OFTE2	TE dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,2	0,6	-	-
SLS-OFTE3	V-TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,2	-	-	0,6
SLS-OFTE4	V dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	-	-	0,6	-
SLS-PERM	Tilnærmet perm.							
SLS-PERM1	TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,5	-	-	-
SLS-PERM2	TE dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,2	0,5	-	-
SLS-PERM3	V-TR dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	0,2	-	-	0,5
SLS-PERM4	V dom.	1,0	1,0	1,0/0,0	-	-	0,5	-

5 Tap av spennkraft

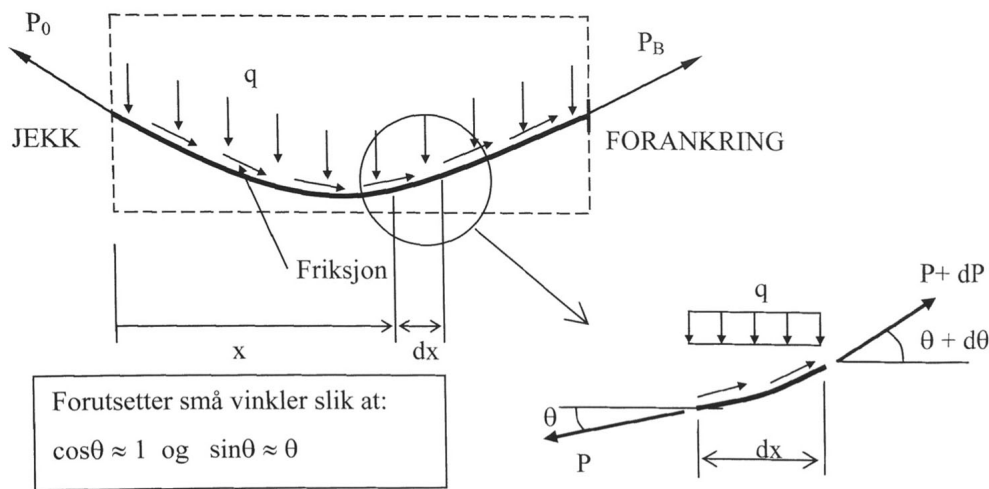
Forspenning er gunstig for å motvirke ytre laster, og derfor er det ønskelig at hele kraften som påføres kabelen overføres til betongen. Slik er det derimot ikke. Oppspenningskraften som påføres kabelen utsettes for flere tap over konstruksjonens levetid, og det skilles mellom umiddelbare- og tidsavhengige tap. De umiddelbare tapene, låsetap og friksjonstap, skjer rett etter oppspenning, mens de tidsavhengige tapene skjer over konstruksjonens levetid. Disse tapene må med i beregningen siden det er viktig å verifisere at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet for ytre laster, også med en lavere spennkraft enn den opprinnelige spennkraften. Tap av spennkraft er beregnet etter kap. 5.10.4 til 5.10.6 i Eurokode 2 [16]. Fullstendige beregninger for umiddelbare tap per kabel, og gjennomsnittsverdi for alle, er gjort i Microsoft Excel og vist i form av diagrammer. Fullstendige beregninger for tidsavhengige tap er gitt i vedlegg D for lengderetningen, og vedlegg E for tverretningen.

Det umiddelbare tapet som skyldes elastisk deformasjon av betongen [16, Pkt. 5.10.5.1], er i samråd med ekstern veileder H. Johansen neglisjert. I det en kabel spennes opp, vil betongen stukes og få en deformasjon. Denne deformasjonen er tilnærmet proporsjonal med spennkraften, og derav navnet *elastisk deformasjon*. I praksis betyr dette at tidligere oppspente kabler vil få redusert spennkraft på grunn av stukningen. Kabelen som spennes opp først får størst tap, mens kabelen som spennes opp sist vil få null tap [10, Pkt. 4.7.2]. Dette tapet er imidlertid veldig lite og NovaFrame tar det ikke med i analysen. Elastisk deformasjon er derfor ikke tatt med i denne oppgaven.

5.1 Umiddelbare tap

5.1.1 Friksjonstap

I det kabelen spennes opp, vil kabelens overflate være i kontakt med kabelrøret, noe som skaper friksjonskrefter i motsatt retning av den kabelen strekkes i. Friksjonskreftene motvirker glidning mellom spennarmeringen og kabelrøret, og er et resultat av normalkraften fra armering mot røret. Dette er igjen et resultat av kabelrørets vinkelendringer mellom forankringene. Ut i fra dette vil friksjonstapet være lik null ved aktiv ende og øke mot passiv ende, avhengig av vinkelendringene. Figur 5.1 viser hvordan friksjonstapet virker over lengden.



Figur 5.1: Friksjonstap i kabelrør med vinkelendring [23, Fig. 5.1].

Større vinkelendringer gir større normal- og friksjonskrefter på kabelrøret, noe som betyr at de ondulerende kablene får større friksjonstap enn de rette. Friksjonskoeffisienten, μ , for kabelrøret som benyttes er 0,14 per radian i henhold til den europeiske tekniske godkjenningen [7, Annex 25]. I tillegg vil det komme et friksjonstap på grunn av utilsiktede vinkelendringer. Kabelrøret vil aldri være helt rett mellom aktiv og passiv forankring, noe som gjør at mindre lokale vinkelendringer vil oppstå. Faktoren for utilsiktet vinkelendring, k , er 0,005 radian per meter, i henhold til den europeiske tekniske godkjenningen [7, Annex 25].

Friksjonstapet beregnes etter pkt. 5.10.5.2 i Eurokode 2 [16], og gir følgende tap i en avstand x fra aktiv forankring:

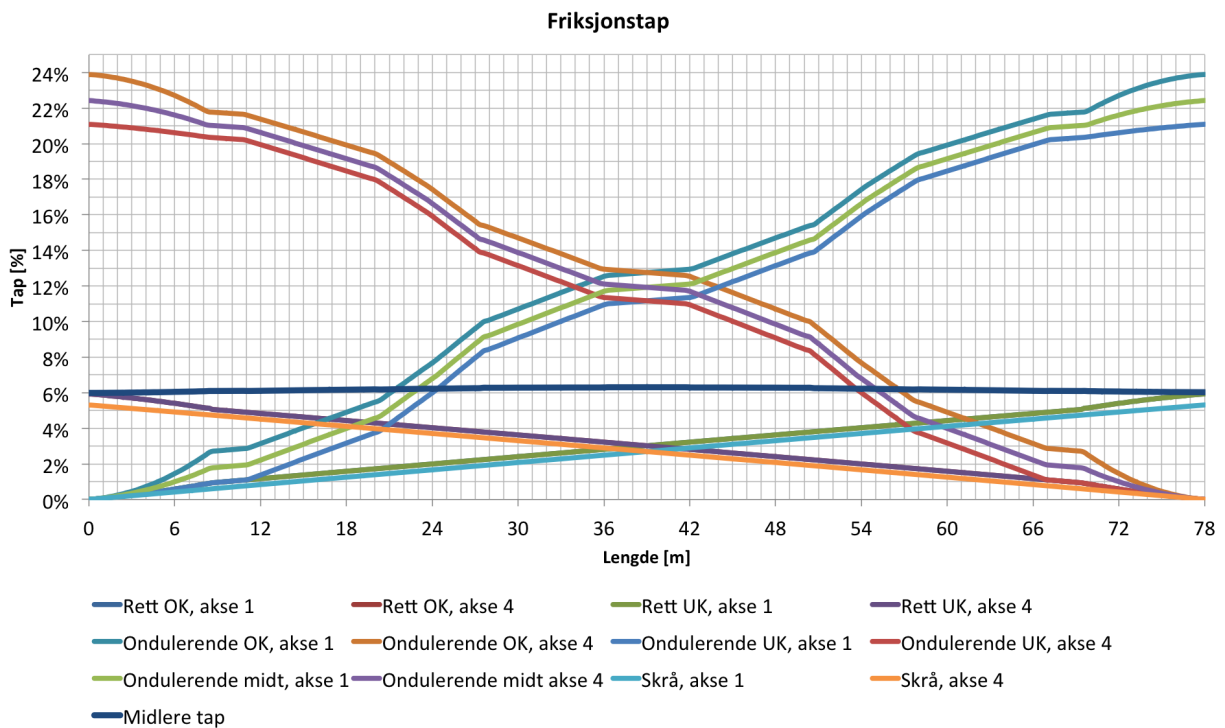
$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}\right)$$

Dette kan også uttrykkes som kabelkraften etter friksjonstap, på følgende måte:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta+kx)}$$

I formlene ovenfor er θ summen av tilsiktet vinkelendring i snittet som betraktes, og P_0 er den effektive spennkraften ved aktiv ende.

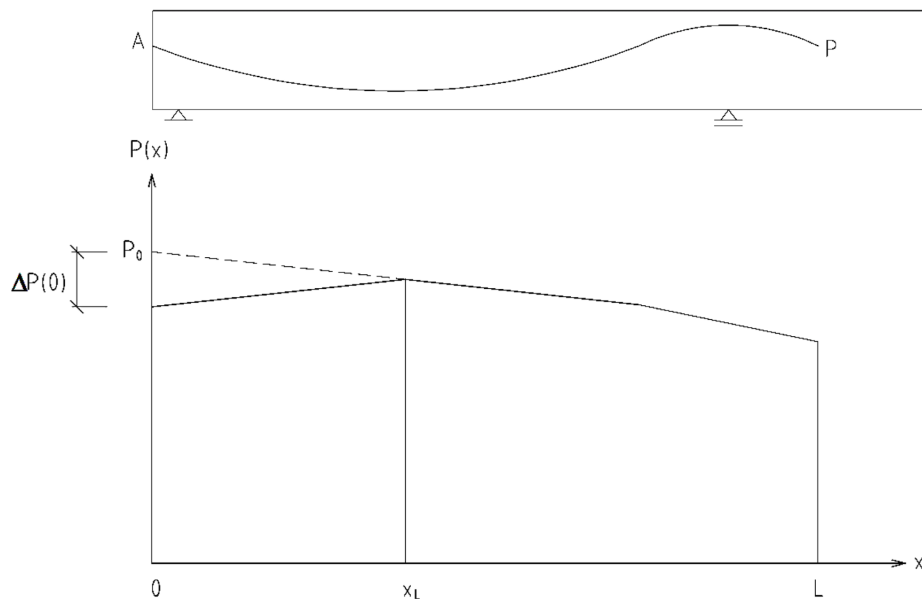
I denne oppgaven er friksjonstapet beregnet etter formelen ovenfor i Microsoft Excel, hvor variablene x og θ er hentet fra rapporten *Tendon geometry detailed* i NovaFrame. Deretter er tapet beregnet langs hver kabelgruppe, som vist i figur 5.2. Til slutt er det beregnet et midlere tap, som er gjennomsnittet av alle tapene vektet etter antall kabler i hver kabelgruppe. Figuren viser at det midlere friksjonstapet vil variere jevnt mellom 6,0 og 6,2 prosent. Friksjonstapet er symmetrisk om midten av brua, $x = 39$ meter, og dette skyldes at det er spent opp like mange kabler i akse 1 som i akse 4. Tapet er også størst for de ondulerende kablene i den passive enden.



Figur 5.2: Friksjonstap for hver kabelgruppe og midlere tap.

5.1.2 Låsetap

I det spennarmering forankres, vil det skje en inntrekking av låsekilene. Dette er ikke til å unngå og gir et umiddelbart spenningsstap i kabelen. Dette tapet vil spre seg fra aktiv ende, langs kabelen over en lengde, x_L . Det vil si at friksjonen som ved oppspenning gir et friksjonstap ved låsing, vil redusere låsetapet over kabelens lengde. Dersom det ikke hadde vært friksjon ville låsetapet forplantet seg helt til passiv ende. Størrelsen på inntrekkingen av låsekilene er 6 millimeter, i henhold den europeiske tekniske godkjenningen [7, Tab. 4]. I figur 5.3 er det illustrert hvordan låsetapet reduserer oppspenningskraften over lengden, x_L . $\Delta P(0)$ er selve låsetapet, og vil være lik null fra og med lengden x_L .



Figur 5.3: Illustrasjon av låsetapets virkning [10, Fig. 3].

Låsetapet er beregnet etter pkt. 4.7.5 i *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer* av H. Johansen [10], og kraftdifferansen blir som følger:

$$\Delta P(x) = P_0 \cdot (e^{-\mu(\bar{\kappa}+\kappa)x} - e^{-\mu(\bar{\kappa}+\kappa)(2x_L-x)}) \quad (5.1)$$

Låsetapet virker over lengden, x_L , som er gitt ved:

$$x_L = -\frac{1}{\mu(\bar{\kappa}+\kappa)} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_L \cdot \mu \cdot (\bar{\kappa}+\kappa)}{P_0}} \right) \quad (5.2)$$

I formlene ovenfor er ΔL_L selve inntrekkingen av låsekilene på 6 millimeter. $\bar{\kappa}$ er midlere krumning, altså midlere vinkelendring per meter. Midlere krumningen finnes ved å divide-

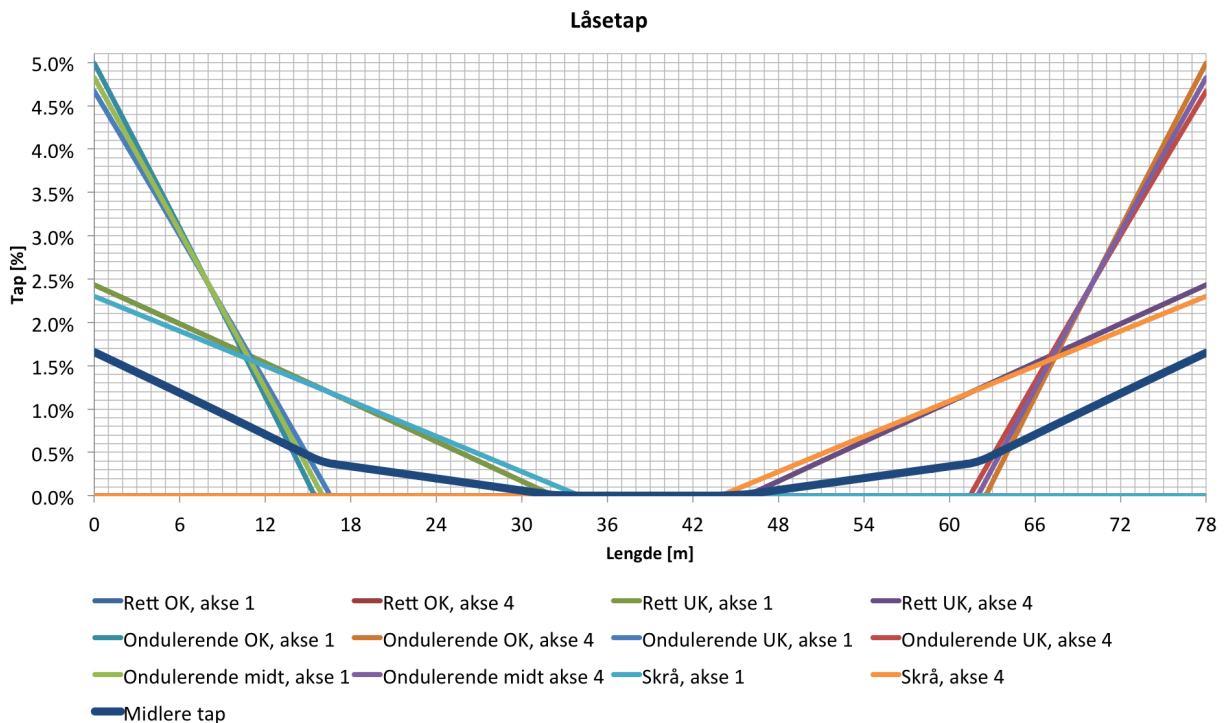
re total vinkelendring over hele kabelen med total kabellengde, som vist i ligning 5.3.

$$\bar{\kappa} = \frac{\theta_L}{L} \quad (5.3)$$

Beregningene for låsetapet er gjort på samme måte som for friksjonstapet, i Microsoft Excel. Tapet er beregnet langs hver kabelgruppe, som vist i figur 5.4. Til slutt er det beregnet et midlere tap, som er gjennomsnittet av alle tapene vektet etter antall kabler i kabelgruppene. Figuren viser at det midlere låsetapet ved aktiv forankring vil være 1,7 prosent. Ut i fra figuren vises de ulike kabelgruppenes virkelengde for låsetap, x_L , i det tapet blir null. De ondulerende kablene har en virkelengde for låsetap mellom 15 og 17 meter, mens de rette har en virkelengde mellom 32 og 34 meter.

Dette gir et krafttap ved aktiv forankring mellom 2,4 og 5,0 prosent, noe som tilsvarer en kraftdifferanse, ΔP_0 , mellom følgende verdier:

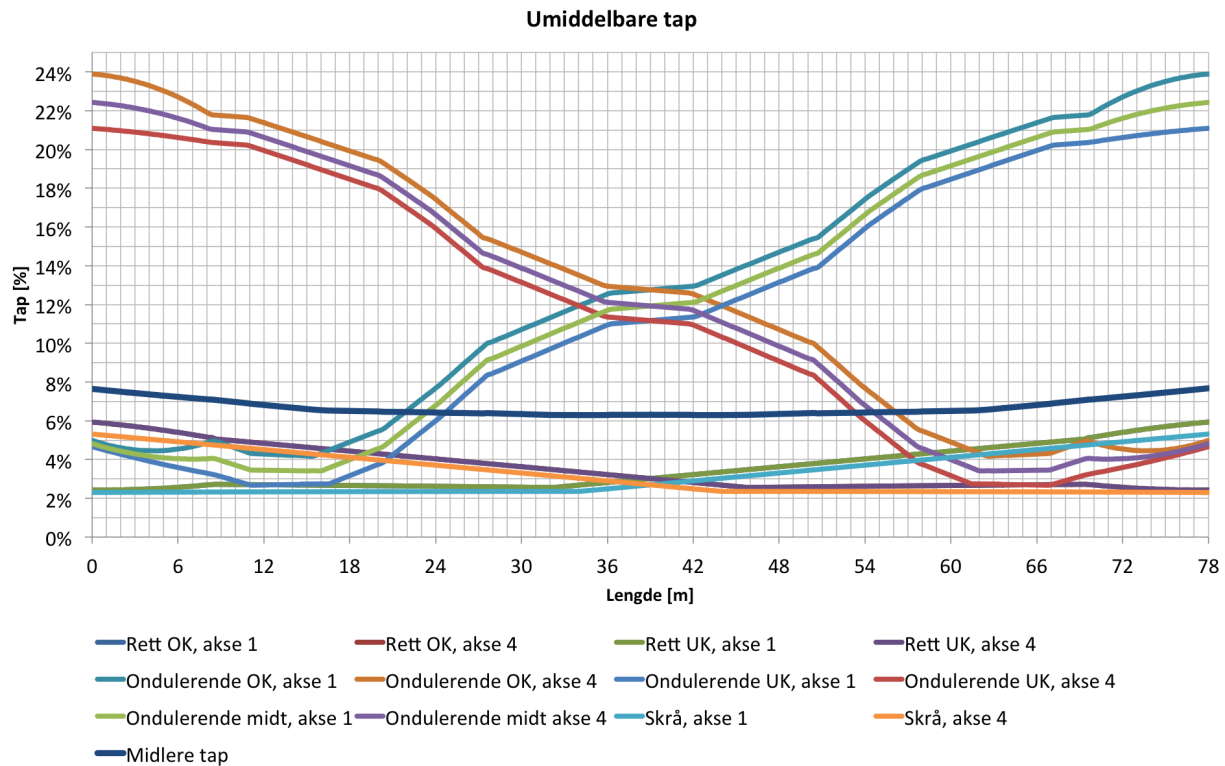
$$80 \text{ kN} \leq \Delta P(0) \leq 166 \text{ kN}$$



Figur 5.4: Låsetap for hver kabelgruppe og midlere tap.

5.1.3 Totale umiddelbare tap

Ved å addere låsetapet og friksjonstapet, blir det totale umiddelbare tapet som vist i figur 5.5. Det midlere tapet vil variere jevnt mellom 6,3 og 7,7 prosent.



Figur 5.5: Totale umiddelbare tap for hver kabelgruppe og midlere tap.

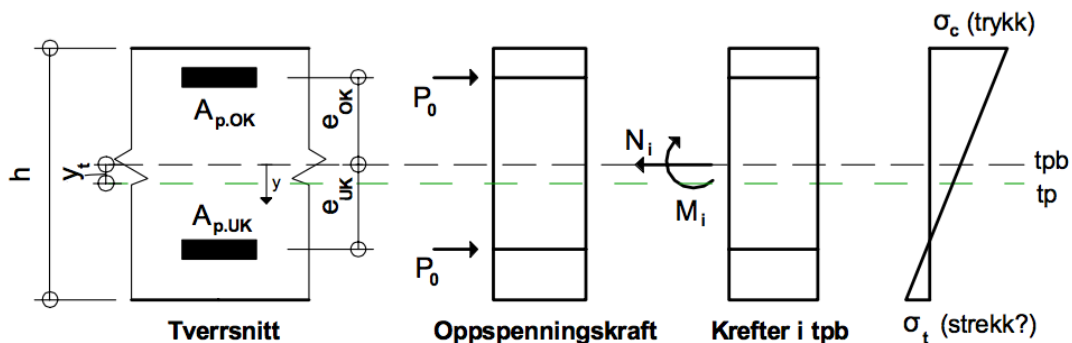
5.2 Tidsavhengige tap

De tidsavhengige tapene som oppstår i konstruksjonen skyldes kryp, svinn og relaksasjon. Disse tapene vil utvikle seg gjennom hele konstruksjonens levetid, og er viktig å ta med i kapasitetskontrollene. I denne oppgaven er det ønskelig å unngå strekkspenninger som er større enn tillatt strekkspenning for betongen i bruksgrensetilstand. Derfor vil tap være ugunstig med tanke på antall kabler som må benyttes. For å kompensere for stort tap må derfor flere kabler benyttes for å oppnå ønsket effekt i konstruksjonen. På en annen side er tapet gunstig i kapasitetskontroller for skjær- og momentkapasitet, siden den resterende kapasiteten i spennstålet kan utnyttes. Hvis en spennkabel har et tap på 20 prosent vil det si at kablen, som i utgangspunktet er spent opp til maksimum oppspenningskraft, kan strekkes 20 prosent ytterligere før den flyter.

Tapsbidraget fra kryp og svinn er avhengig av spennarmering i over- og underkant, så det er foretatt beregninger for største moment i både felt og over støtte. Deretter er tapet vektet etter antall kabler.

5.2.1 Kryp

For å bestemme det tidsavhengige tapet som skyldes kryp, betraktes spenningsendringen fra langtidslast til korttidslast i spennarmeringen. Spenningene bestemmes på samme måte som i beregningene for bruksgrensetilstand i kapittel 9.3. Spennkablene transformeres til et ekvivalent betongtverrsnitt, noe som gir nytt tyngdepunkt, tp , og nytt arealtreghetsmoment I_t , se figur 5.6. Siden brutverrsnittet har spennkabler i både over- og underkant er det valgt å beregne endelig spenningsendring som vektet gjennomsnitt av endring i over- og underkant. Deretter divideres den midlere spenningsendringen på spennarmeringens maksimum spenning, $\sigma_{p,max}$, for å bestemme tøyningstapet.



Figur 5.6: Beregningsmodell for spenninger i tverrsnittet.

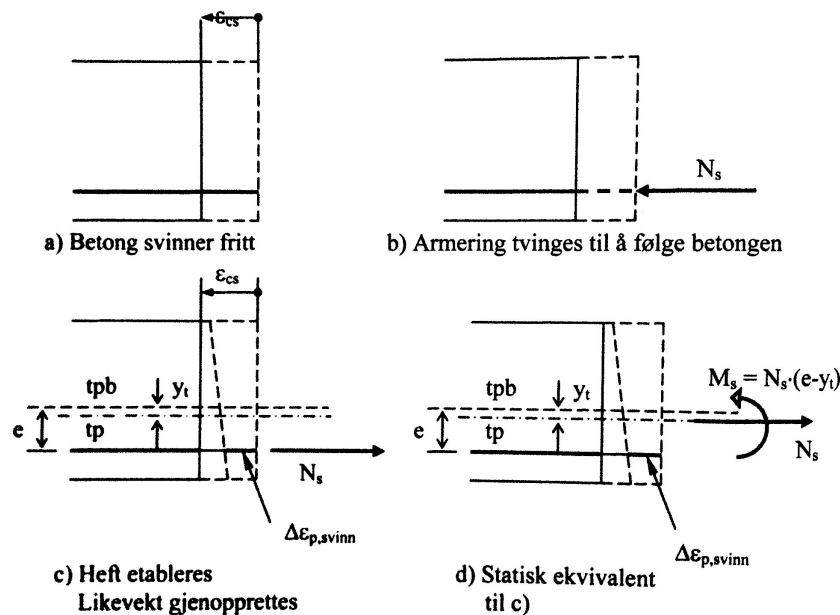
Beregningene i vedlegg D gir følgende tap på grunn av kryp, i felt og over støtte:

$$\varepsilon_{kryp, felt} = 4,0\% \quad \varepsilon_{kryp, støtte} = 5,0\%$$

5.2.2 Svinn

Det tidsavhengige tapet som skyldes svinn, bestemmes ved å se på spenningsendringene som oppstår i spennarmeringen. Beregningsmodellen som er benyttet er vist i figur 5.7.

I det betongen svinner fritt vil spennarmeringen tvinges til å følge betongen. Dette er fordi det er heft mellom betong og armering, og likevekt gjenopprettes. Beregningsmodellen benytter en fiktiv aksialkraft, N_s , som skal gjenopprette denne likevekt ved heft. Til slutt benyttes et statisk ekvivalent system med både den fiktive aksialkraften og et ekvivalent moment, M_s . Deretter beregnes spenningene i spennarmeringen i både over- og underkant, for å bestemme tøynings tapet. Tapet vektet og angis som et gjennomsnitt av tap i over- og underkant, se vedlegg D.



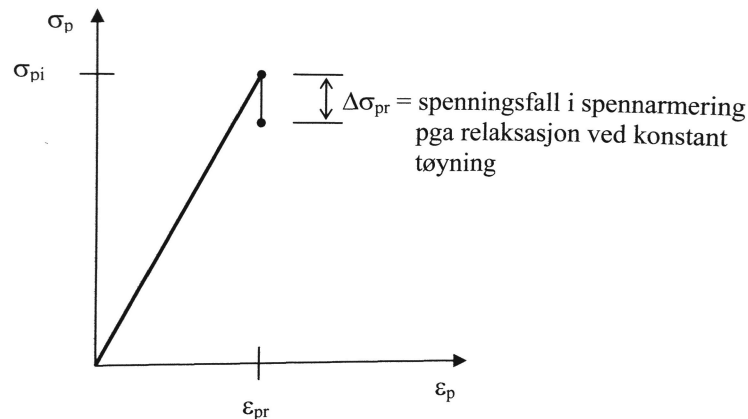
Figur 5.7: Beregningsmodell for svinn [23, Fig. 6.4].

Beregningene i vedlegg D gir følgende tøynings tap av spennkraft på grunn av svinn, i felt og over støtte:

$$\varepsilon_{svinn, felt} = 3,4\% \quad \varepsilon_{svinn, støtte} = 3,6\%$$

5.2.3 Relaksasjon

Relaksasjon er at spenningsnivået i en strekkbelastet kabel avtar over tid, og dette skyldes stål-materialets mekaniske egenskaper. Det skjer et spenningsfall på grunn av konstant tøyning i lang tid, som vist i figur 5.8. $\Delta\sigma_{pr}$ representerer relaksasjonstapet, mens σ_{pi} representerer den initielle forspenningen.



Figur 5.8: Spenningsfall på grunn av relaksasjon [23, Fig. 6.5].

Beregning av relaksasjonstapet er gjort i henhold til pkt. 3.3.2(7) i Eurokode 2, og vil være likt for felt, og over støtte. Spennkablene som er valgt er i relaksjonsklasse 2, noe innebærer lav relaksasjon. Dette gir et relaksjonstap på 2,5 prosent, 1000 timer etter oppspenning [16, pkt. 3.3.2(6)]. Ved å benytte formelen for relaksasjonstap for klasse 2, blir det totale tapet 5,1 % [16, formel 3.29]. Denne verdien kan reduseres på grunn av at kryp og svinn vil gi deformasjoner i betongen, noe som gir ubalanse i indre krefter. Etter merknaden i pkt. 5.10.6, reduseres tapet med 20 prosent, og det endelig relaksjonstapet blir som følger:

$$\varepsilon_{relaksasjon} = 5,1 \% \cdot 0,8 = 4,1 \%$$

5.2.4 Totalt tidsavhengig tap

Totalt tap ved addering

Ved å addere alle tøyningsstapene fra henholdsvis kryp, svinn og relaksasjon, vil det totale tøyningsstapet, ε_{tap} , bestemmes:

$$\varepsilon_{tap} = \varepsilon_{kryp} + \varepsilon_{svinn} + \varepsilon_{relaksasjon}$$

Dette gir følgende tap i felt og over støtte:

$$\varepsilon_{tap.felt} = 11,5\% \quad \varepsilon_{tap.støtte} = 12,7\%$$

Forenklet beregning etter Eurokode 2

Det totale tidsavhengige tapet sammenlignes med en forenklet beregning etter pkt. 5.10.6(2) i Eurokode 2, og den største verdien benyttes i kapasitetskontrollene. Formelen for spennkrafttapet med den forenklete beregningsmetoden er gjengitt i ligning 5.4. Spenningen, $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$, beregnes for spennarmeringen i over- og underkant. Deretter divideres gjennomsnittet av disse spenningen på spennarmeringens maksimum spenning, $\sigma_{p,max}$.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (5.4)$$

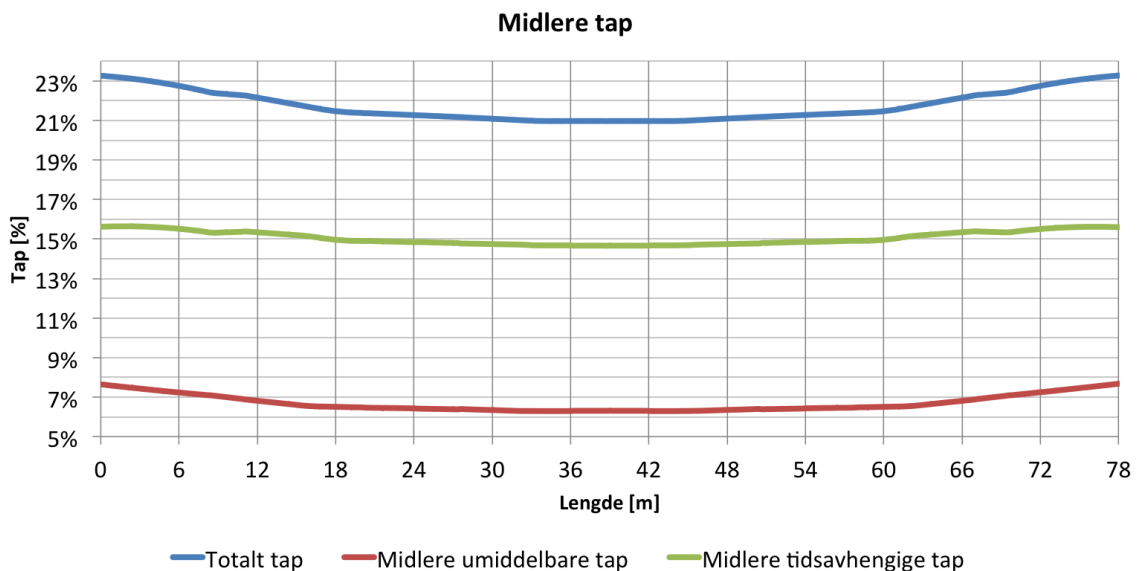
Det totale tøyningsstapet etter ligning 5.4 ble som følger:

$$\varepsilon_{tap.felt} = 12,2\% \quad \varepsilon_{tap.støtte} = 13,4\%$$

Resultatene fra den forenklete beregningsmetoden gir tilnærmet like verdier som ved adderingsmetoden, men med et økt tap på 0,7 prosent. Resultatene fra ligning 5.4 benyttes videre i kapasitetskontrollene.

5.2.5 Verifikasjon av tidsavhengige tap

For å verifisere de håndregnede tidsavhengige tapene er rapporten *Tendon losses detailed* i NovaFrame brukt. Denne rapporten gir totalt tap langs hele kabelgruppen. Ved å finne det midlere totale tapet, for deretter å trekke fra det midlere låsetapet beregnet for hånd, bestemmes det midlere tidsavhengige tapet. Resultatet er gitt i figur 5.9, og tabell 5.1 viser differansen i de snittene som er kontroller for hånd. Største differanse er over støtte på 2,5 prosent, mens for felt er differansen 1,5 prosent. Avvikene kan skyldes at tapene i over- og underkant i håndberegningene er vektet, men de er små og indikerer at beregningene er riktige. Ved å summere de umiddelbare tapene (rød linje) og de tidsavhengige tapene (grønn linje), fås det totale tapet (blå linje). Tapene fra håndregning benyttes videre i rapporten.



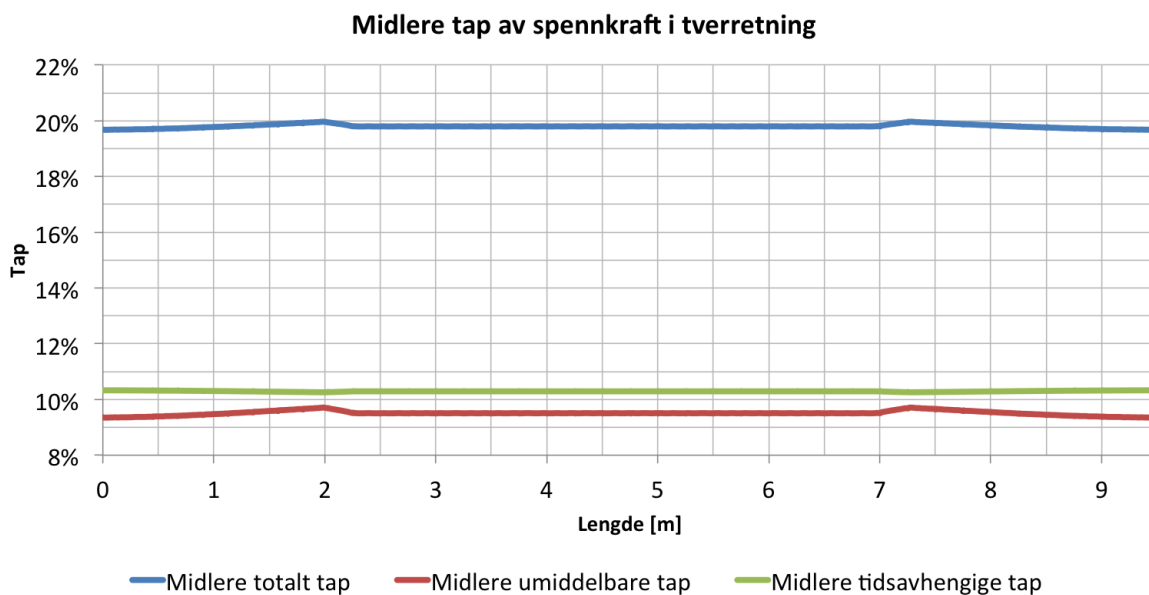
Figur 5.9: Midlere tap langs brulengden i lengderetning.

Tabell 5.1: Verifikasjon av tidsavhengige tap over støtte og i felt.

	Over støtte Element 300, 0.0	I felt Element 250, 0.5
Tap fra NovaFrame	14.9 %	14.7 %
Tap fra håndberegning	13.4 %	12.2 %
Differanse	1.5 %	2.5 %

5.3 Tap av spennkraft i tverretning

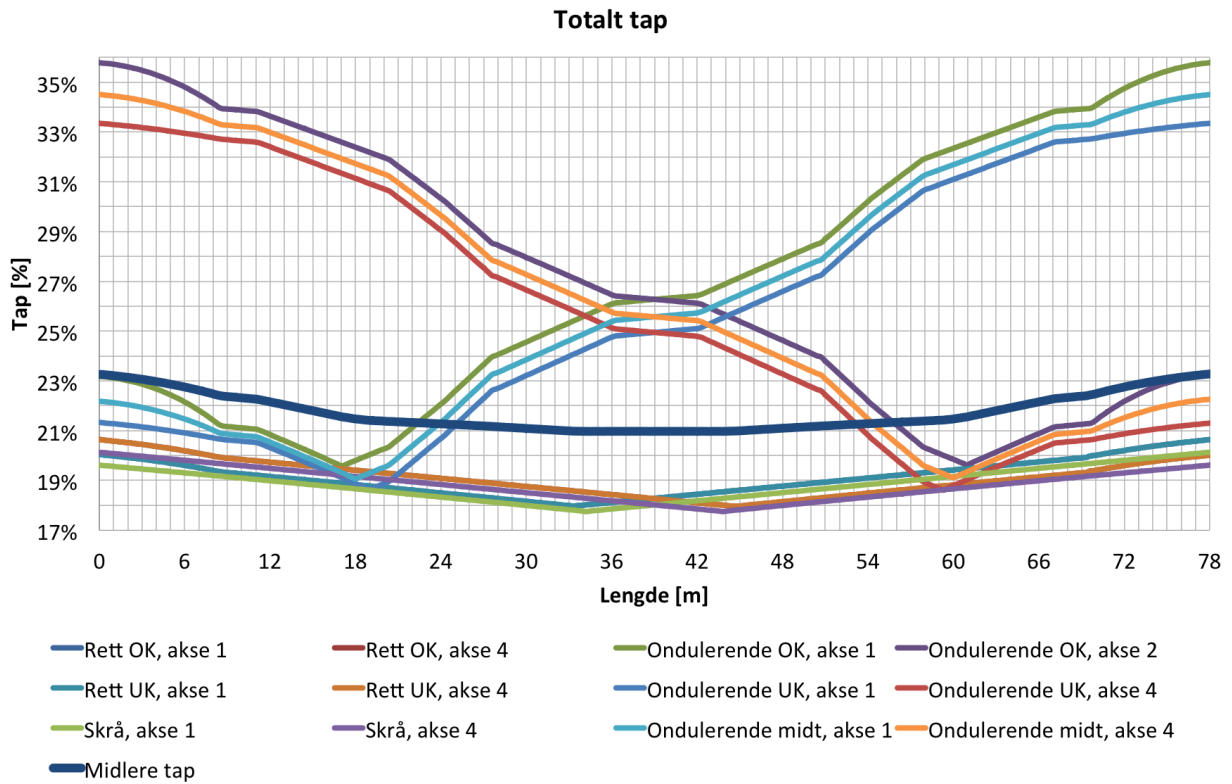
Ettersom det er gått i dybden i beregningene for lengderetningen, samt verifisert tapene fra NovaFrame, er det valgt å hente resultatene direkte ut fra NovaFrame for tverretningen. Figur 5.10 viser de midlere tapene, og disse verdiene blir brukt videre i kapasitetsberegningene for tverretning. Det totale midlere tapet ligger rundt 20 prosent, og det midlere umiddelbare tapet er dominert av låsetapet i motsetning til lengderetning. Dette er rimelig siden kabellengden og total vinkelendring er vesentlig mindre.



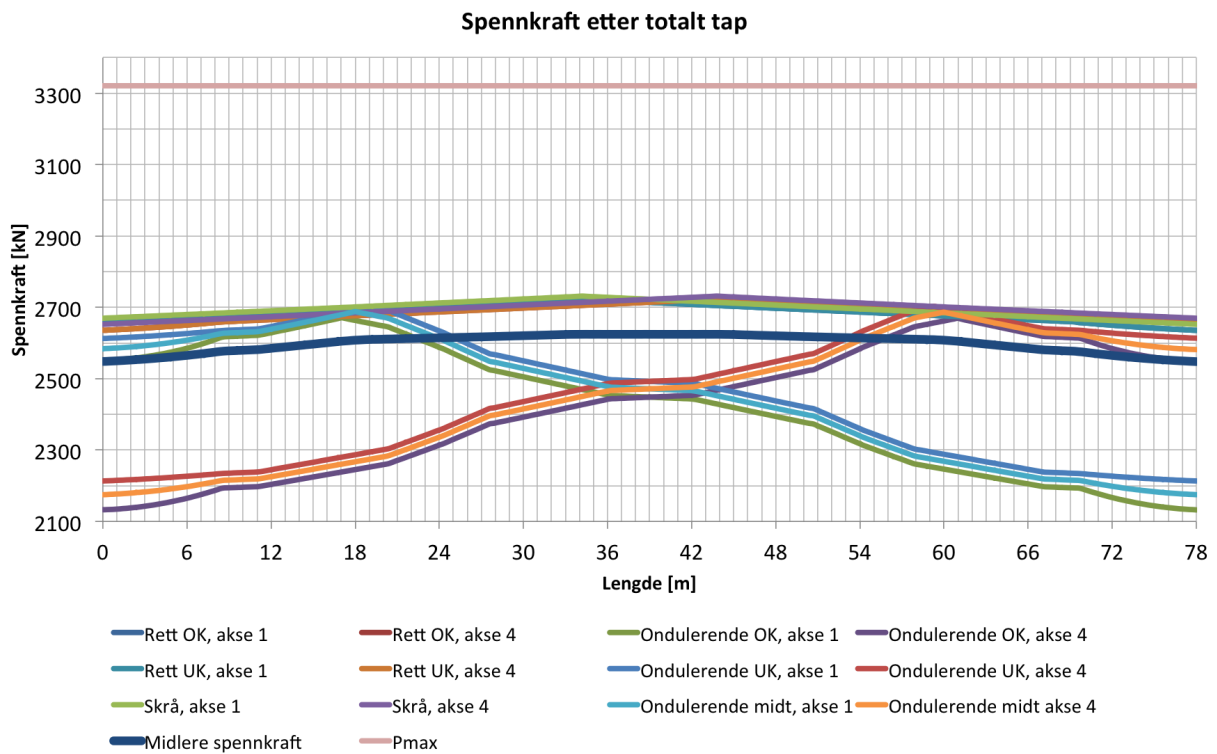
Figur 5.10: Midlere tap av spennkraft i tverretning.

5.4 Oppsummering

Det er viktig å ta med både de umiddelbare og de tidsavhengige tapene i analysen, siden dette medfører ulik kabelkraft i ulike kontrollsnitt. Tapene som blir benyttet videre i kapasitetskontrollene er de midlere tapene gitt i figur 5.9. I figur 5.11 er det totale tapet per kabelgruppe presentert, samt den midlere tapsverdien. Det midlere totale tapet varierer jevnt mellom 21 og 23 prosent. Figur 5.12 viser den resterende spennkraften etter totalt tap. For tap i tverretningen gjelder figur 5.10.



Figur 5.11: Totalt tap per kabelgruppe og midlere tap langs brulengden.



Figur 5.12: Spennkraft etter totalt tap.

6 Modellering og analyse i NovaFrame

6.1 Beregningsprogrammet NovaFrame

I denne oppgaven er analyseprogrammet *NovaFrame* versjon 5, utviklet av Aas-Jakobsen AS, benyttet for å modellere og analysere brua. NovaFrame utfører statiske og dynamiske analyser av rammekonstruksjoner. Ulikt fra elementmetodeprogrammer som benytter skall- og plateteori for å produsere lastvirkninger og resultater i 3D, vil man i NovaFrame modellere lengde- og tverretningen hver for seg i to uavhengige modeller. Dette gjør at lastvirkningene i lengde- og tverretning også er uavhengig av hverandre. Dette er fordi NovaFrame bygger på bjelketeori og ser bort fra toveisvirkninger. Brua kan beregnes med bjelketeori fordi bruas utstrekning i høyde- og tverretning er kort i forhold til spennets lengde. NovaFrame legger til grunn udeformerbare tverrsnitt.

Det kunne vært gunstig å benytte et elementmetodeprogram i analysen, spesielt over søylene hvor det vil være en toveisvirkning for platen. I modellen i denne oppgaven behandles lengde- og tverretningen i to ulike modeller, noe som medfører at laster kommer med flere ganger. Laster plasseres på ulike steder i bruas lengderetning, mens man i tverretningen vil plassere tilsvarende laster ytterst på bruas flenser. I prinsippet vil lastvirkningene tas med nesten to ganger, da toveisvirkningen ikke er betraktet. Beregningene i NovaFrame er derfor konservative for områder som har toveisvirkning.

Den store fordelen ved å benytte NovaFrame, er at programmet automatisk plasserer trafikklastene på minst gunstige steder for de ulike kontrollene som gjøres. Dette medfører en enorm tidsbesparelse, da det vil være hundrevis av ulike kombinasjoner av de ulike trafikklastene som må prøves for å finne de dimensjonerende tilfellene. Videre er det en fordel å bli kjent med prinsippene bak bjelketeorien, og belyse utfordringene som oppstår i krysningen mellom bjelketeori og plateteori for konseptet.

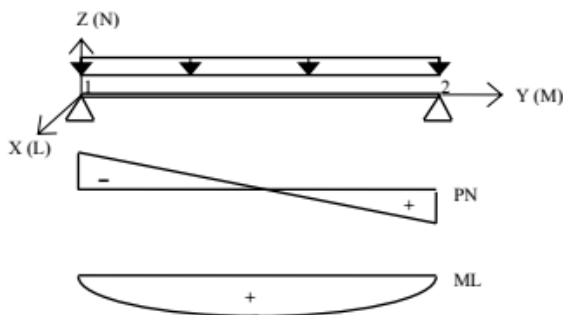
6.2 Parametere

Tverrsnittene i modellen er tilegnet en materialtype og et sett med designparametere. Dette er nødvendig for at programmet skal kunne utføre analyse av rammemodellen og gjøre designberegninger. Verdiene for slakkarmering er ikke av interesse i denne oppgaven, da det ikke benyttes. Materialeegenskapene som endres fra forhåndsdefinerte verdier for betong i NovaFrame er:

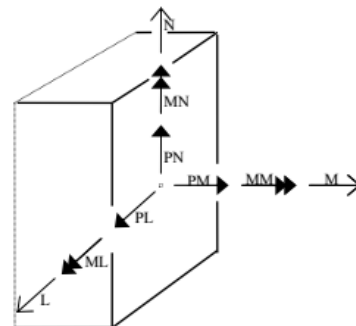
- Dimensjonerende trykkfasthet, f_{ck} , settes til 45 MPa.
- Elastisitetsmodulen, E_{cm} , økes til 36 000 MPa etter tabell 3.1 i Eurokode 2 [16]
- Den karakteristiske strekkfastheten, $f_{p0,1k}$, settes til 1 640 MPa
- Det antas sementklasse N, slik som i beregningene for krep og svinn

6.3 Aksesystem

NovaFrame benytter ulik notasjon for det globale og det lokale aksesystemet. I figur 6.1 vises det globale aksesystemet, som består av koordinatene X , Y og Z . I figur 6.2 vises det lokale aksesystemet som består av koordinatene L , M og N . I denne figurene illustreres også hva som er definert som positive krefter. For nodekrefter, randbetingelser og forskyvninger benyttes det globale aksesystemet, mens for tverrsnittorientering og tverrsnittskrefter benyttes det lokale aksesystemet.



Figur 6.1: Globalt aksesystem og definisjon av kraftretning i NovaFrame.



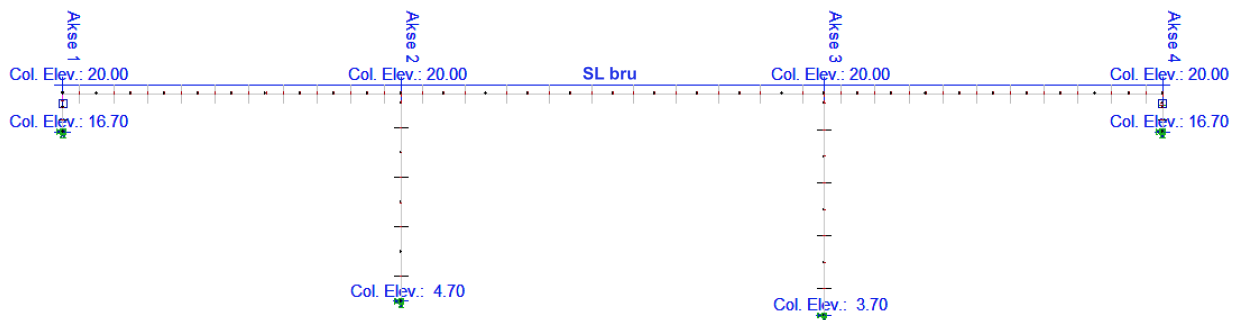
Figur 6.2: Lokalt aksesystem og definisjon av kraftretning i NovaFrame.

6.4 Referanselinjer og akser

Modellen bygges opp med utgangspunkt i referanselinjer som plasseres i sentrale snitt i både horisontal- og vertikalretning. Referanselinjene gjør at elementer, noder og laster enkelt kan plasseres. Det er derfor viktig å bestemme seg tidlig for hvor det er hensiktsmessig å plassere referanselinjene. Gjennomtenkte referanselinjer gjør modellen ryddig og oversiktlig, og er svært tidsbesparende. Den første referanselinjen som defineres er *referanselinje 0*, og denne linjen er en abstrakt linje som samler de ulike tverrsnittene i modellen. *Referanselinje 0* kan betraktes som en database for tverrsnitt som ikke automatisk skal tilegnes elementer langs en spesifikk referanselinje.

6.4.1 Horisontale referanselinjer

Selve brubanen er definert som referanselinjen *SL bru*, og denne ligger sentrisk i overkant av brudekket, se figur 6.3. Dette er den eneste horisontale referanselinjen i modellen og den viktigste referanselinjen for modelleringen. *SL bru* fungerer som en overordnet referanselinje for de vertikale referanselinjene og aksene som gir grunnlag for bruas geometri. Referanselinjen er definert under fanen *horizontal geometry*, med startverdien 0 meter, og sluttverdien i 78 meter.



Figur 6.3: Referanselinjer og akser for brumodellen i NovaFrame.

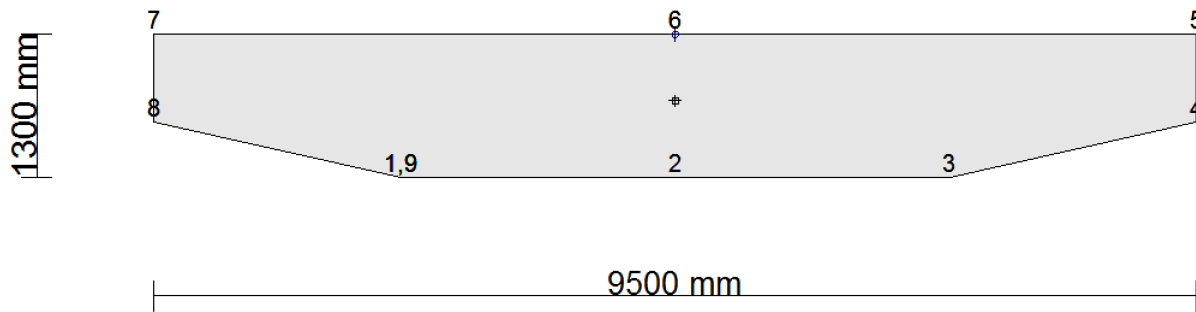
6.4.2 Vertikale referanselinjer

Det er ikke nødvendig å benytte akser i modellen, men det er likevel gjort for å få en oversiktlig modell. Aksene gjør det også lettere å plassere noder. Modellen har fire akser, og alle er gitt i forhold til den horisontale referanselinjen ved overkant av brudekket. Aksene er plassert sentrisk i alle søylene i henhold til geometrien vist i figur 2.2 i kapittel 2.2.

6.5 Tverrsnitt

Under fanen *sections* defineres de ulike tverrsnittene for brua. Her ligger det en rekke forhåndsdefinerte tverrsnitt, og det er mulig å definere egne tverrsnitt ved å benytte geometrikoordinater. For tverrsnittet i denne oppgaven må koordinater legges inn, og dette gjøres ved å benytte tverrsnittstypen *massive general* og legge inn koordinatene under fanen *points*.

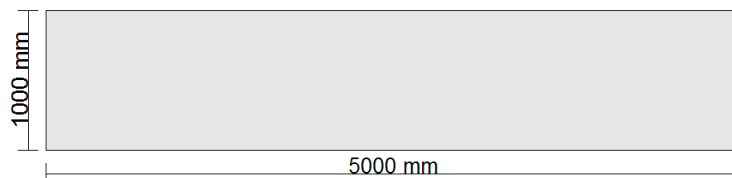
Tverrsnittskoordinatene plasseres mot klokken, og dette er svært viktig siden NovaFrame lager utsparinger om koordinatene plasseres med klokken. Videre er det valgt én koordinat som skal være koblet til den horisontale referanselinjen. Punkt 6 er koblet til referanselinjen *SL bru*, som vist i figur 6.4.



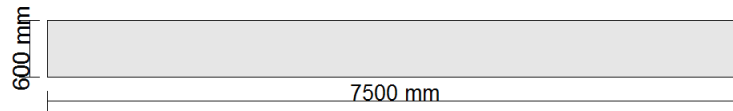
Figur 6.4: Tverrsnitt i NovaFrame.

Bruttverrsnittet er tilegnet referanselinjen *SL bru*. Det vil si at et hvert element som plasseres i forhold til referanselinjen automatisk tildeles dette tverrsnittet. Ettersom brua har verken horisontal eller vertikal kurvatur og det samme tverrsnittet skal støpes langs hele brulengden, defineres det bare ett tverrsnitt i horisontalretningen.

I vertikalretningen er det definert to ulike tverrsnitt, ett for søylene i akse 1 og 4 og ett for søylene i akse 2 og 3. Tverrsnittene er tilegnet sine respektive akser og dimensjonene er vist i figurene 6.5 og 6.6.



Figur 6.5: Søyle i akse 2 og 3.



Figur 6.6: Søyle i akse 1 og 4.

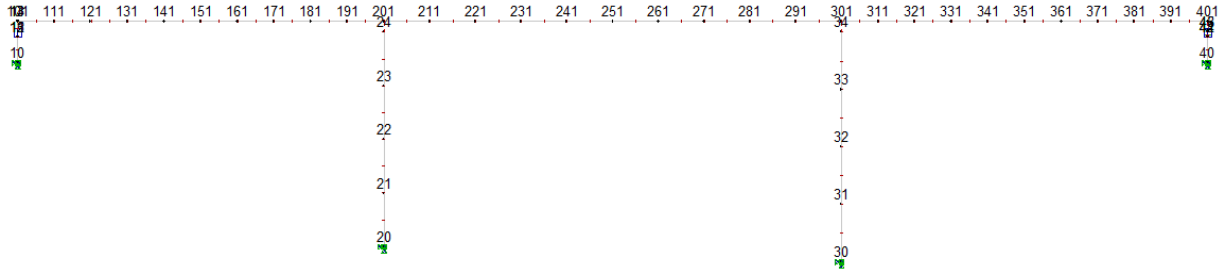
NovaFrame regner tverrsnittene som udeformerbare, noe som betyr at tverrsnittene forblir i sin opprinnelige form under kraftpåkjenningen. Dette vil på noen områder gi større tverrsnittskrefter enn i virkeligheten hvor tverrsnittet vil kunne bøye seg og gi etter for en del av lastpåkjenningen. Dette blir tydelig der eksentrisk plassering av trafikklast fører til store torsjonskrefter inn mot søylene. I virkeligheten vil tverrsnittet i feltet rotere som følge av denne kraften, og torsjonsmomentet reduseres.

6.6 Geometri

6.6.1 Noder og elementer

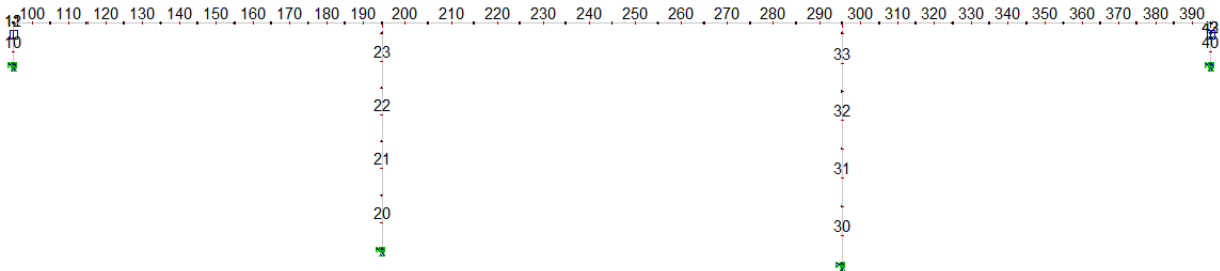
Det er lagt inn noder, og elementer mellom hver node, sentrisk i brudekket og i søylene. Nodene og elementene plasseres på steder hvor det er ønskelig å lese ut analyseresultater. Dette er typisk ved geometriendringer, over støttene og ved støpeskjøter. Jo flere elementer i modellen, jo mer nøyaktig blir analyseresultatene. Det er i henhold til *Praktisk prosjektering* av H. Johansen tilstrekkelig med 10 elementer per spenn, da dette gir god nok nøyaktighet [10, pkt. 4.2].

Nodene bestemmes i *nodes* \rightarrow *geometry input*, og siden det er valgt at hele brua støpes i ett, er det enklest å benytte seg av referanselinjer for angivelse av nodeplassering. Det velges hvor mange noder som skal plasseres mellom hvert profilnummer, kalt *station number* i NovaFrame. For brudekket er det valgt noder mellom *station 0* og *station 78*, og dette definerer starten og slutten av brudekket. Første felt har nodenummering fra 101 og ut med en økning på 10 for hvert element. Felt 2 starter med 201, og felt 3 starter med 301. Dette gir en oversiktlig modell og det er enkelt å vurdere resultatene. Nodeplassering og nummerering er vist i figur 6.7.

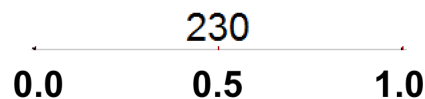


Figur 6.7: Plassering av noder i NovaFrame.

Elementene er nummerert på tilsvarende måte som for nodene, men elementene i felt 1 starter på 100, elementene i felt 2 starter på 200 og elementene i felt 3 starter på 300. Dette er vist i figur 6.8. NovaFrame benytter også en undernummerering hvor elementene deles opp i tre verdier, som vist i figur 6.9. Programmet gir analyseresultater i hvert punkt. For utsnittet av element 230, gis resultater i starten ved punkt 0.0, i midten ved punkt 0.5 og i enden ved punkt 1.0. I kapasitetskontrollene i kapittel 8 henvises det til elementer på følgende måte: Element 230(0.5). Dette betyr midt på element 230. Node- og elementnummereringen for søylene er basert på aksenummerne.



Figur 6.8: Plassering av elementer i NovaFrame.

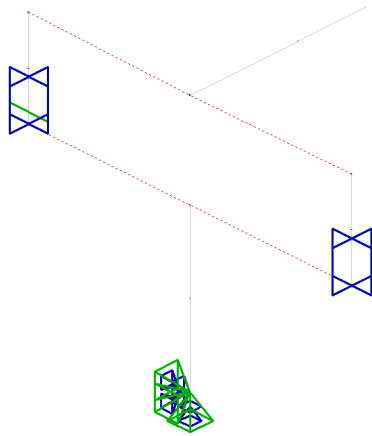


Figur 6.9: Utsnitt av ett element fra NovaFrame, med undernummerering.

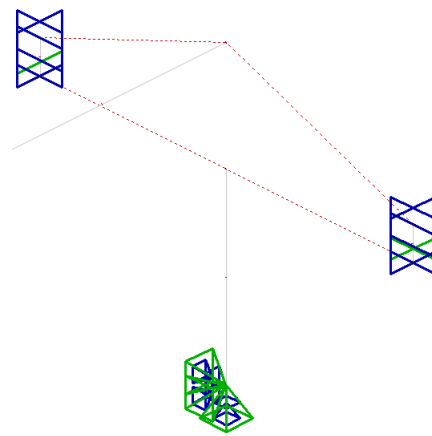
6.6.2 Opplager

Brua har et fastlager i akse 1 og et glidelager i akse 4. Tillatt bevegelsesretning er vist i grønt i figurene 6.10 og 6.11. Det tillates også horisontal bevegelse i tverretningen i ett av de to lagerene i både akse 1 og i akse 4. Dette er for å unngå tvangskrefter i tverretningen som følge av temperaturendringer i tverrsnittet.

Hvert opplager kobles til brutverrsnittets tyngdepunkt ved en *master/slave*-kobling. Disse er markert som en rød stiplet linje mellom noder. Med en *master/slave*-kobling gjør programmet at kreftene i noden som er satt som *master*, overføres direkte til noden som er satt som *slave*. Dette er også gjort i akse 2 og 3, hvor søylene støpes monolittisk til brudekket.



Figur 6.10: Fastlager i akse 1.



Figur 6.11: Glidelager i akse 4.

6.6.3 Randbetingelser

Hver søylefot modelleres som fast innspente slik som vist i figurene 6.10 og 6.11. Selve fundamentene er ikke tatt med i beregningen og det antas at søylene er fast innspente.

6.7 Spennkabler

I NovaFrame defineres spennkablene under *preprocess* \rightarrow *tendons*. Her defineres kablernes materialegenskaper og størrelse, injiseringsmørtelens trykkfasthet, antall kabler, kabelføring, tap og forspenningskraften. Kabelstørrelser er satt inn slik som vist i kapittel 3, og mørtelkapasiteten er satt lik betongens trykkfasthet, 45 MPa.

Kabelgrupper

Det er definert tolv ulike kabelgrupper for modellen i bruas lengderetning. En kabelgruppe er en samling av kabler som har samme egenskaper og samme orientering i brua. Det spiller ingen rolle hvilken eksentrisitet kabelgruppene har i tverretningen, da det er eksentrisiteten i tverrsnittets høyde som påvirker bidraget til primærmomentet. Kablene plasseres i kabelgruppens tyngdepunkt, og de tolv kabelgruppene er vist i tabell 6.1.

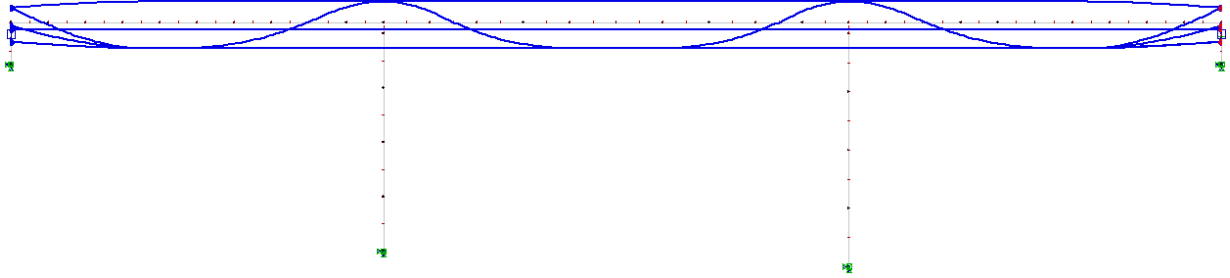
Overkant er definert som *OK* og underkant er definert som *UK*, ut i fra hvilken høyde kabelgruppen forankres i. Gruppene som er navngitt med *skrå*, har kabler i den skrå flensen av tverrsnittet, og denne gruppen får mindre eksentrisitet til tverrsnittets tyngdepunktsakse. Gruppene som er navngitt med *midt*, forankres rett under tverrsnittets tyngdepunkt. Videre er det valgt å lage ulike kabelgrupper avhengig av hvor kablene spennes opp. Ettersom friksjonstapet er større i passiv ende enn i aktiv ende, er det valgt å splitte opp kablene i grupper slik at like mange kabler forankres i akse 1 som i akse 4. Dette gir et jevnt tap av spennkraft langs hele brulengden. Hvilken akse kabelgruppene spennes opp i fremgår av tabell 6.1.

Tabell 6.1: Oppspenning av kabelgruppene med hensyn på akser og antall.

Nummer	Kabel	Spennes opp i	Antall kabler
101	Rett OK	Akse 1	6
102	Rett OK	Akse 4	4
103	Ondulerende OK	Akse 1	2
104	Ondulerende OK	Akse 4	2
111	Rett UK	Akse 1	2
112	Rett UK	Akse 4	2
113	Ondulerende UK	Akse 1	2
114	Ondulerende UK	Akse 4	2
115	Rett UK skrå	Akse 1	2
116	Rett UK skrå	Akse 4	4
120	Ondulerende midt	Akse 1	2
121	Ondulerende midt	Akse 4	2

Kabelføring

Kabelføringen i NovaFrame er vist i figur 6.12.



Figur 6.12: Kabelføring i lengderetning (skalert).

Tap av spennkraft

NovaFrame beregner tapet av spennkraft, og er avhengig av ulike inndata. Tapene er verifisert i kapittel 5. Kryptøyningen fra kapittel 4.3.1 og svinntøyning fra kapittel 4.3.2 legges inn, og låsetapet settes lik 6 millimeter, som nevnt i kapittel 5.1.2. For relaksasjon og friksjon må det gjøres noen beregninger for å få riktige inndata.

Friksjonstap

NovaFrame benytter en annen formel enn Eurokode 2 ved beregning av friksjonstap. Formelen NovaFrame bruker er gitt i pkt. 4.3.1 i programmets brukermanual [1], og er som følger:

$$P(x)_{NF} = P_0 \cdot e^{-(\mu\theta + k_{NF}x)}$$

Eurokode 2 beregner friksjonstapet på følgende måte:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta + kx)}$$

For å få NovaFrame til å regne etter Eurokode, må faktoren for utilsiktede vinkelendringer, k , endres. Dette gjøres ved å sette de to ligningene lik hverandre, for å løse ut hva faktoren blir i NovaFrame. Som vist i kapittel 5.1.1 er k satt lik 0,005 per meter og friksjonskoeffisient, μ , satt lik 0,14 per radian.

$$P(x)_{NF} = P(x) \Rightarrow P_0 \cdot e^{-(\mu\theta + k_{NF}x)} = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta + kx)} \Rightarrow -\mu\theta - k_{NF}x = -\mu\theta - \mu kx$$

$$k_{NF} = \mu \cdot k = 0,14 \cdot 0,005 = 0,0007$$

I NovaFrame blir da friksjonsfaktor 0,0007, og faktor for utilsiktet vinkelendring er 0,005.

Relaksasjon

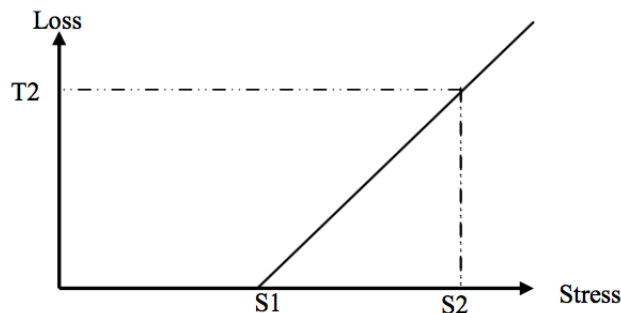
For beregning av relaksasjon i NovaFrame må inputverdiene S1, S2 og T2 settes inn, se figur 6.13. I NovaFrame står det at S1 og S2 skal angis i prosent av S_{02} , men dette er en tekstfeil i programmet. Etter informasjon fra ekstern veileder, viser det seg at teksten henger igjen fra en tidligere standard, NS 3473. Det riktige etter dagens standard er å angi verdien i prosent av $f_{p0,1k}$. NovaFrame beregner relaksasjonstapet ved å lage en lineær funksjon basert på S1, S2 og S3, for deretter å ekstrapolere.

T2 er tapet 1000 timer etter oppspenning. Dette forekommer når den initielle spenningen, S2, er lik $0,7 \cdot f_{pk}$ [16, pkt. 3.3.2(5) Merknad]. Basert på informasjon fra ekstern veileder er det vanlig å regne med 4,5 % relaksasjon ved $0,8 \cdot f_{pk}$. Dermed er det definert to punkter på en linje som beskriver sammenhengen mellom spenningsnivå og relaksasjon. Ekstrapoleres denne linjen, vil den gi null relaksasjon ved $0,575 \cdot f_{pk}$. Inndataen blir som følger:

$$S1 = \frac{0,575 \cdot f_{pk}}{f_{p0,1k}} = \frac{0,575 \cdot 1860}{1640} = 65 \%$$

$$S2 = \frac{0,700 \cdot f_{pk}}{f_{p0,1k}} = \frac{0,700 \cdot 1860}{1640} = 79 \%$$

$$T2 = 2,5 \%$$



Figur 6.13: Relaksasjon i NovaFrame [1, Pkt. 4.3.4].

Forspenningskraft

I NovaFrame angis forspenningskraften i prosent av $f_{p0,1k}$. I henhold til Eurokode 2 blir største spenning som påføres spennkabelen, $\sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 1476$ MPa [16, pkt. 5.10.2.1(1)P]. Ut i fra dette settes oppspenningskraften i NovaFrame til 90 prosent av $f_{p0,1k}$.

6.8 Laster

Lastene defineres under fanen *preprocess* → *loads*. NovaFrame har egne *lastkalkulatorer* for laster som vindlast, temperaturlast, trafikklast, kryp og forspenning. Dette vil bli forklart nærmere i kapittelet som følger.

NovaFrame lagrer all inndata i en *inputfil*, som er en tekstfil med all informasjon som er lagt inn i modellen. For en så stor analysemodell som benyttes i denne oppgaven, er det viktig å ha ryddige systemer for å kunne tolke inputfilen. I tabell 6.2 har hver last fått et lastnummer og en forkortelse, slik at det er lett å vite hvilken type last det dreier seg om. Eksempelvis vil alle laster som starter med et totalt være en trafikklast, og alle som starter med et femtall være en temperaturlast.

Tabell 6.2: Oversikt over nummerering og forkortelser for laster i NovaFrame.

Lastnummer	Forkortelse	Last
100	G	Egenlast
200	TR	Trafikk
300	V	Vind på bru uten trafikk
400	V-TR	Vind på bru med trafikk
500	TE	Temperatur
600	PT	Forspenning
700	CSR	Kryp, svinn og relaksasjon

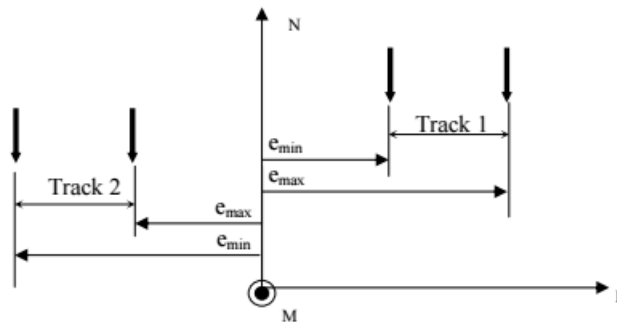
6.8.1 Egenlast

Egenlast fra slitelag, kantdragere og rekkverk er plassert som en linjelast langs brubanens senterlinje, med en verdi på 40 kN/m. Egenlasten for brutverrsnittet beregnes automatisk i NovaFrame, hvor betongens densitet er satt til 25 kN/m³ for armert betong. Siden modellen i NovaFrame ikke tar med endeskjørt og vanger, er punktlasten på 350 kN, som nevnt i kapittel 4.1.1, gjort om til et konsentrert moment i akse 1. Punktlasten får en arm på én meter, noe som gir et konsentrert moment på 350 kN/m i akse 1.

6.8.2 Trafikklast

For å gi NovaFrame et referansepunkt for plasseringen av trafikklastene, defineres en trafikklinje som sier hvor trafikken kan plasseres. Trafikklinjen følger elementene som utgjør brudekket fra element 100 til 390. Det velges også hvor mange plasseringer for trafikklasten NovaFrame skal gjøre innad på hvert element. Det er valgt 10 plasseringer langs hvert element, noe som gir stor nøyaktighet i analysen.

Under fanen *traffic loads* defineres de vertikale trafikklastene LM1 og LM2. Disse ligger inne med predefinerte verdier etter Eurokode 1 [14], og velges sine respektive kjørefelt. Kjørefeltene defineres innad på kjørebanelen ved å definere maksimum- og minimumsintervall for lastplassering i elementets tverretning, slik som vist i figur 6.14.



Figur 6.14: Definerering av kjørefelt.

NovaFrame genererer lasttilfeller ved å plassere LM1 og LM2 på de minst gunstige stedene i modellen. Trafikklasten kan plasseres hvor som helst langs bruas lengde- og tverretning, innenfor de gitte kjørefeltene. Deretter kombineres de med de øvrige lastene. For hvert lasttilfelle som legges inn under fanen *traffic loads*, genereres det 12 lasttilfeller i NovaFrame. Dette er viktig å merke seg, siden lasttilfellene som er lagt inn i NovaFrame manuelt, ikke kan ha samme nummer som et av de automatisk genererte. Det er derfor valgt å definere de vertikale trafikklastene fra nummer 200, med en økning på 20 for hver last.

De horisontale trafikklastene bremse-, akselerasjons- og tverrlast, modelleres på vanlig måte under fanen *loads*. Bremse- og akselerasjonslast er modellert som en sentrisk linjelast langs brudekket. Tverrlasten er modellert som en jevnt fordelt linjelast i tverretningen, med lastangrepspunkt i brudekkets tyngdepunkt.

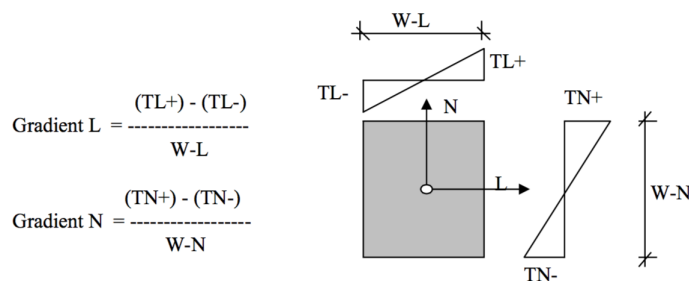
6.8.3 Vindlast

Vindlast kan legges inn på ulike måter. Det kan eksempelvis defineres et vindspekter for området brua er i, så beregner NovaFrame ut virkningene fra dette ved å benytte tverrsnittsgeometrien. Det er valgt å regne ut vindlasten manuelt, som gjort i kapittel 4.2.3, for deretter å plassere vindlastene som linjelaster i de respektive retningene.

Den vertikale vindlasten i z-retning plasseres som en linjelast i bruas tyngdepunkt med en eksentrisitet på 2,375 i x-retning. Lasten kan virke både oppover og nedover, så det er lagt inn to laster, hvor den ene har negativt fortegn. Eksentrisiteten vil gi vridning om senterlinjen og det oppstår torsjonsmoment. Vindlastene som virker på lengde- og tverretningen er plassert som linjelaster med angrepspunkt i tyngdepunktet.

6.8.4 Temperaturlast

Ved modellering av temperaturlast er NovaFrames egen lastkalkulator benyttet. Lasttypen som er valgt under fanen *loads er temperature*. Her skal de åtte lastkombinasjonene fra tabell 4.7 i kapittel 4.2.4 legges inn. Først må temperaturgradientene endres, slik at de tilfredsstillir metoden NovaFrame benytter i sine beregninger. I figur 6.15, er det vist hvordan NovaFrame beregner temperaturgradienten. Ligningene 6.1 og 6.2 viser de nye temperaturgradientene som brukes i beregningene. Tabell 6.3 viser de åtte lastkombinasjonene for temperaturlast, etter at de er tilpasset NovaFrames beregningsmetode.



Figur 6.15: Gradient etter NovaFrames brukermanual [1, Fig. 4.1.2].

$$\Delta T_{M,heat,NF} = \frac{(TN+) - (TN-)}{W-N} = \frac{8,1^{\circ}\text{C}}{1,3\text{m}} = 6,231 \frac{^{\circ}\text{C}}{\text{m}} \quad (6.1)$$

$$\Delta T_{M,cool,NF} = \frac{(TN+) - (TN-)}{W-N} = \frac{-8,0^{\circ}\text{C}}{1,3\text{m}} = -6,154 \frac{^{\circ}\text{C}}{\text{m}} \quad (6.2)$$

Tabell 6.3: Kombinasjoner for temperatur i NovaFrame.

Kombinasjon	Gradient [°C]	Uniform [°C]
1	$\Delta T_{M,heat,NF} = 6,231$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 5,950$
2	$\Delta T_{M,heat,NF} = 6,231$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = -7,700$
3	$\Delta T_{M,cool,NF} = -6,154$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 5,950$
4	$\Delta T_{M,cool,NF} = -6,154$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = -7,700$
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat,NF} = 4,673$	$\Delta T_{N,exp} = 17,000$
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat,NF} = 4,673$	$\Delta T_{N,con} = -22,000$
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool,NF} = -4,616$	$\Delta T_{N,exp} = 17,000$
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool,NF} = -4,616$	$\Delta T_{N,con} = -22,000$

Gradient	Uniform	Reduksjonsfaktor
$\Delta T_{M,heat,NF} = 6,231 \text{ °C}$	$\Delta T_{N,exp} = 17,000 \text{ °C}$	$\omega_N = 0,35$
$\Delta T_{M,cool,NF} = -6,154 \text{ °C}$	$\Delta T_{N,con} = -22,000 \text{ °C}$	$\omega_M = 0,75$

6.8.5 Kryp og svinn

Deformasjonslasten kryp defineres under fanen *creep loads*, men først må lastene som gir kryp defineres under fanen *creep combinations*. Her legges egenlast og forspenning inn, og det er viktig at forspenning legges inn som full forspenning, slik at aksialkreftene som gir stukning kommer med i modellen. Videre defineres krypdeformasjonen, og dette kan gjøres på to måter. Enten gjør NovaFrame det automatisk ved at man definerer et start- og sluttidspunkt i antall dager for belastning. Alternativt kan kryptallet skrives inn direkte, noe som er gjort i denne oppgaven. Kryptallet som er satt inn er 1,626, slik som vist i kapittel 4.3.1.

Deformasjonslasten svinn defineres under fanen *loads* med lasttype *shrinkage*. Her angis en negativ svinntøyning, ϵ_{cs} , med en verdi på 0,291 promille, slik som vist i kapittel 4.3.2.

6.8.6 Spennarmering

Lastene fra spennarmering defineres under fanen *loads* med lasttypen *tendons*. Her defineres det hvilke effekter som skal inkluderes for spennkabelen, tvang eller full. Full forspenning er summen av primærmomentet og tvangsmoment, mens tvang er kun tvangsmomentet. Full forspenning bestemmes ved å sette verdien 0 i boksen *parasitfull*, mens tvangsmomentet defineres med verdien 1 i samme boks.

6.9 Lastkombinering

Lastkombinering i NovaFrame er gjort under fanen *postprocess* → *loadcombinations*. Her kan det velges mellom ulike lastkombinasjoner som *ordinary load combination*, *sort combination* og *sort combination line*. Førstnevnte gir muligheten til å legge sammen for eksempel all egenvekt og gi de ulike lastene hver sin lastfaktor. I *sort combination* har man mulighet til å forenkle kombineringsen ved å bruke kommandoer som *only the worst* og *add if unfavourable*. Vindlasten, som kan virke i begge retninger, vil da kunne omgjøres til kun én last, og si at programmet skal bruke det som blir mest ugunstig av positiv og negativ verdi. Da vil den sette det fortegnet som gir mest ugunstig lastkombinasjon, alt etter hva som kontrolleres.

Alle lastkombinasjonene i både brudd- og bruksgrensetilstand er laget med *sort combinations*. Dette er en enkel måte å si at programmet skal bruke det minst gunstige av de ulike lasttilfellene med sine dominerende laster. Lastkombinasjonene er lagt inn slik som vist i tabell 4.9.

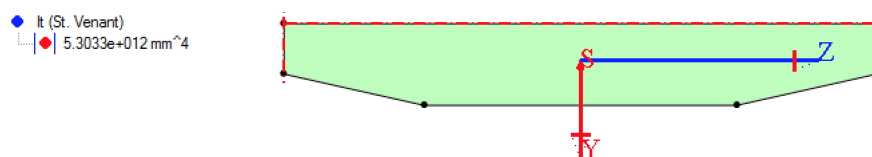
Til slutt benyttes *sort combination line* for å bestemme de endelige lastkombinasjonen som for eksempel *ULS, 100 år, full*. Det kan også bestemmes hvilke komponenter som skal tas med i resultatene; skjærkrefter, momenter og aksialkrefter i de ulike retningene.

6.10 Korreksjon av torsjonsstivhet i NovaFrame

Torsjonstregghetsmoment, I_t , sier noe om tverrsnittets evne til å motstå torsjon. En høyere verdi for I_t , gir bedre motstand. I NovaFrame beregnes torsjonstregghetsmomentet ved å legge sammen arealtregghetsmomentene i henholdsvis x- og y-retning, se ligning 6.3. Dette vil gi en stivere løsning enn hva som er reellt, og vil dermed gi for stor torsjonsmotstand. Etter å ha lagt inn tverrsnittet i programmet *CrossX* [6], blir torsjonstregghetsmomentet som vist i ligning 6.4.

$$I_{t,NF} = I_x + I_y = (0,136 + 7,457) \cdot 10^{13} = 7,457 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4 \quad (6.3)$$

$$I_t = 5,3033 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad (6.4)$$



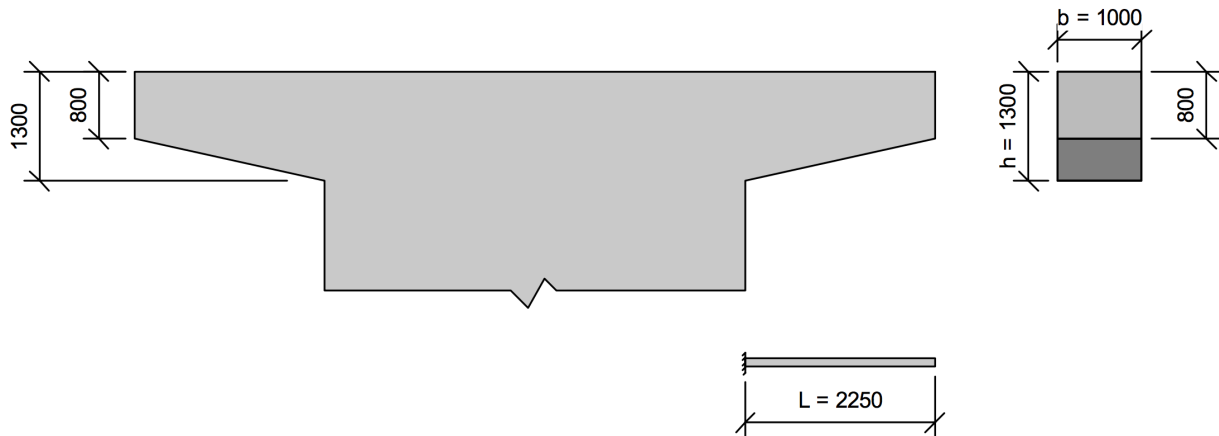
Figur 6.16: Torsjonstregghetsmoment fra CrossX [6].

I NovaFrame er det mulig å endre torsjonstreghetsmomentet ved å benytte en korreksjonsfaktor, k_{It} . Denne faktoren beregnes ved å se på forholdet mellom beregnet torsjonstreghetsmoment, og det som leses av i NovaFrame når k_{It} er satt lik 1. Videre i analysemodellen endres faktoren fra verdien 1 til den eksakte verdien i ligning 6.5.

$$k_{It} = \frac{I_t}{I_{t,NF}} = 0,084 \quad (6.5)$$

6.11 Modellering av tverretning

For tverretningen er det valgt å se på en platestripe med en bredde på én meter. Snittet er modellert rett over en monolittisk søyle fordi det er her ytre laster vil gi størst moment og skjærkraft for tverretningen. Dette kommer av at den statiske modellen blir som utkragere på 2,25 meter på hver side av søylen. Det er også her det er størst risiko for strekkspenninger i overkant av dekket i tverretningen. Se figur 6.17 for tverrsnittsdata og forenklet statisk modell.



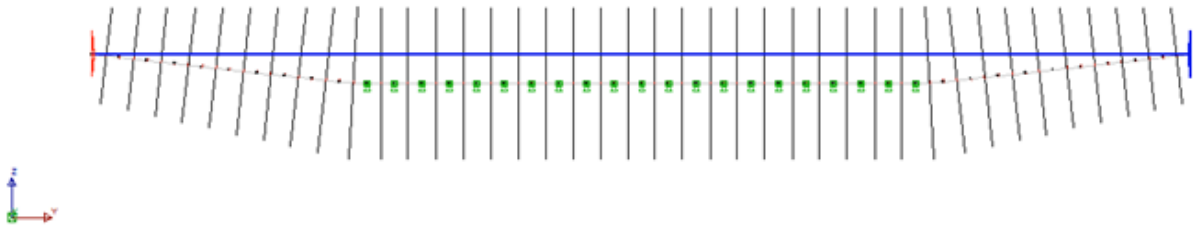
Figur 6.17: Geometriske verdier for tverretningen til venstre, og tverrsnitt til høyre.

6.11.1 Statisk modell i NovaFrame

NovaFrame er et program for modellering av rammer og bjelker, og programmet er derfor ikke like godt egnet til å modellere tverretningen. Utfordringen blir den monolittiske innfestningen til brudekket, og hvordan den opptar krefter. Programmet beregner til senterlinjene av hvert tverrsnitt, og den massive søylene tar opp krefter helt inn til senter, noe som ikke er reellt. Resultatet er at de tilgjengelige randbetingelsene brukt i NovaFrame vil variere noe fra den virkelige situasjonen. Det er laget flere modeller for tverretningen for å finne den som best

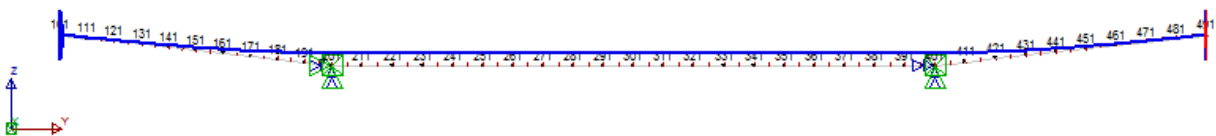
beskriver tverrsnittets oppførsel for lastpåvirkning. Det er prøvd å forbinde dekket og søylen til hverandre med ett fastlager og en rekke glidelager tett i tett, slik som vist i figur 6.18. Dette er en realistisk fremstilling ettersom den tillater sammentrekning som følge av trykkraften fra forspenningen, samt tillater horisontal temperaturutvidelse. Denne løsningen forhindrer også feltmoment, ettersom avstanden mellom opplagerne kan gjøres uendelig små. Problemet med denne løsningen er at den skaper urealistiske størrelser på tvangskreftene fra forspenningen og temperaturgradienten.

Det er også gjort forsøk med tverrsnitt som festes til en modellert søyle med en rekke master/slavekoblinger, som beskrevet i kapittel 6.6.2. Fordelen med denne løsningen er at den vil få realistiske tverrsnittskrefter over hele tverrsnittets høyde. Problemet med denne løsningen er at den gir urealistisk store tvangskrefter.



Figur 6.18: Alternativ løsning for tverretning.

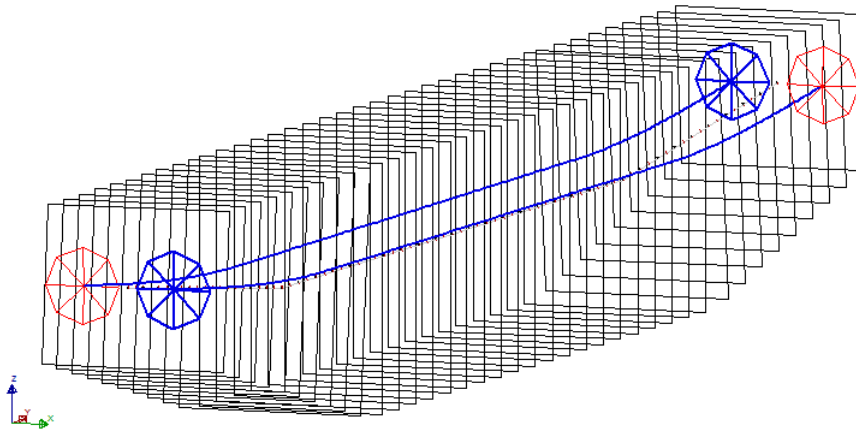
Den endelige statiske modellen for tverretningen er en fritt opplagt bjelke på to opplager, som vist i figur 6.19. På denne måten unngås effekter fra tvangskreftene som følge av forspenning og temperatur, samtidig som tverrsnittet tillates ekspansjon og kontraksjon i lengderetningen. Ettersom det dimensjonerende momentet og skjærkraften vil oppstå i overgangen mellom utkrageren og søylen, er det valgt å se bort fra alle laster som virker i feltet mellom opplagerne. Det er ingen tvil om at det vil oppstå tvangskrefter som følge av primærmoment og temperaturgradient. Det er imidlertid konkludert med at det må benyttes et elementmetodeprogram for å få en realistisk fremstilling av disse kreftene, og at modellen som benyttes i NovaFrame er velegnet for de resterende effektene.



Figur 6.19: Modell i NovaFrame for tverretning.

6.11.2 Spennkabler i tverretningen

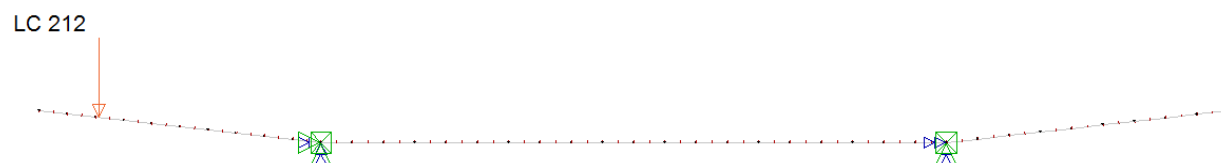
I tverretningen er valgt kabler med en senteravstand på 500 millimeter, som vist i figur 6.20. Kablene i tverretningen forankres i tyngdepunktet for å unngå endemomenter, og fortsetter som parabler med en eksentrisitet på 100 millimeter over tyngdepunktet ved søylen. Det største kapasitetsbidraget fra spennkablene i tverretning kommer fra aksialkraft, men det er også ønskelig å benytte forspenningens primærmoment. En lav eksentrisitet er et godt kompromiss mellom gunstig primærmoment og ugunstig tvangsmoment. Kablene i tverretning vil også ligge under kablene i lengderetningen rett over søylen. Kabelføringen følger av figur 6.19. Det er valgt å spenne opp annenhver kabel i venstre og høyre ende, for å balansere tapene på samme måte som for lengdearmeringen.



Figur 6.20: Modell i NovaFrame for tverretning.

6.11.3 Laster i tverretning

Siden det er en platestripe på én meter som blir betraktet, er alle de jevnt fordelte lastene fra lengderetningen gjort om til punktlaster som virker i tverrsnittets senterlinje. For trafikklaster er det konkludert med at aksellasten fra LM2 er dimensjonerende. LM1 har to aksellaster på 300 kN per aksel, men med en avstand på 1,2 meter mellom hver aksel i lengderetning. LM2 har én aksellast på 400 kN. På grunn av avstanden mellom akslingene i LM1, vil ikke begge akslingene kunne opptre samtidig på den utkragede platestripen. LM2 er derfor den dimensjonerende trafikklaster i tverretning. Som en konservativ betraktning er hele aksellasten på 400 kN i LM2 plassert i ytterkanten av føringsbredden, altså 500 millimeter fra bruas ytterkant. Dette er vist i figur 6.21.



Figur 6.21: Lastplassering av LM2 i NovaFrame, her som LC212.

6.11.4 Lastkombinering for tverretning

Alle laster i tverretningen er kombinert etter tabell 4.9 i kapittel 4, for både brudd- og bruksgrensetilstand.

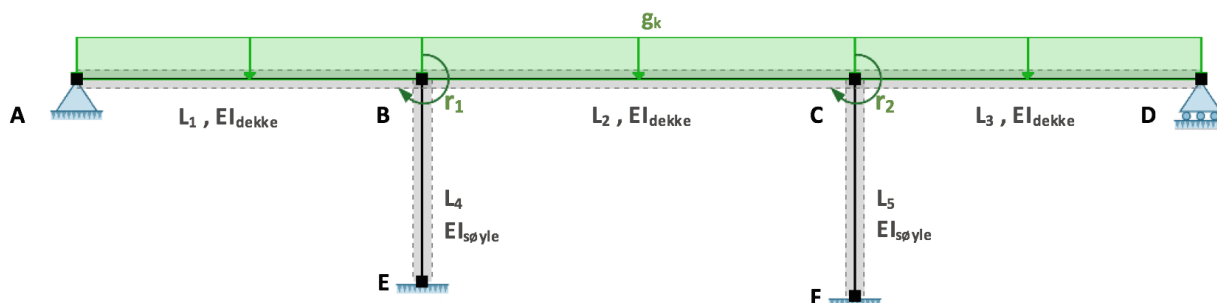
7 Verifikasjon av laster

Ved bruk av analyseverktøy er det en fare for at det kan oppstå feil i beregningsmodellen. Det er derfor helt nødvendig å verifisere resultatene, enten med håndberegninger eller andre analyseverktøy, slik at det sikres at modellen gir korrekte resultater. I dette kapitlet vil lastene verifiseres ved å benytte håndberegninger eller andre analyseverktøy. Deretter sammenlignes resultatene fra verifikasjonen opp mot resultatene fra NovaFrame.

7.1 Verifikasjon av egenlast

For verifikasjon av brudekkets karakteristisk egenlast, g_k , benyttes verdien fra kapittel 4.1.1, se ligning 7.1. Felt- og støttemoment, samt opplagerreaksjonene er verifisert, og beregningene er gjort i henhold til *Matrisestatikk - Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner* av K. Bell [2]. Vekten av slitelag, endeskjørt og vanger, kantdragere og rekkverk er ikke tatt med i denne beregningen.

$$g_k = \rho_{c,armert} \cdot A_c = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 11,225 \text{ m}^2 = 280,625 \text{ kN/m} \quad (7.1)$$



Figur 7.1: Rammemodell for verifikasjon av egenlast.

I figur 7.1 vises den statiske modellen som er brukt for verifikasjonen av egenlast. Modellen har et fastlager i knutepunkt A, et glidelager i knutepunkt D og momentstive forbindelser i knutepunkt B og C. Rammen påkjennes av den jevnt fordelte egenlasten, g_k , langs hele brudekket. Videre følger verifikasjon av moment, skjærkrefter og opplagerreaksjoner på grunn av egenlast. For fullstendige beregninger, se vedlegg L.

7.1.1 Verifikasjon av moment på grunn av egenlast

Først beregnes partikulærløsningen, ved å bestemme fastholdingsmomentene. Momentene er positive når de går med klokken, og negative når de går mot klokken. Dette gir følgende lastvektor, R :

$$R = R^k - R^0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} R_1^0 \\ R_2^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 - M_{R,BA} - M_{R,BC} \\ 0 - M_{R,CB} - M_{R,CD} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -841,875 \\ -841,875 \end{bmatrix} \text{ kNm} \quad (7.2)$$

Deretter beregnes komplementærløsningen, også kalt frigjøringstilstanden, slik at rotasjonsfrihetsgradene kan bestemmes. Stivhetsmatrisen, K , blir som følger:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 17,632 & 3,444 \\ 3,444 & 17,346 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ kNm} \quad (7.3)$$

Ved å løse stivhetsrelasjonen kan rotasjonsfrihetsgradene, r , bestemmes:

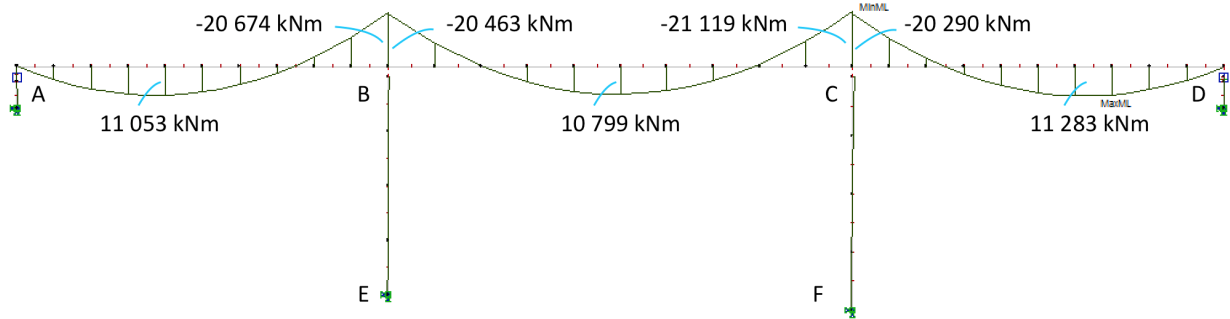
$$K \cdot r = R \quad \Leftrightarrow \quad r = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix} = K^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} 5,954 \\ -6,036 \end{bmatrix} \times 10^{-5} \quad (7.4)$$

Videre benyttes tilbakesubstitusjon for å få endelig komplementærløsning, ved å multiplisere de ulike stivhetene med rotasjonsfrihetsgradene. Til slutt benyttes superposisjon for å få de totale momentene. Da adderes komplementærløsningen med partikulærløsningen. De endelige maksmomentene fra håndberegning og NovaFrame er sammenlignet i tabell 7.1. I notasjonen, M_{BA} , betyr indeksen BA at momentet er til venstre for støtte B, altså mot punkt A. For M_{BC} , blir det da til høyre for støtte B, mot punkt C.

Tabell 7.1: Sammenligning av momenter fra håndberegning med NovaFrame.

	Felt 1	Støtte B		Felt 2	Støtte C		Felt 3
Moment [kNm]	$M_{felt,1}$	M_{BA}	M_{BC}	$M_{felt,2}$	M_{CB}	M_{CD}	$M_{felt,3}$
Håndberegning	11 222	20 590	20 845	10 985	20 836	20 595	11 220
NovaFrame	11 053	20 674	20 463	10 779	21 119	20 290	11 283
Avvik	168	-84	381	-177	-283	304	-64
Avvik i prosent	1,5 %	-0,4 %	1,8 %	1,9 %	-1,4 %	1,5 %	-0,6 %

Beregningene viser et største avvik på 1,9 prosent, noe som er å anse som tilfredsstillende. Momentdiagrammet på grunn av egenlast fra NovaFrame er vist i figur 7.2.



Figur 7.2: Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av egenlast.

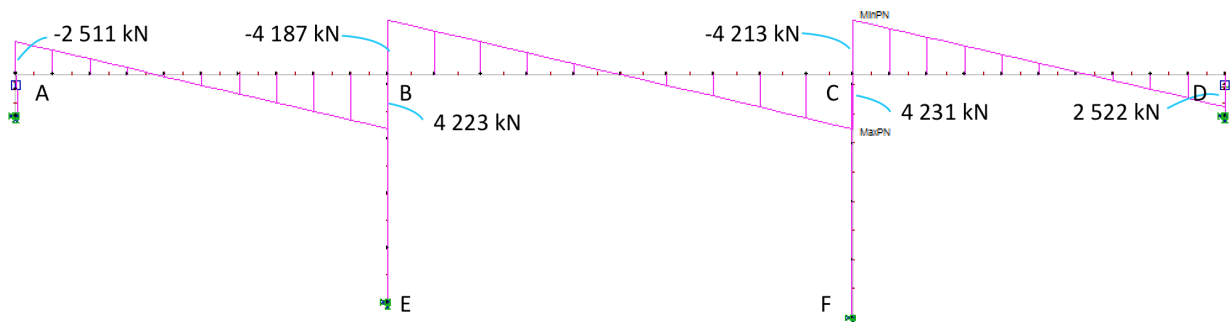
7.1.2 Verifikasjon av skjærkrefter på grunn av egenlast

Verifikasjonen av skjærkrefter på grunn av egenlast, er gjort på samme måte som verifikasjonen av momentene. Først bestemmes fastholdingskreftene, altså partikulærløsningen. Deretter bestemmes komplementærløsningen ved å løse ut stivhetsrelasjonen, ved bruk av tilbake-substitusjon. Til slutt adderes begge løsningene for å få endelige skjærkrefter i de ønskede snittene. Skjærkreftene fra håndberegning og NovaFrame er sammenlignet i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Sammenligning av skjærkrefter fra håndberegning med NovaFrame.

Skjærkraft [kN]	V_{AB}	V_{BA}	V_{BC}	V_{CB}	V_{CD}	V_{DC}
Håndberegning	2 510	4 225	4 210	4 209	4 226	2 509
NovaFrame	2 511	4 223	4 187	4 231	4 213	2 522
Avvik	-1	2	23	-22	13	-13
Avvik i prosent	-0,0 %	0,0 %	0,5 %	-0,5 %	0,3 %	-0,5 %

Det største avviket fra beregningene av skjærkreftene er 0,5 prosent, noe som er svært tilfredsstillende. Skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame er vist i figur 7.3.



Figur 7.3: Skjærkraftdiagram fra NovaFrame på grunn av egenlast.

7.1.3 Verifikasjon av opplagerreaksjoner på grunn av egenlast

For å bestemme opplagerreaksjonene er skjærkreftene i samme punkt lagt sammen. Sammenligning av håndberegninger og resultater fra NovaFrame er gjengitt i tabell 7.3. Det er bare tatt hensyn til opplagerreaksjonene i z-retning.

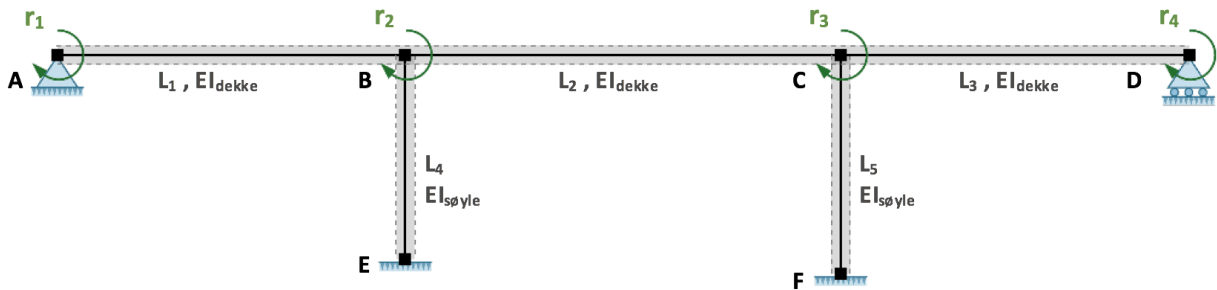
Tabell 7.3: Sammenligning av opplagerkrefter fra håndberegning med NovaFrame.

Opplagerkraft [kN]	A_z	E_z	F_z	D_z
Håndberegning	2 510	8 435	8 435	2 509
NovaFrame	2 512	8 411	8 444	2 522
Avvik	-2	24	-9	-13
Avvik i prosent	-0,1 %	0,3 %	-0,1 %	-0,5 %

Det største avviket for opplagerreaksjoner er 0,5 prosent, og er å anse som svært tilfredsstillende. Det konkluderes med at egenlasten er behandlet på riktig måte i NovaFrame.

7.2 Verifikasjon av temperaturgradient

Det er foretatt en verifikasjon av momentdiagrammet som oppstår på grunn av den jevnt fordelte temperaturandelen på brudekket. Tilfellet som verifiseres er når oversiden av brua er varmere enn undersiden, altså $\Delta T_{M,heat} = 8,1 \text{ }^\circ\text{C}$. Verifikasjonen er gjort med matrisestattikk for rammemodellen i figur 7.4 [2]. Momentdiagrammet i NovaFrame sammenlignes med momentdiagrammet fra håndberegning. Se vedlegg M for fullstendige beregninger.



Figur 7.4: Rammemodell for verifikasjon av temperaturlast.

Knutepunktene B og C er momentstive, knutepunkt A er et fastlager, mens knutepunkt D er et glidelager. Det er benyttet fire rotasjonsfrihetsgrader, r_1 til r_4 , for å løse ut momentdiagrammet som oppstår på grunn av temperaturpåkjenningen.

Siden konstruksjonen er statisk ubestemt vil det oppstå indre krefter i brua på grunn av temperaturpåkjenningen. Dette vil gi en oppbøyning, og konstruksjonen får krumning, se figur 7.5. Denne krumningen gir initialtøyninger og dermed tvangsmoment. Tvangsmomentet, M_0 , bestemmes etter ligning 7.5, og Faktoren, α_T , er betongens termiske utvidelseskoeffisient.



Figur 7.5: Oppbøyning og tvangskrefter på grunn av temperaturpåkjenning.

$$M_0 = EI_{\text{dekke}} \cdot \kappa = EI_{\text{dekke}} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_{M,heat}}{h} = 3219 \text{ kNm} \quad (7.5)$$

Først beregnes partikulærløsningen, ved å summere fastholdingsmomentene i figur 7.5. Momentene er positive når de går med klokken, og negative når de går mot klokken. Dette gir

følgende lastvektor:

$$R = \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \end{bmatrix} = R^k - R^0 = \begin{bmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3219 \\ 0 \\ 0 \\ 3219 \end{bmatrix} \text{ kNm} \quad (7.6)$$

Deretter beregnes komplementærløsningen, også kalt frigjøringstilstanden, slik at rotasjonsfrihetsgradene kan bestemmes. Stivhetsmatrisen blir som følger:

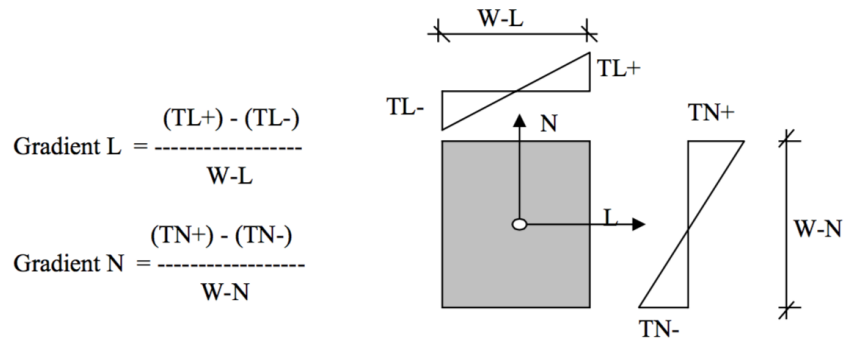
$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8,61 & 4,305 & 0 & 0 \\ 4,305 & 19,784 & 3,444 & 0 \\ 0 & 3,444 & 19,498 & 4,305 \\ 0 & 0 & 4,305 & 8,610 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ kNm} \quad (7.7)$$

Rotasjonsfrihetsgradene blir da:

$$K \cdot r = R \quad \Leftrightarrow \quad r = K^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} -4,308 \\ 1,138 \\ -1,154 \\ 4,315 \end{bmatrix} \times 10^{-4} \quad (7.8)$$

Når rotasjonsfrihetsgradene er kjent, benyttes tilbakesubstitusjon for å finne momentene fra komplementærløsningen. Til slutt benyttes superposisjon, hvor partikulær- og komplementærløsningene adderes, for å få de totale momentene.

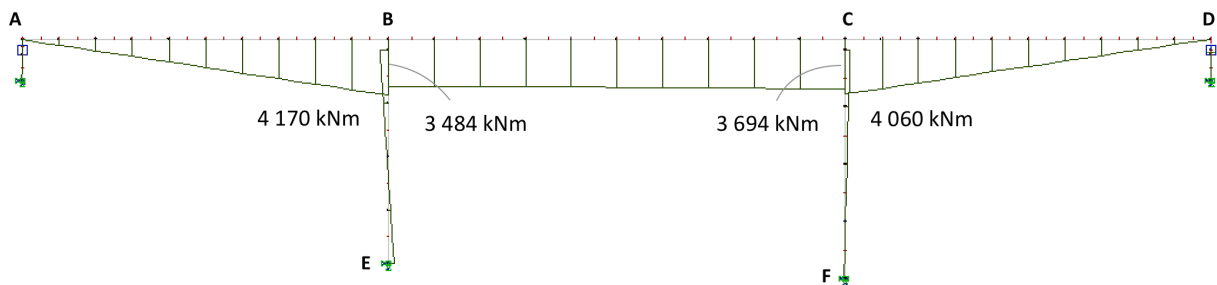
For å kunne sammenligne resultatene fra håndberegningen med NovaFrame, må det legges inn en temperaturgradient for $\Delta T_{M,\text{heat}} = 8,1^\circ\text{C}$ i NovaFrame. Gradienten må først regnes om etter programmets brukermanual [1, 8.1.2], se figur 7.6. Verdien fra ligning 7.9 settes deretter inn i NovaFrame, og figur 7.7 viser resulterende momentdiagram.



Figur 7.6: Gradient etter NovaFrames brukermanual [1, Fig. 4.1.2].

$$\text{Gradient N} = \frac{(TN+) - (TN-)}{W-N} = \frac{8,1^{\circ}\text{C} - 0}{1,3\text{m}} = 6,231 \frac{^{\circ}\text{C}}{\text{m}} \quad (7.9)$$

Tabell 7.4 viser sammenligningen av håndberegningene og de gjort i NovaFrame. Det største avviket er på 3,4 prosent, og er å anse som tilfredsstillende. En feilkilde kan være avrunding av inndataen. Det konkluderes med at NovaFrame behandler temperaturlasten på riktig måte.



Figur 7.7: Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av den jevnt fordelte temperaturandelen.

Tabell 7.4: Sammenligning av tvangsmomenter fra håndberegning med NovaFrame.

Moment [kNm]	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}
Håndberegning	4 093	3 605	3 622	4 083
NovaFrame	4 170	3 484	3 694	4 060
Avvik	-77	121	-72	23
Avvik i prosent	-1,9 %	3,4 %	-2,0 %	0,6 %

7.3 Verifikasjon av spennarmering

Som nevnt i kapittel 3.1, gir spennarmeringen momentbidrag i form av både primær- og tvangsmoment. For å verifisere kreftene fra spennarmeringen i NovaFrame er det valgt å sammenligne primærmomentet beregnet for hånd, med primærmomentet fra NovaFrame. Ettersom NovaFrame enten beregner det totale momentet fra forspenningen, eller bare tvangsmomentet, må primærmomentet fra NovaFrame bestemmes ved å trekke tvangsmomentet fra det totale momentet på følgende måte:

$$M_{\text{primær}} = M_{\text{total}} - M_{\text{tvang}}$$

Det er hentet ut fullt momentbidrag og tvangsmoment fra NovaFrame i to punkter; over støtte i akse 3 (element 300(0.0)) og i midten av felt 2 (element 250(0.5)). For å sammenligne, beregnes primærmomentet for hånd i tilsvarende punkt ved å multiplisere oppspenningskraften, P_{max} , med antall kabler i hver kabelgruppe og kabelgruppens eksentrisitet. Det er tatt høyde for tap av spennkraft i hver kabelgruppe på de aktuelle kontrollpunktene, siden NovaFrame gjør det samme. Som kontroll benyttes egne beregnede verdier for tap av spennkraft. Her er det valgt å benytte de midlere tidsavhengige tapene og de individuelle umiddelbare tapene for hver kabelgruppe. Kablenes eksentrisitet vil også variere ut i fra hvor det kontrolleres. Primærmomentet beregnes for hånd for kabelgruppene på følgende måte:

$$M_{\text{primær}} = P_{\text{max}} \cdot e \cdot (1 - \text{tap}) \cdot n_{\text{kabler}}$$

Resultatet blir ett primærmoment for hver kabelgruppe. Disse momentene summeres og sammenlignes med momentene fra NovaFrame. Resultatet er vist i tabell 7.5 for felt og i tabell 7.6 for over støtte:

Av tabellene fremgår det at det er små avvik i primærmomentene. Det største avviket er på 2,4 prosent, og avvikene kan skyldes at de håndberegnete tapene ikke er identiske med tapene fra NovaFrame. Det konkluderes med at NovaFrame beregner momentet fra forspenning på riktig måte. Denne verifikasjonen viser også at tapene som ble beregnet i kapittel 5 samsvarer godt med tapene Novaframe benytter for spennkablene.

Tabell 7.5: Verifikasjon av primærmoment i felt 2.

Kabel	Akse	Umiddelbare tap	Tidsavhengige tap	Totalt tap	Eksen-trisitet [m]	Antall kabler	Primærmoment [kNm]
Rett OK	1	3,1 %	14,7 %	17,8 %	0,452	6	7401
	4	2,9 %	14,7 %	17,6 %	0,452	4	4947
Ondulerende OK	1	12,9 %	14,7 %	27,6 %	-0,548	2	-2637
	4	12,7 %	14,7 %	27,4 %	-0,548	2	-2644
Rett UK	1	3,1 %	14,7 %	17,8 %	-0,548	2	-2991
	4	2,9 %	14,7 %	17,6 %	-0,548	2	-2999
Ondulerende UK	1	11,3 %	14,7 %	26,0 %	-0,548	2	-2695
	4	11,1 %	14,7 %	25,8 %	-0,548	2	-2702
Rett UK skrå	1	2,8 %	14,7 %	17,5 %	-0,145	2	-795
	4	2,6 %	14,7 %	17,3 %	-0,145	4	-1593
Ondulerende midt	1	12,0 %	14,7 %	26,7 %	-0,548	2	-2667
	4	11,8 %	14,7 %	26,5 %	-0,548	2	-2674
Sum primærmoment							-12 048
Full fra NovaFrame							-10 299
Tvang fra NovaFrame							2040
Primærmoment fra NovaFrame							-12 339
Avvik							2,4 %

Tabell 7.6: Verifikasjon av primærmoment over støtte i akse 4.

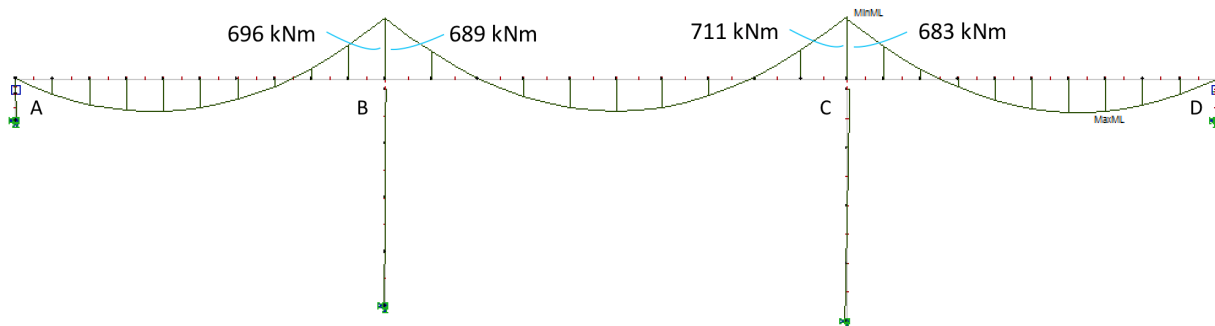
Kabel	Akse	Umiddelbare tap	Tidsavhengige tap	Totalt tap	Eksen-trisitet [m]	Antall kabler	Primærmoment [kNm]
Rett OK	1	4,0 %	14,9 %	18,9 %	0,452	6	7301
	4	2,6 %	14,9 %	17,5 %	0,452	4	4952
Ondulerende OK	1	17,4 %	14,9 %	32,3 %	0,452	2	2032
	4	7,7 %	14,9 %	22,6 %	0,452	2	2324
Rett UK	1	4,0 %	14,9 %	18,9 %	-0,548	2	-2951
	4	2,6 %	14,9 %	17,5 %	-0,548	2	-3002
Ondulerende UK	1	15,9 %	14,9 %	30,8 %	0,452	2	2077
	4	6,0 %	14,9 %	20,9 %	0,452	2	2375
Rett UK skrå	1	3,7 %	14,9 %	18,6 %	-0,145	2	-784
	4	2,4 %	14,9 %	17,3 %	-0,145	4	-1594
Ondulerende midt	1	16,6 %	14,9 %	31,5 %	0,452	2	2056
	4	6,8 %	14,9 %	21,7 %	0,452	2	2351
Sum primærmoment							17 137
Full fra NovaFrame							16 533
Tvang fra NovaFrame							-759
Primærmoment fra NovaFrame							17 292
Avvik							0,9 %

7.4 Verifikasjon av vindlast

Vindlasten er verifisert på samme måte som egenlast. Lasten som er kontrollert er den nedadrettede vindkraften på 9,449 kN/m, og fullstendige beregninger er gitt i vedlegg N. Avvikene er små, akkurat som for egenlasten, og det konkluderes med at NovaFrame beregner vindlasten riktig. Sammenligning av håndberegninger og NovaFrame er gitt i tabell 7.7, og momentdiagrammet fra NovaFrame er vist i figur 7.8.

Tabell 7.7: Sammenligning av momenter fra håndberegning med NovaFrame.

Moment [kNm]	Støtte B		Støtte C	
	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}
Håndberegning	693	702	702	694
NovaFrame	696	689	711	683
Avvik	-3	13	-9	11
Avvik i prosent	-0,4 %	1,9 %	-1,3 %	1,5 %



Figur 7.8: Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av nedadrettet vindlast.

7.5 Verifikasjon av kryp, svinn og trafikklast

I samråd med veileder er det valgt å ikke bruk mer tid på verifikasjon av laster, da det er utfordringene knyttet til bestandighetskonseptet som er hovedfokuset for oppgaven. Lastpåkjenningen fra kryp og svinn ansees som fornuftig, men bør ved realisering av konseptet verifiseres. Heller ikke trafikklasten er verifisert, da denne vil oppføre på samme måte som egenlast og vind i NovaFrame. Det er allerede vist at modellen behandler vertikale laster korrekt.

8 Bruddgrensetilstand (ULS)

I bruddgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet for de ytre lastene. Tilstanden beskriver grensen hvor ett eller flere element i konstruksjonen ikke tilfredstiller kravene til kapasitet. Det er flere måter konstruksjonen kan gå i brudd på:

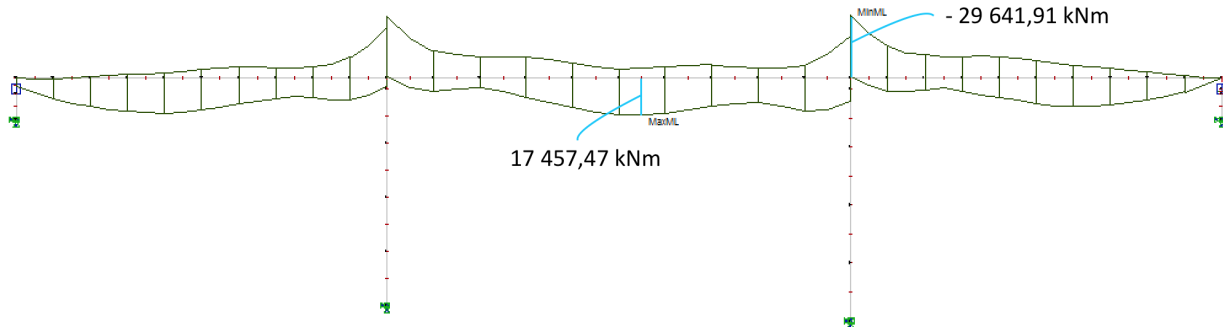
- Det oppstår flytemekanismer i konstruksjonen
- Materialbrudd som følge av store plastiske deformasjoner
- Tap av likevekt eller knekking av konstruksjonelementer

I Eurokode 2 kontrolleres bruddgrensetilstand opp mot kritiske spenninger for både betongen og armeringen. I betongkonstruksjoner er det ønskelig med et duktilt brudd i bruddgrense, da dette vil gi ytre tegn på kapasitetsoverskridelse før konstruksjonen kollapser. Måten en duktil oppførsel sikres på er vanligvis å armere brua slik at armeringen flyter før betongen går i trykkbrudd. Detaljert påvisning av duktilitet for brua er diskutert i kapittel 10. I dette kapitlet er konstruksjonen kontrollert for moment-, skjær- torsjonskapasitet i lengderetningen og moment- og skjærkapasitet tverretningen.

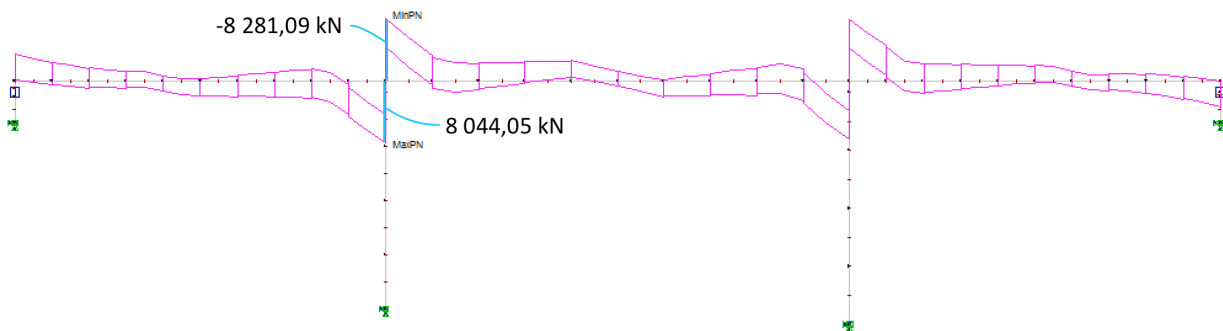
8.1 Diagrammer i bruddgrensetilstand (ULS)

Alle diagrammer og analyseverdier er hentet fra NovaFrame og vises i dette kapitlet. Først vises diagrammer for dimensjonerende lastkombinasjoner med full forspenning i kapittel 8.1.1. Deretter vises det i kapittel 8.1.2 dimensjonerende lastkombinasjoner hvor kun effektene fra forspenningens tvangsmoment er tatt med. For skjær- og torsjonskontrollene i lengderetningen er henholdsvis figurene 8.2 og 8.4 benyttet. For momentkontrollen i lengderetning er figur 8.5 benyttet. For hvert delkapittel vil det aktuelle diagrammet vises på nytt, så de to følgende kapitlene er derfor tenkt som en total oversikt over bruas lastvirkning. Videre er det valgt å ikke vise virkningene på søylene, da disse ikke har betydning for oppgaven. For tverretningen vises de aktuelle diagrammene i sine respektive kapitler.

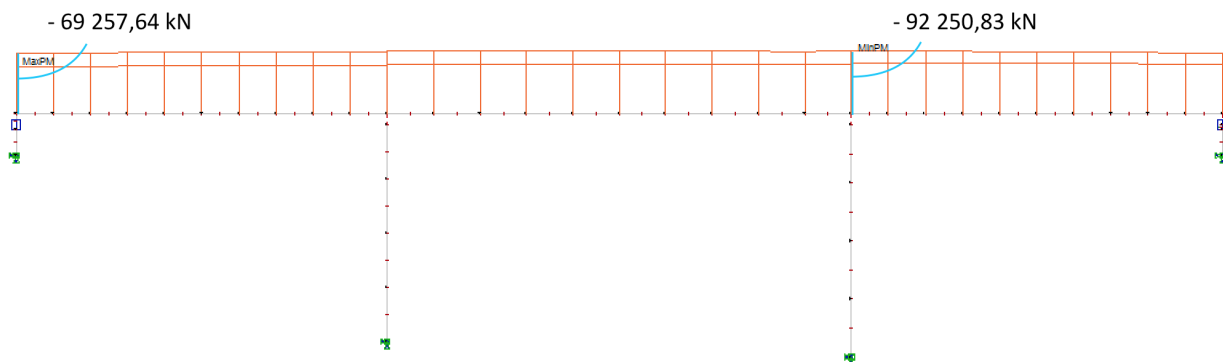
8.1.1 Lastkombinasjon ULS 100 år, full



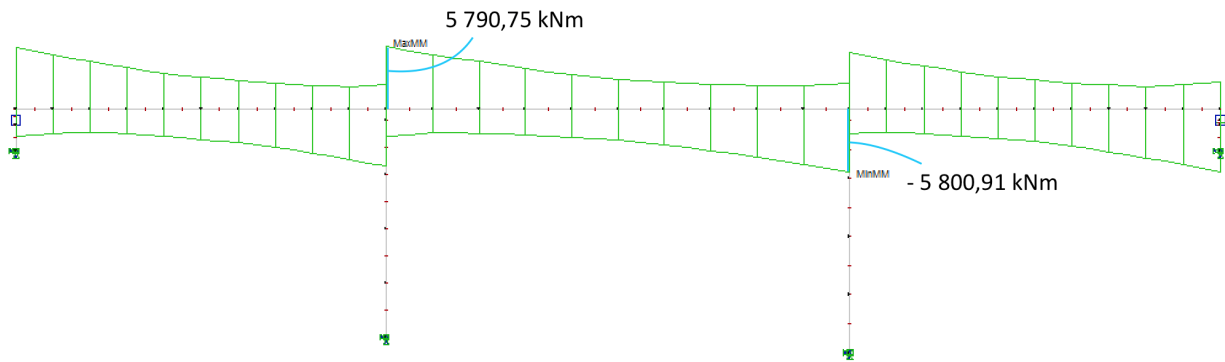
Figur 8.1: Momentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.



Figur 8.2: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.

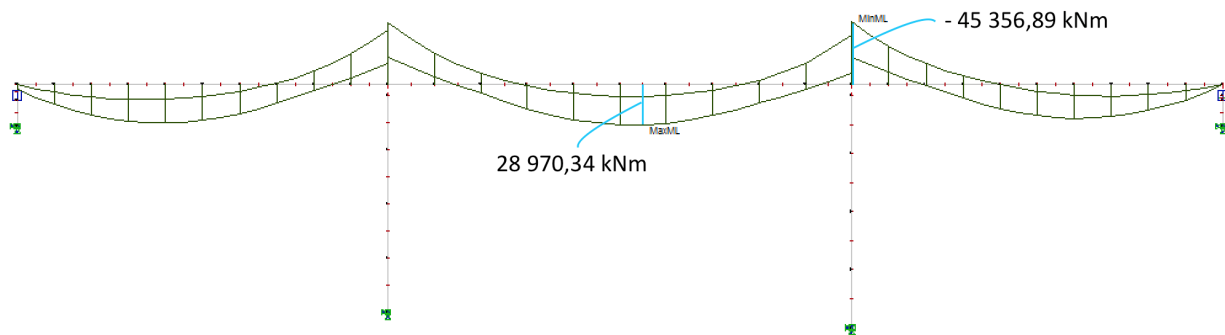


Figur 8.3: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.

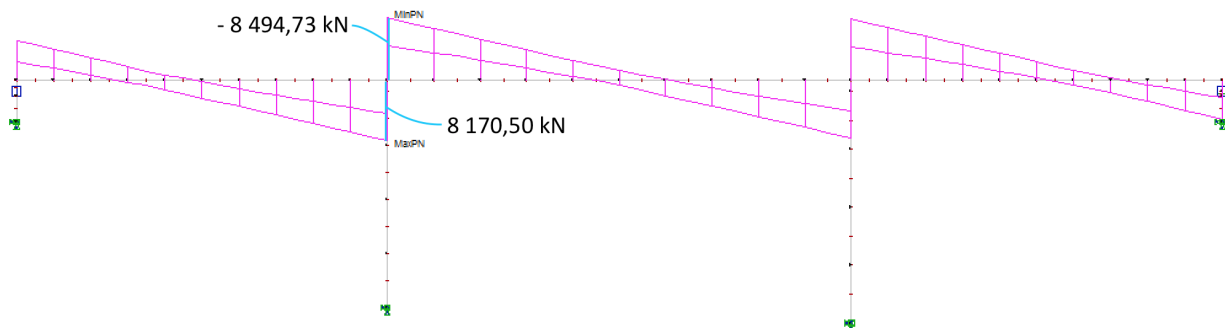


Figur 8.4: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, full.

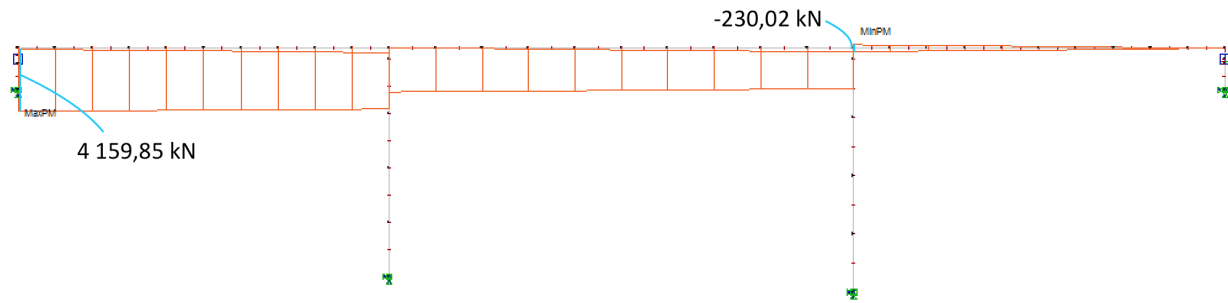
8.1.2 Lastkombinasjon ULS 100 år, tvang



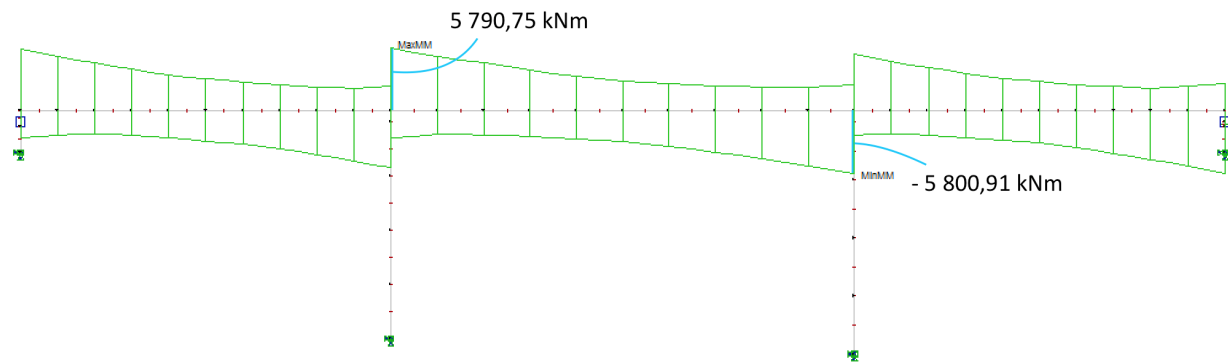
Figur 8.5: Momentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.



Figur 8.6: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.



Figur 8.7: Aksialkraftdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.



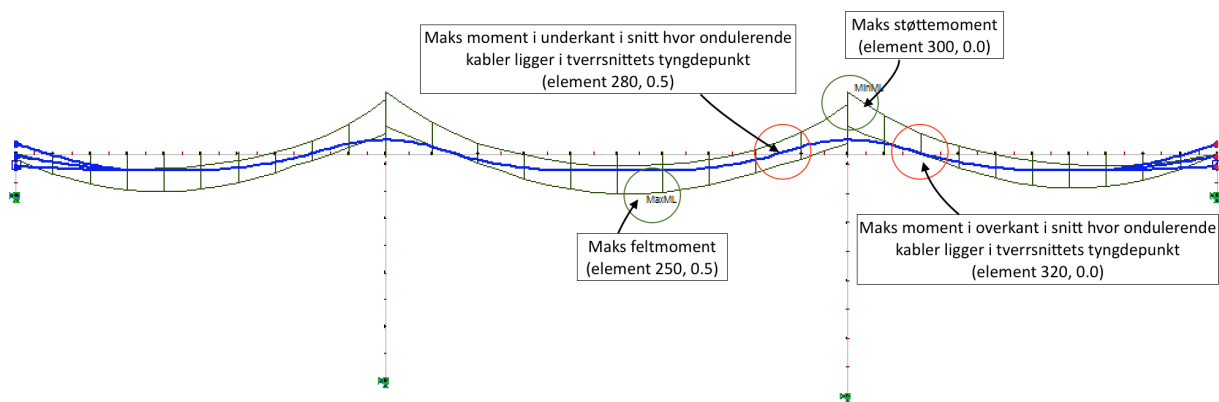
Figur 8.8: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen ULS 100 år, tvang.

8.2 Momentkapasitet

Momentkapasitet i bruddgrensetilstanden er beregnet etter *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* av S. I. Sørensen [23, kap. 7]. I lengderetningen er momentkapasiteten beregnet ved å bruke MN-diagram og betrakte forspenningen som en ytre last. Dette kommer av at tverrsnittet har spennarmering i trykksonen. For å bestemme momentkapasitet i tverretning er forspenningskraften betraktet som indre motstand. Dette er forklart nærmere i kapitlene som følger. For fullstendige beregninger av momentkapasitet henvises til vedlegg O.

8.2.1 Momentkapasitet i lengderetning

Store deler av spennarmeringen ondulerer i bruas lengderetning, og det er derfor gjort flere kapasitetskontroller for å bestemme bruas momentkapasitet. De opplagte kontrollsnittene er ved største feltmoment i felt 2, og største støttemoment i akse 3. I tillegg er det gjort betraktninger av snitt hvor de ondulerende kablene ligger i tverrsnittets tyngdepunkt. Armeringstverrsnittet vil se likt ut, for alle punkter hvor de ondulerende kablene ikke gir kapasitetsbidrag til MN-diagrammet. Det er derfor gjennomført en kontroll i snitt som gir størst moment i underkant, og et som gir størst moment i overkant. Av snittene hvor de ondulerende kablene ligger i tyngdepunktet, oppstår største moment som gir strekk i underkant i element 280(0.5), og snittet med største moment som gir strekk i overkant i element 320(0.0). Snittene som kontrolleres er vist i figur 8.9.



Figur 8.9: Kontrollsnitt for momentkapasitet.

Kapasitetskontrollene utføres ved å tvinge frem likevekt for fire ulike tøyningstilstander, for deretter å lage et diagram med kombinert aksial- og momentkapasitet, kalt MN-diagram.

Tøyningstilstandene som er benyttet er vist i tabell 8.1. Tøyningstilstand 1 gir tverrsnittets kapasitet ved rent trykk, mens tøyningstilstand 2 gir kapasitet når armeringen flyter samtidig som betongen går i trykkbrudd, kalt balansepunktet. Tøyningstilstand 3 og 4 gir kapasitet ved strekkbrudd i armeringen ved store tøyninger. Disse punktene brukes for å definere hele MN-diagrammet. Kapasitet over balansepunktet definerer et overarmert tverrsnitt. Kapasitet lavere enn balansepunktet definerer et underarmert tverrsnitt. Et underarmert tverrsnitt vil gi duktil oppførsel før brudd som følge av at armeringen flyter før betongen går i trykkbrudd. Dersom tverrsnittet er overarmert vil et brudd skje umiddelbart som følge av at betongen går i trykkbrudd først. Det er derfor ønskelig å ha underarmerte tverrsnitt.

Betongens tøyningsgrense, ϵ_{cu} , er satt til 3,5 promille i henhold til tabell 3.1 i Eurokode 2 [16]. Spennarmeringens tøyningsgrense er satt lik betongens tøyningsgrense i tilstand 1, lik spennarmeringens dimensjonerende strekkfasthet i tilstand 2, og lik vilkårlige store tøyninger for tilstand 3 og 4, slik at MN-diagrammet kan defineres.

Tabell 8.1: Tøyningstilstander for å bestemme momentkapasitet.

Tøyningstilstand	Betongens trykktøyning	Armeringens strekktøyning
1) Rent trykk	$\epsilon_{c,1} = \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{p,1} = \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
2) Balansepunkt	$\epsilon_{c,2} = \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{p,2} = \epsilon_{pd} = 7,3 \text{ ‰}$
3) Stor armeringstøyning	$\epsilon_{c,3} = \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{p,3} = 5,0 \text{ ‰}$
4) Veldig stor armeringstøyning	$\epsilon_{c,4} = \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{p,4} = 30,0 \text{ ‰}$

I beregningene benyttes spennarmeringens resterende tøyningkapasiteten, $\Delta\epsilon_p$, og denne kapasiteten er avhengig av hvor stort spennkrafttapet er. Et større tap, medfører høyere resterende tøyningkapasitet. Den resterende tøyningkapasiteten bestemmes ved følgende formel:

$$\Delta\epsilon_p = \epsilon_{pd} - \epsilon'_{p0}$$

ϵ_{pd} er spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning og ϵ'_{p0} er den effektive tøyningdifferansen, også kalt forhåndstøyningen i spennstålet, se figur 8.10. For å bestemme sistnevnte verdi må den initielle tøyningdifferansen, ϵ_{p0} bestemmes først. Denne verdien bestemmes ved å se hvor mye av tøyningen fra maksimum oppspenningskraft som går tapt på grunn av de umiddelbare tapene, låse- og friksjonstap:

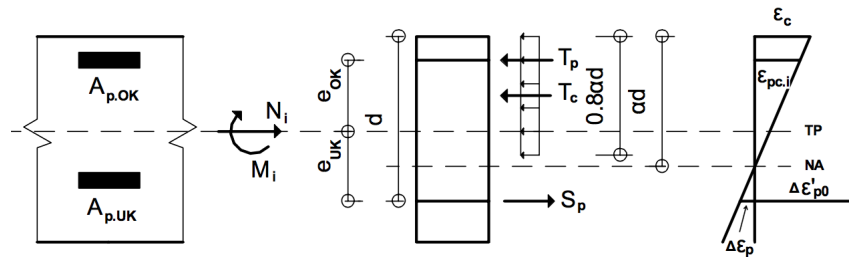
$$\epsilon_{p0} = \frac{(1 - \epsilon_{\text{umiddelbare.tap}}) \cdot \sigma_{p,max}}{E_p}$$

Videre skal denne verdien reduseres på grunn av de tidsavhengige tapene kryp, svinn og relaksasjon:

$$\Delta\epsilon_{\text{tap}} = \Delta\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \epsilon_{p0}$$

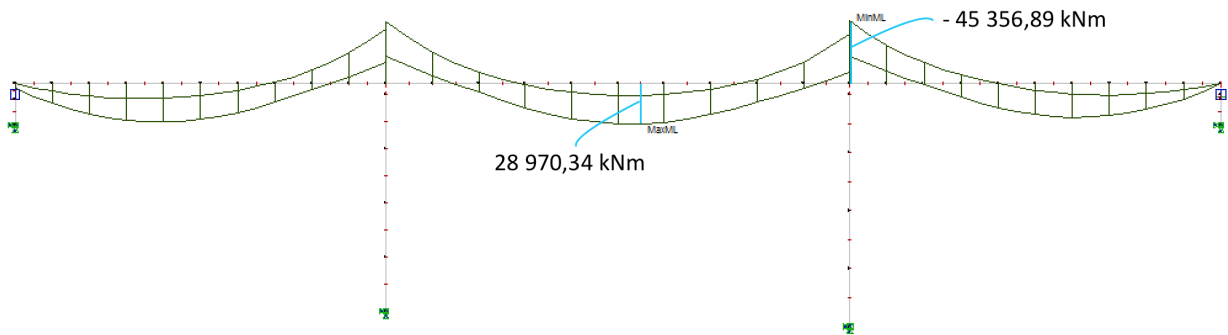
Dermed kan den effektive tøyningsdifferansen bestemmes, og alle verdiene for å beregne den resterende tøyningkapasiteten er kjente.

$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap}$$



Figur 8.10: Tøyningstilstand med strekk i underkant.

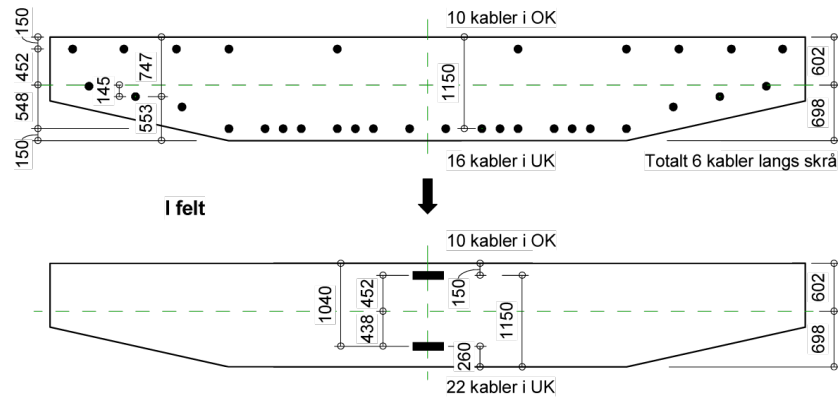
Ettersom kapasitetskontrollen tar med kapasitetsbidraget fra spennarmeringen, må de opp-tredende kreftene hentes fra lastkombinasjonen *ULS 100 år, tvang* i NovaFrame. Hvis kreftene hentes fra *ULS 100 år, full* vil bidraget fra spennarmeringen komme med to ganger. Tilhørende aksialkraft hentes fra lastkombinasjonen *ULS 100 år, full*. Momentdiagrammet fra lastkombinasjonen *ULS 100 år, tvang* er gitt i figur 8.11.



Figur 8.11: Momentdiagram for lastkombinasjonen *ULS 100 år, tvang*.

Momentkapasitet i felt

For beregningene av momentkapasitet i lengderetning er det valgt å forenkle beregningsmodellen. Armeringen i underkant av tverrsnittet er samlet i tyngdepunktet av armeringen, slik at det unngås å regne med armering i fire ulike høyder. Dette er vist for felt i figur 8.12.

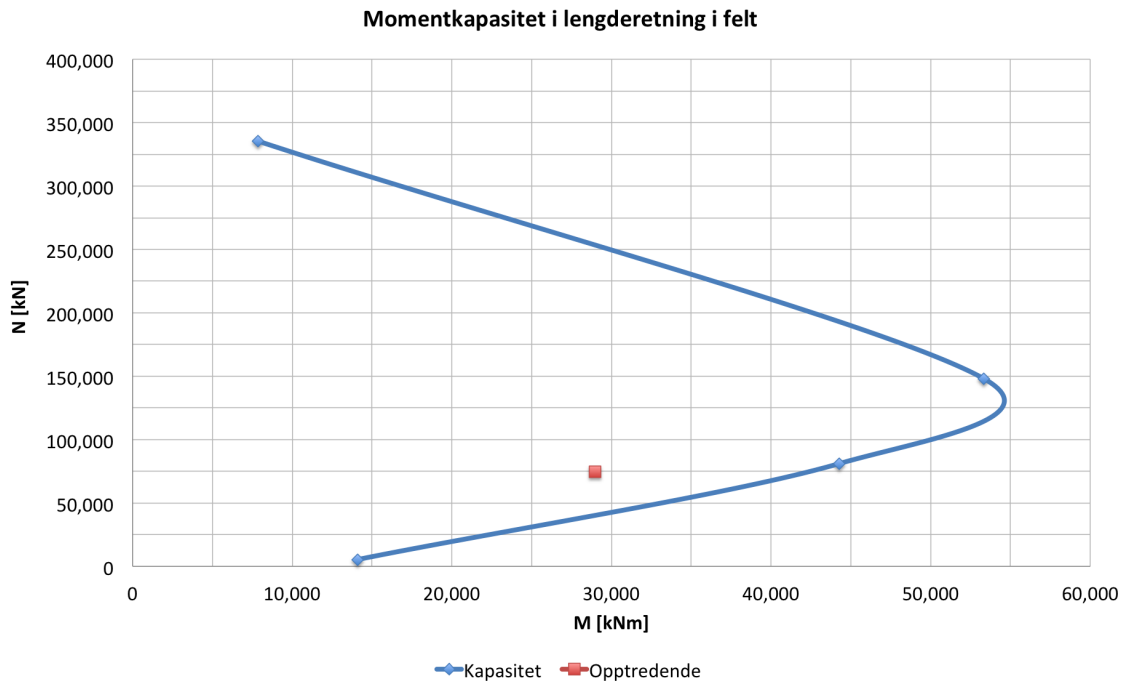


Figur 8.12: Beregningsmodell for momentkapasitet i felt.

Beregningene for tøyningstilstandene i felt (element 250(0.5) i NovaFrame) gir kapasitetene gitt i tabell 8.2. Disse verdiene er satt inn i MN-diagrammet og vist i figur 8.13. Ut i fra MN-diagrammet fremgår det at de opptredende kreftene ligger innenfor kapasitetsområdet og tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet. De opptredende kreftene ligger også under balansepunktet, noe som betyr at tverrsnittet er underarmert i felt. Dette er ønskelig siden det gir et duktilt brudd dersom det opptredende momentet økes.

Tabell 8.2: Kapasiteter for tøyningstilstander og opptredende krefter i felt.

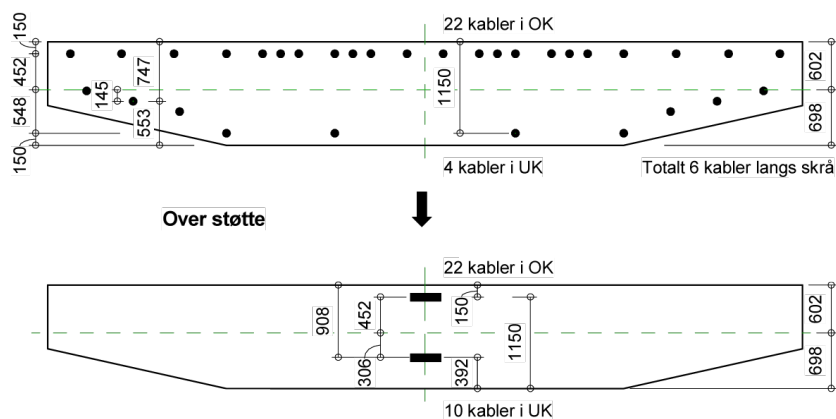
Tøyningstilstand	M_{felt} [kNm]	N_{felt} [kN]
1) Rent trykk	7 856	335 378
2) Balansepunkt	53 322	148 161
3) Stor armeringstøyning	44 269	81 029
4) Veldig stor armeringstøyning	14 094	5 357
Opptredende krefter	28 970	74 425



Figur 8.13: MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft i felt.

Momentkapasitet over støtte

Det er også gjort en forenkling av beregningsmodellen for snitt over støtte. Armeringen i underkant av tverrsnittet er samlet i tyngdepunktet av armeringen, slik at det unngås å regne med armering i fire ulike høyder. Dette er vist for snitt over støtte i figur 8.14.



Figur 8.14: Beregningsmodell for momentkapasitet over støtte.

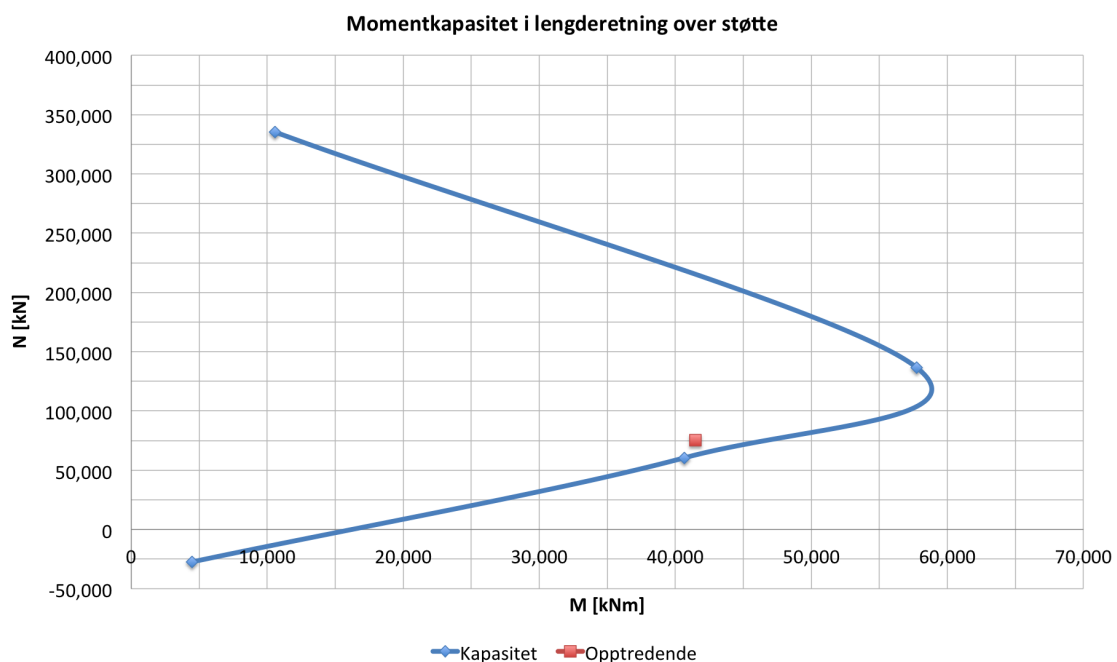
Beregningene for tøyningstilstandene over støtte (element 300(0.0) i NovaFrame) gir kapasitetene gitt i tabell 8.3. Disse verdiene er satt inn i MN-diagrammet og vist i figur 8.15. Momentet

er, etter pkt. 5.3.2.2(3) i Eurokode 2, satt lik momentverdien ved søylens rand, altså en halv meter til høyre for søylen i akse 3. Dette gjør at det opptredende momentet reduseres med 8,5 prosent, fra 45357 kNm til 41486 kNm. Ut i fra MN-diagrammet fremgår det at de opptredende kreftene ligger innenfor kapasitetslinjen, og at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

De opptredende kreftene ligger under balansepunktet, noe som betyr at tverrsnittet er underarmert. Tverrsnittet vil oppnå flyt i armeringen ved brudd, og da er det den resterende tøyningkapasiteten i spennstålet som er avgjørende for kapasiteten. Tøyningkapasiteten er igjen avhengig av spennkrafttapet, som har stor utslagskraft for momentkapasiteten. Kapasiteten er altså svært følsom for spennkrafttapet.

Tabell 8.3: Kapasiteter for tøyningstilstander og opptredende krefter over støtte.

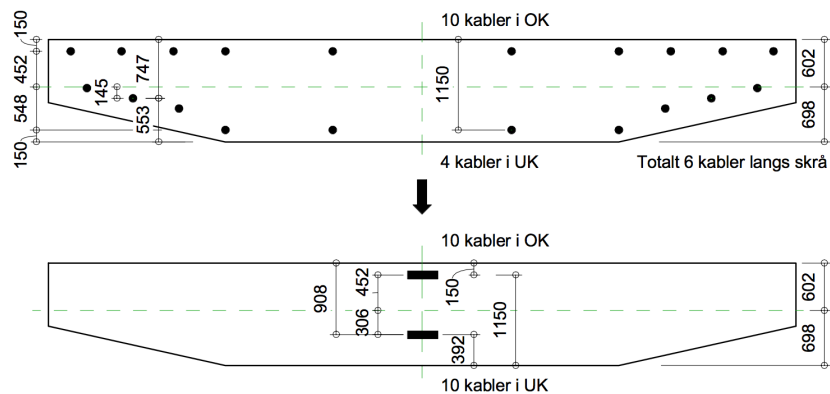
Tøyningstilstand	$M_{støtte}$ [kNm]	$N_{støtte}$ [kN]
1) Rent trykk	10 571	335 378
2) Balansepunkt	57 752	136 453
3) Stor armeringstøyning	40 637	60405
4) Veldig stor armeringstøyning	4 446	- 27 411
Opptredende krefter	41 486	75 432



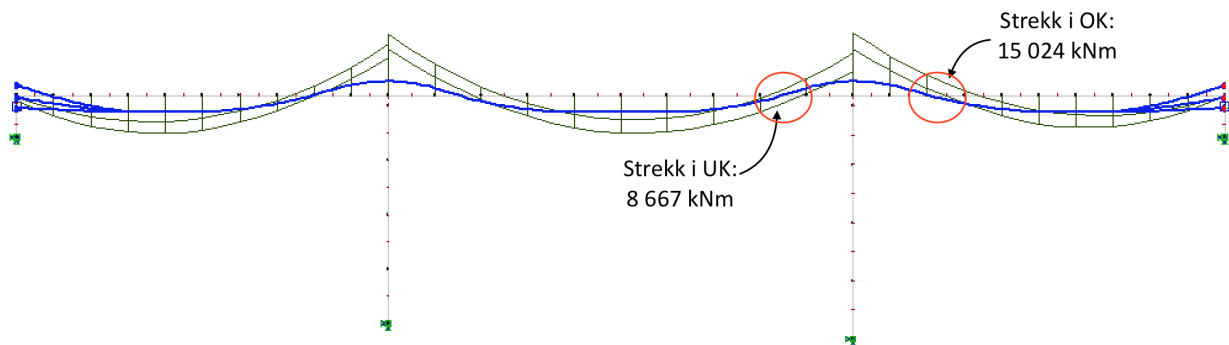
Figur 8.15: MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft over støtte.

Momentkapasitet hvor de ondulerende kablene ligger i tverrsnittets tyngdepunkt

Det er valgt å kontrollere snitt hvor de ondulerende kablene ligger i tverrsnittets tyngdepunkt-sakse. Dette er gjort siden disse snittene har minst antall kabler, og får minst kapasitetsbidrag fra spennarmeringen. Beregningsmodellen som er brukt er vist i figur 8.16, og de opptredende kreftene er vist i figur 8.17.



Figur 8.16: Beregningsmodell for momentkapasitet hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.



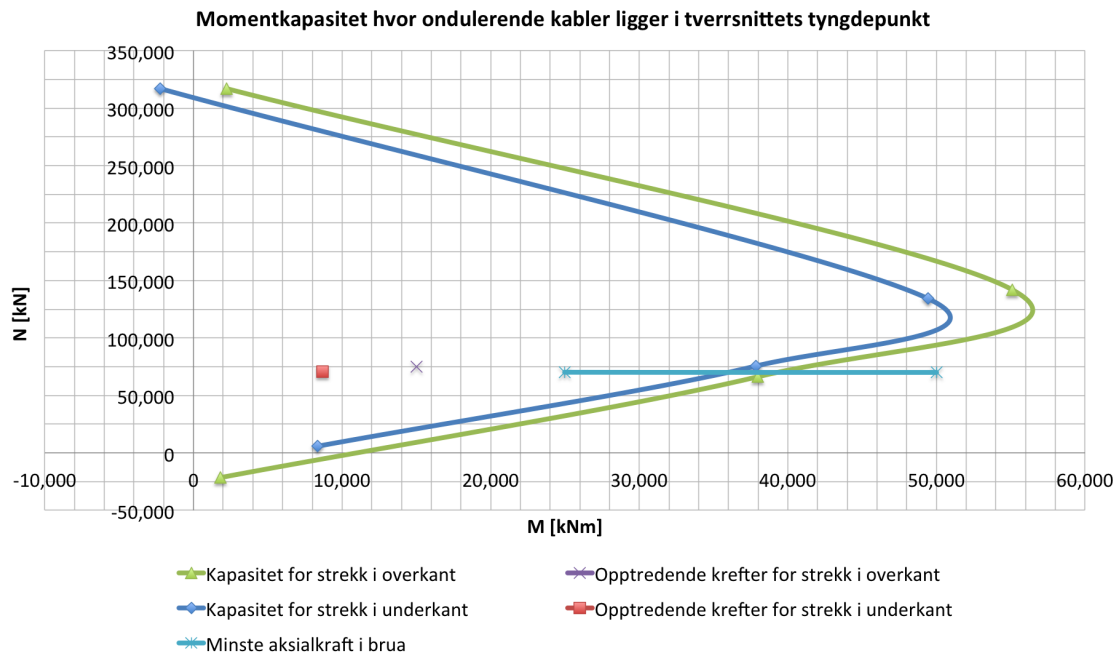
Figur 8.17: Momentdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, tvang.

Kapasitetene fra beregningene er gitt i tabell 8.4 og vist i MN-diagram i figur 8.18. Tverrsnittet har god kapasitet for største moment som gir strekk i både over- og underkant. Ideelt sett skulle alle snitt langs hele brubanen blitt kontrollert, men dette er en omstendig prosess siden kapasitetene bestemmes for hånd. Ut i fra resultatene i figur 8.18, kan det antas at brua vil ha tilstrekkelig momentkapasitet over hele brulengden. Den laveste aksialkraften som opptrer i brua er ca. 70 000 kN. Denne aksialkraften gir en tilhørende momentkapasitet på ca. 36 000 kNm for strekk i underkant, og ca. 39 000 kNm for strekk i overkant (se hvor minste aksialkraft

krysser kapasitetskurvene). Det betyr at tverrsnittet med strekk i overkant har en momentkapasitet på 39 000 kNm, uten at de ondulerende kablene bidrar. Det samme gjelder for strekk i underkant med momentkapasiteten på 36 000 kNm. Det er derfor rimelig å anta tilstrekkelig momentkapasitet, men at en kontroll med et beregningsprogram er nødvendig for å verifisere det. Dette blir ikke gjort i denne oppgaven.

Tabell 8.4: *Kapasiteter for tøyningstilstander, og opptredende krefter, med strekk i over- og underkant hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.*

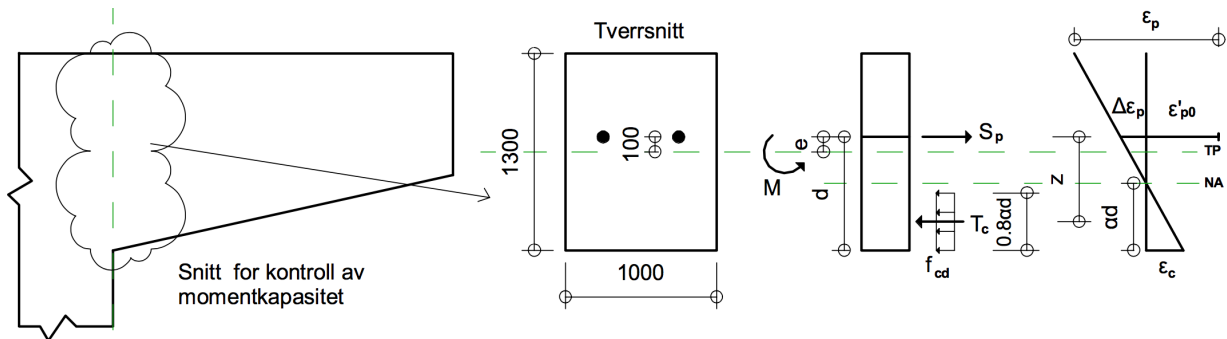
Tøyningstilstand	$M_{strekk,UK}$ [kNm]	$N_{strekk,UK}$ [kN]	$M_{strekk,OK}$ [kNm]	$N_{strekk,OK}$ [kN]
1) Rent trykk	-2 242	316 950	2 242	316 950
2) Balansepunkt	49 416	134 341	55 087	142 080
3) Stor armeringstøyning	37 849	75 548	37 991	66 260
4) Veldig stor armeringstøyning	8 337	5 735	1 800	- 21 556
Opptredende krefter	8 667	70 703	15 024	75 018



Figur 8.18: *MN-diagram for største moment og tilhørende aksialkraft hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.*

8.2.2 Momentkapasitet i tverretning

Som nevnt i innledningen er momentkapasiteten i tverretning beregnet med forspenning som indre motstand. Dette skyldes at spennkablene ligger i strekksonen, og at det ikke er spennarmering i trykksonen. Tverrsnittet og beregningsmodellen er vist i figur 8.19. Tabell 8.5 forklarer de ulike faktorene som inngår i beregningene. For fullstendige beregninger se vedlegg O.



Figur 8.19: Tverrsnitt i tverretning med forspenningskraft betraktet som indre motstand.

Tabell 8.5: Forklaring til faktorene som inngår i beregningene.

Faktor	Forklaring
b	Bruas effektive bredde i trykksonen
d	Tverrsnittets effektive høyde
α	Trykksonefaktor
αd	Trykksonehøyde
$\Delta\epsilon_p$	Resterende tøyningkapasitet i spennarmeringen
ϵ_p	Total tøyning i spennarmeringen ved brudd
ϵ'_{p0}	Effektiv tøyningdifferanse eller forhåndstøyning
$\Delta\epsilon_{\text{tap}}$	Reduksjon av tøyningdifferanse pga. friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon
ϵ_{p0}	Initiell tøyningdifferanse
ϵ_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
A_p	Spennarmeringsareal i strekksonen
S_p	Strekkraft i spennarmeringen
T_c	Betongtrykkresultant
z	Indre momentarm

Tøyningsgrensen for trykk i betongen, ϵ_{cu} , er satt lik som for lengderetningen, 3,5 ‰. Det er ønskelig å oppnå et underarmert tverrsnitt, og for å kontrollere dette, beregnes først den balanserte trykksonefaktoren, α_b . Deretter settes betongtrykkresultanten lik strekkraften i spenn-

armeringen for å bestemme det balanserte armeringsarealet, A_{pb} . Dette armeringsarealet vil gi trykkbrudd i betongen samtidig som spennarmeringen flyter.

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

$$T_c = S_p \Leftrightarrow 0,8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

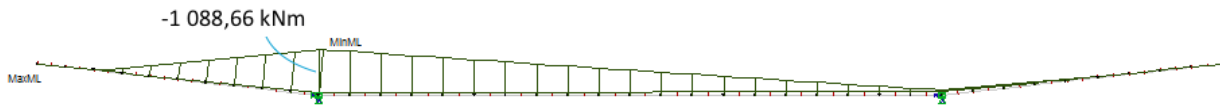
$$\Rightarrow A_{pb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d$$

Hvis armeringsarealet som er lagt inn er mindre enn balansert armeringsareal, er tverrsnittet underarmert og momentkapasiteten beregnes etter ligning 8.1. Dette er tilfellet for tverrsnittet i tverretningen.

$$M_{Rd} = T_c \cdot z \quad (8.1)$$

$$\text{hvor} \quad \alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

$$\text{og} \quad z = (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot d$$



Figur 8.20: Momentdiagram for tverretning for lastkombinasjonen 100 år, tvang.

Brudekket er kontrollert for det kritiske snittet rett over søyle i akse 2 og 3, som vist i figur 8.19. Det er to spennkabler med tverrsnittsareal på 1800 mm^2 per meter, og momentkapasitet med utnyttelsesgrad er vist i tabell 8.6. Tverrsnittet har tilstrekkelig momentkapasitet.

Tabell 8.6: Bruas momentkapasitet i tverretning.

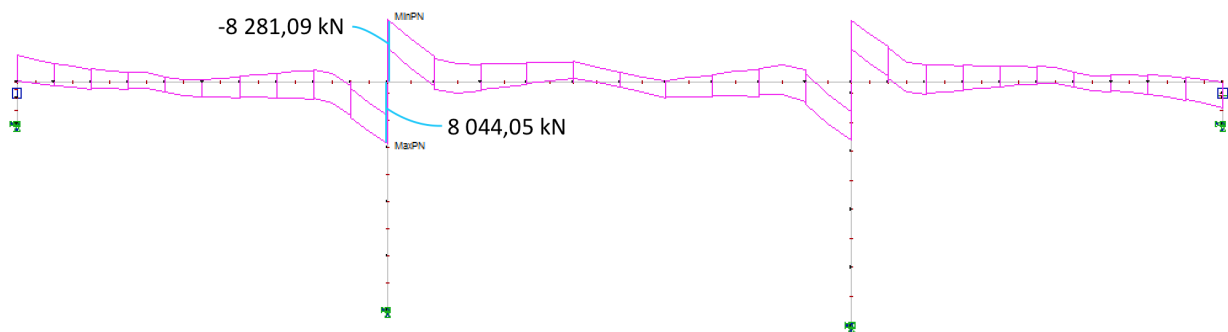
M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelse
1089	3334	32,6 %

8.3 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten i lengderetning er bestemt etter punkt 6.2 i Eurokode 2 for bjelker uten beregningsmessig behov for skjærarmoring. Det må påvises kapasitet i beregningen for å sikre at konstruksjonen kan ta de opptredende skjærkreftene uten skjærarmoring. I dette kapitlet kontrolleres tverrsnittet for skjærstrekkkapasitet og skjærtrykkkapasitet i både tverr- og lengderetning. Målet er å bevise at tverrsnittet ikke risser som følge av strekksresultanten i skjærpåkjente områder. På samme måte skal det bevises at betongen har tilstrekkelig trykkapasitet for skjærkraftens trykkresultant. For detaljerte beregninger av skjærkapasitet se vedlegg Q.

8.3.1 Reduksjon av opptredende skjærkraft

Den opptredende skjærkraften er hentet fra lastkombinasjonen *ULS 100 år, full*. Kombinasjonen med full forspenning benyttes fordi forspenningens aksialkraftbidrag må være med i beregningen da denne fører til økt skjærkraftkapasiteten. Se figur 8.21 for skjærkraftdiagram fra NovaFrame.



Figur 8.21: Skjærkraftdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, full.

Den dimensjonerende skjærkraften, V_{Ed} , reduseres ved å finne opptredende skjærkraft i en avstand d til høyre for opplegget i akse 2. Dette er gjort for å ta høyde for søyletoppens utbredelse som vil gi redusert skjærkraft ved søyletoppens senterlinje. NovaFrame beregner den opptredende skjærkraften etter et teoretisk opplegg i søylens tyngdepunkt, uten å ta med søyleutbredelsen. Dette fremkommer av skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame i figur 8.21. Det vil si at laster over opplegget, som i praksis vil tas som trykk i søylen, fortsetter å gi skjærbidrag helt til søylens senterlinje. Dimensjonerende skjærkraft er redusert etter pkt. 6.2.1(8) for tverrsnitt som hovedsakelig påvirkes av en jevnt fordelt belastning.

Den reduserte opptredende skjærkraften bestemmes ved interpolasjon fra skjærkraftdiagram-

met i NovaFrame og blir som følger:

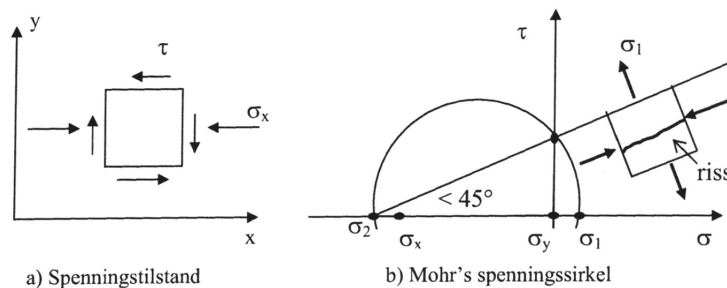
$$V_{Ed} = 8281 \text{ kN} \Rightarrow V_{Ed,red} = 6303 \text{ kN}$$

8.3.2 Skjærstrekkkapasitet

Beregningen for skjærstrekkkapasitet inkluderer kapasitetsøkningen som kommer av trykkspenningene fra spennarmeringen. Dette bidraget kommer med i faktoren σ_{cp} i beregningen for skjærstrekkkapasiteteten, $V_{Rd,c}$:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$$

Underkant av tverrsnittet kan få initierende skråriss og strekkbrudd ved søylerandene. Foruten aksialkraften fra forspenningen, vil momentets bøyetrykkspenninger gi økt skjærstrekkkapasitet i tverrsnittets trykksone. I strekksone vil momentet gi strekkspenninger som reduserer aksialkraften fra forspenning. Ettersom trykkspenningene fra forspenning vil være større enn strekkspenningene fra momentet i hele konstruksjonen, vil hele tverrsnittet fortsatt ha trykkspenninger. Se kapittel 9 for konstruksjonens spenningsanalyse. Med avtagende trykkspenninger fra tverrsnittets underkant til overkant, vil skrårissene starte med en vinkel som er mindre enn 45 grader i forhold til bruas lengdeakse, og stå normalt på hovedstrekkspenningen σ_1 . Dette er vist med Mohrs sirkel i figur 8.22.



Figur 8.22: Mohrs sirkel [23, Fig. 4.15].

I beregningen etter ligning 8.2 representerer ρ_L armeringsforholdet. Dette bestemmes ved å se på forholdet mellom armeringsmengden og det effektive betongarealet, redusert slik at armeringsmengden, A_{sp} , tilsvarer den ubrukte delen av spennarmeringens arbeidsdiagram. Det effektive betongareal er bestemt ved å multiplisere de umiddelbare tapene med det totale armeringsarealet i strekksone. Dette begrenser skjærkapasiteten i spennstålet til den delen av spennarmeringen som vil fungere som slakkarmering. Skjærstrekkkapasiteten for opprisset

tverrsnitt, uten beregningsmessig behov for skjærarmering, følger av ligning 8.2:

$$V_{Rd,c} = \max\left(\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right); \left(0,35 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right)\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 6676 \text{ kN} \quad (8.2)$$

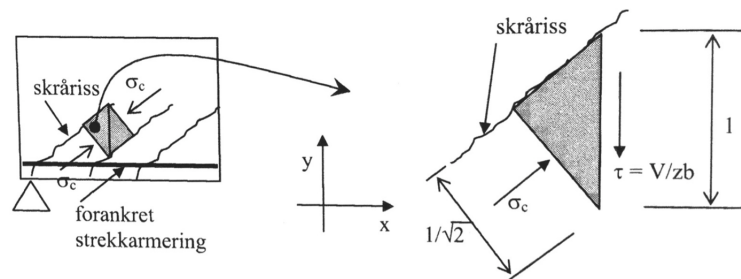
Tverrsnittets kapasitetsutnyttelsen blir som følger:

$$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} = 94,4 \%$$

Den reduserte skjærkraften er mindre enn kapasiteten og det er ikke behov for skjærarmering.

8.3.3 Skjærtrykkkapasitet

Konstruksjonen må kontrolleres for skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd,max}$, ved opplegg. Etter figur 8.23 kontrolleres det at betongtrykkspenningen, σ_c , parallelt med rissvinkelen, ikke overstiger betongens skjærtrykkkapasitet.



Figur 8.23: Trykkfelt mellom skråriss [23, Fig. 4.18].

Skjærtrykkkapasiteten blir som følger:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 36070 \text{ kN}$$

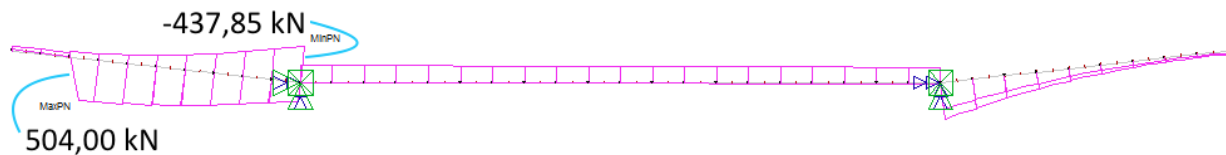
Dette gir følgende utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} = 17,5 \%$$

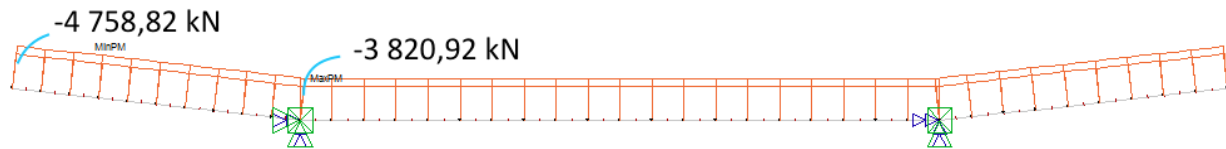
Ut i fra dette konkluderes med at brua har tilstrekkelig skjærstrekk- og skjærtrykkkapasitet i lengderetning.

8.3.4 Skjærkapasitet i tverretning

Skjærkapasiteten for tverretningen er beregnet i snittet like under punktlasten fra LM2. Den dimensjonerende skjærkraften er 504 kN, som vist i skjærkraftdiagrammet i figur 8.24. For skjærkraften i tverretning er lastkombinasjonen *ULS 100 år, full* benyttet. Av diagrammet fremgår det at den dimensjonerende skjærkraften er størst under hjultrykket fra LM2, og avtar inn mot søyleranden. Dette kommer av at spennarmeringen gir motsatt rettet skjærkraft som følge av kabelens parabelform.



Figur 8.24: Skjærkraftdiagram fra NovaFrame for tverretningen for lastkombinasjon ULS 100 år, full.

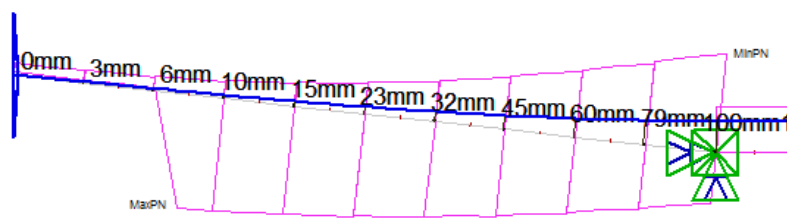


Figur 8.25: Aksialkraftdiagram fra NovaFrame for tverretningen for lastkombinasjon ULS 100 år, full.

Ved største skjærkraft, 500 millimeter fra ytterkanten, vil tverrsnittet ha følgende høyde:

$$h_{V,maks} = 800 \text{ mm} + \tan \alpha \cdot 500 \text{ mm} = 915 \text{ mm}$$

Her er vinkelen mellom horisontalplanet i den skrå flensen 12,53 grader, og kabelens eksentrisitet hentes fra NovaFrame. Denne må være kjent for å finne den effektive tverrsnittstykkelser, d . Ettersom det er svært små eksentrisiteter antas en lineær stigning, og eksentrisiteten blir 8 millimeter i det kritiske snittet, som vist i figur 8.26.



Figur 8.26: Kabelens eksentrisitet i tverretningen.

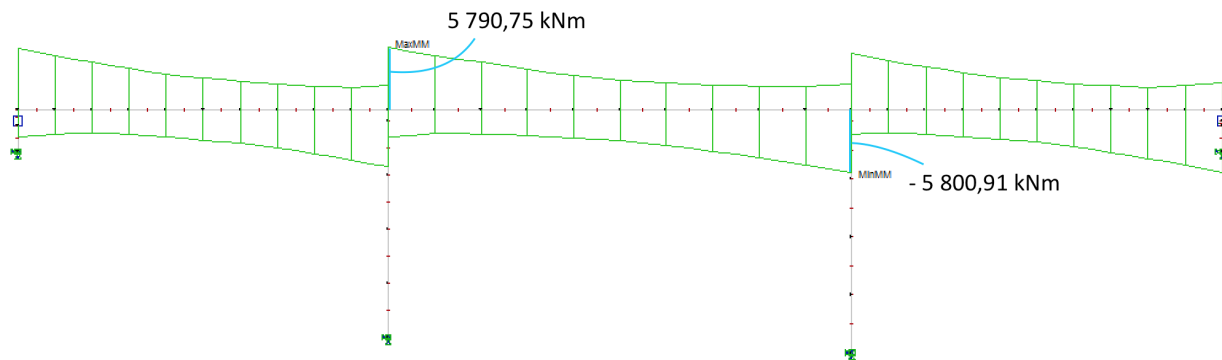
Snittet ved søyleranden kontrolleres ikke, siden den opptredende skjærkraften er mindre i dette snittet. De ondulerende kablene ligger også høyere og gir en større effektiv tverrsnittshøyde, samtidig som at den totale tverrsnittshøyden er større. Skjærkraftkapasiteten for snittet hvor LM2 er plassert er etter ligning 8.2 beregnet for opprisset tverrsnitt uten beregningsmessig behov for skjærarmering. Resultatet av beregningen er gitt i figur 8.7, og viser at konstruksjonen har tilstrekkelig skjærkapasitet i tverretningen. Det er ikke behov for skjærarmering.

Tabell 8.7: Skjærkapasitet med utnyttelser for tverretningen.

	Kapasitet [kN]	Utnyttelse
Opptredende, V_{Ed}	504	
Skjærstrekk, $V_{Rd,c}$	524	96,2 %
Skjærtrykk, $V_{Rd,max}$	2 908	17,3 %

8.4 Torsjonskapasitet

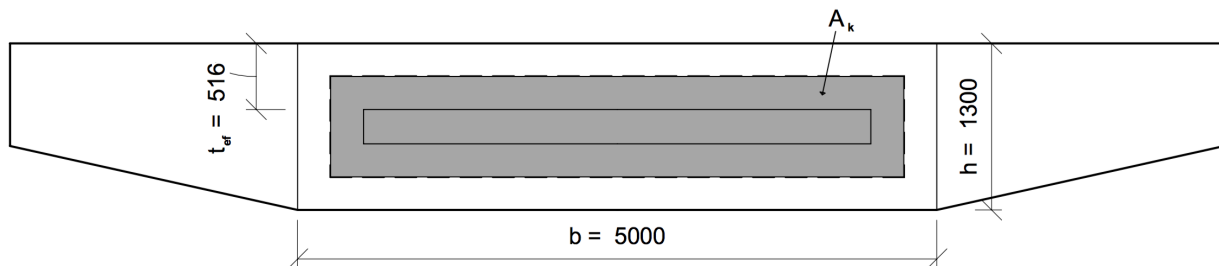
Bruas torsjonskapasitet er beregnet etter punkt 6.3 i Eurokode 2. Opptrødende torsjonsmoment er 5801 kNm ved innfestingen til venstre for akse 3, som vist i torsjonsmomentdiagrammet i figur 8.27. Torsjonskapasiteten bestemmes ved å se om momentkapasiteten for riss og trykkbrudd er større enn det opptrødende torsjonsmomentet. For detaljerte beregninger av torsjonskapasitet se vedlegg R.



Figur 8.27: Torsjonsmomentdiagram i NovaFrame for lastkombinasjon ULS 100 år, full.

Den dominerende lasten som gir torsjon er den vertikale trafikklasten LM1 som plasseres usymmetrisk over de to kjørefeltene. Dette torsjonsmomentet må tas av sideveis avstivning ved oppleggene i søyleleksene. Det er benyttet en forenklet metode for å påvise at tverrsnittet har tilstrekkelig torsjonskapasitet. Ved å kun betrakte den rektangulære delen som utgjør tverrsnittets steg, kan det konkluderes med at det totale tverrsnittet vil ha tilstrekkelig torsjonskapasitet. Det massive tverrsnittet er omgjort til et ekvivalent hulltverrsnitt ved å se på forholdet mellom tverrsnittsareal og tverrsnittets omkrets, se figur 8.28:

$$t_{ef} = \frac{A_c}{u} = 516 \text{ mm}$$



Figur 8.28: Ren torsjon av lukket hulltverrsnitt.

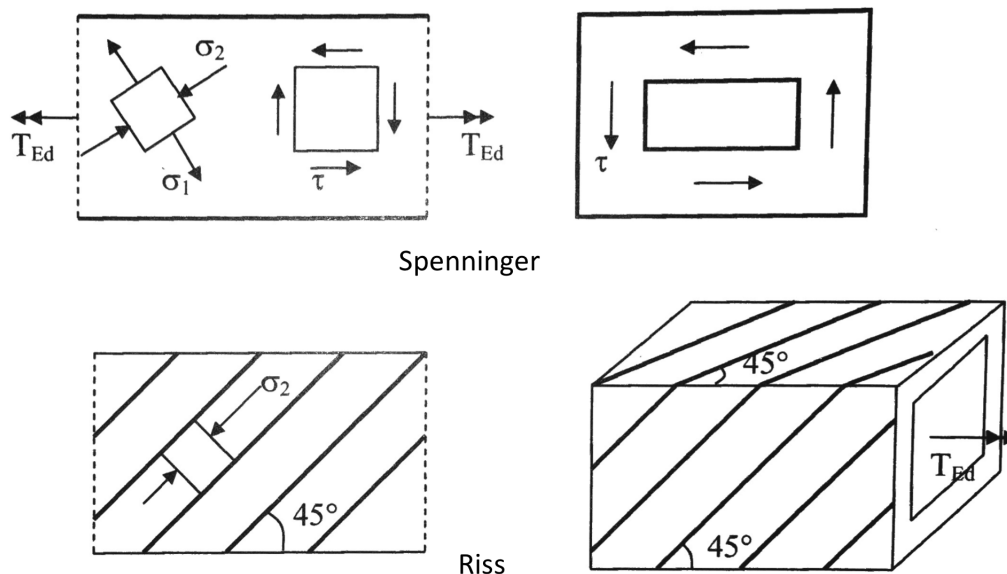
8.4.1 Risstorsjonsmoment

Tverrsnittet må kontrolleres for risstorsjonsmoment. Det skal påvises at tverrsnittet ikke får riss eller strekkbrudd som følge av torsjonsmomentet. Når tverrsnittet utsettes for torsjon oppstår det skjærspenninger, τ , over snittflaten som vist i figur 8.29. Disse skjærspenningene vil på grunn av likevekt gi strekk- og trykkresultanter, σ_1 og σ_2 . Disse spenningene er orientert 45 grader på skjærspenningene, og σ_1 vil gi strekkspenninger som ikke må overgå betongens dimensjonerende strekkfasthet, f_{ctd} . Kapasitetskontroll for riss-torsjonsmomentet beregnes på følgende måte:

$$T_{Rdc,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 5\,550 \text{ kN}$$

Dette gir utnyttelsen:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rdc,c}} = 104,5\%$$



Figur 8.29: Spenninger og riss ved torsjon [23, Fig. 4.25].

Kontrollen viser at det opptrедende torsjonsmomentet er større enn kapasitet for risstorsjonsmoment. Etersom store deler av tverrsnittet ikke er tatt med i den forenkledde kontrollen, vil det totale tverrsnittet ha tilstrekkelig kapasitet for torsjonsriss. Det konkluderes derfor med at riss på grunn av torsjon ikke oppstår i konstruksjonen. Eurokode stiller videre krav til minimumsarmering når torsjonskapasiteten for riss er større enn det dimensjonerende torsjonsmomentet. Det er ikke ønskelig med minimumsarmering i konstruksjonen, og det er diskutert i kapittel 10 hvordan kravet kan unngås.

8.4.2 Torsjonskapasitet for trykkbrudd

Resultanten σ_2 vil gi trykkspenninger i betongen som må kontrolleres opp mot betongens dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd} . Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd beregnes på følgende måte:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot t_{ef} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 27\,308 \text{ kN}$$

For å kontrollere kapasitet for trykkbrudd som følge av skjærspenninger må kombinasjonen av torsjon og skjær kontrolleres fordi begge gir risiko for trykkbrudd på samme sted. Ettersom dimensjonerende skjærkraft er i akse 2, er det i kombinasjonen av torsjon og skjær valgt å benytte største torsjon og største skjær, selvom de ikke opptrer samme plass. Dette gir en konservativ kapasitetskontroll, og utnyttelsen blir som følger:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 44,2\%$$

Tverrsnittet har god kapasitet for kombinasjon av trykkspenninger fra torsjon og skjær. Det konkluderes derfor med at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet for torsjon.

8.5 Oppspenningstilstanden

Ved utformingen av oppgaven ble det i samråd med veiledere fastslått at det i første omgang var interessant å finne ut om konseptet kunne realiseres for dimensjonerende laster over konstruksjonens brukstid. Oppspenningstilstanden er derfor ikke kontrollert utover krav til trykkspenninger i konstruksjonen ved oppspenning, se kapittel 9.3.

Konseptet vil medføre større krefter fra forspenning enn for vanlige bruer med både spennarmering og slakkarmering. Det er imidlertid en rekke tiltak som kan gjøres for å sikre at konstruksjonen har kapasitet også i oppspenningstilstanden. Trykkapasiteten kan økes ved å utsette oppspenningen til betongen har fått tilstrekkelig fasthet. Et annet alternativ er å spenne opp et tilstrekkelig antall kabler for å sikre kapasitet for bruoverdekningens egenvekt. Deretter kan de resterende kablene spennes opp når slitelag, kantdragere, rekkverk og laster fra trafikk tilføres. Det konkluderes på bakgrunn av dette at konseptet vil kunne tilpasses til å sikre kapasitet også i oppspenningstilstanden.

8.6 Oppsummering

Bruddgrensetilstanden er kontrollert etter kravene i kapittel 6 i Eurokode 2. Under følger det tabeller med en oversikt over kapasitetskontrollene som er gjennomført for både lengde- og tverretning. I tabell 8.8 er det referert til MN-diagrammene for momentkapasiteten. Momentkapasiteten er tilfredsstillende både over støtte og i felt, samt i de kritiske punktene hvor de ondulerende kablene ligger i tverrsnittets tyngdepunkt.

Tabell 8.8: Oversikt over kapasitetskontrollene for lengderetning.

	Opptredende	Kapasitet	Utnyttelse
Momentkapasitet [kNm]			
Over støtte	41 486	Se MN-diagram i figur 8.15	
I felt	28 970	Se MN-diagram i figur 8.13	
Kritisk snitt strekk OK	15 024	Se MN-diagram i figur 8.18	
Kritisk snitt strekk UK	8 667	Se MN-diagram i figur 8.18	
Skjærkapasitet [kN]			
Skjærstrekk u/behov for skjærarmering	6 303	6 676	94,4 %
Skjærtrykk	6 303	36 070	17,5 %
Torsjonskapasitet [kNm]			
Trykkbrudd	5 801	27 308	21,2 %
Risstorsjonsmoment	5 801	5 550	104,5 %
Kombinasjon skjær og torsjon			44,2 %

Tabell 8.9: Oversikt over kapasitetskontrollene for tverretning.

	Opptredende	Kapasitet	Utnyttelse
Momentkapasitet [kNm]			
Ved søylerand	1 089	3 334	32,6 %
Skjærkapasitet [kN]			
Skjærstrekk under trafikklaster	504	524	96,2 %
Skjærtrykk under trafikklaster	504	2 908	17,3 %

Ut i fra tabellene fremgår det at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand, bortsett fra kapasitet for risstorsjonsmomentet. I denne beregningene er det gjort en forenkling som bare tar med stegets bidrag til torsjonskapasiteten. Siden overskridelsen er kun 4,5 prosent, vil tverrsnittet ha tilstrekkelig kapasitet dersom hele benyttes.

9 Bruksgrensetilstand (SLS)

Bruksgrensetilstander kontrolleres etter kapittel 7 i Eurokode 2 [16]. Det skal påvises at konstruksjonen tilfredsstiller krav til bruk, formål og bestandighet gjennom hele sin brukstid [23]. I bruksgrensetilstanden skal følgende krav kontrolleres:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

9.1 Stadium I og stadium II

Betongtverrsnittet kan ha to ulike tilstander i bruksgrense, *stadium I* og *stadium II*. I stadium I forblir betongen urisset fordi strekkspenningene er mindre enn betongens strekkfasthet. Derksom det påvises at strekkspenningene blir betydelige og overgår betongens strekkfasthet vil riss oppstå og tverrsnittet må beregnes i stadium II. Begge tilstandene har lineære egenskaper.

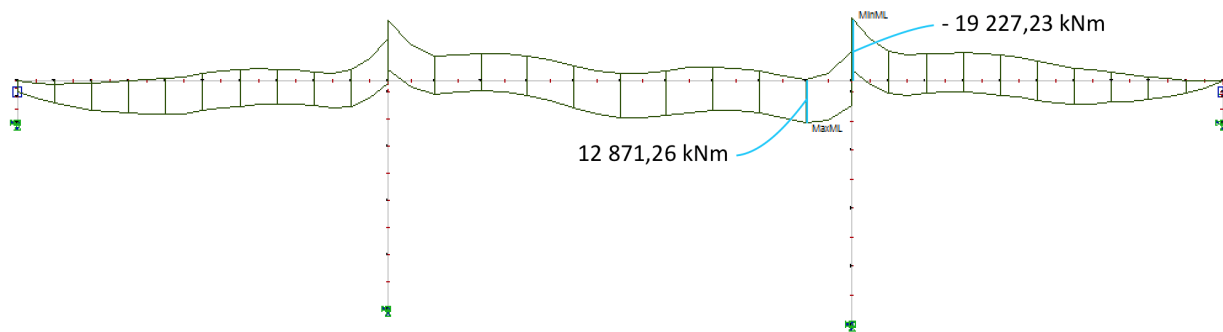
I stadium I har betongtverrsnittet både trykk- og strekkapasitet, og hele tverrsnittshøyden bidrar til tverrsnittets stivhet. I stadium II risser betongen i strekksonen, og strekksonen vil være spenningsløs. For spennarmerte tverrsnitt, påkjent av både moment og aksialkraft, vil stivheten kun få bidrag fra trykksonen i stadium II. Det vil si at stivheten i stadium II er lavere enn i stadium I [23, kap 5.2.4].

Ettersom brukonseptet skal gi økt bestandighet, er målet å benytte spennarmeringen slik at den motvirker strekkspenningene som oppstår på grunn av ytre last, og samtidig forhindrer rissdannelse. Riss vil føre til at reell overdekning reduseres og dermed øke risikoen for kloridindusert korrosjon. Spennarmeringen skal derfor føre til at strekkspenningene ikke overskrider betongens bøyestrekfasthet, f_{ctm} , både i tverrsnittets over- og underkant. Bakgrunnen for at det er valgt betongens bøyestrekfasthet, og ikke aksialstrekfasthet, er at aksialkreftene fra trafikk og vindlast er små sammenlignet med bøyestrekspenningene fra egenvekt og vertikal nyttelast. For å sikre krav til bestandighet for konseptet, kan ikke riss forekomme. Det er derfor bare gjort beregninger i stadium I for brukonstruksjonen i denne oppgaven.

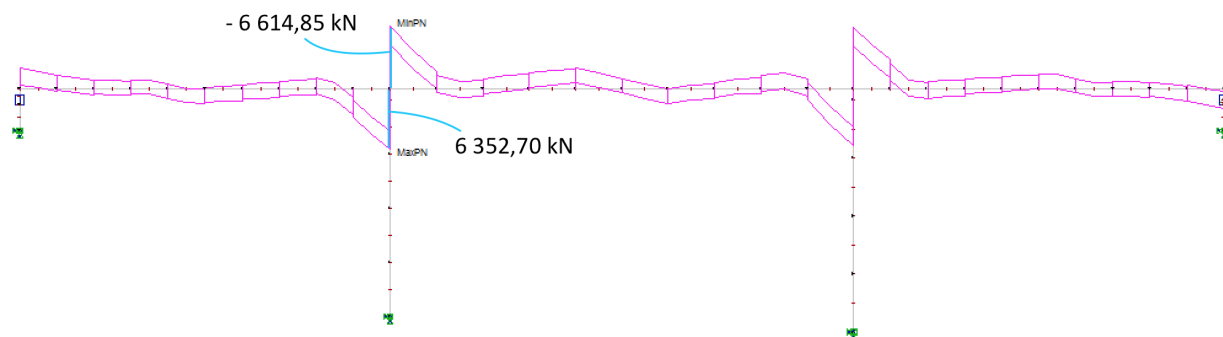
9.2 Diagrammer i bruksgrensetilstand (SLS)

Alle diagrammer og analyseverdier er hentet fra NovaFrame og vises i dette kapitlet. Det er kun diagrammene fra full forspenning som tas med. Først vises diagrammene for karakteristisk lastkombinasjon, deretter ofte forekommende lastkombinasjon og til slutt tilnærmet permanent lastkombinasjon. Det er valgt å ikke vise virkningene på søylene, da disse ikke har betydning for oppgaven. For tverretningen vises de aktuelle diagrammene i sine respektive kapitler.

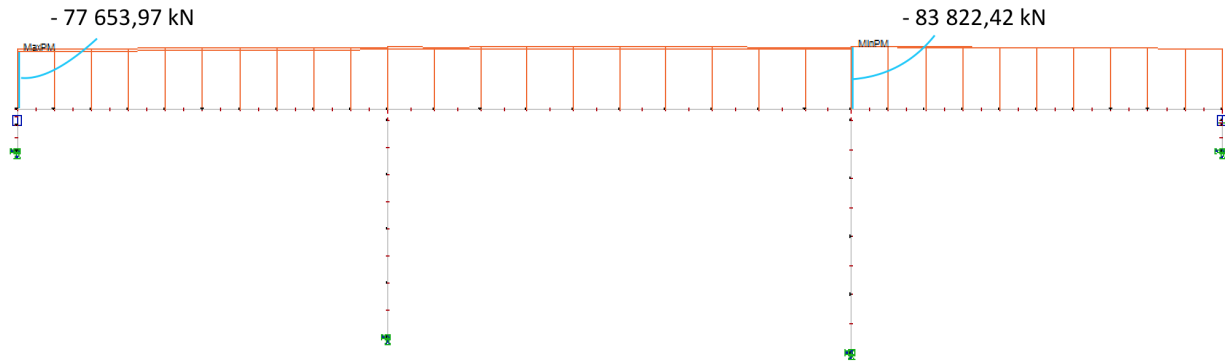
9.2.1 Lastkombinasjon SLS karakteristisk 100 år, full



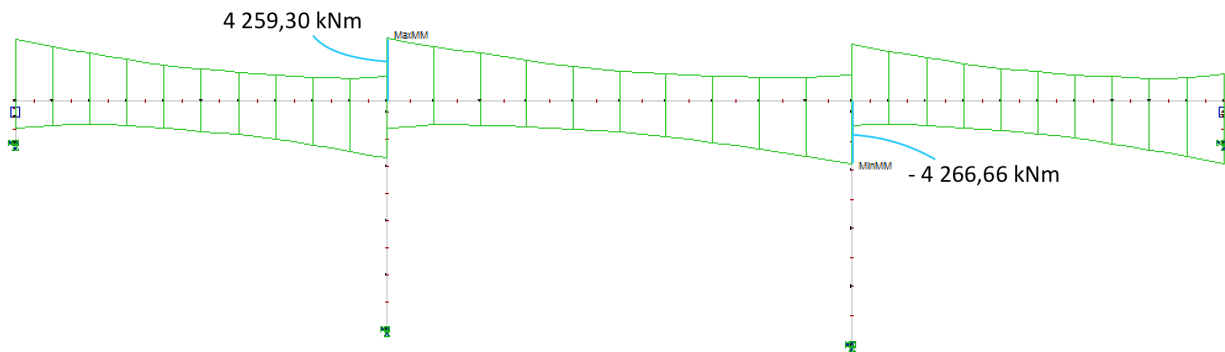
Figur 9.1: Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.



Figur 9.2: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.

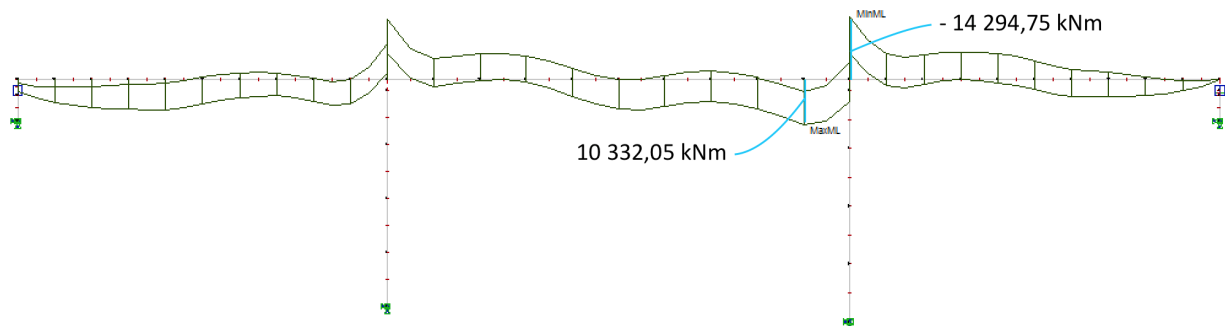


Figur 9.3: Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.

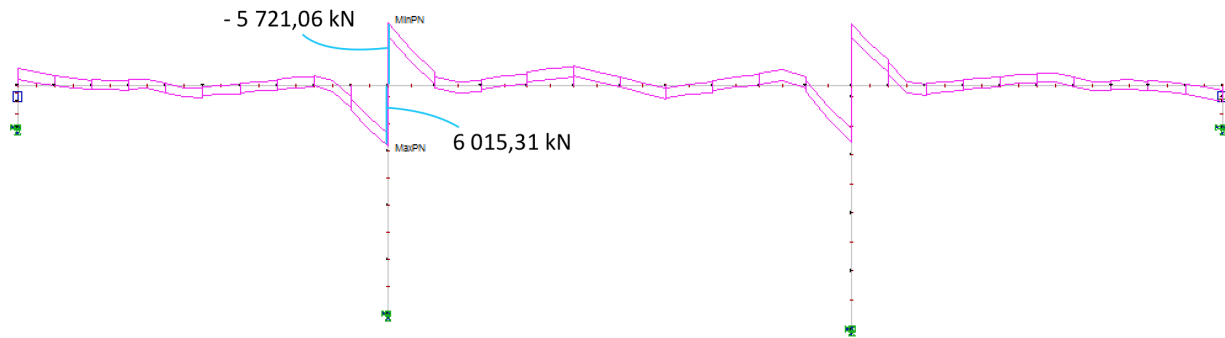


Figur 9.4: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS karakteristisk 100 år, full.

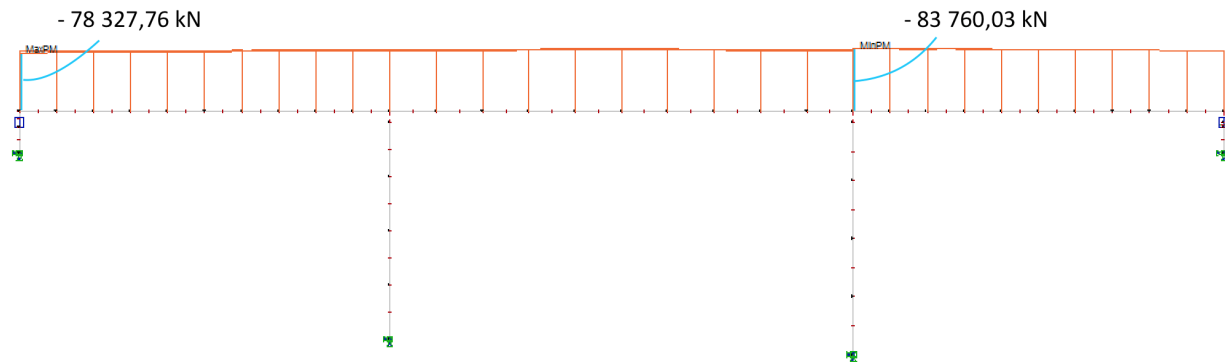
9.2.2 Lastkombinasjon SLS ofte forekommende 100 år, full



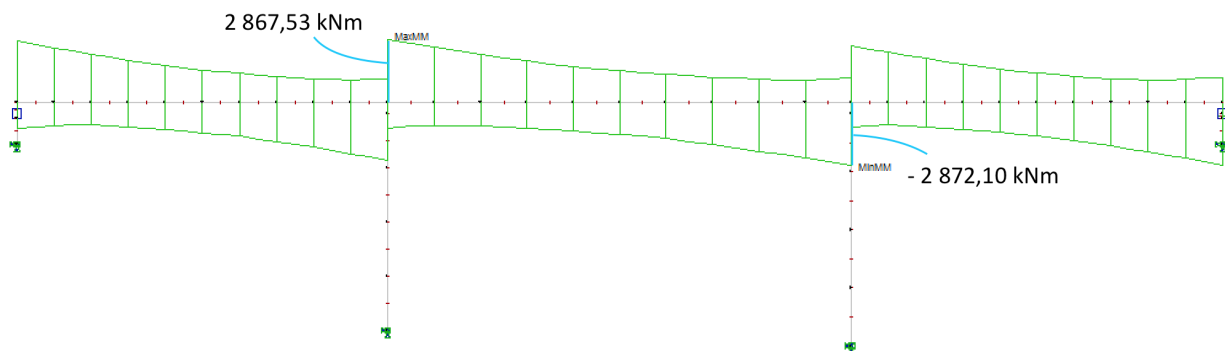
Figur 9.5: Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.



Figur 9.6: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.

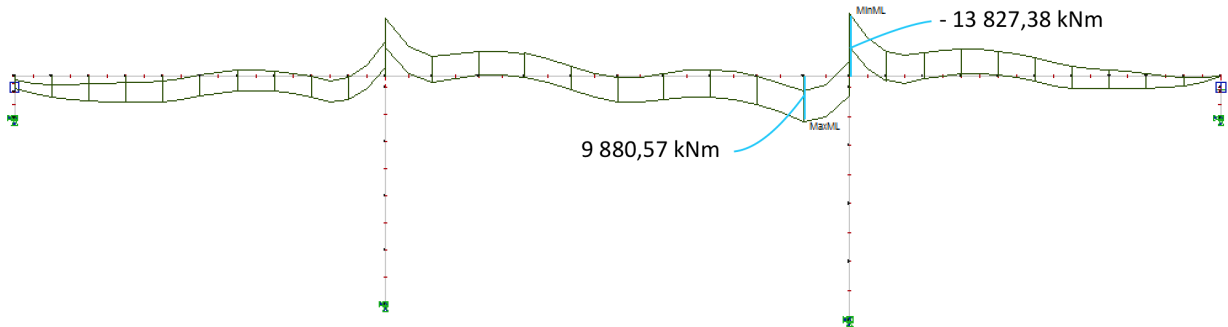


Figur 9.7: Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.

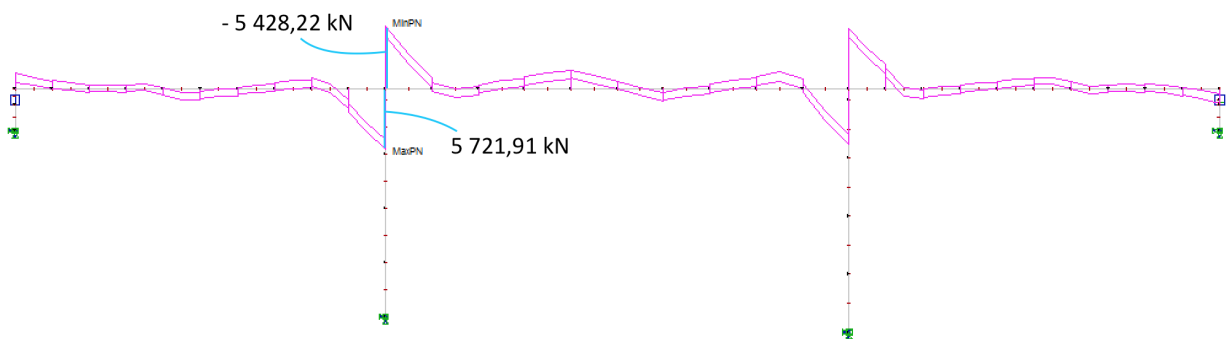


Figur 9.8: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS ofte forekommende 100 år, full.

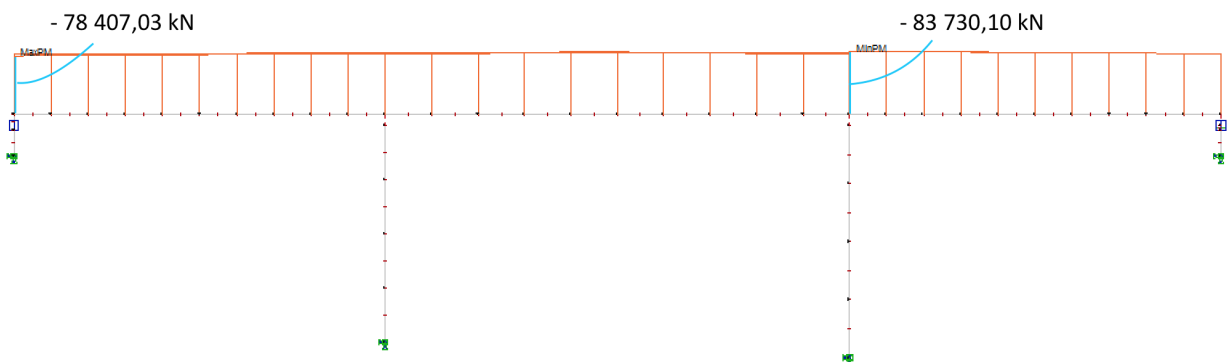
9.2.3 Lastkombinasjon SLS tilnærmet permanent 100 år, full



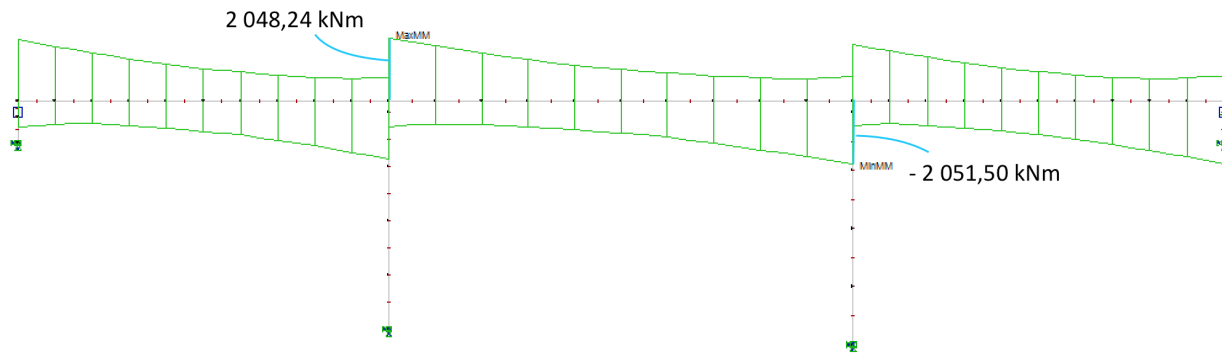
Figur 9.9: Momentdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.



Figur 9.10: Skjærkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.



Figur 9.11: Normalkraftdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.



Figur 9.12: Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjonen SLS tilnærmet permanent 100 år, full.

9.3 Spenningsbegrensning

Det stilles krav til begrensning av trykkspenningene i betongen etter pkt. 7.2 i Eurokode 2 [16]. Kravene er utarbeidet for å unngå langsgående riss, dannelse av mikroriss eller store krepdeforformasjoner i konstruksjonen. Trykkspenningene i brua må ikke overstige verdien av betongens karakteristiske trykkfasthet multiplisert med en faktor, k . Lastkombinasjonene som skal kontrolleres mot kritisk verdi for trykkfasthet i bruksgrensetilstand er *karakteristisk* og *tilnærmet permanent*. Spenningene i konstruksjonen skal ikke overgå betongens strekkfasthet, f_{ctm} , for karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon.

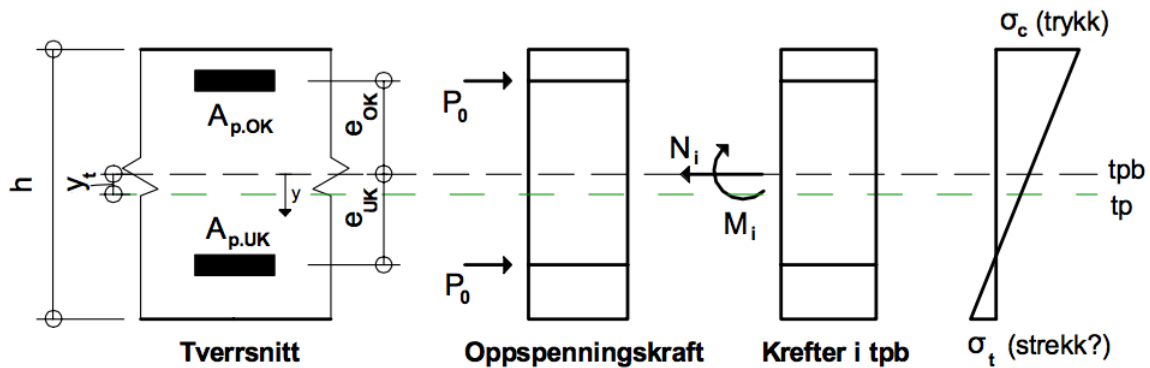
Det stilles også krav til spenningsbegrensning for spennkablene, og det skal påvises at middelverdien av spenningen i hver kabel ikke overskrider kritisk verdi i henhold til pkt. 7.2(5).

Kravene til spenningsbegrensning er i denne oppgaven kontrollert ved å sammenligne håndberegning i to punkter langs bruas lengderetning, med verdier fra listemenyen *concrete stresses* i NovaFrame. Dette er gjort for å verifisere at NovaFrame beregner spenningene riktig. Ideelt sett er det ønskelig å oppnå trykkspenninger i hele konstruksjonen, og det er derfor interessant å se spenningsforløpet langs hele brulengden. NovaFrame er i den anledning et effektivt verktøy, sammenlignet med håndberegninger.

Håndberegning for verifikasjon av spenninger i NovaFrame

Punktene som er kontrollert for hånd er i snittet med største moment i overkant i akse 3, og i snitt med største moment i underkant i felt 2. Det er beregnet et transponert tverrsnitt som omgjør spennarmeringen til et ekvivalent betongareal, A_t [23, kap. 6.2]. Dette fører til at tverrsnittets tyngdepunkt vil flytte seg oppover over støtte og nedover i felt, med avstanden y_t . I

figur 9.13 vises beregningsmodellen som er benyttet. Tyngdepunktet for det rene betongtverrsnittet er definert som tpb , mens det nye, hvor spennarmeringen er inkludert som et ekvivalent betongareal, er definert som tp . Avstanden mellom disse tyngdepunktene er definert som y_t . Videre er y avstanden fra tpb , definert som positiv nedover.



Figur 9.13: Beregningsmodell for spenninger i tverrsnittet.

For strekk i underkant blir formelen for det transformerte tverrsnittsarealet, som følger, hvor η er forholdet mellom stålets og betongens elastitetsmodul:

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p,uk} \cdot e_{uk} - A_{p,ok} \cdot e_{ok})$$

Ved å sette opp en momentlikevekt kan y_t bestemmes:

$$y_t = \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p,uk} \cdot e_{uk} - A_{p,ok} \cdot e_{ok})}{A_t}$$

Når tverrsnittets tyngdepunkt endres vil også arealtreghetsmomentet endres. Beregningen av det nye arealtreghetsmomentet blir som følger for strekk i underkant, hvor I_x er det rene betongtverrsnittets arealtreghetsmoment:

$$I_t = I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,uk} \cdot (e_{uk} + y_t)^2 + A_{p,ok} \cdot (e_{ok} + y_t)^2$$

For å bestemme spenningene benyttes elastitetsteorien for det transponerte tverrsnittet:

$$\sigma = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} y \quad (9.1)$$

I spenningsformelen er N opptrædende aksialkraft og hentes fra lastkombinasjonene med full virkning av spennarmeringen. Momentet, M_t , som virker i det nye tyngdepunktet, tp , blir

som følger, hvor M er største opptredende moment i samme lastkombinasjon:

$$M_t = M - N \cdot y_t$$

Spenningsberegning ved bruk av *concrete stresses* i NovaFrame

Etter samtale med Lars Narvestad i Aas Jakobsen er det kjent at NovaFrame ikke benytter transponert tverrsnitt i spenningsberegningene. NovaFrame beregner spenningene på vanlig måte etter elastitetsteorien, som vist i ligningen under:

$$\sigma_{NF} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_x} y$$

Det må benyttes lastkombinasjoner som kun tar med tvangskrefter for å få ut korrekte spenninger i NovaFrame. Dette kommer av at spenningsberegningen under *concrete stresses* tar med bidraget fra primærmomentet automatisk. Hvis lastkombinasjoner legges inn med full forspenning vil primæreffekten komme med to ganger. Håndberegningen i vedlegg F, som er gjort for karakteristisk lastkombinasjon, er sammenlignet med verdiene fra NovaFrame i tabell 9.1. Tabellen viser at NovaFrame i alle tilfeller gir noe større trykkspenninger enn håndberegningen, noe som vil være konservativt. Dette fører til at strekkspenningene i NovaFrame blir lavere enn håndberegningene. NovaFrame beregner altså konservativt med hensyn på trykkspenninger, men ikke for strekkspenningene. Ut i fra tabellen fremgår det at den største differansen mellom håndberegning og beregning i NovaFrame er 0,7 MPa. Ved kontroll av strekkspenninger må tverrsnittet derfor, i værste fall, tåle et tillegg på 0,7 MPa.

Snittene som er kontrollert for hånd har størst armeringsareal i henholdvis overkant og underkant. Det betyr at det er i disse snittene forskjellen for armeringsareal, mellom overkant og underkant, vil være størst. Derfor vil disse snittene gi den største verdien for y_t som kan oppstå i bruas lengderetning. Det er y_t som er avgjørende for forskjellen mellom beregningene i NovaFrame og håndberegningene. Det vil si at alle andre transponerte snitt langs brubanen vil ha en lavere verdi for y_t enn de kontrollerte snittene, og dermed få lavere differanse.

Med bakgrunn i dette konkluderes det med at spenningene hentet fra NovaFrame kan benyttes, men strekkspenningene må tåle et tillegg på 0,7 MPa, uten å overstige kritisk verdi.

Tabell 9.1: Sammenligning av spenninger fra håndberegning og NovaFrame.

		NovaFrame	Håndberegning	Differanse
Felt 1	Overkant	- 12,1 MPa	- 11,5 MPa	0,6 MPa
	Underkant	- 1,8 MPa	- 1,5 MPa	0,3 MPa
Over støtte i akse 3	Overkant	0,6 MPa	0,7 MPa	- 0,1 MPa
	Underkant	-16,9 MPa	- 16,2 MPa	0,7 MPa

9.4 Rissviddebegrensning

Det stilles krav til begrensning av rissvidde, w_{max} , etter pkt. 7.3 i Eurokode 2. Riss er et resultat av ytre belastning, og skal begrenses slik at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke skades eller gir et uakseptabelt utseende. Riss kan også oppstå på grunn av plastisk svinn eller kjemiske reaksjoner inne i betongen, som for eksempel alkalireaksjoner. Sistnevnte må tas høyde for i utarbeidelsen av betongresepten, mens effektene av førstnevnte begrenses ved å redusere strekkspenningene som oppstår i konstruksjonen.

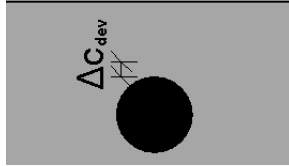
Tabell 9.2 gir konstruksjonens rissviddekrav. Disse kravene er utarbeidet av bestandighetsmessige årsaker og er avhengig av miljøet konstruksjonen står i. Rissvidde er et mål på hvor dypt rissene vil gå inn i betongkonstruksjonen. Riss gjør at avstanden fra spennarmeringen til ytre miljøpåvirkninger reduseres, og dermed øker risikoen for korrosjon i disse områdene.

Tabell 9.2: Rissviddekrav [16, Tab. NA.7.1N].

Eksponeringsklasse	Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi
XD1	Ofte forekommende	$0,20k_c$
	Tilnærmet permanent	Trykkavlastning

I lastkombinasjonen ofte forekommende stilles det krav til trykkavlastning. Trykkavlastning betyr at hele kabelrøret pluss avstanden Δc_{dev} skal ligge i trykksonen, som vist i figur 9.14 [16, Tab. NA.7.1N]. Etter samtale med Lars Narvestad i Aas Jakobsen er det kjent at NovaFrame var utviklet for analyser av spennarmerte jernbanebruer hvor formålet var nettopp å lage et verktøy som raskt kunne påvise trykkavlastning over hele spennet. Ettersom dette konseptet også stiller strenge krav til reduksjon av strekkspenninger, er programmet svært egnet til beregning av spenningsbildet i brua. Også for rissviddebegrensning er listemenyen *concrete*

stresses benyttet. Dette har vært et helt avgjørende i designprosessen for å få en oversikt over hvor strekkspenninger kan bli problematisk.



Figur 9.14: Avstandskrav til trykkavlastning ved strekk i overkant.

Rissene i lengderetningen vil oppstå normalt på lengderetningen i områdene med største strekkspenninger. Dette gir riss i underkant i felt og i overkant ved støtte. Brua er i eksponeringsklasse XD1 i både under- og overside av bruspennet. Med likt eksponeringskrav for begge sidene, følger samme overdekningskrav og lik k_c . Kraven til rissviddebegrensning etter tabell 9.2 blir som følger:

Ofte forekommende lastkombinasjon: $w_{max} = 0,20k_c$

Tilnærmet permanent lastkombinasjon: $w_{max} = \text{trykkavlastning}$

Faktorene k_c tar høyde for virkningen av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$, og bestemmes etter følgende ligning [16, pkt. NA.7.3.1]:

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

Da brukonseptet hverken har beregningsmessig slakkarmering eller minimumsarmering til å begrense størrelsen på eventuelle riss, er kabelføringen valgt slik at den skal gi til trykkspenninger i hele konstruksjonen. Det vil i prinsippet si at hele konstruksjonene skal ha trykkavlastning til tverrsnittsrundene i både over- og underkant, noe som eliminerer rissforekomst. I kontrollen vil spenningene sammenlignes mot kritisk verdi, f_{ctm} , da det er strekkspenninger over denne verdien som gir riss.

I delkapitlene som følger, vises diagrammer med de ulike spenningskontrollene over hele brua, for lastkombinasjonene *karakteristisk*, *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*.

9.4.1 Karakteristisk lastkombinasjon

I henhold til pkt. 7.2(2) i Eurokode 2, skal den største trykkspenningen, σ_c , ikke overskride den kritiske verdien, $k_1 f_{ck}$ for karakteristisk lastkombinasjon [16]. For å forhindre riss skal største strekkspenning, σ_t , ikke overskride betongens bøyestrekfasthet, f_{ctm} .

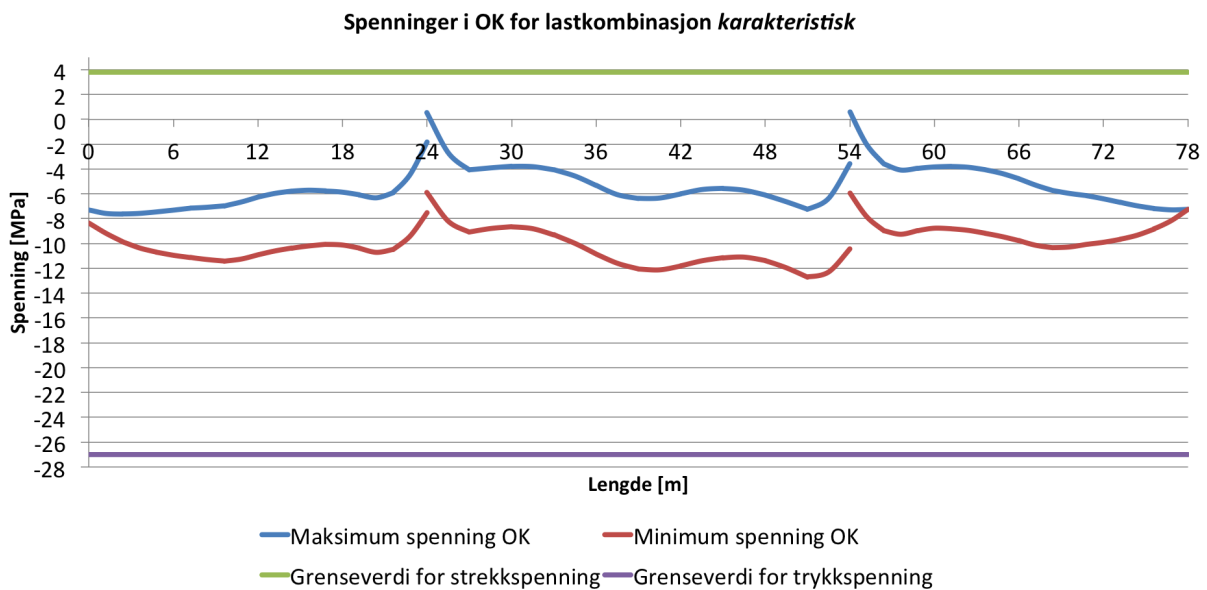
$$\sigma_{c, kar} \leq k_1 f_{ck} = 0,6 \cdot 45 \text{ MPa} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t, kar} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

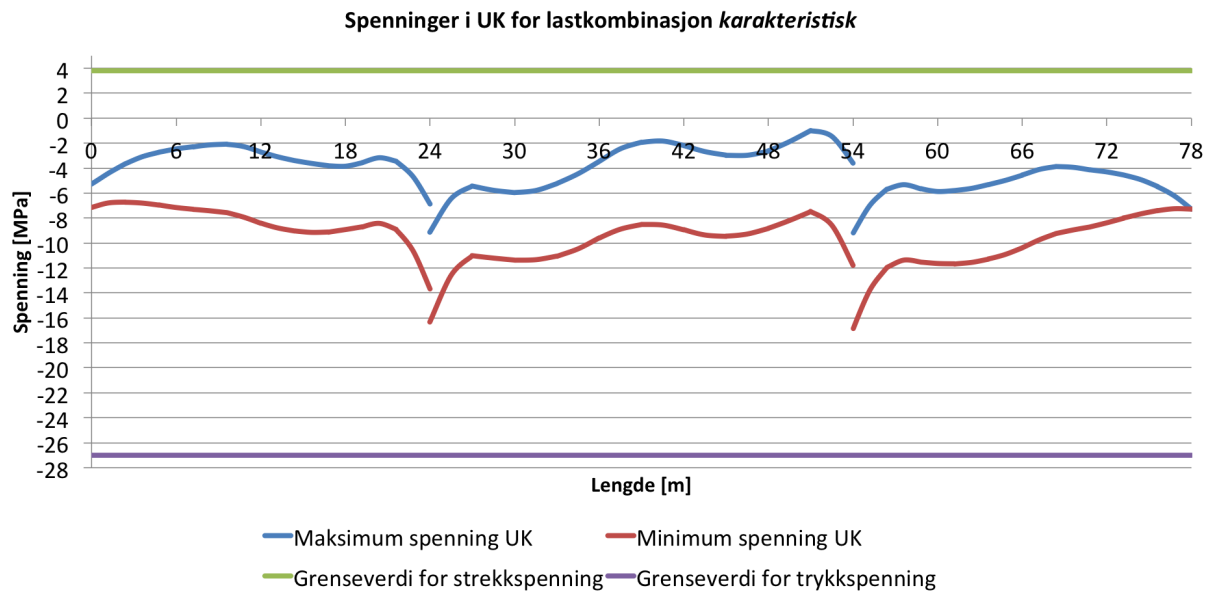
I tillegg er trykkspenningene i oppspenningstilstanden kontrollert etter pkt. 5.10.2.2(5). Trykkfastheten ved oppspenning etter syv døgn er 33,3 MPa, og det skal påvises at spenningene begrenses etter følgende krav:

$$\sigma_{c, kar} \leq k_1 f_{ck}(t) = 0,6 \cdot f_{ck}(7) = 20 \text{ MPa}$$

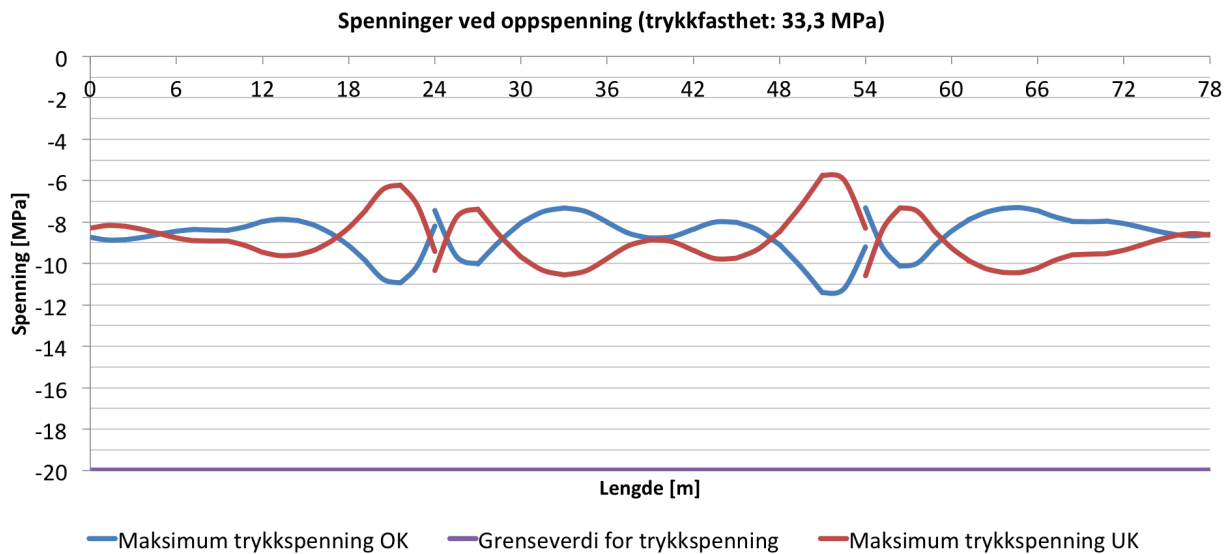
Spenningen er hentet fra NovaFrame og er vist i figurene under for hele brulengden. Figur 9.15 viser største og minste spenning i overkant, figur 9.16 viser største og minste spenning i underkant og figur 9.17 viser trykkspenninger i overkant og underkant ved oppspenning. De rette linjene viser grenseverdiene.



Figur 9.15: Spenninger i overkant av tværsnitt for karakteristisk lastkombinasjon.



Figur 9.16: Spenninger i underkant av tverrsnitt for karakteristisk lastkombinasjon.



Figur 9.17: Trykkspenninger ved oppspenning med trykkfasthet 33,3 MPa etter syv døgn.

Ut fra diagrammene for karakteristisk lastkombinasjon fremgår det at spenningsene i både over- og underkant, langs hele brua, tilfredsstiller kravene til spenningsbegrensning. Det oppstår derfor ikke riss i lengderetningen. Også for oppspenningstilstanden er trykkspenningsene godt innenfor grenseverdiene. Største trykkspenning i overkant og største strekkspenning i underkant ligger i andre snitt enn de kontrollerte snittene for maks moment. Dette er en av utfordringene med å konstruere en bru med mange ondulerende kabler. Det er ønskelig med størst mulig effekt fra primærmomentet, derfor må det være flere kabler i strekksonen enn i

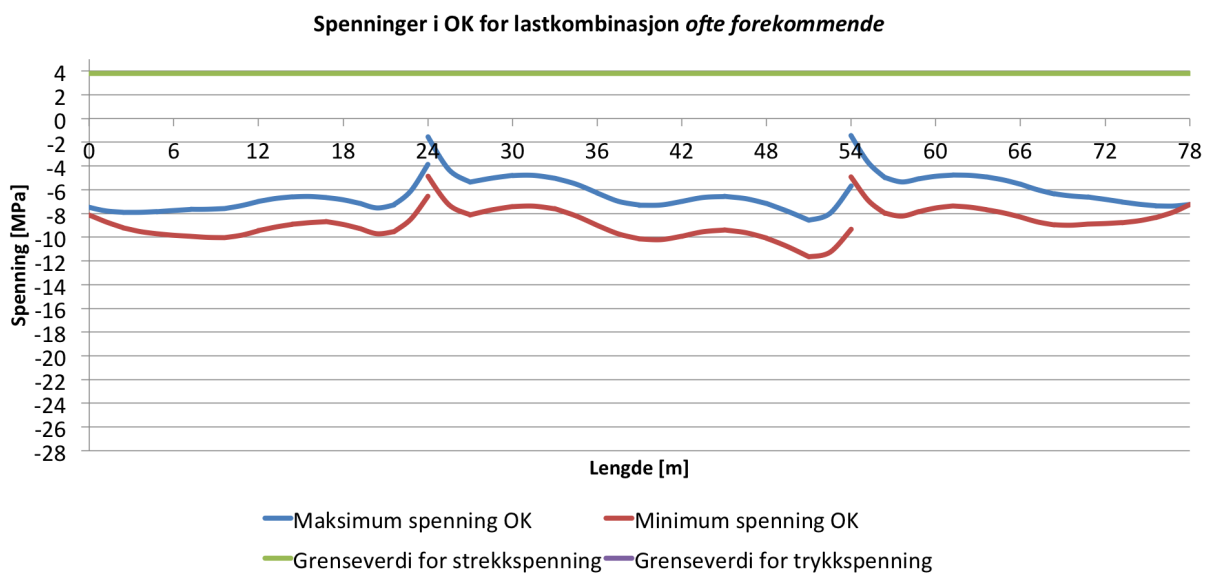
trykksonen. En konsekvens av dette er at områder hvor de ondulerende kablene ligger i tverrsnittets tyngdepunkt, og dermed ikke gir bidrag til primærmoment, også får store spenninger. Spenningene er likevel innenfor de kritiske verdiene og tåler en økning på 0,7 MPa, for korleksjon på grunn av transponert tverrsnitt, som nevnt i kapittel 9.3. Det er ingen rissviddekrav for karakteristisk lastkombinasjon.

9.4.2 Ofte forekommende lastkombinasjon

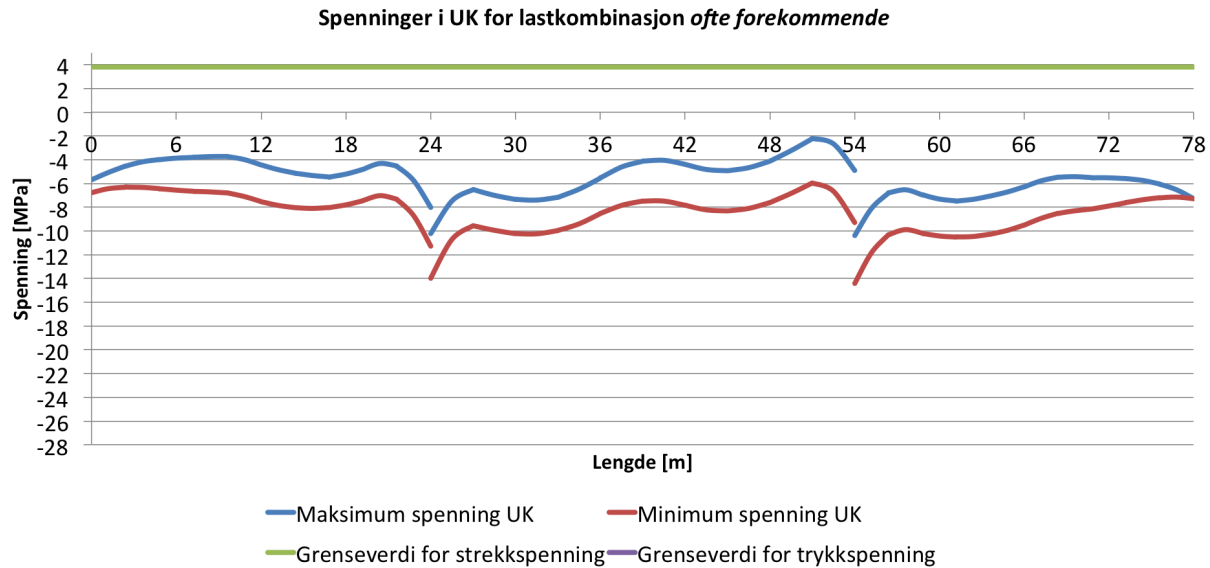
For ofte forekommende lastkombinasjon er det ingen krav til begrensning av trykkspenninger. For begrensning av strekkspenninger gjelder samme krav som for de andre kombinasjonene:

$$\sigma_{t,ofte} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Figur 9.18 viser største og minste spenning i overkant, og figur 9.19 viser største og minste spenning i underkant.



Figur 9.18: Spenninger i overkant av tverrsnitt for ofte forekommende lastkombinasjon.



Figur 9.19: Spenninger i underkant av tverrsnitt for ofte forekommende lastkombinasjon.

Ut fra diagrammene for ofte forekommende lastkombinasjon fremgår det at spenningene i både over- og underkant langs hele brua er under grenseverdien som gir riss. Det påvises trykkspenninger langs hele brua, og det fremgår at det ved en spenningsøkning på $0,7\text{MPa}$ ikke vil føre til at konstruksjonen risser opp. Siden det er trykk i hele konstruksjonen for denne lastkombinasjonen er rissviddekravet, $0,20k_c$, tilfredsstillt.

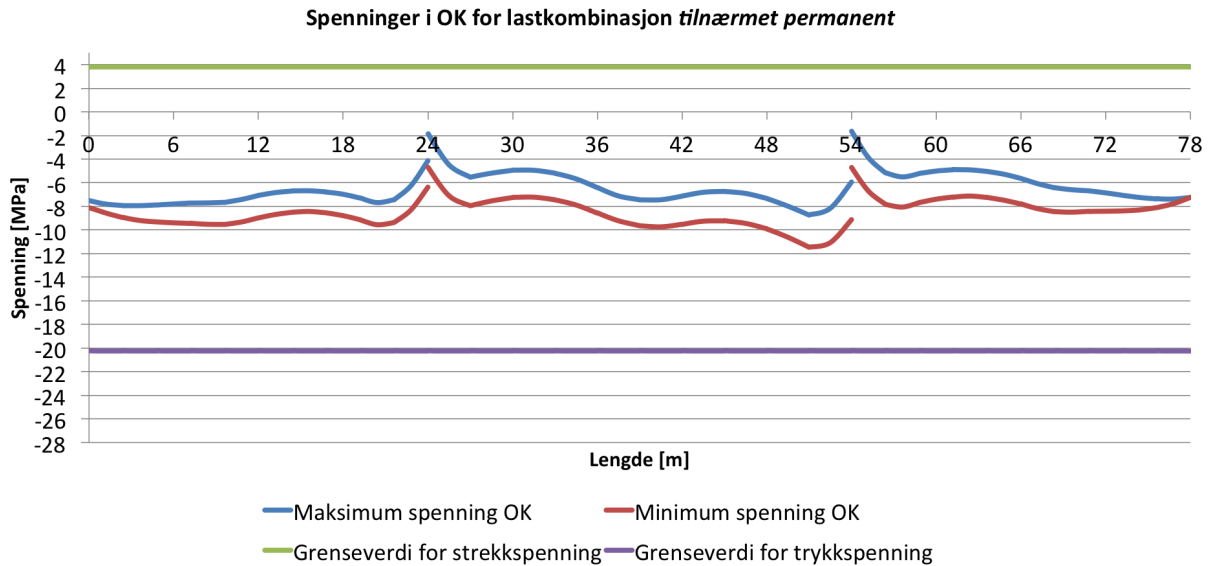
9.4.3 Tilnærmet permanent lastkombinasjon

Ettersom det er antatt lineær kryptøyning i beregningen av kryp i kapittel 4.3.1, må det kontrolleres at spenningene i betongen for tilnærmet permanente lastkombinasjon ikke overskrider kritisk verdi, $k_2 f_{ck}$. I tillegg må strekkspenningene være lavere enn bøyestrekkefastheten, f_{ctm} :

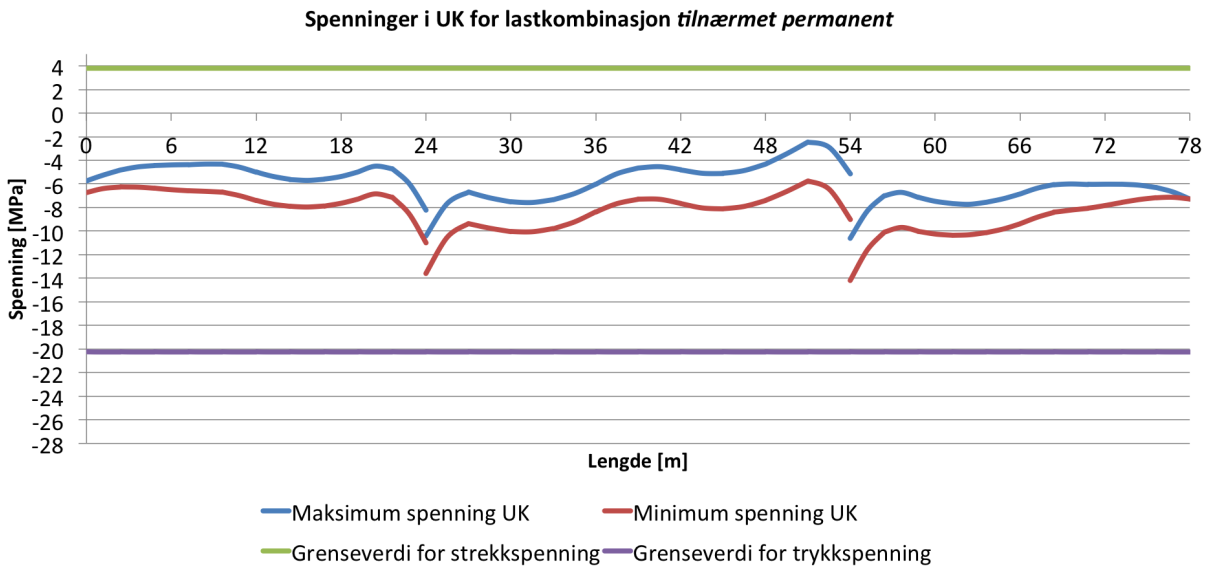
$$\sigma_{c,perm} < 0,45 f_{ck} = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,perm} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Figur 9.20 viser største og minste spenning i overkant, og figur 9.21 viser største og minste spenning i underkant.



Figur 9.20: Spenninger i overkant av tverrsnitt for tilnærmet permanent lastkombinasjon.



Figur 9.21: Spenninger i underkant av tverrsnitt for tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Ut fra diagrammene for tilnærmet lastkombinasjon fremgår det at spenningsene i både over- og underkant langs hele brua er under kravet som gir riss. Det fremgår også at det kapasitet for spenningsøkning på 0,7 MPa, uten at det oppstår riss. Det er trykk i hele konstruksjonen for denne lastkombinasjonen, og dermed er kravet til trykkavlastning tilfredsstillt.

9.4.4 Spenningsbegrensning i spennarmering

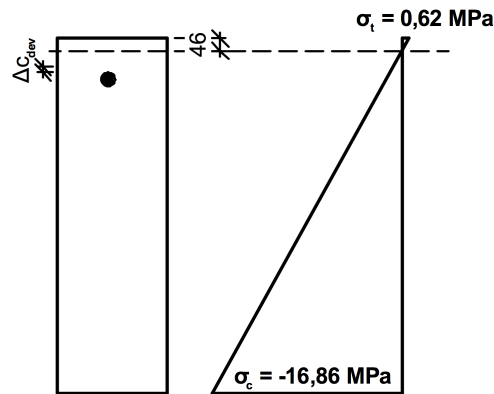
For spennarmeringen må det påvises at middelveiden av spenningen i hver kabel ikke overskrider kritisk verdi i henhold til pkt. 7.2(5) for karakteristisk lastkombinasjon:

$$\sigma_{spenn,mid} \leq k_5 f_{pk} = 0,75 \cdot 1\,860 \text{ MPa} = 1\,395 \text{ MPa}$$

Spenningsdiagrammet for karakteristisk lastkombinasjonen er vist i figur 9.22, og viser at spennarmeringen ligger i trykksonen. Det betyr at strekkspenningen i spennkabelen ikke økes på grunn av ytre belastning. Den midlere strekkspenningen i spennkabelen kan derfor settes til oppspenningskraften etter umiddelbare tap. Fra tabell 5.5 hentes det laveste midlere tapet for låse- og friksjonstap, som er 6,3 prosent. Dette gir følgende midlere spenning i spennkablene:

$$\sigma_{mid} = \sigma_{P,max} \cdot (1 - 0,063) = 1\,368 \text{ MPa}$$

Kravet til den midlere spenningen i spennkablene er oppfylt.



Figur 9.22: Spenningsdiagram for største strekkspenning i karakteristisk lastkombinasjon.

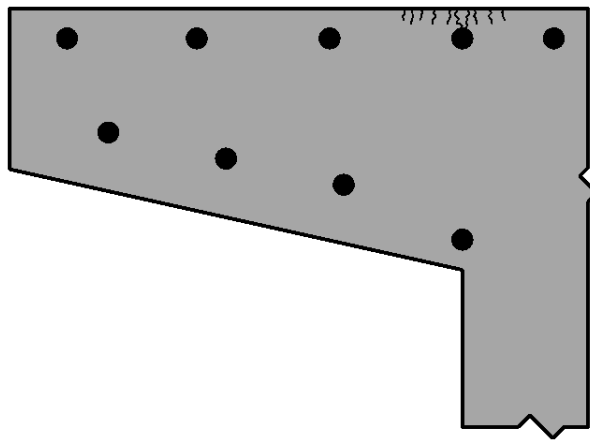
9.4.5 Oppsummering spennings- og rissviddebegrensning i lengderetning

Det er i dette kapitlet vist at krav til spennings- og rissviddebegrensning er oppfylt for lengderetningen i bruksgrensetilstand. Konstruksjonen vil ikke få riss, hverken som følge av trykkspenninger, eller strekkspenninger. Dette gir svært gode forutsetninger for en bestandig konstruksjon. Karakteristisk lastkombinasjon er den eneste lastkombinasjonen som gir strekkspenninger, men at spenningene er lavere enn kravet som gir riss. Dette gir likevel behov for minimumsarmering, og vil bli diskutert i kapittel 10.

9.4.6 Spennings- og rissviddeberensning for tverretning

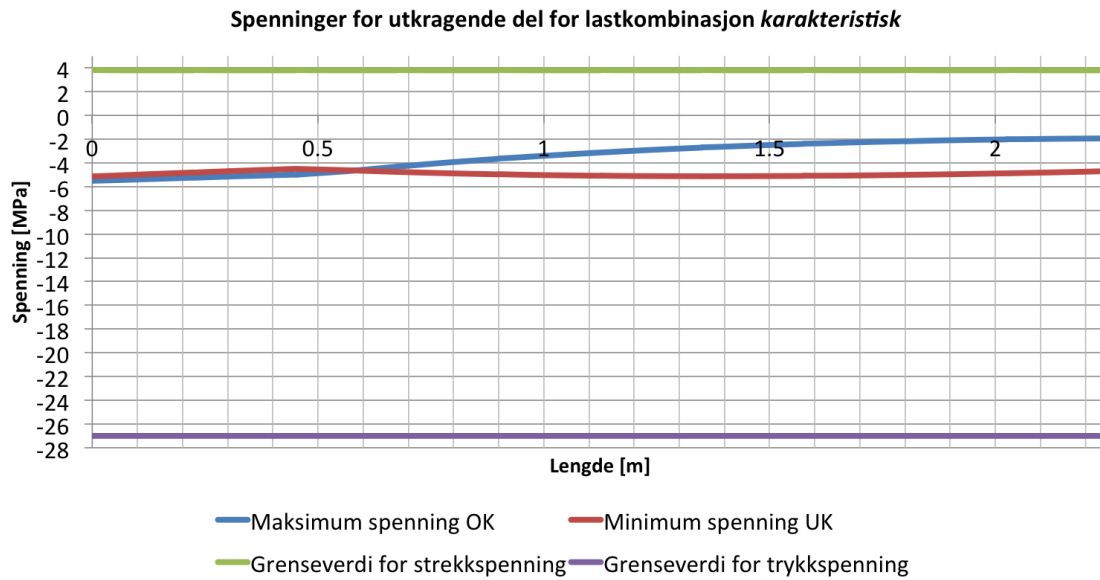
For tverretningen er det gjort tilsvarende spenningskontroller som for lengderetning. Etter som spenningene i NovaFrame er verifisert med håndberegning i lengderetningen er det ikke gjennomført en slik kontroll for tverretningen.

I pkt. 7.7.2 i Håndbok N400 heter det at krav til trykkavlastning bare gjelder for spennarmeringen i lengderetning, og for slakkarmerte bruer vil det derfor ikke være krav til trykkavlastning i tverretning. Det er imidlertid svært viktig å unngå riss som følge av store strekkspenninger i tverretningen. Dette er fordi rissene som oppstår i overkant av den utkragede delen av brudekket, ved søylene, vil gå parallelt med bruas lengderetning. Det vil si at rissene som oppstår på grunn av ytre belastning på flensen, går parallelt med spennarmeringen i lengderetningen, som vist i figur 9.23. Dette reduserer overdekningen til spennarmeringen i lengderetningen over et



Figur 9.23: Langsgående riss som følge av last på flens i tverretning.

mye større område enn de tverrgående rissene. Rissene i overkant vil i tillegg gi større risiko for korrosjon på grunn av klorider fra vegsalt. På bakgrunn av dette, og at brua har spennarmering i tverretningen, kontrolleres strekkspenninger i over- og underkant av tverrsnittet. For tverretningen kontrolleres bare lastkombinasjonen karakteristisk, da denne gir største strekk- og trykkspenninger.



Figur 9.24: Spenninger langs utkraget del i tverretning for karakteristisk lastkombinasjon.

Figur 9.24 viser spenningsene i både over- og underkant langs den utkragede delen av tverretningen. Det fremgår at spenningsene er godt innenfor grenseverdiene og at det vil være trykkspenninger langs hele den utkragede delen. Det konkluderes derfor med at tverretningen har tilstrekkelig kapasitet for å unngå riss.

9.5 Nedbøyningsbegrensning

Det stilles krav til deformasjon av brukonstruksjonens brubane etter Håndbok N400, og den skal ikke ha større nedbøyning enn $L/350$, hvor L er lengden av det betraktede spennet [18, pkt. 3.6.1]. Nedbøyningskravene for de ulike feltene er gitt i tabell 9.3, og med nedbøyning menes det deformasjon i både positiv og negativ retning. Dette kravet bygger på funksjonalitet, brukerens følelse av at konstruksjonen er sikker, og estetiske hensyn. Store nedbøyninger kan eksempelvis føre til vannansamlinger på brudekket eller at billister føler usikkerhet rundt bruas bærevne.

Tabell 9.3: Bruas nedbøyningskrav.

Spenn	Lengde	Nedbøyningskrav
Felt 1	24 m	< 69 mm
Felt 2	30 m	< 86 mm
Felt 3	24 m	< 69 mm

Kravet skal utføres for trafikklaster alene, med karakteristisk verdi. Nedbøyning på grunn av permanente laster og langtidseffekter, skal kompenseres for med overhøyde med lastkombinasjonen *tilnærmet permanent*. Det er i denne oppgaven valgt å gjøre en forenklet kontroll i NovaFrame for å se hvordan deformasjonene er etter 100 år.

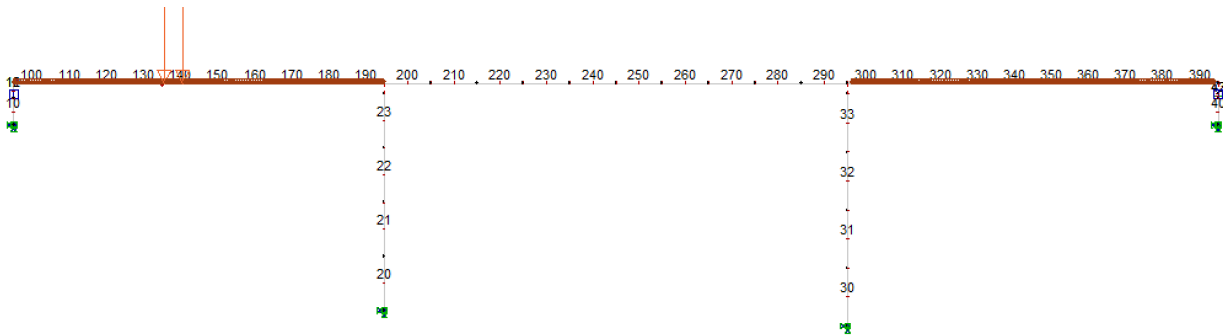
For å kontrollere deformasjonen er det laget en *ordinary load combination* i NovaFrame. Grunnen til dette er at NovaFrame ikke beregner forskyvninger og rotasjoner for lastkombinasjonene i *sorted combination lines*. Dette kommer av at programmet da må lagre en enorm mengde data, som i de aller fleste punkter langs bruas lengde ansees som uviktige. Deformasjoner fra NovaFrame bestemmes ved å lage et lasttilfelle, i stedet for en lastkombinasjon, for den lastkombinasjonen som skal betraktes.

I denne kontrollen er det valgt å betrakte lastkombinasjonen *SLS, 100 år full*, hvor både primær- og tvangsmomentet er med, for deretter å finne største moment i hvert felt. Ved å lese ut hvilke laster som inngår i kombinasjonen i menyen *combination tracer*, kan den gjenskapes som en samling av enkeltlaster i *ordinary load combination*. Det er også viktig å finne plasseringen av dimensjonerende trafikklaster for dette tilfellet, da virkelengden på den jevnt fordelte lasten og plasseringen av den doble aksellasten må være kjent når det skal legges inn manuelt. Dette finnes i menyen *plot traffic position*. Etter å ha lest ut plasseringen av de dimensjonerende trafikklasterne lages de manuelle lastkombinasjonene. Disse lastkombinasjonene kontrolleres for nedbøyning.

Momentet i felt 1 er større enn i felt 3, og siden de har lik lengde, er det valgt å bare kontrollere felt 1 og felt 2. Lastkombinasjonene som gir størst moment i de ulike feltene er vist i figur 9.25 og 9.27. Trafikkplasseringene er vist i figur 9.26 og 9.28.

No. : Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
101 G - brubane	1.000	0.0	-138.4	182.2	11044.5	0.0	0.0
102 G - superegenvekt	1.000	0.0	-19.7	26.0	1574.3	0.0	0.0
103 G - endeskjørt og va	1.000	-0.0	8.1	-19.0	-159.5	-0.0	-0.0
640 PT - full samlet	1.000	-0.0	-81684.1	-23.2	-10998.7	0.0	0.0
201 TR - bremse-/akseler	1.000	0.0	397.1	26.5	201.8	0.0	0.0
202 TR - tverrlast pga s	-1.000	14.8	-0.0	-0.0	0.0	30.6	212.8
223 ML-Max TR - LM1 felt	1.000	62.7	-101.1	-290.4	3433.7	1711.4	597.4
243 ML-Max TR - LM1 felt	1.000	10.6	-64.0	-191.2	2117.6	322.3	101.4
263 ML-Max TR - LM1 rest	1.000	-4.4	-6.3	-4.5	324.9	-35.2	-41.6
402 V-TR - z-retning ned	0.700	9.8	-2.3	3.0	180.3	50.4	93.5
502 TE - Kombinasjon 2	0.700	-0.0	217.6	-115.7	1327.9	-0.0	-0.0
721 CSR - kryp 100 År, f	1.000	-0.0	762.6	28.8	484.5	-0.0	-0.0
701 CSR - svinn 100 År	1.000	-0.0	1003.6	24.9	763.4	0.0	-0.0
Calc. sum :		93.7	-79626.9	-352.8	10294.7	2079.5	963.5
DB. sum :		93.7	-79626.9	-352.8	10294.7	2079.5	963.5

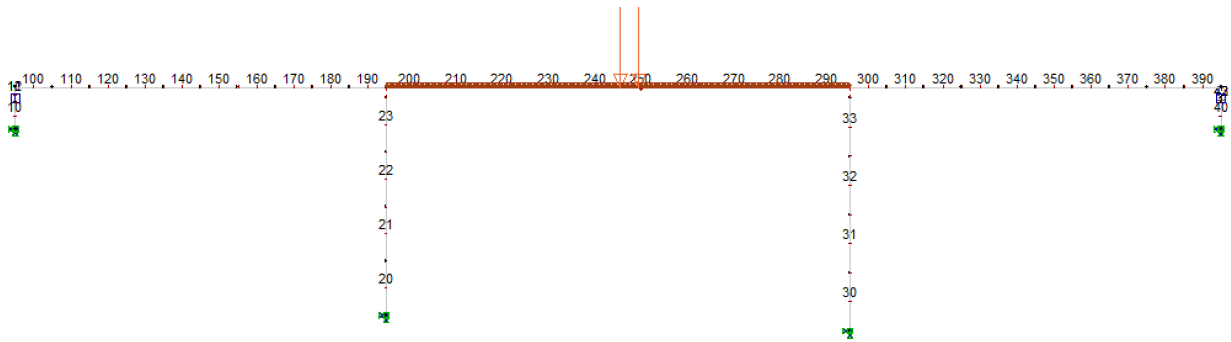
Figur 9.25: Lastkombinasjon for største moment i felt 1.



Figur 9.26: Trafikkplassering for største moment i felt 1.

No. : Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
101 G - brubane	1.000	0.0	-96.1	442.8	10430.7	-0.0	0.0
102 G - superegenvekt	1.000	0.0	-13.7	63.1	1486.8	-0.0	0.0
103 G - endeskjørt og va	1.000	0.0	1.0	2.0	16.5	0.0	-0.0
640 PT - full samlet	1.000	0.0	-83393.0	-140.7	-10299.1	-0.0	0.0
201 TR - bremse-/akseler	-1.000	0.0	-223.6	-0.1	25.9	0.0	-0.0
202 TR - tverrlast pga s	-1.000	-0.7	0.0	0.0	0.0	-1.1	464.8
223 ML-Max TR - LM1 felt	1.000	6.4	-101.7	340.0	3413.0	-1440.1	1906.7
243 ML-Max TR - LM1 felt	1.000	1.2	-60.7	221.9	2096.7	-276.1	322.8
263 ML-Max TR - LM1 rest	1.000	-0.2	-13.5	8.9	338.3	16.6	-135.3
402 V-TR - z-retning ned	0.700	0.4	-1.6	7.2	170.3	-16.7	241.7
502 TE - Kombinasjon 2	0.700	-0.0	100.1	-35.5	2629.8	-0.0	-0.0
721 CSR - kryp 100 År, f	1.000	0.0	525.9	-106.4	453.6	0.0	-0.0
701 CSR - svinn 100 År	1.000	-0.0	654.8	-165.1	594.4	-0.0	-0.0
Calc. sum :		7.0	-82622.0	638.2	11356.8	-1717.5	2800.7
DB. sum :		7.0	-82622.0	638.2	11356.8	-1717.5	2800.7

Figur 9.27: Lastkombinasjon for største moment i felt 2.



Figur 9.28: Trafikklassering for største moment i felt 2.

De beregnede nedbøyningene fra NovaFrame er vist i tabell 9.4, og det fremgår av resultatene at nedbøyning ikke vil være et problem for brua.

Tabell 9.4: Nedbøyningsresultater fra NovaFrame.

	Felt 1	Felt 2
Største moment i element	140(0.0)	250(0.5)
Nedbøyning	10 mm	13 mm
Øvre grense	69 mm	86 mm

9.6 Oppsummering

Det er vist at både betong og spennarmering tilfredstiller krav til spennings- og rissviddebegrensning. Alle snitt i bruas lengde- og tverretning har lavere strekkspenninger enn betongens bøyestrekkefasthet, og vil derfor ikke risse opp. Det er derfor ikke beregnet rissvidder for brua. I tillegg er det vist at nedbøyning ikke vil være et problem for brua.

Tabell 9.5 oppsummerer spenningsbegrensningene i konstruksjonen, og oppptredende spenninger er hentet fra NovaFrame. Her representerer indeksene *RD* kapasitet, *c* trykk og *t* strekk. Overkant av tverrsnittet representeres som *OK* og underkant som *UK*.

Tabell 9.5: Oppsummering av spenningsbegrensning.

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON						
	Min. spenning		Kapasitet	Maks. spenning		Kapasitet
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,kar}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,kar}$	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,kar}$	$\sigma_{t,Rd} > \sigma_{t,kar}$
OK	-27,0 MPa	-12,7 MPa	OK	3,8 MPa	0,6 MPa	OK
UK	-27,0 MPa	-16,9 MPa	OK	3,8 MPa	-1,0 MPa	OK

OFTTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON						
	Min. spenning		Kapasitet	Maks. spenning		Kapasitet
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,ofte}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,ofte}$	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,ofte}$	$\sigma_{t,Rd} > \sigma_{t,ofte}$
OK	-	-11,7 MPa	-	3,8 MPa	-1,5 MPa	OK
UK	-	-14,4 MPa	-	3,8 MPa	-2,2 MPa	OK

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON						
	Min. spenning		Kapasitet	Maks. spenning		Kapasitet
	$\sigma_{c,Rd}$	$\sigma_{c,perm}$	$\sigma_{c,Rd} > \sigma_{c,perm}$	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,perm}$	$\sigma_{t,Rd} > \sigma_{t,perm}$
OK	-20,3 MPa	-11,5 MPa	OK	3,8 MPa	-1,7 MPa	OK
UK	-20,3 MPa	-14,2 MPa	OK	3,8 MPa	-2,5 MPa	OK

10 Diskusjon

Det er underveis i denne oppgaven belyst flere utfordringer knyttet til konseptet. Hovedutfordringen er å tilfredsstillere Eurokodes krav til minimumsarmering og duktilitet. Disse og andre utfordringer diskuteres i dette kapitlet. Avslutningsvis belyses anbefalinger til videre arbeid knyttet til konseptet.

10.1 Krav til minimumsarmering

Minimumsarmering i en betongkonstruksjon har som funksjon å ta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger, unngå store riss og forhindre sprø bruddformer [16, pkt. 9.1(3)]. I lengderetningen stilles det krav til minimum armeringsareal i strekksoner etter pkt. 9.2.1.1, og det er dette kravet det er ønskelig å fravike, da det ikke ønskes å benytte slakkarmering. Tvangskrefter fra forspenning, temperatur, kryp og svinn er inkludert i analysen i NovaFrame. Det vil si at det allerede er vist at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet for tvungne påvirkninger i både brudd- og bruksgrensetilstand. Minimumsarmeringens første funksjon er derfor ivare tatt. Videre er det vist at strekkspenningene i bruksgrensetilstand er lavere enn bøyestrekkefastheten, og at det ikke vil forekomme riss i konstruksjonen. Det er derfor ikke nødvendig å kontrollere minimumsarmering etter pkt. 7.3.2 i Eurokode 2. Minimumsarmeringens funksjon for å unngå store riss ansees derfor også som tilfredsstillt.

Minimumsarmeringens siste funksjonen er å sikre duktil oppførsel ved brudd, og blir behandlet i kapittel 10.2.

10.2 Duktilitet

For at brua skal være pålitelig er det svært viktig at den har duktil oppførsel og gir tilstrekkelig forvarsel før den går i brudd. Duktil oppførsel oppnås ved at spennstålets plastiske materialegenskaper utnyttes i strekk, slik at betongen risser opp og gir observerbare forandringer i konstruksjonen. Betongen i seg selv er et sprøtt materiale og vil ha minimale plastiske deformasjoner før et trykkbrudd, og dermed kollapse uten forvarsel. Duktilitet kan påvises på flere måter, og i henhold til pkt. 5.10.1(6) i Eurokode 2, er metodene som kan benyttes som følger:

Metode A:

Legge inn minimumsarmering i samsvar med pkt. 9.2.1.

Metode B:

Bruke førøppspente kabler med heft.

Metode C:

Sikre enkel adkomst til forspente konstruksjonsdeler av betong for å undersøke og kontrollere spennkablernes tilstand ved hjelp av ikke-destruktive metoder eller ved overvåkning.

Metode D:

Dokumentere at spennkablene har tilstrekkelig kapasitet i enhver henseende.

Metode E:

Påvise at hvis brudd oppstår, enten på grunn av økt belastning eller redusert forspenning, så vil under ofte forekommende lastkombinasjon av påvirkninger, tverrsnittet risse opp og momenter omfordeles før bæreevnen overskrides.

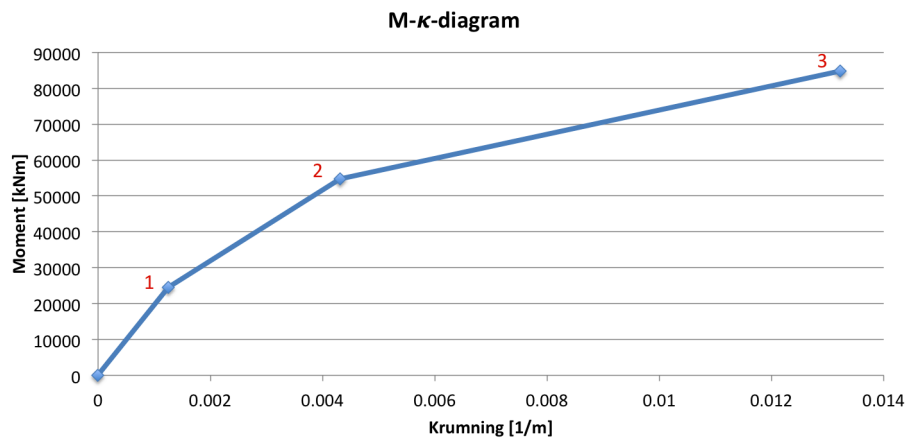
I det nasjonale tillegget fremgår det at det er metode A, B eller E som skal benyttes for å påvise duktilitet for spennarmert betong. Det poengteres at metode D alltid skal være oppfylt, men at det ikke er tilstrekkelig alene. Metode C bør i mange tilfeller supplementere én av de tre andre metodene. Metode D ansees allerede som tilfredsstilt ut i fra kontrollene i bruks- og bruddgrensetilstand. Metode C er også tilfredsstilt siden det er valgt et overvåkningssystem som måler det elektriske potensialet i kabelrørene i bruas lengderetning. Som nevnt i kapittel 10.1 er det ikke ønskelig å benytte slakkarmering i konstruksjon av bestandighetshensyn. Metode A kan derfor ikke brukes for å verifisere konstruksjonens duktilitet.

Det kan argumenteres for at brua allerede har duktil oppførsel ettersom momentkapasitetsberegningene i kapittel 8.2 viser at tverrsnittene er underarmerte. Det betyr at armeringen flyter før betongen går i trykkbrudd, noe som igjen vil gi synlige betongriss i områdene med største strekkspenninger. For spennarmering er ikke denne sammenhengen like opplagt for å bevise tilstrekkelig duktilitet. Dette kommer av at konstruksjonen er mer sårbar for brudd i spennarmeringen enn i slakkarmeringen, da spennkabelene vil være langt mer belastet. Videre er det heller ikke opplagt hvor stort intervallet er mellom belastningen som gir betongriss og belastningen som gir armeringsbrudd. Dette intervallet har betydning for om konstruksjonen har duktil oppførsel eller ikke, og kontrolleres etter metode E.

Duktilitetskontroll etter metode E

Duktilitetskontrollen er gjennomført for tverrsnittet over støtten i akse 3. Dette er det mest momentbelastede snittet, og ved økt belastning er det her konstruksjonen vil gå i brudd. Fullstendige beregninger av duktilitet finnes i vedlegg S.

Det er valgt å se på sammenhengen mellom moment og krumning for tre tilstander, som vist i tabell 10.1. I den første tilstanden beregnes tverrsnittets krumning for momentet i overgangen fra stadium I til stadium II. Dette er overgangen fra urisnet til risset tilstand og momentet kalles *rissmomentet*. Den andre tilstanden som er beregnet er i stadium II, og tverrsnittet er i risset tilstand. Den tredje tilstanden er momentbelastningen ved brudd og dens tilhørende krumning. Tilstandene er satt inn i et moment-krumning-diagram, som vist i figur 10.1.



Figur 10.1: Moment-krumning-diagram for duktilitetskontroll.

Tabell 10.1: Punkt som utgjør M-κ-diagrammet i figur 10.1.

	Krumning $[\frac{1}{m}]$	Moment [kNm]
1) Ved riss	0,00125	24 590
2) I stadium II	0,00431	54 677
3) Ved brudd	0,01323	84 764

Dersom rissmomentets tilhørende krumning er betraktelig mindre enn bruddkrumningen, er dette en god indikasjon på at konstruksjonen vil ha duktil oppførsel frem mot brudd. Beregningene viser at ved brudd vil tverrsnittet ha en krumning på 0,01323 per meter, og ved overgangen til stadium II vil tverrsnittet ha en krumning på 0,00125 per meter. Krumningen ved brudd er over ti ganger så stor som krumningen ved riss og indikerer tilfredsstillende duktil oppførsel fra riss oppstår til brudd inntreffer.

Utfordringen med dette forholdet er at det i utgangspunktet bare sier noe om den relative differansen mellom tverrsnittets risskrumning og bruddkrumningen. Det sier imidlertid ingenting om hvorvidt krumningens størrelse er stor eller liten i forhold til krumninger det normalt kan forventes ved brudd av betongkonstruksjoner. For å gi de beregnede verdiene et referansepunkt er det derfor valgt å sammenligne det spennarmerte tverrsnittet med et tilsvarende normalarmert tverrsnitt. Det normalarmerte tverrsnittet tilfredsstiller krav til duktilitet fordi slakkarmeringen flyter før betongen går i trykkbrudd. Det er derfor ønskelig å finne krumningstallet for det normalarmerte tverrsnittet ved brudd. Dersom det spennarmerte tverrsnittet har lik eller større krumning, kan det argumenteres for at det spennarmerte tverrsnittet også tilfredsstiller krav til duktilitet. Brudd for et normalarmert tverrsnitt er definert ved armeringstøyningen vist i figur 10.2:

$$\varepsilon_s = 2\varepsilon_{yk} = 5\text{‰}$$

Bruddkrumningene for det spennarmerte og det normalarmert tverrsnittet er:

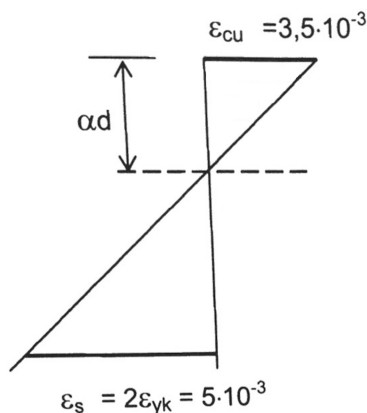
$$\kappa_{brudd.spennarmert} = 0,01323 \frac{1}{m}$$

$$\kappa_{brudd.normalarmert} = \frac{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}}{d} = \frac{3,5\text{‰} + 2 \cdot 5\text{‰}}{1,150 \text{ m}} = 0,01174 \frac{1}{m}$$

Forholdet mellom krumningene blir:

$$\frac{\kappa_{brudd.spennarmert}}{\kappa_{brudd.normalarmert}} = 1,127$$

Beregningen viser at bruddkrumningen for det spennarmerte tverrsnittet er 12,7 prosent større enn for det normalarmerte tverrsnittet. Det vil si at det spennarmerte tverrsnittet får større krumning ved brudd enn krumningen som gir duktilt brudd for et normalarmert tverrsnitt. Det er også vist at intervallet mellom at riss oppstår og at det spennarmerte tverrsnittet går i brudd er stort. Dette indikerer at deformasjonene øker gradvis fra riss oppstår til et eventuelt brudd. I tillegg vil spennkablenes tilstand til enhver tid overvåkes, slik at eventuelle kabelbrudd som følge av korrosjon varsles i god tid. Det konkluderes på bakgrunn av dette med at tverrsnittet vil ha duktil oppførsel, og det derfor ikke er behov for minimumsarmering etter pkt. 9.2.1.1 i Eurokode 2.



Figur 10.2: Tøyninger ved brudd for normalarmert tverrsnitt.

10.3 Krav til minimumsarmering på grunn av torsjon

I kapittel 8.4 ble det vist tilstrekkelig kapasitet for det opptredende torsjonsmomentet, og at torsjonsriss ikke vil forekomme. Det vil si at det ikke er behov for beregningsmessig torsjonsarmering, bare minimumsarmering etter pkt. 9.2.1.1, siden torsjonsmomentkapasiteten, $T_{Rd,c}$, er større enn det opptredende torsjonsmoment, T_{Ed} . Dette kravet er tilsvarende minimumskrav som for lengderetningen. Det innebærer at samme minimumsarmering skal tilfredstille begge krav. Det er vist at minimumsarmeringen for lengderetningen ikke er nødvendig fordi dens funksjon til å omfordele tvangskrefter, begrense riss og sikre duktil oppførsel er tilfredsstillt. Det konkluderes derfor med at krav til minimumsarmering er tilfredsstillt også for torsjon.

10.4 Tolkning av bestandighetskrav

Det er vist i både bruksgrensekontrollen, og i kapitlene om minimumsarmering og duktilitet, at brukonseptet oppfyller Eurokodes bestandighetskrav. Dette er løst ved å begrense strekkspenningene i hele tverrsnittet, i både lengde- og tverretning, slik at rissdannelse forhindres i konstruksjonen. Dette vil være en svært bestandig tilnærming for en vanlig spennarmert betongbru med slakkarmering, men det kan argumenteres for at det er for konservativt for brua i denne oppgaven. Riss vil i utgangspunktet være uproblematisk for konseptets bestandighet, da spennstålet er forhindret fra å korrodere på grunn av beskyttelsen fra plastrøret.

En alternativ tilnærming for å ivareta krav til bestandighet for konseptet, kan være å tillate at strekkspenningene overstiger bøyestrekkefastheten og dermed godta riss. Det må da påvises at rissenes dybde er begrenset av trykksonen i stedet for slakkarmeringen. En mer økonomisk

tilnærming til konseptet kan derfor være å påvise trykkavlastning i både lengde- og tverretning for alle lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand. Etter pkt. NA.7.3.1(5) innebærer dette at hele kabelrøret må ligge minst avstanden Δc_{dev} inn i trykksonen. Det kan da tillates strekk i betongen så lenge kabelrør befinner seg 20 millimeter inn i trykksonen. Kravene til rissviddebegrensning blir da veiledende for utseende og funksjon, mer enn de blir veiledende for bestandighet. Årsaken til at det anbefales trykkavlastning i stedet for rissviddebegrensning, er at det ikke er opplagt hvordan plastrør, og skjøtene mellom disse, oppfører seg i strekk. Ved å tillate strekkspenninger i betongens overkant må det imidlertid også argumenteres for en annen måte å komme seg unna kravet til minimumsarmering.

Brua, slik den er dimensjonert i denne oppgaven, ansees likevel som svært bestandig som følge av den konservative tilnærmingen etter Eurokodes krav. I områder hvor det stilles strenge krav til bestandighet, er en løsningen som forhindrer riss over hele tverrsnittet også overførbart til spennarmerte konstruksjoner med både spennarmering i stålrør og slakkarmering.

10.5 Utfordringer og forslag til videre arbeid

10.5.1 Spaltestrekk

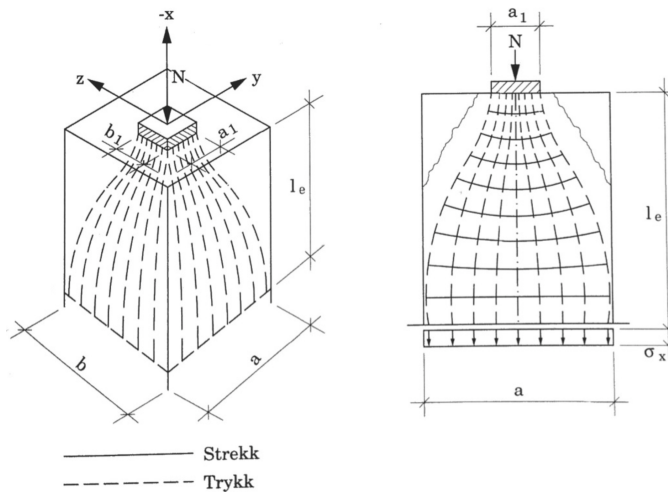
Når spennkablene strammes og forankres vil betongen få store konsentrerte trykkspenninger bak forankringsplaten. Dette skyldes at store krefter skal overføres på små kontaktflater. Disse trykkreftene vil spre seg gradvis utover i tverrsnittet og gi strekkresultanter som illustrert i figur 10.3. Det er i prinsippet tre måter bruenden kan gå i brudd på som følge av forankringskraften [22]:

- Avskalling av kantene som følge av at forankringene er for nær tverrsnittets rand.
- Triaksiale spenninger, spaltestrekk, i betongen som overgår betongens strekkfasthet.
- Lokal knusing av betongen bak forankringsplaten som følge av at trykkspenningen overgår betongens trykkfasthet ved oppspenning.

Det første punktet er unngått ved å følge den europeiske tekniske godkjenningens krav til kantavstander. Videre er det som regel strekkspenningene som blir dimensjonerende for forankringkapasiteten, og det oppstår spaltestrekk som vist i figur 10.3. Spaltestrekk må tas av slakkarmering og det anbefales rustfri armering for å oppnå ønsket bestandighet for brukonseptet. Spaltestrekkarmeringen skal bestemmes ut i fra strekkraften, T , etter pkt. 6.5.3 i Eurokode 2, alt ettersom det er begrenset eller full trykkutbredelse. Det bør legges rustfrie bøyler rundt forankringene og kablene, slik det er gjort for Egg-Graben Brücke, se figur 10.4. Lokal

knusing av betongen kontrolleres etter pkt. 6.7.

Det er i samråd med veiledere valgt å ikke bestemme nødvendig spaltstrekkarmering i denne oppgaven. Siden det ikke er slakkarmering i konstruksjonen, konkluderes det med at det er tilstrekkelig plass til å legge rustfri armering for å ta kreftene ved forankring i både bruenden og langs hele tverretningen. Det er viktig å legge til rette for gode praktiske løsninger slik at betongen kan støpes ut og vibreres. Dersom det imidlertid skulle bli problematisk med de store trykkspenningene, spesielt i bruendene, kan det være en mulighet å benytte fiberarmering eller karbonbånd i tillegg til spaltstrekkarmeringen. Dette er ikke belyst i denne oppgaven, men er et forslag til fordypningstema for fremtidige oppgaver.



Figur 10.3: Spaltstrekk [4, Fig. C 6.12].



Figur 10.4: Spaltstrekkarmering for Egg-Graben Brücke [3, Fig. 10].

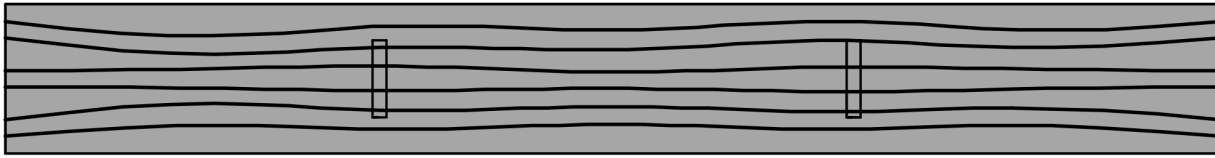
10.5.2 Kabelføring

Utfordringen for valgt kabelføring er at det i overkant i felt og i underkant ved støtte, vil bli store horisontale avstander mellom kablene. Dette kommer av at de ondulerende kablene følger tverrsnittsdelen som er strekkpåkjent. Det vil derfor etterlates relativt store tomrom uten armering i bruas trykksone i felt og over støtte, som vist i figurene 3.14 og 3.13. I pkt. 9.3.1.1(3) stilles følgende krav til største senteravstand for armeringen i plater:

$$S_{max,slabs,lengderetning} = 400 \text{ mm}$$

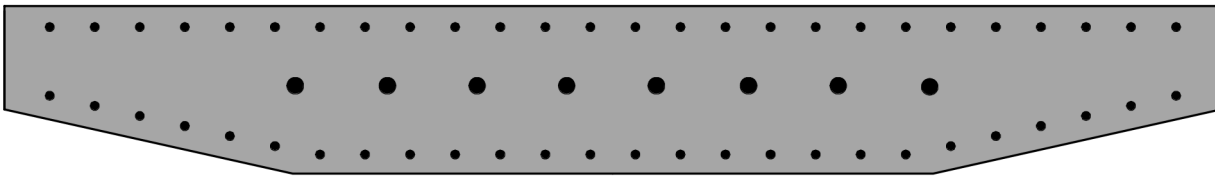
$$S_{max,slab,tverretning} = 450 \text{ mm}$$

Det er ikke klart hvorvidt disse kravene må gjelde også for spennarmeringen. En alternativ måte å løse dette på er å ondulere de rette kablene i tverrsnittets over- og underkant, i horisontal retning slik som vist i figur 10.5. Slik kan en jevn senteravstand oppnås mellom kablene langs hele bruas lengderetning.



Figur 10.5: Brua sett ovenfra hvor kablene i overkant ondulerer horisontalt.

Et annet alternativ er å legge flere små kabler langs tverrsnittets rander. Problemet med å ha rette kabler i både over- og underkant er at primærmomentet nuller hverandre ut. Det er derfor også behov for større kabler som ondulerer over hele brulengden, som vist i figur 10.6. Skissen er ikke veiledende for antall kabler eller senteravstand med illustrerer løsningen. Dette sikrer mindre senteravstand i overkant og underkant, samtidig som de gunstige effektene fra primærmomentet ivaretas.



Figur 10.6: Forslag til kabelføring hvor midtkablene ondulerer, og randkablene er rette.

Kabelareal og eksentrisiteter valgt i denne oppgaven ansees som godt egnet for å bevise konseptets gjennomførbarhet. Det vil imidlertid være ulike måter å legge kablene på som kan gi andre gode løsninger. Her anbefales det å vurdere muligheter for optimalisering.

10.5.3 Toveisvirkning

Som nevnt i kapittel 6.1 gir NovaFrame begrensede muligheter til å analysere toveisvirkninger. Toveisvirkningen er spesielt interessant over og i nærheten av søylene. Siden det også er spennarmering i tverretning er det svært interessant å synliggjøre hvordan platen bærer lastene i de ulike retningene. I felt vil det også være interessant å se hvor stor del som tas som bøyning i lengderetningen og hvor stor del som tas som bøyning i tverretning. Denne analysen lar seg ikke gjøre med et rammeprogram og det anbefales derfor å se på disse problemstillingene i et elementmetodeprogram.

10.5.4 Lokale effekter fra kollisjon på rekkverk

For trafikkerte bruer stilles det krav til kjøresterkt rekkverk. Dette må tåle kollisjoner fra kjøretøy som er på vei ut av kjørebanelen. Disse lokale kreftene må føres ned i brudekket, noe som krever forankring med armering. Det anbefales at forankring fra rekkverk føres ned i spalte-strekkarmeringen for tverretningen. Slik vil det armerte området utnyttes og det benyttes minst mulig rustfri armering. Det kan være problematisk at kollisjonskrefter føres ned i spennkabelens forankring, da spennkabelen gir bæring i tverretning. Effektene av dette krever detaljprosjektering som er av stor interesse for konseptet.

10.5.5 Økonomi og bærekraftighet

Det er vist i denne oppgaven at konseptet er gjennomførbart og at det er mulig å prosjektere en platebru uten slakkarmering. Det foreslås videre å gjennomføre en total livsløpsanalyse for både kostnader og økologisk fotavtrykk. Det er ingen tvil om at det vil spare samfunnet for store utgifter dersom vedlikehold og reparasjoner for fremtidens betongkonstruksjoner reduseres. Det tenkes at det totale stålvolumet i konstruksjonen vil reduseres siden spennstålet har høyere kapasitet enn vanlig slakkarmering, og at stålrørene byttes ut med plastrør. Det er imidlertid helt avgjørende med et økonomisk og miljømessig insentiv for at konseptet skal tas i bruk. En livsløpsanalyse vil derfor være nødvendig for å dokumentere eventuelle økonomiske og miljømessige gevinster for å utvikle felles retningslinjer for dimensjoneringskrav.

11 Konklusjon

Det er i denne oppgaven vist at det er gjennomførbart å dimensjonere en platebru med et lengste spenn på 30 meter, ved å kun benytte plastisolert spennarmering. Utfordringene ved konseptet er at konstruksjonens armering er begrenset til spennarmering. Dette innebærer at spennarmeringen alene må tilfredstille krav til kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstand. Det er vist at beregningssmessig behov for konvensjonell slakkarmering, samt Eurokodes krav til minimumsarmering og duktilitet, kan fravikes. Dette er gjort ved å inkludere tvangskrefter i den statiske analysen, begrense strekkspenninger til betongens bøyestrekfasthet i både tverr- og lengderetning, samt påvise tilstrekkelig duktilitet ved krumningsbetraktninger.

Kapasitetskontroller etter Eurokode viser at brua har tilstrekkelig bruddkapasitet for de opp-tredende lastene. I tillegg er det vist at betongen forblir urisnet og at trykkspenningene som følge av forspenningen ligger under kritisk verdi i bruksgrensetilstanden. Videre er det belyst at enkelte områder må detaljprosjekteres for lokale krefter.

Brua ansees som svært korrosjonssikker, da den bygges uten slakkarmering. I tillegg har spenn-kablene god korrosjonsbeskyttelse fordi de isoleres fullstendig fra omgivelsene i lukkede plast-rør. Resultatet er en brukonstruksjon som har minimalt behov for vedlikehold og derfor har potensiale til å gi store samfunnsøkonomiske og miljømessige besparelser over sin levetid.

Referanser

- [1] Aas-Jakobsen AS (2011). *NovaFrame User's Guide*.
- [2] Bell, K. (2011). *Matrisestatikk - Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Tapir Akademisk Forlag.
- [3] Berger, J., Bruschetini-Ambro, S., and Kollegger, J. (2011). *An innovative design concept for improving the durability of concrete bridges*. *Structural Concrete* 12.
- [4] Betongelementforeningen (2013). *Betongelementboken 2013: Bind C - Elementer og knutepunkter*.
- [5] Cement & Concrete Institute (2009). *Fultons concrete tech*. 9th edition.
- [6] CrossX. *Beregningsprogram for modellering og analyse av et vilkårlig bjelketverrsnitt*. <https://www.ntnu.no/kt/programutvikling/crossx>.
- [7] DYWIDAG-Systems International GmbH (2013). *European Technical Approval Post-Tensioning Systems, ETA-13/0815*.
- [8] Fergestad, S. and Johansen, H. *4 - Bruplanlegging*. Aas-Jakobsen AS og Vegdirektoratet.
- [9] Hewson, N. R. (2003). *Prestressed concrete bridges: Design and construction*.
- [10] Johansen, H. (2014). *NTNU: KT6003 Prosjektering av bruer 1 - Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- [11] Larsen, P. K. (2008). *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Tapir Akademisk Forlag, 2nd edition.
- [12] Rottmann, K. (2013). *Matematisk formelsamling*. Spektrum forlag.
- [13] Standard Norge (2002). *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+NA:2008 + NA Endringsblad A1:2010.
- [14] Standard Norge (2003a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer*. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- [15] Standard Norge (2003b). *Eurokode 1, Laster på konstruksjoner, Del 5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
- [16] Standard Norge (2004). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.

- [17] Standard Norge (2005). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.*
- [18] Statens vegvesen (2015). *Håndbok N400: Bruprosjektering - Prosjektering av bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (versjon 2015-01-26).*
- [19] Store norske leksikon. *Armert betong.* https://snl.no/armert_betong. Dato: 27.05.2015.
- [20] Store norske leksikon. *Kryp.* <https://snl.no/kryp>. Dato: 14.05.2015.
- [21] Strand, E. H. and Kaldbekkdalen, A.-K. (2014). Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru. Master's thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) ved institutt for konstruksjonsteknikk.
- [22] Svare, T. I. (1976). *Spaltestrekk i bjelke/søyleforbindelser. Beregningsgrunnlag for dimensjonering av spaltestrekk i kraftoverførende forbindelser. Norges byggforskningsinstitutt, særtrykk 246.*
- [23] Sørensen, S. I. (2010). *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.* Tapir Akademisk Forlag.
- [24] The International Federation for Structural Concrete (2005). *fib Bulletin No. 33, Durability of post-tensioning tendons.*
- [25] Xuefeng Zhao, Peng Gong, G. Q. J. L. X. L. and Ou, J. (2011). *Brillouin Corrosion Expansion Sensors for Steel Reinforced Concrete Structures Using a Fiber Optic Coil Winding Method. Sensors Volume 11, Issue 11.*

Vedlegg

Vedlegg A	Oppgavetekst - Prosjektoppgave 2013	165
Vedlegg B	Geometri, tyngdepunkt og arealtrehetsmoment	171
Vedlegg C	Betongens alder ved oppspenning	175
Vedlegg D	Tidsavhengige tap for lengderetning	177
Vedlegg E	Tidsavhengige tap for tverretning	191
Vedlegg F	Spenningsbegrensning i lengderetning	197
Vedlegg G	Beregning av trafikklast	203
Vedlegg H	Beregning av temperaturlast	207
Vedlegg I	Beregning av vindkrefter	209
Vedlegg J	Beregning av kryp og svinn i lengderetning	215
Vedlegg K	Beregning av kryp og svinn i tverretning	221
Vedlegg L	Verifikasjon av egenlast	227
Vedlegg M	Verifikasjon av temperaturlast	235
Vedlegg N	Verifikasjon av vindlast	241
Vedlegg O	Momentkapasitet i lengde- og tverretning	245
Vedlegg P	Momentkapasitet for andre kritiske snitt	259
Vedlegg Q	Skjærkapasitet	271
Vedlegg R	Torsjonskapasitet	277
Vedlegg S	Duktilitetskontroll	279

A Oppgavetekst - Prosjektoppgave 2013

KT6003 *Prosjektering av bruer 1*

Prosjektoppgave

Innledning

Ei planlagt plasstøpt og etteroppspent bjelke/platebru med lengde $24 + 30 + 24 = 78$ meter skal dimensjoneres i henhold til gjeldende regelverk. Tverrsnittshøyde (H) og spennarmering (mengde og plassering) skal bestemmes. Lengdesnitt, tverrsnitt og forslag til kabelføring er vist i vedlagte figur.

Forutsetninger

Utførelse

Overbygningen forutsettes utført i én støp med forskaling på reis fra bakken.

De som ønsker, kan regne med følgende tre byggefaser:

1. Første etappe: $1 + 24 + 6 = 31$ meter fra venstre bruende til 6 meter forbi akse 2
2. Andre etappe: 30 meter fram til 6 meter forbi akse 3
3. Tredje etappe: $18 + 1 = 19$ meter fram til høyre bruende

Geometri og grensebetingelser

Forutsetninger:

- Brua er horisontal (ingen vertikalkurvatur) og rett (ingen horisontalkurvatur)
- Brua har 1,0 meter utstikk forbi landkaraksene på begge ender
- Akse 1: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med fastholding i bruas lengderetning
- Akse 2/3: Skivesøyler 5,0 m x 1,0 m, monolittisk forbindelse
- Akse 4: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre uten fastholding i bruas lengderetning
- Fundamentering på berg i alle akser

Tverrsnitt

Bruplatas bredde, «stegets» bredde og vingenes tykkelse er kjent, mens nødvendig tverrsnittshøyde skal bestemmes.

Materialer

Forutsetninger:

- Betongkvalitet B45
- Slakkarmering B 500 NC

Laster

Forutsetninger for egenvekter:

- Egenvekt for endeskjørt og vanger i akse 1 modelleres som vertikallast 350 kN (nedover) ved bruenden.
- Egenvekt for endetverrbærere neglisjeres.
- Super-egenvekt (slitelag, kantdragere og rekkverk) modelleres som sentrisk last 40 kN/m.

Forutsetninger for temperatur:

- Temperatur-virkninger: $T_{\max} = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = -20 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Forutsetninger for vindlaster:

- Brua ligger i Trondheim kommune i Sør-Trøndelag
- Retningsfaktor, sesongfaktor og nivåfaktor settes lik 1,0 (c_{dir} , c_{season} , $c_{alt} = 1,0$)
- Returperiode i ferdigtilstand settes lik 50 år ($c_{prob} = 1,0$)
- Terrengformfaktor, $c_0(z) = 1,0$
- Overbygningens høyde over terreng, $z = 15 \text{ m}$
- Terrengruhetskategori II
- Vindturbulens, $k_1 = 1,0$
- Total bruplatebredde inkl kantdragere, $b = 9,5 \text{ m}$
- Vind med samtidig virkende trafikk skal regnes med en maksimal kastvindhastighet på 35 m/s i henhold til NS-EN 1991-1-4+NA pkt NA.8.1 (4).
- Vindlast på søyler neglisjeres.

Spennarmering

Spennarmering med 15 stk 150 mm² tau pr kabel antas brukt. Aktuelle systemer kan være for eksempel Dywidag (DSI) eller Cona CMI BT (BBR VT). Data/forutsetninger finnes i relevante ETA'er:

- ETA-06/0022 (DSI)
- ETA-09/0286 (BBR)

ETA-ene finnes på leverandørenes nettsider. Google-søk med titlene fører som regel fram.

Kabelføring, plassering av forankringer, antall kabler osv skal bestemmes.

Forslag til kabelføring (forutsatt utførelse i én støp) finnes i vedlagte figur og består av to kabelgrupper:

1. Kabelgruppe 1 spennes opp ved akse 1 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.
2. Kabelgruppe 2 spennes opp ved akse 4 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Ved utførelse i tre etapper forutsettes kabelføring tilpasset byggefasene.

Det forutsettes brukt kabelrør med diameter 100 mm, og minimum trykkfasthet for betongen ved oppspenning settes lik 32 MPa (sylinder) / 40 MPa (terning).

Miljø

Eksponeringsklasser: XD1 for overside, XC3 for underside.

Oppgaver

Oppgave 1: Prosjekteringsgrunnlag

Lag en summarisk oversikt over nødvendige grunnlagsdokumenter, inkludert standarder, håndbøker, ETA'er osv. Gi en kort (to linjer) presentasjon av analyseprogrammet som benyttes.

Bestem dimensjonerende materialegenskaper for både betong, slakkarmering og spennarmering. Kartlegg viktige forutsetninger vedr kryp og svinn for betongen.

Vis viktige forutsetninger for valgt spennsystem, inkludert parametere for spennkrafttap, minimum senteravstander og kantavstander for kabelforankringene, oppspenningskraft mm.

Bestem minimumsarmering (slakkarmering) for tverrsnittet. Velg (innledende) lengdearmering med senteravstand 150 mm slik at kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

Bestem nødvendig overdekning, og kartlegg plassering av slakkarmering og spennarmering, samt kabelforankringer, i tverrsnittet.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra trafikklaster, og kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra termiske påvirkninger (temperaturlaster), og kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra vindlaster på bru uten trafikk og på bru med trafikk. Kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.

Dette inkluderer blant annet følgende:

1. Finn referansevindhastigheten, $v_{b,0}$
2. Bestem basisvindhastighet, v_b
3. Bestem (10-min) middelvindhastighet for brua, $v_m(z)$
4. Bestem (1 sek / 3-5 sek) vindkasthastighet, $v_p(z)$
5. Bestem vindkasthastighetstrykket, $q_p(z)$
6. Bestem karakteristisk vindkraft ($F_{w,x}$, $F_{w,y}$ og $F_{w,z}$) på brua i høyde med overbygningen

Vis hvordan laster kombineres i dimensjonerende lastkombinasjoner i;

- ULS kombinasjon STR (ULS-STR)
- SLS kombinasjon *Ofte forekommende* (SLS-OFTE)
- SLS kombinasjon *Tilnærmet permanent* (SLS-PERM)

Oppgave 2: Innledende analyse

Etabler en analysemodell for brua basert på en første antagelse for tverrsnittshøyde og spennarmering. Modeller nøyaktig kabelplassering over opplegg og i feltmidt, men ikke legg mye arbeid i nøyaktig kabelføring for øvrig.

Vis hvordan alle forutsetninger vedrørende både geometri, materialer og laster/lastkombinasjoner er ivaretatt og implementert i analysen.

Vis hvordan spenninger i ulike deler av tverrsnittet kan leses ut eller bestemmes fra analysen.

Følgende resultater fra den innledende analysen presenteres:

1. Diagrammer for min/max normalspenning (bøyepening) i tverrsnittet i nivå med spennarmeringen for SLS-PERM.
2. Diagrammer for M, N, V og T for overbygningen for alle dimensjonerende lastkombinasjoner (med både primær-effekter og tvangskrefter for spennarmeringen inkludert).
3. Momentdiagram for overbygningen for ULS-STR der forspenningens primær-effekter er utelatt.

Min/max-verdier i viktige snitt angis med verdier på plottene.

Momenttopper over søyleakser kan vurderes avrundet.

Oppgave 3: Innledende tverrsnittskontroll

Bestem effektiv flensbredde.

Tverrsnittskontroll for valgt (innledende) tverrsnittshøyde, spennarmering og slakkarmering gjennomføres slik:

- (a) Kontroller, basert på analyseresultater, om trykkavlastning er tilfredsstillt for SLS-PERM i de områdene der kravet gjelder.
- (b) Kontroller ved håndregning tverrsnittets momentkapasitet (ULS) over opplegg (akse 2 eller 3) og i endefelt (akse 1-2 eller 3-4). Regn med spennarmeringen som bidrag til tverrsnittets kapasitet (indre motstand). Kontroller kapasiteten mot dimensjonerende (opptredende) momenter for ULS uten forspenningens primær-effekter.
- (c) Vis at tverrsnittene kontrollert i (b) er underarmerte.
- (d) Kontroller ved håndregning tverrsnittets skjærkapasitet (ULS) inn mot opplegg i akse 2 eller 3. Finn ut om skjærarmering (bøylarmering) er nødvendig, og bestem eventuelt nødvendig bøylarmering.
- (e) Kontroller ved håndregning tverrsnittets torsjonskapasitet (ULS) ved opplegg i akse 2 eller 3. Bestem nødvendig tverrarmering (bøyle rundt bjelkedelen av tverrsnittet) og eventuelt nødvendig tillegg i lengdearmering.
- (f) Kontroller ved håndregning rissvidder for SLS-OFTE i samme snitt som oppgave (b).

For oppgave (a), (d), (e) og (f) benyttes komplette lastkombinasjoner (inkludert spennarmeringens primær-effekter).

Oppgave 4: Optimalisering

Tverrsnittshøyde og spennarmering vurderes i forhold til resultater fra innledende tverrsnittskontroll. Endrede forutsetninger vurderes, og analyse og tverrsnittskontroller gjennomføres eventuelt med reviderte forutsetninger.

Når optimal tverrsnittshøyde og spennarmering er bestemt, kjøres endelig analyse, og alle relevante (endelige) resultater dokumenteres på samme måte som i oppgave 2.

Analyseresultater for enkeltlaster verifiseres mot håndregning. Dette inkluderer også lastvirkninger fra spennarmeringen, både primær-effekter og tvangskrefter. Vi også hvordan både umiddelbart og tidsavhengig spennkrafttap er ivaretatt.

Nevn kort hvilke forhold som *ikke* er ivaretatt eller modellert eksakt i analysen.

Analyseresultater for dimensjonerende lastkombinasjoner verifiseres mot håndregnede kombinasjoner av resultater for enkeltlaster.

Oppgave 6: Tverrsnittskontroll

Tverrsnittskontroll basert på endelig analyse gjennomføres på samme måte som i oppgave 3.

Oppgave 7: Diverse kontroller – frivillig

De som ønsker kan dokumentere følgende kontroller:

1. Skiveskjær i flens; dimensjonering av tverrarmering i bruvingenes innspenning
2. Kontroll av lastvirkninger i bruas tverretning
3. Kontroll av hjultrykk/gjennomlokking
4. Kontroll av lokale krefter over lagre og ved spennarmeringsforankringer; spalttestrekkarmering
5. Dimensjonering av søyler, inkludert vurdering av knekk lengder/slankhet og 2. ordens tilleggs momenter
6. Dimensjonering av landkar i akse 6
7. Dimensjonering av fundamenter i alle akser

De som regner med byggefaser kan kontrollere kapasitet av overbygningen i oppspenningstilstanden, dvs med spennarmeringen på trykksida.

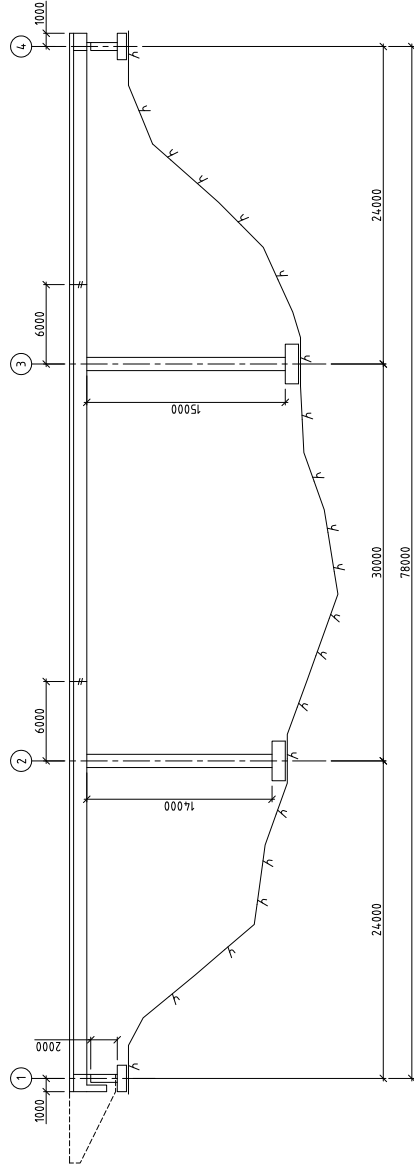
Praktiske detaljer

Oppgavene skal besvares fullstendig – men mest mulig kortfattet. Besvarelsen skal leveres digitalt (pdf) og på papir (utskrift). Skannede håndskrevne sider aksepteres. Utskrifter fra analyseprogram (forutsetninger og/eller resultater) skal være kortfattet, og viktig informasjon skal være uthevet og/eller kommentert.

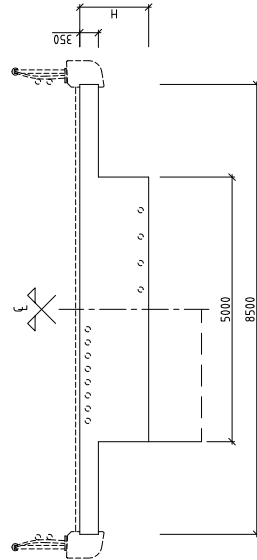
For de som benytter analyseprogrammer uten trafikklast og/eller spennarmeringsmodul vil noen oppgaver måtte besvares litt annerledes enn oppgaveteksten legger opp til. Dette avklares nærmere med veiledere.

Innlevering senest **onsdag 11/12 kl 10.00**.

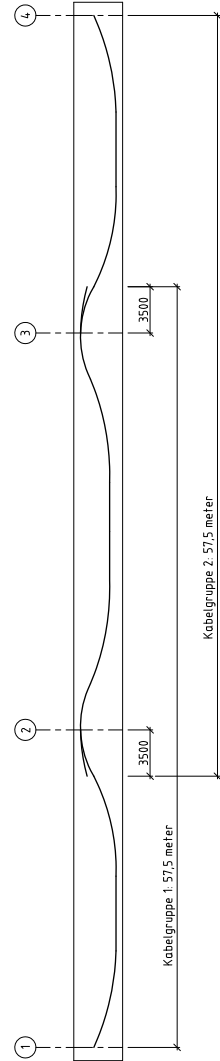
KT6003 Prosjektering av bruer 1
Prosjektoppgave



Lengdesnitt



Tverrsnitt over opplegg og i endefelt



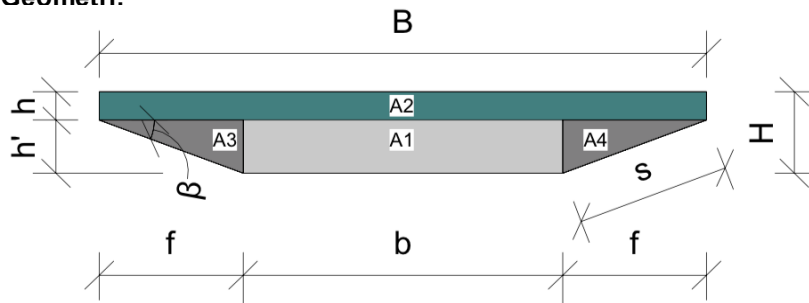
Spennarming

B Geometri, tyngdepunkt og arealtrehetsmoment

Geometri, tyngdepunkt, arealtrehetsmoment etc.

Brudekke

Geometri:



Bredde i overkant:		$B := 9500\text{mm}$
Bredde i underkant:		$b := 5000\text{mm}$
Total tværsnittshøjde:		$H := 1300\text{mm}$
Højde av flens:		$h := 800\text{mm}$
Bredde av flens:	$f := (B - b) \cdot 0.5$	$f = 2250\text{-mm}$
Højde av steg:	$h' := H - h$	$h' = 500\text{-mm}$
Lengde skrå sidekant:	$s := \sqrt{h'^2 + f^2}$	$s = 2305\text{-mm}$
Vinkel for skrå flens:	$\beta := \text{atan}\left(\frac{h'}{f}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\beta = 12.529\text{ grader}$

Omkrets:

$$u := B + 2 \cdot h + 2 \cdot s + b \quad u = 20.71 \cdot \text{m}$$

Areal og arm til hver dels tyngdepunkt:

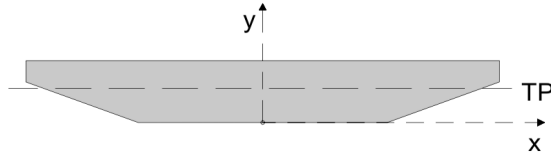
$$A_1 := b \cdot h' = 2.5\text{m}^2 \quad y_1 := \frac{h'}{2} = 250\text{-mm} \quad x_1 := 0$$

$$A_2 := B \cdot h = 7.6\text{m}^2 \quad y_2 := h' + \frac{h}{2} = 900\text{-mm} \quad x_2 := 0$$

$$A_3 := \frac{h' \cdot f}{2} = 0.563\text{m}^2 \quad y_3 := \frac{2}{3} \cdot h' = 0.333\text{m} \quad x_3 := -\left(\frac{b}{2} + \frac{f}{3}\right) = -3250\text{-mm}$$

$$A_4 := \frac{h' \cdot f}{2} = 0.563\text{m}^2 \quad y_4 := \frac{2}{3} \cdot h' = 0.333\text{m} \quad x_4 := \frac{b}{2} + \frac{f}{3} = 3250\text{-mm}$$

$$A_{\text{tot}} := A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = 11.225\text{m}^2$$



Tyngdepunkt

Fra senter av konstruksjonen:

$$x := \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4}{A_{\text{tot}}} \quad x = 0 \cdot \text{mm}$$

Fra bunn og opp:

$$y_{\text{bunn}} := \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3 + A_4 \cdot y_4}{A_{\text{tot}}} \quad y_{\text{bunn}} = 698.441 \cdot \text{mm}$$

Fra topp og ned:

$$y_{\text{topp}} := H - y_{\text{bunn}} \quad y_{\text{topp}} = 601.559 \cdot \text{mm}$$

Arealtreghetsmoment om x-aksen:

$$I_{x0.1} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.052 \text{ m}^4 \quad y_{01} := y_{\text{bunn}} - y_1 = 0.448 \text{ m}$$

$$I_{x0.2} := \frac{B \cdot h^3}{12} = 0.405 \text{ m}^4 \quad y_{02} := y_2 - y_{\text{bunn}} = 0.202 \text{ m}$$

$$I_{x0.3} := \frac{f \cdot h^3}{36} = 7.813 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad y_{03} := y_{\text{bunn}} - y_3 = 0.365 \text{ m}$$

$$I_{x0.4} := \frac{f \cdot h^3}{36} = 7.813 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad y_{04} := y_{\text{bunn}} - y_4 = 0.365 \text{ m}$$

$$I_{x.1} := I_{x0.1} + A_1 \cdot y_{01}^2 = 0.555 \text{ m}^4$$

$$I_{x.2} := I_{x0.2} + A_2 \cdot y_{02}^2 = 0.714 \text{ m}^4$$

$$I_{x.3} := I_{x0.3} + A_3 \cdot y_{03}^2 = 0.083 \text{ m}^4$$

$$I_{x.4} := I_{x0.4} + A_4 \cdot y_{04}^2 = 0.083 \text{ m}^4$$

$$I_x := I_{x.1} + I_{x.2} + I_{x.3} + I_{x.4} \quad I_x = 1.435 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Arealtreghetsmoment om y-aksen:

$$I_{y0.1} := \frac{b^3 \cdot h'}{12} = 5.208 \text{ m}^4$$

$$x_{01} := x - x_1 = 0 \text{ m}$$

$$I_{y0.2} := \frac{B^3 \cdot h}{12} = 57.158 \text{ m}^4$$

$$x_{02} := x - x_2 = 0 \text{ m}$$

$$I_{y0.3} := \frac{f^3 \cdot h'}{36} = 0.158 \text{ m}^4$$

$$x_{03} := x - x_3 = 3.25 \text{ m}$$

$$I_{y0.4} := \frac{f^3 \cdot h'}{36} = 0.158 \text{ m}^4$$

$$x_{04} := x_4 - x = 3.25 \text{ m}$$

$$I_{y.1} := I_{y0.1} + A_1 \cdot x_{01}^2 = 5.208 \text{ m}^4$$

$$I_{y.2} := I_{y0.2} + A_2 \cdot x_{02}^2 = 57.158 \text{ m}^4$$

$$I_{y.3} := I_{y0.3} + A_3 \cdot x_{03}^2 = 6.1 \text{ m}^4$$

$$I_{y.4} := I_{y0.4} + A_4 \cdot x_{04}^2 = 6.1 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_{y.1} + I_{y.2} + I_{y.3} + I_{y.4}$$

$$I_y = 7.457 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Søyler i akse 2 og 3:

Bredde søyle:

$$b_{\text{søyle}} := 5 \text{ m}$$

Høyde søyle:

$$h_{\text{søyle}} := 1 \text{ m}$$

Areal søyle:

$$A_{\text{søyle}} := b_{\text{søyle}} \cdot h_{\text{søyle}}$$

$$A_{\text{søyle}} = 5 \text{ m}^2$$

Arealtreghetsmoment:

$$I_{x.\text{søyle}} := \frac{b_{\text{søyle}} \cdot h_{\text{søyle}}^3}{12}$$

$$I_{x.\text{søyle}} = 4.167 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.\text{søyle}} := \frac{b_{\text{søyle}}^3 \cdot h_{\text{søyle}}}{12}$$

$$I_{y.\text{søyle}} = 1.042 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

C Betongens alder ved oppspenning

Betongens alder ved oppspenning

Referanser/kilder

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (refereres til som EK2-1-1)
- Vedlegg A: "Prosjektoppgave høst 2013"

Betongkvalitet:

$$B_{\text{kval}} := B45$$

Sementtype, N: Høyfast sement.

$$s := 0.25$$

Vedlegg A

Minimumskravet til trykkfasthet ved oppspenning er 32 MPa.

$$f_{\text{ck},t} := 32$$

EK2-1-1:
3.1.2 (5)

Snur på formelen og får et uttrykk for middelverdien av betongtrykkfasthet ved en alder av t døgn:

$$f_{\text{cm},t} := f_{\text{ck},t} + 8$$

$$f_{\text{cm},t} = 40$$

Middelverdi av betongtrykkfasthet etter 28 døgn.

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

Formel for middelverdien av betongtrykkfasthet ved en alder av t døgn:

$$f_{\text{cm},t} = \beta_{\text{cc}}(t) \cdot f_{\text{cm}}$$

Det interessante er hvilket tidspunkt som gir $f_{\text{cm},t}$ -verdien ovenfor etter pkt. 3.1.2 (5).

EK2-1-1:
3.1.2 (6)

$$\beta_{\text{cc}}(t) := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right]$$

Løser ut t -verdien, og runder opp til nærmeste tier:

$$f_{\text{cm},t} = \beta_{\text{cc}}(t) \cdot f_{\text{cm}} \text{ solve} \rightarrow 6.1969013627526739362$$

Betongens alder i døgn ved oppspenning blir:

$$t_0 := 7$$

Kontrollberegning

Regner med antall døgn ovenfor og ser om kravet på 32 MPa er tilfredsstillt.

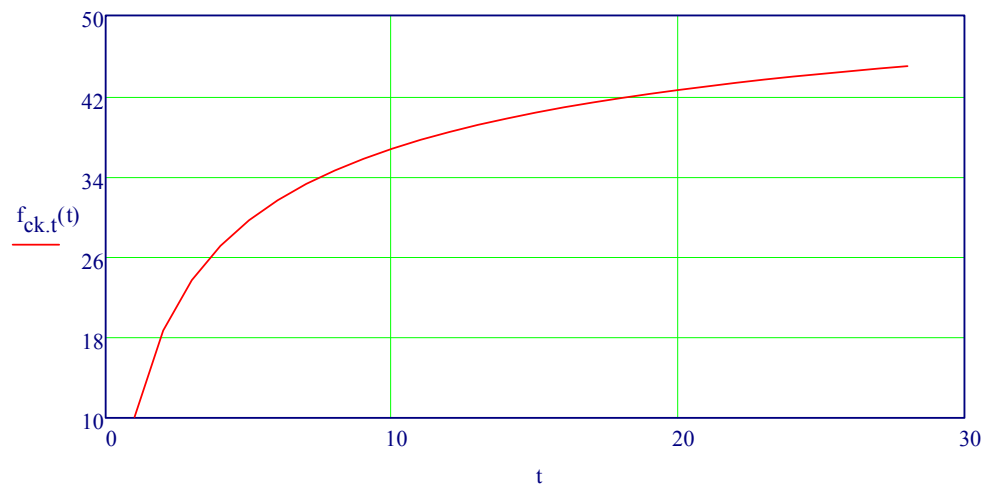
$$\beta_{cc} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_0} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right]$$

$$f_{cm,t} := \beta_{cc} \cdot f_{cm}$$

$$f_{ck,t} := f_{cm,t} - 8$$

$$f_{ck,t} = 33.3 > 32$$

Betongens fasthetsutvikling:



D Tidsavhengige tap for lengderetning

Tidsavhengige tap av spennkraft

For maks feltmoment

Betong:

Tverrsnittsareal:	$A_c := 11.225\text{m}^2$
Betongens E-modul:	$E_{cm} := 36000\text{MPa}$
Oppspenning etter antall dager:	$t_0 := 7$
Kryp etter 100 år:	$\varphi := 1.626$

Spennarmering:

Spennarmeringsareal:	$A_p := 2250\text{mm}^2$
Spennstålets E-modul:	$E_p := 195000\text{MPa}$
Totalt antall kabler:	$n_{\text{kabel}} := 32$
Totalt spennarmeringsareal:	$A_{p,\text{tot}} := A_p \cdot n_{\text{kabel}} = 7.2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Spennstålets "0,1 %-grense":	$f_{p0.1k} := 1640\text{MPa}$
Oppspenningskraft:	$\sigma_{p,\text{max}} := 1476\text{MPa}$
Nominell overdekning:	$c_{\text{nom}} := 100\text{mm}$
Arealregghetsmoment:	$I_x := 1.435 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$

Kryp**Langtid:**

Langtids E-modul:	$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13709 \cdot \text{MPa}$
Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul:	$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.2$
Avstand fra UK til TP armering i OK:	$d_{ok.felt} := 1150 \text{mm}$
Avstand fra OK til TP armering i UK:	$d_{uk.felt} := 1040 \text{mm}$
Antall kabler:	$n_{OK.f} := 10$ $n_{UK.f} := 22$
Spennarmeringsareal:	$A_{p.UK} := A_p \cdot (n_{UK.f}) = 4.95 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$ $A_{p.OK} := A_p \cdot (n_{OK.f}) = 2.25 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Tyngdepunkt fra UK:	$y_{bunn} = 698 \cdot \text{mm}$
Tyngdepunkt fra OK:	$y_{topp} = -602 \cdot \text{mm}$
Avstand fra tpb til spennarmeringen:	$e_{UK} := d_{uk.felt} + y_{topp} = 438 \cdot \text{mm}$ $e_{OK} := d_{ok.felt} - y_{bunn} = 452 \cdot \text{mm}$
Ekvivalent betongareal:	$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} + A_{p.OK})$ $A_t = 12.177 \text{ m}^2$
Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp):	$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} \cdot e_{UK} - A_{p.OK} \cdot e_{OK})}{A_t}$ $y_t = 12.5 \cdot \text{mm} \quad (\text{nedover})$
Arealregghetsmoment:	$I_x := 1.4345144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$
Ekvivalent arealregghetsmoment:	$I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.UK} \cdot (e_{UK} - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{OK} + y_t)^2$ $I_t = 1.619 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

Moment og aksialkraft i tp:

Maks feltmoment pga SLS tilnærmet permanent: $M_f = 18100 \cdot \text{kNm}$

Aksialkraft: $N := -\sigma_{p,\max} \cdot A_{p,\text{tot}} = -106272 \cdot \text{kN}$

Moment om tp: $M_t := M_f - N \cdot y_t = 19432 \cdot \text{kNm}$

Betongspenninger etter lang tid:

Overkant: $\sigma_{c,t,\text{OK}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (-e_{\text{OK}} - y_t) = -14.3 \cdot \text{MPa}$

Underkant: $\sigma_{c,t,\text{UK}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (e_{\text{UK}} - y_t) = -3.6 \cdot \text{MPa}$

Korttid:

Kortids E-modul: $E_{\text{cm}} = 3.6 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul: $\eta_k := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 5.417$

Ekvivalent betongareal: $A_{t,k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot (A_{p,\text{UK}} + A_{p,\text{OK}})$

$$A_{t,k} = 11.543 \text{ m}^2$$

Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp): $y_{t,k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot (A_{p,\text{UK}} \cdot e_{\text{UK}} - A_{p,\text{OK}} \cdot e_{\text{OK}})}{A_{t,k}}$

$$y_{t,k} = 4.4 \cdot \text{mm} \quad (\text{nedover})$$

Arealregningsmoment: $I_x := 1.4345144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

Ekvivalent arealregningsmoment:

$$I_{t,k} := I_x + A_c \cdot y_{t,k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p,\text{UK}} \cdot (e_{\text{UK}} - y_{t,k})^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p,\text{OK}} \cdot (e_{\text{OK}} + y_{t,k})^2$$

$$I_{t,k} = 1.497 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Moment og aksialkraft i tp:

Maks feltmoment pga egenvekt i felt 1: $M_f = 1.81 \times 10^4 \cdot \text{kNm}$

Aksialkraft: $N = -1.063 \times 10^5 \cdot \text{kN}$

Moment om tp: $M_{t,k} := M_f - N \cdot y_{t,k} = 18569 \cdot \text{kNm}$

Betongspenninger etter kort tid:

$$\text{Overkant: } \sigma_{c.t.k.OK} := \frac{N}{A_{t,k}} + \frac{M_{t,k}}{I_{t,k}} \cdot (-e_{OK} - y_{t,k}) = -14.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Underkant: } \sigma_{c.t.k.UK} := \frac{N}{A_{t,k}} + \frac{M_{t,k}}{I_{t,k}} \cdot (e_{UK} - y_{t,k}) = -3.8 \cdot \text{MPa}$$

Betongtøyninger:

$$\text{Langtid, OK : } \varepsilon_{pl.OK.f} := \frac{\sigma_{c.t.OK}}{E_{cL}} = -1.043 \cdot \text{‰}$$

$$\text{Langtid, UK : } \varepsilon_{pl.UK.f} := \frac{\sigma_{c.t.UK}}{E_{cL}} = -0.264 \cdot \text{‰}$$

$$\text{Kortid, OK : } \varepsilon_{pk.OK.f} := \frac{\sigma_{c.t.k.OK}}{E_{cm}} = -0.413 \cdot \text{‰}$$

$$\text{Kortid, UK : } \varepsilon_{pk.UK.f} := \frac{\sigma_{c.t.k.UK}}{E_{cm}} = -0.106 \cdot \text{‰}$$

Spenningsendring pga. kryp:

$$\text{Langtid, OK: } \sigma_{pl.OK.f} := \varepsilon_{pl.OK.f} \cdot E_p = -203.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Langtid, UK: } \sigma_{pl.UK.f} := \varepsilon_{pl.UK.f} \cdot E_p = -51.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Korttid, OK: } \sigma_{pk.OK.f} := \varepsilon_{pk.OK.f} \cdot E_p = -80.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Korttid, UK: } \sigma_{pk.UK.f} := \varepsilon_{pk.UK.f} \cdot E_p = -20.7 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f} := \sigma_{pl.OK.f} - \sigma_{pk.OK.f}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f} = -122.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.UK.f} := \sigma_{pl.UK.f} - \sigma_{pk.UK.f}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.UK.f} = -30.7 \cdot \text{MPa}$$

Gjennomsnittlig spenningsendring:

$$\text{Reduksjon i prosent: } \varepsilon_{cc.OK.f} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f}|}{\sigma_{p,max}} = 8.3 \cdot \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cc.UK.f} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp.UK.f}|}{\sigma_{p,max}} = 2.1 \cdot \text{‰}$$

$$\text{Vektet tap: } \varepsilon_{kryp.felt} := \frac{\varepsilon_{cc.OK.f} \cdot A_{p,OK} + \varepsilon_{cc.UK.f} \cdot A_{p,UK}}{A_{p,OK} + A_{p,UK}} = 4 \cdot \text{‰}$$

Svinn

Totalt spennarmeringsareal:	$A_p = 2.25 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Langtids E-modul:	$E_{cL} = 13709 \cdot \text{MPa}$
Transformert tverrsnitt:	$A_t = 12.177 \text{ m}^2$
Avstand mellom tp og tpb:	$y_t = 13 \cdot \text{mm}$
Arealregghetsmoment om tp:	$I_t = 1.619 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$
Svinnetøyning etter 100 år:	$\epsilon_{cs} := -0.291 \cdot \text{‰}$
Fiktiv aksialkraft i tp for å gjenopprette likevekt med heft mellom armering og betong:	$N_{s.OK} := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} = 1.277 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $N_{s.UK} := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.UK} = 2.809 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $N_s := N_{s.OK} + N_{s.UK} = 4.086 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $M_s := N_{s.UK} \cdot (e_{UK} - y_t) - N_{s.OK} \cdot (e_{OK} + y_t)$ $M_s = 603.6 \cdot \text{kNm}$

Spenningsendring på grunn av svinn:

Tøyning i overkant:	$\Delta\epsilon_{p.svinn.OK} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_{OK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t}$ $\Delta\epsilon_{p.svinn.OK} = -0.255 \text{ ‰}$
Tøyning i underkant:	$\Delta\epsilon_{p.svinn.UK} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_{UK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t}$ $\Delta\epsilon_{p.svinn.UK} = -0.255 \text{ ‰}$
Spenninger:	$\Delta\sigma_{p.svinn.OK} := \Delta\epsilon_{p.svinn.OK} \cdot E_p = -49.6 \cdot \text{MPa}$ $\Delta\sigma_{p.svinn.UK} := \Delta\epsilon_{p.svinn.UK} \cdot E_p = -49.7 \cdot \text{MPa}$

Reduksjon i prosent:

$$\epsilon_{svinn.OK} := \frac{|\Delta\sigma_{p.svinn.OK}|}{\sigma_{p.max}} = 3.363 \cdot \%$$

$$\epsilon_{svinn.UK} := \frac{|\Delta\sigma_{p.svinn.UK}|}{\sigma_{p.max}} = 3.368 \cdot \%$$

$$\epsilon_{svinn.f} := \frac{\epsilon_{svinn.OK} + \epsilon_{svinn.UK}}{2}$$

Endelig tap pga svinn:

$$\epsilon_{svinn.f} = 3.4 \cdot \%$$

Relaksasjon

Relaksjonsklasse:

Relaksjonsklasse 2 - lav relaksjon.

Relaksjonstap i prosent:

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad (\text{EK2-1-1: 3.3.2(6)})$$

Absoluttverdi av den initielle forspenningen:

Ved etteroppspanning:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

$$\sigma_{pi} := 1394 \text{MPa}$$

Tid etter oppspanning i timer (100 år):

$$t := 365 \frac{\text{døgn}}{\text{år}} \cdot 100 \text{år} \cdot 24 \frac{\text{timer}}{\text{døgn}} = 8.76 \times 10^5 \text{ timer}$$

Spenningsendring på grunn av relaksasjon:

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

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.749$$

For klasse 2, etter EK2-1-1: 3.3.2(7):

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

$$\Delta\sigma_{pr} = 75.3 \cdot \text{MPa}$$

Tap i prosent:

$$\epsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p,max}} = 5.1\%$$

På grunn av at kryp og svinn vil gi deformasjoner i betongen, som igjen gir ubalanse i indre krefter, kan man redusere tapet. Dette gjøres i henhold til EK2-1-1 pkt. 5.10.6(1) Merknad.

$$\epsilon_{rel,red} := \epsilon_{rel} \cdot 0.8 = 4.1\%$$

Totalt tap ved å addere de ulike bidragene:

$$\epsilon_{tap.1.OK.f} := \epsilon_{cc.OK.f} + \epsilon_{svinn.f} + \epsilon_{rel,red} = 15.8\%$$

$$\epsilon_{tap.1.UK.f} := \epsilon_{cc.UK.f} + \epsilon_{svinn.f} + \epsilon_{rel,red} = 9.5\%$$

$$\epsilon_{tap.1.f} := \frac{\epsilon_{tap.1.OK.f} \cdot n_{OK.f} + \epsilon_{tap.1.UK.f} \cdot n_{UK.f}}{n_{OK.f} + n_{UK.f}} = 11.5\%$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga. kryp, svinn og relaksasjon over støtte etter EK2-1-1 pkt. 5.10.6(2)

$$\Delta\sigma_{p.csr.OK} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.k.OK}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_t} \cdot e_{OK}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 246.4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{tap.2.OK.f} := \frac{\Delta\sigma_{p.csr.OK}}{\sigma_{p.max}} \quad \varepsilon_{tap.2.OK.f} = 16.7\%$$

$$\Delta\sigma_{p.csr.UK} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.k.UK}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_t} \cdot e_{UK}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 149.7 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{tap.2.UK.f} := \frac{\Delta\sigma_{p.csr.UK}}{\sigma_{p.max}} \quad \varepsilon_{tap.2.UK.f} = 10.1\%$$

$$\varepsilon_{tap.2.f} := \frac{\varepsilon_{tap.2.OK.f} \cdot n_{OK.f} + \varepsilon_{tap.2.UK.f} \cdot n_{UK.f}}{n_{OK.f} + n_{UK.f}} = 12.2\%$$

Forskjell i de to beregningsmetodene:

$$\varepsilon_{tap.2.OK.f} - \varepsilon_{tap.1.OK.f} = 0.9\%$$

$$\varepsilon_{tap.2.UK.f} - \varepsilon_{tap.1.UK.f} = 0.6\%$$

For maks støttemoment

Kryp

Langtid:

Langtids E-modul:	$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13709 \cdot \text{MPa}$
Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul:	$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.2$
Avstand fra UK til TP armering i OK:	$d_{uk.støtte} := 1150 \text{mm}$
Avstand fra OK til TP armering i UK:	$d_{ok.støtte} := 908 \text{mm}$
Antall kabler:	$n_{OK.s} := 22$ $n_{UK.s} := 10$
Spennarmeringsareal:	$A_{p.UK} := A_p \cdot (n_{UK.s}) = 2.25 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$ $A_{p.OK} := A_p \cdot (n_{OK.s}) = 4.95 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Tyngdepunkt fra UK:	$y_{bunn} = 698 \cdot \text{mm}$
Tyngdepunkt fra OK:	$y_{topp} = -602 \cdot \text{mm}$
Avstand fra tpb til spennarmeringen:	$e_{UK} := d_{uk.støtte} - y_{bunn} = 452 \cdot \text{mm}$ $e_{OK} := d_{ok.støtte} + y_{topp} = 306 \cdot \text{mm}$
Ekvivalent betongareal:	$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} + A_{p.OK})$ $A_t = 12.177 \text{ m}^2$
Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp):	$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} \cdot e_{UK} - A_{p.OK} \cdot e_{OK})}{A_t}$ $y_t = -5.4 \cdot \text{mm} \quad (\text{oppover})$
Arealreghetsmoment:	$I_x := 1.4345144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$
Ekvivalent arealreghetsmoment:	$I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.UK} \cdot (e_{UK} - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{OK} + y_t)^2$ $I_t = 1.556 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

Moment og aksialkraft i tp:

Maks støttemoment pga. SLS tilnærmet permanent: $M_s = 603.625 \cdot \text{kNm}$

Aksialkraft:

$$N := -\sigma_{p,\max} \cdot A_{p,\text{tot}} = -1.063 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Moment om tp:

$$M_t := M_s - N \cdot y_t = 26 \cdot \text{kNm}$$

Betongspenninger etter lang tid:

Overkant:

$$\sigma_{c,t,\text{OK}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (-e_{\text{OK}} - y_t) = -8.7 \cdot \text{MPa}$$

Underkant:

$$\sigma_{c,t,\text{UK}} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (e_{\text{UK}} - y_t) = -8.7 \cdot \text{MPa}$$

Korttid:

Kortids E-modul:

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

Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul:

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 5.417$$

Ekvivalent betongareal:

$$A_{t,k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot (A_{p,\text{UK}} + A_{p,\text{OK}})$$

$$A_{t,k} = 11.543 \text{ m}^2$$

Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp):

$$y_{t,k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot (A_{p,\text{UK}} \cdot e_{\text{UK}} - A_{p,\text{OK}} \cdot e_{\text{OK}})}{A_{t,k}}$$

$$y_{t,k} = -1.9 \cdot \text{mm} \quad (\text{oppover})$$

Arealregningsmoment:

$$I_x := 1.4345144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Ekvivalent arealregningsmoment:

$$I_{t,k} := I_x + A_c \cdot y_{t,k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p,\text{UK}} \cdot (e_{\text{UK}} - y_{t,k})^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p,\text{OK}} \cdot (e_{\text{OK}} + y_{t,k})^2$$

$$I_{t,k} = 1.475 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Moment og aksialkraft i tp:

Maks støttemoment pga egenvekt:

$$M_e = 603.625 \cdot \text{kNm}$$

Aksialkraft:

$$N = -1.063 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Moment om tp:

$$M_{t,k} := M_s - N \cdot y_{t,k} = \blacksquare \cdot \text{kNm}$$

Betongspenninger etter kort tid:

Overkant:

$$\sigma_{c,t,k,\text{OK}} := \frac{N}{A_{t,k}} + \frac{M_{t,k}}{I_{t,k}} \cdot (-e_{\text{OK}} - y_{t,k}) = -9.3 \cdot \text{MPa}$$

Underkant:
$$\sigma_{c.t.k.UK} := \frac{N}{A_{t,k}} + \frac{M_{t,k}}{I_{t,k}} \cdot (e_{UK} - y_{t,k}) = -9.1 \cdot \text{MPa}$$

Betongtøyninger:

Langtid, OK :
$$\epsilon_{pl.OK.s} := \frac{\sigma_{c.t.OK}}{E_{cL}} = -0.637\%$$

Langtid, UK :
$$\epsilon_{pl.UK.s} := \frac{\sigma_{c.t.UK}}{E_{cL}} = -0.636\%$$

Kortid, OK :
$$\epsilon_{pk.OK.s} := \frac{\sigma_{c.t.k.OK}}{E_{cm}} = -0.258\%$$

Kortid, UK :
$$\epsilon_{pk.UK.s} := \frac{\sigma_{c.t.k.UK}}{E_{cm}} = -0.252\%$$

Spenningsendring pga. kryp:

Langtid, OK:
$$\sigma_{pl.OK.s} := \epsilon_{pl.OK.s} \cdot E_p = -124.2 \cdot \text{MPa}$$

Langtid, UK:
$$\sigma_{pl.UK.s} := \epsilon_{pl.UK.s} \cdot E_p = -124 \cdot \text{MPa}$$

Korttid, OK:
$$\sigma_{pk.OK.s} := \epsilon_{pk.OK.s} \cdot E_p = -50.3 \cdot \text{MPa}$$

Korttid, UK:
$$\sigma_{pk.UK.s} := \epsilon_{pk.UK.s} \cdot E_p = -49.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.s} := \sigma_{pl.OK.s} - \sigma_{pk.OK.s}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.s} = -73.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.UK.s} := \sigma_{pl.UK.s} - \sigma_{pk.UK.s}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.UK.s} = -74.8 \cdot \text{MPa}$$

Gjennomsnittlig spenningsendring:

Reduksjon i prosent:
$$\epsilon_{cc.OK.s} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp.OK.s}|}{\sigma_{p,max}} = 5\%$$

$$\epsilon_{cc.UK.s} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp.UK.s}|}{\sigma_{p,max}} = 5.1\%$$

Vektet tap:

$$\epsilon_{kryp.støtte} := \frac{\epsilon_{cc.OK.s} \cdot A_{p.OK} + \epsilon_{cc.UK.s} \cdot A_{p.UK}}{A_{p.OK} + A_{p.UK}} = 5.0\%$$

Svinn

Totalt spennarmeringsareal:	$A_p = 2.25 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Langtids E-modul:	$E_{cL} = 13709 \cdot \text{MPa}$
Transfomert tverrsnitt:	$A_t = 12.177 \text{m}^2$
Avstand mellom tp og tpb:	$y_t = -5 \cdot \text{mm}$
Arealregghetsmoment om tp:	$I_t = 1.556 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$
Svinn tøyning etter 100 år:	$\epsilon_{cs} := -0.291 \cdot \%$
Fiktiv aksialkraft i tp for å gjenopprette likevekt med heft mellom armering og betong:	$N_{s.OK} := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} = 2.809 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $N_{s.UK} := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.UK} = 1.277 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $N_s := N_{s.OK} + N_{s.UK} = 4.086 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ $M_s := N_{s.UK} \cdot (e_{UK} - y_t) - N_{s.OK} \cdot (e_{OK} + y_t)$ $M_s = -261.8 \cdot \text{kNm}$
Spenningsendring på grunn av svinn:	
Tøyning i overkant:	$\Delta \epsilon_{p.svinn.OK} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_{OK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t}$ $\Delta \epsilon_{p.svinn.OK} = -0.270 \cdot \%$
Tøyning i underkant:	$\Delta \epsilon_{p.svinn.UK} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_{UK} - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t}$ $\Delta \epsilon_{p.svinn.UK} = -0.272 \cdot \%$
Spenninger:	$\Delta \sigma_{p.svinn.OK} := \Delta \epsilon_{p.svinn.OK} \cdot E_p = -52.7 \cdot \text{MPa}$ $\Delta \sigma_{p.svinn.UK} := \Delta \epsilon_{p.svinn.UK} \cdot E_p = -53.1 \cdot \text{MPa}$
Reduksjon i prosent:	$\epsilon_{svinn.OK} := \frac{ \Delta \sigma_{p.svinn.OK} }{\sigma_{p.max}} = 3.572 \cdot \%$ $\epsilon_{svinn.UK} := \frac{ \Delta \sigma_{p.svinn.UK} }{\sigma_{p.max}} = 3.595 \cdot \%$ $\epsilon_{svinn.s} := \frac{\epsilon_{svinn.OK} + \epsilon_{svinn.UK}}{2}$
Vektet tap:	$\epsilon_{svinn.s} = 3.6 \cdot \%$

Relaksasjon

Blir akkurat likt som for feltmoment.

Totalt tap ved å addere de ulike bidragene:

$$\epsilon_{\text{tap.1.OK.s}} := \epsilon_{\text{cc.OK.s}} + \epsilon_{\text{svinn.s}} + \epsilon_{\text{rel.red}} = 12.7\%$$

$$\epsilon_{\text{tap.1.UK.s}} := \epsilon_{\text{cc.UK.s}} + \epsilon_{\text{svinn.s}} + \epsilon_{\text{rel.red}} = 12.7\%$$

$$\epsilon_{\text{tap.1.s}} := \frac{\epsilon_{\text{tap.1.OK.s}} \cdot n_{\text{OK.s}} + \epsilon_{\text{tap.1.UK.s}} \cdot n_{\text{UK.s}}}{n_{\text{OK.s}} + n_{\text{UK.s}}} = 12.7\%$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga. kryp, svinn og relaksasjon for felt etter EK2-1-1 pkt. 5.10.6(2)

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.OK}} := \frac{|\epsilon_{\text{cs}}| \cdot E_{\text{p}} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{\text{pr}} + \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{cm}}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{\text{c.t.k.OK}}|}{1 + \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{cm}}} \cdot \frac{A_{\text{p}}}{A_{\text{c}}} \cdot \left(1 + \frac{A_{\text{c}}}{I_{\text{t}}} \cdot e_{\text{OK}}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 197.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{\text{tap.2.OK.s}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{p.csr.OK}}}{\sigma_{\text{p.max}}} \quad \epsilon_{\text{tap.2.OK.s}} = 13.4\%$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.UK}} := \frac{|\epsilon_{\text{cs}}| \cdot E_{\text{p}} + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{\text{pr}} + \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{cm}}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{\text{c.t.k.UK}}|}{1 + \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{cm}}} \cdot \frac{A_{\text{p}}}{A_{\text{c}}} \cdot \left(1 + \frac{A_{\text{c}}}{I_{\text{t}}} \cdot e_{\text{UK}}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 195.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{\text{tap.2.UK.s}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{p.csr.UK}}}{\sigma_{\text{p.max}}} \quad \epsilon_{\text{tap.2.UK.s}} = 13.3\%$$

$$\epsilon_{\text{tap.2.s}} := \frac{\epsilon_{\text{tap.2.OK.s}} \cdot n_{\text{OK.s}} + \epsilon_{\text{tap.2.UK.s}} \cdot n_{\text{UK.s}}}{n_{\text{OK.s}} + n_{\text{UK.s}}} = 13.4\%$$

Forskjell i de to beregningsmetodene:

$$\epsilon_{\text{tap.2.OK.s}} - \epsilon_{\text{tap.1.OK.s}} = 0.7\%$$

$$\epsilon_{\text{tap.2.UK.s}} - \epsilon_{\text{tap.1.UK.s}} = 0.5\%$$

Oppsummering

	Felt:	Støtte:
Kryp:	$\epsilon_{\text{kryp.felt}} = 4.0\%$	$\epsilon_{\text{kryp.støtte}} = 5.0\%$
Svinn:	$\epsilon_{\text{svinn.f}} = 3.4\%$	$\epsilon_{\text{svinn.s}} = 3.6\%$
Relaksasjon:	$\epsilon_{\text{rel.red}} = 4.1\%$	$\epsilon_{\text{rel.red}} = 4.1\%$
Totalt tap:	$\epsilon_{\text{tap.1.f}} = 11.5\%$	$\epsilon_{\text{tap.1.s}} = 12.7\%$
Tap etter forenklet formel:	$\epsilon_{\text{tap.2.f}} = 12.2\%$	$\epsilon_{\text{tap.2.s}} = 13.4\%$

$$\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := \frac{\epsilon_{\text{tap.2.f}} + \epsilon_{\text{tap.2.s}}}{2}$$

$$\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} = 12.8\%$$

Kryptøyning ved tap av spennkraft

Fra beregningene ovenfor:

Felt:	Støtte:
$\epsilon_{\text{pl.OK.f}} = -1.043\%$	$\epsilon_{\text{pl.OK.s}} = -0.637\%$
$\epsilon_{\text{pl.UK.f}} = -0.264\%$	$\epsilon_{\text{pl.UK.s}} = -0.636\%$

Vekter for å finne en middelvei for hele konstruksjonen:

$$\epsilon_{\text{cc.f}} := \frac{\epsilon_{\text{pl.OK.f}} \cdot n_{\text{OK.f}} + \epsilon_{\text{pl.UK.f}} \cdot n_{\text{UK.f}}}{n_{\text{OK.f}} + n_{\text{UK.f}}} = -0.507\%$$

$$\epsilon_{\text{cc.s}} := \frac{\epsilon_{\text{pl.OK.s}} \cdot n_{\text{OK.s}} + \epsilon_{\text{pl.UK.s}} \cdot n_{\text{UK.s}}}{n_{\text{OK.s}} + n_{\text{UK.s}}} = -0.637\%$$

$$\epsilon_{\text{cc}} := \frac{\epsilon_{\text{cc.f}} + \epsilon_{\text{cc.s}}}{2}$$

$$\epsilon_{\text{cc}} = -0.572\%$$

E Tidsavhengige tap for tverretning

Tidsavhengige tap av spennkraft

Tverretning

Betong:

Høyde:	$h := 1.3\text{m}$
Bredde:	$b := 1.0\text{m}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := h \cdot b = 1.3\text{ m}^2$
Betongens E-modul:	$E_{cm} := 36000\text{MPa}$
Oppspenning etter antall dager:	$t_0 := 7$
Kryp etter 100 år:	$\varphi := 1.712$

Spennarmering:

Spennarmeringsareal:	$A_p := 1800\text{mm}^2$
Spennstålets E-modul:	$E_p := 195000\text{MPa}$
Totalt antall kabler:	$n_{\text{kabel}} := 2$
Totalt spennarmeringsareal:	$A_{p,\text{tot}} := A_p \cdot n_{\text{kabel}} = 3.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Spennstålets "0,1 %-grense":	$f_{p0.1k} := 1640\text{MPa}$
Oppspenningskraft:	$\sigma_{p,\text{max}} := 1476\text{MPa}$
Nominell overdekning:	$c_{\text{nom}} := 100\text{mm}$
Arealtreghetsmoment:	$I_x := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 1.831 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

Kryp**Langtid:**

Langtids E-modul:	$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13274 \cdot \text{MPa}$
Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul:	$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.7$
Antall kabler:	$n := 2$
Spennarmeringsareal:	$A_p := A_{p,tot} = 3.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Tyngdepunkt fra UK:	$y_{bunn} := \frac{h}{2} = 650 \cdot \text{mm}$
Tyngdepunkt fra OK:	$y_{topp} := \frac{h}{2} = 650 \cdot \text{mm}$
Avstand fra tpb til spennarmeringen:	$e := -100 \text{mm}$
Ekvivalent betongareal:	$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$ $A_t = 1.349 \text{m}^2$
Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp):	$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t}$ $y_t = -3.7 \cdot \text{mm}$ (oppover)
Ekvivalent arealtregningsmoment:	$I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$ $I_t = 1.836 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$
Moment og aksialkraft i tp:	
Maks feltmoment pga SLS tilnærmet permanent:	$M = 396 \cdot \text{kNm}$
Aksialkraft:	$N := -\sigma_{p,max} \cdot A_{p,tot} = -5.314 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Moment om tp:	$M_t := M - N \cdot y_t = 377 \cdot \text{kNm}$
Betongspenninger etter lang tid:	
Overkant:	$\sigma_{c,t} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (-e - y_t) = -3.7 \cdot \text{MPa}$

Korttid:

Kortids E-modul:

$$E_{cm} = 3.6 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Forhold mellom betongen og spennstålets E-modul:

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$$

Ekvivalent betongareal:

$$A_{t,k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot A_p$$

$$A_{t,k} = 1.316 \text{ m}^2$$

Tyngdepunkt for ekvivalent betongtverrsnitt (tp):

$$y_{t,k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_{t,k}}$$

$$y_{t,k} = -1.2 \cdot \text{mm} \quad (\text{oppover})$$

Arealreghetsmoment:

$$I_x = 0.183 \text{ m}^4$$

Ekvivalent arealreghetsmoment:

$$I_{t,k} := I_x + A_c \cdot y_{t,k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_{t,k})^2$$

$$I_{t,k} = 1.832 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Moment og aksialkraft i tp:

Maks feltmoment pga egenvekt i felt 1:

$$M = 396 \cdot \text{kNm}$$

Aksialkraft:

$$N = -5314 \cdot \text{kN}$$

Moment om tp:

$$M_{t,k} := M - N \cdot y_{t,k} = 390 \cdot \text{kNm}$$

Betongspenninger etter kort tid:

Overkant:

$$\sigma_{c,t,k} := \frac{N}{A_{t,k}} + \frac{M_{t,k}}{I_{t,k}} \cdot (-e - y_{t,k})$$

$$\sigma_{c,t,k} = -3.8 \cdot \text{MPa}$$

Betongtøyninger:

Langtid, OK :

$$\epsilon_{pl,OK,f} := \frac{\sigma_{c,t}}{E_{cL}} = -0.281 \cdot \text{‰}$$

Kortid, OK :

$$\epsilon_{pk,OK,f} := \frac{\sigma_{c,t,k}}{E_{cm}} = -0.106 \cdot \text{‰}$$

Spenningsendring pga. kryp:

Langtid, OK:

$$\sigma_{pl,OK,f} := \epsilon_{pl,OK,f} \cdot E_p = -54.7 \cdot \text{MPa}$$

Korttid, OK:

$$\sigma_{pk,OK,f} := \epsilon_{pk,OK,f} \cdot E_p = -20.7 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f} := \sigma_{pl.OK.f} - \sigma_{pk.OK.f}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f} = -34 \cdot \text{MPa}$$

Spenningsendring:

Reduksjon i prosent:

$$\epsilon_{cc.OK.f} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp.OK.f}|}{\sigma_{p.max}} = 2.3\%$$

$$\epsilon_{kryp.tverr} := \epsilon_{cc.OK.f} = 2.3\%$$

Svinn

Totalt spennarmeringsareal:

$$A_p = 3.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Langtids E-modul:

$$E_{cL} = 13274 \cdot \text{MPa}$$

Transformert tverrsnitt:

$$A_t = 1.349 \text{m}^2$$

Avstand mellom tp og tpb:

$$y_t = -4 \cdot \text{mm}$$

Arealregghetsmoment om tp:

$$I_t = 1.836 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Svinnøyning etter 100 år:

$$\epsilon_{cs} := -0.297\%$$

Fiktiv aksialkraft i tp for å gjenopprette likevekt med heft mellom armering og betong:

$$N_s := |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 208.494 \cdot \text{kN}$$

Spenningsendring på grunn av svinn:

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.OK} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (-e - y_t)^2}{E_{cL} \cdot I_t}$$

$$\Delta\epsilon_{p.svinn.OK} = -0.284\%$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.OK} := \Delta\epsilon_{p.svinn.OK} \cdot E_p = -55.5 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjon i prosent:

$$\epsilon_{svinn.OK} := \frac{|\Delta\sigma_{p.svinn.OK}|}{\sigma_{p.max}} = 3.758\%$$

$$\epsilon_{svinn.tverr} := \epsilon_{svinn.OK} = 3.758\%$$

Relaksasjon

Relaksjonsklasse:	Relaksjonsklasse 2 - lav relaksjon.
Relaksjonstap i prosent:	$\rho_{1000} := 2.5$ (EK2-1-1: 3.3.2(6))
Absoluttverdi av den initielle forspenningen:	Ved etteroppspenning: $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ $\sigma_{pi} := 1394 \text{MPa}$
Tid etter oppspenning i timer (100 år):	$t := 365 \frac{\text{døgn}}{\text{år}} \cdot 100 \text{år} \cdot 24 \frac{\text{timer}}{\text{døgn}} = 8.76 \times 10^5 \text{ timer}$

Spenningsendring på grunn av relaksasjon:

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

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.749$$

For klasse 2, etter EK2-1-1: 3.3.2(7):

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

$$\Delta\sigma_{pr} = 75.3 \cdot \text{MPa}$$

Tap i prosent:

$$\varepsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p,max}} = 5.1\%$$

På grunn av at kryp og svinn vil gi deformasjoner i betongen, som igjen gir ubalanse i indre krefter, kan man redusere tapet. Dette gjøres i henhold til EK2-1-1 pkt. 5.10.6(1) Merknad.

$$\varepsilon_{rel,red} := \varepsilon_{rel} \cdot 0.8 = 4.1\%$$

Totalt tap ved å addere de ulike bidragene:

$$\varepsilon_{tap,1,tverr} := \varepsilon_{kryp,tverr} + \varepsilon_{svinn,tverr} + \varepsilon_{rel,red} = 10.1\%$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga. kryp, svinn og relaksasjon over støtte etter EK2-1-1 pkt. 5.10.6(2)

$$\Delta\sigma_{p.csr.OK} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c.t.k}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_t} \cdot e^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 147.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{tap.2.tverr} := \frac{\Delta\sigma_{p.csr.OK}}{\sigma_{p.max}} \quad \varepsilon_{tap.2.tverr} = 10.0\%$$

Kryptøyning ved tap av spennkraft

Fra beregningene ovenfor:

$$\varepsilon_{pl.OK.f} = -0.281\%$$

F Spenningsbegrensning i lengderetning

Spenningsbegrensning i lengderetning

Betong:

Betongkvalitet:	$B_{kval} := B45$
Kar. trykkfasthet:	$f_{ck} = 45 \cdot \text{MPa}$
Dim. trykkfasthet:	$f_{cd} := 25.5 \text{ MPa}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 11.225 \text{m}^2$
Tyngdepunkt fra UK av tverrsnitt:	$z_{bunn} := 698.441$
Svintøyning:	$\epsilon_{cs} := 0.291 \cdot \text{‰}$
Annet arealmoment:	$I_{c,x} := 1.435 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$
Kryptall i lengderetning:	$\varphi := 1.626$
Betongens E-modul:	$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13709 \cdot \text{MPa}$

Spennarmering:

Spennstålets karakteristiske strekkfasthet:	$f_{pk} := 1860 \cdot \text{MPa}$
Spennstålets 0.1 %-strekkgranse:	$f_{p0.1k} := 1640 \cdot \text{MPa}$
Største spenning tilført spennkabel:	$\sigma_{p,max} := 1476 \text{MPa}$
Antall spenntau:	$n_{tau} := 15$
Areal per spennkabel:	$A := 150 \text{mm}^2$
Spennarmeringens tverrsnittsareal:	$A_p := 2250 \text{mm}^2$
Største spennkraft:	$P_{max} := 3321 \text{ kN}$
Spenning i kabel umiddelbart etter oppspenning:	$\sigma_{pm0} := 1394 \text{MPa}$
Spennstålets E-modul:	$E_p := 195000 \text{MPa}$

Stadium 1**Karakteristisk lastkombinasjon:****Maks. støttemoment (element 300, 0.0)**

Antall kabler:

$$n_{OK,s} := 22$$

$$n_{UK,s} := 10$$

Spennarmeringsareal:

$$A_{p,UK} := A_p \cdot n_{UK,s}$$

$$A_{p,UK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p,OK} := A_p \cdot n_{OK,s}$$

$$A_{p,OK} = 49500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra TP til underkant:

$$y_{\text{bunn}} := 698.4 \text{mm}$$

Avstand fra TP til overkant:

$$y_{\text{topp}} := -601.6 \text{mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmeringen:

$$e_{UK} := 306 \text{mm}$$

$$e_{OK} := 452 \text{mm}$$

Forholdstall for E-modul:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.224$$

Transformert tverrsnittsareal:

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p,UK} + A_{p,OK})$$

$$A_t = 12.177 \text{ m}^2$$

Avstand fra tpb til tp:

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p,UK} \cdot e_{UK} - A_{p,OK} \cdot e_{OK})}{A_t}$$

$$y_t = -16.8 \text{ mm} \quad (\text{oppover})$$

Annet arealmoment:

$$I_x := 1.4345144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Transformert annet arealmoment:

$$I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,UK} \cdot (e_{UK} - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,OK} \cdot (e_{OK} + y_t)^2$$

$$I_t = 1.593 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Opptredende krefter i SLS-kar (full):

$$M_s := -19277 \text{ kNm}$$

$$N_s := -83805 \text{ kN}$$

Transformert moment:

$$M_{t,s} := M_s - N_s \cdot y_t = -20687 \cdot \text{kNm}$$

Spenning i overkant:

$$\sigma_{c.OK.s} := \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_{t.s}}{I_t} \cdot (y_{topp} - y_t)$$

$$\sigma_{c.OK.s} = 0.713 \cdot \text{MPa}$$

Spenning fra NovaFrame:

$$\sigma_{c.OK.s.NF} := \frac{N_s}{A_c} + \frac{M_s}{I_x} \cdot y_{topp}$$

$$\sigma_{c.OK.s.NF} = 0.618 \cdot \text{MPa}$$

Differanse fra håndberegning og NovaFrame:

$$u_{s.OK} := |\sigma_{c.OK.s.NF}| - |\sigma_{c.OK.s}|$$

$$u_{s.OK} = -0.1 \cdot \text{MPa}$$

Spenning i underkant:

$$\sigma_{c.UK.s} := \frac{N_s}{A_t} + \frac{M_{t.s}}{I_t} \cdot (y_{bunn} - y_t)$$

$$\sigma_{c.UK.s} = -16.2 \cdot \text{MPa}$$

Spenning fra NovaFrame:

$$\sigma_{c.UK.s.NF} := \frac{N_s}{A_c} + \frac{M_s}{I_x} \cdot y_{bunn}$$

$$\sigma_{c.UK.s.NF} = -16.851 \cdot \text{MPa}$$

Differanse fra håndberegning og NovaFrame:

$$u_{s.UK} := |\sigma_{c.UK.s.NF}| - |\sigma_{c.UK.s}|$$

$$u_{s.UK} = 0.7 \cdot \text{MPa}$$

Maks. feltmoment (element 250, 0.5):

Antall kabler:

$$n_{OK.f} := 10$$

$$n_{UK.f} := 22$$

Spennarmeringsareal:

$$A_{p.UK} := A_p \cdot n_{UK.f}$$

$$A_{p.UK} = 49500 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.OK} := A_p \cdot n_{OK.f}$$

$$A_{p.OK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra TP til underkant:

$$y_{bunn} = 698 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra TP til overkant:

$$y_{topp} = -602 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmeringen:

$$e_{UK} := 438 \text{mm}$$

$$e_{OK} := 452 \text{mm}$$

Forholdstall for E-modul:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.224$$

Transformert tverrsnittsareal:

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} + A_{p.OK})$$

$$A_t = 12.177 \text{ m}^2$$

Avstand fra tpb til tp:

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot (A_{p.UK} \cdot e_{UK} - A_{p.OK} \cdot e_{OK})}{A_t}$$

$$y_t = 12.5 \cdot \text{mm} \quad (\text{nedover})$$

Annet arealmoment:

$$I_x = 1.435 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Transformert annet arealmoment:

$$I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.UK} \cdot (e_{UK} - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{OK} + y_t)^2$$

$$I_t = 1.619 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Opptredende krefter i SLS-kar (full):

$$M_f := 11357 \text{ kNm}$$

$$N_f := -82622 \text{ kN}$$

Transformert moment:

$$M_{t,f} := M_f - N_f \cdot y_t = 12390 \cdot \text{kNm}$$

Spenning i overkant:

$$\sigma_{c.OK.f} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_{t,f}}{I_t} \cdot (y_{topp} - y_t)$$

$$\sigma_{c.OK.f} = -11.485 \cdot \text{MPa}$$

Spenning fra NovaFrame:

$$\sigma_{c.OK.f.NF} := \frac{N_f}{A_c} + \frac{M_f}{I_x} \cdot y_{topp}$$

$$\sigma_{c.OK.f.NF} = -12.123 \cdot \text{MPa}$$

Differanse fra håndberegning og NovaFrame:

$$u_{f.OK} := |\sigma_{c.OK.f.NF}| - |\sigma_{c.OK.f}|$$

$$u_{f.OK} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

Spenning i underkant:

$$\sigma_{c.UK.f} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_{t.f}}{I_t} \cdot (y_{bunn} - y_t) \quad \sigma_{c.UK.f} = -1.536 \cdot \text{MPa}$$

Spenning fra NovaFrame:

$$\sigma_{c.UK.f.NF} := \frac{N_f}{A_c} + \frac{M_f}{I_x} \cdot y_{bunn} \quad \sigma_{c.UK.f.NF} = -1.831 \cdot \text{MPa}$$

Differanse fra håndberegning og NovaFrame:

$$u_{f.UK} := |\sigma_{c.UK.f.NF}| - |\sigma_{c.UK.f}| \quad u_{f.UK} = 0.3 \cdot \text{MPa}$$

Oppsummering**I felt:****NovaFrame:**

$$\sigma_{c.OK.f.NF} = -12.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.UK.f.NF} = -1.8 \cdot \text{MPa}$$

Håndberegning:

$$\sigma_{c.OK.f} = -11.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.UK.f} = -1.5 \cdot \text{MPa}$$

Differanse:

$$u_{f.OK} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$u_{f.UK} = 0.3 \cdot \text{MPa}$$

Over støtte:**NovaFrame:**

$$\sigma_{c.OK.s.NF} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.UK.s.NF} = -16.9 \cdot \text{MPa}$$

Håndberegning:

$$\sigma_{c.OK.s} = 0.7 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.UK.s} = -16.2 \cdot \text{MPa}$$

Differanse:

$$u_{s.OK} = -0.1 \cdot \text{MPa}$$

$$u_{s.UK} = 0.7 \cdot \text{MPa}$$

G Beregning av trafikklast

Trafikklast

Referanser/kilder

- Statens vegvesen Håndbok N400 versjon 2015-01-26 (refereres til som N400)
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Laster på konstruksjoner, Del 2. Trafikklast på bruer (refereres til som EK1-2)

EK1-2:
4.1(1)
Merknad 1

Standarden gjelder for bruer med lastede spenn på under 200 m. Bruen vår har en total lengde på 78 m, med lengste spenn på 30 m. Standarden er derfor gjeldende.

Verikale trafikklaster

Lastmodell 1

EK1-2
4.3.2(1)

Tandem system, TS, Dobbeltakslet konsentrert last

$$\alpha_Q \cdot Q_k$$

Laster:

EK1-2
4.3.2(4)
Tab 4.2

For kjørefelt 1:

$$Q_{1k} := 300 \text{ kN}$$

For kjørefelt 2:

$$Q_{2k} := 200 \text{ kN}$$

Resterende område:

$$Q_{rk} := 0 \text{ kN}$$

UDL system, Jevnt fordelt last:

$$\alpha_q \cdot q_k$$

Laster:

For kjørefelt 1:

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

For kjørefelt 2:

$$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Resterende område:

$$q_{rk} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ek1-2
NA. 4.3.2

Korreksjonsfaktorer:

$$\alpha_{Qi} := 1$$

For kjørefelt 1 og 2

$$\alpha_{q1} := 0.6$$

$$\alpha_{qi} := 1$$

For $i > 1$

$$\alpha_{qr} := 1$$

For resterende felt

Lastfordeling på kjørefeltene

Kjørefelt 1

Tandem system, TS:

$$P_{T1} := Q_{1k} \cdot \alpha_{Qi}$$

$$P_{T1} = 300 \cdot \text{kN}$$

UDL system:

$$q_{T1} := q_{1k} \cdot \alpha_{q1} = 5.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{T1} = 5.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kjørefelt 2

Tandem system, TS:

$$P_{T2} := Q_{2k} \cdot \alpha_{Qi}$$

$$P_{T2} = 200 \cdot \text{kN}$$

UDL system:

$$q_{T2} := q_{2k} \cdot \alpha_{qi}$$

$$q_{T2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Resterende område:

Tandem System, TS:

$$P_{Trk} := Q_{rk} \cdot \alpha_{qr}$$

$$P_{Trk} = 0$$

UDL system:

$$q_{Trk} := q_{rk} \cdot \alpha_{qr}$$

$$q_{Trk} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastmodell 2EK1-2
4.3.3(1)

Enkeltakslet last:

$$\beta_Q \cdot Q_{ak}$$

Last:

$$Q_{ak} := 400 \text{ kN}$$

EK1-2
NA. 4.3.3

Korreksjonfaktor:

$$\beta_Q := 1.0$$

$$P_{LM2} := \beta_Q \cdot Q_{ak}$$

$$P_{LM2} = 400 \cdot \text{kN}$$

Horisontale trafikaster

Total brulengde:

$$L_b := 78 \text{ m}$$

Feltbredde:

$$w_1 := 3 \text{ m}$$

$$w_2 := 3 \text{ m}$$

$$w_{rk} := 2.5 \text{ m}$$

Bremse- og akselerasjonskrefterEK1-2
4.4.1(2)

Bremskraft:

$$Q_{lk} := 0.6 \cdot \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L_b$$

$$Q_{lk} = 486.36 \cdot \text{kN}$$

Bremskraft fordelt som linjelast på broens lengde:

$$Q_{lk,l} := \frac{Q_{lk}}{L_b}$$

$$Q_{lk,l} = 6.235 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TverrkrefterEK1-2
4.4.2(4)

Tverrkraften regnes som 25% av bremselasten:

$$Q_{trk} := 0.25 \cdot Q_{lk}$$

$$Q_{trk} = 121.59 \cdot \text{kN}$$

Tverrkraft fordelt som linjelast på broens lengde:

$$Q_{trk,l} := \frac{Q_{trk}}{L_b}$$

$$Q_{trk,l} = 1.559 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

H Beregning av temperaturlast

Temperaturlast

Refranser/kilder

- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1, Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger (refereres til som EK1-1-5)
- Statens vegvesen Håndbok N400 versjon 2015-01-26 (refereres til som N400)
- Vedlegg A: "Prosjektoppgave høst 2013"

Oppgavetekst Inndata:

$$T_{\max} := 30$$

$$T_{\min} := -20$$

EK1-1-5
NA. 6.1.1
Side 2

Betongbru plasseres i type 3.

Jevnt fordelt temperaturandel

EK1-1-5
Figur NA.6.1

$$T_{e.\max} := T_{\max} - 3$$

$$T_{e.\max} = 27$$

$$T_{e.\min} := T_{\min} + 8$$

$$T_{e.\min} = -12$$

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

Antar at høydene gitt i oppgaveteksten allerede er justert, da disse varierer noe i forhold til isotermkartene i NA.A1 og NA.A2

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

Initialtemperatur:

$$T_0 := 10$$

EK1-1-5
NA.6.1.3.3

Største temperaturkontraksjonsintervall for jevnt fordelt brutemperaturandel:

Indeksen *con* indikerer sammentrekning (contraction) og indekseen *exp* indikerer ekspansjon (expansion).

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.\min}$$

$$\Delta T_{N.con} = 22$$

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e.\max} - T_0$$

$$\Delta T_{N.exp} = 17$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

N400
Tab. 5.1

Tykkelse av slitelag: 140 mm

EK1-1-5
Tabell NA.6.2.

Justeringsfaktor for overside varmere enn underside. Interpolerer:

$$k_{\text{sur.ok}} := 0.7 + \frac{140 - 100}{150 - 100} \cdot (0.5 - 0.7) \qquad k_{\text{sur.ok}} = 0.54$$

Justeringsfaktor for underside varmere enn overside.

$$k_{\text{sur.uk}} := 1$$

EK1-1-5
Tabell NA. 6.1

Verdier for lineært varierende temperaturredifferanseandel:

Bjelke/platebruer:

Overside varmere enn underside:

$$\Delta T_{\text{M.heat}} := k_{\text{sur.ok}} \cdot 15 \qquad \Delta T_{\text{M.heat}} = 8.1$$

Underside varmere enn overside

$$\Delta T_{\text{M.cool}} := k_{\text{sur.uk}} \cdot 8 \qquad \Delta T_{\text{M.cool}} = 8$$

Samtidighet av temperaturlaster

EK1-1-5
NA.6.1.5(1)

Reduksjonsfaktorer:

$$\omega_{\text{N}} := 0.35 \qquad \omega_{\text{M}} := 0.75$$

Laskombinasjoner for temperatur:

EK1-1-5

$$K_1 := \Delta T_{\text{M.heat}} + \omega_{\text{N}} \cdot \Delta T_{\text{N.exp}}$$

(6.3)

$$K_2 := \Delta T_{\text{M.heat}} + \omega_{\text{N}} \cdot \Delta T_{\text{N.con}}$$

(6.4)

$$K_3 := \Delta T_{\text{M.cool}} + \omega_{\text{N}} \cdot \Delta T_{\text{N.exp}}$$

$$K_4 := \Delta T_{\text{M.cool}} + \omega_{\text{N}} \cdot \Delta T_{\text{N.con}}$$

$$K_5 := \omega_{\text{M}} \cdot \Delta T_{\text{M.heat}} + \Delta T_{\text{N.exp}}$$

$$K_6 := \omega_{\text{M}} \cdot \Delta T_{\text{M.heat}} + \Delta T_{\text{N.con}}$$

$$K_7 := \omega_{\text{M}} \cdot \Delta T_{\text{M.cool}} + \Delta T_{\text{N.exp}}$$

$$K_8 := \omega_{\text{M}} \cdot \Delta T_{\text{M.cool}} + \Delta T_{\text{N.con}}$$

I Beregning av vindkrefter

Vindlast

Referanser/kilder

- Statens vegvesen: Håndbok N400 versjon 2015-01-26 (refereres til som N400)
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (refereres til som EK1-1-4)
- Vedlegg A: Oppgavetekst - Prosjektoppgave høst 2013

N400: 5.5.3

Vindlastklasse I

EK1-1-4:
8.2(1) Merknad 3

For vanlig brudekker med et spenn som er mindre enn 40 m er det ikke nødvendig med en dynamisk beregning. Største spennvidde er 30 m. Det blir ikke foretatt dynamisk beregning.

Grunnverdier/basisvindhastighetstrykk

EK1-1-4:
Tab. NA.4(901.1)

Referansevindhastighet for Trondheim kommune i Sør-Trøndelag:

$$v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vedlegg A

Nivåfaktor:

$$c_{\text{alt}} := 1.0$$

Retningsfaktor:

$$c_{\text{dir}} := 1.0$$

Sesongfaktor:

$$c_{\text{season}} := 1.0$$

Faktor for returperiode, 50 år:

$$c_{\text{prob}} := 1.0$$

EK1-1-4:
NA.4.2(2)P
Merknad 2

Basisvindhastighet:

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

Middelvind (stedsvindhastighet, 10-minutters middelvind)

Vedlegg A

Overbygningens høyde over terreng:

$$z := 15\text{m}$$

Terrengkategorikategori II:

Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

EK1-1-4:
Tab. NA.4.1

$$k_T := 0.19$$

$$z_0 := 0.05\text{m}$$

$$z_{\min} := 4\text{m}$$

Vedlegg A

Terrengformfaktor:

$$c_0(z) := 1.0$$

Turbulensfaktor:

$$k_I := 1.0$$

$$z_{\max} := 200\text{m}$$

EK1-1-4:
4.3.2

Ruhetsfaktor:

$$c_I(z) := k_I \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{\min} \leq z < z_{\max} \quad c_I(z) = 1.084$$

EK1-1-4:
4.3.1

Stedsvindhastighet:

$$v_m(z) := c_I(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad v_m(z) = 28.177 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EK1-1-4:
4.4**Vindturbulens**

Turbulensintensitet:

$$I_V(z) := \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad I_V(z) = 0.175$$

EK1-1-4:
NA.4.5(1)**Vindkasthastighet og vinkasthastighetstrykk**

Luftens densitet:

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Toppfaktor:

$$k_p := 3.5$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_p(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z)) \quad q_p(z) = 1.105 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EK1-1-4:
4.5(1)

Basisvindhastighetstrykk:

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad q_b = 0.422 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighet uten trafikk:

$$v_s(z) := v_m(z) \quad v_s(z) = 28.177 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EK1-1-4:
NA.4.4(1)
Merknad

$$v_p(z) := v_s(z) \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z)} \quad v_p(z) = 42.051 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EK1-1-4:
Kap. 8

Vindpåvirkninger på bruer uten trafikklast

Lengde i y-retning:

$$L := 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (\text{Regner per meter i lengderetning})$$

Bredde x-retning:

$$B := 9.5\text{m}$$

Dybde i z-retning:

$$d := 1.3\text{m}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.2(1)

Kraft i x-retning

Forenklet metode for kraft i x-retning kan benyttes dersom en dynamisk responsanalyse ikke er nødvendig.

EK1-1-4:
Tab. 8.1

Antar åpen parapet eller åpent sikkerhetsnettverk på begge sider, noe som gir total dybde:

$$d_{\text{tot}} := d + 0.6\text{m}$$

$$d_{\text{tot}} = 1.9\text{m}$$

EK1-1-4:
8.3.1(1)
Merknad 1

Kraffaktor uten fri omstrømning ved endene:

$$\frac{B}{d_{\text{tot}}} = 5 \quad \Rightarrow \quad c_{f_x,0} := 1.3$$

EK1-1-4:
8.3.1(1)

Kraffaktor:

$$c_{f,x} := c_{f_x,0}$$

$$c_{f,x} = 1.3$$

EK1-1-4:
4.5(1)

Eksponeringsfaktor:

$$c_e := \frac{q_p(z)}{q_b}$$

$$c_e = 2.616$$

Vindlastfaktor:

$$C_x := c_e \cdot c_{f,x}$$

$$C_x = 3.401$$

Referanseareal:

$$A_{\text{ref},x} := d_{\text{tot}} \cdot L$$

$$A_{\text{ref},x} = 1.9 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
8.3.2(1)

Vindkraft i x-retning per meter:

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

$$F_{w,x} = 2.73 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.4(1)

Kraft i y-retning:

For bjelkebruer skal det tas hensyn til 25 % av vindkreftene i x-retning.

Vindkraft i y-retning per meter:

$$F_{w,y} := F_{w,x} \cdot 0.25$$

$$F_{w,y} = 0.682 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(1)

Kraft i z-retning:

Kraffaktor:

$$c_{f,z} := 0.9 \quad (\pm 0.9) \text{ både oppover og nedover}$$

Vindlastfaktor:

$$C_z := c_e \cdot c_{f,z} \quad C_z = 2.354$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(2)

Referanseareal:

$$A_{\text{ref},z} := B \cdot L \quad A_{\text{ref},z} = 9.5 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Vindkraft i z-retning per meter:

$$F_{w,z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref},z} \quad F_{w,z} = 9.449 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(5)

Last plasseres eksentrisk i x-retning fra senterlinje bru:

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

Dette gir et vridningsmoment (torsjonsmoment om y-aksen)

Vindpåvirkninger på bruer med trafikklast

Indeksen *traf* brukes for trafikk.

Kraft i x-retning

EK1-1-4:
NA.8.3.1(5) a)

Total dybde med trafikklast:

$$d_{\text{tot},\text{traf}} := d + 2\text{m} \quad d_{\text{tot},\text{traf}} = 3.3 \text{ m}$$

Vedlegg A

Vindkasthastighet med trafikk:

$$v_{p,\text{traf}} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{p,\text{traf}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,\text{traf}}^2 \quad q_{p,\text{traf}} = 0.766 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EK1-1-4:
Fig. 8.3

Kraffaktor uten fri omstrømning ved endene:

$$\frac{B}{d_{\text{tot},\text{traf}}} = 2.879 \quad \Rightarrow \quad c_{f,x,0,\text{traf}} := 1.65$$

EK1-1-4:
8.3.1(1)

Kraffaktor:

$$c_{f,x,\text{traf}} := c_{f,x,0,\text{traf}} \quad c_{f,x,\text{traf}} = 1.65$$

EK1-1-4:
4.5(1)

Eksponeringsfaktor:

$$c_{e,\text{traf}} := \frac{q_{p,\text{traf}}}{q_b}$$

$$c_{e,\text{traf}} = 1.812$$

Vindlastfaktor:

$$C_{x,\text{traf}} := c_{e,\text{traf}} \cdot c_{f,x,\text{traf}}$$

$$C_{x,\text{traf}} = 2.99$$

Referanseareal:

$$A_{\text{ref},x,\text{traf}} := d_{\text{tot},\text{traf}} \cdot L$$

$$A_{\text{ref},x,\text{traf}} = 3.3 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
8.3.2(1)

Vindkraft i x-retning per meter:

$$F_{w,x,\text{traf}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{x,\text{traf}} \cdot A_{\text{ref},x,\text{traf}}$$

$$F_{w,x,\text{traf}} = 4.169 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.4(1)

Kraft i y-retning:

For bjelkebruer skal det tas hensyn til 25 % av vindkreftene i x-retning.

Vindkraft i y-retning per meter:

$$F_{w,y,\text{traf}} := F_{w,x,\text{traf}} \cdot 0.25$$

$$F_{w,y,\text{traf}} = 1.042 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(1)

Kraft i z-retning:

Kraffaktor:

$$c_{f,z,\text{traf}} := 0.9 \quad (\pm 0.9) \text{ både oppover og nedover}$$

Vindlastfaktor:

$$C_{z,\text{traf}} := c_{e,\text{traf}} \cdot c_{f,z,\text{traf}}$$

$$C_{z,\text{traf}} = 1.631$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(2)

Referanseareal:

$$A_{\text{ref},z,\text{traf}} := B \cdot L$$

$$A_{\text{ref},z,\text{traf}} = 9.5 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Vindkraft i z-retning per meter:

$$F_{w,z,\text{traf}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{z,\text{traf}} \cdot A_{\text{ref},z,\text{traf}}$$

$$F_{w,z,\text{traf}} = 6.546 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4:
NA.8.3.3(5)

Last plasseres eksentrisk i x-retning fra senterlinje bru:

$$e := \frac{B}{4}$$

$$e = 2.375 \text{ m}$$

Dette gir et vridningsmoment (torsjonsmoment om y-aksen)

EK1-1-4:
NA.8.1(4)

Kontroll for evt. overskridelse av vindkasthastighet

Det må kontrolleres at vindhastigheten som opptrer samtidig med trafikklast, $v_{b.0.traf}$, ikke overskrider vindhastigheten uten trafikklast, $v_{b.0}$. Det må da beregnes hva referansevindhastigheten med trafikklast blir, for Trondheim kommune, slik at den kan sammenlignes med den opprinnelige referansevindhastigheten, $v_{b.0}$.

EK1-1-4:
NA.4.4(1)
Merknad

Formel for vindkasthastighet

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

Vindkasthastighet som ikke skal overskrides:

$$v_p(z) := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Løser mhp. stedsvindhastighet når vind og trafikklast opptrer samtidig.

$$v_s(z) := \frac{v_p(z)}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z)}} \qquad v_s(z) = 23.452 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

MERK: $v_s(z)$ tilsvarer stedsvindhastigheten ($v_m(z)$)

EK1-1-4:
4.3.1

Formel for stedsvindhastighet:

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Setter inn verdien for stedsvindhastighet og løser mhp. basisvindhastigheten med trafikk:

$$v_m(z) := v_s(z) \qquad v_m(z) = 23.452 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b.traf} := \frac{v_m(z)}{c_r(z) \cdot c_0(z)} \qquad v_{b.traf} = 21.64 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Referansevindhastighet med trafikk:

$$v_{b.0.traf} := \frac{v_{b.traf}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} \qquad v_{b.0.traf} = 21.64 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Referansevindhastighet uten trafikk:

$$v_{b.0} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Kontroll:

$$\frac{v_{b.0.traf}}{v_{b.0}} = 0.832$$

Kontroll = "OK"

J Beregning av kryp og svinn i lengderetning

EK2-1-1:
3.1.4

Kryp og svinn i lengderetning

Referanser/kilder

- Statens vegvesen Håndbok N400 versjon 2015-01-26 (refereres til som N400)
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (refereres til som EK2-1-1)

Betongkvalitet:

$$B_{\text{kval}} := B45$$

Omkrets:

$$u = 20.71 \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c = 11.225 \text{ m}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

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

$$h_0 = 1084 \text{ mm}$$

Alder ved belastning:

$$t_0 := 7$$

Betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet:

Det er to tidspunkt som skal kontrolleres etter at konstruksjonen er ferdig:

Et like etter at brua er åpnet for trafikk:

$$t := 28$$

Et ved dimensjonerende brukstid på 100 år.

$$t_{100 \text{ år}} := 36500$$

N400:
7.2.3

Relativ fuktighet:

$$RH := 70\%$$

Sementtype, N: Høyfast sement.

$$s := 0.25$$

EK2-1-1:
B.1

Bestemmelse av kryptall

Kryptallet som skal bestemmes:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)^{\blacksquare}$$

Hvor det normerte kryptallet, φ_0 , beregnes slik:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0)^{\blacksquare}$$

Middelverdien av betongens trykkfasthet etter 28 døgn:

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

Faktorer for betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_1 = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_2 = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad \alpha_3 = 0.813$$

Faktorer som tar hensyn til virkning av relativ fuktighet på det normerte kryptallet:

$$\varphi_{RH1} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \quad \varphi_{RH1} = 1.292$$

$$\varphi_{RH2} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH2} = 1.121$$

$$\varphi_{RH} := \text{if}(f_{cm} > 35 \text{MPa}, \varphi_{RH2}, \varphi_{RH1}) \quad \boxed{\varphi_{RH} = 1.12}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet:

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

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder:

Korreksjon for sementtype, ved å justere alderen ved belastning t_0 .

$$t_{0,t} := t_0 \quad t_{0,t} = 7$$

$$\alpha := \text{if}(s < 0.21, 1, \text{if}(s > 0.25, -1, 0)) \quad \alpha = 0$$

EK2-1-1:
B.1 (3)

$$t_0 := t_0 \cdot t \left(\frac{9}{2 + t_0 \cdot t^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \quad t_0 = 7$$

$$\beta(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad \boxed{\beta(t_0) = 0.635}$$

EK2-1-1:
B.1 (1)

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0) \quad \boxed{\varphi_0 = 1.642}$$

Endelig kryptall, 28 døgn:

Faktor for kryptutvikling i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{H1} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right] \quad \beta_{H1} = 1.5 \times 10^3$$

$$\beta_{H2} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] \quad \beta_{H2} = 1.219 \times 10^3$$

$$\beta_H := \text{if}(f_{cm} \leq 35 \text{MPa}, \beta_{H1}, \beta_{H2}) \quad \beta_H = 1.219 \times 10^3$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c(t, t_0) = 0.294$$

$$\varphi_{28.\text{døgn}} := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \boxed{\varphi_{28.\text{døgn}} = 0.483}$$

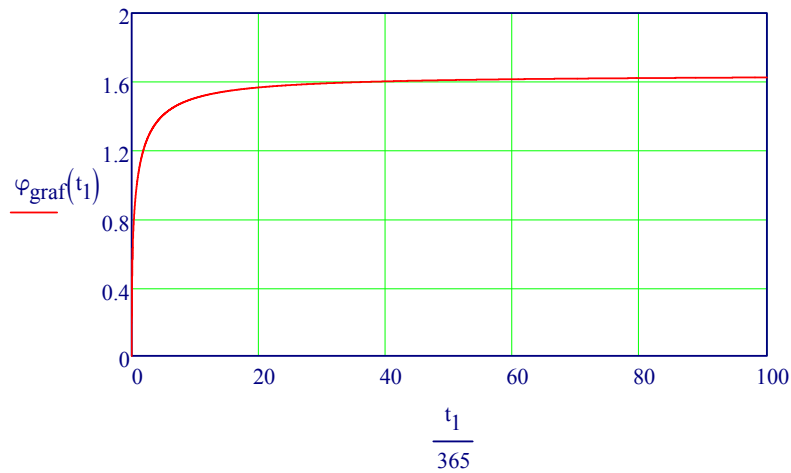
Endelig kryptall, 100 år:

Faktor for kryptutvikling i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t_{100.\text{år}} - t_0}{\beta_H + t_{100.\text{år}} - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c(t, t_0) = 0.99$$

$$\varphi_{100.\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \boxed{\varphi_{100.\text{år}} = 1.626}$$

Betongens kryputvikling i løpet av 100 år:



Bestemmelse av svinntøyning

EK2-1-1:
3.1.4 (6)

Total svinntøyning:

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

Hvor ε_{cd} er svinntøyning ved uttørking og ε_{ca} er autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{dstt_s} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{ast} \cdot \varepsilon_{ca}$$

Svinntøyning ved uttørking

EK2-1-1:
B.2 (1)

Koeffisienter som avhenger av sementtype:

	α_{ds1}	α_{ds2}
R	6	0.11
N	4	0.12
S	3	0.13

=>

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

Andre faktorer for å bestemme nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$RH_0 := 100\%$$

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

$$\beta_{RH} = 1.018$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.302 \cdot \text{‰}$$

EK2-1-1:
Tab. 3.3

Koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen:

$$k_h = 0.7$$

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet i døgn, 100 år:

$$t := 36500$$

Betongens alder i døgn ved begynnelsen av uttørkningssvinnet:

$$t_s := 28$$

$$\beta_{dstt_s} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} \quad \beta_{dstt_s} = 0.962$$

EK2-1-1:
3.1.4 (6)

Svinntøyning ved uttørking:

$$\epsilon_{cd} := \beta_{dstt_s} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{cd} = 0.204 \cdot \text{‰}$$

Autogent svinn

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

$$\beta_{ast} = 1$$

$$\epsilon_{ca,u} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca,u} = 0.088 \cdot \text{‰}$$

Autogent svinn:

$$\epsilon_{ca} := \beta_{ast} \cdot \epsilon_{ca,u}$$

$$\epsilon_{ca} = 0.088 \cdot \text{‰}$$

Totalt svinn, etter 100 år

$$\epsilon_{cs,100\text{år}} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

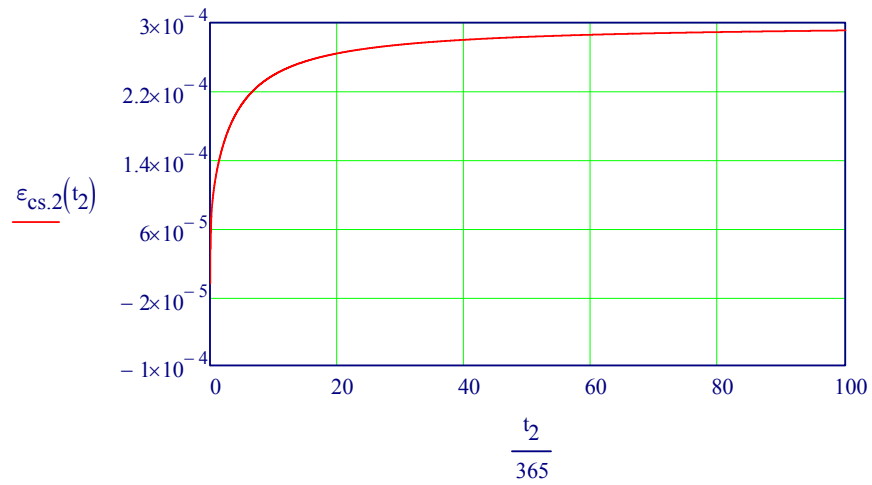
$$\epsilon_{cs,100\text{år}} = 0.291 \cdot \text{‰}$$

Totalt svinn, etter 28 døgn

$$\epsilon_{cs,28\text{døgn}} := \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs,28\text{døgn}} = 0.088 \cdot \text{‰}$$

Betongens svinnutvikling i løpet av 100 år:



Oppsummering

Kryp etter 28 døgn:

$$\varphi_{28.døgn} = 0.483$$

Svinn etter 28 døgn:

$$\epsilon_{cs,28døgn} = 0.088\text{‰}$$

Kryp etter 100 år:

$$\varphi_{100.år} = 1.626$$

Svinn etter 100 år:

$$\epsilon_{cs,100år} = 0.291\text{‰}$$

K Beregning av kryp og svinn i tverretning

EK2-1-1:
3.1.4

Kryp og svinn i tverretning

Referanser/kilder

- Statens vegvesen Håndbok N400 versjon 2015-01-26 (refereres til som N400)
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (refereres til som EK2-1-1)

Betongkvalitet:

$$B_{\text{kval}} := B45$$

Geometri:

Gjennomsnittshøyde av utkrager: $h := 1050\text{mm}$

Bredde for platestripen: $b := 1\text{m}$

Omkrets:

$$u := h \cdot 2 + b \cdot 2 \quad u = 4.1 \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 1.05 \text{ m}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad h_0 = 512 \cdot \text{mm}$$

Alder ved belastning:

$$t_0 := 7$$

Betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet:

Det er to tidspunkt som skal kontrolleres etter at konstruksjonen er ferdig:

Et like etter at brua er åpnet for trafikk:

$$t := 28$$

Et ved dimensjonerende brukstid på 100 år.

$$t_{100.\text{år}} := 36500$$

N400:
7.2.3

Relativ fuktighet:

$$RH := 70\%$$

Sementtype, N: Høyfast sement.

$$s := 0.25$$

EK2-1-1:
B.1

Bestemmelse av kryptall

Kryptallet som skal bestemmes:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)^{\blacksquare}$$

Hvor det normerte kryptallet, φ_0 , beregnes slik:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0)^{\blacksquare}$$

Middelverdien av betongens trykkfasthet etter 28 døgn:

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

Faktorer for betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_1 = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_2 = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \cdot \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad \alpha_3 = 0.813$$

Faktorer som tar hensyn til virkning av relativ fuktighet på det normerte kryptallet:

$$\varphi_{RH1} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \quad \varphi_{RH1} = 1.375$$

$$\varphi_{RH2} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \varphi_{RH2} = 1.178$$

$$\varphi_{RH} := \text{if}(f_{cm} > 35 \text{MPa}, \varphi_{RH2}, \varphi_{RH1}) \quad \boxed{\varphi_{RH} = 1.18}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet:

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

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder:

Korreksjon for sementtype, ved å justere alderen ved belastning t_0 .

$$t_{0,t} := t_0 \quad t_{0,t} = 7$$

$$\alpha := \text{if}(s < 0.21, 1, \text{if}(s > 0.25, -1, 0)) \quad \alpha = 0$$

EK2-1-1:
B.1 (3)

$$t_0 := t_0 \cdot t \cdot \left(\frac{9}{2 + t_0 \cdot t^{1.2}} + 1 \right)^\alpha$$

$$t_0 = 7$$

$$\beta(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}}$$

$$\beta(t_0) = 0.635$$

EK2-1-1:
B.1 (1)

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_0 = 1.726$$

Endelig kryptall, 28 døgn:

Faktor for kryputvikling i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{H1} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right] \quad \beta_{H1} = 1.018 \times 10^3$$

$$\beta_{H2} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] \quad \beta_{H2} = 971.452$$

$$\beta_H := \text{if}(f_{cm} \leq 35 \text{MPa}, \beta_{H1}, \beta_{H2}) \quad \beta_H = 971.452$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c(t, t_0) = 0.315$$

$$\varphi_{28.\text{døgn.tverr}} := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_{28.\text{døgn.tverr}} = 0.543$$

Endelig kryptall, 100 år:

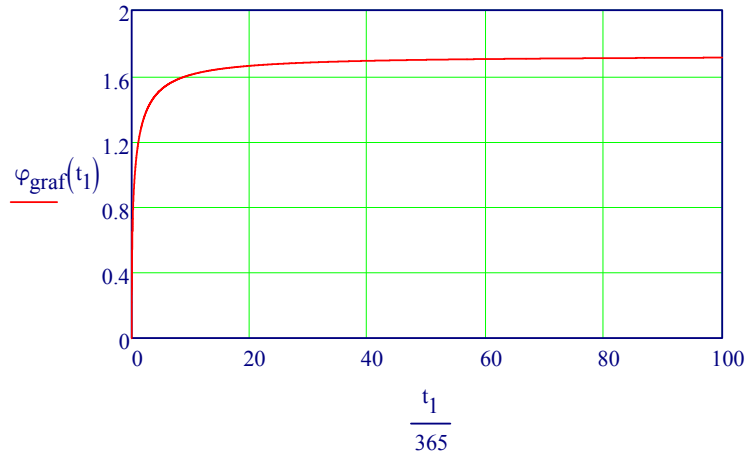
Faktor for kryputvikling i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t_{100.\text{år}} - t_0}{\beta_H + t_{100.\text{år}} - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c(t, t_0) = 0.992$$

$$\varphi_{100.\text{år.tverr}} := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_{100.\text{år.tverr}} = 1.712$$

Betongens kryputvikling i løpet av 100 år:



Bestemmelse av svinntøyning

EK2-1-1:
3.1.4 (6)

Total svinntøyning:

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

Hvor ϵ_{cd} er svinntøyning ved uttørking og ϵ_{ca} er autogen svinntøyning:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{dstt_s} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca} = \beta_{ast} \cdot \epsilon_{ca}$$

Svinntøyning ved uttørking

EK2-1-1:
B.2 (1)

Koeffisienter som avhenger av sementtype:

	α_{ds1}	α_{ds2}
R	6	0.11
N	4	0.12
S	3	0.13

=>

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

Andre faktorer for å bestemme nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$RH_0 := 100\%$$

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

$$\beta_{RH} = 1.018$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.302 \cdot \text{‰}$$

EK2-1-1:
Tab. 3.3

Koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen:

$$k_h = 0.7$$

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet i døgn, 100 år:

$$t := 36500$$

Betongens alder i døgn ved begynnelsen av uttørkningssvinnet:

$$t_s := 28$$

$$\beta_{dstt_s} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} \quad \beta_{dstt_s} = 0.987$$

EK2-1-1:
3.1.4 (6)

Svinnetøyning ved uttørking:

$$\epsilon_{cd} := \beta_{dstt_s} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{cd} = 0.209\text{‰}$$

Autogent svinn

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

$$\beta_{ast} = 1$$

$$\epsilon_{ca,u} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca,u} = 0.088\text{‰}$$

Autogent svinn:

$$\epsilon_{ca} := \beta_{ast} \cdot \epsilon_{ca,u}$$

$$\epsilon_{ca} = 0.088\text{‰}$$

Totalt svinn, etter 100 år

$$\epsilon_{cs,100\text{år,tverr}} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

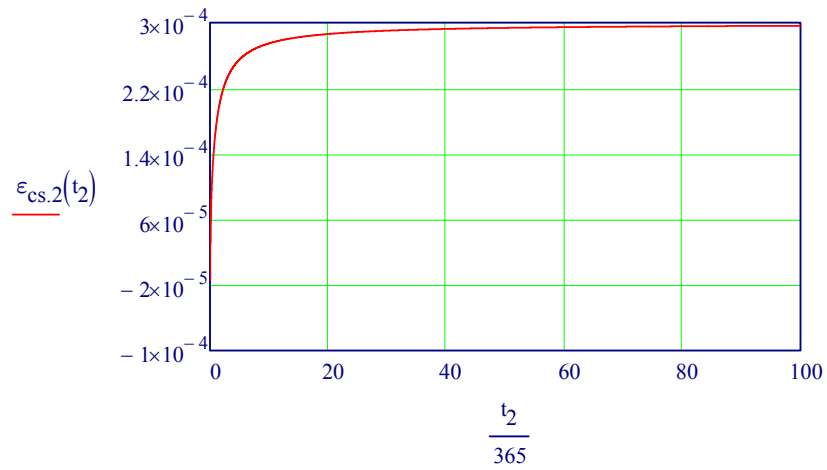
$$\epsilon_{cs,100\text{år,tverr}} = 0.297\text{‰}$$

Totalt svinn, etter 28 døgn

$$\epsilon_{cs,28\text{døgn,tverr}} := \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs,28\text{døgn,tverr}} = 0.088\text{‰}$$

Betongens svinnutvikling i løpet av 100 år:



Oppsummering

Kryp etter 28 døgn:

$$\varphi_{28.døgn.tverr} = 0.543$$

Svinn etter 28 døgn:

$$\varepsilon_{cs,28døgn.tverr} = 0.088\text{‰}$$

Kryp etter 100 år:

$$\varphi_{100.år.tverr} = 1.712$$

Svinn etter 100 år:

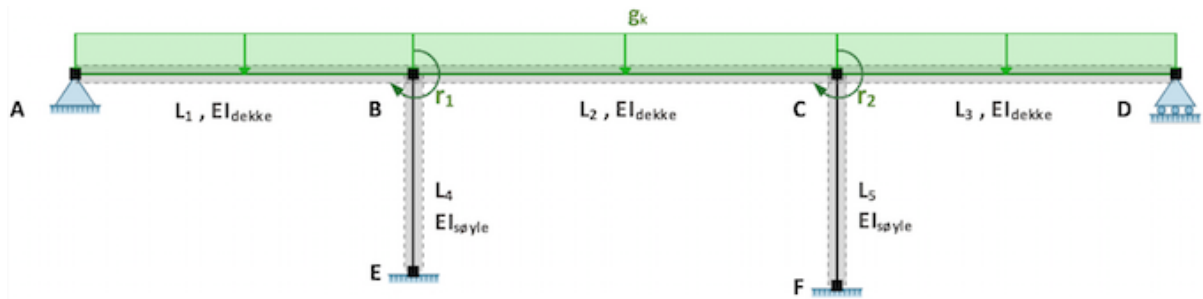
$$\varepsilon_{cs,100år.tverr} = 0.297\text{‰}$$

L Verifikasjon av egenlast

Verifikasjon av egenlast

Referanser/kilder

- "Matrisestatik - Statiske beregninger av rammekonstruksjoner" av Kolbein Bell
- Vedlegg A: Oppgavetekst for "Prosjektoppgave 2013"



Lengder:

$$L_1 := 24\text{m} \quad L_4 := 14\text{m}$$

$$L_2 := 30\text{m} \quad L_5 := 15\text{m}$$

$$L_3 := 24\text{m}$$

Arealregghetsmoment for dekke:

$$I_x := 1.435 \times 10^{12} \text{mm}^4$$

Arealregghetsmoment for søyler:

$$I_{x.søyle} := 4.167 \times 10^{11} \text{mm}^4$$

E-modul for betong:

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

Bøyning om x-akse:

Stivhet brudekke:

$$EI_{dekke} := I_x \cdot E_{cm}$$

$$EI_{dekke} = 5.166 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet søyler:

$$EI_{søyle} := I_{x.søyle} \cdot E_{cm}$$

$$EI_{søyle} = 1.5 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Egenlast av brudekket:

$$g_k := 280.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Støttemomenter:**Fastholdingstilstand (partikulærløsning):****Knutepunkt B:**

$$M_{R,BA} := \frac{g_k \cdot L_1^2}{8}$$

$$M_{R,BC} := \frac{-g_k \cdot L_2^2}{12}$$

Knutepunkt C:

$$M_{R,CB} := \frac{g_k \cdot L_2^2}{12}$$

$$M_{R,CD} := \frac{-g_k \cdot L_3^2}{8}$$

Lastvektor:

$$R = R_k - R_0$$

Summen av fastholdingskreftene, R_0 :

$$R_0 := \begin{pmatrix} M_{R,BA} + M_{R,BC} \\ M_{R,CB} + M_{R,CD} \end{pmatrix}$$

$$R_0 = \begin{pmatrix} -841.875 \\ 841.875 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ytre krefter som virker i frihetsgradene:

$$R_k := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Lastvektor:

$$R := R_k - R_0$$

$$R = \begin{pmatrix} 841.875 \\ -841.875 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Frigjøringstilstand (komplementærløsning):

$$r_1 = 1, \quad r_2 = 0$$

$$k_{11,BA} := \frac{3EI_{\text{dekke}}}{L_1}$$

$$k_{21,CB} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{11,BC} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{11,BE} := \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4}$$

Stivheter pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$k_{11} := k_{11,BA} + k_{11,BC} + k_{11,BE}$$

$$k_{21} := k_{21,CB}$$

$$r_1 = 0, \quad r_2 = 1$$

$$k_{12.BC} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{22.CB} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{22.CD} := \frac{3EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{22.CF} := \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5}$$

Stivheter pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$k_{12} := k_{12.BC}$$

$$k_{22} := k_{22.CB} + k_{22.CD} + k_{22.CF}$$

Stivhetsmatrise:

$$K := \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 17.632 & 3.444 \\ 3.444 & 17.346 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \cdot \text{kNm}$$

Løser ut rotasjonsfrihetsgradene, r:

$$R = K \cdot r$$

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

$$r = \begin{pmatrix} 5.954 \\ -6.036 \end{pmatrix} \cdot 10^{-5}$$

$$r_1 := r_0$$

$$r_1 = 5.954 \times 10^{-5}$$

$$r_2 := r_1$$

$$r_2 = -6.036 \times 10^{-5}$$

Tilbakesubstitusjon:

Del AB:

$$M_{k.BA} := k_{11.BA} \cdot r_1$$

$$M_{k.BA} = 384.464 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del BC:

$$M_{k.BC} := k_{11.BC} \cdot r_1 + k_{12.BC} \cdot r_2$$

$$M_{k.BC} = 202.229 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{k.CB} := k_{21.CB} \cdot r_1 + k_{22.CB} \cdot r_2$$

$$M_{k.CB} = -210.684 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del CD:

$$M_{k.CD} := k_{22.CD} \cdot r_2$$

$$M_{k.CD} = -389.748 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Superposisjon gir totale momenter:

$$M_{BA} := M_{k,BA} + M_{R,BA}$$

$$M_{BA} = 20589.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} := M_{k,BC} + M_{R,BC}$$

$$M_{BC} = -20844.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} := M_{k,CB} + M_{R,CB}$$

$$M_{CB} = 20836.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} := M_{k,CD} + M_{R,CD}$$

$$M_{CD} = -20594.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Likevektskontroll:

$$M_B := k_{11} \cdot r_1 + k_{21} \cdot r_2 + M_{R,BA} + M_{R,BC}$$

$$M_B = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := k_{22} \cdot r_2 + k_{12} \cdot r_1 + M_{R,CB} + M_{R,CD}$$

$$M_C = 0.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lik null => OK!

Skjærkrefter:**Fastholdingstilstand:**

$$V_{R,AB} := \frac{3 \cdot g_k \cdot L_1}{8}$$

$$V_{R,AB} = 2526 \cdot \text{kN}$$

$$V_{R,BA} := \frac{5 \cdot g_k \cdot L_1}{8}$$

$$V_{R,BA} = 4209 \cdot \text{kN}$$

$$V_{R,BC} := \frac{g_k \cdot L_2}{2}$$

$$V_{R,BC} = 4209 \cdot \text{kN}$$

$$V_{R,CB} := \frac{g_k \cdot L_2}{2}$$

$$V_{R,CB} = 4209 \cdot \text{kN}$$

$$V_{R,CD} := \frac{5 \cdot g_k \cdot L_3}{8}$$

$$V_{R,CD} = 4209 \cdot \text{kN}$$

$$V_{R,DC} := \frac{3 \cdot g_k \cdot L_3}{8}$$

$$V_{R,DC} = 2526 \cdot \text{kN}$$

Frigjöringstilstand:

$$r_1 = 1, r_2 = 0$$

$$V_{k,AB.1} := \frac{-3 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_1^2} \cdot r_1 \quad V_{k,AB.1} = -16.019 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,BA.1} := \frac{3 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_1^2} \cdot r_1 \quad V_{k,BA.1} = 16.019 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,BC.1} := \frac{-6 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2^2} \cdot r_1 \quad V_{k,BC.1} = -20.505 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,CB.1} := \frac{6 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2^2} \cdot r_1 \quad V_{k,CB.1} = 20.505 \cdot \text{kN}$$

$$r_2 = 1, r_1 = 0$$

$$V_{k,BC.2} := \frac{-6 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2^2} \cdot r_2 \quad V_{k,BC.2} = 20.787 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,CB.2} := \frac{6 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2^2} \cdot r_2 \quad V_{k,CB.2} = -20.787 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,CD.2} := \frac{-3 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3^2} \cdot r_2 \quad V_{k,CD.2} = 16.24 \cdot \text{kN}$$

$$V_{k,DC.2} := \frac{3 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3^2} \cdot r_2 \quad V_{k,DC.2} = -16.24 \cdot \text{kN}$$

Totale skjærkrefter:

$$V_{AB} := V_{R,AB} + V_{k,AB.1} \quad V_{AB} = 2510 \cdot \text{kN}$$

$$V_{BA} := V_{R,BA} + V_{k,BA.1} \quad V_{BA} = 4225 \cdot \text{kN}$$

$$V_{BC} := V_{R,BC} + V_{k,BC.1} + V_{k,BC.2} \quad V_{BC} = 4210 \cdot \text{kN}$$

$$V_{CB} := V_{R,CB} + V_{k,CB.1} + V_{k,CB.2} \quad V_{CB} = 4209 \cdot \text{kN}$$

$$V_{CD} := V_{R,CD} + V_{k,CD.2} \quad V_{CD} = 4226 \cdot \text{kN}$$

$$V_{DC} := V_{R,DC} + V_{k,DC.2} \quad V_{DC} = 2509 \cdot \text{kN}$$

Opplagerkrefter:

I z-retning:

$$A_z := V_{AB} \quad A_z = 2510 \cdot \text{kN}$$

$$D_z := V_{DC} \quad D_z = 2509 \cdot \text{kN}$$

Hele brulengden:

$$L := L_1 + L_2 + L_3 = 78 \text{ m}$$

Resultantkraft fra egenlast:

$$G_k := g_k \cdot L = 21889 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt i z-retning gir:

$$A_z + D_z + E_z + F_z - G_k = 0 \quad \Rightarrow \quad E_z := G_k - A_z - D_z - F_z$$

Momentlikevekt om punkt A, hvor kreftene i y-retning neglisjeres:

$$G_k \cdot \frac{L}{2} - D_z \cdot L - E_z \cdot L_1 - F_z \cdot (L_1 + L_2) = 0$$

$$G_k \cdot \frac{L}{2} - D_z \cdot L - (G_k - A_z - D_z - F_z) \cdot L_1 - F_z \cdot (L_1 + L_2) = 0$$

$$G_k \cdot \frac{L}{2} - D_z \cdot L - (G_k \cdot L_1 - A_z \cdot L_1 - D_z \cdot L_1 - F_z \cdot L_1) - F_z \cdot L_1 - F_z \cdot L_2 = 0$$

$$G_k \cdot \frac{L}{2} - D_z \cdot L - G_k \cdot L_1 + A_z \cdot L_1 + D_z \cdot L_1 + F_z \cdot L_1 - F_z \cdot L_1 - F_z \cdot L_2 = 0$$

$$G_k \cdot \left(\frac{L}{2} - L_1 \right) - D_z \cdot (L - L_1) + A_z \cdot L_1 - F_z \cdot L_2 = 0$$

$$F_z := \frac{G_k \cdot \left(\frac{L}{2} - L_1 \right) - D_z \cdot (L - L_1) + A_z \cdot L_1}{L_2} \quad F_z = 8435 \cdot \text{kN}$$

$$E_z := G_k - A_z - D_z - F_z \quad E_z = 8435 \cdot \text{kN}$$

De samme resultatene oppnås ved å addere skjærkreftene til høyre og venstre hvor hver støtte:

$$F_z := V_{CB} + V_{CD} = 8435 \cdot \text{kN} \quad F_z = 8435 \cdot \text{kN}$$

$$E_z := V_{BA} + V_{BC} = 8435 \cdot \text{kN} \quad E_z = 8435 \cdot \text{kN}$$

Maksmoment i felt 1:

Funksjon for skjærkraft (x går mot høyre fra akse 1):

$$V(x) := A_Z - g \cdot x$$

Maksmoment når $V(x)$ er lik null:

$$x := \frac{A_Z}{g_k}$$

$$x = 8.943 \text{ m}$$

$$M_{\text{felt1}} := A_Z \cdot x - \frac{g_k \cdot x^2}{2}$$

$$M_{\text{felt1}} = 11221.6 \cdot \text{kNm}$$

Maksmoment i felt 2:

Antar at maksmomentet opptrer akkurat midt i felt 2, og benytter snittmetoden:

$$M_{\text{felt2}} := A_Z \cdot \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + E_Z \cdot \frac{L_2}{2} - g_k \cdot \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right)^2 \cdot 0.5$$

$$M_{\text{felt2}} = 10985.1 \cdot \text{kNm}$$

Maksmoment i felt 3:

Funksjon for skjærkraft (x går mot venstre fra akse 4):

$$V(x) = D_Z - g \cdot x$$

Maksmoment når $V(x)$ er lik null:

$$x := \frac{D_Z}{g_k}$$

$$x = 8.942 \text{ m}$$

$$M_{\text{felt3}} := D_Z \cdot x - \frac{g_k \cdot x^2}{2}$$

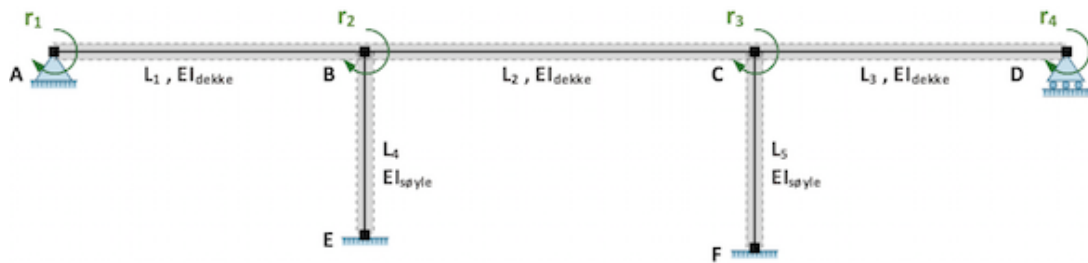
$$M_{\text{felt3}} = 11219.6 \cdot \text{kNm}$$

M Verifikasjon av temperaturlast

Verifikasjon av temperaturgradient

Referanser/kilder

- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 (refereres til som EK1-1-5)



Lengder:

$$\begin{aligned}L_1 &:= 24\text{m} & L_4 &:= 14\text{m} \\L_2 &:= 30\text{m} & L_5 &:= 15\text{m} \\L_3 &:= 24\text{m}\end{aligned}$$

Betongens E-modul:

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

Brudekkets stivhet:

$$EI_{\text{dekke}} := E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{dekke}} = 5.166 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Brutversnittets arealtregningsmoment:

$$I_{\text{dekke}} := 1.435 \times 10^{12} \text{mm}^4$$

Søylene arealtregningsmoment:

$$I_{\text{søyle}} := 4.167 \times 10^{11} \text{mm}^4$$

Betongens E-modul:

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

Brudekkets stivhet:

$$EI_{\text{dekke}} := E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{dekke}} = 5.166 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Søylene stivhet:

$$EI_{\text{søyle}} := E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{søyle}} = 1.5 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Fastholdingstilstand (partikulærløsning):

Variierende vertikallineær temperaturandel:

$$\Delta T_{\text{M,heat}} := 8.1 \quad (\text{grader celsius})$$

Termisk utvidelseskoeffisient for betong:

$$\alpha_T := 10^{-5}$$

(EK1-1-5: Tab C.1)

Tverrsnittshøyde:

$$h := 1.3\text{m}$$

Avstand fra overkant til tverrsnittets tyngdepunkt:

$$y_{\text{topp}} := 601.6\text{mm}$$

Temperaturgradient i overkant:

$$\Delta T_g := \Delta T_{M,\text{heat}} \frac{y_{\text{topp}}}{h} \quad \Delta T_g = 3.748$$

Initialtøyning:

$$\varepsilon_0 := \alpha_T \cdot \Delta T_g \quad \varepsilon_0 = 0.037\text{‰}$$

Krumning:

$$\kappa := \frac{\varepsilon_0}{y_{\text{topp}}} \quad \kappa = 0.062 \cdot \frac{\text{‰}}{\text{m}}$$

Tvangsmoment:

$$M_0 := EI_{\text{dekke}} \cdot \kappa \quad M_0 = 3219 \cdot \text{kNm}$$

Lastvektor:

$$R := R_k - R_0$$

$$\text{hvor} \quad R_0 := \begin{pmatrix} M_0 \\ 0 \\ 0 \\ -M_0 \end{pmatrix} \quad \text{og} \quad R_k := 0$$

$$R := R_k - R_0 = \begin{pmatrix} -3219 \\ 0 \\ 0 \\ 3219 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm} \quad R = \begin{pmatrix} -3219 \\ 0 \\ 0 \\ 3219 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm}$$

Fastholdingsmomenter:

$$M_{R,AB} := M_0$$

$$M_{R,BA} := -M_0$$

$$M_{R,BC} := M_0$$

$$M_{R,CB} := -M_0$$

$$M_{R,CD} := M_0$$

$$M_{R,DC} := -M_0$$

Frigjøringstilstand (komplementærløsning):

$r_1 = 1$, resten lik 0:

$$k_{11,AB} := \frac{4 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_1} \quad k_{11} := k_{11,AB}$$

$$k_{21,BA} := \frac{2 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_1} \quad k_{21} := k_{21,BA}$$

$$k_{31} := 0$$

$$k_{41} := 0$$

$r_2 = 1$, resten lik 0:

$$k_{12.AB} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_1}$$

$$k_{12} := k_{12.AB}$$

$$k_{22.BA} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_1}$$

$$k_{22.BC} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{22.BE} := \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4}$$

$$k_{22} := k_{22.BA} + k_{22.BC} + k_{22.BE}$$

$$k_{32.CB} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{32} := k_{32.CB}$$

$$k_{42} := 0$$

$r_3 = 1$, resten lik 0:

$$k_{23.BC} := \frac{2 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{13} := 0$$

$$k_{23} := k_{23.BC}$$

$$k_{33.CB} := \frac{4 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{33.CD} := \frac{4 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{33.CF} := \frac{4 \cdot EI_{\text{søyle}}}{L_5}$$

$$k_{33} := k_{33.CB} + k_{33.CD} + k_{33.CF}$$

$$k_{43.DC} := \frac{2 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{43} := k_{43.DC}$$

$r_4 = 1$, resten lik 0:

$$k_{14} := 0$$

$$k_{24} := 0$$

$$k_{34.CD} := \frac{2 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{34} := k_{34.CD}$$

$$k_{44.DC} := \frac{4 \cdot EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{44} := k_{44.DC}$$

Stivhetsmatrise:

$$K := \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 8.61 & 4.305 & 0 & 0 \\ 4.305 & 19.784 & 3.444 & 0 \\ 0 & 3.444 & 19.498 & 4.305 \\ 0 & 0 & 4.305 & 8.61 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \cdot \text{kNm}$$

Løser ut rotasjonsfrihetsgradene, r:

$$R = K \cdot r$$

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

$$r = \begin{pmatrix} -4.308 \\ 1.138 \\ -1.154 \\ 4.315 \end{pmatrix} \cdot 10^{-4}$$

$$r_1 := r_0$$

$$r_1 = -4.308 \times 10^{-4}$$

$$r_2 := r_1$$

$$r_2 = 1.138 \times 10^{-4}$$

$$r_3 := r_2$$

$$r_3 = -1.154 \times 10^{-4}$$

$$r_4 := r_3$$

$$r_4 = 4.315 \times 10^{-4}$$

Tilbakesubstitusjon:

Del AB:

$$M_{k,AB} := k_{11,AB} \cdot r_1 + k_{12,AB} \cdot r_2$$

$$M_{k,AB} = -3219 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del BA:

$$M_{k,BA} := k_{21,BA} \cdot r_1 + k_{22,BA} \cdot r_2$$

$$M_{k,BA} = -874 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del BC:

$$M_{k,BC} := k_{22,BC} \cdot r_2 + k_{23,BC} \cdot r_3$$

$$M_{k,BC} = 387 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del CB:

$$M_{k,CB} := k_{32,CB} \cdot r_2 + k_{33,CB} \cdot r_3$$

$$M_{k,CB} = -403 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del CD:

$$M_{k,CD} := k_{33,CD} \cdot r_3 + k_{34,CD} \cdot r_4$$

$$M_{k,CD} = 864 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del DC:

$$M_{k,DC} := k_{43,DC} \cdot r_3 + k_{44,DC} \cdot r_4$$

$$M_{k,DC} = 3219 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Superposisjon gir endelige momenter:

$$M_{AB} := M_{k,AB} + M_{R,AB}$$

$$M_{AB} = 0 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{BA} := M_{k,BA} + M_{R,BA}$$

$$M_{BA} = -4093 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{BC} := M_{k,BC} + M_{R,BC}$$

$$M_{BC} = 3605 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{CB} := M_{k,CB} + M_{R,CB}$$

$$M_{CB} = -3622 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{CD} := M_{k,CD} + M_{R,CD}$$

$$M_{CD} = 4083 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{DC} := M_{k,DC} + M_{R,DC}$$

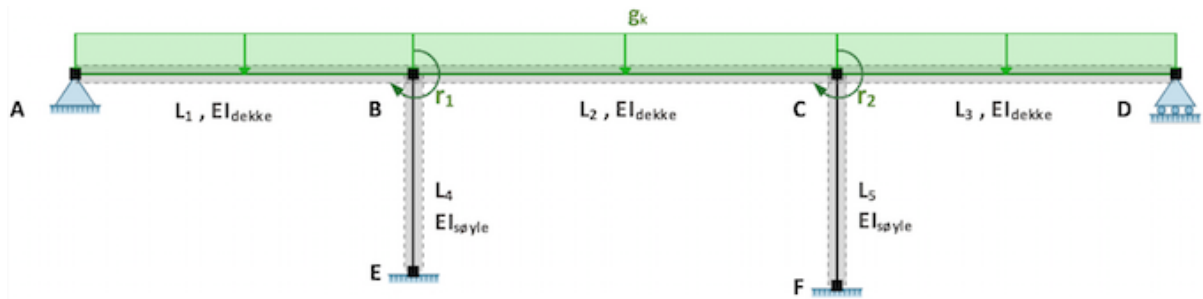
$$M_{DC} = -0 \cdot \text{kNm}$$

N Verifikasjon av vindlast

Verifikasjon av vindlast

Referanser/kilder

- "Matrisestatikk - Statiske beregninger av rammekonstruksjoner" av Kolbein Bell



Lengder:

$$L_1 := 24\text{m} \quad L_4 := 14\text{m}$$

$$L_2 := 30\text{m} \quad L_5 := 15\text{m}$$

$$L_3 := 24\text{m}$$

Arealtrehetsmoment for dekke:

$$I_x := 1.435 \times 10^{12} \text{mm}^4$$

Arealtrehetsmoment for søyler:

$$I_{x.søyle} := 4.167 \times 10^{11} \text{mm}^4$$

E-modul for betong:

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

Bøyning om x-akse:

Stivhet brudekke:

$$EI_{dekke} := I_x \cdot E_{cm}$$

$$EI_{dekke} = 5.166 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet søyler:

$$EI_{søyle} := I_{x.søyle} \cdot E_{cm}$$

$$EI_{søyle} = 1.5 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedadrettet vindlast:

$$g_k := 9.449 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Støttemomenter:**Fastholdingstilstand (partikulærløsning):****Knutepunkt B:**

$$M_{R,BA} := \frac{g_k \cdot L_1^2}{8}$$

$$M_{R,BC} := \frac{-g_k \cdot L_2^2}{12}$$

Knutepunkt C:

$$M_{R,CB} := \frac{g_k \cdot L_2^2}{12}$$

$$M_{R,CD} := \frac{-g_k \cdot L_3^2}{8}$$

Lastvektor:

$$R = R_k - R_0$$

Summen av fastholdingskreftene, R_0 :

$$R_0 := \begin{pmatrix} M_{R,BA} + M_{R,BC} \\ M_{R,CB} + M_{R,CD} \end{pmatrix}$$

$$R_0 = \begin{pmatrix} -28.347 \\ 28.347 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ytre krefter som virker i frihetsgradene:

$$R_k := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Lastvektor:

$$R := R_k - R_0$$

$$R = \begin{pmatrix} 28.347 \\ -28.347 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Frigjøringstilstand (komplementærløsning):

$$r_1 = 1, \quad r_2 = 0$$

$$k_{11,BA} := \frac{3EI_{\text{dekke}}}{L_1}$$

$$k_{21,CB} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{11,BC} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{11,BE} := \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4}$$

Stivheter pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$k_{11} := k_{11,BA} + k_{11,BC} + k_{11,BE}$$

$$k_{21} := k_{21,CB}$$

$$r_1 = 0, \quad r_2 = 1$$

$$k_{12.BC} := \frac{2EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{22.CB} := \frac{4EI_{\text{dekke}}}{L_2}$$

$$k_{22.CD} := \frac{3EI_{\text{dekke}}}{L_3}$$

$$k_{22.CF} := \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5}$$

Stivheter pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$k_{12} := k_{12.BC}$$

$$k_{22} := k_{22.CB} + k_{22.CD} + k_{22.CF}$$

Stivhetsmatrise:

$$K := \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 17.632 & 3.444 \\ 3.444 & 17.346 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \cdot \text{kNm}$$

Løser ut rotasjonsfrihetsgradene, r:

$$R = K \cdot r$$

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

$$r = \begin{pmatrix} 0.200 \\ -0.203 \end{pmatrix} \cdot 10^{-5}$$

$$r_1 := r_0$$

$$r_1 = 2.005 \times 10^{-6}$$

$$r_2 := r_1$$

$$r_2 = -2.032 \times 10^{-6}$$

Tilbakesubstitusjon:

Del AB:

$$M_{k.BA} := k_{11.BA} \cdot r_1$$

$$M_{k.BA} = 12.945 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del BC:

$$M_{k.BC} := k_{11.BC} \cdot r_1 + k_{12.BC} \cdot r_2$$

$$M_{k.BC} = 6.809 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{k.CB} := k_{21.CB} \cdot r_1 + k_{22.CB} \cdot r_2$$

$$M_{k.CB} = -7.094 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Del CD:

$$M_{k.CD} := k_{22.CD} \cdot r_2$$

$$M_{k.CD} = -13.123 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Superposisjon gir totale momenter:

$$M_{BA} := M_{k,BA} + M_{R,BA}$$

$$M_{BA} = 693.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} := M_{k,BC} + M_{R,BC}$$

$$M_{BC} = -701.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} := M_{k,CB} + M_{R,CB}$$

$$M_{CB} = 701.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} := M_{k,CD} + M_{R,CD}$$

$$M_{CD} = -693.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Likevektskontroll:

$$M_B := k_{11} \cdot r_1 + k_{21} \cdot r_2 + M_{R,BA} + M_{R,BC}$$

$$M_B = 0.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := k_{22} \cdot r_2 + k_{12} \cdot r_1 + M_{R,CB} + M_{R,CD}$$

$$M_C = 0.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lik null => OK!

O Momentkapasitet i lengde- og tverretning

Momentkapasitet i lengderetning

Betong:

Betongkvalitet:	$B_{kval} := B45$
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$
Karakteristisk sylindertykkfasthet, 28 døgn:	$f_{ck} := 45\text{MPa}$
Dimensjonerende sylindertykkfasthet, 28 døgn:	$f_{cd} := 25.5\cdot\text{MPa}$
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	
Tøyningsgrense for trykk i betong:	$\epsilon_{cu} := 3.5\%$
Betongtverrsnittets areal:	$A_c := 11.225\text{m}^2$
Tverrsnittshøyde:	$h := 1300\text{mm}$
Tverrsnittsbredde i OK:	$b := 9500\text{mm}$
Tverrsnittsbredde i UK:	$b_{uk} := 5000\text{mm}$
Avstand fra tyngdepunkt av armering til overkant:	$a := 150\text{mm}$
Avstand fra underkant til tyngdepunkt:	$y_{bunn} := 698.4\text{mm}$
Avstand fra overkant til tyngdepunkt:	$y_{topp} := 601.6\text{mm}$

Spennarmering:

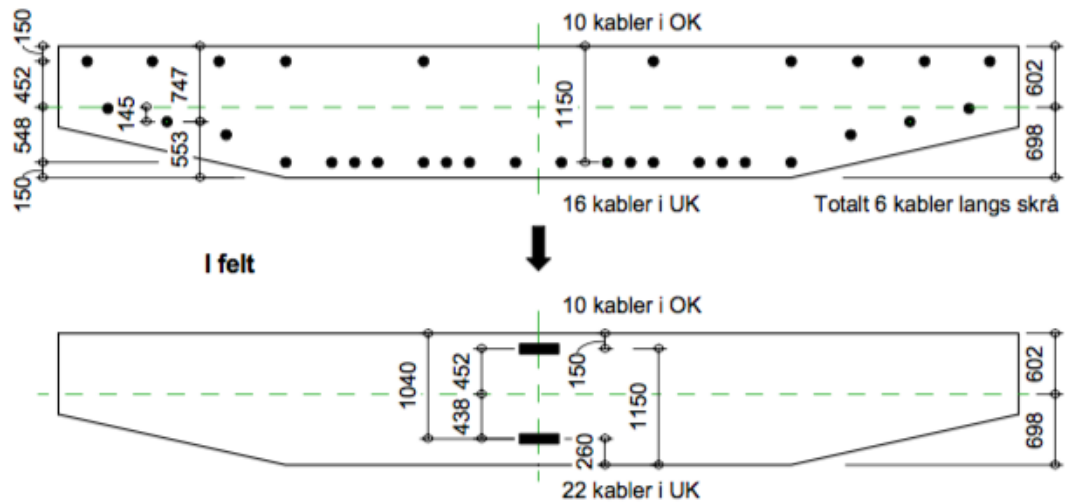
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$
Spennstålets elastitetsmodul:	$E_p := 195000\text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet:	$f_{pk} := 1860\text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet, 0.1 %-grense:	$f_{p0.1k} := 1640\text{MPa}$
Spennstålets strekkfasthet:	$f_{pd} := 1426\cdot\text{MPa}$
$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s}$	
Dimensjonerende flytetøyning for spennarmeringen:	$\epsilon_{pd} := 7.313\%$
$\epsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p}$	
Tverrsnittsareal per spennkabel:	$A_{p.kabel} := 2250\text{mm}^2$

Tøyningstilstander som kontrolleres:

1. Rent trykk	$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\%$	$\epsilon_{p1} := \epsilon_{cu} = 3.5\%$
2. Balansepunkt (armering går brudd samtidig som betongen går i brudd)	$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\%$	$\epsilon_{p2} := \epsilon_{pd} = 7.3\%$
3. Stor armeringstøyning	$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\%$	$\epsilon_{p3} := 5\%$
4. Veldig stor armeringstøyning	$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\%$	$\epsilon_{p4} := 30\%$

Kontroll av momentkapasitet med strekk i underkant

Forenkler beregningsmodellen ved å legge all armering samlet i vektet tyngdepunktet:



Kabler i overkant i felt:

$$n_{OK,f} := 10$$

Kabler i underkant i felt:

$$n_{UK,f} := 22$$

Spennarmeringsareal i overkant:

$$A_{p,f,OK} := A_{p,kabel} \cdot n_{OK,f}$$

$$A_{p,f,OK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringsareal i underkant:

$$A_{p,f,UK} := A_{p,kabel} \cdot n_{UK,f}$$

$$A_{p,f,UK} = 49500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i overkant:

$$e_{f,OK} := 452 \text{ mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i underkant:

$$e_{f,UK} := 438 \text{ mm}$$

Spennarmeringens resterende tøyningkapasitet

Største spenning tilført spennkabel:

$$\sigma_{p,\max} := 1476 \text{ MPa}$$

Umiddelbare tap:

$$\varepsilon_{\text{umiddelbare.tap}} := 6.3 \%$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{(1 - \varepsilon_{\text{umiddelbare.tap}}) \cdot \sigma_{p,\max}}{E_p} = 7.092 \cdot (\%)$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 14.7 \%$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := \varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \varepsilon_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 1.043 \cdot \%$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}}$$

$$\varepsilon'_{p0} = 6.05 \cdot \%$$

Resterende tøyning i spennarmeringen:

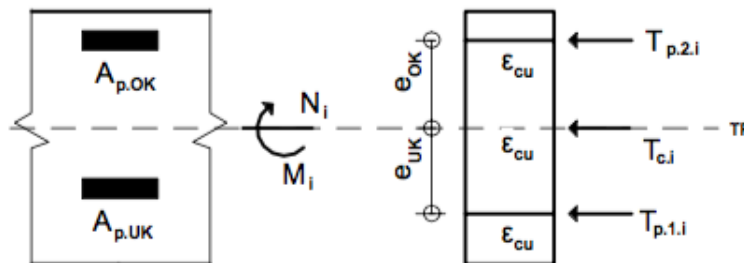
$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_p = 1.263 \cdot \%$$

1) Tøyningstilstand: Rent trykk

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot \%$$

$$\varepsilon_{p1} = 3.5 \cdot \%$$



Trykkresultant i betongen:

$$T_{c,1} := f_{cd} \cdot A_c$$

$$T_{c,1} = 286238 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i underkant:

$$T_{p,1.1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}$$

$$T_{p,1.1} = 33784 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant: i overkant:

$$T_{p,2.1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}$$

$$T_{p,2.1} = 15356 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_1 := T_{c,1} + T_{p,1.1} + T_{p,2.1}$$

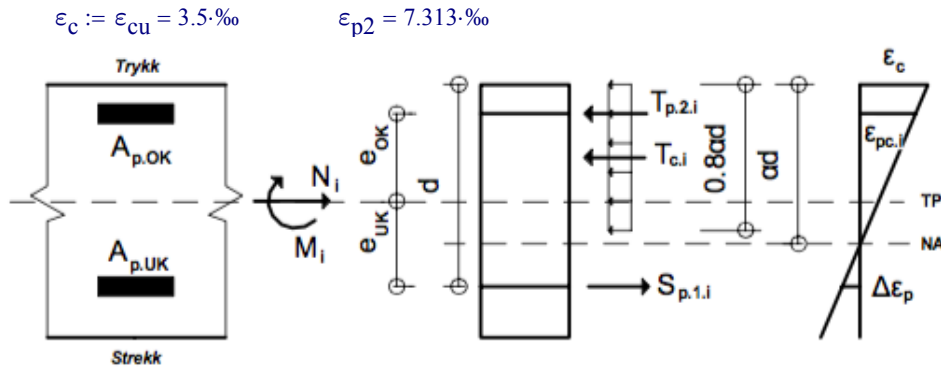
$$N_1 = 335378 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt om TP:

$$M_1 := T_{p,1.1} \cdot e_{f.UK} - T_{p,2.1} \cdot e_{f.OK}$$

$$M_1 = 7856 \cdot \text{kNm}$$

2) Tøyningstilstand: Balansepunkt



Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_2 := \frac{\epsilon_c}{\Delta\epsilon_p + \epsilon_c} \qquad \alpha_2 = 0.735$$

Effektiv høyde:

$$d_2 := y_{\text{topp}} + e_{f,UK} \qquad d_2 = 1040\text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.2} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d_2} (\alpha_2 \cdot d_2 - a), \epsilon_{pd} \right] \qquad \epsilon_{pc.2} = 2.813\text{‰}$$

Trykkresultant:

$$T_{c.2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} \qquad T_{c.2} = 148035\text{ kN}$$

Trykk i armering i overkant:

$$T_{p.2.2} := \frac{\epsilon_{pc.2} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \qquad T_{p.2.2} = 10731\text{ kN}$$

Strekk i armering:

$$S_{p.1.2} := \frac{\Delta\epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \qquad S_{p.1.2} = 10605\text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_2 := T_{c.2} + T_{p.2.2} - S_{p.1.2} \qquad N_2 = 148161\text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_2 := T_{c.2} (y_{\text{topp}} - 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot 0.5) + S_{p.1.2} (d_2 - y_{\text{topp}}) + T_{p.2.2} \cdot e_{f.OK}$$

$$M_2 = 53322\text{ kNm}$$

3) Tøyningstilstand: Stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p3} = 5\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p3} + \epsilon_c} \quad \alpha_3 = 0.412$$

Effektiv høyde:

$$d_3 := y_{topp} + e_{f.UK} \quad d_3 = 1040\text{-mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.3} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_3 \cdot d_3} \cdot (\alpha_3 \cdot d_3 - a), \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.3} = 2.274\text{‰}$$

Trykkresultant:

$$T_{c.3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_3 \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_{c.3} = 82960 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i armering i overkant:

$$T_{p.2.3} := \frac{\epsilon_{pc.3} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.2.3} = 8674 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering i underkant:

$$S_{p.1.3} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \quad S_{p.1.3} = 10605 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_3 := T_{c.3} + T_{p.2.3} - S_{p.1.3} \quad N_3 = 81029 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_3 := T_{c.3} \cdot (y_{topp} - 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_3 \cdot 0.5) + S_{p.1.3} \cdot (d_3 - y_{topp}) + T_{p.2.3} \cdot e_{f.OK} \quad M_3 = 44269 \cdot \text{kNm}$$

4) Tøyningstilstand: Veldig stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p4} = 30\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_4 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p4} + \epsilon_c} \quad \alpha_4 = 0.104$$

Effektiv høyde:

$$d_4 := y_{topp} + e_{f.UK} \quad d_4 = 1040\text{-mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{pc.4} := \min \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha_4 \cdot d_4} \cdot (\alpha_4 \cdot d_4 - a), \varepsilon_{pd} \right] \quad \varepsilon_{pc.4} = -1.334\%$$

Trykkresultant:

$$T_{c.4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_4 \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_{c.4} = 21050 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i armering i overkant:

$$T_{p.2.4} := \frac{\varepsilon_{pc.4} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.2.4} = -5088 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering, vektet:

$$S_{p.1.4} := \frac{\Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \quad S_{p.1.4} = 10605 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_4 := T_{c.4} + T_{p.2.4} - S_{p.1.4} \quad N_4 = 5357 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_4 := T_{c.4} \cdot (y_{topp} - 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_4 \cdot 0.5) + S_{p.1.4} \cdot (d_4 - y_{topp}) + T_{p.2.4} \cdot e_{f.OK} \quad M_4 = 14094 \cdot \text{kNm}$$

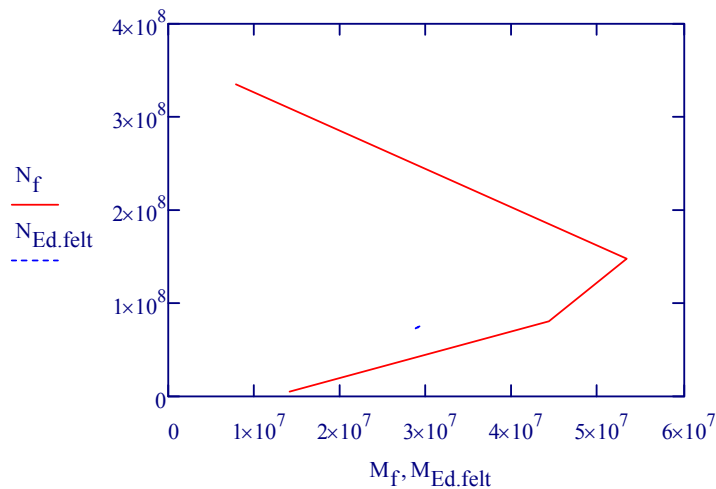
Opptredene krefter (element 250, 0.5):

Opptredende moment fra ULS 100 år tvang: $M_{Ed.f} = 28970 \cdot \text{kNm}$

Tilhørende aksialkraft, inkl. tap: $N_{Ed.f} = 74425 \cdot \text{kN}$

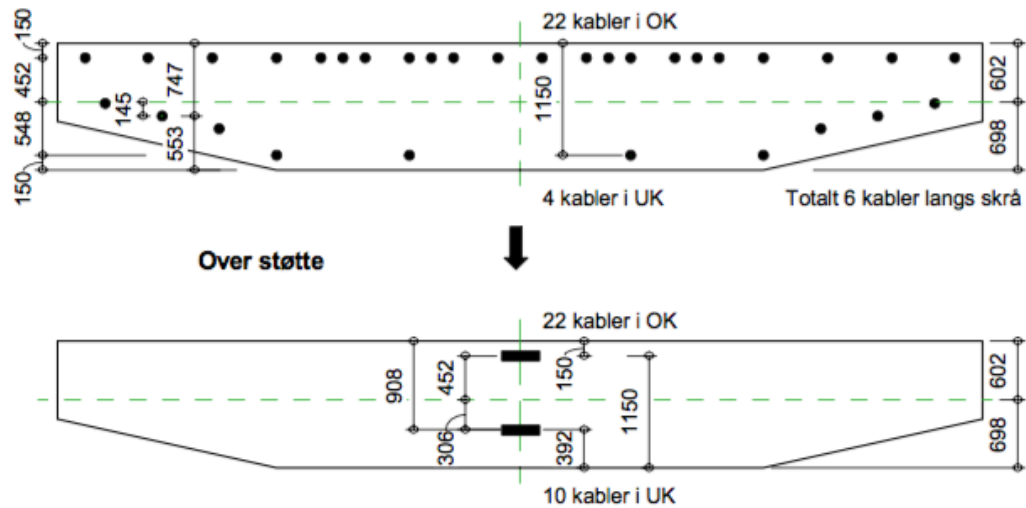
$$M_f := \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7856 \\ 53322 \\ 44269 \\ 14094 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm}$$

$$N_f := \begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 335378 \\ 148161 \\ 81029 \\ 5357 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$



Kontroll av momentkapasitet med strekk i overkant

Forenkler beregningsmodellen ved å legge all armering samlet i vektet tyngdepunktet:



Kabler i overkant over støtte:

$$n_{OK.s} := 22$$

Kabler i overkant under støtte:

$$n_{UK.s} := 10$$

Spennarmeringsareal i overkant:

$$A_{p.s.OK} := A_{p.kabel} \cdot n_{OK.s}$$

$$A_{p.f.OK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringsareal i underkant:

$$A_{p.s.UK} := A_{p.kabel} \cdot n_{UK.s}$$

$$A_{p.s.UK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i overkant:

$$e_{s.OK} := 452 \text{ mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i underkant:

$$e_{s.UK} := 306 \text{ mm}$$

Spennarmeringens resterende tøyningkapasitet

Største spenning tilført spennkabel:

$$\sigma_{p.max} := 1476 \text{ MPa}$$

Umiddelbare tap:

$$\epsilon_{umiddelbare.tap} := 6.4 \%$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{(1 - \epsilon_{umiddelbare.tap}) \cdot \sigma_{p.max}}{E_p} = 7.085 \cdot (\%)$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 14.9 \%$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := \varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \varepsilon_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 1.056 \%$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}}$$

$$\varepsilon'_{p0} = 6.029 \%$$

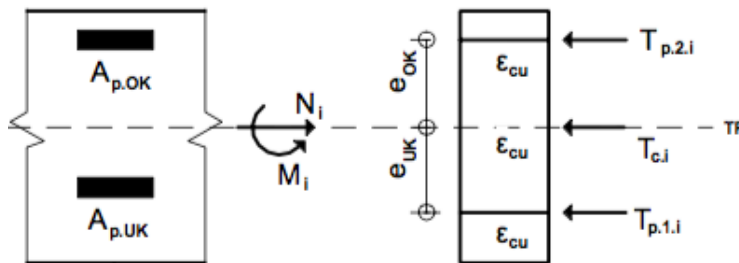
Resterende tøyning i spennarmingen:

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_p = 1.284 \%$$

1) Tøyningstilstand: Rent trykk

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰} \quad \varepsilon_{p1} = 3.5 \text{‰}$$



Trykkresultant i betongen:

$$T_{c,1} := f_{cd} \cdot A_c$$

$$T_{c,1} = 286238 \text{ kN}$$

Trykkresultant i underkant:

$$T_{p,1,1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p,s,UK}$$

$$T_{p,1,1} = 15356 \text{ kN}$$

Trykkresultant: i overkant:

$$T_{p,2,1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p,s,OK}$$

$$T_{p,2,1} = 33784 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{1,s} := T_{c,1} + T_{p,1,1} + T_{p,2,1}$$

$$N_{1,s} = 335378 \text{ kN}$$

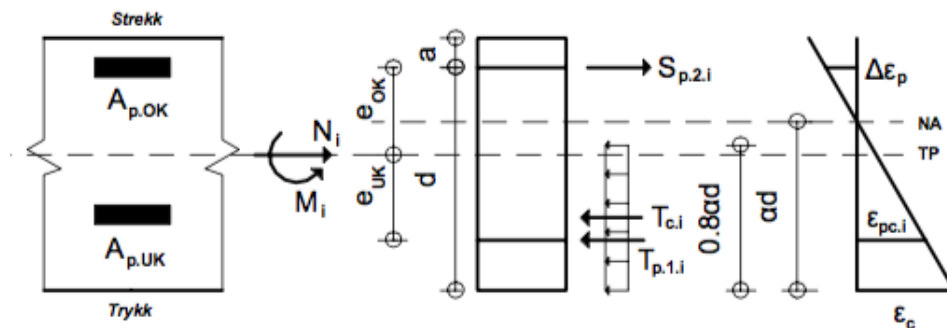
Momentlikevekt om TP:

$$M_{1,s} := -T_{p,1,1} \cdot e_{s,UK} + T_{p,2,1} \cdot e_{s,OK}$$

$$M_{1,s} = 10571 \text{ kNm}$$

2) Tøyningstilstand: Balansepunkt

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p2} = 7.313\text{‰}$$



Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_2 := \frac{\epsilon_c}{\Delta\epsilon_p + \epsilon_c} \quad \alpha_2 = 0.732$$

Effektiv høyde:

$$d := h - a \quad d = 1150 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_2 \cdot d = 841 \cdot \text{mm}$$

Areal i trykksonen:

$$A_{c,2} := b_{uk} \cdot 0.5 \text{ m} + 0.5 \text{ m} \cdot 2.250 \text{ m} + (\alpha_2 \cdot d - 0.5 \text{ m}) \cdot 9.5 \text{ m} \quad A_{c,2} = 6.868 \text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c,2} := 0.8 \cdot A_{c,2} \cdot f_{cd} \quad T_{c,2} = 140099 \cdot \text{kN}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc,2} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d} \cdot [\alpha_2 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc,2} = 1.869\text{‰}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p,1,2} := \frac{\epsilon_{pc,2} \cdot E_p \cdot A_{p,s,UK}}{\gamma_s} \quad T_{p,1,2} = 7132 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p,2,2} := \frac{\Delta\epsilon_p \cdot E_p \cdot (A_{p,s,OK})}{\gamma_s} \quad S_{p,1,2} = 10605 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{2,s} := T_{c,2} + T_{p,1,2} - S_{p,2,2} \quad N_{2,s} = 136453 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{2,s} := T_{c,2} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p,2,2} \cdot e_{s,OK} + T_{p,1,2} \cdot e_{s,UK} \quad M_{2,s} = 57752 \cdot \text{kNm}$$

3) Tøyningstilstand: Stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p3} = 5\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p3} + \epsilon_c} \quad \alpha_3 = 0.412$$

Effektiv høyde (samlet alle kablene i ett punkt):

$$d := h - a \quad d = 1150\text{ mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908\text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_3 \cdot d = 474\text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.3} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_3 \cdot d} \cdot [\alpha_3 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.3} = 0.603\text{‰}$$

Areal i trykk:

$$A_{c.3} := b_{uk} \cdot \alpha_3 \cdot d + \tan(\theta) \cdot \alpha_3 \cdot d \cdot \alpha_3 \cdot d \quad A_{c.3} = 3.377\text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c.3} := 0.8 \cdot A_{c.3} \cdot f_{cd} \quad T_{c.3} = 68884\text{ kN}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p.1.3} := \frac{\epsilon_{pc.3} \cdot E_p \cdot A_{p.s.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.1.3} = 2299\text{ kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p.2.3} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.s.OK}}{\gamma_s} \quad S_{p.2.3} = 10778\text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{3.s} := T_{c.3} + T_{p.1.3} - S_{p.2.3} \quad N_{3.s} = 60405\text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{3.s} := T_{c.3} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p.2.3} \cdot e_{s.OK} + T_{p.1.3} \cdot (a_m - y_{topp})$$

$$M_{3.s} = 40637\text{ kNm}$$

4) Tøyningstilstand: Veldig stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p4} = 30\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_4 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p4} + \epsilon_c} \quad \alpha_4 = 0.104$$

Effektiv høyde (samlet alle kablene i ett punkt):

$$d := h - a \quad d = 1150 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_4 \cdot d = 120 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.4} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_4 \cdot d} \cdot [\alpha_4 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.4} = -7.919\text{‰}$$

Areal i trykk:

$$A_{c.4} := b_{uk} \cdot \alpha_4 \cdot d + \tan(\theta) \cdot \alpha_4 \cdot d \cdot \alpha_4 \cdot d \quad A_{c.4} = 0.666 \text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c.4} := 0.8 \cdot A_{c.4} \cdot f_{cd} \quad T_{c.4} = 13580 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p.1.4} := \frac{\epsilon_{pc.4} \cdot E_p \cdot A_{p.s.UK}}{\gamma_s} \quad T_{p.1.4} = -30213 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p.2.4} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.s.OK}}{\gamma_s} \quad S_{p.2.4} = 10778 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{4,s} := T_{c.4} + T_{p.1.4} - S_{p.2.4} \quad N_{4,s} = -27411 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{4,s} := T_{c.4} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p.2.4} \cdot e_{s.OK} + T_{p.1.4} \cdot (a_m - y_{topp})$$

$$M_{4,s} = 4446 \cdot \text{kNm}$$

Opptredene krefter (element 300, 0.0):

Opptredende moment fra ULS 100 år tvang:

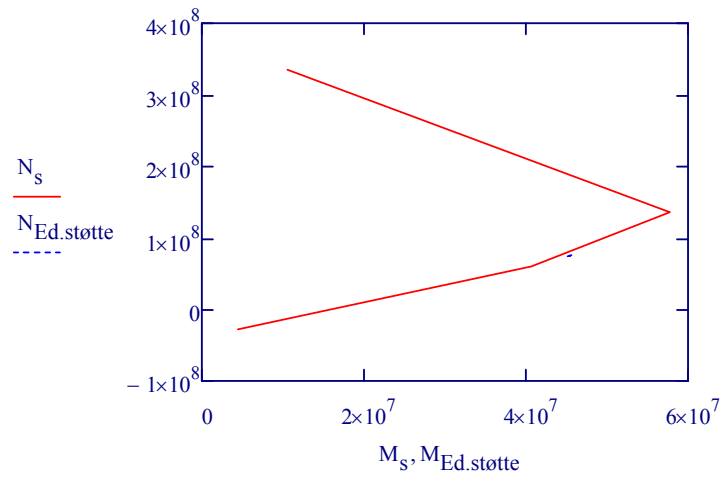
$$M_{Ed,s} = 45357 \cdot \text{kNm}$$

Tilhørende aksialkraft, inkl. tap:

$$N_{Ed,s} = 75432 \cdot \text{kN}$$

$$M_s := \begin{pmatrix} M_{1,s} \\ M_{2,s} \\ M_{3,s} \\ M_{4,s} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 10571 \\ 57752 \\ 40637 \\ 4446 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm}$$

$$N_s := \begin{pmatrix} N_{1,s} \\ N_{2,s} \\ N_{3,s} \\ N_{4,s} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 335378 \\ 136453 \\ 60405 \\ -27411 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$



Momentkapasitet i tverretning

Geometri:

Tverrsnittshøyde:	$h := 1300\text{mm}$
Tverrsnittsbredde:	$b := 1000\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := h \cdot b = 1.3 \text{ m}^2$
Diameter spennarmeringen m/kabelrør:	$\phi_C := 100.5\text{mm}$

Tverrsnittets effektive høyde:

$$d := \frac{h}{2} + 100\text{mm} \quad d = 750 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal per spennkabel:

$$A_{p,\text{kabel}} := 1800\text{mm}^2$$

Antall kabler i aktuelt snitt:

$$n_{\text{kabel}} := 2$$

Totalt tverrsnittsareal i aktuelt snitt:

$$A_p := A_{p,\text{kabel}} \cdot n_{\text{kabel}} \quad A_p = 3600 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringens resterende tøyningskapasitet

Største spenning tilført spennkabel:

$$\sigma_{p,\text{max}} := 1476\text{MPa}$$

Umiddelbare tap:

$$\epsilon_{\text{umiddelbare.tap}} := 9.5 \%$$

Initiell tøyningsdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{(1 - \epsilon_{\text{umiddelbare.tap}}) \cdot \sigma_{p,\text{max}}}{E_p} = 6.85 \cdot (\%)$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 10.2 \%$$

$$\Delta\epsilon_{\text{tap}} := \epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \epsilon_{p0} \quad \Delta\epsilon_{\text{tap}} = 0.699 \cdot \%$$

Effektiv tøyningsdifferanse:

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{\text{tap}} \quad \epsilon'_{p0} = 6.151 \cdot \%$$

Resterende tøying i spennarmeringen:

$$\Delta\epsilon_p := \epsilon_{pd} - \epsilon'_{p0} \quad \Delta\epsilon_p = 1.162 \cdot \%$$

Ser først på et balansert tverrsnitt for å finne ut om tverrsnittet er underarmert.

Trykksonehøydefaktor for balansert spennarmering:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}}$$

$$\alpha_b = 0.751$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_b \cdot d = 563 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittsbredde, trykk UK:

$$b_{\text{eff}} := b = 1 \text{ m}$$

Balansert spennarmeringstverrsnitt:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{\text{eff}} \cdot d$$

$$A_{pb} = 8055 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringstverrsnitt som er lagt inn:

$$A_p = 3600 \cdot \text{mm}^2$$

Er tverrsnittet underarmert? Hvis tverrsnittet er underarmert betyr det at armeringen flyter.

$$\frac{A_p}{A_{pb}} = 0.447$$

$$\text{Underarmert} := \text{if} \left(\frac{A_p}{A_{pb}} \leq 1, \text{"Ja"}, \text{"Nei"} \right)$$

$$\text{Underarmert} = \text{"Ja"}$$

Bruker formlene for underarmert tverrsnitt videre.

$$T_c = S_p \quad \Rightarrow \quad 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_b \cdot b_{\text{eff}} \cdot d = f_{pd} \cdot A_p$$

$$S_p := f_{pd} \cdot A_p$$

$$T_c := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_b \cdot b_{\text{eff}} \cdot d$$

$$\Rightarrow \quad \alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d}$$

$$\alpha = 0.336$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha \cdot d = 252 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm:

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d$$

$$z = 0.649 \text{ m}$$

Trykkresultant i betongen:

$$T_c := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_b \cdot b_{\text{eff}} \cdot d$$

$$T_c = 5134 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet i tverretning:

$$M_{\text{Rd.tverr}} := T_c \cdot z$$

$$M_{\text{Rd.tverr}} = 3334 \cdot \text{kNm}$$

Opptredende moment (ULS, 100 år tvang):

$$M_{\text{Ed.tverr}} := 1088.6 \cdot \text{kNm}$$

Utnyttelsesgrad:

$$UG := \frac{M_{\text{Ed.tverr}}}{M_{\text{Rd.tverr}}} = 0.3 < 1 \quad \text{OK!}$$

P Momentkapasitet for andre kritiske snitt

Momentkapasitet i lengderetning hvor ondulerende kabler ligger i tverrsnittets tyngdepunkt

Betong:

Betongkvalitet:	$B_{\text{kval}} := B45$
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$
Karakteristisk sylindetrykkfasthet, 28 døgn:	$f_{\text{ck}} := 45\text{MPa}$
Dimensjonerende sylindetrykkfasthet, 28 døgn:	$f_{\text{cd}} := 0.85 \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}$
	$f_{\text{cd}} = 25.5 \cdot \text{MPa}$
Tøyningsgrense for trykk i betong:	$\epsilon_{\text{cu}} := 3.5\%$
Betongtverrsnittets areal:	$A_c := 11.225\text{m}^2$
Tverrsnittshøyde:	$h := 1300\text{mm}$
Tverrsnittsbredde i OK:	$b := 9500\text{mm}$
Tverrsnittsbredde i UK:	$b_{\text{uk}} := 5000\text{mm}$
Avstand fra tyngdepunkt av armering til overkant:	$a := 150\text{mm}$
Avstand fra underkant til tyngdepunkt:	$y_{\text{bunn}} := 698.4\text{mm}$
Avstand fra overkant til tyngdepunkt:	$y_{\text{topp}} := 601.6\text{mm}$

Spennarmering:

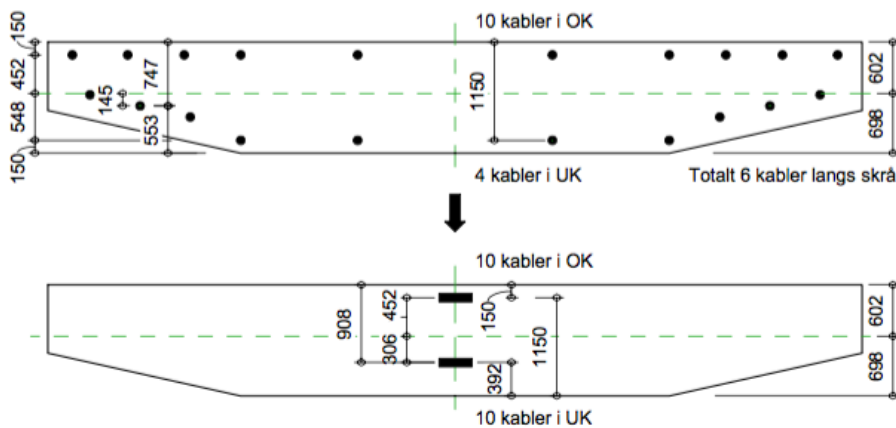
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.15$
Spennstålets elastitetsmodul:	$E_p := 195000\text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet:	$f_{\text{pk}} := 1860\text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet, 0.1 %-grense:	$f_{\text{p0.1k}} := 1640\text{MPa}$
Spennstålets strekkfasthet:	$f_{\text{pd}} := \frac{f_{\text{p0.1k}}}{\gamma_s}$
	$f_{\text{pd}} = 1426 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerende flytetøyning for spennarmeringen:	$\epsilon_{\text{pd}} := \frac{f_{\text{pd}}}{E_p}$
	$\epsilon_{\text{pd}} = 7.313\%$
Tverrsnittsareal per spennkabel:	$A_{\text{p.kabel}} := 2250\text{mm}^2$

Tøyningstilstander som kontrolleres:

- | | | |
|--|---|--|
| 1. Rent trykk | $\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ | $\epsilon_{p1} := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ |
| 2. Balansepunkt (armering går brudd samtidig som betongen går i brudd) | $\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ | $\epsilon_{p2} := \epsilon_{pd} = 7.3\text{‰}$ |
| 3. Stor armeringstøyning | $\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ | $\epsilon_{p3} := 5\text{‰}$ |
| 4. Veldig stor armeringstøyning | $\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ | $\epsilon_{p4} := 30\text{‰}$ |

Kontroll av momentkapasitet med strekk i underkant

Forenkler beregningsmodellen ved å legge all armering samlet i vektet tyngdepunktet:



Kabler i overkant i felt:

$$n_{OK.f} := 10$$

Kabler i underkant i felt:

$$n_{UK.f} := 10$$

Spennarmeringsareal i overkant:

$$A_{p.f.OK} := A_{p.kabel} \cdot n_{OK.f} \quad A_{p.f.OK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringsareal i underkant:

$$A_{p.f.UK} := A_{p.kabel} \cdot n_{UK.f} \quad A_{p.f.UK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i overkant:

$$e_{f.OK} := 452 \text{ mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i underkant:

$$e_{f.UK} := 306 \text{ mm}$$

Spennarmeringens resterende tøyningkapasitet

Største spenning tilført spennkabel:

$$\sigma_{p.max} := 1476 \text{ MPa}$$

Umiddelbare tap:

$$\epsilon_{\text{umiddelbare.tap}} := 6.4 \%$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{(1 - \epsilon_{\text{umiddelbare.tap}}) \cdot \sigma_{p.\text{max}}}{E_p} = 7.085 \cdot (\%)$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 14.8 \%$$

$$\Delta\epsilon_{\text{tap}} := \epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \epsilon_{p0}$$

$$\Delta\epsilon_{\text{tap}} = 1.049 \cdot \%$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{\text{tap}}$$

$$\epsilon'_{p0} = 6.036 \cdot \%$$

Resterende tøyning i spennarmingen:

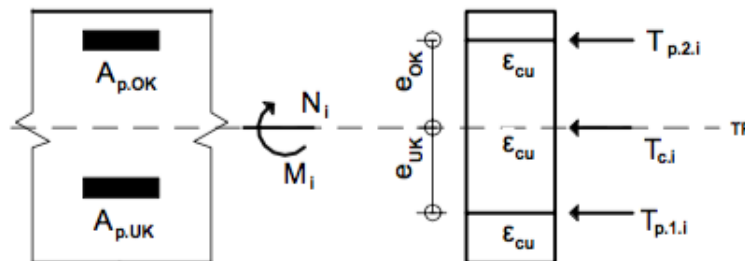
$$\Delta\epsilon_p := \epsilon_{pd} - \epsilon'_{p0}$$

$$\Delta\epsilon_p = 1.277 \cdot \%$$

1) Tøyningstilstand: Rent trykk

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5 \cdot \%$$

$$\epsilon_{p1} = 3.5 \cdot \%$$



Trykkresultant i betongen:

$$T_{c.1} := f_{cd} \cdot A_c$$

$$T_{c.1} = 286238 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i underkant:

$$T_{p.1.1} := \epsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}$$

$$T_{p.1.1} = 15356 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant: i overkant:

$$T_{p.2.1} := \epsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}$$

$$T_{p.2.1} = 15356 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_1 := T_{c.1} + T_{p.1.1} + T_{p.2.1}$$

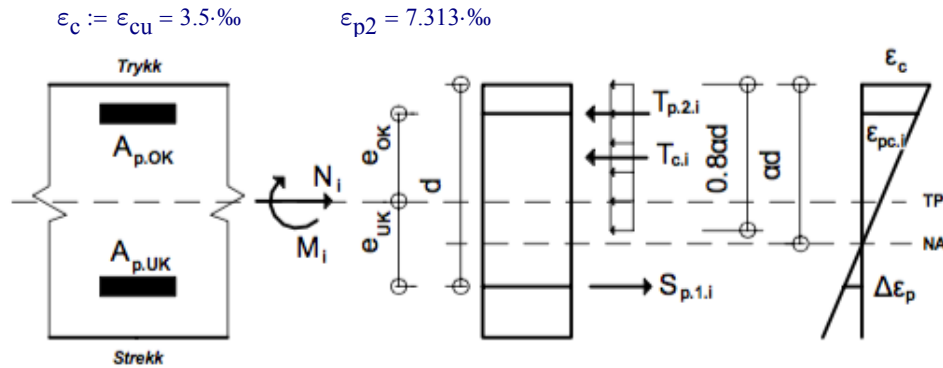
$$N_1 = 316950 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt om TP:

$$M_1 := T_{p.1.1} \cdot e_{f.UK} - T_{p.2.1} \cdot e_{f.OK}$$

$$M_1 = -2242 \cdot \text{kNm}$$

2) Tøyningstilstand: Balansepunkt



Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_2 := \frac{\epsilon_c}{\Delta\epsilon_p + \epsilon_c} \quad \alpha_2 = 0.733$$

Effektiv høyde:

$$d_2 := y_{topp} + e_{f.UK} \quad d_2 = 908 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.2} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d_2} \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - a), \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.2} = 2.71\text{‰}$$

Trykkresultant:

$$T_{c.2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_{c.2} = 128872 \text{ kN}$$

Trykk i armering i overkant:

$$T_{p.2.2} := \frac{\epsilon_{pc.2} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.2.2} = 10341 \text{ kN}$$

Strekk i armering:

$$S_{p.1.2} := \frac{\Delta\epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \quad S_{p.1.2} = 4872 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_2 := T_{c.2} + T_{p.2.2} - S_{p.1.2} \quad N_2 = 134341 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_2 := T_{c.2} \cdot (y_{topp} - 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot 0.5) + S_{p.1.2} \cdot (d_2 - y_{topp}) + T_{p.2.2} \cdot e_{f.OK} \quad M_2 = 49416 \text{ kNm}$$

3) Tøyningstilstand: Stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p3} = 5\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p3} + \epsilon_c} \quad \alpha_3 = 0.412$$

Effektiv høyde:

$$d_3 := y_{topp} + e_{f.UK} \quad d_3 = 908 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.3} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_3 \cdot d_3} \cdot (\alpha_3 \cdot d_3 - a), \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.3} = 2.095\text{‰}$$

Trykkresultant:

$$T_{c.3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_3 \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_{c.3} = 72426 \text{ kN}$$

Trykkresultant i armering i overkant:

$$T_{p.2.3} := \frac{\epsilon_{pc.3} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.2.3} = 7994 \text{ kN}$$

Strekk i armering i underkant:

$$S_{p.1.3} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \quad S_{p.1.3} = 4872 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_3 := T_{c.3} + T_{p.2.3} - S_{p.1.3} \quad N_3 = 75548 \text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_3 := T_{c.3} \cdot (y_{topp} - 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_3 \cdot 0.5) + S_{p.1.3} \cdot (d_3 - y_{topp}) + T_{p.2.3} \cdot e_{f.OK} \quad M_3 = 37849 \text{ kNm}$$

4) Tøyningstilstand: Veldig stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p4} = 30\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_4 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p4} + \epsilon_c} \quad \alpha_4 = 0.104$$

Effektiv høyde:

$$d_4 := y_{topp} + e_{f.UK} \quad d_4 = 908 \text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.4} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_4 \cdot d_4} \cdot (\alpha_4 \cdot d_4 - a), \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.4} = -2.037\%$$

Trykkresultant:

$$T_{c.4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_4 \cdot b \cdot f_{cd} \quad T_{c.4} = 18377 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i armering i overkant:

$$T_{p.2.4} := \frac{\epsilon_{pc.4} \cdot E_p \cdot A_{p.f.OK}}{\gamma_s} \quad T_{p.2.4} = -7770 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering, vektet:

$$S_{p.1.4} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.f.UK}}{\gamma_s} \quad S_{p.1.4} = 4872 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_4 := T_{c.4} + T_{p.2.4} - S_{p.1.4} \quad N_4 = 5735 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

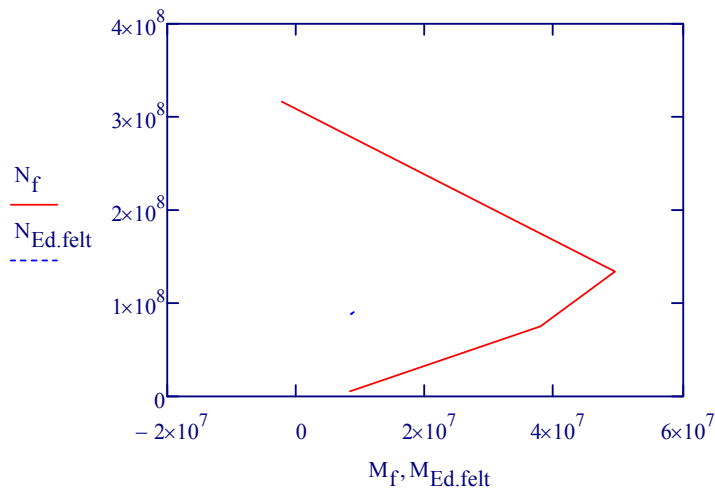
$$M_4 := T_{c.4} \cdot (y_{topp} - 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_4 \cdot 0.5) + S_{p.1.4} \cdot (d_4 - y_{topp}) + T_{p.2.4} \cdot e_{f.OK} \quad M_4 = 8337 \cdot \text{kNm}$$

Opptredene krefter (element 280, 0.5):

Opptredende moment fra ULS 100 år tvang: $M_{Ed.f} = 8667 \cdot \text{kNm}$

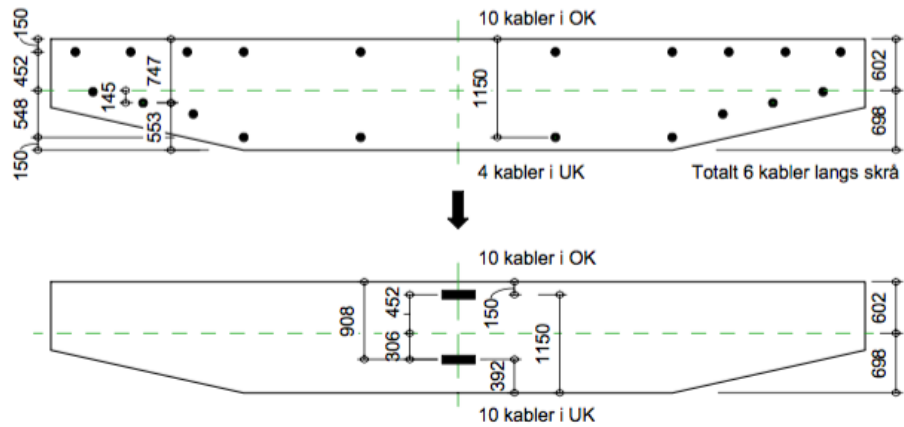
Tilhørende aksialkraft, inkl. tap: $N_{Ed.f} = 89787 \cdot \text{kN}$

$$M_f := \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -2242 \\ 49416 \\ 37849 \\ 8337 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm} \quad N_f := \begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 316950 \\ 134341 \\ 75548 \\ 5735 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$



Kontroll av momentkapasitet med strekk i overkant

Forenkler beregningsmodellen ved å legge all armering samlet i vektet tyngdepunktet:



Kabler i overkant over støtte:

$$n_{OK,s} := 10$$

Kabler i overkant over støtte:

$$n_{UK,s} := 10$$

Spennarmeringsareal i overkant:

$$A_{p,s,OK} := A_{p,kabel} \cdot n_{OK,s}$$

$$A_{p,f,OK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmeringsareal i underkant:

$$A_{p,s,UK} := A_{p,kabel} \cdot n_{UK,s}$$

$$A_{p,s,UK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i overkant:

$$e_{s,OK} := 452 \text{ mm}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering i underkant:

$$e_{s,UK} := 306 \text{ mm}$$

Spennarmeringens resterende tøyingskapasitet

Største spenning tilført spennkabel:

$$\sigma_{p,max} := 1476 \text{ MPa}$$

Umiddelbare tap:

$$\epsilon_{umiddelbare,tap} := 6.5 \%$$

Initiell tøyingsdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{(1 - \epsilon_{umiddelbare,tap}) \cdot \sigma_{p,max}}{E_p} = 7.077 \cdot (\%)$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 14.9 \%$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := \varepsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \varepsilon_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 1.055 \%$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}}$$

$$\varepsilon'_{p0} = 6.023 \%$$

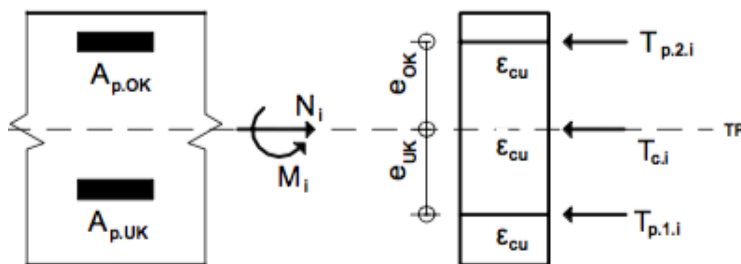
Resterende tøyning i spennarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_p = 1.291 \%$$

1) Tøyningstilstand: Rent trykk

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰} \quad \varepsilon_{p1} = 3.5 \text{‰}$$



Trykkresultant i betongen:

$$T_{c,1} := f_{cd} \cdot A_c$$

$$T_{c,1} = 286238 \text{ kN}$$

Trykkresultant i underkant:

$$T_{p,1,1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p,s,UK}$$

$$T_{p,1,1} = 15356 \text{ kN}$$

Trykkresultant: i overkant:

$$T_{p,2,1} := \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_{p,s,OK}$$

$$T_{p,2,1} = 15356 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{1,s} := T_{c,1} + T_{p,1,1} + T_{p,2,1}$$

$$N_{1,s} = 316950 \text{ kN}$$

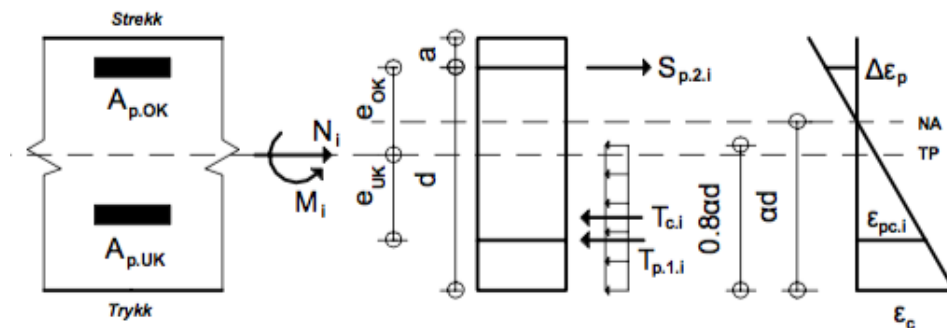
Momentlikevekt om TP:

$$M_{1,s} := -T_{p,1,1} \cdot e_{s,UK} + T_{p,2,1} \cdot e_{s,OK}$$

$$M_{1,s} = 2242 \text{ kNm}$$

2) Tøyningstilstand: Balansepunkt

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p2} = 7.313\text{‰}$$



Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_2 := \frac{\epsilon_c}{\Delta\epsilon_p + \epsilon_c} \quad \alpha_2 = 0.731$$

Effektiv høyde:

$$d := h - a \quad d = 1150 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_2 \cdot d = 840 \cdot \text{mm}$$

Areal i trykksonen:

$$A_{c,2} := b_{uk} \cdot 0.5 \text{ m} + 0.5 \text{ m} \cdot 2.250 \text{ m} + (\alpha_2 \cdot d - 0.5 \text{ m}) \cdot 9.5 \text{ m} \quad A_{c,2} = 6.857 \text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c,2} := 0.8 \cdot A_{c,2} \cdot f_{cd} \quad T_{c,2} = 139880 \cdot \text{kN}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc,2} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_2 \cdot d} \cdot [\alpha_2 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc,2} = 1.867\text{‰}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p,1,2} := \frac{\epsilon_{pc,2} \cdot E_p \cdot A_{p,s,UK}}{\gamma_s} \quad T_{p,1,2} = 7123 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p,2,2} := \frac{\Delta\epsilon_p \cdot E_p \cdot (A_{p,s,OK})}{\gamma_s} \quad S_{p,1,2} = 4872 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{2,s} := T_{c,2} + T_{p,1,2} - S_{p,2,2} \quad N_{2,s} = 142080 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{2,s} := T_{c,2} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p,2,2} \cdot e_{s,OK} + T_{p,1,2} \cdot e_{s,UK} \quad M_{2,s} = 55087 \cdot \text{kNm}$$

3) Tøyningstilstand: Stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \quad \epsilon_{p3} = 5\text{‰}$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p3} + \epsilon_c} \quad \alpha_3 = 0.412$$

Effektiv høyde (samlet alle kablene i ett punkt):

$$d := h - a \quad d = 1150\text{ mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908\text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_3 \cdot d = 474\text{ mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.3} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_3 \cdot d} \cdot [\alpha_3 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.3} = 0.603\text{‰}$$

Areal i trykk:

$$A_{c.3} := b_{uk} \cdot \alpha_3 \cdot d + \tan(\theta) \cdot \alpha_3 \cdot d \cdot \alpha_3 \cdot d \quad A_{c.3} = 3.377\text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c.3} := 0.8 \cdot A_{c.3} \cdot f_{cd} \quad T_{c.3} = 68884\text{ kN}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p.1.3} := \frac{\epsilon_{pc.3} \cdot E_p \cdot A_{p.s.UK}}{\gamma_s} \quad T_{p.1.3} = 2299\text{ kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p.2.3} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.s.OK}}{\gamma_s} \quad S_{p.2.3} = 4924\text{ kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{3.s} := T_{c.3} + T_{p.1.3} - S_{p.2.3} \quad N_{3.s} = 66260\text{ kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{3.s} := T_{c.3} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p.2.3} \cdot e_{s.OK} + T_{p.1.3} \cdot (a_m - y_{topp})$$

$$M_{3.s} = 37991\text{ kNm}$$

4) Tøyningstilstand: Veldig stor armeringstøyning

$$\epsilon_c := \epsilon_{cu} = 3.5 \cdot \% \quad \epsilon_{p4} = 30 \cdot \%$$

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_4 := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{p4} + \epsilon_c} \quad \alpha_4 = 0.104$$

Effektiv høyde (samlet alle kablene i ett punkt):

$$d := h - a \quad d = 1150 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra overkant til armering i underkant:

$$a_m := 908 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_4 \cdot d = 120 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\epsilon_{pc.4} := \min \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\alpha_4 \cdot d} \cdot [\alpha_4 \cdot d - (h - a_m)], \epsilon_{pd} \right] \quad \epsilon_{pc.4} = -7.919 \cdot \%$$

Areal i trykk:

$$A_{c.4} := b_{uk} \cdot \alpha_4 \cdot d + \tan(\theta) \cdot \alpha_4 \cdot d \cdot \alpha_4 \cdot d \quad A_{c.4} = 0.666 \text{ m}^2$$

Trykkresultant:

$$T_{c.4} := 0.8 \cdot A_{c.4} \cdot f_{cd} \quad T_{c.4} = 13580 \cdot \text{kN}$$

Trykkresultant i armering i underkant:

$$T_{p.1.4} := \frac{\epsilon_{pc.4} \cdot E_p \cdot A_{p.s.UK}}{\gamma_s} \quad T_{p.1.4} = -30213 \cdot \text{kN}$$

Strekk i armering i overkant:

$$S_{p.2.4} := \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.s.OK}}{\gamma_s} \quad S_{p.2.4} = 4924 \cdot \text{kN}$$

Kraftlikevekt:

$$N_{4,s} := T_{c.4} + T_{p.1.4} - S_{p.2.4} \quad N_{4,s} = -21556 \cdot \text{kN}$$

Momentlikevekt:

$$M_{4,s} := T_{c.4} \cdot (y_{bunn} - 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d \cdot 0.5) + S_{p.2.4} \cdot e_{s.OK} + T_{p.1.4} \cdot (a_m - y_{topp})$$

$$M_{4,s} = 1800 \cdot \text{kNm}$$

Opptredene krefter (element 320, 0.0):

Opptredende moment fra ULS 100 år tvang:

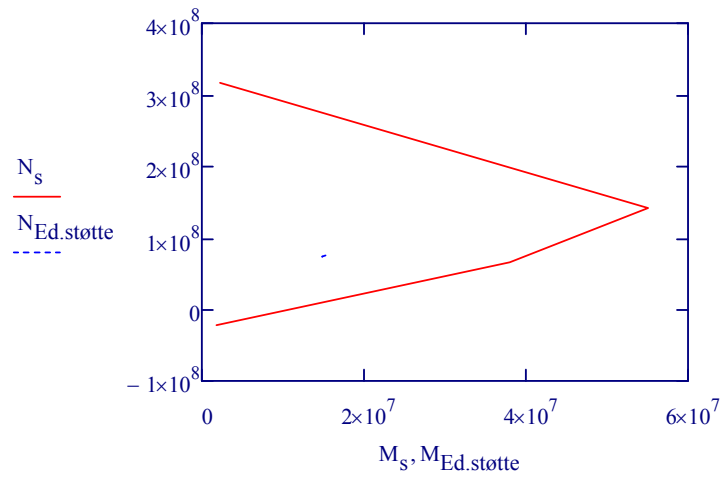
$$M_{Ed,s} = 15024 \cdot \text{kNm}$$

Tilhørende aksialkraft, inkl. tap:

$$N_{Ed,s} = 75018 \cdot \text{kN}$$

$$M_s := \begin{pmatrix} M_{1,s} \\ M_{2,s} \\ M_{3,s} \\ M_{4,s} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2242 \\ 55087 \\ 37991 \\ 1800 \end{pmatrix} \cdot \text{kNm}$$

$$N_s := \begin{pmatrix} N_{1,s} \\ N_{2,s} \\ N_{3,s} \\ N_{4,s} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 316950 \\ 142080 \\ 66260 \\ -21556 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$



Q Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasitet

Kontroll av skjærkraftkapasitet i lengderetning

Referanser/kilder

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

Inndata

Parametere:

EK2-1-1
NA.2.1N $\gamma_c := 1.5$ For vedvarende og forbigående situasjoner

EK2-1-1
NA.3.1.6(1)P $a_{cc} := 0.85$

EK2-1-1
NA.3.1.6(2)P $a_{ct} := 0.85$

Materialdata:

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

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

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

EK2-1-1
(3.15) $f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $f_{cd} = 25.5 \cdot \text{MPa}$

EK2-1-1
(3.16) $f_{ctd} := \frac{a_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ $f_{ctd} = 1.53 \cdot \text{MPa}$

Geometriske data

Spennaermeringsareal:

$$A_{p,l} := 2250 \text{mm}^2$$

Antall kabler i strekksone:

$$n_l := 22$$

Låsetap og friksjonstap er 6,2 %, det vil si at 6,2 % av $f.p01k$ er ubrukt del av arbeidsdiagrammet og kan benyttes til skjær:

$$Tap_{lås} := 0.062$$

Ubrukt del av spennarmeringsarealet:

$$A_{sp.1} := A_{p.1} \cdot \eta_1 \cdot Tap_{lås} \qquad A_{sp.1} = 3069 \cdot \text{mm}^2$$

Tversnittshøyde:

$$h_1 := 1300 \text{mm}$$

Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkant:

$$d_1 := 1150 \text{mm}$$

Minste bredde av tversnitt i strekksonen:

$$b_{w.1} := 5000 \text{mm}$$

Betongtversnittets areal:

$$A_{c1} := 11.223 \text{m}^2$$

Opptredende krefter

Redusert skjærkraft for konstruksjonsdeler som hovedsakelig påvirkes av en jevnt fordelt last, påvises kapasitet for opptredende skjærkraft en avstand d , fra opplegg.

Benytter lineær interpolasjon for å finne redusert skjærkraft:

$$V_{Ed.1} := 8281 \text{kN} \qquad \text{Skjærkraft rett over støtte i akse 2}$$

$$V_{Ed.200.05} := 5701.4 \text{kN} \qquad \text{Skjærkraft til høyre for opplegg, i element 200(0,5)}$$

Halve lengden til elementet i NovaFrame:

$$L_{element} := 3 \text{m} \cdot 0.5 = 1.5 \text{m}$$

Redusert opptredende skjær:

$$V_{Ed.red.1} := V_{Ed.1} + (V_{Ed.200.05} - V_{Ed.1}) \cdot \frac{d_1}{L_{element}} \qquad V_{Ed.red.1} = 6303.3 \cdot \text{kN}$$

EK2-1-1
6.2.1(8)

Dimensjonerende aksialkraft:

$$N_{Ed.1} := 73712.2 \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset tverrsnitt

Betongtrykkspenningen ved tyngdepunktsaksen fra aksial belastning og/eller forspenning:

$$\sigma_{cp,1} := \min\left(\frac{N_{Ed,1}}{A_{cl}}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \quad \sigma_{cp,1} = 5.1 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
6.2.2

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_1}}, 2.0\right) \quad k = 1.417$$

$$\rho_1 := \min\left(0.02, \frac{A_{sp,1}}{b_{w,1} \cdot d_1}\right) \quad \rho_1 = 0.0005$$

$$k_1 := 0.15$$

EK2-1-1
NA.6.2(1)

$$k_2 := 0.18$$

EK2-1-1
NA.6.2.2(1)

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

$$V_{Rd,c} := \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp,1} \right] \quad V_{Rd,c} = 0.993 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
(6.2.a)

$$V_{\min} := \left[0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad V_{\min} = 0.396 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
(6.3N)

$$V_{Rd,c,\min} := V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,1} \quad V_{Rd,c,\min} = 1.161 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
(6.2b)

Opprisset kapasitet:

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) \cdot b_{w,1} \cdot d_1 \quad V_{Rd,c} = 6676 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed,\text{red},1}}{V_{Rd,c}} = 0.944$$

Skjærtrykkapasitet

Skjærkraften der hvor skjærkraften ikke er beregnet etter en reduksjon med forholdet β , må være mindre enn:

EK2-1-1
(6.6N)

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

Til sikker side er det valgt å bruke bredden til steget:

EK2-1-1
(6.5)

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

$$V_{\text{Rd,max}} := 0.5 \cdot b_{\text{steg}} \cdot d_1 \cdot v \cdot f_{cd} \quad V_{\text{Rd,max}} = 36069.8 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{\text{Ed,red.1}}}{V_{\text{Rd,max}}} = 0.175 \quad \text{OK}$$

Kontroll av skjærkraftkapasitet tverretningen

Geometriske data

Spennaermeringsareal for 12 taus kabler:

$$A_{p,t} := 1800 \text{mm}^2$$

Bredde tverretning:

$$b_t := 1 \text{m}$$

Antall kabler:

$$n_t := 2$$

Låsetap er 9,5%, det vil si at 9,5% av f.p01k er ubrukt del av arbeidsdiagrammet og kan benyttes til skjær:

$$A_{\text{sp,t}} := A_{p,t} \cdot n_t \cdot 0.095 \quad A_{\text{sp,t}} = 342 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittshøyde:

Finner tverrsnittshøyde der hvor LM2 er plassert:

$$\alpha := \text{atan} \left(\frac{500}{2250} \right) \quad \alpha = 0.219$$

$$\Delta_h := \tan(\alpha) \cdot 500 \text{mm} \quad \Delta_h = 111.111 \cdot \text{mm}$$

$$h_t := 800 \text{mm} + \Delta_h \quad h_t = 911.111 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_{ot} := \frac{h_t}{2} \quad y_{ot} = 455.556 \cdot \text{mm}$$

$$y_{ut} := h_t - y_{ot} \quad y_{ut} = 455.556 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkant:

Kabelens eksentrisitet ved snitt:

$$e_{\text{kabel}} := \frac{6\text{mm} + 10\text{mm}}{2} \quad e_{\text{kabel}} = 8 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$d_t := \frac{h_t}{2} + e_{\text{kabel}} \quad d_t = 463.556 \cdot \text{mm}$$

Betongtverrsnittets areal:

$$A_{ct} := h_t \cdot b_t \quad A_{ct} = 9.111 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Opptredende krefter

Opptredende skjærkraft:

$$V_{Ed,t} := 504\text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft fra forspenning:

$$N_{Ed,t} := 3820.9\text{kN}$$

Skjærstrekkapasitet, opprisset tverrsnitt

Betongtrykkspenningen ved tyngdepunktsaksen:

EK2-1-1
6.2.2

$$\sigma_{cp,t} := \min\left(\frac{N_{Ed,t}}{A_{ct}}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \quad \sigma_{cp,t} = 4.194 \cdot \text{MPa}$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_t}}, 2.0\right) \quad k = 1.657$$

$$\rho_{l,t} := \min\left(0.02, \frac{A_{sp,t}}{b_t \cdot d_t}\right) \quad \rho_{l,t} = 0.0007$$

EK2-1-1
NA.6.2(1)

$$k_1 := 0.15$$

EK2-1-1
NA.6.2.2(1)

$$k_2 := 0.18$$

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

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

EK2-1-1
(6.2.a)

$$V_{Rd,c} := \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_{l,t} \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp,t} \right] \quad V_{Rd,c} = 0.926 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
(6.3N)

$$V_{\min} := \left[0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad V_{\min} = 0.501 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1
(6.2b)

$$V_{Rd,c,\min} := V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp,t} \quad V_{Rd,c,\min} = 1.13 \cdot \text{MPa}$$

Opprisset kapasitet:

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) \cdot b_t \cdot d_t \quad V_{Rd,c} = 523.7 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse

$$\frac{V_{Ed,t}}{V_{Rd,c}} = 0.962$$

OK

Skjærtrykkkapasitet

Skjærkraften der hvor skjærkraften ikke er beregnet etter en reduksjon med forholdet β , må være mindre enn:

EK2-1-1
(6.6N)

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

Bredde på stripen som betraktes:

$$b_t = 1 \text{ m}$$

EK2-1-1
(6.5)

$$V_{Rd,\max} := 0.5 \cdot b_t \cdot d_t \cdot v \cdot f_{cd} \quad V_{Rd,\max} = 2907.9 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed,t}}{V_{Rd,\max}} = 0.173$$

OK

R Torsjonskapasitet

Torsjon

Referanser/kilder

- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2, Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger.

Inndata

Materialdata:

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

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

EK2-1-1:
(3.15)

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} \qquad f_{cd} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$

EK2-1-1:
(3.16)

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{1.5} \qquad f_{ctd} = 1.53 \cdot \text{MPa}$$

Opptredende krefter:

Aksialkraft:

$$N_{Ed} := 90285 \text{kN}$$

Torsjonsmoment:

$$T_{Ed} := 5801 \text{kNm}$$

Skjærkraft ved akse 2:

$$V_{Ed} := 8281 \text{kN}$$

Tversnittets skjærtrykkapasitet:

$$V_{Rd,max} := 36070 \text{kN}$$

Torsjonskapasitet for steget til sikker side

For torsjonskapasiteten er det valgt å bare se på steget, til sikker sidet.

Mål for redusert tversnitt:

$$b := 5000 \text{mm}$$

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

Betongareal som tar torsjon:

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 6.5 \text{ m}^2$$

Omkrets:

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h \quad u = 12.6 \text{ m}$$

Effektive veggtykkelse:

$$t_{ef} := \frac{A_c}{u} \quad t_{ef} = 516 \cdot \text{mm}$$

Areal som omslutes av senterlinje:

$$A_k := (b - t_{ef})(h - t_{ef}) = 3.516 \text{ m}^2 \quad A_k = 3.516 \text{ m}^2$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft:

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

EK2-1-1:
(6.6N)

Kapasitet for riss-torsjonsmoment

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

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} = 1.045 > 1$$

EK2-1-1:
6.3.1(4)

Kapasitet akkurat ikke ok, men beregningen er gjort til sikker side, så tverrsnittet vil ha tilstrekkelig kapasitet. I beregningene er bare bidraget fra "steget" tatt med.

Kapasitet for trykkbrudd, kobinert torsjon og skjær

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) \quad \sigma_{cp} = 5.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \alpha_{cw} = 1.2$$

$$\theta := 45 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.785 \text{ rad} \quad \tan(\theta) = 1$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \quad T_{Rd,max} = 27308 \cdot \text{kNm}$$

EK2-1-1:
6.3.1(4)

$$UG := \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \quad UG = 0.442 \text{ Kapasitet OK!}$$

S Duktilitetskontroll

Duktilitetskontroll

Referanser/kilder

- *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 av S.I. Sørensen. Kapittel 6.4. Refereres til som SIS.*

Betongkvalitet:	$B_{kval} := B45$
Kryptall etter 100 år:	$\varphi := 1.626$
Karakteristisk strekkfasthet:	$f_{p0.1k} := 1640\text{MPa}$
Avstand fra topp og bunn til tyngdepunkt:	$y_{topp} := -601.6\text{mm}$ $y_{bunn} := 698.4\text{mm}$
Maks. oppspenningskraft:	$\sigma_{p,max} := 1476\text{MPa}$
Areal i overkant:	
$A_{p,OK} := 2250\text{mm}^2 \cdot 22$	$A_{p,OK} = 49500 \cdot \text{mm}^2$
Areal i underkant:	
$A_{p,UK} := 2250\text{mm}^2 \cdot 10$	$A_{p,UK} = 22500 \cdot \text{mm}^2$
Totalt areal:	
$A_p := A_{p,OK} + A_{p,UK}$	$A_p = 72000 \cdot \text{mm}^2$
Eksentrisitet i overkant:	$e_{OK} := 452\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 11.225\text{m}^2$
Arealtreghetsmoment:	$I_x := 1.435 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$
Bøyestrekfasthet:	$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$
Bredde i underkant:	$b := 5\text{m}$
Tverrsnittshøyde:	$h := 1.3\text{m}$
Betongens E-modul:	$E_{cm} = 36000 \cdot \text{MPa}$
Midlere E-modul:	
$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$	$E_{cL} = 13709 \cdot \text{MPa}$

Spennstålets E-modul:	$E_p := 195000 \text{ MPa}$
Effektiv høyde:	$d := 1150 \text{ mm}$
Tøyningsgrense for betong i trykk:	$\varepsilon_{cu} := 3.5\text{‰}$
Areal med effektiv høyde:	$A_{eff} = 9.8 \text{ m}^2$
$A_{eff} := A_c - (0.150 \text{ m} \cdot 9.5 \text{ m})$	

Rissmoment

Opptredende krefter over støtte i akse 3. SLS-kar (ofte forekommende):

$$N_{Ed} := -\sigma_{p,max} \cdot A_{p,OK} = -73062 \cdot \text{kN}$$

For å finne moment ved riss må spenningen i overkant settes lik bøyestrekfastheten:

$$\sigma_{cr,OK} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{cr}}{I_x} \cdot y_{topp} = f_{ctm}$$

Rissmoment:

$$M_{cr} := \left(f_{ctm} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \cdot \frac{I_x}{y_{topp}} \quad M_{cr} = -24590 \cdot \text{kNm}$$

Trykksonefaktor for underarmert tverrsnitt:

$$\alpha := \frac{f_{p0.1k} \cdot A_{p,OK}}{0.8 f_{ck} \cdot A_{eff}} \quad \alpha = 0.23$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha \cdot d = 0.265 \text{ m}$$

Indre momentarm:

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d \quad z = 1.044 \text{ m}$$

Kapasitet ved brudd:

$$M_{Rd} := f_{p0.1k} \cdot A_{p,OK} \cdot z \quad M_{Rd} = 84764 \cdot \text{kNm}$$

Krumning ved brudd:

$$\kappa_{Rd} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d} \quad \kappa_{Rd} = 0.0132266 \frac{1}{\text{m}}$$

Spenninger ved rissmoment:

$$\sigma_{c.OK} := \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{cr}}{I_x} \cdot y_{topp} \quad \sigma_{c.OK} = 3.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.UK} := \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{cr}}{I_x} \cdot y_{bunn} \quad \sigma_{c.UK} = -18.476 \cdot \text{MPa}$$

Krumning ved riss:

$$\kappa_{cr} := \frac{|\sigma_{c.OK}| + |\sigma_{c.UK}|}{E_{cL} \cdot h} \quad \kappa_{cr} = 0.001249957 \frac{1}{m}$$

Stadium II, risset betong

I stadium II er det valgt å bruke ett vilkårlig punkt, som risser, for å definere moment-krumnings-grafen. Punktet skal ligge mellom M_{cr} og M_{Rd} .

$$M_{II} := |M_{cr}| + \frac{(M_{Rd} - |M_{cr}|)}{2} \quad M_{II} = 54677 \cdot \text{kNm}$$

$$N_{II} := |N_{Ed}| \quad N_{II} = 73062 \cdot \text{kN}$$

Forhold mellom E-modul:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} \quad \eta = 14.224$$

Armeringsforhold:

$$\rho := \frac{A_{p.OK}}{A_{eff}} \quad \rho = 5.051 \times 10^{-3}$$

Eksentrisitet fra tyngdepunkt til ekvivalent aksialkraft:

$$e := \frac{M_{II}}{N_{II}} \quad e = 0.748 \text{ m}$$

Plotter graf for å løse ut trykksonefaktoren analytisk:

$$\alpha := 0.5, 0.505.. 0.6$$

Aksiallikevektsgning:

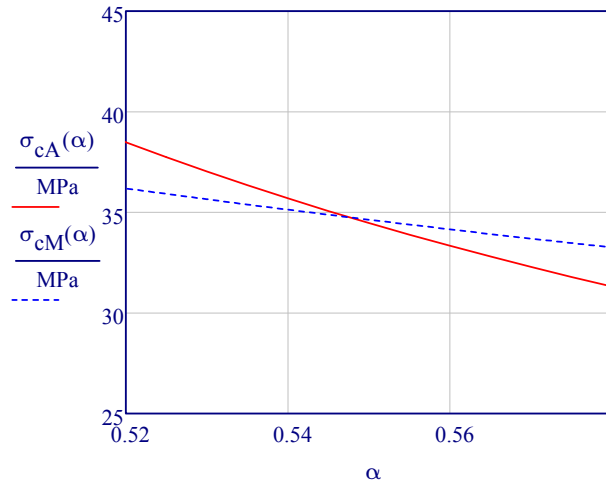
SIS:
Lign. (6.25)

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{II}|}{A_{eff}} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

Momentlikevektsgning:

SIS:
Lign. (6.26)

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{II}|}{A_{eff}} \cdot \frac{2 \cdot e_{OK} + 2 \cdot e}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$



Trykksonefaktor leses ut av grafen:

$$\alpha := 0.543$$

Trykkspenning for betong:

$$\sigma_{cA} := \frac{|N_{II}|}{A_{eff}} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}} \quad \sigma_{cA} = 35.328 \cdot \text{MPa}$$

Tøyning for betong:

$$\epsilon_c := \frac{\sigma_{cA}}{E_{cL}} \quad \epsilon_c = 2.577 \times 10^{-3}$$

Resterende tøyningkapasitet:

Umiddelbare tap:

$$\epsilon_{\text{umiddelbare.tap}} := 6.4 \%$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{(1 - \epsilon_{\text{umiddelbare.tap}}) \cdot \sigma_{p.\text{max}}}{E_p} = 7.085 \cdot (\text{‰})$$

Reduksjon på grunn av tidsavhengige tap:

$$\epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} := 14.9 \%$$

$$\Delta \epsilon_{\text{tap}} := \epsilon_{\text{tidsavhengige.tap}} \cdot \epsilon_{p0}$$

$$\Delta \epsilon_{\text{tap}} = 1.056 \cdot \text{‰}$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon_{\text{tap}}$$

$$\epsilon'_{p0} = 6.029 \cdot \text{‰}$$

Resterende tøyning i spennarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{f_{p0.1k}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \quad \Delta\varepsilon_p = 2.381\text{‰}$$

Krumning i stadium II:

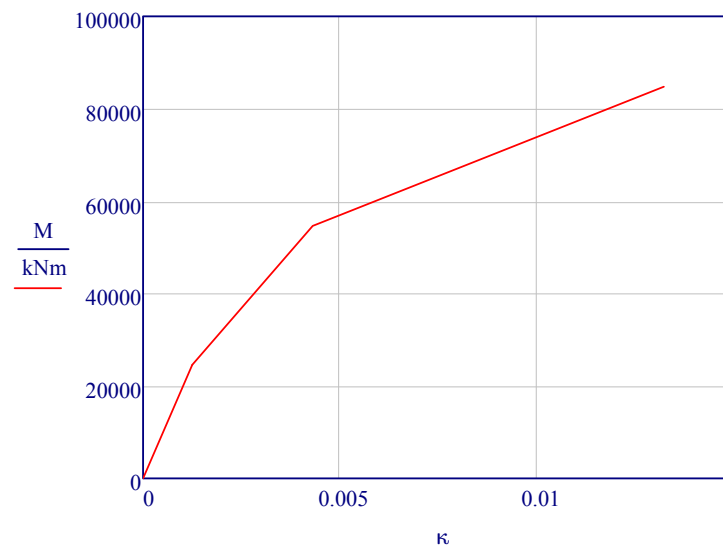
$$\kappa_{II} := \frac{\frac{\sigma_{cA}}{E_{cL}} + \Delta\varepsilon_p}{d} \quad \kappa_{II} = 4.311 \times 10^{-3} \frac{1}{m}$$

Alle krumninger:

$$\kappa := \begin{pmatrix} 0 \\ \kappa_{cr} \\ \kappa_{II} \\ \kappa_{Rd} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.000000 \\ 0.001250 \\ 0.004311 \\ 0.013227 \end{pmatrix} \frac{1}{m}$$

Alle moment:

$$M := \begin{pmatrix} 0 \\ |M_{cr}| \\ |M_{II}| \\ |M_{Rd}| \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 24590 \\ 54677 \\ 84764 \end{pmatrix} \text{kNm}$$



Forhold mellom krumning ved brudd og krumning ved riss:

$$\frac{\kappa_{Rd}}{\kappa_{cr}} = 10.582$$