

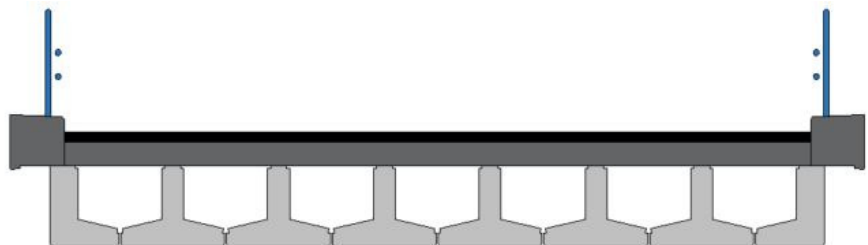
Ola Sæther Grenne
Karianne Goa Østhus

Tidsavhengig momentomlagring i kontinuerlige betongelementbruer

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Terje Kanstad

Juni 2020



Ola Sæther Grenne
Karianne Goa Østhus

Tidsavhengig momentomlagring i kontinuerlige betongelementbruer

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 25.06.2020	ANTALL SIDER: 102 + 77
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

Tidsavhengig momentomlagring i kontinuerlige betongelementbruer

Time dependent moment redistribution in continuous concrete element bridges

UTFØRT AV:

Ola Sæther Grenne
Karianne Goa Østhus



SAMMENDRAG:

Våren 2019 gav Statens vegvesen ut ny håndbok for standardisering av betongelementbruer med ett spenn på opptil 40 meters lengde. Håndboken gir ingen standardisering av flerfeltsbruer utover muligheten for å utvide den fritt opplagte brukonstruksjonen over flere spenn. Ved å utføre brukonstruksjonen kontinuerlig over støtter, vil det over tid skje en omlagring av moment fra felt til støtte. Denne omlagringen i kombinasjon med fordeling av nyttelast over et helt kontinuerlig system kan gi en gunstigere lastfordeling og bedre utnyttelse av tverrsnittskapasiteten.

I denne studien undersøkes et tenkt scenario hvor Bergelva bru i Troms utvides til en trefeltsbru som utføres kontinuerlig over støttene. Ved hjelp av formler presentert i Publikasjon 10 utføres håndberegninger for det tenkte tilfellet. Formlene utledes fra en statisk modell med uendelig mange spenn med fast innspenning, og har fem ledd som tar for seg ulike effekter som påvirker omlagringen. Videre baseres krypberegninger på Effektiv E-modul metoden. Ved 1 og 100 år er omlagring av egenlast (sum av ledd 1 og 2) beregnet til 30,7 % og 39,1 % av feltmomentet forårsaket av alle egenlaste påsatt et fritt opplagt system.

For bedre sammenligningsgrunnlag er det valgt å modellere Bergelva bru i bruberegningsprogrammet RM Bridge. Det modelleres to versjoner, hvor den ene er satt opp med tre spenn på 24 meters lengde, mens for den andre versjonen justeres sidespennene ned til 20 meter. Resultatene hentes ut leddvis ved å skru av og på ulike laster og langtidseffekter, for direkte sammenligning med håndberegningene. Det observeres god overensstemmelse i konstruksjonens respons sammenlignet med håndberegningene. Et avvik er imidlertid forventet da RM Bridge benytter krypberegningsmetoden LSM, som kjent gir mer nøyaktige resultater. Modellen kjøres videre med alle lastvirkninger og langtidseffekter for å finne totalt omlagringsmoment. Den totale betraktningen gir en mer realistisk spenningstilstand, og det er derfor grunn til å anta at resultatene ligger nærmere eksakte verdier.

Generelt gir RM Bridge ved sammenligning større omlagringsmoment enn håndberegningene. Dette gjelder spesielt ved betraktning etter 1 år. Dette er forventet ettersom Effektiv E-modul metoden som kjent underestimerer effekten av kryp etter kort tid. For tilfellet med like spenn og uthenting av totalt omlagringsmoment er avviket etter 100 år 15,7 %, mens for tilfellet med kortere sidespenn er avviket 1,2 %. Bedre overensstemmelse for håndberegning og modell med kortere sidespenn er også forventet ettersom kortere sidespenn betyr økt stivhet til systemet. Dette medfører at denne modellen vil ligge nærmere tilfellet med uendelig mange spenn med fast innspenning.

Forspenningens bidrag til omlagringsmomentet blir i dette tilfellet så stort at den totale omlagringen gir strekk i underkant ved støttene. Dette gir et dårligere utgangspunkt enn en fritt opplagt brukonstruksjon. For utnyttelse av omlagringseffekter er det derfor nødvendig å balansere forholdet forspenning og betongvekt slik at man får strekk i overkant som videre kan tas opp av slakkarmering i påstøpen.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad (NTNU), Arne Bruer (Bentley) og Børre Bekkelien (AFRY)

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Dette er en avsluttende masteroppgave i studieløpet til Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Oppgaven tilsvarer 2 x 30 studiepoeng, og er skrevet ved institutt for konstruksjonsteknikk med veileder Terje Kanstad våren 2020.

Vi ønsker å starte med å takke Arne Bruer for uvurderlig hjelp med programvaren RM Bridge gjennom hele prosessen med denne studien. Arne har stilt opp for oss på en svært god måte gjennom hele semesteret, noe som var spesielt viktig for oss under den utfordrende perioden i forbindelse med koronautbruddet. Arne har både bidratt i stor grad med modelleringen i RM Bridge og hjulpet oss med å skaffe lisenser. Retter også en takk til Bentley Systems for at vi fritt har fått benytte oss av programmet.

Vi vil også gjerne takke Terje Kanstad som har vært vår veileder fra NTNU på denne oppgaven. Han har vært en viktig støttespiller for oss gjennom hele prosessen. Hjelpen fra Terje har vært viktig for fremdriften, og i samarbeid med Arne har det blitt mange lærerike diskusjoner knyttet til både programvare og håndberegninger.

Videre ønsker vi også å takke Børre Bekkelien, Stine Fossbakken og Chris-Mikael Rom Bjorvand i AFRY som har gitt oss tilgang til brutegninger og annet materiale, samt stilt opp for oss både faglig og ellers. Vil også gjerne takke Alf Inge Ribe som har latt oss sitte på AFRY sine kontorer å jobbe med oppgaven.

Vi må også benytte anledningen til å takke Dmitrij Minasow for at vi fikk være med på betongindustridagene på Gardermoen. Deltakelsen gav lærerik input til oppgaven og mye inspirasjon. Ønsker også å takke Leidulf Vinje for et spennende foredrag under betongindustridagene. Helt tilslutt ønsker vi også å takke Baard Aakre Hansen for invitasjon til betongelementfabrikken på Forsand og faglig spennende diskusjoner under betongindustridagene. Du viste stor interesse for oss og det vi drev på med.

Trondheim, juni 2020

Ola Sæther Grenne

Ola Sæther Grenne

Karianne Goa Østhus

Karianne Goa Østhus

Sammendrag

Våren 2019 gav Statens vegvesen ut ny håndbok for standardisering av betongelementbruer med ett spenn på opptil 40 meters lengde. Håndboken gir ingen standardisering av flerfeltsbruer utover muligheten for å utvide den fritt opplagte brukonstruksjonen over flere spenn. Ved å utføre brukonstruksjonen kontinuerlig over støtter, vil det over tid skje en omlagring av moment fra felt til støtte. Denne omlagringen i kombinasjon med fordeling av nyttelast over et helt kontinuerlig system kan gi en gunstigere lastfordeling og bedre utnyttelse av tverrsnittskapasiteten.

I denne studien undersøkes et tenkt scenario hvor Bergelva bru i Troms utvides til en trefeltsbru som utføres kontinuerlig over støttene. Ved hjelp av formler presentert i Publikasjon 10 utføres håndberegninger for det tenkte tilfellet. Formlene utledes fra en statistisk modell med uendelig mange spenn med fast innspenning, og har fem ledd som tar for seg ulike effekter som påvirker omlagringen. Videre baseres krypberegninger på Effektiv E-modul metoden. Ved 1 og 100 år er omlagring av egenlast (sum av ledd 1 og 2) beregnet til 30.7 % og 39.1 % av feltmomentet forårsaket av alle egenlast i et fritt opplagt system.

For bedre sammenligningsgrunnlag er det valgt å modellere Bergelva bru i bruberegningsprogrammet RM Bridge. Det modelleres to versjoner, hvor den ene er satt opp med tre spenn på 24 meters lengde, mens for den andre versjonen justeres sidespennene ned til 20 meter. Resultatene hentes ut leddvis ved å skru av og på ulike laster og langtidseffekter, for direkte sammenligning med håndberegningene. Det observeres god overensstemmelse i konstruksjonens respons sammenlignet med håndberegningene. Et avvik er imidlertid forventet da RM Bridge benytter krypberegningsmetoden LSM, som kjent gir mer nøyaktige resultater. Modellen kjøres videre med alle lastvirkninger og langtidseffekter for å finne totalt omlagringsmoment. Den totale betraktningen gir en mer realistisk spenningstilstand, og det er derfor grunn til å anta at resultatene ligger nærmere eksakte verdier.

Generelt gir RM Bridge ved sammenligning større omlagringsmoment enn håndberegningene. Dette gjelder spesielt ved betraktning etter 1 år. Dette er forventet ettersom Effektiv E-modul metoden som kjent underestimerer effekten av krep etter kort tid. For tilfellet med like spenn og uthenting av totalt omlagringsmoment er avviket etter 100 år 15.7 %, mens for tilfellet med kortere sidespenn er avviket 1.2 %. Bedre overensstemmelse for håndberegning og modell med kortere sidespenn er også forventet ettersom kortere sidespenn betyr økt stivhet til systemet. Dette medfører at denne modellen vil ligge nærmere tilfellet med uendelig mange spenn med fast innspenning.

Forspenningens bidrag til omlagringsmomentet blir i dette tilfellet så stort at den totale omlagringen gir strekk i underkant ved støttene. Dette gir et dårligere utgangspunkt enn en fritt opplagt brukonstruksjon. For utnyttelse av omlagringseffekter er det derfor nødvendig å balansere forholdet forspenning og betongvekt slik at man får strekk i overkant som videre kan tas opp av slakkarmering i påstøpen.

Abstract

In 2019, a new manual for concrete element bridges was published. The manual, called V426, only considers single-span bridges with spans up to 40 meters. Using the manual, multiple span bridges can only be built by placing several simply supported beams together. By designing the bridge continuously over the middle supports, a redistribution of bending moment will occur. This redistribution, along with the distribution of service load over a completely continuous system, can provide a more favorable load distribution and better utilization of the cross-sectional capacity.

This thesis considers an extension of a single span concrete element bridge located in Troms, into a three-span continuous bridge. By using a formula given in Publication 10, calculations of the redistribution moment are performed for the given bridge construction. The formula is derived based on a static system consisting of an infinite number of spans with fixed supports and uses Effective E-modulus method for calculating creep. It consists of five terms which each includes different effects. After 1 and 100 years, the redistribution moment caused by self-weight (the sum of term 1 and 2) is calculated to 30.7 % and 39.1 % of the field moment caused by the total self-weight for a simply supported system.

To compare the results calculated by hand, the bridge construction is analyzed using the bridge RM Bridge. This is done by making two different models. One with three equal spans of 24 meter, and one where the side spans are reduced to 20 meters. To directly compare the results, they are extracted from RM Bridge in the same terms as for the hand calculations by turning loads and long time effects on and off. Since RM Bridge calculates creep effects by using a different method, LSM, a little deviation is expected. The model is also calculated by turning on all loads and long time effects at the same time to be able to withdraw a total redistribution moment. By doing this, a more realistic stress situation occurs, and there is reason to assume these results are the most correct compared to the exact solution.

In general, the results produced by RM Bridge gives higher redistribution moment than the hand calculations. The deviation is highest after 1 year. Due to the creep calculation method used by the hand calculations tendency to underestimate creep for a short time perspective, this effect is expected. For the 100 years consideration, the deviation between hand calculations and the two RM Bridge models are found as respectively 15.7% and 1.2% for the equal span length- and reduced side span model. Since the reduced side span model gives increased stiffness to the system and therefore coincides better with the assumptions made in the hand calculation, less deviation for this system compared to the equal length system is expected.

In this case, the contribution to moment redistribution from the prestress force is significant. This leads to tensile stresses at the bottom of the cross-section over the middle supports, and therefore a moment distribution worse than a non-continuous system. To be able to benefit from the advantages of redistribution, an optimization process balancing the ratio between prestressing force and self-weight must be done.

Innhold

1	Innledning	1
	1.1 Rammer for oppgaven	1
	1.2 Oppbygging av oppgaven	2
	1.3 Programvare og hovedlitteratur	2
2	Bakgrunn	5
	2.1 Historie	5
3	Teori og bakgrunnsstoff	7
	3.1 Materialer	7
	3.2 Laster	12
	3.3 Transformert tverrsnitt	24
	3.4 Tidsavhengige effekter	26
	3.5 Forspenning	34
	3.6 Kontinuerlige elementbruer	41
	3.7 Omlagring av moment	42
4	Grunnlag for beregning og modellering	51
	4.1 Bergelva bru	51
	4.2 Planlegging av ny brukonstruksjon	52
	4.3 Materialer	55
	4.4 Bruas livsløp	58
5	Beregninger	59
	5.1 Transformerte tverrsnitt	59
	5.2 Beregning av forspenningskraft	59
	5.3 Beregning av kortidstap	60
	5.4 Beregning av langtidstap	62
	5.5 Oppsummering spennkrefter	65
	5.6 Omlagring av moment	66
6	Modellering i RM Bridge	69
	6.1 Om programvaren	69
	6.2 Bygging av modell	70
	6.3 Metode for uthenting av resultater	76
7	Resultater	81
	7.1 Håndberegninger	81
	7.2 RM Bridge	82
	7.3 Sammenligning av håndberegning og RM Bridge	86
	7.4 Momentdiagram	87
8	Diskusjon	93
	8.1 Materialer	93
	8.2 Håndberegninger	93

8.3	RM Bridge	94
8.4	Erfaringer med RM Bridge	96
8.5	Videre arbeid	97
9	Oppsummering og konklusjon	99
9.1	Oppsummering	99
9.2	Konklusjon	99
9.3	Oppsummering av videre arbeid	100
Vedlegg		103
A	Tegningsgrunnlag for Bergelva bru	105
B	Geometri og parametre for bjelke- og samvirketverrsnitt	109
C	Kryptall og effektiv E-modul	115
D	Svinnberegninger	119
E	Egenlaster	129
F	Transformert tverrsnitt	133
G	Forspenning og tap av spennkraft	139
H	Overføringslengde	161
I	Omlagring av moment	165
J	Resultater fra RM Bridge overført til Excel	171

Figurer

1	Bjelke- og brutverrsnitt av en typisk NOB-bru [23].	5
2	3D modell av en bru utført med NTB og KTB bjelker med plasstøpt dekke [27].	6
3	Oversikt fordeling av av komponenter i en vanlig betongresept. . .	7
4	Typisk spenning-tøyingsdiagram for armeringsstål [20].	10
5	Typisk spenning-tøyingsdiagram for spennarmering [20].	11
6	Eksempel på nummerering av lastfelt [15].	13
7	Karakteristiske verdier for lastmodell 1 [15].	14
8	Plassering av laster i lastmodell 1 [15].	14
9	Kritisk plassering av boggilaster i tverretning [27].	15
10	Retninger og dimensjoner for vindpåvirkninger på bruer [18]. . . .	20
11	Bestemmelse av kraftfaktor i x-retning [18]	21
12	Valg av k_{sur} grunnet tykkelse av beleg.	23
13	Tyngdepunktet til betongtverrsnittet tpb , samt plassering av forskøyvet tyngdepunktakse tp i et transformert tverrsnitt.	24
14	Grafen viser hvordan kryp påvirker spenninger og tøyninger [20]. . .	27
15	Sammenligning av beregningsmetoder for kryp [8].	29
16	Betong utsettes for ulike mekanismer gjennom levetiden [28]. . . .	32
17	Modell for svinnberegning [20].	36
18	Relaksasjon i spennstål[20].	38
19	Illustasjon av heftspenninger og overføringslengden l_{pd}	39
20	a) NOB-bro med hulrom og fuge over støtte og b) Massiv NOB-bro med kontinuerlig plate og fri forbindelse mellom bjelkeender [10]. . .	41
21	NIB-bro utført kontinuerlig for noen laster [10].	41
22	Momentfordeling for tre statiske system: M_0 - Fritt opplagt system før samvirke opprettes, $M_{kontinuerlig}$ - Fullt kontinuerlig system, $M_{omlagring}$ - System med momentomlagring.	42
23	Illustasjon av forskyvningsmetoden [8].	42
24	Støping av bjelker og plate forutsettes å følge det aktuelle tidsskjemat [10].	44
25	Oppsett for utledning av første ledd [6].	46
26	Moment ved innspenning på grunn av rotasjon [1].	46
27	Oppsett for utledning av andre ledd [6].	48
28	Oppsett for utledning av tredje ledd [6].	49
29	Plassering av Bergelva bru [4].	51
30	Bergelva bru slik den ser ut i dag.	52
31	Tabell for standardiserte elementbruer med redusert føringsbredde. .	52

32	Dimensjoner for benyttede NTB- og KTB-bjelker med tilhørende andel broplate.	53
33	Tegningsgrunnlag for nye Bergelva bru, tverrprofil.	53
34	Tverrsnitt Bergelva bru.	54
35	Tegningsgrunnlag for nye Bergelva bru, lengdeprofil.	54
36	Legdeprofil for utvidelse av Bergelva bru med like spenn.	55
37	NTB - reduserte flensbredder [27].	56
38	KTB - reduserte flensbredder [27].	57
39	Plassering av spennarmering og avstand til tyngdepunkt i bjelke. . .	57
40	Plassering av spennarmering og avstand til tyngdepunkt i samvirket.	58
41	Illustrasjon av hendelser i bruas livsløp.	58
42	Oppsett regelverk og enheter i RM Bridge.	70
43	Utfoming av NTB-tverrsnitt i RM Bridge.	71
44	Illustrasjon av koblingspunkt ved støtte ($x=2,3$ for h.h.v støtte 2 og 3.	72
45	3D-modell av brostreng hentet fra 3D-View.	73
46	Generert i Analyser med input fra Modeler.	74
47	Figuren viser hvordan de ulike stadiene i brukonstruksjonens levetid er satt opp i RM Bridge under <i>Schedule - Stages - Activation</i>	75
48	Momentdiagram for bjelke til venstre og for bjelke og omlagring av bjelkens egenvekt til høyre. Diagrammene er hentet fra en modell med like spenn for 1 års betraktning.	77
49	Diagrammet viser samvirkets momentdiagram på grunn av omlagring av platens egenvekt. Diagrammene er hentet fra en modell med like spenn for 1 års betraktning.	77
50	RM-Settet viser spenningstap i kablene etter 28 døgn og etter 100 år.	78
51	Omlagring på grunn av svinndifferanse i plate og bjelke for like spenn etter 100 år i RM Bridge.	79
52	Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 28 døgn.	82
53	Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 365 døgn.	83
54	Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 100 år.	83
55	Illustrer virkning fra forspenningsmoment for bjelke og samvirke. Oppstilling som i samvirket helt til høyre benyttes ved dimensjonering.	87
56	Når påstøpen etablerer stivhet, endres tyngdepunktet gradvis, og etter lang tid ligger nytt tyngdepunkt i samvirkets tyngdepunkt. . .	88
57	Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.	89
58	Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.	89
59	Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.	90
60	Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.	90
61	Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.	91
62	Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.	91

63	Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.	92
64	Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.	92

Tabeller

1	Materialeegenskaper for spennarmering [27].	56
2	Parametre for transformerte tverrsnitt, midtsnitt.	59
3	Beregning av oppspenningskraft.	60
4	Beregning av låsetap.	60
5	Beregning av tap på grunn av temperaturendring i herdefasen.	60
6	Beregning av tap på grunn av umiddelbar deformasjon.	61
7	Beregning av total spenning i armering ved bestemte tidspunkt.	62
8	Beregning av spennings- og krafttap i spennarmering på grunn av kryp.	63
9	Prosentvis tap pga. kryp.	63
10	Svinntøyninger for NTB-bjelken	63
11	Prosentvis tap pga. svinn	64
12	Prosentvis tap pga. relaksasjon.	64
13	Oppspenningskraft og umiddelbare spennkrafttap.	65
14	Spennkrefter og spennkrafttap etter 28 døgn.	65
15	Spennkrefter og spennkrafttap etter 365 døgn.	65
16	Spennkrefter og spennkrafttap etter 100 år.	66
17	Omlagring av moment fra felt til støtte.	68
18	Resultater håndberegninger.	81
19	Omlagring av egenlast.	81
20	Sammenligning av beregnede kryptall og avleste kryptall fra RM Bridge.	84
21	Resultater fra RM Bridge hentet ut ledd for ledd for modell med like spenn.	84
22	Resultater fra RM Bridge hentet ut ledd for ledd for modell med 20 meter sidespenn.	85
23	Resultater for RM Bridge modell for alle effekter på.	85
24	Avvik mellom håndberegninger og RM Bridge i ledd for ledd betraktning for like spenn i begge tilfeller.	86
25	Avvik mellom håndberegninger og RM Bridge i ledd for ledd betraktning for like spenn for håndberegninger og 20 meter sidespenn i RM.	86
26	Avvik for beregning av total omlagring	87

1 Innledning

De siste årene har interessen for prefabrikkerte elementbruer hatt et oppsving, og i mai 2019 kom Statens vegvesen med en ny håndbok for standardisering av slike brukonstruksjoner kalt *Håndbok V426 - Prefabrikkerte elementbruer*, heretter kalt V426. Håndboken beskriver utførelse av prefabrikkerte elementbruer med *et* spenn på opp til 40 meter lengde. Den gir derimot foreløpig ingen standardisering av brotypen utført over flere spenn. Det finnes flere alternativ for utførelse av elementbruer over flere spenn, hvorav en av dem er å støpe brua kontinuerlig over støttene. Med denne løsningen endres det statiske systemet, og deler av feltmomentet flyttes over støttene.

Ettersom prefabrikkerte betongelementer støpes i store haller hvor man enklere kan regulere herdeforholdene, kan det være gode muligheter for å gå over til mer miljøvennlige betongtyper på sikt. Eksperimentering med å redusere mengden CO_2 , eksempelvis ved å supplere med flygeaske har vist seg å kunne gi omtrentlig tilsvarende styrkeegenskaper ved riktige herdeforhold [3]. Videre kan prosjektering- og byggetid for elementbruer reduseres sammenlignet med andre brutyper, noe som vil gi økonomisk gevinst. Det er altså flere gode argumenter som taler for at det bør settes mer fokus på bruk av disse brukonstruksjonene i fremtiden.

For fritt opplagte bruer over flere spenn, kan V426 benyttes direkte ved dimensjonering. For slike brukonstruksjoner oppstår et stort vedlikeholdsbehov av lagre over støtter. Ved å støpe brua kontinuerlig over støttene unngås denne problematikken, samtidig som lastene potensielt kan fordeles på en gunstigere måte. Både overnevnte fordeler knyttet til elementbruer, samt antagelsen om bedre utnyttelse av brukonstruksjonen ved kontinuerlig utførelse, gir stor motivasjon og interesse for å undersøke om disse antagelsene stemmer. Dersom antagelsen stemmer kan det være aktuelt å optimalisere og standardisere en løsning slik som for et-feltsbruene. Videre i dette kapitlet er den valgte fremgangsmåten, samt avgrensinger som er gjort beskrevet ytterligere.

1.1 Rammer for oppgaven

For kontinuerlige elementbruer er det flere tilnærminger som både er aktuelle og interessante. Det er i denne studien valgt en praktisk innfallsvinkel, hvor et konkret brutilfelle velges og beregningene utføres basert på den aktuelle brukonstruksjonen. Ved oppstart var tanken å regne på omlagringsmoment for hånd og videre bruke resultatene til å dimensjonere brukonstruksjonen ved bruk av FEM-analyse programmet Robot. Videre skulle fordeler og ulemper med det statiske systemet drøftes basert på resultatene. Nødvendig teori knyttet til dette ble derfor skrevet, og forberedelse for dimensjonering ble utført, derav blant annet beregning av aktuelle laster.

I prosessen med å undersøke hvordan omlagring av moment gjerne håndteres i bransjen, kom det frem at bruberegningsprogrammet RM Bridge kunne benyttes til å regne på langtidseffekter, og dermed også antagelig kunne benyttes til å finne omlagringsmomentet. Det var et strekt ønske fra veileder Kanstad å undersøke hvordan denne programvaren fungerte til dette formålet. Det ble derfor bestemt at studien også skulle inneholde modellering i RM Bridge, og videre heller en sammenligning av resultatene fra modellering og håndberegningene. Dermed ble dimensjonering valgt bort, men teorigrunnet er likevel inkludert, da det er sentralt både for den overordnede forståelsen og videre arbeid. Målet ble dermed at resultatene fra det konkrete brutilfellet kunne brukes til å vurdere fremtidige muligheter knyttet til kontinuerlig utførte elementbruer.

1.2 Oppbygging av oppgaven

Studien kan deles i fem deler, en teoridel, en del hvor brutilfellet som legges til grunn er beskrevet i detalj, en del for utførelse av håndberegninger, en modelleringsbeskrivelse, samt en forskningsdel. Den første delen dekker det nødvendige teoretiske grunnlaget for utførelse av videre beregninger og modellering. Teorikapittelet tar for seg både materiale som er direkte utnyttet senere i studien, samt noe generell teori knyttet til laster på brukonstruksjoner, som anses å være relevant for den overordnede forståelsen. Den neste delen beskriver det valgte brutilfellet i detalj, og gjør rede for de valgene som er tatt i forbindelse med utformingen. Del tre er en systematisk beskrivelse av beregninger som er utført for hånd. Videre følger en detaljert beskrivelse av modellering og simuleringer utført i programvaren RM Bridge Enterprise som benyttes for å gjøre tilsvarende operasjoner som dem som er gjennomført for hånd. Den siste delen av studien er en presentasjon og vurdering av resultatene som fremkommer av de to metodene. Resultatene benyttes for å drøfte hvorvidt metodene fungerer på en tilfredstillende måte, samt tanker rundt gevinst knyttet til å standardisere den aktuelle bruløsningen.

1.3 Programvare og hovedlitteratur

Programvare som er brukt i forbindelse med denne studien er følgende:

- *RM Bridge Enterprise*
- *Autodesk AutoCAD*
- *Microsoft Excel*
- *PTC MathCad Prime 6*
- *Overleaf LaTeX*

Videre er det hentet litteratur fra en rekke kilder. Publikasjoner, håndbøker og standarder som legges til grunn er listet opp på neste side:

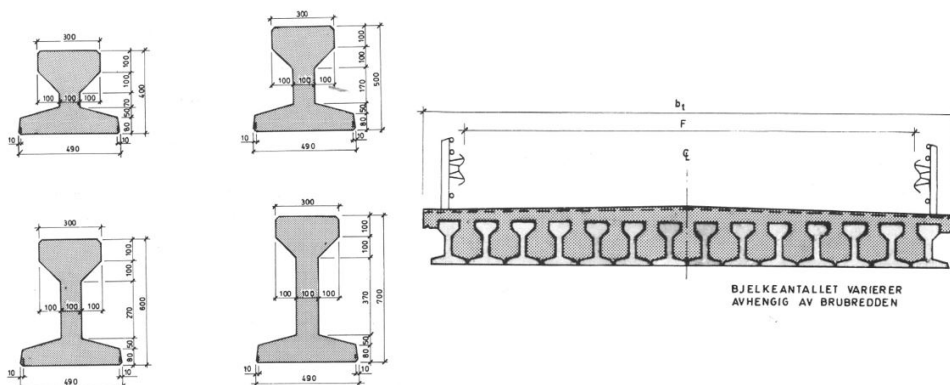
- *Publikasjon 10 - Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*
- *Publikasjon 11 - Flerfelts NIB- og NOB-broer Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene*
- *Håndbok V400 - Bruprosjektering*
- *Håndbok V426 - Prefabrickerte elementbruer*
- *Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*
- *Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner Del 1-5: Termiske påvirkninger*
- *Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer*
- *Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner Del 1-4: Almenne laster - vindlaster*
- *Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*

2 Bakgrunn

En prefabrikkert betongelementbru er, i motsetning til en plasstøpt som støpes der den skal stå, hovedsaklig bestående av betongelementer som er forhåndsstøpt og transportert til brustedet. Bjelkene støpes sammen til en konstruksjon ved hjelp av et brudekke som støpes på brustedet. Betongelementbruer er både effektive med hensyn prosjektering og byggetid. Den reduserte byggetiden medfører også reduserte kostnader. Videre er de praktiske dersom det bygges over en annen vei, fordi det ikke er nødvendig å midlertidlig stenge av trafikken under for å sette opp forskaling.

2.1 Historie

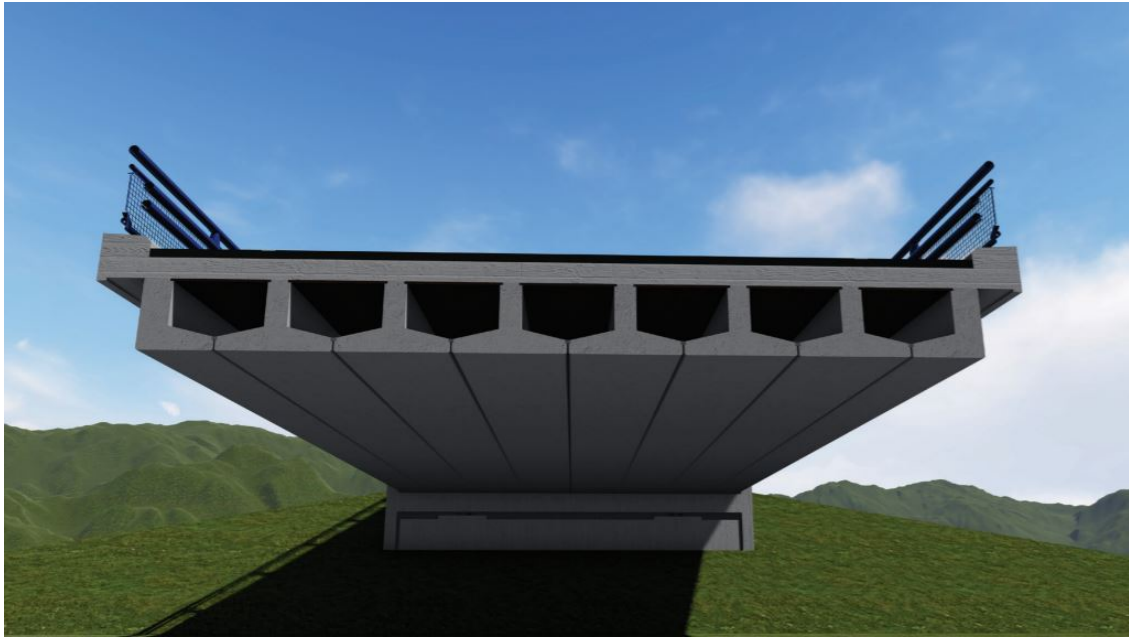
I 1983 gav SVV ut den første veilederen for standardisering av betongelementbruer ved bruk av omvendte T-bjelker eller såkalte NOB-bjelker. Den teoretiske bjelkebredden til NOB-bjelkene var 490 mm, mens senteravstanden var satt til 500 mm for å ta høyde for uregelmessigheter i bjelketverrsnittene [23]. Figur 2 viser typiske tverrsnitt for NOB-bjelkene, samt snitt av en typisk utforming av NOB-bruer. Veilederen for NOB-bruer gav tre alternative utforminger av brutverrsnittet. Bruplaten kunne enten være massiv eller utformet som hulromsplate. Videre er det også beskrevet et alternativ der annenhver NOB-bjelke er fjernet. I følge veilederen kan NOB-bruene anvendes ved spennvidder mellom 5 - 22 meter.



Figur 1: Bjelke- og brutverrsnitt av en typisk NOB-bru [23].

Senere har SVV gitt ut flere revideringer av veilederen fra 1983. I 1989 kom veilederen NIB-bruer hvor det ble benyttet normerte I-bjelker istedet for T-bjelker [24]. Det finnes ingen standardisering av kontinuerlige elementbruer over flere felt, men Norsk Betongforening har gitt ut to publikasjoner, Publikasjon 10 og 11, med beregning- og dimensjoneringsmetoder for momentomlagring av kontinuerlige NOB- og NIB-bruer.

Videre i 1990 kom veilederen NOT-bruer [25] og tok igjen for seg T-bjelker, men på grunn av endrede krav til for eksempel armeringsoverdekning kunne ikke den gamle veilederen fra 1983 lenger benyttes. Det gikk lang tid før SVV i 2003 kom ut med Håndbok 100 som erstattet NOB, NIB og NOT bruene med plateelement (PLA) og bjelkeelement (MOT). H100 var gjeldene frem til mai 2019. Da kom som tidligere nevnt Håndbok V426. Etter V426 utføres betongelementbruer med prefabrikkerte forhåndsgodkjente T-bjelker (NTB) og kant T-bjelker (KTB) med en plasstøpt bruplate på toppen [27].



Figur 2: 3D modell av en bru utført med NTB og KTB bjelker med plasstøpt dekke [27].

3 Teori og bakgrunnsstoff

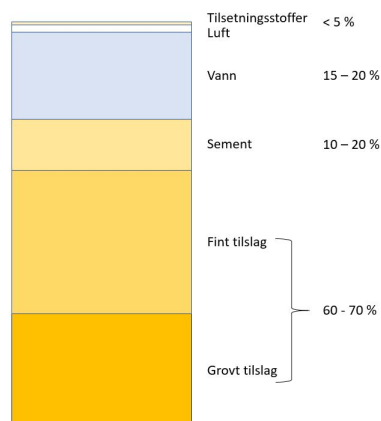
3.1 Materialer

Hovedkomponentene til en betongelementbru er satt sammen av materialene betong og stål. Stålet finnes i flere deler av konstruksjonen, for eksempel slakk- og spennarmering, ståldeler som stålplater, skruer, muttere og lignende.

3.1.1 Betong

Betong er det mest brukte byggematerialet i verden [9]. Grunnen til at betong har blitt så populært er at det har svært lang levetid, lave driftkostnader og mange muligheter med tanke på formbarhet, styrke og utseende. Betongens sammensetning har mye å si for hvilke egenskaper den har både under herdefasen og i brukstiden.

Betong fremstilles gjennom å blande sement, vann, tilslag (sand, silt, grus og pukk) og eventuelle tilsetningsstoffer [21]. Omtrentlig blandeforhold i en vanlig betong er illustrert i figur 3. Blandingsforholdet mellom de ulike komponentene avgjør betongens egenskaper som fasthet, bestandighet, støpelighet og herdeforløp. Gjennom hydratasjon reagerer sementen kjemisk med vann slik at betongen stivner og etter noe tid, gradvis oppnår styrkeegenskaper. Denne prosessen er også avhengig av komponentene betongen er bygget opp av. Betong er kjent for å ha stor trykkfasthet, men har derimot svært lav styrke under strekk. Strekkkrefter som oppstår i betongen må derfor tas opp av stålarmoring som er støpt inn i konstruksjonen. En riktig utført armert betongkonstruksjon har følgende egenskaper [20]: Tilstrekkelig styrke og sikkerhet, deformasjoner og riss overskrider ikke forventede verdier og konstruksjonen er motstandsdyktig mot ytre påkjenninger som betyr at den har tilstrekkelig bestandighet.



Figur 3: Oversikt fordeling av av komponenter i en vanlig betongresept.

Fasthet

Betong deles inn i fasthetsklasser etter hvor stor karakteristisk trykkstyrke den aktuelle betongen innehar. Verdier for ulike fasthetsklasser er gitt i Tabell 3.1 i EC2, og angir betongens sylindetrykkfasthet etter 28 døgn herding. De oppgitte karakteristiske fasthetene er verdier som ikke underskrides med 95% sannsynlighet, og bestemmes etter standardiserte prøvemeter [20]. Under påvirkning av langtidslast og ugunstige virkninger, vil betongens trykkfasthet reduseres. Denne reduksjonen ivaretas av koeffisienten α_{cc} , som i Norge settes lik 0,85 [17]. For bruddgrensetilstand settes betongens materialfaktor $\gamma_C = 1,5$. Den dimensjonerende trykkfastheten blir dermed lik:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_C} \cdot f_{ck} \quad (1)$$

Det kan i noen tilfeller være nødvendig å finne betongens fasthet både ved en tidligere og senere alder enn 28 døgn, eksempelvis ved forspenning av betongen [17]. I slike tilfeller finnes det i EC2 metoder for å estimere betongfastheten.

Trykkfastheten til betong på et gitt tidspunkt avhenger av flere faktorer som sementtype, temperatur og herdeforhold. For de gitte betingelsene: 20 grader og herding i overbestemmelse med NS 12390 [17] kan følgende metode benyttes for å bestemme betongfastheten. Fastheten $f_{cm}(t)$ etter antall døgn t kan estimeres vha. ligning 2.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2)$$

Hvor f_{cm} finnes i tabell 3.1 i EC2 og $\beta_{cc}(t)$ beregnes vha. ligning 3:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot [1 - (\frac{28}{t})^{0.5}]} \quad (3)$$

Variabelen s er avhengig av hvilken klasse sementen som benyttes tilhører (klasse R, N eller S). Verdiene som skal benyttes for de ulike klassene er oppgitt i EC2 3.1.2(6).

Elastisitetsmodul

Betongens E-modul beskriver forholdet mellom tøyning og spenning i betongen (Hook's lov: $\sigma = E \cdot \varepsilon$). Midlere E-modul (E_{cm}) er betongens E-modul etter 28 døgn og er oppgitt i tabell 3.1 i EC2. Som for fasthet er det i flere tilfeller nødvendig å finne E-modulen for andre tidspunkt i betongens livsløp.

E-modulen for en betong yngre enn 28 døgn kan etter EC2 3.1.3(3) estimeres ved hjelp av ligning 4.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (4)$$

Reduksjon av E-modulen er en beregningsmetode for å ta høyde for langtidseffekter og hvordan det påvirker konstruksjonens kapasitet. Hvordan en langtids E-modul kan beregnes og benyttes for å ta høyde for tidsavhengige effekter er beskrevet i kapittel 3.4.1.

Bestandighet

Sammensetningen av de ulike betongkomponentene har også stor betydning for den armerte betongens evne til å motstå nedbrytingsmekanismer. Vanlige nedbrytingsmekanismer i armert betong er karbonatisering og kloridinntregning med påfølgende armeringskorrosjon, fryse-tine sykluser og alkali-silika reaksjoner.

Eksponeringsklasse

For at betongkonstruksjonen skal oppnå den forutsatte dimensjonerende brukstiden, må det gjøres egnede tiltak for å beskytte konstruksjonen mot aktuelle miljøpåvirkninger [17]. Eurocode 2 deler i overensstemmelse med NS-EN 206-1 inn i eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold. Tildelt eksponeringsklasse avhenger av hvilken nedbryting og miljø betongen utsettes for.

Krav til valg av bestandighetsklasse er gitt i Tabell NA.9a i NS-EN 206-1, og minimumskrav vist i Tabell NA.4.4N i EC2 [17]. For et høyt korrosivt miljø, velges en lav bestandighetsklasse, eksempelvis M40 for XD2 eksponering. Bestandighetsklasse MF40 innebærer et vann/semest forhold eller $\frac{w}{c} - tall \leq 0,40$, i tillegg til at 'F' indikerer frostbestandig betong. Et lavt $\frac{w}{c}$ fører til lavere permeabilitet, og dermed mindre inntrenging av nedbrytingsmekanismer i betongen.

Overdekning

Overdekningen er avstand fra betongens overflate til nærmeste armeringsoverflate. Det stilles krav til overdekning basert på miljø, brukstid, heft, sikkerhet i forbindelse med bygging og armeringsdiameter [20]. Den nominelle overdekningen er i EC2 definert som i ligning 5.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (5)$$

I henhold til det nasjonale tillegget i EC2 settes c_{dev} i de fleste tilfeller lik 10 mm . For c_{min} benyttes ligning 4.2 i EC2, her presentert som ligning 6.

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm) \quad (6)$$

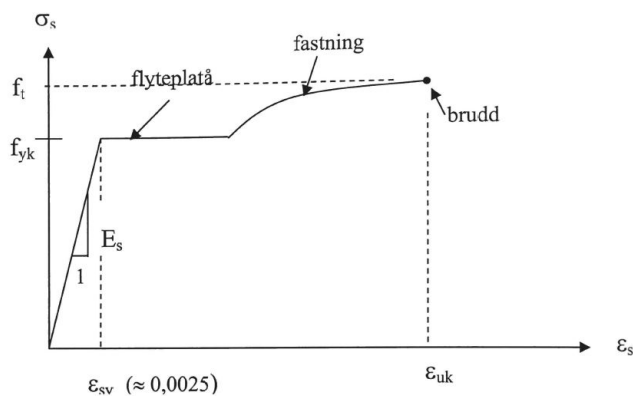
Verdier for variabelen $c_{min,b}$ hentes fra det nasjonale tilegget i tabell NA.4.2, og er knyttet til minste krav i forbindelse med heft. Videre er $c_{min,dur}$ knyttet til miljøpåvirkninger som baseres på eksponeringsklasse. Verdier hentes fra tabell NA.4.4N og NA.4.5N. De øvrige Δc variablene er i henhold til det nasjonale tilegget normalt sett anbefalt å settes lik 0 mm .

3.1.2 Slakkarmering

Slakkarmering støpes inn i betongen for å ta opp strekkreftene betongen utsettes for [21]. Utformingen til stengene med tversgående kammer, sikrer at det er tilstrekkelig heft mellom armeringen og betongen [20]. Mest brukt i Norge er kamstål av typen B500NC med karakteristisk fasthet $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$. E-modulen for armeringsstålet er $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ [17]. Materialfaktoren som benyttes for slakkarmering er $\gamma_s = 1,15$. Det vil si at armeringen i beregninger anses å flyte i betongen når den utsettes for dimensjonerende flytespenning:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7)$$

Sammenhengen mellom spenning og tøyning i et vanlig varmvalset armeringsstål er gitt av figur 4.



Figur 4: Typisk spenning-tøyningsdiagram for armeringsstål [20].

Ved dimensjonering av betongkonstruksjoner med slakkarmering er det vanlig å kreve at armeringen flyter før betongen går i brudd. Dette kalles "underarmert betong". Når armeringen flyter, vil konstruksjonen få betydelige deformasjoner og riss som varsler om at noe ikke stemmer og at konstruksjonen er i ferd med å kollapse.

Forvarselen kan sikre at mennesker ikke oppholder seg på eller i konstruksjonen når den går til brudd. Tøyningen i armeringen ved flyt er gitt av ligning 8.

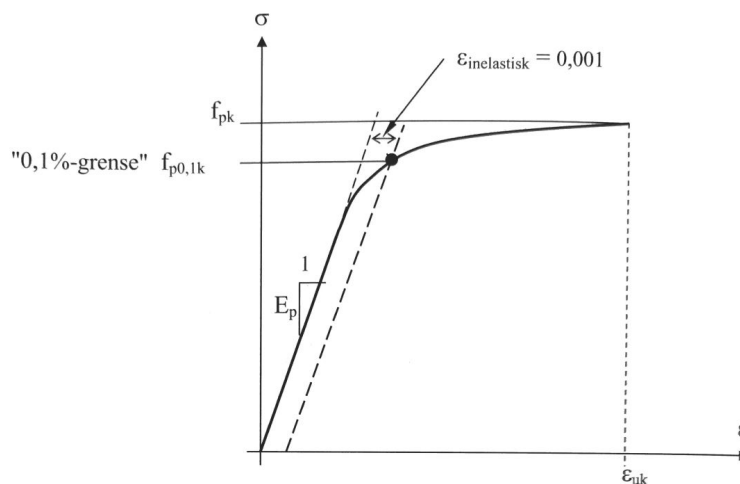
$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} = 2,17\% \quad (8)$$

Det er også viktig å sikre at tøyningen til armeringen ikke blir så stor at armeringen går i brudd. Dette skjer ved en tøyning $\varepsilon_{uk} \approx 10\%$. Når betongen går i brudd ønsker man altså en tøyning i armeringen som ligger mellom 2,17 og 10 ‰.

3.1.3 Spennarmering

Spennarmeringen har som hensikt å påføre betongen en trykkraft som bidrar til å motvirke den ytre lasten betongen utsettes for [20]. Armeringen bidrar derfor til redusert deformasjon. Kraftene påføres betongen gjennom heft mellom armering og betong eller ved endeforankringene. Den vanligste typen spennarmering er tråder med 4-5 mm diameter og med en fasthet som er minst 3 ganger fastheten til slakkarmering. $f_{p0,1k}$ eller spennarmeringens 0,1%-strekkgrense er spenningen i stålet når den har 0,1% ikke-elastic tøyning og blir en slags flytespenning for spennarmeringen. Vanlige verdier for denne strekkgrensen blir som nevnt tre ganger fastheten til slakkarmering som tilsvarer verdier fra 1500-1800 MPa. Trådene kan benyttes separat eller bindes sammen til spenntau. Spenntau kan videre kobles sammen til enda større enheter som kalles spennkabler.

Det vil oppstå tap i spennarmeringen som en følge av ulike kort- og langtidseffekter. Eksempler på dette er: tap som følge av umiddelbare deformasjoner, relaksasjon, kryp og svinn. Tap av spennkrefter er videre beskrevet i detalj i kapittel 3.5. Elastisitetsmodul for spenntråd og stenger kan regnes som $E_p = 2,05 \cdot 10^5 MPa$ og for spenntau $E_p = 1,95 \cdot 10^5 MPa$ [20].



Figur 5: Typisk spenning-tøyningsdiagram for spennarmering [20].

3.2 Laster

Laster gitt av NS-EN 1991 angis som karakteristiske verdier[20]. Lastene gitt av Eurokode 1 er basert på erfaring og måledata, og vil derfor ha en spredning i størrelse og hyppighet. Spredningen av lastene kan framstilles som en statistisk fordeling. Grunnet usikkerheten knyttet til størrelsen av lastene, er det nødvendig å legge inn en sikkerhetsfaktor ved at de karakteristiske lastene multipliseres med en lastkoeffisient $\gamma_f \geq 1,0$. Den aktuelle lasten multiplisert med lastkoeffisienten angir den dimensjonerende lasten. NS-EN 1990 angir lastkoeffisienter for ulike lasttyper, samt kombinasjoner av ulike laster for å bestemme det aktuelle dimensjonerende lasttilfellet.

Det skilles ofte mellom permanente- og variable laster. De permanente lastene er per definisjon konstante i tid fra det tidspunktet de påføres konstruksjonen. For en brukonstruksjon er permanent last først og fremst bruas egenvekt. For betongkonstruksjoner er egenvekten en svært betydelig del av den totale belastningen konstruksjonen utsettes for. Videre er også sekundærlast og last fra forspenning permanente laster. Blant de variable lastene finner vi trafikklast, vindlast, termiske laster, bølgelaster, islaster, vanntrykk og snølaster. Hvilke variable laster som inngår ved dimensjonering av en brukonstruksjon avhenger i stor grad av bruas geografiske plassering, samt utforming. For noen bruer må egenfrekvens også beregnes, da det kan ha konsekvenser for spenninger og dermed utmatting.

3.2.1 Egenvekt

Bruas egenvekt kommer av vekt fra bjelkene samt brudekket som støpes over bjelkene. For å beregne egenvekt kan bruas betongvolum finnes for videre å multiplisere med tyngdetettheten. Vanlig tyngdetetthet for en armert betong kan settes lik $25kN/m^3$ [14].

3.2.2 Sekundærlast

For å hindre slitasje og skader på det bærende dekket legges det et slitelag over hoveddekket. Det antas slitelag av asfalt med tykkelse 100 mm. Videre antas det at slitelaget er utført i asfalt med tyngdetetthet $25kN/m^3$ [13].

Kandragere støpes på begge endene av bruplata, samt i skille mellom kjørebane og gangbane. Disse utføres i plastøpt betong med bredde 540mm og høyde 250mm. Kantdragerne skal hindre vann fra å renne inn og under.

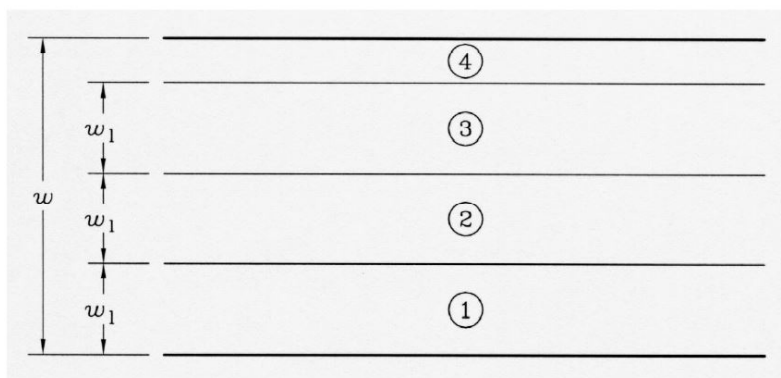
3.2.3 Trafikkklaster

De vertikale lastene fra kjøretøy og gående kalles trafikkklaster. Trafikkklaster inkluderer også horisontale laster på grunn av bremsing, akselerasjon og helning i tverretning. Trafikklastene bestemmes i henhold til Eurokode 1, Del 2: Laster på bruer. [15]

Før trafikklasten kan bestemmes må bruas føringsbredde (w) være kjent. Med føringsbredde menes lengden mellom sidekantene eller indre avstand mellom vegbanens barrieresystem. [15] Avhengig av bruas føringsbredde bestemmes det i henhold til [15] hvor mange felt (n_1) kjørebanelen skal deles inn i for fordeling av trafikklasten. Dersom $n_1 < 5,4$ meter benyttes ett felt, og for $5,4 \text{ meter} < n_1 < 6$ meter, benyttes to felt. Er bredden større enn 6 meter beregnes antall felt ved hjelp av ligning 9. Svaret på ligningen er alltid et heltall bestemt av første siffer i svaret gitt av brøken.

$$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) \quad (9)$$

Når antall felt er bestemt, kalles feltet som gir den minst gunstige lastsituasjonen for felt 1. Videre nummereres resten av feltene som vist i figur 6.



Figur 6: Eksempel på nummerering av lastfelt [15].

Vertikal trafikklast

Når den karakteristiske verdien for vertikale laster forårsaket av trafikk på brua skal bestemmes, deler Eurokode 1 inn i fire lastmodeller [15]. De fire modellene representerer ulike trafikkmønstre på brua. I modellene hvor det brukes punktlaster er lastene i virkeligheten jevnt fordelt og virker over et definert område. Punktlaster benyttes her for å gjøre beregningene enklere å utføre.

Lastmodell 1: Tar høyde for trafikk med flyt og trafikk når det er kø, hvor det tas med i beregningen at en stor andel av trafikken er tungtrafikk. Lastene deles derfor inn slik:

Boggilaster (TS) : Konsentrerte laster fra doble akslinger der hver aksling har verdien $\alpha_Q \cdot Q_k$.

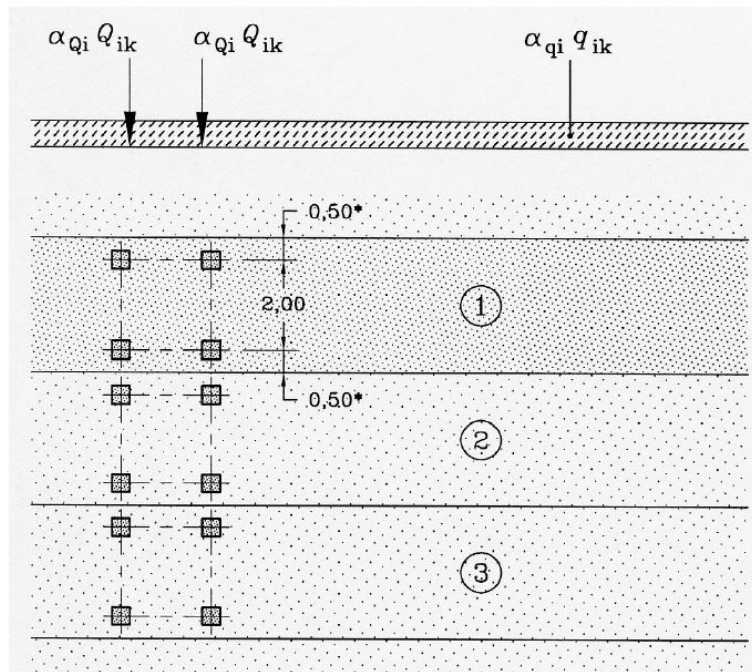
Jevnt fordelt trafikklaster (UDL): Jevnt fordelte laster fra øvrig trafikk med verdien $\alpha_q \cdot q_k$.

Verdien til α_Q settes i henhold til det nasjonale tillegg i [15] til 1,0 for alle lastfelt og α_q settes til 0,6 for lastfelt 1 og 1,0 for resterende felt. Karakteristiske verdier for Q_k og q_k er bestemt av figur 7.

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

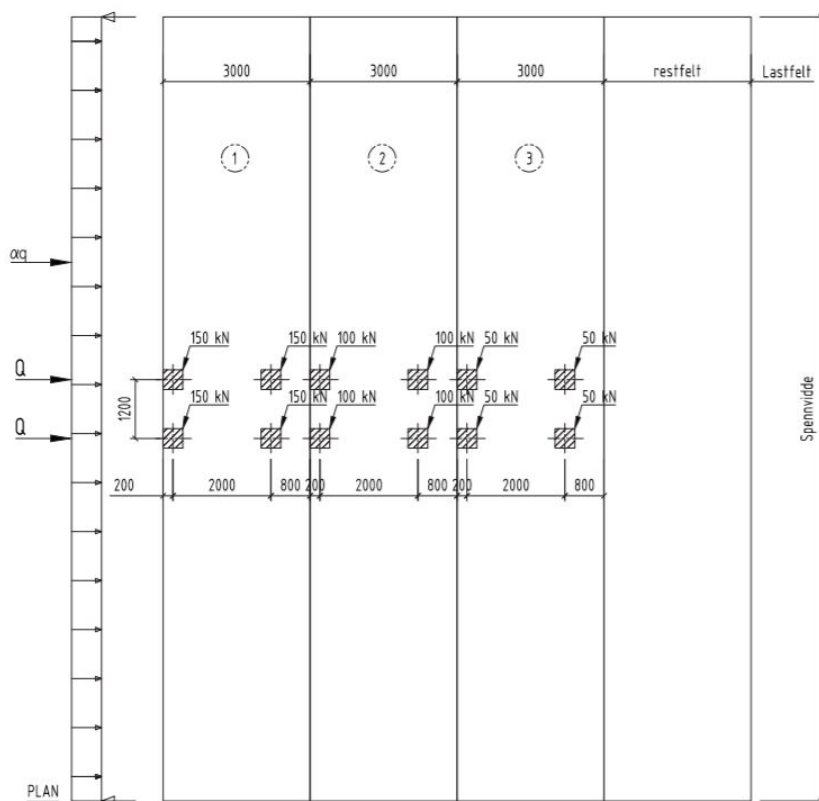
Figur 7: Karakteristiske verdier for lastmodell 1 [15].

Lastene fordeles som vist i figur 8. Punktlasterne virker i senter av kvadratene, mens de jevnt fordelte lastene virker over hele feltet.



Figur 8: Plassering av laster i lastmodell 1 [15].

Det er forsøkt ulike plassering av boggilastene med tanke på hva som gir den mest kritiske belastningen for brubjelkene [27]. Konklusjonen i V426 er at værste tilfelle oppstår når boggilastene er plassert så langt mot kanten som mulig. Dette tilsvarer at senter av kvadratene på 400x400 mm som tilsvarer der punktlastene plasseres skal være 200 mm fra den støpte kanten. Dette gir værste belastning i kantbjelken og den ytterste NTB-bjelken. I V426 kommer det frem at dette tilfellet er dimensjonerende for tverrsnittskapasiteten. Det viser seg nemlig at å flytte boggilastene lenger inn ikke gir en tilsvarende belastning på de indre NTB-bjelkene. Figur 9 viser kritisk plassering av boggilastene i tverretning.



Figur 9: Kritisk plassering av boggilaster i tverretning [27].

Videre plasseres boggilastene midt i spennet for maksimalt moment, det vil si at hver punktlast plasseres 0,6 meter fra senter. For maksimal skjærbelastning settes første punktlast i en avstand d fra opplegg, og neste i en avstand $d + 1,2$ meter fra opplegget.

Ihht. V426 er LM1 dimensjonerende for betongelementbruer, og er derfor lagt til grunn for videre beregninger.

Lastmodell 2: I den andre lastmodellen defineres det kun to enkle hjullaster eller lasten fra en aksling. Verdien på den totale lasten fra de to hjulene bestemmes av $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, hvor $Q_{ak} = 400$ kN og i henhold til det nasjonale tilegget settes β_Q til 1,0 [15].

Latmodell 3: Den tredje lastmodellen skal ta høyde for eventuelle spesialkjøretøy [27]. For bruene i V426 er dette snakk om 18 aksellaster med en verdi på 150 kN per aksling. Den totale belastningen blir da 2700 kN totalt med avstand mellom akslingene på 1,5 meter i lengderetningen. Hvor stor effekt denne lastmodellen har på brukonstruksjonen er avhengig av spennvidden og brubredden. Økende spenn og smalere bredde resulterer i økt belastning. Aksellastene plasseres nesten sentrisk på brua. For spennvidder på 40 meter er belastningen 99 % av lastmodell 1.

Lastmodell 4: Lastmodell 4 er knyttet til belastninger på brua i forbindelse med store folkemengder [15]. En jevnt fordelt last på 5 kN/m^2 fordeles på deler av brua hvor det er aktuelt med ferdsel av mennesker.

Tverrettet og horisontal trafikklast

En brukonstruksjon skal også dimensjoneres for horisontale laster og laster i tverretning. Dersom brua har helning i tverretning oppstår det krefter både i tverr- og lengderetningen. Bremsing og akselerasjon gir videre et lastbidrag i lengderetningen. Det er viktig å huske at disse lastene også må sjekkes ved dimensjonering av en brukonstruksjon. Rammene som er satt for denne studien gjør at effektene av disse lastene ikke er undersøkt nærmere ved videre beregninger.

3.2.4 Gangbanelaster

For bruer med gangbanefelt, skal det i henhold til EC1-2 5.3.2.1-3 og 5.4 defineres følgende laster [15]:

- Jevnt fordelt belastning q_{fk} som representerer en tett folkemengde
- Karakteristisk verdi av en punktlast Q_{fwk} fordelt på en kvadratisk flate med sider $0,1\text{ m}$
- Belastning Q_{serv} fra et tjenestekjøretøy
- Horisontal kraft Q_{flk} som virker langs brudekket i høyde med fortauet

Jevnt fordelt belastning

Nasjonalt tillegg NA.5.3.2.1 gir $q_{fk} = 5\text{ kN/m}^2$ uten samtidig virkende trafikklast, og $q_{fk} = 2,5\text{ kN/m}^2$ med samtidig virkende trafikklast. I henhold til punkt 5.3.2.1(2) skal belastningen bare plasseres på ugunstig del av gangbanen, både på langs- og tvers av gangbanen.

Punktlast

Nasjonalt tillegg NA.5.3.2.2 gir $Q_{fwk} = 10\text{ kN}$ fordelt på $0,1 \times 0,1\text{ m}^2$.

Tjenestekjøretøy

Nasjonalt tillegg NA.5.3.2.3 gir belastning fra tjenestekjøretøy Q_{serv} som last fra to akslinger på $80kN$ og $40kN$, med akselavstand på 3 m og hjulavstand lik 1,3 m målt mellom hjulenes senterlinjer.

Horisontal last

Nasjonalt tillegg NA.5.4 gir: Karakteristisk verdi av den horisontale kraften Q_{flk} i bruas lengderetning settes lik den største av følgende verdier:

- 10 % av total jevnt fordelt last (NA 5.3.2.1)
- 60 % av totalvekten av tjenestekjøretøy, der det er aktuelt (NA 5.3.2.3 (1) P)

Horisontal kraft i tverretningen opptrer kun samtidig med tjenestekjøretøy og settes lik 25 % av den horisontale kraften i lengderetningen fra tjenestekjøretøy.

3.2.5 Vindlast

Håndbok N400 deler brukonstruksjoner inn i ulike vindlastklasser[26]. Vindlastklasser beskriver omfanget av vindlastberegningene avhengig av egensvingeperiode og spennvidde. Generelt kan en brukonstruksjon beregnes etter en høyere vindlastklasse enn den tilhører. Inndeling i klasser i henhold til Håndbok N400 er gitt som følger:

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

Brutyper som plasseres i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong og stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner

Vindlastklasse II: Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Vindlastklasse II omfatter alle brukonstruksjoner hvor en av følgende er oppfylt:

- høyeste egensvingeperiode er $\geq 2s$ og spennvidden er $< 300m$
- høyeste egensvingeperiode er $< 2s$ og spennvidden er $\leq 300m$

Brutyper som faller innenfor vindlastklasse II er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.

Vindlastklasse III: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- høyeste egensvingeperiode er $\geq 2s$
- spennvidden er $\geq 300m$

Brukonstruksjoner med spesiell utforming, eksempelvis slanke gangbruer, regnes etter vindlastklasse III selv om spennvidden $< 300m$, gitt at egensvingeperioden $\geq 2s$.

Håndbok N400 punkt 5.4.3.3 gir videre følgende føringer for grensetilstander og lastkombinasjoner [26]:

- Ferdig brukonstruksjon skal kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruks-grensetilstand for vindfelt med returperiode 50 år.
- Ferdig brukonstruksjon skal kontrolleres med samtidig virkende trafikklast for et vindfelt med returperiode 50 år, hvor vindfeltet er begrenset av en øvre kastvindhastighet ved kjørebans høyeste punkt, lik 35 m/s.
- Bru i byggefasen kan kontrolleres for vind med returperiode 10 år.
- Vindflaten til kjøretøy antas som en rektangulær flate med høyde 2,0 m over kjørebans overside. Det sees bort fra samtidig tillegg fra rekkverk. Lengden på kjøretøyets vindflate og trafikklasten settes lik det som samlet sett gir mest ugunstig virkning.
- Brukonstruksjoner i alle vindlastklasser skal vurderes kontrollert i utmattings-grensetilstand.

Vindlastberegninger utføres etter Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster [18]. I henhold til punkt 8.2(1) er det for bruer med spenn $< 40m$ vanligvis ikke nødvendig med dynamiske beregninger, og dermed plassering i vindlastklasse I. Betongelementbruer med utgangspunkt i V426 vil dermed plasseres i vindlastklasse I. Beregning av lastvirkninger for bruer i vindlastklasse I gjøres etter punkt 5.4.3.4 i N400 [26]. Dette innebærer beregning av lastvirkninger på grunnlag av kortvarig toppverdi for vindhastighetstrykket i hovedstrømsretningen fra NS-EN 1991-1-4, punkt NA.4.5, gitt i ligning 10.

$$q_p(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z)[1 + 2k_p I_v(z)] = [1 + 2k_p I_v(z)] \cdot q_m(z) \quad (10)$$

Hvor:

$q_m(z)$ er stedsvindhastighetstrykket som bestemmes ved: $q_m(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z)$

$I_v(z)$ er turbulensintensiteten. Denne bestemmes etter NA.4.4, vist i ligning 11

k_p er en toppfaktor som settes lik 3,5

$v_m(z)$ er stedsvindhastigheten i en høyde z over terrenget, gitt ved ligning 12.

ρ er luftens densitet og settes normalt lik $1,25kg/m^3$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (11a)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ for } z < z_{min} \quad (11b)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (12)$$

der

$c_r(z)$ er ruhetsfaktor som angir variasjon i stedsvindhastigheten på byggestedet. Dette innebærer variasjon grunnet høyden over terrengnivå og terrengruhet på losiden av konstruksjonen i den aktuelle vindretningen. Ruhetsfaktor bestemmes etter ligning 13, med verdier hentet fra NA.4.3.2 og brustedet.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \geq z \geq z_{max} \quad (13a)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ for } z \geq z_{min} \quad (13b)$$

c_o er terrengformfaktor og settes normalt lik 1,0

v_b er basisvindhastighet og bestemmes etter ligning 14.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (14)$$

der

c_{dir} er retningsfaktor og kan settes lik 1,0 for alle retninger. Verdien kan reduseres for enkelte vindretninger basert på byggestedets plassering i landet.

c_{alt} kan settes lik 1,0 dersom byggestedet er under tregrensenivået.

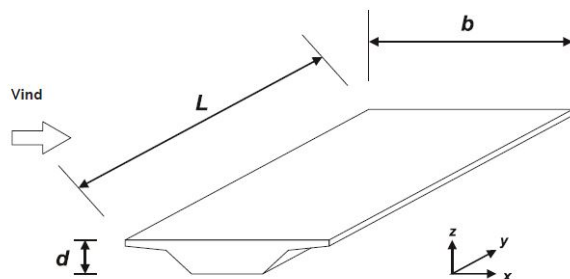
c_{season} er en årstidsfaktor som kan settes lik 1,0.

c_{prob} er en faktor som benyttes når det velges en annen returperiode enn 50 år.

$v_{b,0}$ er referansehastigheten som hentes ut for det aktuelle byggestedet.

Vindlast i ulike retninger

Påvirkningen fra vind danner krefter i x-,y- og z-retning som vist i figur 10. Vindkrefter i x- og y-retning opptrer sjelden samtidig ettersom de oppstår av vind i ulike retninger. Det kan derimot oppstå krefter i z-retning i kombinasjon med enten x- eller y-retning, og kreftene må derfor sees på som samtidig virkende dersom de er betydelige eller ugunstige.



Figur 10: Retninger og dimensjoner for vindpåvirkninger på bruer [18].

Vindlasten per lengdeenhet som virker på brukonstruksjonen finnes etter N400 5.4.3.4 [26]. De tre komponentene q_D , q_L og q_M uttrykker henholdsvis horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment referert til tverrsnittets skjærsenter. Disse finnes ved å multiplisere topphastighetsuttrykket q_p med kraftfaktorer som vist i ligning 15. Kraftfaktorer bestemmes etter NS-EN 1991-1-4.

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = q_p \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix} \quad (15)$$

Hvor:

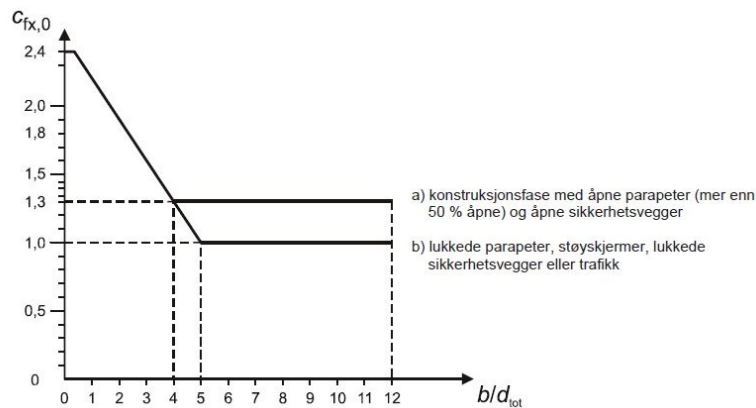
h angir referansehøyde for kraftfaktoren c_D

b angir referansebredde for kraftfaktorene c_L og c_M

Kraftfaktorer for de ulike retningene finnes etter NS-EN 1991-1-4 kap. 8.3 [18].

Kraftfaktor i x-retning, $q_{D,x}$:

Kraftfaktor i x-retning bestemmes ut fra figur 11 hvor verdien $\frac{b}{d_{tot}}$ benyttes. Denne verdien vil avhenge av om det er samtidig virkende trafikklaster på brua eller ikke. Det må derfor bestemmes en kraftfaktor for hvert tilfelle.



Figur 11: Bestemmelse av kraftfaktor i x-retning [18]

Kraftfaktor i y-retning, $q_{D,y}$:

I henhold til NS-EN 1991-1-4 NA.8.3.4 benyttes 50% av vindkraften i x-retning som vindkraft i y-retning for bjelkebruer.

Kraftfaktor i z-retning, q_L :

Anbefalt verdi for kraftfaktor i z-retning er gitt av NS-EN 1991-1-4 NA.8.3.3 som $c_{f,z} = \pm 0,9$, avhengig av om kraften virker oppover eller nedover.

Vridningsmoment, $q_{D,x}$:

Vindkraften i x-retning kan antas å virke med en eksentrisitet $e = b/4$. Dette skaper et vridningsmoment i brua.

3.2.6 Termiske laster

Håndbok N400 kap. 5.4.8 omhandler termiske påvirkninger på brukonstruksjoner [26]. Termisk påvirkning er sammensatt av virkningen av:

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

Termiske laster beregnes etter Eurocode 1 Del 1-5: Termiske påvirkninger [16]. Eurocoden deler bruoverbygninger i tre forskjellige grupper, hvorav gruppe 3 inkluderer

alle typer betongbruer. For gruppe 3 bruer angir NA 6.1.2 at både den lineært varierende temperaturandelen gitt i 6.1.4.1 (metode 1) og den ikke-lineært varierende temperaturandelen gitt i 6.1.4.2 (metode 2) kan benyttes. Med mindre bruas utforming gjør at en en side av brua er mer eksponert for sollys enn den andre, kan horisontal lineært varierende temperaturandel sees bort fra. Videre må forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Temperaturdifferanse over veggtykkelse og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt er kun relevant for massive tverrsnitt og bruer oppbygd av kassetverrsnitt. Samlet gir dette at det for betongelementbruer er mest aktuelt å se på de to første termiske virkningene bestående av jevnt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturandel.

Jevnt fordelt temperaturendring

En jevnt fordelt temperaturendring for en konstruksjonsdel som ikke er fastholdt, vil føre til en lengdeendring. Jevnt fordelt temperaturandel bestemmes etter 6.1.3 og avhenger av den laveste og høyeste temperaturen som kan forentes for ei bru. Fra figur NA.A1 og NA.A2 fastsettes nedre og øvre representative lufttemperatur, henholdsvis T_{min} og T_{max} , for brustedet. Fra figur NA.6.1 finnes laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel for fastholdningskrefter:

$$\begin{aligned} T_{e,min} &= T_{min} + 8^{\circ}\text{C} \\ T_{e,max} &= T_{max} - 3^{\circ}\text{C} \end{aligned} \tag{16}$$

Initialtemperaturen T_0 på det tidspunktet konstruksjonen fastholdes, finnes fra tillegg A. Denne verdien benyttes for å beregne kontraksjon ned til laveste jevnt fordelte brutemperaturandel og ekspansjon opp til høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel som vist her:

$$\begin{aligned} \Delta T_{N,con} &= T_0 - T_{e,min} \\ \Delta T_{N,exp} &= T_{e,max} - T_0 \end{aligned} \tag{17}$$

Temperaturintervallene for henholdsvis kontraksjon og ekspansjon multipliseres med betongens utvidelseskoeffisient $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, fra Tabell C.1, for å bestemme tøyninger grunnet jevn temperatur:

$$\varepsilon_T = \alpha_b \cdot \Delta T \tag{18}$$

Vertikal lineært varierende temperaturandel

I løpet av et bestemt tidsrom vil det ved oppvarming og nedkjøling av brudekket oppstå varierende vertikale temperaturer over brutverrsnittet. Temperaturforskjellen kan forårsake krefter grunnet motvirkning av krumning, rotasjon i lagre

eller ikke-lineære geometriske virkninger. Vertikal lineært varierende temperaturandel skal fordeles over tverrsnittshøyden slik at fordelingen $\Delta T = 0$ i tverrsnittets tyngdepunktakse [26]. Fra Tabell 6.1 i EC1-1-5 velges anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanser $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ for betongbjelke. Videre korrigeres verdiene med hensyn på belegningstykkelse k_{sur} fra Tabell NA.6.2 som vist i figur 12.

Veg-, gang- og jernbanebruer				
Overflate- tykkelse	Type 1		Type 3	
	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
uten belegg	0,7	0,9	0,8	1,1
med membran ¹⁾	1,6	0,6	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	0,7	1,0
150	0,7	1,2	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,6	1,0

¹⁾ Disse verdiene er øvre grenseverdier for mørk farge.

Figur 12: Valg av k_{sur} grunnet tykkelse av belegg.

Korrigert for belegningstykkelse blir temperaturdifferansene for henholdsvis overside varmest og underside varmest som følger:

$$\begin{aligned}\Delta T_{M,heat} &= 15^{\circ}\text{C} \cdot 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} &= 8^{\circ}\text{C} \cdot 1 = 8^{\circ}\text{C}\end{aligned}\tag{19}$$

Samtidighet temperaturlaster

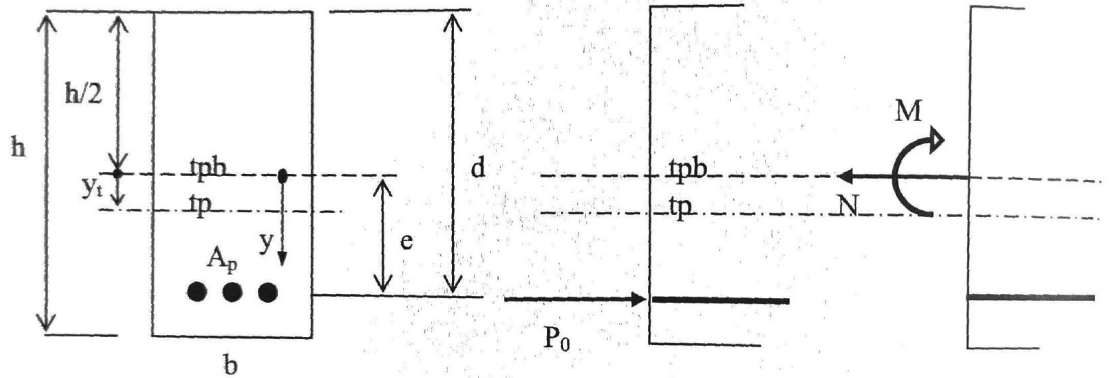
Dersom det er aktuelt med samtidighet av vertikale temperaturdifferanser og jevnt fordelt brutemperaturandel, sjekkes dette etter punkt 6.1.5. Den mest ugunstige kombinasjonen av ligning 20 og ligning 21 velges, for deretter å benyttes i videre lastkombinering.

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})\tag{20}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{eller } T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})\tag{21}$$

3.3 Transformert tverrsnitt

Det transformerte tverrsnittet tar høyde for betongtverrsnittets økte stivhet på grunn av armeringen [20]. Tverrsnittet transformeres til et rent betongtverrsnitt hvor tyngdepunktaksen er noe forskjøvet for å ta høyde for den økte stivheten. Metoden kan også brukes for andre materialer enn stål. Figur 13 viser plassering både av betongtverrsnittets tyngdepunkt, samt forskyvning av dette i det transformerte tverrsnittet.



Figur 13: Tyngdepunktet til betongtverrsnittet tpb , samt plassering av forskjøvet tyngdepunktakse tp i et transformert tverrsnitt.

Arealet av det transformerte tverrsnittet kan beregnes etter ligning 22, hvor η som representerer stivhetsforholdet mellom stål og betong finnes ved hjelp av ligning 23. A_c er arealet til betongtverrsnittet og A_i er areal av slakk og/eller spennarmering. Brukes armering med ulik E-modul må hvert bidrag legges til for seg med korrekt η .

$$A_t = A_c + \sum_{i=1}^n (\eta_i - 1) A_i \quad (22)$$

Ved å bruke η blir det transformerte betongarealet skalert slik at stivhetsbidraget fra de delene av tverrsnittet med høyere E-modul medregnes.

$$\eta_i = \frac{E_i}{E_{cm}} \quad (23)$$

Forflytning av tyngdepunktaksen kan videre beregnes ved å bruke ligning 24. Dersom armeringen ligger under nåværende tyngdepunkt flyttes tyngdepunktet ned og motsatt dersom den ligger over.

$$y_t = \frac{\sum_{i=1}^n (\eta_i - 1) A_i y_i}{A_t} \quad (24)$$

Arealtreghetsmomentet til det transformerte tverrsnittet beregnes etter ligning 25.

$$I_t = I_c + A_c \cdot y_t^2 + \sum_{i=1}^n (\eta_i - 1) \cdot A_i \cdot (e_i - y_t)^2 \quad (25)$$

Aksialkrefter og momenter som virker i tyngdepunktsaksen tp er vist i ligning 26 og 27 [20]. Her kun for påføring av forspenningslast.

$$N = -P_0 \quad (26)$$

$$M_t = M - N \cdot y_t = -P_0 \cdot (e - y_t) \quad (27)$$

I figur 13 er ” y ” definert positiv nedover, og med utgangspunkt i dette kan spenning i betongen i et avstand ” y ” fra tyngdepunktet skrives som ligning 28.

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t/(y - y_t)} \quad (28)$$

Uttrykket kan ved innsetting av ligning 26 og 27 skrives om til ligning 29. Negative verdier gir trykk og positive strekk når aksene er definert som i figur 13.

$$\sigma_c = -\frac{P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t)(y - y_t)}{I_t} \quad (29)$$

Ved å benytte Hook’s lov og riktige E-moduler for betongen, kan spenningen regnes om til spenning i armeringsstålet, ved å anta at tøyningen i betong og stål er lik. Flere beregningsmetoder som er benyttet videre i denne studien krever at spenningen ved ulike punkt i tverrsnittet er kjent til ulike tid i bjelkens livsløp. Det transformerte tverrsnittet kan benyttes for å beregne den ønskede spenningen som videre benyttes i de beregningene som er nødvendige i henhold til studiens problemstilling.

3.4 Tidsavhengige effekter

Langtidslastene som virker på en betong vil over tid føre til endringer i konstruksjonen. For slakkarmerte konstruksjoner oppstår tøyninger som følge av langtidseffekter i betongen på grunn av kryp og svinn. For spennarmerte betongkonstruksjoner er det også viktig å ta høyde for spenningstap på grunn av relaksasjon.

3.4.1 Kryp

Med tid vil betongkonstruksjoner som er utsatt for laster deformeres noe mer enn den øyeblikkelige deformasjonen som oppstår ved pålastningstidspunktet [20]. Tøyningen i betongen over tid på grunn av langtidslaster kalles kryp (ε_{cc}). Fenomenet skyldes først og fremst partikkelbevegelser i mikrostrukturen til betongen [8]. Kryptøyningen kan uttrykkes vha. ligning 30.

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c0} = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (30)$$

Variablene i ligning 30 har følgende betydning:

t = betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet

t_0 = betongens alder i døgn når spenningen/lasten påføres

$\varphi(t, t_0)$ = kryptallet

σ_c = spenningen i betongen

E_c = betongens tangent E-modul

Betongens tangent modul kan beregnes vha. ligning 31 og 32. E_{cm} er gjeldende for noen typer tilslag [20], deriblant kvartsitt. Ved bruk av for eksempel kalkstein, sandstein eller basalt må E_{cm} reguleres henholdsvis ned for kalkstein og sandstein og opp for basalt.

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} \quad (31)$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (32)$$

Det finnes tre beregningsmetoder som kan benyttes for å ta høyde for effekten av kryp [8]. De tre metodene er listet opp under:

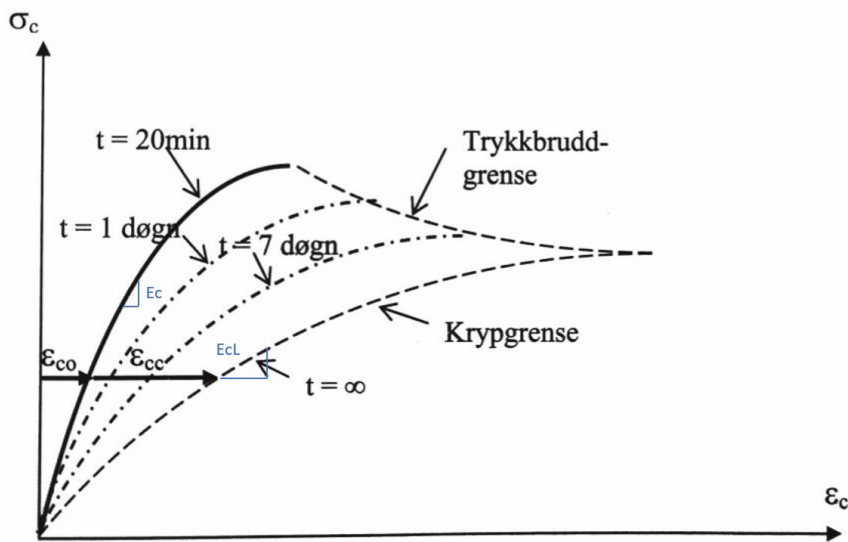
- Effektiv E-modul metoden
- Lineær viskoelastisitet metoden
- Metoden for delkryp

Av de tre metodene er det *Effektiv E-modul metoden* som benyttes ved utførelse av håndberegninger. De to andre metodene er mer tidkrevende og benyttes derfor primært av datamaskiner.

Effektiv E-modul metoden

Fra figur 14 ser vi at den totale tøyningen i betong over tid kan uttrykkes som $\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc}$. Videre kan kryptøyningen ε_{cc} uttrykkes som i ligning 30. Den totale tøyningen i betongen kan dermed beskrives vha. ligning 33.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{cm}(t)} + \frac{\sigma_c}{E_c}(t) \cdot \varphi(t, t_0) \quad (33)$$



Figur 14: Grafen viser hvordan kryp påvirker spenninger og tøyninger [20].

Uttrykket i ligning 33 kan videre skrives om til ligning 34 eller 35.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{\frac{E_{cm}(t)}{1 + \frac{E_{cm}(t)}{E_c(t)} \cdot \varphi(t, t_0)}} \quad (34)$$

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{E_{cL}} \quad (35)$$

hvor:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}(t)}{1 + \frac{E_{cm}(t)}{E_c(t)} \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (36)$$

E_{cL} er her langtids E-modulen. Ved å benytte denne E-modulen i beregninger tas det hensyn til effektene fra krep. For betong yngre enn 28 dager kan $E_{cm}(t)$ uttrykkes vha. ligning 37. $E_c(t)$ kan uttrykkes som i ligning 39.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \cdot E_{28} \quad (37)$$

$$\beta_{cc} = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \quad (38)$$

$$E_c(t) = (\beta_{cc})^{0,3} \cdot E_{c28} \quad (39)$$

Videre antas det at $(\beta_{cc})^{0,3} \approx 1, 0$. Da kan ligning 36 forenkles til uttrykket i ligning 40.

$$E_{cL} \approx \frac{E_{c28}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (40)$$

Effektiv E-modul metoden er en forståelig og enkel metode å benytte. Den er godt egnet for håndregning, og kan modifiseres til midlere E-modul for å kombinere effekter av kort- og langtidslast. Metoden fungerer godt for konstruksjoner hvor det statiske systemet ikke endrer seg, og er dermed ikke egnet for problemer hvor byggehistorien må tas hensyn til.

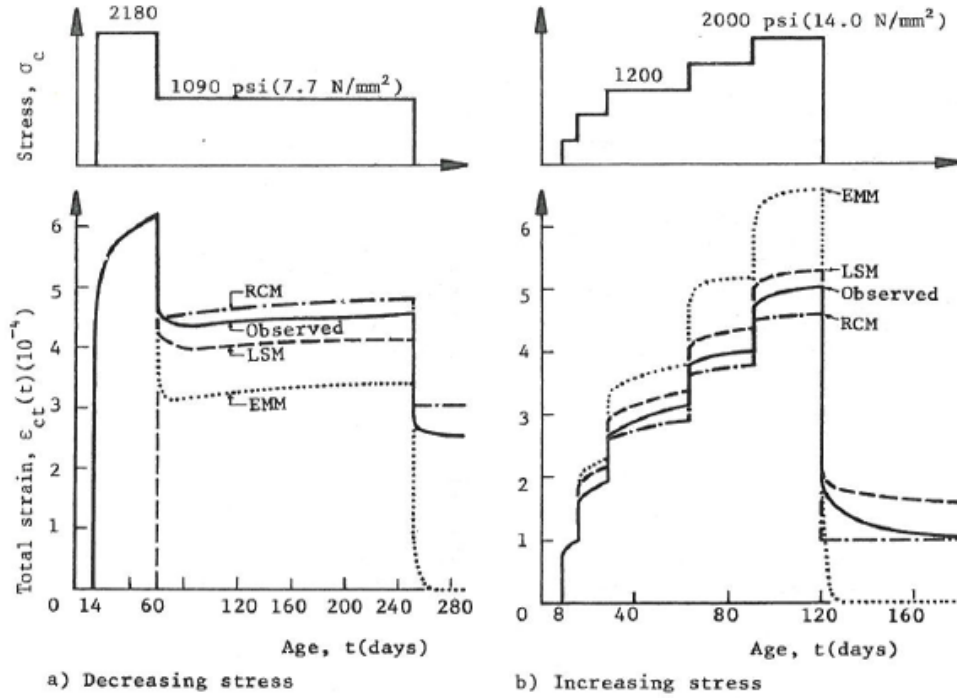
Lineær viskoelastisitet metoden

Metoden baseres på prinsippet om lineær superposisjon av tøyninger, og forkortes ofte *LSM* [8]. Tøyningene i betongen ved et tidspunkt t av et spenningsinkrement påsatt ved t' er uavhengig av effektene av spenning påført enten før eller etter t' . For et gitt tidspunkt vil dermed ikke laster som er påført før eller etter dette tidspunktet påvirke tøyningene. Den totale tøyningen ved tiden t grunnet en spenning påført ved tiden t' kan for metoden uttrykkes som:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_c(t') + \varepsilon_{cc}(t, t') = J(t, t')\sigma_c(t') = \left(\frac{1}{E_c(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{c28}}\right)\sigma_c(t') \quad (41)$$

LSM er akseptert som den mest riktige metoden [8]. Den er godt dokumentert mot forsøk, men kan være komplisert å forstå. Metoden benyttes kun i dataprogram, og er tilgjengelige i flere ulike programmer. Dette er metoden som benyttes for beregning av krep i RM-Bridge [22].

Figur 15 viser sammenligning av LSM, effektiv E-modul og delkrep metodene opp mot observert verdi.



Figur 15: Sammenligning av beregningsmetoder for krep [8].

Midlere E-modul

Ettersom kryptallet avhenger av både betraktningstidspunktet t og belastningstidspunktet t_0 må det beregnes enkeltvis for hver last påført på et nytt tidspunkt [20]. Følgelig må det også beregnes en langtids E-modul for hver last. En metode for å finne spenningen i betongen blir da å se på hvert lasttilfelle for seg og så summere opp spenningen i betongen tilslutt. Dette er svært tidkrevende. I mange praktiske tilfeller kan det benyttes en midlere E-modul ved beregning for å ta høyde for både langtid- og korttidseffekter. E_{middel} kan beregnes som uttrykt i ligning 42.

$$\frac{\sum |M_i|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{cm}} \quad (42)$$

Her står variablene for følgende:

- $|M_i|$ = sum av alle momenter fra alle laster
- $|M_{Li}|$ = momentverdi fra de ulike langtidslastene
- E_{cLi} = langtids E-modul for de ulike langtidslastene
- M_k = moment fra korttidslast

Bestemmelse av kryptall

For å kunne finne langtids E-modulen må kryptallet $\varphi(t, t_0)$ bestemmes. Kryptallet for en betongkonstruksjon ved et bestemt tidspunkt t , kan bestemmes vha. matematiske formler presentert i EC 2 - tillegg B [17]. Ligning (B.1) i EC 2 som her er presentert som ligning 43, benyttes for å bestemme kryptallet. De to faktorene som inngår i ligningen er avhengige av flere ulike forhold som må fastsettes gjennom en rekke ligninger presentert videre i dette kapitlet.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (43)$$

Det normerte kryptallet (φ_0) kan beregnes ved hjelp av ligning (B.2) i EC2 og er her presentert som ligning 44.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (44)$$

Faktoren φ_{RH} tar høyde for hvordan den relative fuktigheten på det aktuelle stedet påvirker kryptallet og beregnes ved hjelp av ligning 45 for $f_{cm} \leq 35MPa$.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (45)$$

Den relative fuktigheten, her RH , uttrykkes i prosent. For å finne h_0 som er den effektive tverrsnittstykkelsen, benyttes ligning 46. A_c er arealet til betongtverrsnittet og u er den delen av tverrsnittets omkrets som er utsatt for uttørking.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (46)$$

Faktoren $\beta(f_{cm})$ tar høyde innvirkningen betongfastheten har på kryptallet. Ligning 47 benyttes ved beregning. Middelerdi for betongens trykkfasthet etter 28 døgn (f_{cm}) kan hentes fra tabell 3.1 i EC2.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (47)$$

Den siste faktoren som må beregnes for å finne φ_0 er $\beta(t_0)$. Faktoren tar hensyn til hvordan betongens alder ved pålasting påvirker kryptallet. For hver last påført ved et nytt tidspunkt er det altså nødvendig å beregne et nytt kryptall. Ligning 48 benyttes ved beregning.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (48)$$

Den andre faktoren i ligning 43, $\beta(t, t_0)$ beskriver utviklingen til kryp i forhold til tid etter påføring av last. For å beregne $\beta(t, t_0)$ benyttes ligning 49.

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (49)$$

For å finne β_H , som er avhengig både av relativ fuktighet RH og effektiv tverrsnittstykkelse h_0 , kan ligning 50 benyttes så sant $f_{cm} \leq 35MPa$.

$$\beta_H = 1,5 + [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (50)$$

Ved bestemmelse av faktorene α_1 , α_2 , og α_3 benyttes ligningene 51 - 53. Betongfasthetens betydning for kryptallet tas hensyn til vha. disse faktorene.

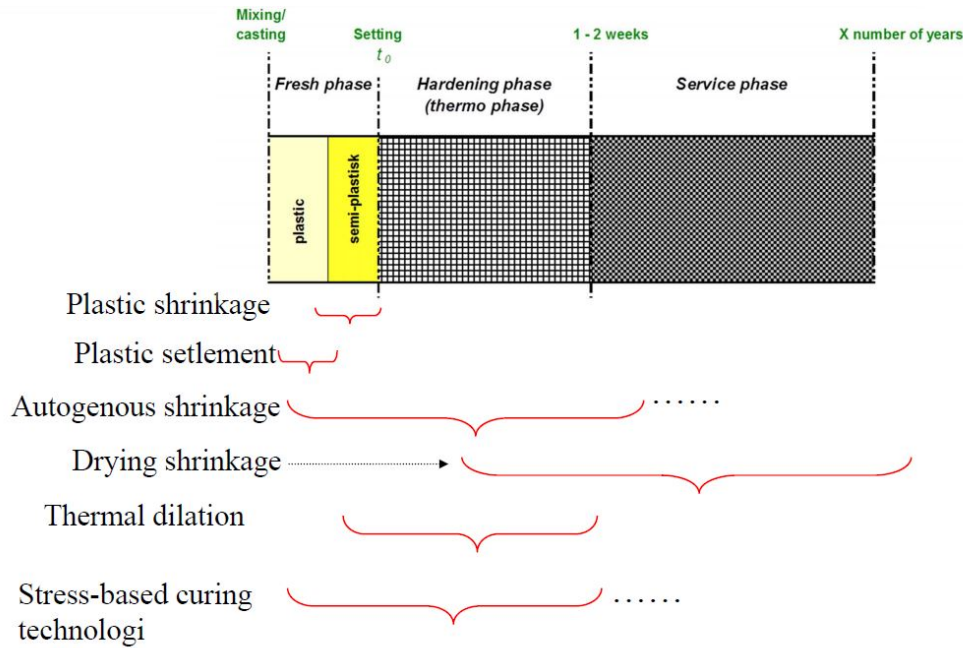
$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (51)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (52)$$

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

3.4.2 Svinn

Betong er et materiale som er under konstant utvikling og forandring [14]. Betongens livsløp kan deles inn i tre faser som vist i figur 16. Tilhørende betongens faser og utvikling, oppstår det ulike former for volumendringer. Disse volumendringene kalles svinn, og fører til tøyninger i betongen og armeringen. Svinn er uavhengig av lastene som virker på betongen, men avhenger av betongens sammensetning, tverrsnitt og omgivelsenes relative luftfuktighet.



Figur 16: Betong utsettes for ulike mekanismer gjennom levetiden [28].

Autogent svinn eller kjemisk svinn oppstår som følge av den kjemiske reaksjonen som skjer når sement og vann blandes [28]. Volumet av de to reaktantene er større enn reaksjonsproduktet C-S-H som oppstår under hydratasjon. Autogent svinn er knyttet til betongfastheten og utvikler seg i takt med betongens fasthetsutvikling. Mesteparten av det autogene svinnet vil dermed oppstå kort tid etter utstøpning.

Uttørkingssvinn skjer når herdet betong eksponeres for tørr luft [14]. Vannet i betongen vil da forlate kapillærporene, og et negativt poretrykk oppstår. Uttørkingssvinn oppstår først ved betongens eksponerte overflate og går inn i betongen over tid. Dette fører til en svinn- og spenningsgradient over tverrsnittet, som også kan forårsake riss. Betongens tverrsnitt, alder ved avslutning av herdetiltak og omkretsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttørking har innvirkning på graden av uttørkingssvinn.

Som følge av uttørking- og autogent svinn oppstår svinntøyningene ε_{cd} og ε_{ca} . Den totale svinntøyningen for betong som uten armering vil kunne bevege seg fritt er gitt av ligning 54 [17]. Tøyningene kan beregnes etter EC2 3.1.4 og Tillegg B.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (54)$$

Uttørkingssvinn

Utviklingen av betongens svinntøyning over tid, som følge av uttørking, kan bestemmes av ligning 55.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (55)$$

Hvor: k_h er en koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 . For plater settes h_0 lik platens tykkelse h .

$\beta_{ds}(t, t_s)$ er gitt av ligning 56.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (56)$$

Der:

t er betongens alder på det aktuelle tidspunktet i døgn.

t_s er betongens alder i døgn ved avslutning av herdetiltak.

$h_0 = 2A_c/u$ er den effektive tverrsnittstykkelsen. A_c er betongens tverrsnittsareal og u er omkretsen av den delen av tverrsnittet eksponert for uttørking.

$\varepsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for svinntøyning ved uttørking, og avhenger i stor grad av type sement. Faktoren beregnes etter Tillegg B.2 og er gitt av ligning 57.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (57)$$

Der:

f_{cm} er middelverdien av betongens trykkfasthet.

f_{cm0} settes lik 10 MPa.

α_{ds1} og α_{ds2} er koeffisienter som avhenger av type sement gitt av EC2 3.1.2(6).

$\beta_{RH} = 1,55[1 - (\frac{RH}{RH_0})^3]$ hvor RH settes lik relativ luftfuktighet i % i omgivelsene og RH_0 settes lik 100%.

Autogent svinn

Utviklingen av betongens autogene svinn følger av ligning 58.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (58)$$

Hvor:

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

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \text{ hvor } t \text{ er angitt i døgn.}$$

3.5 Forspenning

Den største mulige spennkraften er gitt av ligning 5.41 i *EC2* (her ligning 59 og 60) [20].

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (59)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}) \quad (60)$$

Hvor f_{pk} er spennstålets flytespenning og $f_{p0,1k}$ er 0,1 % strekkgrense i spennstålet. Initiell forspenningskraft, P_{m0} er den kraften som virker på konstruksjonen like etter oppspenning og låsing, eller like etter overføring av forspenningen [20]. De umiddelbare tapene trekkes da fra den maksimale forspenningskraften P_{max} . Kraften beregnes ved hjelp av ligning 61 og 62 eller så kan tapene beregnes for bedre nøyaktighet.

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} \quad (61)$$

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}) \quad (62)$$

Den effektive spennkraften definert i [20] tar også hensyn til langtidstapene som oppstår i armeringen og kan beregnes ved hjelp av ligning 63.

$$P'_0 = \epsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_p \quad (63)$$

Hvor ϵ'_{p0} er den effektive tøyingsdifferansen i spennstålet. Det er flere årsaker til tap av spennkraft i armeringen. Det skilles gjerne mellom tap på grunn av tøyingsdifferanse, spenningsendring på grunn av kortidslast og tidsavhengige tap.

3.5.1 Tap på grunn av tøyingsdifferanse

Før det er etablert heft mellom armering og betong forekommer tap på grunn av tøyingsdifferanser [20]. Videre defineres tre tap på grunn av tøyingsdifferanse, nemlig låsetap, friksjonstap og temperaturtap.

Låsetap

Låsetapet kommer idet kraften fra forspenningen overføres fra jekk til forankring. Det blir noen millimeter glidning i stålet like før overførselen som fører til tap av spenning. Tøyning i stålet $\Delta\epsilon_L$ kan beregnes ved hjelp av ligning 64.

$$\Delta\varepsilon_{lock} = \frac{\Delta L_{lock}}{L} \quad (64)$$

Her er L spenntauets lengde, og ΔL_{lock} kan settes lik 3.2 mm [3]. Spenningsendringen i armeringen på grunn av låsetap kan da beregnes ved hjelp av ligning 65.

$$\Delta\sigma_{lock} = \Delta\varepsilon_{lock} \cdot E_p \quad (65)$$

Friksjonstap

Friksjonstap forekommer fordi det oppstår friksjonskrefter i utsparingsrør i betongen som motvirker glidning mellom rør og spennstål. Friksjonstap er ikke inkludert i videre beregninger, da friksjonstap oppstår i konstruksjoner hvor det benyttes etteroppspenning [20].

Temperaturtap

Ved herding av betong vil det oppstå markante økinger i temperatur. Spennstålet vil prøve å utvide seg som følge av temperaturendringen i betongen. Når spennstålet blir fastholdt mot denne forskyvningen, oppstår et spenningstap i stålet. Dette tapet kalles temperaturtap. Temperaturtapet i spennarmeringen kan beregnes etter ligning 66.

$$\Delta\sigma_T = \frac{(T_1 - T_0) \cdot k_t \cdot L_1}{L} \cdot E_p \quad (66)$$

For ligning 66 er T_0 den initielle temperaturen ved støping. Dersom stålet varmes opp over hele lengden kan L_1 settes lik L , slik at lengden går bort. Et konservativt estimat av T_1 kan beregnes med ligning 67, hvor T_{max} er den maksimale temperaturen i betongen under herding.

$$T_1 = 0.5 \cdot (T_{max} - T_0) \quad (67)$$

3.5.2 Spenningsendring på grunn umiddelbar deformasjon

Slike tap er forbundet med kapping av spennarmering i føroppspente konstruksjonsdeler eller etteroppspente konstruksjoner hvor det underveis i byggingen spennes opp flere enheter [20]. Ved kapping av spennkabler vil den umiddelbare spennkraften som påføres betongen føre til en deformasjon av betongen som igjen gir en spenningsendring i spennstålet.

3.5.3 Tidsavhengige tap

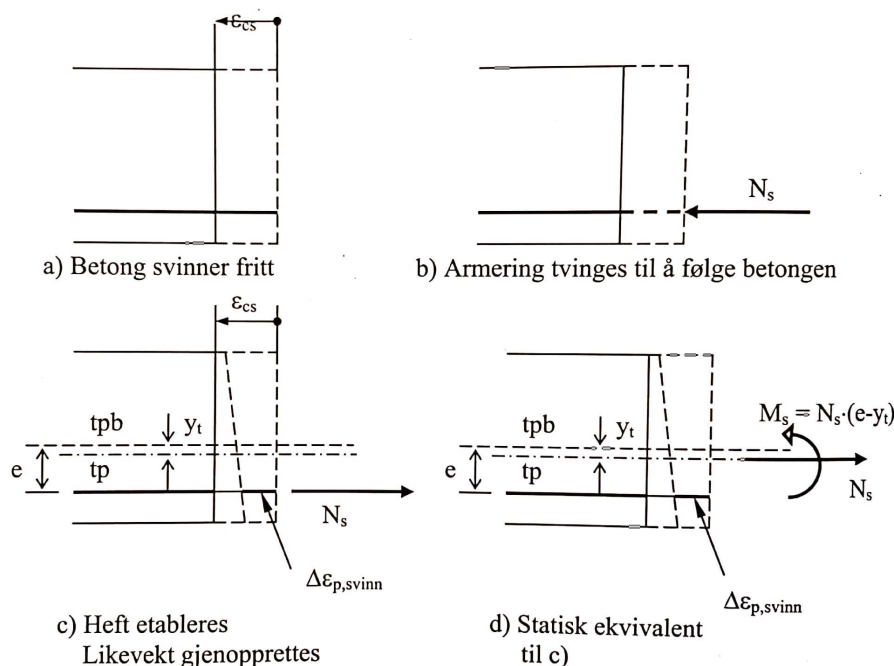
Kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon av spennstålet kategoriseres som tidsavhengige tap av spennkraft [20].

Kryp

Lastvirkninger over tid på betongkonstruksjonen fører til kryptøyninger. Det blir en liten spenningsendring på grunn av at beliggenheten til tyngdepunktet endres. Dette gir et tap av spenning i spennkablene. Tapet kan estimeres ved å regne den aktuelle spenningen i betongen for et bestemt tidspunkt, ved hjelp av et transformert tverrsnitt for aktuell langtids E-modul. Videre antas det at tøyningen i betongen og stålet er den samme (full heft mellom stål og betong). Ved hjelp av Hook's lov kan da spenningsendringen i spennarmeringen beregnes.

Svinn

Uttørking av betongen fører til svinntøyninger. Svinntøyningene er uavhengige av lastvirkningene i betongen, men påvirkes av kjemiske prosesser og evne til fukttransport i betongen. Det skilles mellom to typer svinn: Autogent svinn som skjer i tidligfase når betongen utvikler styrke, og selvuttørkingssvinn som skjer etter lengre tid og som avhenger av betongens evne til fukttransport. Nærmere beskrivelse av svinnmekanismene samt beregning av frie svinntøyninger er gitt av kapittel 3.4.2.



Figur 17: Modell for svinnberegning [20].

Virkningen av svinn på armert betong kan beregnes etter figur 17 [20]. Når armert betong utsettes for svinntøyninger, tvinges armeringen til å følge betongens bevegelser. Ut fra tøyningene i betongen kan en fiktiv kraft, N_s , bestemmes. Likevekt gjenopprettes gjennom heft mellom armering og betong gjennom en motkraft lik N_s . Grunnet eksentrisiteten mellom armering og betongens tyngdepunkt, vil det oppstå et moment, M_s i tverrsnittet.

Den fiktive kraften, N_s , og momentet M_s som oppstår bestemmes etter ligning 68:

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p \quad (68a)$$

$$M_s = N_s(e - y_t) \quad (68b)$$

Den oppstående motkraften vil motvirke sammentrykking av betongen, og dermed redusere tapet av spennkraft. For å beregne riktig tøyningssendring som følge av svinn, må derfor den frie svinntøyningen, ε_{cs} , fratrekkes tøyningssbidragene fra den fiktive motkraften, ε_N , og momentet, ε_M . Dette er vist i ligning 69.

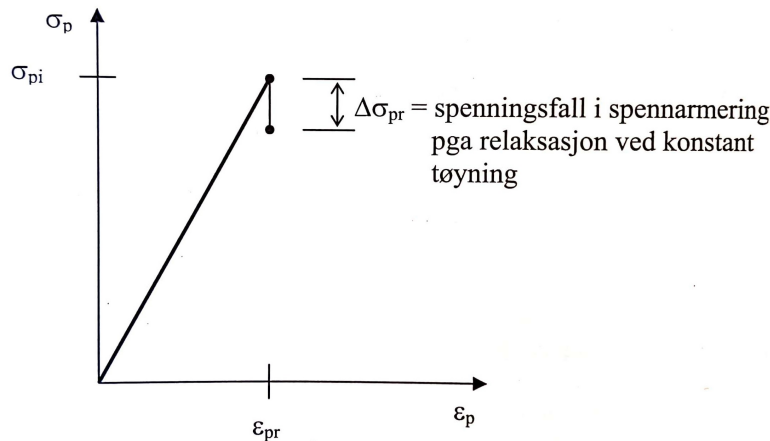
$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \varepsilon_N + \varepsilon_M = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)^2}{E_{middel} \cdot I_t} \quad (69)$$

Her benyttes tverrsnittsparemetere for det transformerte tverrsnittet som vist i kapittel 3.3. Ligning 69 vil gjennom bruk av armen ($e - y_t$) gi tøyningssendringen i spennarmeringen, og spenningsreduksjon i spennarmeringen kan videre bestemmes vha. Hooke's lov som vist i ligning 70.

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p \quad (70)$$

Relaksasjon

Spennstålet i spennarmerte betongkonstruksjoner vil som regel bli stående med store strekktøyninger gjennom hele konstruksjonens levetid [20]. Ettersom spennstål som opplever konstant tøyning over lang tid vil oppleve et spenningsfall, må det tas hensyn til relaksasjon i beregningene. Virkningen av relaksasjon er vist i figur 18, og $\Delta\sigma_{pr}$ angir absoluttverdi av relaksjonstapet i forspenningen.



Figur 18: Relaksasjon i spennstål[20].

Relaksasjonstapet beregnes etter formler gitt i EC2 3.3.2(7) avhenging av spennstålets relaksasjonsklasser [17]. I EC2 er tre ulike klasser definert:

- Klasse 1: Tråd eller tau - vanlig relaksasjon
- Klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon
- Klasse 3: Varmvalsede og bearbejdede stenger

Vanlig relaksasjonsklasse for førøppspente elementer er klasse 2. Relaksasjonstapet for klasse 2 spennstål beregnes etter ligning 71.

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (71)$$

Hvor:

$\Delta\sigma_{pr}$ angir absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen.

σ_{pi} angir for førøppspente konstruksjoner største strekkspenning påført spennarmen fratrukket umiddelbare tap.

t angir tiden etter oppspenning, gitt i timer.

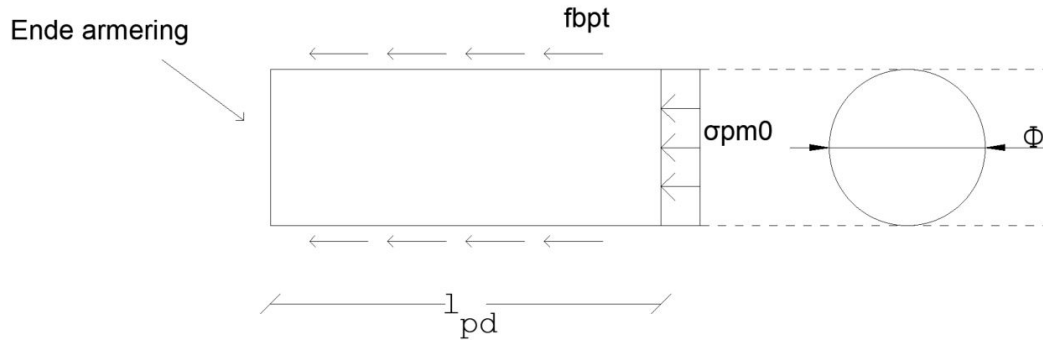
$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$ hvor f_{pk} angir den karakteristiske strekkfastheten for spennstålet.

ρ_{1000} angir den prosentvise verdien av relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning ved en middeltemperatur på 20 °C.

Den endelige verdien av relaksasjonstapet kan etter EC2 3.3.2(8) finnes etter 500 000 timer, tilsvarende 57 år [17]. Spenningsfallet grunnet relaksasjon vil skape en ubalanse i indre krefter, og det beregnede spenningsfallet gitt av ligning 71 vil derfor representere en forenklet betraktning. For å beregne korrekt verdi kan en beregningsmodell tilsvarende modellen for tap grunnet svinntøyning benyttes. Forenklet kan denne effekten i henhold til EC2 5.10.6(1) tas hensyn til gjennom å multiplisere spenningsfallet $\Delta\sigma_{pr}$ med en faktor lik 0,8.

3.5.4 Overføring av forspenningskraft

Når spennarmeringen kappes, overføres kraften til betongen på grunn av heft mellom stål og betong. Det er derfor rent teoretisk ingen spenninger i armeringen helt ved enden [17]. Spenningen øker lineært over en lengde som kalles overføringslengden " l_{pt} " illustrert i figur 19.



Figur 19: Illustrasjon av heftspenninger og overføringslengden l_{pd} .

Overføringslengden til spennarmeringen kan ihht. kapittel 8.10.2.2 i EC2 uttrykkes ved hjelp av ligning 8.16. Variabelen l_{pt} er i EC2 definert som den såkalte grunnverdien til overføringslengden, og er her vist som ligning 72.

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (72)$$

Faktoren α_1 settes lik 1,0 for gradvis avspenning og 1,25 for plutselig avspenning. Videre er faktoren α_2 lik 0,19 for tau med 3 eller 7 tråder og 0,25 for kabler med sirkulære tverrsnitt. Den nominelle diameteren til spennkablene kalles her ϕ . σ_{pm0} er spenning i kabler umiddelbart etter avspenning. Heftspenningen, f_{bpt} beregnes etter ligning 73.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (73)$$

Her settes η_{p1} lik 2,7 for pregede tråder og 3,2 for tau med 3 eller 7 tråder. η_1 er knyttet til heftforholdene og settes lik 1 for god heft og 0,7 i øvrige tilfeller. Den dimensjonerende strekkfastheten, f_{ctd} kan beregnes etter ligning 74.

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c \quad (74)$$

I henhold til EC2 - NA.3.1.6(2) settes α_{ct} lik 0,85 og γ_c bestemmes ved hjelp av EC2's tabell 2.1N. For vedvarende og forbigående situasjoner settes γ_c lik 1,5. Utvikling av strekkfasthet i betongen kan for et gitt tidspunkt t beregnes etter EC2 - 3.1.2 og ligning (3.4), her gitt i ligning 75.

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc})^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (75)$$

Her beregnes β_{cc} på samme måte som for kortids E-modul. Verdien til f_{ctm} kan hentes fra EC2s tabell 3.1 for den aktuelle betongkvaliteten. Ved dimensjonering skal overføringslengden settes til den minst gunstige av følgende to lengder etter EC2, henholdsvis ligning (8.17) og (8.18):

$$l_{pt1} = 0.8 \cdot l_{pt} \quad (76)$$

$$l_{pt2} = 1.2 \cdot l_{pt} \quad (77)$$

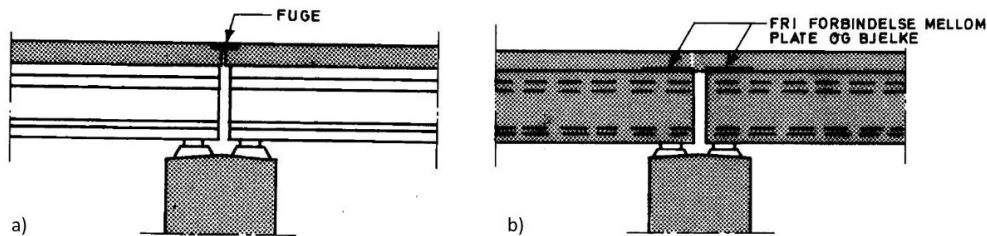
Forblending

Ettersom momentet fra ytre, vertikale, jevnt fordelte eller sentrerte laster i et fritt opplagt system avtar drastisk nært opplegg, kan store spenninger fra spennkabler her føre til problemer. Det kan derfor være aktuelt å redusere spennkreftene nært oppleggene ved å forblende noen av spenntauene i deler av bjelken. Spenntauene kan legges i rør fra opplegg og til en bestemt lengde, slik at den i de aktuelle områdene ikke oppnår heft og dermed ikke får overført krefter til betongen. Ved å forblende noen spenntau blir det enklere å oppnå tilstrekkelig strekk- og trykkapasitet i området nært opplegg.

3.6 Kontinuerlige elementbruer

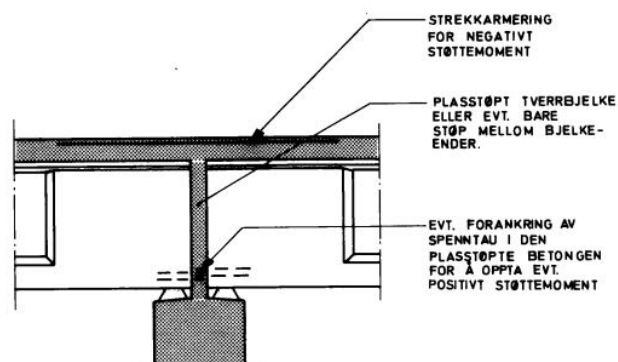
Håndboken V426 er en standardisering av elementbruer med normerte T-bjelker kalt *NTB* og kantbjelker kalt *KTB*. Den er utarbeidet for fritt opplagte broer med ett spenn på opp til 40 meter lengde [27]. Prefabrikkerte bruer kan også benyttes ved bygging av fler-spenns broer [10]. Ved utforming av en slik fler-spenns bro finnes flere alternativ for sammenkobling over støtter, som igjen har innvirkning på det statiske systemet til broen.

Ved å innføre fuger over støttene, kan det fritt opplagte systemet overføres direkte til fler-spenns broen. En slik fuge kan utføres som illustrert i figur 20 a). Ved bruk av fuger kan kapasiteten til broen hentes direkte fra V426. En annen metode som beholder et tilnærmet fritt opplagt system for brokonstruksjonen utføres ved å støpe platen kontinuerlig over støttene, og la bjelkene ligge fritt over som i figur 20 b). Denne metoden kan være nyttig ved ønske om å redusere antall fuger.



Figur 20: a) NOB-bro med hulrom og fuge over støtte og b) Massiv NOB-bro med kontinuerlig plate og fri forbindelse mellom bjelkeender [10].

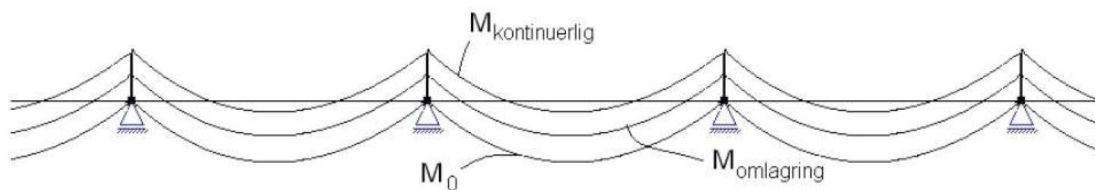
Dersom det også støpes mellom bjelkeendene, vil det statiske systemet endres fra fritt opplagt til delvis kontinuerlig. Moment fra nyttelaster vil fordeles som i et kontinuerlig system, og langtidseffekter som kryp, svinn og relaksasjon vil føre til rotasjon ved bjelkeender. For å unngå store riss må det legges inn slakkarmering i plata over støttene som tar opp strekk i overkant som i figur 21.



Figur 21: NIB-bro utført kontinuerlig for noen laster [10].

3.7 Omlagring av moment

Som tidligere nevnt endres det statiske systemet dersom bjelker og plate støpes kontinuerlig over støttene [6]. Nyttelaster som påføres systemet etter at plate og støp mellom bjelker har herdet vil fordeles som i det kontinuerlige systemet i figur 22. For langtidslaster som påføres før eller ved støping av plate, vil langtidseffekter etter etablert kontinuitet føre til at deler av feltmomentet i det fritt opplagte systemet omlagres og flyttes over støttene. I figur 22 vil disse lastene ende opp med en fordeling som ligger mellom det fritt opplagte og det fullt kontinuerlige systemet. I figuren er denne fordelingen markert som $M_{omlagring}$.

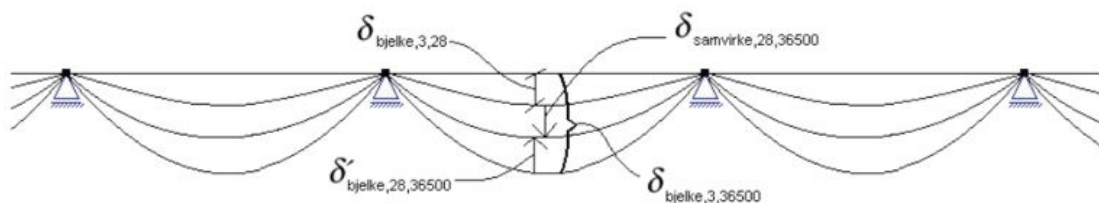


Figur 22: Momentfordeling for tre statiske system: M_0 - Fritt opplagt system før samvirke opprettes, $M_{kontinuerlig}$ - Fullt kontinuerlig system, $M_{omlagring}$ - System med momentomlagring.

I henhold til [8] finnes det flere metoder for å estimere omlagringsmomentet på grunn av langtidseffekter gjennom håndberegninger. Videre i kapittelet presenteres to metoder som kan benyttes for å estimere hvor stor andel av feltmomentet som omlagres og ender opp over støttene.

3.7.1 Prinsippet om lik deformasjon

I prinsippet om lik deformasjon beregnes andelen av last som bæres av det fritt opplagte systemet og andelen som bæres av det kontinuerlige systemet [8]. De to statiske systemene må betraktes individuelt for så å kombineres tilslutt. For det fritt opplagte systemet settes det opp et uttrykk for forskyvning ved å betrakte systemet ved flere tidspunkt, som illustrert i figur 23.



Figur 23: Illustrasjon av forskyvningsmetoden [8].

Subindeks 1 fastsetter når belastningen skjer, mens subindeks 2 er betraktnings-tidspunktet. Forskyvningen i ett fritt opplagt system for de ulike tidsrommene i figur 23 er satt opp i ligning 78 til 80 [12].

$$\delta_{bjelke.3.28} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384(EI)_{bjelke.3.28}} \quad (78)$$

$$\delta_{bjelke.3.36500} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384(EI)_{bjelke.3.36500}} \quad (79)$$

$$\delta_{bjelke.28,36500} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384(EI)_{bjelke.28.36500}} \quad (80)$$

Forskyvningen i det fritt opplagte systemet etter sammenkobling kan settes opp ved hjelp av ligning 81. Et tenkt scenario hvor bjelken er fritt opplagt hele leve-tiden som tilsvarer $\delta_{bjelke.3.36500}$, minus forskyvningen til en fritt opplagt bjelke i perioden 3 og 28 døgn, $\delta_{bjelke.3.28}$, ettersom denne perioden skjer før sammenkob-ling. Videre må avlastning av bjelken på grunn av sammenkobling fra 28 døgn og til betraktningstidspunkt etter 100 år, $\delta_{bjelke.28.36500}$, også trekkes fra.

$$\delta_{frittopplagtbjelke} = \delta_{bjelke.3.36500} - \delta_{bjelke.3.28} - \delta'_{bjelke.28.36500} \quad (81)$$

For det kontinuerlige systemet settes det opp et uttrykk for forskyvning av samvirket belastet etter 28 døgn og betraktet etter 100 år, her ligning 82.

$$\delta_{samvirke.28.36500} = \frac{\Delta g \cdot L^4}{384(EI)_{samvirke.28.36500}} \quad (82)$$

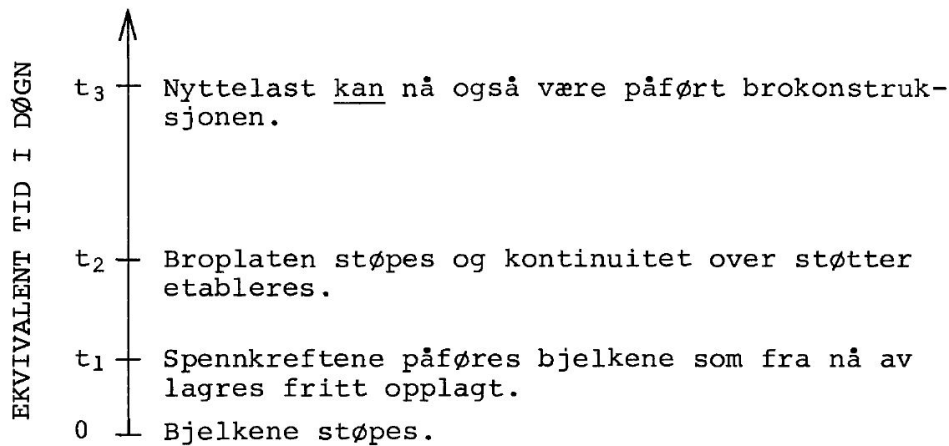
Forskyvningen for det fritt opplagte systemet settes lik forskyvningen av det kon-tinuerlige systemet og ligningen løses for Δg . Resultatet er presentert i ligning 83. Andelen av egenlasten som bæres av det fritt opplagte systemet er Δg . Følgelig bærer det kontinuerlige systemet $g - \Delta g$.

$$\Delta g = g_1 \cdot \frac{\left(1 - \frac{(EI)_{bjelke.3.36500}}{(EI)_{bjelke.3.28}}\right)}{\left(1 + \frac{(EI)'_{bjelke.28.36500}}{5 \cdot (EI)_{samvirke.28.36500}}\right)} \quad (83)$$

Prinsippet om lik deformasjon er ikke så mye brukt, da andre metoder har vist seg å gi mer nøyaktige resultater.

3.7.2 Prinsippet om null rotasjon etter sammenkobling

Denne beregningsmetoden som tar utgangspunkt i et krav om null rotasjon ved støtter etter sammenkobling over støttene, og gir mer nøyaktig resultat enn metoden for lik deformasjon. Metodikken er hentet fra litteratur som er utarbeidet av Vegdirektoratet og Norsk Betongforening. Formlene som benyttes inkluderer både effekter fra kryp, svinn og relaksasjon, og er utledet for et tilfelle hvor det antas uendelig mange spenn med lik lengde som er fast innspente i begge ender. Metoden tar videre utgangspunkt i tidsskjemaet visst i figur 24.



Figur 24: Støping av bjelker og plate forutsettes å følge det aktuelle tidsskjemaet [10].

I Publikasjon 10 - *Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-bruer* [10] er det presentert to formler som begge benyttes for å beregne omlagringsmomentet, her kalt M_s . Den ene metoden er utarbeidet med konstanter som kun er gjeldende for NIB- og NOB-elementer. Variablene kan da hentes fra diagrammer som baseres på bjelkenes dimensjoner. Den andre metoden baseres på rotasjoner i bjelker med påstøpt bruplate uavhengig av bjelketverrsnittet, og kan derfor også brukes for andre elementtyper. Sistnevnte er presentert som ligning 84.

$$M_s = M_{g1} \cdot \frac{\phi_2'}{1 + \kappa \cdot \phi_2} + M_{(g2+g4)} \cdot \frac{\phi_2}{1 + \kappa \cdot \phi_2} + (P_I \cdot e'_{u2} - P_{02} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\phi_2'}{1 + \kappa \cdot \phi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} \quad (84)$$

Følgelig er variablene i ligning 84 forklart nærmere:

M_{g_1} er moment forårsaket av bjelkenes egenvekt

$M_{(g_2+g_4)}$ er moment forårsaket av egenvekt fra dekke og påstøp

P_I er spennkraften i underkant av bjelke like før samvirke etableres

P_{o2} er spennkraft i overkantarmoring ved reduksjon for svinn, kryp og relaksasjon

ΔP_2 er endring i spennkraft i underkant av bjelke etter at samvirke er etablert

F_{03} er kraften for en elastisk tøyning som er lik svinndifferansen mellom bjelke og påstøp

ϕ_2 er kryptall for bjelken i tidsintervallet $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_2

ϕ_2' er kryptall for bjelken i tidsintervallet $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_1

ϕ_{pl} er kryptall for plata i tidsintervallet $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_2

e'_{u2} Underkantarmoringens eksentrisitet som er avstanden fra tyngdepunkt til armeringens tyngdepunkt

y'_{o2} er avstanden fra overkanten av bjelken til armeringstyngdepunkt for bjelke med påstøp

h_p er tykkelsen til plata (påstøp)

κ er relaksasjonskoeffisient

3.7.3 Utledning av null rotasjonsprinsippet

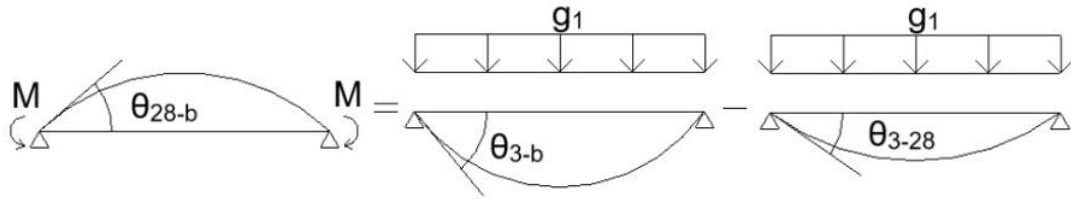
Ligningen fra Publikasjon 10 baserer seg på prinsippet om null rotasjon etter fastlåsing. Utledning av ligningen er ikke videre forklart i publikasjonen, men er videre i kapittelet nøstet opp ledd for ledd og forsøkt utledet. Formler for bjelkerotasjoner kan finnes i Publikasjon 11 [11].

Ledd 1

Omlagring på grunn av bjelkenes egenvekt tas høyde for i det første leddet av ligningen. Første ledd er her ført opp som ligning 85. Verdien til det første leddet er støttemomentet i et kontinuerlig system multiplisert med en faktor som består av kryptall og relaksasjonskoeffisienten κ .

$$-\frac{g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2'}{1 + \kappa\phi_2} \quad (85)$$

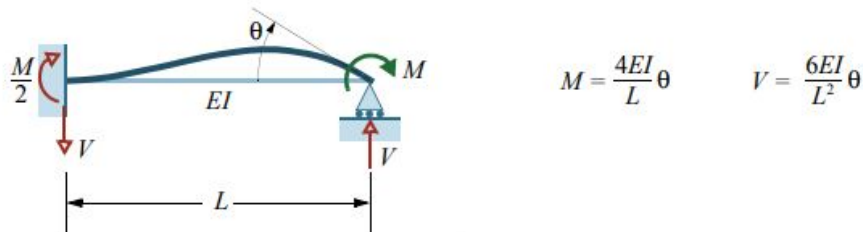
Som tidligere nevnt er omlagringsformelen i Publikasjon 10 basert på prinsippet om null rotasjon etter sammenkobling. Ved å betrakte systemet før og etter sammenkobling kan uttrykket settes opp. Ligningene utledes for en situasjon hvor bjelken kappes etter tre døgn og platen støpes etter 28 døgn. Betraktningstidspunktet etter lang tid kalles b .



Figur 25: Oppsett for utledning av første ledd [6].

Før sammenkobling er bjelken fritt opplagt og kan derfor de første 28 døgnene rotere fritt ved endene. Når platen støpes, blir bjelkeendene låst mot videre rotasjon. Etersom bjelken på grunn av langtidseffekter ønsker å rotere ytterligere, men blir forhindret fra dette, bygges det over tid opp et moment over støtten. Verdien på momentet er det momentet som kreves for å hindre at bjelken roterer. Etersom bjelken er fritt opplagt de første 28 døgnene, må momentet som bygges opp over denne perioden trekkes fra. Dette gjøres ved å regne omlagring i perioden døgn 3 og frem til betraktningstidspunktet b . Videre regnes omlagring i perioden fra døgn 3 og frem til døgn 28. Dette må videre trekkes fra som vist i figur 25.

Momentet som oppstår ved støtten for å hindre videre rotasjon etter etablert samvirke kan uttrykkes som vist i figur 26.



Figur 26: Moment ved innspenning på grunn av rotasjon [1].

Støttemomentet som i figur 26 tilsvarer momentet ved innspenningen, kan skrives som ligning 86.

$$M_{innspenning} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4EI}{L} \theta = \frac{2EI}{L} \theta \quad (86)$$

Ved å løse for rotasjonen θ kan uttrykket omformuleres til ligning 87.

$$\theta = \frac{ML}{2EI} \quad (87)$$

For en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last q , kan rotasjonen i enden θ uttrykkes ved hjelp av ligning 88 [1]:

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI} \quad (88)$$

Ved å sette opp de tre tilfellene får vi ligning 89. EI er bøyestivhet for et gitt tidspunkt og tar høyde for krypeffekter gjennom å bruke langtids E-modulen.

$$\frac{M_{0.1}L}{2EI_{28-b}} = \frac{g_1L^3}{24E_{3-b}I} - \frac{g_1L^3}{24E_{3-28}I} \quad (89)$$

Ligningen løses med hensyn på $M_{0.1}$ for å finne et uttrykk for støttemomentet:

$$M_{0.1} = \frac{g_1L^2}{12} \cdot \frac{\frac{1}{EI_{3-b}} - \frac{1}{EI_{3-28}}}{\frac{1}{EI_{28-b}}} \quad (90)$$

I videre omforming er det antatt at andre arealmoment I ikke endrer seg over tid. Dermed kan den forkortes bort. Ved å sette inn uttrykket for langtids E-modulen kan uttrykket omformes til ligning 91.

$$M_{0.1} = \frac{g_1L^2}{12} \cdot \frac{(1 + \phi_{3-b}) - (1 + \phi_{3-28})}{1 + \phi_{28-b}} = \frac{g_1L^2}{12} \cdot \frac{\phi_{3-b} - \phi_{3-28}}{1 + \phi_{28-b}} \quad (91)$$

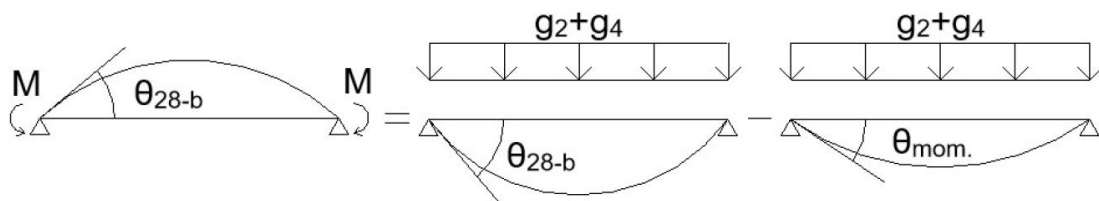
I Publikasjon 10 er uttrykket $(\phi_{3-b} - \phi_{3-28})$ kalt ϕ'_2 og ϕ_{28-b} kalt ϕ_2 . Bidraget fra egenvekten til bjelken virker i motsatt retning av momentet fra egenvekten på det fritt opplagte systemet og gir dermed strekk i overkant av støtten, samt løfter feltmomentet.

Ledd 2

For det andre leddet beregnes omlagring på grunn av vekten til påstøpen og eventuelle andre laster som påføres før samvirke er etablert, henholdsvis g_2 for plate og g_4 for øvrige laster. Leddet er formulert i ligning 92.

$$- \frac{(g_2 + g_4) \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2}{1 + \kappa \cdot \phi_2} \quad (92)$$

Dette leddet tar utgangspunkt i at det oppstår en umiddelbar rotasjon ved påføring av egenlast. Like etter påføring låses støttene for videre rotasjon. Også her betraktes det moment som må til for å hindre at konstruksjonen fortsetter å rotere etter at samvirket er etablert over støttene. For å få riktig omlagringsmoment, settes det opp en likevekt som illustrert i figur 27.



Figur 27: Oppsett for utledning av andre ledd [6].

Omlagring av moment fra platevekt og øvrige laster som settes på ved 28 døgn er lik omlagring av moment fra 28 døgn til betraktningstidspunktet, men det er viktig å trekke fra omlagring på grunn av den momentane rotasjonen som oppstår like før samvirke er etablert. Denne rotasjonen virker på det fritt opplagte systemet. Leddet kan utledes fra likevekten i ligning 93, hvor stivhets-sammehenger er hentet fra [1].

$$\frac{M_{0.2}L}{2EI_{28-b}} = \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24EI_{28-b}} - \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24E_{cm}I} \quad (93)$$

Ved å sette inn langtids E-moduler og gjøre tilsvarende antagelse som i ledd 1 om at andre arealmoment I ikke varierer over tid, kan uttrykket løses for $M_{0.2}$. Det endelige uttrykket er ført opp i ligning 94.

$$M_{0.2} = \frac{(g_2 + g_4)L^2}{12} \cdot \frac{\phi_{28-b}}{1 + \phi_{28-b}} \quad (94)$$

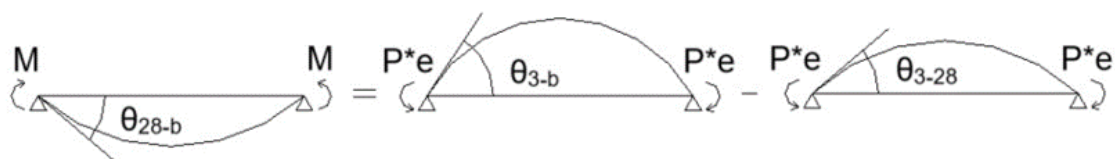
Som nevnt tidligere er ϕ_{28-b} kalt ϕ_2 i Publikasjon 10. Bidraget fra ledd 2 virker i samme retning som ledd 1.

Ledd 3

I ledd 3 blir situasjonen den samme som for ledd 1, ettersom bjelken er fritt opplagt de første 28 døgnene, og deretter fastlåses mot rotasjon ved støttene. Det tredje leddet er oppført i ligning 95.

$$(P_1e'_{u2} - P_{o2}e'_{o2}) \cdot \frac{\phi'_2}{1 + \kappa\phi_2} \quad (95)$$

Bjelkeformlene som benyttes for lastilfellet blir som i figur 26. Som figur 28 viser, blir omlagring fra ledd 3 lik omlagring på grunn av forspenning fra kablene kappes etter 3 døgn og frem til betraktningstidspunktet, minus omlagring i perioden 3 til 28 døgn.



Figur 28: Oppsett for utledning av tredje ledd [6].

Rotasjonslikevekt basert på figur 28 settes opp som ligning 96.

$$\frac{M_{0.3}L}{2EI_{28-b}} = \frac{PeL}{2EI_{3-b}} - \frac{PeL}{2EI_{3-28}} \quad (96)$$

Videre benyttes som tidligere langtids E-moduler, antagelsen om konstant andre arealmoment og ligningen løses for $M_{0.3}$. I Publikasjon 10 er eksentrisitetene avstand fra tyngdepunkt armering til tyngdepunkt i samvirketverrsnittet. For overkant er eksentrisiteten kalt e'_{o2} og for underkant e'_{u2} . Ved å løse for $M_{0.3}$ utledes ligning 97.

$$M_{0.3} = (P_1 \cdot e'_{u2} - P_{o2} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\phi_{3-b} - \phi_{3-28}}{1 + \phi_{28-b}} \quad (97)$$

Omlagringen fra forspenning i underkant vil ha motsatt effekt av de øvrige leddene, og bidrar til å senke momentdiagrammet og gi strekk i underkant av støttene. Overkantarmeringen bidrar på sin side til strekk i overkant.

Ledd 4

Det fjerde leddet i omlagringsligningen tar høyde for tap av spennkrefter på grunn av svinn, kryp og relaksasjon i underkantarmeringen. Leddet er uttrykt i ligning 98.

$$- \Delta P_2 \cdot e'_{u2} \quad (98)$$

Ligningen er endring i spennkraft over tid multiplisert med eksentrisiteten, altså avstand fra tyngdepunkt til armering i underkant og til tyngdepunkt for samvirke. Etersom omlagring av spennkraft i underkant originalt gir strekk i underkant av støtte, vil tap av spennkraft måtte medregnes med motsatt fortegn og bidrar derfor til å løfte momentdiagrammet og gi strekk i overkant av støtte.

Ledd 5

Det femte leddet i ligningen fra Publikasjon 10 ser på omlagring på grunn av at det oppstår en svinndifferanse mellom bjelken og plata. Ledd 5 er presentert i ligning 99.

$$- F_{o3} \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} \quad (99)$$

Svinndifferansen oppstår primært fordi bjelken og plata ikke er støpt på samme tidspunkt og svinnutviklingen vil derfor være forskjellig [6]. På grunn av denne svinndifferansen blir det en kraft som skaper tvang i plata. Denne prosessen starter etter at samvirket er etablert og endene ikke er frie til å rotere. Tvangsmomentet fører til strekk i underkant av bjelken og omlagringen vil dermed virke motsatt og bidra til moment i overkant. Rotasjonen som oppstår på grunn av svinndifferansen kan skrives som ligning 100.

$$\theta_{sh} = \frac{FyL}{2EI} \quad (100)$$

I ligning 100 er F kraftdifferansen mellom bjelke og plate på grunn av svinn og y er lengden fra samvirkets tyngdepunkt til tyngdepunktet i plata. Uttrykket for rotasjon ved støtte er formulert som i ledd 1-3 og dermed kan likevekt for rotasjon på grunn av svinndifferanse settes opp som ligning 101.

$$\frac{M_{0.5}L}{2EI_{28-b}} = \frac{FyL}{2EI} \quad (101)$$

I Publikasjon 10 er det gjort en forenkling hvor kryptallet til samvirket settes lik platas kryptall, ϕ_{pl} . Videre settes langtids E-modul for plata inn, og det løses for $M_{0.5}$. Dette gir ligning 102.

$$M_{0.5} = Fy \cdot \frac{1}{1 + \phi_{pl}} \quad (102)$$

F defineres i Publikasjon 10 som den kraften som tilsvarer en elastisk tøyning lik svinndifferansen mellom bjelke og plata, og beregnes etter ligning 103.

$$F_{o3} = \Delta \varepsilon_{CS} \cdot E_{C3} \cdot A_{c3}^o \quad (103)$$

For ligning 103 er $\Delta \varepsilon_{CS}$ svinndifferansen mellom bjelke og plate, og beregnes som i kapittel 3.4.2. Videre er E_{C3} E-modulen til plata og A_{c3}^o tverrsnittsarealet til plata. Armen y er avstand mellom tyngdepunktet til samvirket og tyngdepunktet til plata.

4 Grunnlag for beregning og modellering

I denne studien er det lagt til grunn en allerede eksisterende brukonstruksjon. Videre i dette kapitlet presenteres brua slik den er i dag og slik ny brukonstruksjon er tenkt å se ut. Videre introduseres antagelser, forenklinger og endringer som er gjort for å kunne utføre de nødvendige beregningene knyttet til denne studien.

4.1 Bergelva bru

Bergelva bru ligger på Rv-865 i Nordreisa kommune i Troms. Bruas plassering er markert i figur 29. Den eksisterende brukonstruksjonen er ei bjelkebru med valsede stålbjelker. Brua ble bygget i 1930 og har ett spenn på 11 meter som strekker seg over et avstikk til Reisaelva [19]. Brua ligger i et område med med lett skogvekst. Det er antatt at temperaturen i området på det maksimale veksler mellom 25 og -15 °C [7] Fartsgrensen på stedet er 80 km/h.



Figur 29: Plassering av Bergelva bru [4].

Figur 30 er hentet fra Google Maps [4] og viser Bergelva bru slik den er idag. På bildet er det tydelig at rekkverkstøttene har alvorlige korrosjonsskader [19]. Av bilde fremkommer også tydelige skader på brudekket og i henhold til VGs oversikt *De forsømte broene* er det forvitringsskader på kantbjelkene. Skadene er på en skala fra 1(små skader) til 4(alvorlige skader), kategorisert som 4. Tilstanden til broa

betraktes derfor som kritisk. Det planlegges bygging av ny bro i henhold til dagens regelverk i løpet av 2020.



Figur 30: Bergelva bru slik den ser ut i dag.

4.2 Planlegging av ny brukonstruksjon

Et av firmaene som har gitt et tilbud på den nye Bergelva bru er AFRY. Forslaget er utarbeidet i henhold til standardiserte betongelementbruer i V426. Brua er flyttet et stykke sør-øst for sin forgjenger og har et spenn på 24 meter. For spenn på 24 meter må bjelkestørrelsen minimum være NTB-800 [27]. ÅDT for denne brua er per i dag på 50, og brua ligger dermed i et område med lite trafikk. Av den grunn er det valgt å redusere brubredden til det minste alternativet for de gitte bjelkene, for å spare kostnader og materialer. Den valgte føringsbredden på 7502 mm oppnås ved å redusere bunnflensen i bjelkene for NTB fra 1200 mm til 1043 mm og for KTB fra 770 mm til 692 mm. I figur 31 er den valgte føringsbredden markert i rødt.

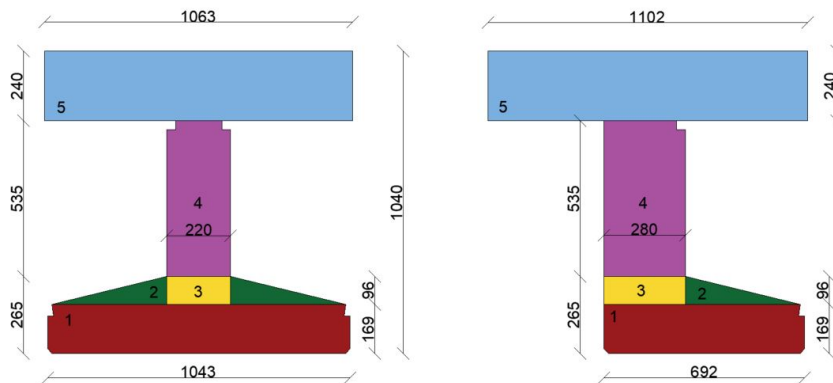
Bjelke	Føringsbredde (mm)	Brubredde (mm)	Antall bjelker (stk)	Bjelkebredde NTB i bunn (mm)	Bjelkebredde KTB i bunn (mm)
NTB/KTB 1400	7500	8580	8 + 2	800 (std)	570 (std)
	9008	10088	10 + 2	788	564
	12504	13584	15 + 2	754	547
	23024	24104	27 + 2	798	569
NTB/KTB 1200	7500	8580	7 + 2	910	625
	9006	10086	8 + 2	974	657
	12502	13582	12 + 2	937	639
	23014	24094	22 + 2	978	659
NTB/KTB 1000, 800, 600	7502	8582	6 + 2	1043	692
	9004	10084	7 + 2	1098	719
	12502	13582	10 + 2	1111	726
	23012	24092	18 + 2	1188	764

Figur 31: Tabell for standardiserte elementbruer med redusert føringsbredde.

Som tabellen viser er det en rekke alternativer for reduksjon av føringsbredde for de ulike bjelketverrsnittene. For dette tilfellet er den største mulige spennvidden for NTB-800 valgt, samtidig som bunnflensen er redusert maksimalt. Dermed er dette den løsningen hvor kapasiteten til tverrsnittet er best utnyttet. Forholdet egenvekt/forspenning blir også mindre, noe som fører til mindre nedbøying.

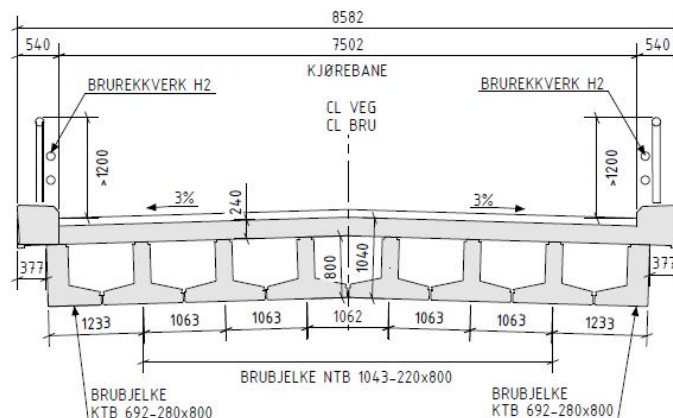
4.2.1 Bjelke- og brotverrsnitt

Som tabellen i figur 31 viser, er Bergelva bru satt sammen av 8 bjelker totalt, hvorav 6 NTB-bjelker og 2 KTB-bjelker. Det er valgt å fordele broplaten over bjelkene som antydnet i figur 32. I beregninger er alle deler av tverrsnittene antatt å være rektangulære eller triangulære og små utskjæringer er neglisjert.



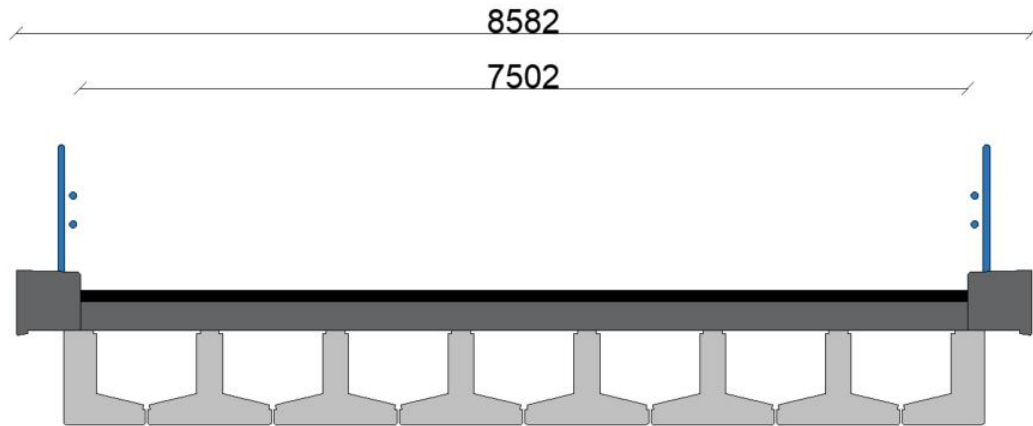
Figur 32: Dimensjoner for benyttede NTB- og KTB-bjelker med tilhørende andel broplate.

Figur 33 er hentet fra tegningsgrunnlaget til AFRY, som vist i Vedlegg A. Den viser brotverrsnittet slik det er planlagt utført. Brua har en helning på 3 % fra midten og til hver side for å føre vann bort fra vegbanen.



Figur 33: Tegningsgrunnlag for nye Bergelva bru, tverrprofil.

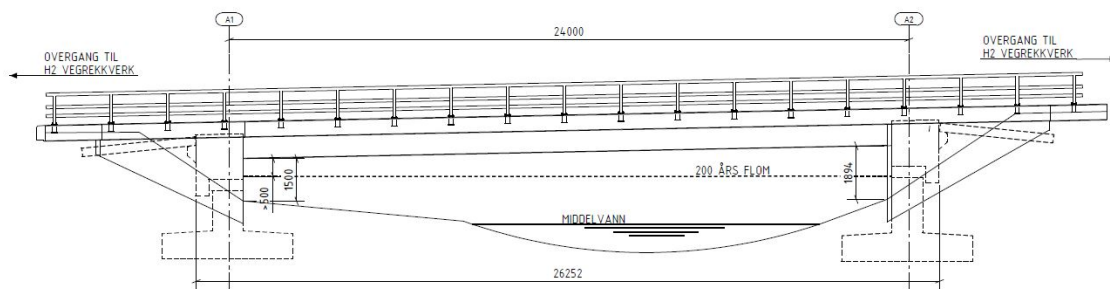
For videre beregninger er denne helningen neglisjert og brutverrsnittet i figur 34 er lagt til grunn. Foruten helningen er det ikke gjort noen flere justeringer. For beregning av bruas egenvekt er det tatt utgangspunkt i bruas tverrsnittsareal slik det fremstår i figur 34.



Figur 34: Tverrsnitt Bergelva bru.

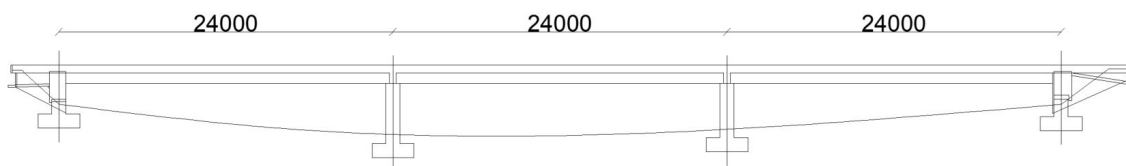
4.2.2 Utvidelse av brua

Nye Bergelva bru er planlagt med ett spenn på 24 meter, noe som tilsvarer litt mer enn dobling av det gamle spennet på 11 meter. Figur 35 viser lengdeprofilen til brua slik den er planlagt i henhold til AFRYs tilbud hentet fra Vedlegg A.



Figur 35: Tegningsgrunnlag for nye Bergelva bru, lengdeprofil.

I denne studien er det valgt å undersøke effekter fra omlagring av moment på elementbruer som støpes kontinuerlig over støttene. Det er derfor i anledning dette prosjektet valgt å betrakte et tenkt scenario hvor Bergelva bru utvides til en trespenns-bru, med like spenn som illustrert i figur 36.



Figur 36: Legdeprofil for utvidelse av Bergelva bru med like spenn.

For videre håndberegninger betraktes brua slik den fremstår i figur 36, mens i modelleringen er det valgt å undersøke både tilsvarende oppsetning samt ett oppsett med kortere sidespenn, henholdsvis 20 meter. Grunnen til dette er ønsket om et bredere sammenligningsgrunnlag, samt mer fornuftig fordeling av feltmoment over brulengden.

4.3 Materialer

Det er antatt at materialene som skal benyttes ved bygging av nye Bergelva bru er tilsvarende de anbefalte materialene i V426.

4.3.1 Betong

Den plasstøpte plata utføres i betongkvalitet B45, mens de prefabrikkerte bjelkene utføres i B55 [27]. For samvirket benyttes det i håndberegningene betongkvalitet B45 for konservative resultater. Videre antas betongen å ha en massetetthet lik $\gamma_b = 25kN/m^3$ [13].

4.3.2 Slitelag

Over betongplata legges et slitelag med 100 mm tykkelse. Slitelaget antas å ha en massetetthet tilsvarende betongtettheten, altså $\gamma_s = 25kN/m^3$.

4.3.3 Slakkarmering

Det benyttes slakkarmering av typen kamstål BC500 med karakteristisk flytespenning $f_{yk} = 500$ MPa [27]. Slakkarmeringen er plassert i steg og toppflens. Denne armeringen er videre i studien neglisjert både for håndberegninger og modellering. Denne forenklingen er gjort fordi mengden slakkarmering er liten sammenlignet med andre parametre, så forenklingen endrer ikke resultatene i særlig grad. Det er

likevel viktig å huske på at denne armeringen finnes og at den i virkeligheten vil ha en viss innvirkning på resultatene.

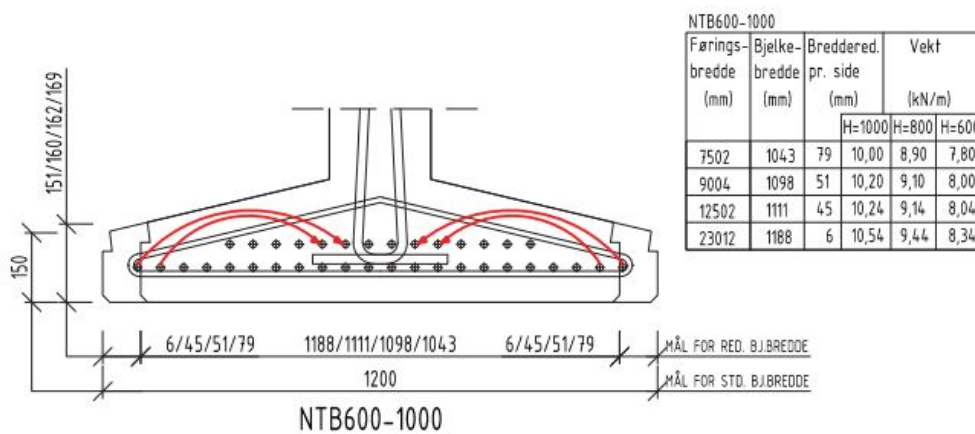
4.3.4 Spennarmering

Spennarmeringen som benyttes er spenntau med diameter 15,3 mm [27]. Strekkarealet er oppgitt til å være 140mm^2 pr. tau. Spennstålets materialegenskaper er listet opp i tabell 1.

Beskrivelse	Symbol	Spenning [N/mm^2]
Flytespenning	f_{pk}	1860
0,1 % strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1636
Dimensjonerende spenning	f_{pd}	1422

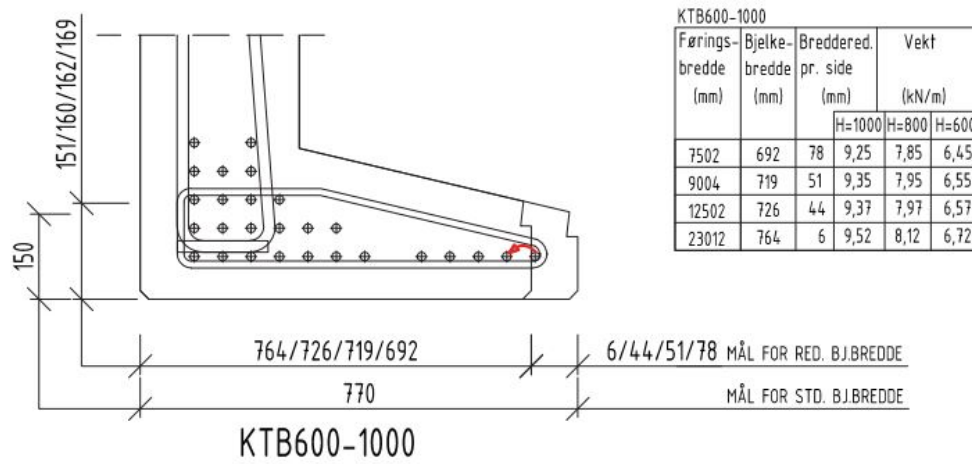
Tabell 1: Materialelegenskaper for spennarmering [27].

Ettersom brua utføres med reduserte flensbredder blir det liten eller ingen overdekning på de ytterste spenntauene i nederste rekke. Det er derfor nødvendig å gjøre noen justeringer. For NTB-bjelken flyttes de to ytterste spenntauene på hver side i nederte rekke til den øverste rekken som illustrert i figur 37.



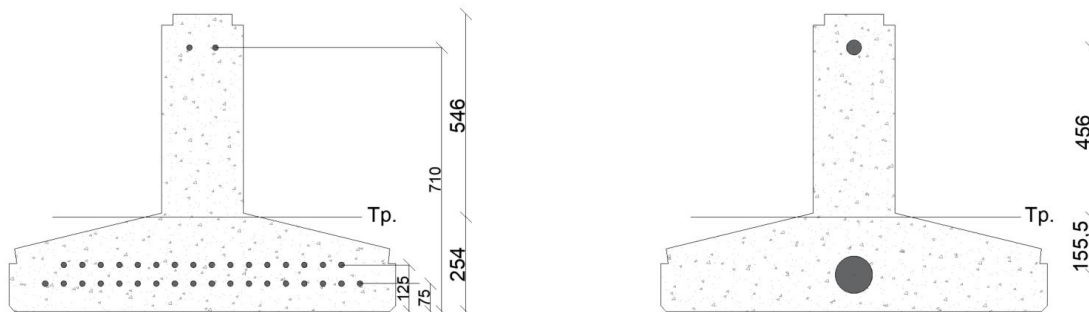
Figur 37: NTB - reduserte flensbredder [27].

For KTB-bjelken er det ytterste spenntauet i bunn plassert for langt ute for en bjelke med redusert bredde. Dette tauet må derfor skyves lenger inn i bjelketåen. Figur 38 viser hvordan dette utføres og hvordan resterende spenntau skal plasseres.



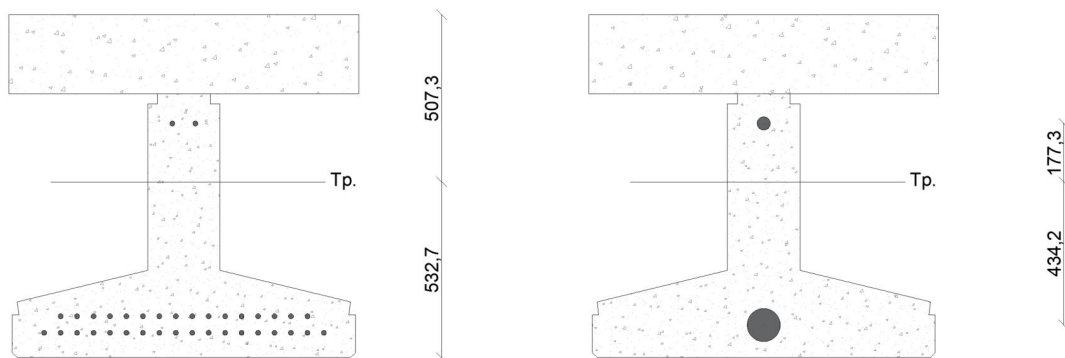
Figur 38: KTB - reduserte flensbredder [27].

Den aktuelle NTB-bjelken har 34 spenntau i bunnflensen og 2 tau helt øverst i steget. Som figur 39 viser, plasseres første rekke som består av 18 spenntau, 75 mm fra bunn. Den andre rekken med 16 spenntau, plasseres 125 mm fra bunn. De to spenntauene i øverst ligger 90 mm fra toppen av bjelken. Tre tau er videre forblendet henholdsvis 5.2 meter (to tau) og 6.4 meter (ett tau) ved bjelkeendene.



Figur 39: Plassering av spennarmering og avstand til tyngdepunkt i bjelke.

For videre beregninger er ikke KTB-bjelen undersøkt nærmere. Det er tatt utgangspunkt i bjelketverrsnitt og samvirketverrsnitt for NTB-bjelken. Fra tidligere undersøkelser gjennomført i forbindelse med prosjektoppgave i høst [5], har det vist seg at den ytterste NTB-bjelken er den som utsettes for størst belastning i bruddgrensetilstanden. Etersom tverrsnittskapasiteten til de to bjelkene ikke er så ulik, er det valgt å fokusere på NTB-bjelken alene. Alle videre håndberegninger tar dermed utgangspunkt i tyngdepunkt og eksentrisiteter for henholdsvis bjelketverrsnitt og samvirketverrsnitt som vist i figur 39 og 40.



Figur 40: Plassering av spennarmering og avstand til tyngdepunkt i samvirket.

4.4 Bruas livsløp

I denne studien er bruas livsløp sentral for de videre beregningene. Utviklingen til langtidseffekter har stor sammenheng med betongegenskapene når brua utsettes for laster. Betongens alder ved belastning vil derfor ha stor innvirkning på resultatene. For videre beregninger er det tatt utgangspunkt i forløpet slik det er beskrevet i figur 41.



Figur 41: Illustrasjon av hendelser i bruas livsløp.

Som figur 41 antyder kappes spenntauene når betongen har en *modenhet* på 3 døgn. Like etter legges bjelken fritt opplagt, og må dermed bære egenvekten sin. Kryp- og svinnprosessen er da satt i gang. Etter 28 døgn støpes plata over bjelke og egenlasten fra plata påføres som bløt betong. Plata vil da gradvis få stivhet. Det er valgt å sette opp to tidspunkt for langtidsbetraktning, nemlig etter 1 år og 100 år som figur 41 indikerer. Disse tidspunktene vil gå igjen både i håndberegninger og modellering, og benyttes til sammenligninger.

5 Beregninger

Videre i dette kapitlet vises håndberegningene som er gjennomført i forbindelse med studien, uten å gå veldig dypt i detaljene. Det er valgt å inkludere de beregningene her som anses å være mest sentrale for resultatene. Ved ønske om å undersøke beregningene ytterligere, må angitte vedlegg betraktes.

5.1 Transformerte tverrsnitt

Det transformerte tverrsnittet benyttes for å beregne spenninger i bjelken til ulike tidspunkt som beskrevet i kapittel 3.3. Fremgangsmåten for å beregne det transformerte tverrsnittet er også beskrevet i det nevnte avsnittet. Ved utregning for NTB-bjelken blir ligningene mer omfattende, men fremgangsmåten er likevel den samme. Det beregnes kun transformerte tverrsnitt for bjelken og ikke samvirket, da de transformerte tverrsnittene videre benyttes til å estimere tap av spennkrefter, som kun beregnes for bjelketverrsnittet.

I forbindelse med videre beregninger er det transformerte tverrsnittet beregnet for 3 døgn, 28 døgn, 365 døgn og 100 år. Det beregnes også et tverrsnitt hvor $\eta = E_p/E_{cm}$, som benyttes i forbindelse med beregning av tap på grunn av kryp. De transformerte tverrsnittene er beregnet i detalj i Vedlegg F, og utregning av parametrene η , A_t , y_t og I_t for midtsnittet er vist i tabell 2.

Når [døgn]	η	$A_t [mm^2]$	$y_t [mm]$	$I_t [mm^4]$
cm	5.132	375414	6.7	$3.9979 \cdot 10^{10}$
3	5.987	379724	8.0	$3.9885 \cdot 10^{10}$
28	8.898	394399	12.3	$3.9594 \cdot 10^{10}$
365	11.116	405574	15.3	$3.9400 \cdot 10^{10}$
36500	12.930	414716	17.6	$3.9258 \cdot 10^{10}$

Tabell 2: Parametre for transformerte tverrsnitt, midtsnitt.

5.2 Beregning av forspenningskraft

Den maksimale tillatte verdien for oppspenningskraften beregnes etter kapittel 3.5. Informasjon om materialegenskapene til spennstålet hentes fra kapittel 4.3.4. Etter som noen av spenntauene er forblendet ved enden av bjelken, settes det opp tre tilfeller for oppspenningskraften: Underkant-midtsnitt - m, underkant-kantsnitt - k og overkant - OK. Beregnede verdier er vist i tabell 3. Ytterligere detaljer knyttet til beregningene kan finnes i Vedlegg G.

Plassering	Armeringsareal [mm^2]	Oppspenningskraft [kN]
Underkant - midtsnitt	4760	7008.6
Underkant - kantsnitt	4340	6390.2
Overkant	280	412.3

Tabell 3: Beregning av oppspenningskraft.

5.3 Beregning av kortidstap

For kortidstap er det beregnet låsetap, temperaturtap og tap på grunn av umiddelbar deformasjon. Kortidstapene legges sammen med langtidstapene for hvert enkelt tidspunkt som betraktes.

5.3.1 Låsetap

For låsetap benyttes metoden som beskrevet i kapittel 3.5.1. Låsetapet avhenger av spennarmeringens lengde. Beregninger er vist i tabell 4, og mer utfyllende detaljer finnes i Vedlegg G.

Plassering	Spenningsstap [N/mm^2]	Krafttap [kN]
UK - midt		123.8
UK - kant	$\frac{\Delta L_{lås}}{L} \cdot E_p = 26.0$	112.8
OK		7.3

Tabell 4: Beregning av låsetap.

5.3.2 Tap på grunn av temperaturendring under herdefasen

Som for låsetap er fremgangsmåten for beregning av temperaturtap beskrevet i kapittel 3.5.1. Den initielle temperaturen T_1 er antatt å være lik $20\text{ }^\circ\text{C}$, og T_1 beregnes etter ligning 67 til $35\text{ }^\circ\text{C}$. Tap av spennkrefter på grunn av temperaturtap er listet opp i tabell 5, og detaljerte beregninger finnes i Vedlegg G.

Plassering	Spenningsstap [N/mm^2]	Krafttap [kN]
UK - midt		139.2
UK - kant	$\frac{(T_1 - T_0) \cdot \alpha_c \cdot L}{L} \cdot E_p = 29.3$	126.9
OK		8.2

Tabell 5: Beregning av tap på grunn av temperaturendring i herdefasen.

5.3.3 Tap på grunn av umiddelbar deformasjon

For å finne tapet i spennkablene på grunn av umiddelbar deformasjon er det nødvendig å betrakte det transformerte tverrsnittet for tidspunktet når kablene kappes. Deformasjonen skjer på grunn av at forspenningen overføres til betongen. Ved å se på det transformerte tverrsnittet og finne betongspenningen som oppstår på grunn av forspenningskreftene, kan tapet på grunn av denne pålastingen beregnes.

Ettersom noen kabler er forblendet ved endene, er det regnet tap både ved kant- og midtsnitt, samt for under- og overkantarmingen. Det transformerte tverrsnittet for 3 døgn oppført i tabell 2 benyttes.

Videre finnes betongspenningen i tverrsnittet på grunn av forspenning ved bruk av ligning 29. Både overkant- og underkantarmering medregnes, og dermed brukes ligning 104. Fortegn og verdier for y må reguleres avhengig av om underkant eller overkantarmeringen betraktes.

$$\sigma_c = -\frac{P_{UK} + P_{OK}}{A_{t.3d}} - \frac{P_{UK} \cdot (e_{UK} - y_{t.3d})(y - y_{t.3d})}{I_{t.3d}} + \frac{P_{OK} \cdot (e_{OK} - y_{t.3d})(y - y_{t.3d})}{I_{t.3d}} \quad (104)$$

Etter at betongspenningen er kjent benyttes Hook's lov for å regne ut tøyningen i betongen som vist i ligning 105. Denne tøyningen antas, som tidligere nevnt i kapittel 3.3, å være like stor i armeringen som i betongen.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (105)$$

Felles tøyning multipliseres så med stålets E-modul E_p , for å finne spenningstapet. Tapene på grunn av umiddelbar deformasjon er ført opp i tabell 6 og mer utfyllende beregninger finnes i Vedlegg G.

Plassering	Felles tøyning	Spennings tap [N/mm^2]	Krafttap [kN]
UK - midt	$6.67 \cdot 10^{-4}$	130.1	619.1
OK - midt	$2.87 \cdot 10^{-4}$	56.0	15.7
UK - kant	$6.1 \cdot 10^{-4}$	119.0	566.5
OK - kant	$2.77 \cdot 10^{-4}$	54.0	15.1

Tabell 6: Beregning av tap på grunn av umiddelbar deformasjon.

5.4 Beregning av langtidstap

For å finne spennkreftene som virker i kablene til bestemte tidspunkt, må langtidstapene i spennkablene på grunn av kryp, svinn og relaksasjon beregnes.

5.4.1 Kryp

For kryp benyttes transformerte tverrsnitt for de aktuelle tidspunktene tapet skal beregnes for. Det er valgt å finne tap på grunn av kryp etter 28 døgn, 1 år og 100 år. Momentvirkningen i tverrsnittet beregnes som i kapittel 3.3. For midtsnittet medregnes egenvekten, mens for kantsnittet er egenvekten neglisjert. Tapene ved kantsnittet vil derfor bli noe for høye ettersom egenvekten ikke får bidratt til å balansere forspenningsmomentet. Ytterligere detaljer utover det som er presentert videre kan finnes i Vedlegg G.

Når	Plassering	Felles tøyning	Spenning [N/mm^2]
28 d	UK - midt	$6.58 \cdot 10^{-4}$	128.3
	OK - midt	$1.06 \cdot 10^{-3}$	207.3
	UK - kant	$8.04 \cdot 10^{-4}$	156.8
	OK - kant	$3.67 \cdot 10^{-4}$	71.6
1 år	UK - midt	$7.94 \cdot 10^{-4}$	154.8
	OK - midt	$1.32 \cdot 10^{-3}$	257.4
	UK - kant	$9.77 \cdot 10^{-4}$	190.5
	OK - kant	$4.43 \cdot 10^{-4}$	86.5
100 år	UK - midt	$8.98 \cdot 10^{-4}$	175.2
	OK - midt	$1.53 \cdot 10^{-3}$	298.0
	UK - kant	$1.11 \cdot 10^{-3}$	216.7
	OK - kant	$5.02 \cdot 10^{-4}$	97.9

Tabell 7: Beregning av total spenning i armering ved bestemte tidspunkt.

Spenningen beregnet i tabell 7 er den totale spenningen i armeringen. Andelen av spenningen som kommer av kryptet er ekstra spenning som oppstår fordi det benyttes langtids E-modul i beregningen. Ved å beregne transformert tverrsnitt ved bruk av E_{cm} , kan spenningen i tverrsnittet uten langtidseffekter finnes. Denne må trekkes fra spenningen i tabell 7, for å finne den isolerte spenningen på grunn av kryptet.

Korttidsspenningen beregnes på samme måte, og ved å trekke denne fra den totale spenningen finnes tapet på grunn av kryp som vist i tabell 8. Spenningen er ikke tidsavhengig, derfor er det den samme spenningen som trekkes fra for de tre tidspunktene, altså et spenningstilfelle for hver plassering.

Når	Plassering	Korttid [N/mm^2]	Spenningsstap [N/mm^2]	Krafttap [kN]
28 d	UK - midt	78.7	49.7	236.4
	OK - midt	121.0	86.4	24.2
	UK - kant	94.9	61.8	268.3
	OK - kant	43.9	27.7	7.8
1 år	UK - midt	-	76.2	362.6
	OK - midt	-	136.4	38.2
	UK - kant	-	95.5	414.6
	OK - kant	-	42.5	11.9
100 år	UK - midt	-	96.5	459.5
	OK - midt	-	177.0	49.6
	UK - kant	-	121.7	528.3
	OK - kant	-	54.0	15.1

Tabell 8: Beregning av spennings- og krafttap i spennarmering på grunn av kryp.

Som tabell 8 viser skjer den største andelen av tapet i løpet av det første året. Prosentvis tap på grunn av krypeffekter er vist i tabell 9.

		Midt		Kant	
		UK	OK	UK	OK
Spennkrafttap pga kryp [%]	28 døgn	3.4	5.9	4.2	1.9
	365 døgn	5.2	9.3	6.5	2.9
	100 år	6.6	12.0	8.3	3.7

Tabell 9: Prosentvis tap pga. kryp.

5.4.2 Svinn

For å beregne tap som følge av svinn er de frie svinntøyningene grunnet autogent- og uttørkningsvinn beregnet etter metoden beskrevet i kapittel 3.4.2. Svinntøyningene er beregnet for bjelken etter henholdsvis 28 døgn, 365 døgn og 100 år gjennom å variere verdiene av β_{as} og β_{ds} . Beregningene er gitt i Vedlegg D og presentert i tabell 10.

	Autogent svinn $\varepsilon_{ca} [\cdot 10^{-4}]$	Uttørkningsvinn $\varepsilon_{cd} [\cdot 10^{-4}]$	Total svinntøyning $\varepsilon_{cs} [\cdot 10^{-4}]$
28 døgn	0.735	0.389	1.123
365 døgn	1.100	1.649	2.749
100 år	1.125	2.171	3.296

Tabell 10: Svinntøyninger for NTB-bjelken

Ved å benytte beregningsmodellen for spennkrafttap grunnet svinn fra kapittel 3.5.3, samt inkludere tverrsnittets overkantarmoring, er tøyingsreduksjonen som følge av svinn beregnet. Dette gjøres i henholdsvis under- og overkant armeringen ved å benytte ligning 106. Grunnet ulikt armeringsareal som følge av forblending av spenntau i bjelkens kant, vil tapet avhenge av hvilket snitt som betraktes.

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_{s.tot}}{E_{cL} \cdot A_t} + N_{s.UK} \cdot \frac{(e_p - y_t)^2}{E_{cL} \cdot I_t} + N_{s.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_t)(e_p - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t} \quad (106a)$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.OK} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_{s.tot}}{E_{cL} \cdot A_t} + N_{s.OK} \cdot \frac{(e_p + y_t)^2}{E_{cL} \cdot I_t} - N_{s.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_t)(e_p - y_t)}{E_{cL} \cdot I_t} \quad (106b)$$

Videre er spenningsendringen og deretter spennkrafttap beregnet ved bruk av Hooke's lov og multiplisering med armeringsarealet. Reduksjon av spennkraft er beregnet for 28 døgn, 365 døgn og 100 år. Det prosentvise tapet på grunn av svinn er gitt i tabell 11.

	Midt		Kant	
	UK	OK	UK	OK
28 døgn	1.3	1.4	1.3	1.4
365 døgn	3.1	3.5	3.2	3.5
100 år	3.7	4.1	3.7	4.2

Tabell 11: Prosentvis tap pga. svinn

5.4.3 Relaksasjon

For relaksasjonsberegninger er det antatt spennstål med lav relaksasjonsklasse. Tap grunnet relaksasjon er beregnet for 28 døgn, 365 døgn og 100 år etter framgangsmåten beskrevet i kapittel 3.5.3. Beregningene er vist i Vedlegg G og det prosentvise tapet er gitt i tabell 12.

	Midt		Kant	
	UK	OK	UK	OK
28 døgn	0.6	0.9	0.3	0.9
365 døgn	1.0	1.5	0.6	1.5
100 år	2.6	3.3	1.9	3.3

Tabell 12: Prosentvis tap pga. relaksasjon.

5.5 Oppsummering spennkrefter

Oppsummert er oppspenningskraften, alle umiddelbare spennkrafttap og spennkraft etter umiddelbare tap gitt i tabell 13.

	Midt [kN]		Kant [kN]	
	UK	OK	UK	OK
Oppspenningskraft	7008.6	412.3	6390.2	412.3
Låsetap	123.8	7.3	112.8	7.3
Temperaturtap	139.2	8.2	126.9	8.2
Tap pga. umiddelbar deformasjon	619.1	15.7	566.5	15.1
Spennkraft etter umiddelbare tap	6126.5	381.1	5633.9	381.7

Tabell 13: Oppspenningskraft og umiddelbare spennkrafttap.

Videre presenteres langtidstap av spennkraft etter 28 døgn, 365 døgn og 100 år i tabell 14, 15 og 16.

	Midt [kN]		Kant [kN]	
	UK	OK	UK	OK
Spennkraft etter umiddelbare tap	6126.5	381.1	5633.9	381.7
Kryptap	236.4	24.2	268.3	7.8
Svinntap	90.5	5.9	83.6	5.9
Relaksasjonstap	40.1	3.6	19.9	3.6
Spennkraft etter alle tap	5759.6	347.5	5262.1	364.4

Tabell 14: Spennkrefter og spennkrafttap etter 28 døgn.

	Midt [kN]		Kant [kN]	
	UK	OK	UK	OK
Spennkraft etter umiddelbare tap	6129.6	381.1	5633.9	381.7
Kryptap	362.6	38.2	414.6	11.9
Svinntap	219.2	14.3	202.5	14.3
Relaksasjonstap	72.5	6.1	40.1	6.1
Spennkraft etter alle tap	5472.3	322.5	4976.8	349.3

Tabell 15: Spennkrefter og spennkrafttap etter 365 døgn.

	Midt [kN]		Kant [kN]	
	UK	OK	UK	OK
Spennkraft etter umiddelbare tap	6129.6	381.1	5633.9	381.7
Kryptap	459.5	49.6	528.3	15.1
Svinntap	257.5	17.1	235.0	17.1
Relaksasjonstap	184.5	13.7	120.9	13.7
Spennkraft etter alle tap	5225.0	300.8	4749.7	335.7

Tabell 16: Spennkrefter og spennkrafttap etter 100 år.

5.6 Omlagring av moment

Omlagring av moment over støttene for brukonstruksjonen er beregnet som beskrevet i kapittel 3.7.2. Hvert ledd betraktes separat for senere sammenligninger. Den totale omlagringen er presentert tilslutt. Ytterligere detaljer knyttet til beregningene finnes i Vedlegg I.

5.6.1 Ledd 1

Første ledd i omlagringen er presentert som ligning 85, og gir omlagring av bjelkens egenvekt. Kryptall hentes fra Vedlegg C og egenlaster fra Vedlegg E. Relaksasjonsfaktoren settes som tidligere nevnt lik 0.8. Utrekning for ledd 1 for henholdsvis 1 år og 100 år er beregnet i ligning 107 og 108.

$$-\frac{g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2'}{1 + \kappa\phi_2} = -\frac{8.865 \cdot 24^2}{12} \cdot \frac{0.67969271}{1 + 0.8 \cdot 0.91751172} = -166.8 kNm \quad (107)$$

$$-\frac{g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2'}{1 + \kappa\phi_2} = -\frac{8.865 \cdot 24^2}{12} \cdot \frac{1.09911902}{1 + 0.8 \cdot 1.20497813} = -238.1 kNm \quad (108)$$

5.6.2 Ledd 2

Tilsvarende som for ledd 1 er nødvendig informasjon hentet ut. Ledd 2 gir omlagring av platevekt og eventuelle andre langtidslaste som påføres samtidig. Beregning for 1 og 100 år er vist i ligning 109 og 110.

$$-\frac{(g_2 + g_4) \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2}{1 + \kappa \cdot \phi_2} = -\frac{(8.865 + 8.832) \cdot 24^2}{12} \cdot \frac{0.91751172}{1 + 0.8 \cdot 0.91751172} = -224.3kNm \quad (109)$$

$$-\frac{(g_2 + g_4) \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\phi_2}{1 + \kappa \cdot \phi_2} = -\frac{(8.865 + 8.832) \cdot 24^2}{12} \cdot \frac{1.20497813}{1 + 0.8 \cdot 1.20497813} = -260.1kNm \quad (110)$$

5.6.3 Ledd 3

Det tredje leddet gir forspenningens bidrag til omlagring. Spennkrefter hentes fra Vedlegg G. Ligning 111 og 112 gir omlagring for 1 og 100 år.

$$(P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2}) \cdot \frac{\phi'_2}{1 + \kappa \phi_2} = (5759.6 \cdot 434.2 - 322.5 \cdot 177.3) \cdot \frac{0.67969271}{1 + 0.8 \cdot 0.91751172} = 957.9kNm \quad (111)$$

$$(P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2}) \cdot \frac{\phi'_2}{1 + \kappa \phi_2} = (5759.6 \cdot 434.2 - 300.8 \cdot 177.3) \cdot \frac{1.09911902}{1 + 0.8 \cdot 1.20497813} = 1369.7kNm \quad (112)$$

5.6.4 Ledd 4

Ettersom langtidstapene for underkantarmeringen ikke inkluderes i ledd 3, tas dette høyde for i ledd 4. Tap hentes fra Vedlegg G. Utregning er vist i ligning 113 og 114, også her som tidligere for 1 og 100 år.

$$-\Delta P_2 \cdot e'_{u2} = -287.3 \cdot 434.2 = -124.7kNm \quad (113)$$

$$-\Delta P_2 \cdot e'_{u2} = -534.6 \cdot 434.2 = -232.1kNm \quad (114)$$

5.6.5 Ledd 5

Bidraget knyttet til svinndifferanse i plate og bjelke er beregnet for 1 og 100 år i ligning 115 og 116. Svinndifferansen er beregnet i Vedlegg G og kraften som oppstår på grunn av svinndifferansen er vist i Vedlegg I.

$$-F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2}\right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} = -814 \cdot \left(507.3 - \frac{240}{2}\right) \cdot \frac{1}{1 + 0.8 \cdot 1.55543056} = -140.5 \text{ kNm} \quad (115)$$

$$-F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2}\right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} = -954.3 \cdot \left(507.3 - \frac{240}{2}\right) \cdot \frac{1}{1 + 0.8 \cdot 2.09995476} = -137.9 \text{ kNm} \quad (116)$$

5.6.6 Total omlagring

Den totale omlagringen beregnes ved å summere ledd 1-5. Negativt fortegn gir strekk i overkant av søylen, og positivt gir følgende strekk i underkant.

Når [år]	Omlagring av moment [kNm]
1	301.6
100	501.5

Tabell 17: Omlagring av moment fra felt til støtte.

6 Modelling i RM Bridge

I det kommende kapitlet presenteres programvaren *RM Bridge*, samt input og metode som er benyttet for å modellere brukonstruksjonen i henhold til beskrivelse i kapittel 4.

6.1 Om programvaren

RM Bridge er et komplekst broprogram utviklet av Bentley Systems [2]. Programmet benytter bjelketeori, og finnes i tre ulike versjoner, hvor RM Bridge Enterprise er den mest avanserte utgaven. Det er denne utgaven som benyttes i modelleringen av Bergelva bru. Programmet er et 4D program, og håndterer alle typer bruer og bruk av materialer. Modelling i 4D innebærer at programmet håndterer 3D geometri samtidig som tidsaksen inkluderes. Dette gjør det mulig å ta hensyn til tidsavhengige effekter som blant annet kryp, svinn og utvikling av betongens stivhet. I tillegg kan konstruksjonens byggefase brytes ned i ønskede etapper, og gjennom aktivering og deaktivering, analyseres enkeltvis ettersom tiden forløper.

6.1.1 Modeler

I *Modeler* utføres all den såkalte *pre-processingen* [22]. Definerings av akser, tverrsnittets geometri og referansepunkter for sjekk av spenninger, plassering av armering og lignende. Alt av spenn- og slakkarmering defineres og plasseres. Videre defineres antall elementer, og plassering av pillarer. Randbetingelser for koblingspunkt defineres også i *Modeler*. Det finnes en *3D - View* funksjon som kan benyttes til å visualisere brukonstruksjonen før den overføres til *Analyzer*.

6.1.2 Analyser

Analyzer er delen av RM Bridge hvor laster defineres og lastkombinering utføres [22]. Det er også i denne delen av programmet mulig å legge inn armering og spennarmering under *Structure - Tendons*. Videre defineres byggefaser, lastpåføring til bestemte tidspunkt, langtidseffekter og beregning av laster under *Schedule*.

Operasjoner gjennomført i *Analyzer* kan ikke tilbakeføres til *Modeler*. Modellen må derfor ferdigstilles før arbeidet fortsetter i *Analyzer*. Dersom det gjøres endringer i *Modeler* underveis, må modellen rekalkuleres, og dataene overført til *Analyzer* må overskrives slik at den nye modellen benyttes og endringene blir med videre i prosessen.

6.2 Bygging av modell

Videre følger en detaljert beskrivelse av metodikken som er benyttet for bygging og simulering av brukonstruksjonen i RM Bridge. Det er valgt å bygge en modell med like spenn på 24 meter, samt en modell der sidespennene er redusert til 20 meter. Etter anbefaling fra Arne Bruer er det valgt å kun modellere brua som en bjelkestreng. Ettersom omlagring for hånd er beregnet for en samvirkebjelke, gir dette et tilstrekkelig sammenligningsgrunnlag. Videre er brua symmetrisk, slik at lastvirkningene kan speiles over bredden, med unntak av KTB-bjellkene som det her er valgt å ikke undersøke nærmere.

6.2.1 Bygging av modell i Modeler

Ved oppstart av RM Bridge må det først velges hvilken standard som skal benyttes i beregningene, samt hvilket enhetssystem som skal brukes. Innstillinger for enheter og regelverk er satt som vist i figur 42.

Change Project Settings

General Options | Project Info | **Modeler Options** | BrIM Options

Code & Material

Standard: Eurocode Norway

Material group: EN_Norway

Reset this group's Creep & Shrinkage functions to default

Units

Default Units (SI) Imperial Units

User-defined

Length (Structure)	(m)	Stress	N/mm2
Length (Section)	(m)	Temperature	(C)
Longitudinal Reinf.	(cm2)	Angle	(deg)
Vertical Reinf.	(cm2/m)	Angle (Results)	(rad)
Force	(kN)	Time (Schedule)	(d)
Moment	(kNm)	Time (Dynamics)	(s)

Previous Next Ok Cancel

Figur 42: Oppsett regelverk og enheter i RM Bridge.

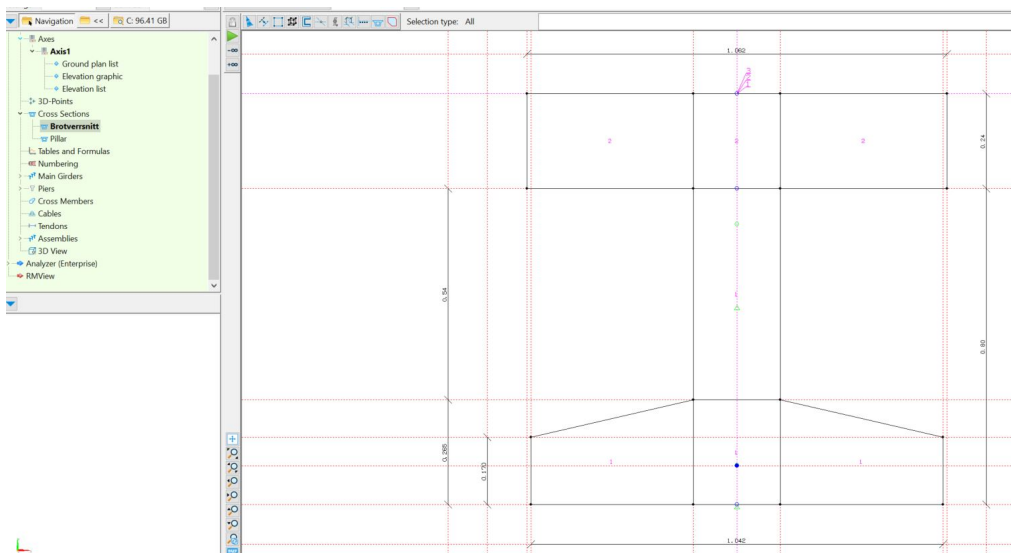
Når disse betingelsene er satt, kan bygging av selve geometrien begynne.

Axes

Under *Modeler - Axes* defineres aksen i lengderetning som bruprofilet følger. Denne aksen må være like lang eller lenger enn brukonstruksjonen. Aksen settes til å starte i origo, og gis en i dette tilfellet en lengde på 72 meter for brumodellen med like spenn og 64 meter for modellen med 20 meter sidespenn.

Cross section

Brutverrsnittet legges inn i funksjonen *Cross section*. Det lages et tverrsnitt for samvirke samt et for pillarene. Først tegnes såkalte *variables*, en funksjon som lager hjelpelinjer. Funksjonen er plassert i nede i høyre hjørne, i den hvite ruten som det står Distance: til venstre for. Det legges inn en avstand til enten horisontal- eller vertikalaksen som danner en linje ved denne avstanden. Nødvendige avstander defineres slik at tverrsnittet kan tegnes ved å bruke skjæringspunktene til disse linjene. I figur 43 er de rød-stiplede linjene hjelpelinjer, rosa stiplede er y- og z-aksen og de heltrukne linjene danner samvirketverrsnittet. Horisontalaksen er her z-aksen og vertikalaksen er y-aksen. Dette medfører at x-aksen følger bruas lengde.



Figur 43: Utfoming av NTB-tverrsnitt i RM Bridge.

Funksjonen *part* som er plassert ved siden av *variables*, benyttes for å skille mellom brudekket og bjelken. Bjelken tegnes som part 1, og påstøpen som part 2. Tilslutt defineres part 3 som er summen av part 1 og 2. Nummereringen her er også grunnlaget for 100, 200 og 300 serien som benyttes senere i modelleringen for henholdsvis bjelke, påstøp og samvirke.

Videre defineres også ulike referansepunkt under *cross section*. Ved siden av vinduet hvor parts defineres, finnes verktøyet *Ref. set:*. Her legges det inn ulike undergrupper for referansepunkt som er nødvendige for senere analyser. I dette tilfellet defineres et koblingpunkt på midten under bjelken, plassering for spennarmering i topp og

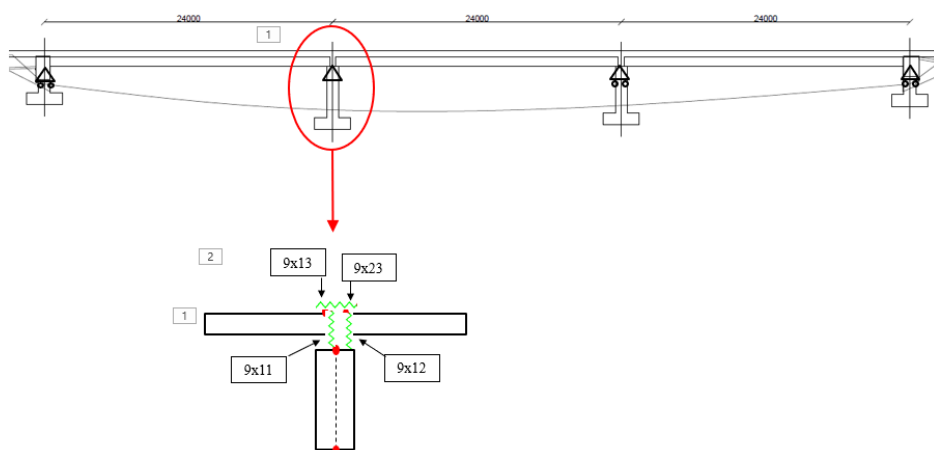
bunn av bjelke som settes i henhold til kapittel 4. I tillegg defineres et punkt for sjekk av spenninger mellom plate og bjelke.

For pillarene er det valgt å bruke et kvadratisk tverrsnitt med dimensjoner [1000 x 1042 mm]. Pillarene har dermed tilsvarende bredde som samvirket ved bunn, og strekker seg 1 meter i lengderetningen. Koblingspunktet som knytter samvirke til pillaren plasseres i tverrsnittets tyngdepunkt.

Main Girder

Antall elementer bestemmes under *Main Girder*, og er her satt til 10 stykker per spenn. Etter at samvirkebjelken er delt i elementer, kan det i ruten under settes opp ulike elementserier. For denne modellen er det valgt tre serier hvor 100-serien er bjelken alene, 200-serien er påstøpen og 300-serien er samvirkebjelken. Det kan velges ulike materialer for de ulike seriene, som igjen kobles til de ulike partene som ble definert under cross-section.

Under Main Girder bestemmes også egenskapene til koblingspunktene ved pillarene og endene. For å simulere koblede og frie frihetsgrader, benyttes fjærelementer. For opplagringspunkter mot *moder jord* benyttes fjærtype Spring-0 med høye fjærkonstanter for de frihetsgrader som skal kobles (frie bevegelser har 0-stivhet). Koblingene ved støttene i akse 2 og 3 skal simulere bjelkene fritt opplagte på støttene. Når samvirket er etablert, skal spennene være koblet sammen (innspent) mens forbindelsene til støtten fortsatt vil være leddet. I figur 44 er sammenkoblingen ved støtte 2 ($x = 2$ i figur 44) vist ved hjelp av fjærelementer koblet mellom 2 noder i systemet. Fjær 9211 og 9212, fra hver enkelt bjelke-ende, gir leddet opplagring av bjelke-endene. Fjær 9213 kobler bjelkeendene longitudinalt sammen (numerisk stabilt system), og fjær 9223 sammenkobler bjelkeendene slik at rotasjoner er koblet (aktiveres sammen med samvirke-elementene).



Figur 44: Illustrasjon av koblingspunkt ved støtte ($x=2,3$ for h.h.v støtte 2 og 3).

Under *Spring Constants* kan stivheten til fjærene i ulike retninger for rotasjon og

bevegelse også redigeres etter ønske.

Piers

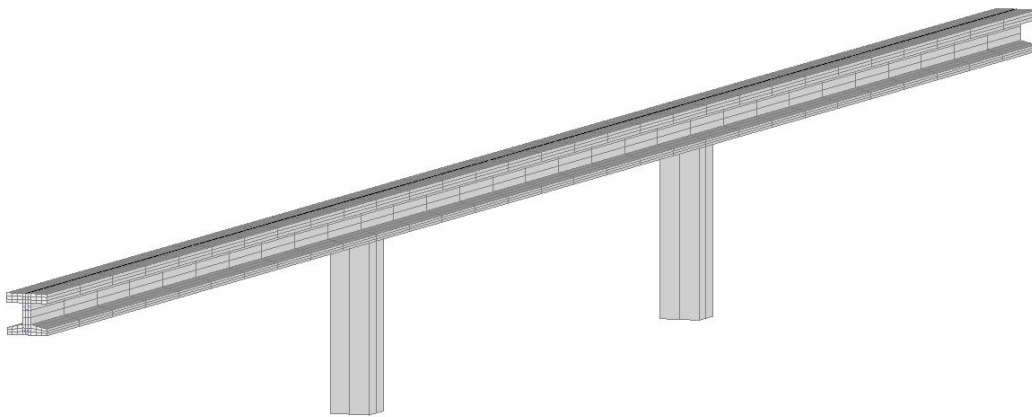
Pillarene defineres ved to segmentpunkt, ett ved høyde 0 og ett ved -4,3 meter. Det sistnevnte punktet festes til bakken ved å bruke en Spring-0 fjær, som ved bjelkeendene.

Tendons

Under Tendons legges forspenningen inn i bjelken. Det defineres 12 grupper med armering. En hovedgruppe for bunnarmeringen med 31 spenntau, samt en gruppe med ett spenntau, og en med to spenntau, da bjelkene har tre tau som er forblendet med to ulike lengder. Den siste gruppen er to spenntau i toppen av steget. De fire gruppene defineres på hvert spenn, som tilsammen gir 12 grupper. For å feste de ulike gruppene til ulike spenn, benyttes elementnummer. Under Tendons legges også overføringslengdene til spenntauene inn. Verdier er beregnet i, og hentet fra Vedlegg H.

Visualisering av modellen

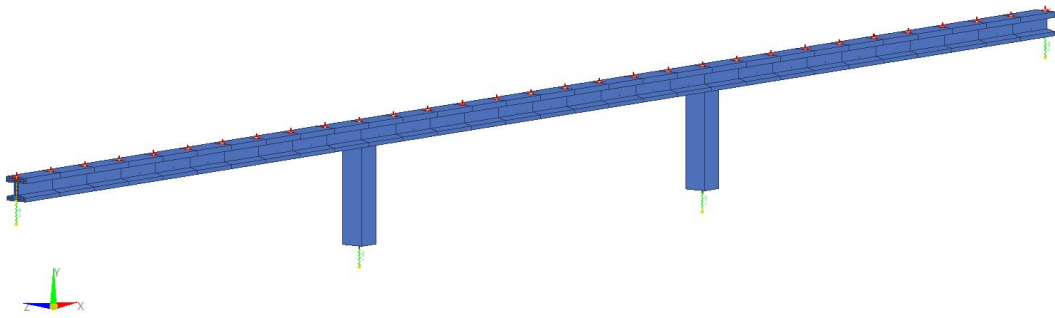
Når prosessen i Modeler er ferdig, må modellen beregnes før videre analyser kan skje i Analyzer. Figur 45 er hentet fra visualiseringverktøyet i Modeler kalt 3D View og viser hvordan samvirkebjelken og pillarene ser ut etter at pre-processingen i Modeler er ferdig.



Figur 45: 3D-modell av brostreng hentet fra 3D-View.

6.2.2 Bygging av modell i Analyzer

Etter kalkulering av input i Modeler, kan Analyzer åpnes. Det første som vises ved åpning av Analyzer, er en visualisering av brustrengen som vist i figur 46. Utseende på modellen avhenger av hvilke innstillinger som er valgt under *View Options*.



Figur 46: Generert i Analyser med input fra Modeler.

Schedule

Under Scedule defineres alt som skal skje med brukonstruksjonen gjennom dens levetid. Alt av langtidseffekter, laster og når de ulike delene av brukonstruksjonen skal være aktive må legges inn her. Under *Load Definition - Load Management* legges det inn hovedgrupper for de lastene som skal påføres. I dette tilfellet er det definert tre grupper: *SW* (self weight), *PT* (pre-tension) og *C&S* (creep and shrinkage). Videre deles hovedgruppene i deler for egenvekt og tidsintervall for kryp og svinn under *Load Case Definition*. Egenvekten deles i *sw-beam* som er vekt av bjelke og *sw-slab* som er vekt av plate. For kryp og svinn settes det opp ett tilfelle for 28 døgn, 1 år, 10 år, 20 år også videre opp til 50 år, samt ett tilfelle ved 100 år.

Når lastene er definert, kan ulike tidspunkt som beskriver livsløpet til brua defineres under *Stages - Activation*. Det deles inn i fire stadier, hvor det første er kalt *Init*, starten av bruas liv. I dette stadiet aktiveres 100-serien, altså NTB-bjelken. Videre aktiveres pillarer, fjærene ved ender og fjærene over støtte som gir fritt opplegg. Bjelken settes til å ha en modenhet på 3 døgn ved start av analyse, siden det i håndberegninger er antatt tilsvarende modenhet når bjelken fjernes fra form. Det neste stadiet er kalt *Prestressing*. Det er ingen nye elementer som aktiveres i dette stadiet, men det er nødvendig for senere operasjoner. Det nest siste stadiet er kalt *BS1*. BS1 varer frem til 28 døgn, når platen gradvis begynner å få stivhet. Det siste stadiet, *BS2*, er det som skjer med konstruksjonen etter 28 døgn. Ved start av BS2 aktiveres 200- og 300-serien, henholdsvis plate og samvirke. Videre aktiveres to nye fjærer som låser rotasjon over støttene, slik at brukonstruksjonen blir kontinuerlig. Stadiene slik de er satt opp i modellen er vist i figur 47. Det er også definert et *plot*-stadie, som benyttes ved ønske om at utvalgte resultater skal vises automatisk ved kjøring.

Tidspunkt for kalkulering av laster, forspenning og langtidseffekter defineres i *Stages - Schedule Actions*. Ved å legge til linjer i nedre vindu for de ulike stadiene dukker det opp et vindu med overskrift *Actions*. Her finnes utallige innebygde verktøy for beregninger. I denne studien er det blant annet benyttet PreTens for spennkabler, calc for beregning av ulike lasttilfeller og creep for langtidseffekter. Under det første stadiet skjer ingen beregninger, kun aktivering av elementer. Ved stadie 2 - Prestres-

sing, kalkuleres kreftene i spennkablene på grunnlag av geometri som er lagt inn i Modeler. Deretter legges lastene inn i aktuelle lasttilfeller. Det første som kalkuleres under BS1 er egenvekt av bjelken. Dette utføres også ved døgn 0, etterfulgt av at lasten plasseres i aktuelle lasttilfeller. Deretter kalkuleres første langtidseffekt som er 28 døgns kryp, og last av plate legges på som bløt betong. Platelasten legges videre inn i aktuelle lastgrupper. Det siste stadiet, BS2, tar for seg beregninger av resterende langtidseffekter i ulike tidsintervall frem til betraktning etter 100 år. For kalkulering av kryp- og svinneffekter kan det legges inn antall tidsintervall RM Bridge skal benytte ved beregning.

Status	Name	Date	Time (Day)	Duration (Day)	Make camber	Description
Ok	Init	23/03/2020	0.0	0.0	Begin	Aktivering, kun betongelementer + pillarer
Ok	Prestressing	23/03/2020	0.0	0.0	End	Oppspenning i jigg.
Ok	BS1	23/03/2020	0.0	28		Vekt av betongelementer + vekt av plate (bløt betong)
Ok	BS2	20/04/2020	28	36472		Aktivere samvirke, superegenvekt + lukking over støtte
	Plot	27/02/2077	36500	0.0		Plot av resultater

EI-from	EI-to	EI-step	Age (Day)	ts (Day)	Action	EI-from	EI-to	EI-step	Age (Day)	ts (Day)	Action
1101	130	1	3	0.0	ACT						
1100	1200	100	0.0	0.0	ACT						
1201	1300	99	0.0	0.0	ACT						
1301	1400	99	0.0	0.0	ACT						
9211	9213	1	0.0	0.0	ACT						
9311	9313	1	0.0	0.0	ACT						

Figur 47: Figuren viser hvordan de ulike stadiene i brukonstruksjonens levetid er satt opp i RM Bridge under *Schedule - Stages - Activation*.

Properties

Under *Properties* finnes flere nyttige verktøy. Mest brukt i forbindelse med denne studien er *Variables*, *Cross Sections* og *RM-Sets*. Under *Variables* ligger ulike variabler knyttet til den norske standarden som benyttes i beregningene. Her er det mulig å endre verdien til variablene. Ved for eksempel å sette kryptallet lik null, kan denne effekten fjernes fra analysen. Verktøyet kan altså benyttes til å skru av og på effekter for å isolere resultater. Ved å isolere ulike langtidseffekter, er det enklere å avgjøre om resultatene er fornuftige eller ikke. Videre lagres en rekke data om tverrsnittene under *Cross Sections*. Her kan eksempelvis tyngdepunkt til bjelke og samvirke undersøkes, for å sjekke samsvar med håndregning. Verdiene er kalkulert på grunnlag av geometrien som legges inn i Modeler. Funksjonen *RM-Sets* brukes på sin side til å lage plot av ønskede resultater. Her kan også flere effekter vises i samme plot, som gir muligheten til å vise utvikling over tid som i denne forbindelse er svært aktuelt.

Structure

Funksjonen *Structure* gjør det mulig å gjøre endringer på konstruksjonen uten å gå tilbake til Modeler. Her kan for eksempel modifikasjoner på spennarmeringen utføres under *Tendons*.

Results

Etter kalkulering av modellen kan resultater hentes ut under *Results - Load Cases*. Alle definerte lasttilfeller dukker opp i venstre meny, og resultatene kommer opp i tabellform når de ulike tilfellene velges. Nede i venstre hjørne finnes også en funksjon som heter *Diagram*, som enkelt henter frem et plott av den lastvirkningen som ønskes. For hvert lasttilfelle finnes ulike innstillinger som det er viktig å kunne skille fra hverandre. Det kan velges elementgruppe, som her tilsvarer bjelke, plate eller samvirke. Videre skilles det mellom effektene *Total*, *Primary* og *Secondary*. I dette tilfellet er resultater under *Secondary* såkalte tvangskrefter som oppstår fordi brua endrer statisk system fra fritt opplagt til fast innspent over støttene. Det er dermed under *Secondary* effekter at omlagringen vises. Under *Primary* finnes øvrige lastvirkninger, og *Total* gir summen av disse. Videre benyttes funksjonen *Join* for å få med lastvirkningen fra både plate og bjelke for betraktning av samvirketverrsnittet. RM Bridge inkluderer alle effekter som virker på delverrsnittene frem til samvirket aktiveres.

6.3 Metode for uthenting av resultater

Det er benyttet flere metoder for uthenting av resultater i forbindelse med denne studien. For å få bedre kontroll over resultatene er det valgt å hente ut lastvirkninger både enkeltvis, og i tillegg med alle laster og effekter påskrudd for bedre sammenligningsgrunnlag.

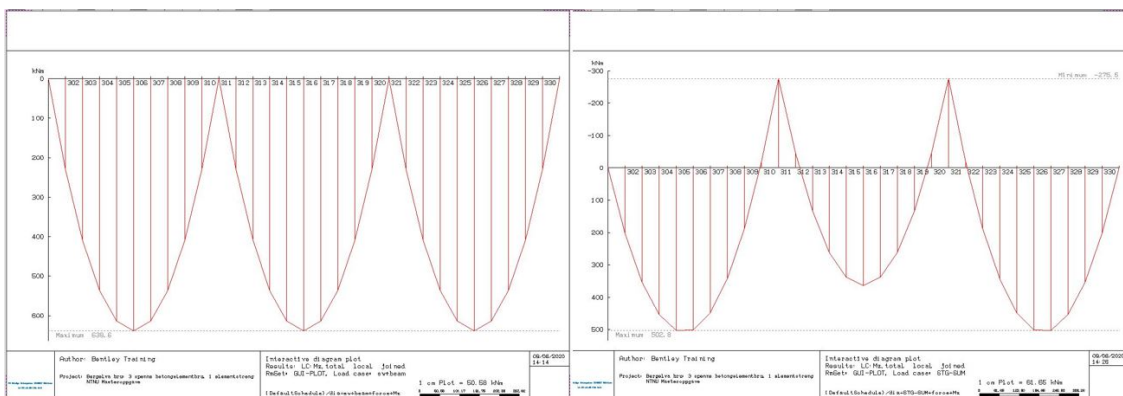
6.3.1 Ledd for ledd

Under *Stages - Schedule Actions* kan man enkelt skru av og på ulike effekter og laster. Ved å huke av *skip* for eksempelvis egenlast bjelke, vil ikke denne lasten lenger inkluderes i analysen. Det er forsøkt å hente ut et resultat som er mest mulig sammenlignbart med hvert av leddene i ligning 84 fra Publikasjon 10. Metoden som er benyttet for å hente ut disse resultatene er videre beskrevet i detalj.

Ledd 1

Det første leddet i ligning 84 er som tidligere beskrevet, knyttet til omlagring av egenlast til bjelken på grunn av kontinuitet over støtte og krypeffekter. For å hente ut noe tilsvarende i RM Bridge, settes svinnvariabelen i *Variables* lik null. Videre hukes det av på *skip* for forspenning og egenvekt plate. Under *Results - Load Cases* kan egenvekt til bjelke da hentes for flere lasttilfeller. Dersom lasten skal leses ut fra samvirket og ikke bjelken, må funksjonen *Join* velges. For omlagringen sjekkes lasttilfellet hvor alle langtidseffektene er lagret. Resultatene er hentet ut under *Samvirke - Secondary - Join*.

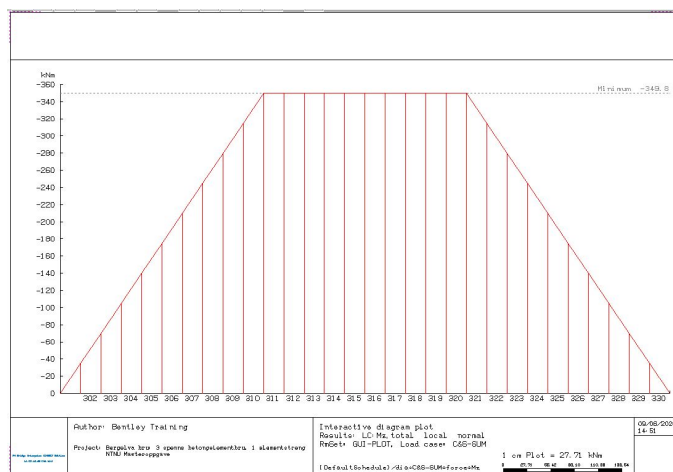
I figur 48 er funksjonen Diagram benyttet for å hente ut et momentdiagram for bjelkens egenvekt alene. I diagrammet til høyre er også effektene fra kryp inkludert. Det oppstår tvang på grunn av kryp og fastholding over støttene, som løfter momentdiagrammet som vist i figuren. Omlagringsmomentet finnes igjen over støtta.



Figur 48: Momentdiagram for bjelke til venstre og for bjelke og omlagring av bjelkens egenvekt til høyre. Diagrammene er hentet fra en modell med like spenn for 1 års betraktning.

Ledd 2

Omlagring på grunn av platevekten inngår i ligning 84's ledd 2. Tilsvarende for ledd 2 isoleres platevekten ved å bruke skip på forspenning og bjelkevekt. Svinnvariabelen settes som i ledd 1 lik null. Analysen kjøres og resultater kan hentes ut som beskrevet under forrige ledd. Figur 49 viser omlagring av moment på grunn av krypeffekter fra egenvekten til plata. Diagrammet viser et tilsvarende løft ved midtspenn og støtter som for ledd 1, og at omlagringen gradvis avtar mot de fritt opplagte endene.



Figur 49: Diagrammet viser samvirkets momentdiagram på grunn av omlagring av platens egenvekt. Diagrammene er hentet fra en modell med like spenn for 1 års betraktning.

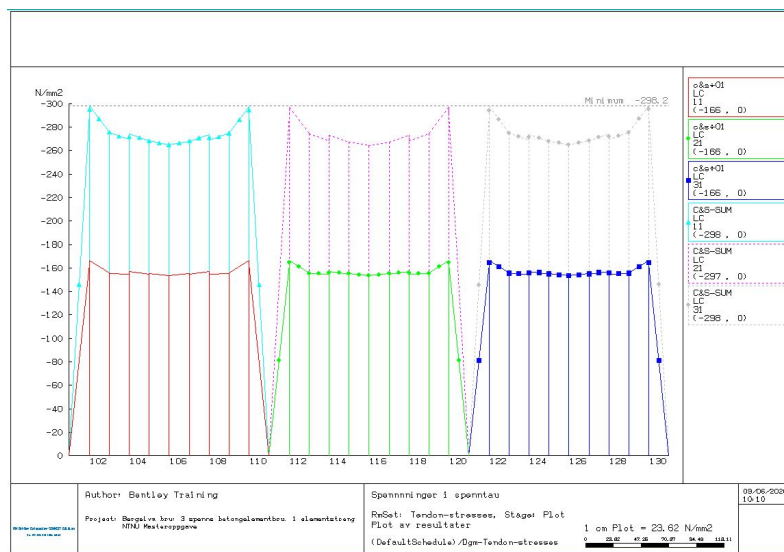
Ledd 3

For håndberegningene er det som beskrevet i kapittel 3.7.2 for ledd 3 benyttet en forspenningskraft for underkantarmeringen som ikke er redusert for langtidseffekter. I RM Bridge er det derfor valgt å sette svinnvariablelen til null som i øvrige ledd, samt skru av relaksasjon. Fordi målet er å finne omlagringen som oppstår på grunn av krypeffekter, kan ikke denne effekten slås av. Det vil derfor være et tap i spennkablene som ikke medregnes i tilsvarende ledd for hånd. Det er dermed valgt å hente ut tapet i spennkablene som skyldes kryp og legge dette til ved å multiplisere eksentrisiteten til underkantarmeringen. Videre hentes omlagringsmomentet på samme måte som øvrige ledd, ved bruk av lasttilfellet som inkluderer alle langtidseffektene for samvirket under innstillingen Secondary - Join.

For å finne spennkrafttapet på grunn av kryp, er det laget et RM-sett som plottes spenningen i kablene etter 28 døgn og 100 år. Modellen kjøres med laster fra forspenning og uten svinn og relaksasjon. Tap av spenning på grunn av kryp kan leses ut fra plottet som produseres av det nevnte RM-settet. Spenningsendringen multipliseres med armeringsareal og avstanden fra underkantarmeringens tyngdepunkt til tyngdepunkt i samvirket.

Ledd 4

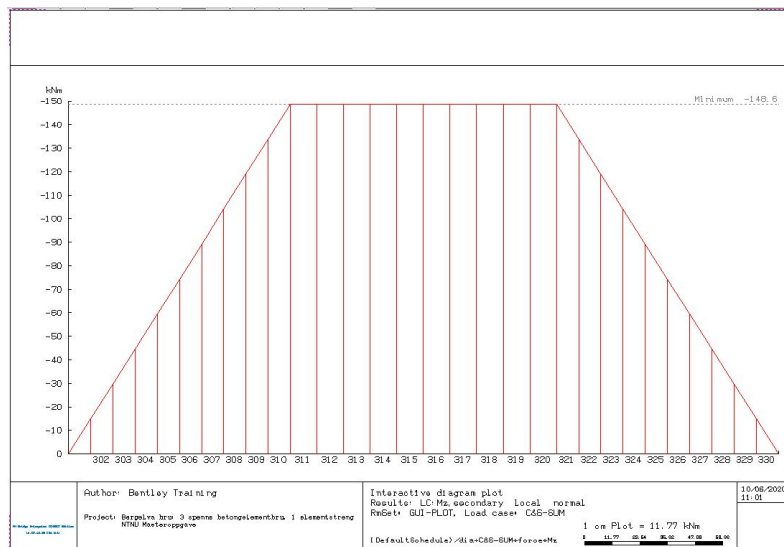
Ledd 4 i håndberegninger inneholder bidraget til omlagringen på grunn av tapet i spennkablene som ikke er inkludert i ledd 3. For å sammenligne disse resultatene med verdier fra modellering i RM Bridge er det valgt å benytte det samme RM-settet som i ledd 3. Figur 50 viser spenningstap i spennkablene for 28 døgn (rød, grønn og blå) og de øvrige viser tapet etter lang tid. Diagrammet er hentet fra modellen med like spenn. Differansen leses direkte ut av diagrammet og spenningen multipliseres med armeringsareal og eksentrisitet på samme måte som i ledd 3.



Figur 50: RM-Settet viser spenningstap i kablene etter 28 døgn og etter 100 år.

Ledd 5

Det femte leddet i håndregningene er knyttet til svinndifferansen mellom plate og bjelke, og oppstår som følge av ulik alder på de to konstruksjonsdelene. For å hente ut omlagringen som oppstår på grunn av denne effekten i RM Bridge, er det valgt å kjøre modellen kun med effekter fra kryp og svinn. Alle laster slås av, da svinn ikke er avhengig av ytre laster. Resultatet kan leses ut på samme måte gjennom å bruke lasttilfellet for sum av alle langtidseffekter. Velger innstillingene Samvirke - Secondary - Join. Figur 51 viser at også det femte leddet bidrar til å løfte momentdiagrammet og gir strekk i overkant av støttene.



Figur 51: Omlagring på grunn av svinndifferanse i plate og bjelke for like spenn etter 100 år i RM Bridge.

6.3.2 Kjøring med alle effekter

Det kjøres tilslutt en simulering med alle effekter på. Når alle lastene inkluderes, blir spenningstilstanden mer realistisk, og det er derfor rimelig å anta at resultatene vil gi et mer helhetlig og riktig resultat. Metoden blir som tidligere, med unntak av at alle langtidseffekter og laster slås på. Videre hentes den totale omlagringen av moment under lasttilfellet som inkluderer alle langtidseffekter under Samvirke - Secondary - Join som tidligere.

Det oppstår imidlertid noen utfordringer i forsøket med å kombinere resultatene for å lage et momentdiagram som viser en realistisk spenningstilstand for brustrengen etter kort tid. Årsaken til dette er en uønsket effekt fra forspenningen. Når samvirket etableres, endrer RM Bridge automatisk eksentrisiteten som opprinnelig er avstanden mellom tyngdepunkt armering og tyngdepunkt bjelke. Den nye eksentrisiteten er avstanden til tyngdepunktet i samvirket. Påstøpen løfter tyngdepunktet langt opp i steget, noe som fører til en stor økning i primærmomentet fra forspen-

ningen når brudekket og samvirket aktiveres. I virkeligheten vil denne endringen av eksentrisiteten skje gradvis. Det er ikke før etter lang tid at spenningsfordelingen i samvirket er fordelt lineært over tverrsnittshøyden. Det er derfor valgt å overføre del-resultatene til Excel, for å plotte momentfordelingen manuelt i kombinasjon med plot hentet direkte fra RM Bridge.

6.3.3 Overføring av data til Excel

Ved kjøring av RM Bridge med alle lastvirkninger hentes følgende lasttilfeller ut og overføres til Excel: moment fra sum egenlaster under Samvirke - Total - Join, forspenningsmoment i bjelken under Bjelke - Total - Normal, total omlagring for et lasttilfelle som tar med alle langtidseffekter som tidligere under Samvirke - Secondary - Join. Bruker funksjonen *Output* nede i høyre hjørne og huker av for *Output XLS*. Kjører modellen en gang for hvert av de tre tilfellene. Det produseres da tre Excel-filer som kan åpnes direkte i RM Bridge mappen.

7 Resultater

Kommende kapittel presenterer resultatene knyttet til håndberegninger og simuleringer i RM Bridge som er utført i forbindelse med denne studien. Resultater som fremkommer av håndberegninger presenteres først, etterfulgt av resultater hentet fra RM Bridge. Videre er verdiene satt sammen og avvik mellom de to metodene er presentert.

7.1 Håndberegninger

For håndberegningene er som tidligere nevnt ligning 84 lagt til grunn, slik den er formulert i kapittel 3.7.2. I tabell 18 er resultatene for henholdsvis 1 og 100 år presentert for hvert enkelt ledd og den totale omlagringen er listet opp tilslutt.

Beregningene tar som tidligere beskrevet utgangspunkt i at brua har uendelig mange like spenn. Negativ verdi gir strekk i overkant ved støtte.

Tidspunkt	Ledd	Omlagringsmoment [kNm]
1 år	1	-167
	2	-224
	3	958
	4	-125
	5	-141
	Totalt	302
100 år	1	-238
	2	-260
	3	1370
	4	-232
	5	-138
	Totalt	502

Tabell 18: Resultater håndberegninger.

Ledd	Tidspunkt	Omlagring [kNm]	Total egenlast [kNm]	Andel [%]
1 og 2	1 år	-391	-1274	30.7
	100 år	-498	-1274	39.1

Tabell 19: Omlagring av egenlast.

I tabell 19 er verdier for feltmoment i et fritt opplagt system forårsaket av alle egenlaster sammenlignet med omlagring på grunn av egenlast som beregnet i

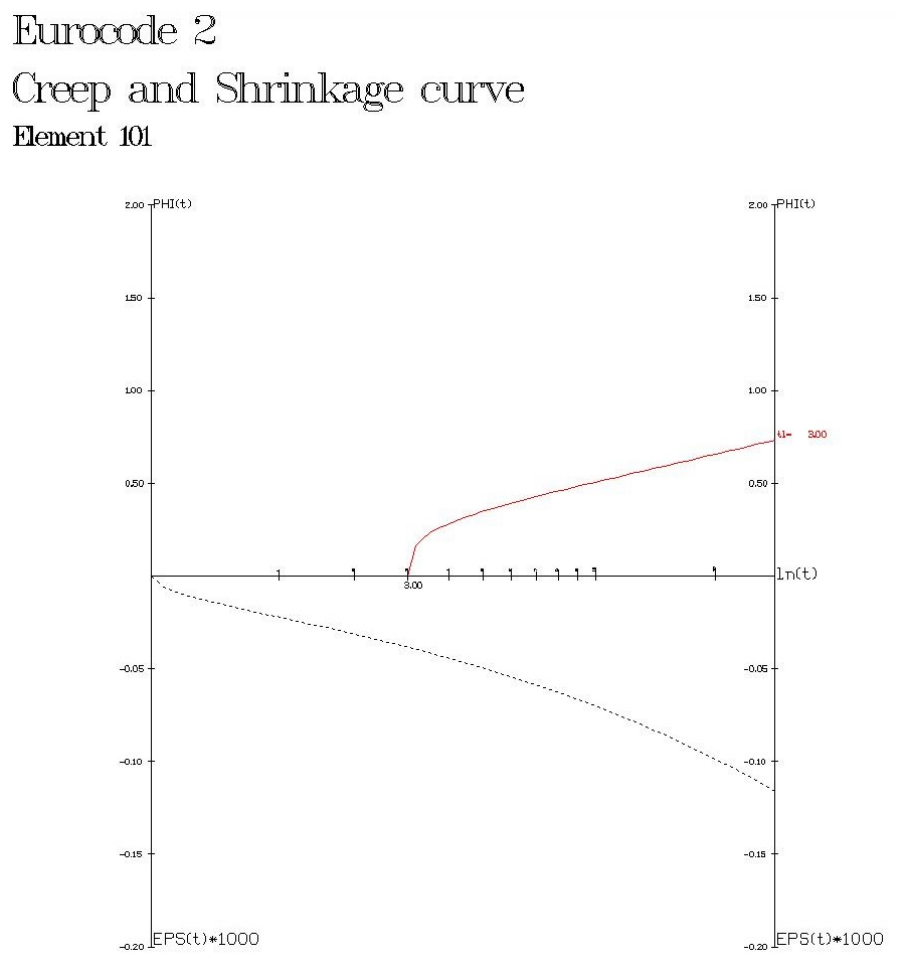
ledd 1 og 2. Andel er beregnet direkte ved å betrakte hvor mye av feltmomentet som flyttes over støtte på grunn av langtidseffekter.

7.2 RM Bridge

I RM Bridge er det hentet ut de kryp- og svinnkurvene som RM har brukt i beregninger for modellen. Videre er det utarbeidet en modell for like spenn og en med 20 meters sidespenn.

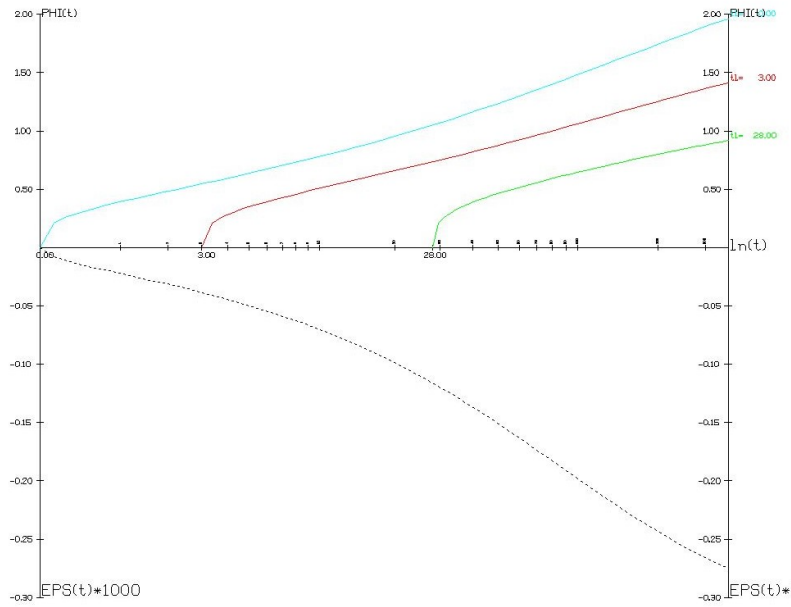
7.2.1 Kryp og svinn i RM Bridge

Kryp- og svinnkurve for bjelken ved tidspunktene 28 døgn, 365 døgn og 100 år er vist nedenfor. Over x-aksen sees utviklingen av bjelkens kryp og under vises utviklingen av svinn. Den røde grafen angir krypkurve for pålasting etter 3 døgn, og den grønne pålasting etter 28 døgn.



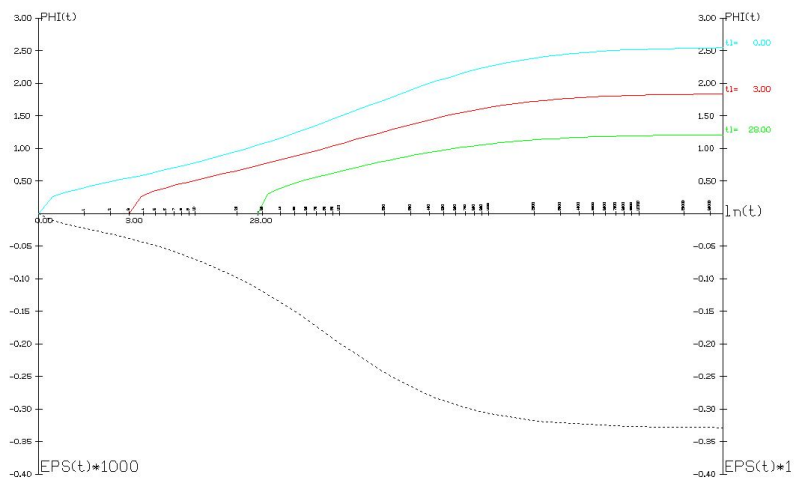
Figur 52: Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 28 døgn.

Eurocode 2
 Creep and Shrinkage curve
 Element 101



Figur 53: Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 365 døgn.

Eurocode 2
 Creep and Shrinkage curve
 Element 101



Figur 54: Kryp og svinnkurve for NTB bjelken ved 100 år.

RM Bridge beregner kryp og svinnverdier etter metodene beskrevet i EC2. Avleste verdier fra kryp- og svinnkurver hentet fra RM Bridge og håndberegnete verdier gitt i Vedlegg C er vist i Tabell 20. Krypverdiene samsvarer med hverandre. Verdier for svinntøyninger ved betraktningstidene 28 døgn, 365 døgn og 100 år er gitt i tabell 10. Disse svinntøyningene samsvarer med svinnkurvene hentet fra RM Bridge.

t0 [døgn]	t [døgn]	Beregnete kryptall $\phi(t, t_0)$	Avleste kryptall $\phi(t, t_0)$
3	28	0.73	0.75
	365	1.41	1.40
	36500	1.83	1.80
28	365	0.92	0.90
	36500	1.20	1.20

Tabell 20: Sammenligning av beregnede kryptall og avleste kryptall fra RM Bridge.

7.2.2 Like spenn

For like spenn er resultatene fra RM Bridge som vist i tabell 21. Negativt fortegn gir strekk i overkant av støttene. Den totale omlagringen gir derfor her strekk i underkant.

Tidspunkt	Ledd	Omlagringsmoment [kNm]
1 år	1	-276
	2	-352
	3	1218
	4	-271
	5	-180
	Totalt	139
100 år	1	-393
	2	-389
	3	1757
	4	-430
	5	-152
	Totalt	393

Tabell 21: Resultater fra RM Bridge hentet ut ledd for ledd for modell med like spenn.

7.2.3 20 meters sidespenn

Resultatene for modellen med 20 meters sidespenn er presentert i tabell 22. Den totale omlagringen i dette tilfellet er større enn for modellen med like spenn, og positive verdier for total omlagring betyr at det fremdeles er strekk i underkant av tverrsnittet ved pillarene.

Tidspunkt	Ledd	Omlagringsmoment [kNm]
1 år	1	-233
	2	-296
	3	1198
	4	-269
	5	-177
	Totalt	223
100 år	1	-333
	2	-331
	3	1722
	4	-426
	5	-150
	Totalt	482

Tabell 22: Resultater fra RM Bridge hentet ut ledd for ledd for modell med 20 meter sidespenn.

7.2.4 Alle effekter samtidig

Den totale omlagringen er også hentet fra RM Bridge for et tilfelle hvor alle lastvirkninger og langtidseffekter får virke samtidig. Den totale omlagringen for henholdvis like spenn og 20 meters sidespenn for kjøring med alle effekter er presentert i tabell 23. Positive verdier gir strekk i underkant av tverrsnittet ved pillarene.

Spenn	Når	Omlagringsmoment [kNm]
Like	1 år	165
	100 år	423
20 meter sidespenn	1 år	236
	100 år	508

Tabell 23: Resultater for RM Bridge modell for alle effekter på.

7.3 Sammenligning av håndberegning og RM Bridge

7.3.1 Like spenn

I tabell 24 er avvik mellom håndberegninger og RM Bridge resultater presentert ledd for ledd. Resultatene er hentet fra RM Bridge modellen med like spenn. Prosentvis avvik ser ikke ut til å variere betydelig for de to tidspunktene, med unntak av for ledd 5 som er bidraget på grunn av svinndifferanse.

Når	Ledd	Håndberegning [kNm]	RM Bridge [kNm]	Avvik [kNm]	[%]
1 år	1	-167	-276	109	39.5
	2	-224	-352	128	36.4
	3	958	1218	260	21.3
	4	-125	-271	146	53.9
	5	-141	-180	39	21.7
100 år	1	-238	-393	155	39.4
	2	-260	-389	129	33.2
	3	1370	1757	387	22.0
	4	-232	-430	198	46.0
	5	-138	-152	14	9.2

Tabell 24: Avvik mellom håndberegninger og RM Bridge i ledd for ledd betraktning for like spenn i begge tilfeller.

7.3.2 20 meter sidespenn

Når	Ledd	Håndberegning [kNm]	RM Bridge [kNm]	Avvik [kNm]	[%]
1 år	1	-167	-233	66	28.3
	2	-224	-296	72	24.3
	3	958	1198	240	20.0
	4	-125	-269	144	53.5
	5	-141	-177	36	20.3
100 år	1	-238	-333	95	28.5
	2	-260	-331	71	21.5
	3	1370	1722	352	20.4
	4	-232	-426	194	45.5
	5	-138	-150	12	8.0

Tabell 25: Avvik mellom håndberegninger og RM Bridge i ledd for ledd betraktning for like spenn for håndberegninger og 20 meter sidespenn i RM.

En tilsvarende sammenligning for håndberegninger og RM Bridge modellen med 20 meter sidespenn er presentert i tabell 25. For ledd 1 og 2 er avviket mellom håndberegninger og RM Bridge tydelig lavere for modellen med korte sidespenn.

7.3.3 Total omlagring

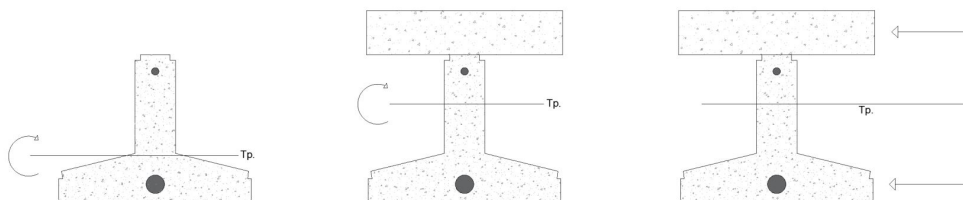
I tabell 26 er håndberegninger, samt leddvis og komplett betraktning i RM Bridge presentert. Avvik er beregnet med utgangspunkt i håndberegningene.

Når	Metode	Spenn	Tot. omlagring [kNm]	Avvik [%]
1 år	Hånd	Like	302	
	RM-ledd for ledd	Like	139	54.0
		20 meter sidespenn	223	26.2
	RM-komplett	Like	165	45.4
20 meter sidespenn		236	21.9	
100 år	Hånd	Like	502	
	RM-ledd for ledd	Like	393	21.7
		20 meter sidespenn	482	4.0
	RM-komplett	Like	423	15.7
20 meter sidespenn		508	1.2	

Tabell 26: Avvik for beregning av total omlagring

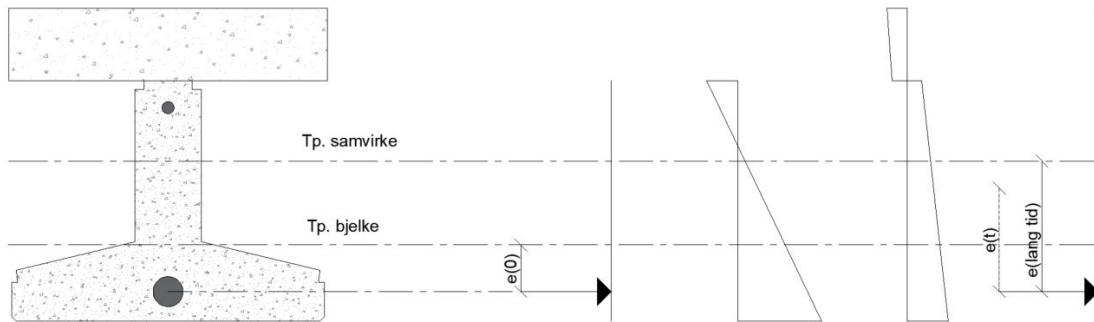
7.4 Momentdiagram

Ved uthenting av momentdiagram var det ønskelig å illustrere opprettede moment for brukonstruksjonen når den kun utsettes for permanente laster og langtidseffekter. Dette for å illustrere effekten av omlagring alene, uten variable laster. Ved oppspenning virker forspenningsmomentet i bjelken som vist helt til venste i figur 55. Ved dimensjonering virker forspenningsmomentet på kapasitetssiden, og et oppsett som illustrert helt til høyre i figur 55 benyttes.



Figur 55: Illustrer virkning fra forspenningsmoment for bjelke og samvirke. Oppstilling som i samvirket helt til høyre benyttes ved dimensjonering.

Når plata støpes over betongelementene, endres spenningstilstanden. Dette skjer gradvis ettersom påstøpen etablerer stivhet i kombinasjon med at krypeffekter virker på konstruksjonen. Kort tid etter støping av plate, vil spenningstilstanden gjøre et hopp mellom bjelke og påstøp som vist i figur 56. Etter lang tid og ved dimensjonering i bruddgrensetilstand er det vanlig praksis å anta at spenningsfordelingen over bjelke og påstøp sammenfaller, og historiske effekter neglisjeres.



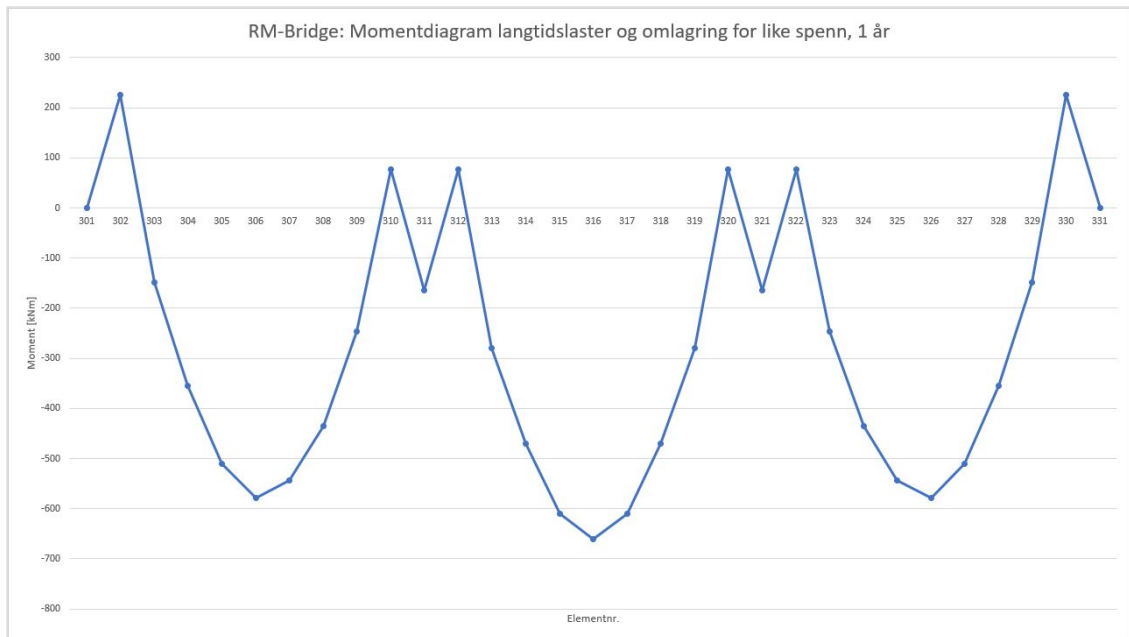
Figur 56: Når påstøpen etablerer stivhet, endres tyngdepunktet gradvis, og etter lang tid ligger nytt tyngdepunkt i samvirkets tyngdepunkt.

Ved uthenting av nøyaktige spenningstilstander for bestemte tidspunkt i konstruksjonens levetid uten ytterligere pålasting, vil eksentrisiteten til forspenningen strekke seg til et sted mellom bjelkens tyngdepunkt og samvirkets tyngdepunkt. Det er vanskelig å si helt nøyaktig hvordan spenningsutviklingen vil foregå, men ved slutttilstand vil den ligge nært eller i samvirkets tyngdepunkt som vist i figur 56.

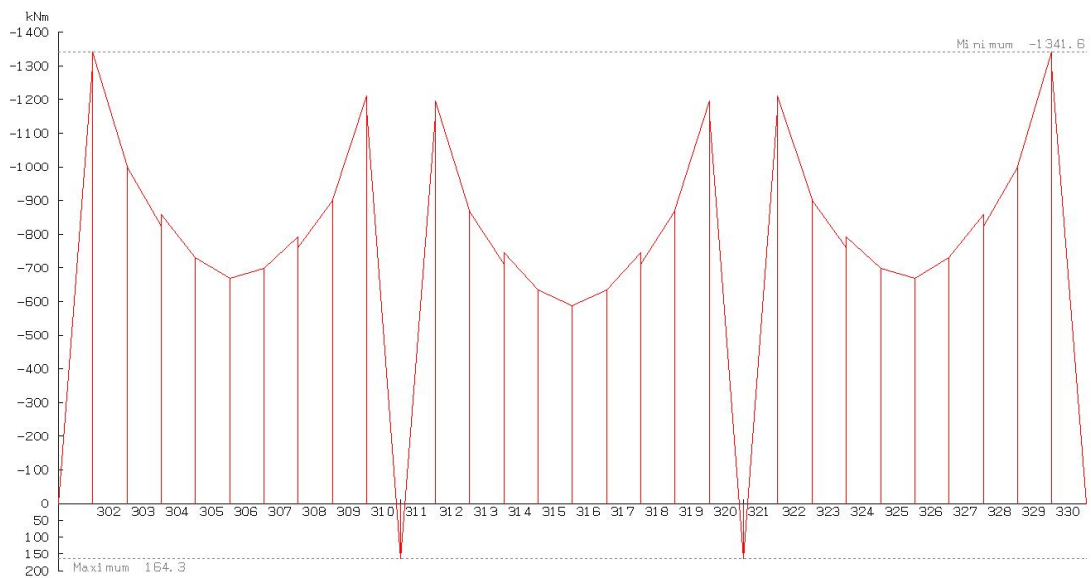
Videre følger momentdiagrammer for brustrengen ved 1 år og 100 års betraktning. Verdiene er hentet fra RM Bridge og overført til Excel for de blå momentdiagrammene. For disse verdiene er forspenningsmomentet relatert til tyngdepunktet i bjelketverrsnittet. For de røde momentkurvene er forspenningsmomentet relatert til tyngdepunktet til samvirketverrsnittet. De røde momentverdiene benyttes som nevnt ved dimensjonering konstruksjonen i bruddgrensetilstand.

Bidraget fra forspenningsmomentet vil altså øke ettersom påstøpen etablerer stivhet. Etter 100 år vil momentdiagrammene hentet fra RM Bridge vise et bedre bilde av lastvirkningene i bjelkestrengen, men etter 1 år er det fornuftig å anta at forspenningsmomentet ligger et sted mellom de to diagrammene som er illustrert for hvert tidspunkt.

1 år - like spenn

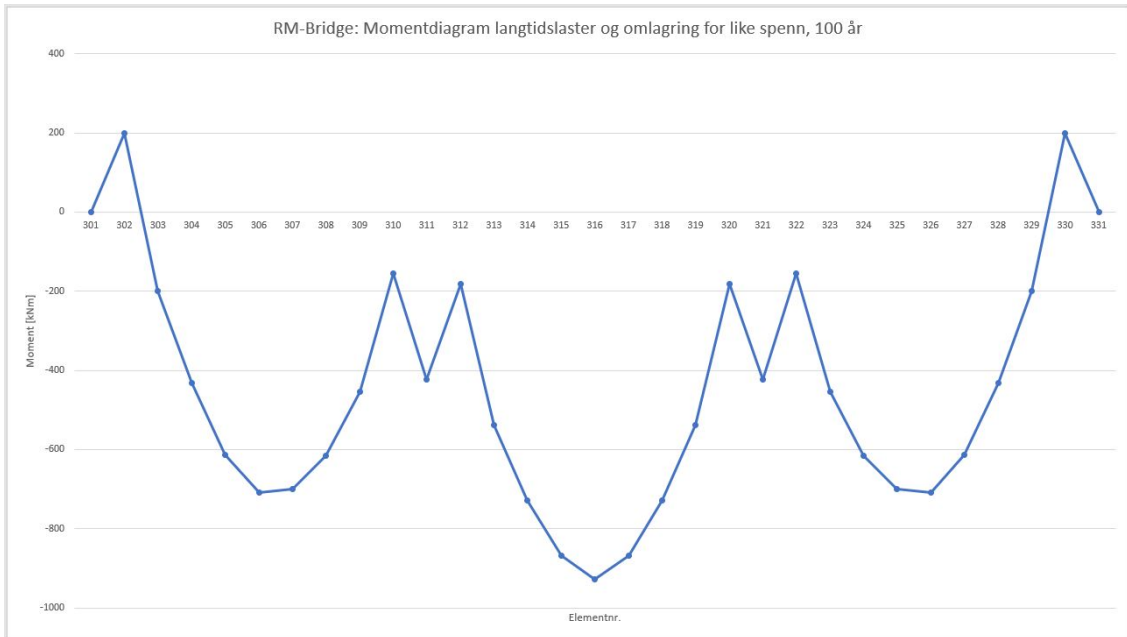


Figur 57: Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.

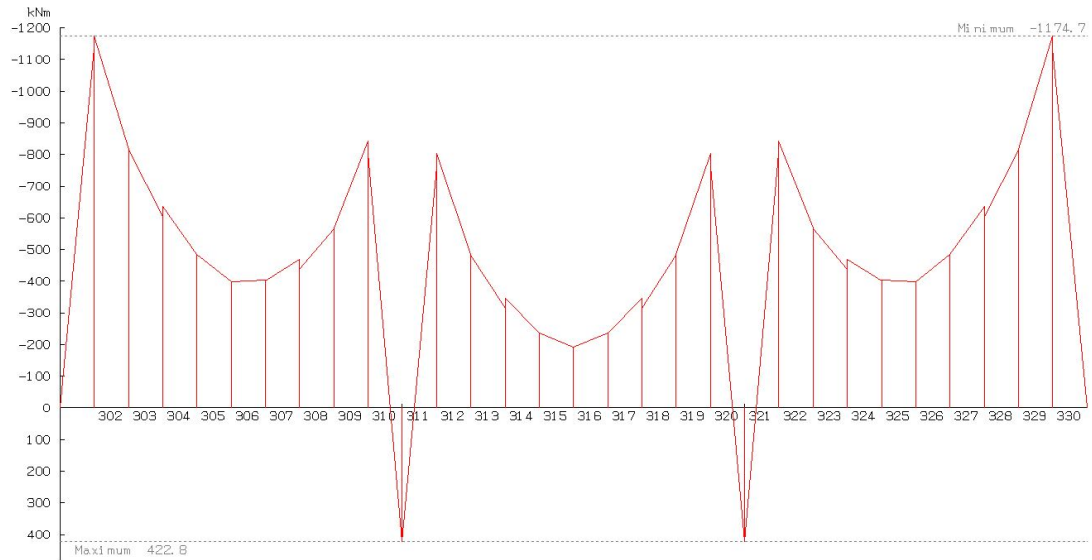


Figur 58: Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.

100 år - like spenn

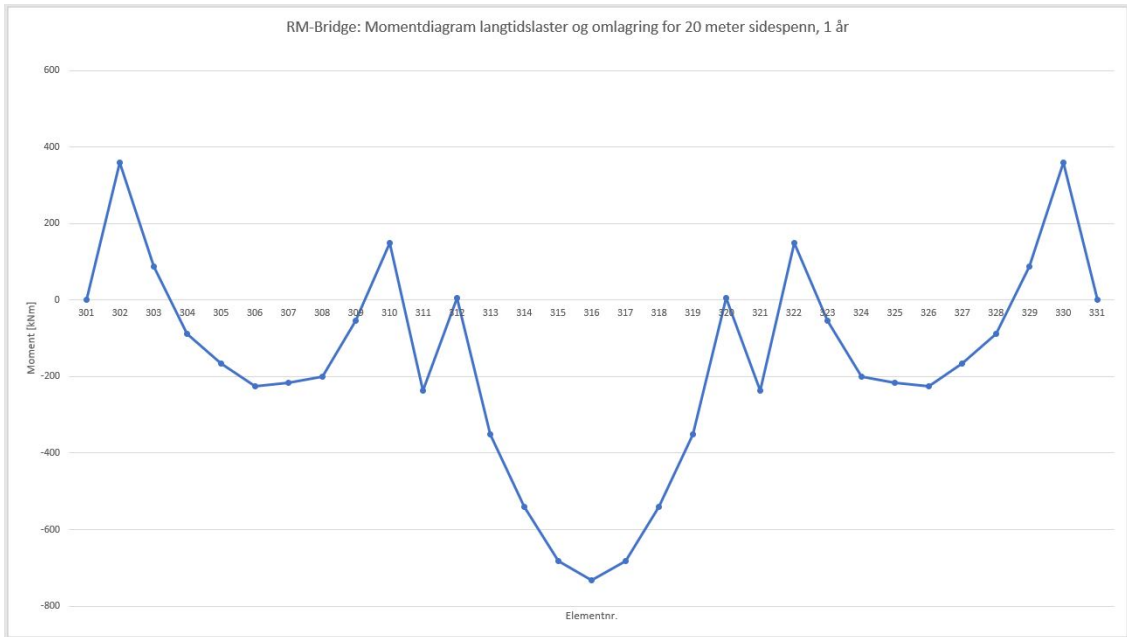


Figur 59: Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.

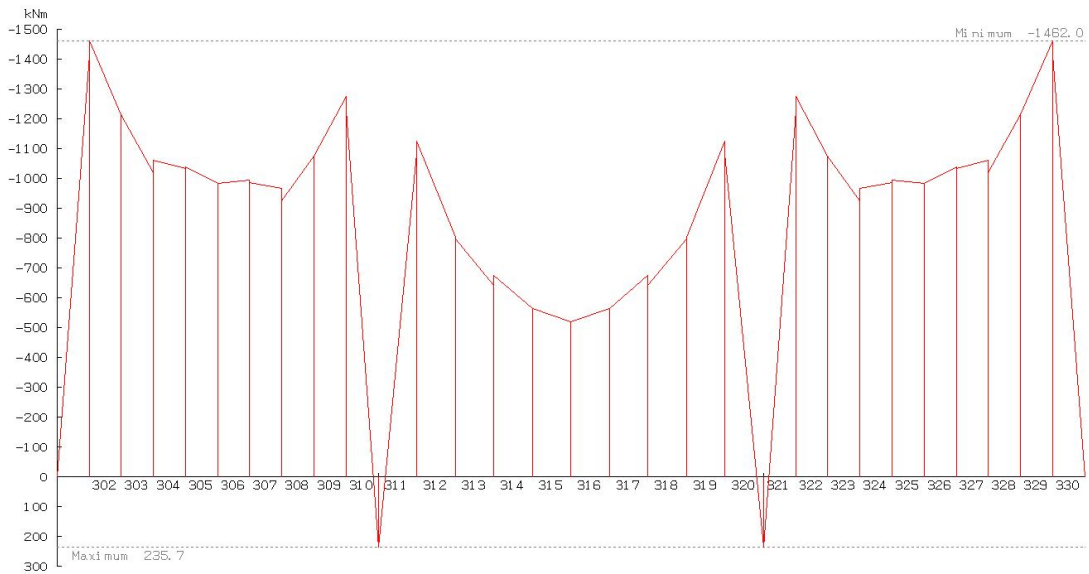


Figur 60: Momentfordeling for brustreng med like spenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.

1 år - 20 meter sidespenn

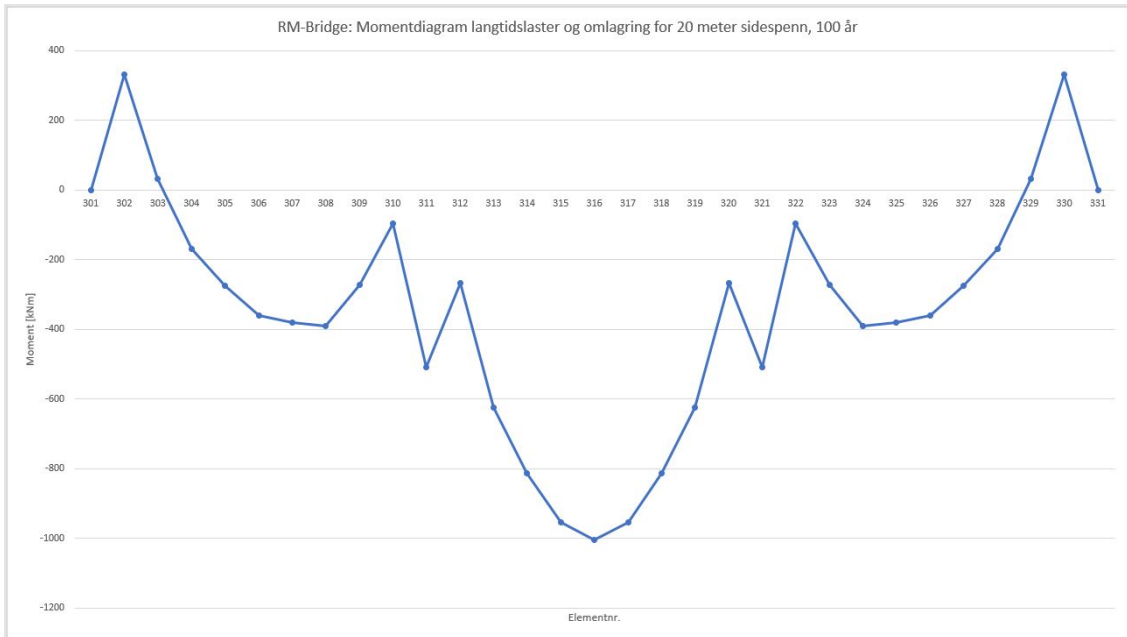


Figur 61: Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.

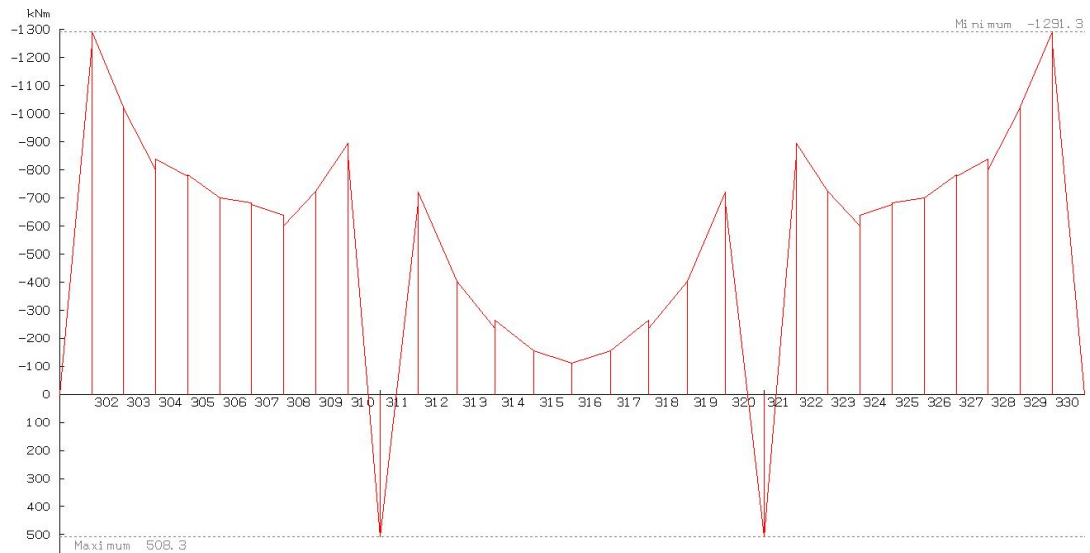


Figur 62: Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 1 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.

100 år - 20 meter sidespenn



Figur 63: Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til bjelketverrsnittet.



Figur 64: Momentfordeling for brustreng med 20 meter sidespenn etter 100 år med forspenningsmoment relatert til samvirket.

8 Diskusjon

I følgende kapittel er benyttede metoder og endelige resultater drøftet og sammenlignet. Betydningen av de ulike forutsetningene og antagelsene som er gjort legges frem og diskuteres. Målet med drøftingen er å ta steg i prosessen med å forstå hva resultatene egentlig viser.

8.1 Materialer

Betong er som beskrevet i kapittel 3.1.1 et materiale sammensatt av flere komponenter. Det er store usikkerheter knyttet til materialets egenskaper, da det består av rundt 70 % tilslag. Ettersom tilslaget hentes fra naturen er det vanskelig å vite nøyaktig hvilke egenskaper materialet har. Under labundersøkelser kan materialegenskaper bestemmes, men ettersom tilslag ikke er et homogent materiale, vil ikke et lite utvalg nødvendigvis gi et helhetlig bilde av virkeligheten. Det vil derfor alltid være store usikkerheter knyttet til den faktiske kvaliteten. I forbindelse med denne studien er det derfor viktig å påpeke at betongkvaliteten vist gjennom blant annet E-moduler, fasthet, kryp og svinneffekter i beregninger både for hånd og ved modellering, i stor grad vil kunne avvike fra virkeligheten.

8.2 Håndberegninger

Metoden for håndberegninger, som utledet i kapittel 3.7.3, baseres på en likevektsbetraktning hvor forutsetningen er null rotasjon over støtte etter sammenkobling mellom bjelke og plate. Ligningen slik den er utledet gir en ekstakt løsning, men metoden inneholder effekter som kryp, svinn og relaksasjon. Disse effektene er basert på empiriske data og materialmodeller. Det finnes ikke eksakte løsninger, og dermed gir heller ikke ligning 84 noe eksakt resultat. Det er også knyttet usikkerheter til påførte laster, da også disse avhenger av materialegenskapene til armering og betong. For spennarmering er det store usikkerheter knyttet til tap av spennkraft, da det er mange parametre som kan avvike fra det som er antatt i beregninger. Eksempelvis betongens modenhet ved kapping av spenntau, temperatur, luftfuktighet, uttørking og så videre.

Det er i denne studien tatt utgangspunkt i en utvidelse av Bergelva bru med tre spenn på 24 meter. Beregningsmetoden i Publikasjon 10 er utledet basert på en modell med uendelig mange like spenn, som etter sammenkobling er fast innspent ved begge ender. Ettersom Bergelva bru er fritt opplagt ved endene, vil stivhetsbidraget for sidespennene være mindre i dette tilfellet enn for situasjonen betraktet i Publikasjon 10. Det foreligger derfor ikke like forutsetninger for Bergelva bru og håndberegningsmodellen. På grunnlag av dette vil resultatene i større eller mindre grad kunne avvike fra den eksakte løsningen.

I håndberegningene estimeres krypeffekter ved hjelp av Effektiv E-modul metoden som beskrevet i kapittel 3.4.1. Som kjent underestimerer denne metoden effekten av kryp. Den gir riktigst resultat for slutttilstanden, og vil gi en for liten spenning ved start. Etersom Effektiv E-modul metoden underestimerer effekten av kryp er det grunn til å anta at ligning 84 også underestimerer effekten av omlagring, spesielt ved tidlig alder.

8.3 RM Bridge

Beregningene som utføres i RM Bridge møter de tilsvarende utfordringene som håndberegningene, da eksempelvis kryptall og svinntøyninger beregnes etter samme regelverk og sammenfaller med hverandre som vist i kapittel 7.2.1. Videre er det også i RM Bridge gjort flere antagelser knyttet til materialegenskaper, som igjen medfører usikkerheter knyttet til resultatene. RM Bridge benytter LSM ved beregning av krypforløp, som tidligere beskrevet i kapittel 3.4.1 er anerkjent som den mest nøyaktige beregningsmetoden for kryp. Det er derfor rimelig å anta at omlagringen hentet fra modelleringen vil avvike mindre fra virkeligheten enn for håndberegningene. Dette er spesielt gjeldende i tidlig alder ettersom LSM følger faktisk kryputvikling bedre enn effektiv E-modul betraktning. Omlagringen hentet fra RM Bridge som vist i tabell 21 og 22, gir større verdier for samtlige ledd sammenlignet med håndberegningene vist i tabell 18.

Resultatene i RM Bridge bærer også preg av at det i programmet er mulig å etterligne det tenkte scenarioet for Bergelva bru i større grad enn for hånd. Det åpner eksempelvis for muligheten for å legge inn fritt opplegg ved ender, samt beregne konstruksjoner med ulike spennlengder. Videre er det enkelt å legge inn effekter fra forblending i programvaren. På grunnlag av dette er det rimelig å anta at simuleringene i RM Bridge gir resultater som ligger nærmere de eksakte løsningene for Bergelva bru slik den her er beskrevet.

8.3.1 Sammenligning like spenn

Som nevnt ved flere anledninger tidligere legges det i håndberegningene til grunn et tilfelle med uendelig mange like spenn. I RM Bridge modelleres Bergelva bru slik den er tenkt med tre spenn. Forutsetningene er derfor ikke de samme i de to metodene. I håndberegningene regnes omlagring ved hjelp av fem ledd som tar for seg ulike effekter og summerer disse tilslutt. For bedre sammenligningsgrunnlag er det valgt å hente ut resultater fra RM Bridge som så langt det lar seg gjøre, har like forutsetninger som for hvert enkelt ledd i håndberegningene.

I tabell 24 er avviket mellom håndberegninger og resultater fra RM Bridge presentert ledd for ledd. For ledd 1 er omlagringen fra modelleringen noe større. Som tidligere diskutert benytter håndberegninger Effektiv E-modul metoden for beregning av kryputvikling, en metode som underestimerer effekten av kryp. LSM følger

imidlertid faktisk kryputvikling bedre. Det er derfor rimelig å anta at store deler av det overnevnte avviket skyldes ulik beregningsmetode. Dette vises også igjen i tabell 26, da avviket mellom de to metodene ser ut til å avta betraktelig fra 1 års til 100 års betraktningen. Trenden er gjeldende både for sammenligning av verdien ved uthenting av totalt omlagringsresultat, samt ledd for ledd betraktningen. Eksempelvis avtar avviket ved ledd for ledd betraktning fra 54.0% etter 1 år til 21.7% etter 100 år. Denne trenden er videre også forventet basert på teorigrunlaget beskrevet i kapittel 3.4.1.

For ledd 2 og 3 ses tilsvarende trend som for ledd 1. For ledd 4 som er knyttet til tap av forspenningskrefter, er også verdiene fra RM Bridge høyere enn verdiene beregnet for hånd. Den største andelen av forspenningstapet skyldes krypt, og ettersom Effektiv E-modul metoden underestimerer kryptet, vil denne effekten også spille inn i dette leddet. I ledd 3 er det i RM Bridge ikke tatt hensyn til tap i overkantarmring ved uthenting av resultater, mens det i håndberegningene er medregnet. Dette kan gi et lite avvik, men det antas å ikke ha veldig stor betydning for resultatene, da det bare er to spenntau i overkant. Videre er det knyttet usikkerhet til om den benyttede metoden for å legge til kryptet som kommer med ved beregning i RM Bridge gjennomføres på en slik måte at resultatene blir sammenlignbare med det som gjøres for hånd.

Som tabell 24 viser er det imidlertid mindre avvik mellom resultatene for ledd 5. Leddet beregnes for hånd ved bruk av svinntøynigner og platas kryptall. Også for dette leddet er avviket mindre etter lang tid, noe som igjen kan antas å henge sammen med ulik krypberegningsmetode. For 100 års betraktningen er avviket mellom håndberegning og RM Bridge på 9.2%, det minste avviket for leddvis betraktning av modellen med like spenn. Etersom det i stor grad er samsvar mellom svinntøyningsverdier beregnet for hånd og verdier fra RM Bridge, gir det grunn til å anta at avvik mellom beregningsmetodene i hovedtrekk skyldes krypberegningene.

8.3.2 Sammenligning 20 meter sidespenn

På forhånd ble det lagt til grunn en antagelse om at resultatene i RM Bridge ville avvike noe fra håndberegningene. Dette på grunnlag av ulikheter i statisk oppsett som tidligere nevnt. Modellen med like spennlengder gir lavere stivhetsbidrag fra sidespennene til midtspennet sammenlignet med håndberegningens metode som tar utgangspunkt i uendelig mange spenn med fast innspenning.

Det var på forhånd antatt at en modell med kortere sidespenn derfor ville gi resultater mer nærliggende håndberegningene. De kortere sidespennene gir et større stivhetsbidrag til midtspennet, og dermed i større grad samsvar med håndberegningene. Denne antagelsen viser seg å stemme godt med resultatene. I tabell 25 vises avvik mellom håndberegninger og modellering i RM Bridge for 20 meter sidespenn. For ledd 1-3 er den generelle trenden et lavere avvik enn for modellen med like spenn. Dette kan skyldes både stivhetsbidraget som kommer av den reduserte spennvid-

den, samt at det generelt er mindre egenvekt i systemet når bjelkene og påstøpen blir kortere. For ledd 4-5 er det relativt liten endring for avviket. Dette skyldes at spennkrafttap og svinndifferanse forblir noenlunde likt i de to tilfellene. For total omlagring reduseres også avviket betraktelig, noe som gir en god indikasjon på at modellen fungerer som ønsket.

8.3.3 Sammenligning totalt

Som tidligere beskrevet er det hentet ut en leddvis betraktning i RM Bridge, samt total omlagring ved kjøring av alle laster og effekter samtidig. For leddvis betraktning er det viktig å ha i bakhodet at spenningsstilstanden som oppstår når bare en lastvirkning er aktiv ikke er helt realistisk. Superposisjon er benyttet, men det er knyttet stor usikkerhet til det endelige resultatet. Ved kjøring av alle effekter oppnås en mer realistisk spenningsstilstand, og derfor antatt mer riktige resultater. Som vist i tabell 26 er avviket mellom håndberegning og komplett betraktning for 20 meter sidespenn i RM Bridge kun 1.2 %. Resultatene er altså tilnærmet helt sammenfallende. Det er mange faktorer som kan spille inn og påvirke de endelige resultatene, men det er likevel rimelig å si at det på grunnlag av det som er observert i denne studien, ser ut til å være godt samsvar mellom de to beregningsmetodene ved betraktning etter lang tid.

8.4 Erfaringer med RM Bridge

Bruk av programvaren RM Bridge for dette formålet har generelt fungert bra. Programmet gir mulighet for nøyaktig utførelse av tverrsnittsgeometri og spennarmering, samt at aspektet med tidsaksen og inndeling av tverrsnittsdeler har vært avgjørende for å kunne studere et slikt problem. Programmet er litt komplisert å sette seg inn i, men mulighetene er store når man først blir fortrolig med det.

Det er primært en utfordring som har dukket opp i løpet av prosessen. Ved uthenting av resultater for samvirke endres den indre momentarmen til spennarmeringen. Etersom bjelken er føroppsant, og allerede innehar et moment på $P \cdot e$, hvor e er eksentrisiteten til bjelken, blir denne endringen kun aktuell ved dimensjonering i bruddgrensetilstand etter lang tid. Ved ønske om å hente ut opptredende krefter i samvirket etter kort tid, blir forspenningsmomentet urealistisk høyt ved bruk av eksentrisiteten til samvirket. Det blir derfor vanskelig å hente ut en nøyaktig spenningsstilstand direkte fra RM Bridge for et slikt tilfelle. Som beskrevet i kapittel 7.4 endres eksentrisiteten gradvis, noe som derfor også blir tilfellet for forspenningsmomentet. Det er derfor vanskelig å lage en helt realistisk fremstilling av opptredende krefter.

Effekter av endret momentarm vises tydelig i momentdiagrammene som er presentert i kapittel 7.4. De røde diagrammene er løftet tilsvarende forspenningskraften multiplisert med endring i eksentrisitet mellom bjelke- og samvirketverrsnitt. I dia-

log med Arne Bruer har det vært diskutert om det kunne vært nyttig å innføre et enkelt verktøy under resultater i RM Bridge som åpner for muligheten til å velge hvilken momentarm som skal benyttes. Et verktøy tilsvarende valgboksen for Total - Primary - Secondary kunne vært brukt til dette formålet uten å måtte gjøre store endringer i programmets oppbygning.

8.5 Videre arbeid

Den valgte brutypen med redusert brubredde og maksimalt utnyttet NTB-bjelker har vist seg å ikke være gunstig med tanke på å utnytte fordelene omlagring av feltmoment potensielt kan føre med seg. Redusert brubredde gir lavere egenlaster fra bjelker og plate som følge av reduserte flensbredder. Den dominerende forspenningskraften sørger for at resulterende omlagringsmoment gir strekk i underkant ved søylene, noe som gir et verre utgangspunkt enn et fritt opplagt system. Det optimale ville vært et støttemoment med strekk i overkant, tilpasset de variable lastene som brua utsettes for. For å oppnå strekk i overkant finnes flere alternativ. En mulighet er å redusere oppspenningskraften. Et annet alternativ kan være å redusere antall spennkabler eller øke betongvolumet. Med ønske om å beholde opprinnelig kapasitet, samt å utføre konstruksjonen så materialbesparende som mulig vil alternativet med redusert oppspenningskraft være mest aktuelt.

I henhold til V426 er største feltmoment avgjørende for dimensjonering av bjelkene. Ved å redusere feltmomentet gjennom omlagring til støttemoment, kan det være mulig å for eksempel gå ned i bjelkedisensjon eller redusere antall bjelker. Dette kan gi store miljøfordeler gjennom redusert bruk av betong. En optimalisering av kontinuerlige betongelementbruer vil dermed kunne bidra til redusert utslipp, tidsbesparelse, samt potensielle økonomiske fordeler.

Verken RM Bridge eller håndberegningene produserer eksakte resultater for den valgte bruløsningen for Bergelva bru. Det er stor usikkerhet knyttet til hvor langt unna eksakte verdier resultatene i denne studien faktisk ligger. For å få svar på dette ville det vært nødvendig å gjennomføre en verifikasjon av RM Bridge. Ved å modellere et problem med kjent løsning, og sammenligne resultatene fra RM Bridge med den, kan nøyaktigheten til RM Bridge bestemmes. Dersom det er kjent at RM Bridge gir tilstrekkelig nøyaktige resultater, kan programmet i fremtiden benyttes til å optimalisere løsninger for kontinuerlige elementbruer.

9 Oppsummering og konklusjon

9.1 Oppsummering

I forbindelse med denne studien er det utført håndberegninger og modellering i RM Bridge for en utvidet versjon av Bergelva bru med tre spenn. Hensikten var primært å undersøke effekten av omlagringsmoment over støtte som oppstår ved kontinuerlig utførelse av brukonstruksjonen. Resultatene for det konkrete brutilfellet benyttes videre for å si noe om hvordan omlagringsmomentet kan utnyttes på generell basis, og om fordelene løsningen medfører er så store at den bør vurderes standardisert som for bruene i V426 med ett felt.

Håndberegningene baseres på formler hentet fra Publikasjon 10, og krypeffekter beregnes ved hjelp av Effektiv E-modul metoden. Det er kjent at denne metoden underestimerer effekten av kryp, særlig etter kort tid. For betraktning etter 1 og 100 år er omlagring av egenlast, tilsvarende ledd 1 og 2, beregnet til 30.7 % og 39.1 % av feltmomentet forårsaket av alle egenlast i et fritt opplagt system. Metoden baseres på utledning for et tilfelle med uendelig mange like spenn som har fast innspenning. Dette medfører at beregningsmetoden og Bergelva bru slik den er presentert i denne studien, har ulike statiske system. På grunnlag av dette er det forventet at håndberegningene ikke er sammenfallende med eksakte verdier.

I RM Bridge modelleres brukonstruksjonen som en bjelkestreng, hvor randbetingelser og geometri så langt det lar seg gjøre er utformet som beskrevet i kapittel 4. Det modelleres to brutilfeller, hvor det ene har like spenn på 24 meter, mens det andre beholder lengden på midtspennet og sidespennene justeres til 20 meter. Resultatene i RM Bridge hentes ut både leddvis, tilsvarende som for håndberegningene, og som et totalt omlagringsmoment. For tilfellet med like spenn og uthenting av totalt omlagringsmoment er avviket etter 100 år 15.7%, mens for tilfellet med kortere sidespenn er avviket 1.2%. RM Bridge beregner kryp ved hjelp av lineær viskoelastisitet, som er anerkjent som den mest nøyaktige krypberegningsmetoden. Det er derfor forventet et visst avvik mellom håndberegninger og modellering, spesielt etter kort tid. Videre er resultatene for modellen med 20 meter sidespenn og håndberegningene nesten helt sammenfallende. Bedre overensstemmelse for håndberegning og modell med kortere sidespenn er forventet ettersom kortere sidespenn betyr økt stivhet til systemet. Dette medfører at denne modellen vil ligge nærmere tilfellet med uendelig mange spenn med fast innspenning.

9.2 Konklusjon

Det ser ut til å være godt samsvar mellom resultatene fra håndberegninger og RM Bridge for betraktning etter lang tid. Dette gjelder spesielt for modellen med kortere sidespenn. Det er sannsynlig at modellen i RM Bridge gir resultater som

ligger nærmere den eksakte løsningen for brukonstruksjonen, da det i programmet er mulig å utforme modellen slik at den ligger nærmere det faktiske tilfellet som studeres. Når dette er sagt, gir begge metodene fornuftige svar i forhold til det som på forhånd var forventet, med tanke på størrelsesorden og retninger. Det er også videre erfart at programvaren RM Bridge fungerer godt for utførelse av denne typen beregninger.

Videre er den valgte brukonstruksjonen ugunstig fordi forspenningen er veldig stor sammenlignet med betongvekten. Det blir derfor strekk i underkant ved søyle, noe som gir et ugunstigere tilfelle enn en utvidelse av det fritt opplagte systemet i V426. Ved bedre balansering av forspenning og betongvekt vil omlagrings-effekten kunne gi fordeler med tanke på gunstigere lastfordeling og bedre utnyttelse av tverrsnittskapasiteten.

9.3 Oppsummering av videre arbeid

For videre arbeid anbefales en verifikasjon av RM Bridge hvor et problem med kjent løsning modelleres, for å bestemme programmets nøyaktighet. Dersom RM Bridge gir tilstrekkelig nøyaktige resultater, kan det videre benyttes for å optimalisere kontinuerlige elementbruer. Med et riktig forhold mellom egenvekt og forspenning, kan det tenkes at omlagrings-effektene kan utnyttes til eksempelvis materialbesparelse.

Bibliografi

- [1] K. Bell. *Matrisestatikk - statistiske beregninger av fagverk, rammer og buer*. Fagbokforlaget, 2018.
- [2] Bentley. Bridge design, analysis, and construction software, 2020. URL <https://www.bentley.com/en/products/product-line/bridge-analysis-software/rm-bridge>. (Hentet 15/05/2020).
- [3] C. Breivik and E. M. Pedersen. *Styrkeberegning av prefabrikkerte betongelementbruer*. NTNU, 2019.
- [4] GoogleMaps, 2020. URL <https://www.google.com/maps/place/69%C2%B036'43.1%22N+21%C2%B017'25.1%22E/@69.1673226,18.7510871,7z/data=!4m5!3m4!1s0x0:0x0!8m2!3d69.61196!4d21.290303?hl=no>.
- [5] O. S. Grenne and K. G. Østhus. *Styrkeberegning av betongelementbru*. NTNU, 2019.
- [6] U. F. Indgaard. *Analyse og kaåasitetskontroll av betongelementbru med omfattende korrosjonsskader*. NTNU, 2018.
- [7] I. S. Jensen. *Birtavarre - Holmen målestasjon*. NRK og Meteorologisk institutt, 2020. URL <https://www.yr.no/nb/historikk/graf/1-2233812/Norge/Troms%20og%20Finnmark/Nordreisa/Sappen>.
- [8] T. Kanstad. *Langtidseffekter: Virkning av kryp, svinn og relaksasjon i bruer*. NTNU, 2018.
- [9] B. Laanke. *Betong*, 2019. URL <https://www.sintef.no/betong/>. (Hentet 27/02/2020).
- [10] NorskBetongforening. *Publikasjon 10: Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*. Norsk Betongforening, 1981.
- [11] NorskBetongforening. *Publikasjon 11: Flerfelts NIB- og NOB-broer Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene*. Norsk Betongforening, 1981.
- [12] NTNU. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. Tapir, 1997.

- [13] SINTEF-Byggforsk. 471.031 egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler, 2013. (Hentet 06/03/2020).
- [14] S.Jacobsen, M.Maage, S. Smeplass, K.O.Kjellsen, E.J.Sellevold, J.Lindgård, R.Cepuritis, R.Myrdal, Ø.Bjøntegaard, and M.Geiker. *Concrete Technology*. NTNU, 2016.
- [15] StandardNorge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 2: Trafikklast på bruer, 2003.
- [16] StandardNorge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 1-5: Termiske påvirkninger, 2003.
- [17] StandardNorge. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, 2004.
- [18] StandardNorge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-4: Allmenne laster - vindlaster, 2005.
- [19] G. Steiro. *De forsømte broene*. VG, 2017. URL <https://www.vg.no/spesial/2017/de-forsomte-broene/kart/>.
- [20] S. I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2013.
- [21] J. V. Thue. *Betong*. Store Norske Leksikon, 2019. URL <https://snl.no/betong>. (Hentet 12/02/2020).
- [22] E. N. Torp. *Analyse av Dolmsundbrua: En sammenligning av RM bridge og Sofistik*. NTNU, 2019.
- [23] Vegdirektoratet. *NOB-bruer*. Statens vegvesen, 1983. URL <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/221612>. (Hentet 06/10/2020).
- [24] Vegdirektoratet. *NIB-bruer*. Statens vegvesen, 1989. URL <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/221601>. (Hentet 06/10/2020).
- [25] Vegdirektoratet. *NOT-bruer*. Statens vegvesen, 1990. URL <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/221605>. (Hentet 06/10/2020).
- [26] Vegdirektoratet. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Statens Vegvesen, 2015. URL https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/. (Hentet 02/20/2020).
- [27] Vegdirektoratet. *Håndbok V426 - Prefabrikkerte brubjelker*. Statens vegvesen, 2019. URL <https://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>. (Hentet 02/21/2020).
- [28] Øyvind Bjøntegaard. Tkt 4215 concrete technology 1: Chapter 13 shrinkage, cracking, 2019. (Hentet 27/02/2020).

Vedlegg

Vedlegg A

Tegningsgrunnlag for Bergelva bru

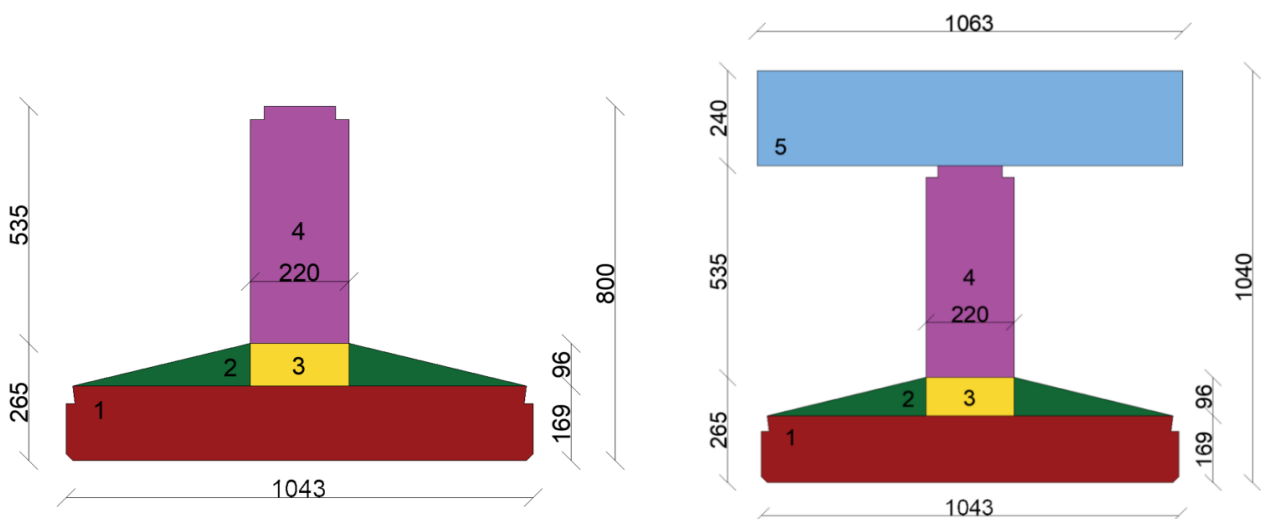
Vedlegg B

Geometri og parametre for bjelke- og samvirketverrsnitt

Små detaljer og utsparinger er neglisert i beregning av arealet.

Bjelketversnitt:						
Del areal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Areal [mm ²]	Tyngdepunkt [mm]	Arm [mm]	2. arealmom. [mm ⁴]
1	1043	169	176267	84,5	169,6	5,49E+09
2	411,5	96	39504	201	53,1	1,32E+08
3	220	96	21120	217	37,1	4,53E+07
4	220	535	117700	532,5	278,4	1,19E+10
Totalt			354591	254,1		1,76E+10

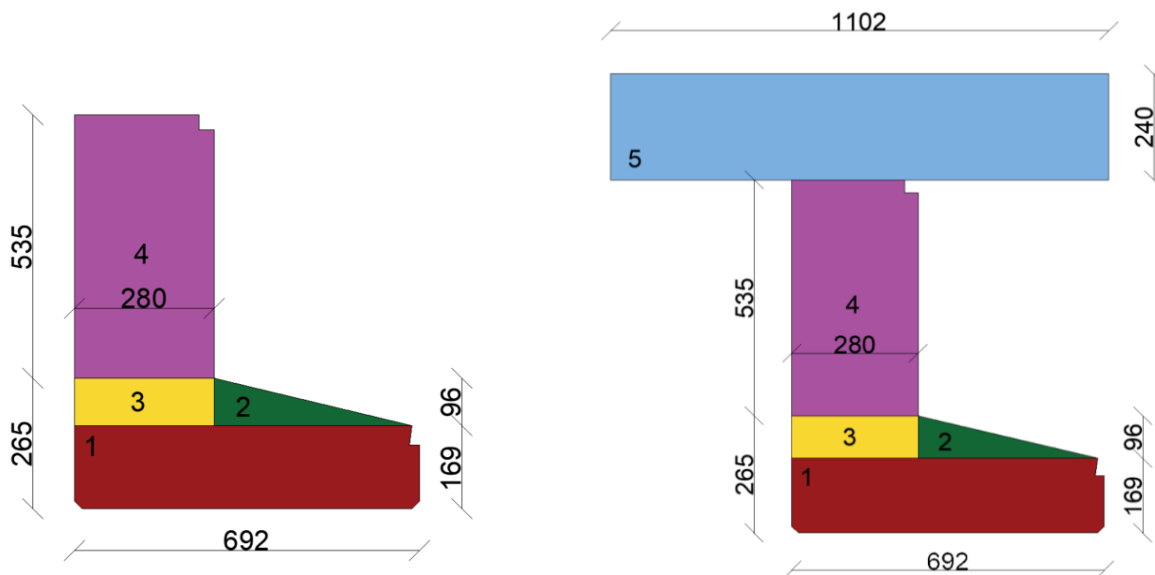
Samvirketversnitt:						
Del areal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Areal [mm ²]	Tyngdepunkt [mm]	Arm [mm]	2. arealmom. [mm ⁴]
1	1043	169	176267	84,5	448,2	3,58E+10
2	411,5	96	39504	201	331,7	4,37E+09
3	220	96	21120	217	315,7	2,12E+09
4	220	535	117700	532,5	0,2	2,81E+09
5	1063	240	255120	920	387,3	3,95E+10
Totalt			609711	532,7		8,46E+10



Små detaljer og utsparinger er neglisert i beregningene.

Bjelketverrsnitt:						
Delareal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Areal [mm ²]	Tyngdepunkt [mm]	Arm [mm]	2. Arealmom. [mm ⁴]
1	692	169	116948	84,5	232,8	6,62E+09
2	412	96	19776	201	116,3	2,78E+08
3	280	96	26880	217	100,3	2,91E+08
4	280	535	149800	532,5	215,2	1,05E+10
Totalt			313404	317,3		1,77E+10

Samvirketverrsnitt:						
Delareal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Areal [mm ²]	Tyngdepunkt [mm]	Arm [mm]	2. Arealmom. [mm ⁴]
1	692	169	116948	84,5	508,7	3,05E+10
2	412	96	19776	201	392,2	3,05E+09
3	280	96	26880	217	376,2	3,82E+09
4	280	535	149800	532,5	60,7	4,12E+09
5	1102	240	264480	920	326,8	2,95E+10
Totalt			577884	593,2		7,11E+10



Slakkarmering ikke tatt hensyn til. Tyngdepunkt målt fra bunn av bjelke.

Bunnflens

Tyngdepunkt	Antall tau	Areal pr tau	Areal pr lag
75	18	140	2520
125	16	140	2240
			4760

Totalt tyngdepunkt
98,5

Steg

Totalt tyngdepunkt
710

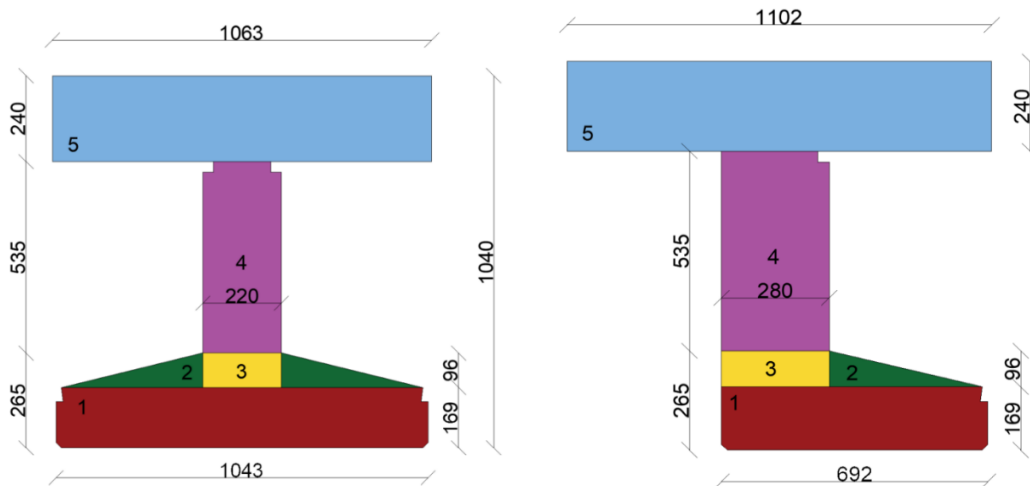
Eksentrisiteter:

Betongverrsnitt	Tyngdepunkt	
UK armering	155,5	mm
OK armering	456	mm

Samvirketverrsnitt		
UK armering	434,2	mm
OK armering	177,3	mm

Omkrets NTB:

Bjelke og plate				
Del areal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Hypotenus [mm]	Omkrets utvendig [mm]
1	1043	169		1381
2	411,5	96	422,5	845
3	220	96		0
4	220	535		1290
5	1063	240		1906
TOT bjelke				3516
TOT plate				1906
TOT				5422



Omkrets KTB:

Delareal	Bredde [mm]	Høyde [mm]	Hypotenus [mm]	Omkrets utvendig [mm]
1	692	169		1030
2	412	96	423	423
3	280	96		96
4	280	535		1070
5	1102	240		2404
Tot bjelke				2619
Tot plate				2404
TOT				5023

Vedlegg C

Kryptall og effektiv E-modul

Beregning av $\alpha_{1,2}$ og α_3 :

Hva	Tv. Snitt	fcm [MPa]	α_1	α_2	α_3
Bjelke	NTB/KTB	63	0,6627	0,8891	0,7454
Plate	NTB/KTB	53	0,7479	0,9204	0,8126

Beregning av effektiv tverrsnittstykkelse:

Hva	Tv.snitt	Ac [mm ²]	u [mm]	h0 [mm]
Bjelke	NTB	354591	3516	201,7
	KTB	313404	2619	239,3
Plate	NTB	255120	1906	240,0
	KTB	264480	2164	240,0

 Beregning av φ_{RH} :

Hva	Tv.snitt	fcm [MPa]	RH [%]	α_1	α_2	h0 [mm]	φ_{RH}
Bjelke	NTB	63	72	0,6627	0,8891	201,7	1,17039
	KTB	63	72	0,6627	0,8891	239,3	1,15480
Plate	NTB	53	72	0,7479	0,9204	240,0	1,23051
	KTB	53	72	0,7479	0,9204	240,0	1,23051

 Beregning av normert kryptall $\varphi_0(t_0)$

Hva	Tv.snitt	t0 [døgn]	fcm [MPa]	φ_{RH}	$\beta(fcm)$	$\beta(t_0)$	$\varphi_0(t_0)$
Bjelke	NTB	3	63	1,1704	2,1166	0,7431	1,840826
		28	63	1,1704	2,1166	0,4884	1,210015
	KTB	3	63	1,1548	2,1166	0,7431	1,816304
		28	63	1,1548	2,1166	0,4884	1,193896
Plate	NTB	3	53	1,2305	2,3077	0,7431	2,110074
	KTB	3	53	1,2305	2,3077	0,7431	2,110074

 Beregning av β_H :

Hva	Tv.snitt	RH [%]	h0 [mm]	α_3	β_H	$\leq 1500\alpha_3$
Bjelke	NTB	72	201,7	0,7454	510,6705	1118,0340
	KTB	72	239,3	0,7454	571,1782	1118,0340
Plate	NTB	72	240,0	0,8126	589,0739	1218,9541
	KTB	72	240,0	0,8126	589,0739	1218,9541

Beregning av $\beta_c(t,t_0)$:

Hva	Tv.snitt	t ₀ [døgn]	t [døgn]	β_H	$\beta_c(t,t_0)$
Bjelke	NTB	3	28	510,6705	0,3988
		3	365	510,6705	0,7680
		3	36500	510,6705	0,9958
		28	365	510,6705	0,7583
		28	36500	510,6705	0,9958
	KTB	3	28	571,1782	0,3862
		3	365	571,1782	0,7527
		3	36500	571,1782	0,9954
		28	365	571,1782	0,7427
		28	36500	571,1782	0,9953
Plate	NTB	3	337	589,0739	0,7371
		3	36472	589,0739	0,9952
	KTB	3	337	589,0739	0,7371
		3	36472	589,0739	0,9952

Beregning av kryptallet $\varphi(t,t_0)$:

Hva	Tv.snitt	t ₀ [døgn]	t [døgn]	$\varphi_0(t_0)$	$\beta_c(t,t_0)$	$\varphi(t,t_0)$
Bjelke	NTB	3	28	1,840826	0,3988	0,734050
		3	365	1,840826	0,7680	1,413742
		3	36500	1,840826	0,9958	1,833169
		28	365	1,210015	0,7583	0,917512
		28	36500	1,210015	0,9958	1,204978
	KTB	3	28	1,816304	0,3862	0,701387
		3	365	1,816304	0,7527	1,367136
		3	36500	1,816304	0,9954	1,807862
		28	365	1,193896	0,7427	0,886756
		28	36500	1,193896	0,9953	1,188343
Plate	NTB	3	337	2,110074	0,7371	1,555431
		3	36472	2,110074	0,9952	2,099955
	KTB	3	337	2,110074	0,7371	1,555431
		3	36472	2,110074	0,9952	2,099955

Hva	Tv.snitt	t0 [døgn]	t [døgn]	$\varphi(t,t_0)$	E _{cm} [MPa]	E _{c,eff} [MPa]			
Bjelke	NTB	3	28	0,73404976	38000	21914			
		3	365	1,41374247	38000	15743			
		3	36500	1,83316878	38000	13413			
		28	365	0,91751172	38000	19817			
		28	36500	1,20497813	38000	17234			
		KTB	3	28	0,70138703	38000	22335		
			3	365	1,36713611	38000	16053		
			3	36500	1,80786228	38000	13533		
			28	365	0,88675604	38000	20140		
			28	36500	1,18834328	38000	17365		
			Plate	NTB	3	337	1,55543056	36000	14088
					3	36472	2,09995476	36000	11613
KTB	3	337		1,55543056	36000	14088			
	3	36472		2,09995476	36000	11613			

Vedlegg D

Svinnberegninger

Beregning av svinn etter NS-EN 1992-1-1:2004 - Tillegg B:

B55:

$$\begin{bmatrix} f_{ck.B55} \\ f_{cm.B55} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 55 \\ 63 \end{bmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

Sementklasse N:

$$\begin{bmatrix} \alpha_{ds1} \\ \alpha_{ds2} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 4 \\ 0.12 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} RH \\ RH_0 \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 72\% \\ 100\% \end{bmatrix}$$

Gjennomsnittlig relativ fuktighet på brustedet

 Tverrsnittsareal NTB i mm²:

$$A_c := 354591$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.971 \quad \text{Lign. B.12}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm.B55}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.559 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. B.11}$$

Konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for uttørking:

$$u := 1043 + 2 \cdot 169 + \sqrt{96^2 + 411.5^2} \cdot 2 + 2 \cdot 535 + 220 = 3516$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 201.696$$

Koeffisient k_h vha. interpolasjon av Tab.3.3:

$$k_h := 0.85 - (h_0 - 200) \cdot \frac{0.85 - 0.75}{300 - 200} = 0.848 \quad \text{Tab. 3.3}$$

Svinnutvikling etter lang tid (100 år):

Uttørkingssvinn:

$$\varepsilon_{cd,\infty} := 1 \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.171 \cdot 10^{-4} \quad 3.1.4 (6)$$

Autogent svinn:

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck,B55} - 10 \cdot \text{MPa}) \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} = 1.125 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.12}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 3.296 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.8}$$

$$\varepsilon_{cs,bj.100} := \varepsilon_{cs} = 3.296 \cdot 10^{-4}$$

Svinnutvikling etter 28 døgn:

$t_{28} := 28$ betongens alder på
betraktningstidspunktet

$t_s := 3$ betongens alder ved begynnelsen av
uttørkingssvinn

Uttørkingssvinn:

$$\beta_{ds,28} := \frac{(t_{28} - t_s)}{(t_{28} - t_s) + 0.04 \cdot (\sqrt{h_0^3})} = 0.179 \quad \text{Lign. 3.10}$$

$$\varepsilon_{cd,28} := \beta_{ds,28} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.888 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.9}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as,28} := 1 - e^{-0.2 \cdot t_{28}^{0.5}} = 0.653 \quad \text{Lign. 3.13}$$

$$\varepsilon_{ca,28} := \beta_{as,28} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 7.346 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.11}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs,bj,28} := \varepsilon_{cd,28} + \varepsilon_{ca,28} = 1.123 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.8}$$

Svinnutvikling etter 1 år:

$t_{365} := 365$	betongens alder på betraktningstidspunktet
$t_s := 3$	betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinn

Uttørkingssvinn:

$$\beta_{ds.365} := \frac{(t_{365} - t_s)}{(t_{365} - t_s) + 0.04 \cdot (\sqrt{h_0^3})} = 0.76 \quad \text{Lign. 3.10}$$

$$\varepsilon_{cd.365d} := \beta_{ds.365} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.649 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.9}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as.365d} := 1 - e^{-0.2 \cdot t_{365}^{0.5}} = 0.978 \quad \text{Lign. 3.13}$$

$$\varepsilon_{ca.365d} := \beta_{as.365d} \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 1.1 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.11}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs.bj.365} := \varepsilon_{cd.365d} + \varepsilon_{ca.365d} = 2.749 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.8}$$

Svinntøyninger:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cs.bj.28} \\ \varepsilon_{cs.bj.365} \\ \varepsilon_{cs.bj.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.123 \cdot 10^{-4} \\ 2.749 \cdot 10^{-4} \\ 3.296 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

total svinntøyning etter 28 døgn
total svinntøyning etter 365 døgn
total svinntøyning etter 100 år

Beregning av svinn for påstøpen etter NS-EN 1992-1-1:2004 - Tillegg B:

B45:

$$\begin{bmatrix} f_{ck.B45} \\ f_{cm.B45} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 45 \\ 53 \end{bmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

Sementklasse N:

$$\begin{bmatrix} \alpha_{ds1} \\ \alpha_{ds2} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 4 \\ 0.12 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} RH \\ RH_0 \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 72\% \\ 100\% \end{bmatrix}$$

Gjennomsnittlig relativ fuktighet på brustedet

 Tverrsnittsareal påstøp i mm²:

$$A_{c.pl} := 255120$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking:

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.971 \quad \text{Lign. B.12}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm.B45}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.885 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. B.11}$$

Konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for uttørking:

$$h_0 := 240 \quad \text{Platehøyden}$$

Koeffisient k_h vha. interpolasjon av Tab.3.3:

$$k_h := 0.85 - (h_0 - 200) \cdot \frac{0.85 - 0.75}{300 - 200} = 0.81$$

Tab. 3.3

Svinnutvikling etter lang tid (100 år):

Uttørkingssvinn:

$$\varepsilon_{cd,\infty} := 1 \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.337 \cdot 10^{-4}$$

3.1.4(6)

Autogent svinn:

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck,B45} - 10 \cdot \text{MPa}) \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Lign. 3.12

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 3.212 \cdot 10^{-4}$$

Lign. 3.8

$$\varepsilon_{cs,pl.100} := \varepsilon_{cs} = 3.212 \cdot 10^{-4}$$

Svinnutvikling etter 28 døgn:

$t_{28} := 28$ betongens alder på
betraktningstidspunktet

$t_s := 3$ betongens alder ved begynnelsen av
uttørkingssvinn

Uttørkingssvinn:

$$\beta_{ds,28} := \frac{(t_{28} - t_s)}{(t_{28} - t_s) + 0.04 \cdot (\sqrt{h_0^3})} = 0.144 \quad \text{Lign. 3.10}$$

$$\varepsilon_{cd,28} := \beta_{ds,28} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.363 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.9}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as,28} := 1 - e^{-0.2 \cdot t_{28}^{0.5}} = 0.653 \quad \text{Lign. 3.13}$$

$$\varepsilon_{ca,28} := \beta_{as,28} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 5.713 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.11}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs,pl,28} := \varepsilon_{cd,28} + \varepsilon_{ca,28} = 9.077 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.8}$$

Svinnutvikling etter 1 år:

$t_{365} := 365$	betongens alder på betraktningstidspunktet
$t_s := 3$	betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinn

Uttørkingssvinn:

$$\beta_{ds.365} := \frac{(t_{365} - t_s)}{(t_{365} - t_s) + 0.04 \cdot (\sqrt{h_0^3})} = 0.709 \quad \text{Lign. 3.10}$$

$$\varepsilon_{cd.365} := \beta_{ds.365} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.656 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.9}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as.365} := 1 - e^{-0.2 \cdot t_{365}^{0.5}} = 0.978 \quad \text{Lign. 3.13}$$

$$\varepsilon_{ca.365} := \beta_{as.365} \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 8.558 \cdot 10^{-5} \quad \text{Lign. 3.11}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs.pl.365} := \varepsilon_{cd.365} + \varepsilon_{ca.365} = 2.512 \cdot 10^{-4} \quad \text{Lign. 3.8}$$

Svinntøyninger:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cs.pl.28} \\ \varepsilon_{cs.pl.365} \\ \varepsilon_{cs.pl.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.077 \cdot 10^{-5} \\ 2.512 \cdot 10^{-4} \\ 3.212 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

total svinntøyning etter 28 døgn
total svinntøyning etter 365 døgn
total svinntøyning etter 100 år

Vedlegg E

Egenlaster

Definerate variabler:

$$\rho_b := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Tetthet betong

$$\rho_s := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Tetthet slitelag ihht. V426

$$G_{rekkeverk} := 0.5 \frac{kN}{m}$$

Linjelast rekkvek ihht. V426

Delareal Bergelva bru:

$$A_{NTB} := 354591 \text{ mm}^2$$

$$A_{KTB} := 313404 \text{ mm}^2$$

$$A_{plate} := 7502 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} = 1800480 \text{ mm}^2$$

$$A_{slitelag} := 7502 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 750200 \text{ mm}^2$$

$$A_{kantdrager} := 510 \text{ mm} \cdot 540 \text{ mm} = 275400 \text{ mm}^2$$

Summert opp gir totalt tverrsnittsareal minus slitelag:

$$A_{tot} := A_{NTB} \cdot 6 + A_{KTB} \cdot 2 + A_{plate} + A_{kantdrager} = 4830234 \text{ mm}^2$$

Jevnt fordelt egenlast Bergelva bru definert pr meter pr. bjelke:

$$g_{1NTB} := A_{NTB} \cdot \rho_b = 8.865 \frac{kN}{m}$$

$$g_{1KTB} := A_{KTB} \cdot \rho_b = 7.835 \frac{kN}{m}$$

$$g_{plate} := A_{plate} \cdot \rho_b \cdot \frac{1}{8} = 5.627 \frac{kN}{m}$$

$$g_{slitelag} := A_{slitelag} \cdot \rho_s \cdot \frac{1}{8} = 2.344 \frac{kN}{m}$$

$$g_{2plateogkant} := (A_{plate} \cdot \rho_b + A_{kantdrager} \cdot \rho_b) \cdot \frac{1}{8} = 6.487 \frac{kN}{m}$$

Total egenlast bro pr. meter:

$$G_{bro} := (A_{tot} \cdot \rho_b) + (A_{slitelag} \cdot \rho_s) = 139.511 \frac{kN}{m}$$

Vedlegg F

Transformert tverrsnitt

Stivheter:

Korttids E-modul:

Antagelse: Modenhet ved kapping av spenntau antatt lik 3 døgn.

$$f_{cm.B55} := 63 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 tab. 3.1}$$

$$s := 0.25 \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 3.1.2}$$

$$t := 3 \text{ døgn}$$

$$E_{cm} := 38000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 tab. 3.1}$$

$$\beta_{cc.3d} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right) \right)} = 0.598 \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 lign. (3.2)}$$

$$f_{cm.3d} := \beta_{cc.3d} \cdot f_{cm.B55} = 37.7 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 lign. (3.1)}$$

$$E_{cm.3} := \left(\frac{f_{cm.3d}}{f_{cm.B55}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 32572.1 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 lign. (3.1)}$$

Langtids E-moduler mhp. kryp og svinn beregninger:

t0 er tidspunkt for belastning
t er det betraktede tidspunktet

Hva	Tv.snitt	t0 [døgn]	t [døgn]	$\varphi(t,t_0)$	Ecm [MPa]	Ec,eff [MPa]		
Bjelke	NTB		3	28	0,7340498	38000	21914	
			3	365	1,41374247	38000	15743	
			3	36500	1,8331688	38000	13413	
			28	365	0,9175117	38000	19817	
			28	36500	1,2049781	38000	17234	
	KTB			3	28	0,701387	38000	22335
				3	365	1,3671361	38000	16053
				3	36500	1,8078623	38000	13533
				28	365	0,886756	38000	20140
				28	36500	1,1883433	38000	17365
Plate	NTB		3	337	1,5554306	36000	14088	
			3	36500	2,0999548	36000	11613	
	KTB		3	337	1,5554306	36000	14088	
			3	36500	2,0999548	36000	11613	

Beregnet i Excel i vedlegg for beregning av kryp og langtids E-modul.

Nødvendige parametre NTB bjelken:

$$\begin{bmatrix} E_{3d} \\ E_{cm} \\ E_{3.28} \\ E_{3.365} \\ E_{3.100} \\ E_{28.365} \\ E_{28.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 32572.1 \\ 38000 \\ 21914 \\ 15743 \\ 13413 \\ 19817 \\ 17234 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{p.m} := 4760 \text{ mm}^2$$

$$e_{p.OK} := 455.9 \text{ mm}$$

$$y_c := 254.1 \text{ mm}$$

$$A_{p.k} := 4340 \text{ mm}^2$$

$$e_{p.m} := 155.5 \text{ mm}$$

$$I_c := 1.76 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_{p.OK} := 280 \text{ mm}^2$$

$$e_{p.k} := 153.3 \text{ mm}$$

$$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_c := 354591 \text{ mm}^2$$

Nødvendige parametre for påstøpen (plata):

$$A_{pl} := 1043 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} = 250320 \text{ mm}^2$$

$$E_{cm.pl.3d} := 36000 \text{ MPa}$$

Lastvirkninger hentet fra vedlegget egenlaster:

$$g_{NTB} := 8.865 \frac{kN}{m}$$

$$g_{slitelag} := 2.344 \frac{kN}{m}$$

$$g_{plate.kant} := 6.487 \frac{kN}{m}$$

Momenter midtspenn pga. egenlaster påført etter 3 og 28 døgn:

Antagelse om at last fra slitelag påføres samtidig som dekket og kantdragere.

$$M_{g.3} := \frac{g_{NTB} \cdot (24 \text{ m})^2}{8} = 638.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g.28} := \frac{(g_{plate.kant} + g_{slitelag}) \cdot (24 \text{ m})^2}{8} = 635.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g.tot} := M_{g.3} + M_{g.28} = 1274.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Neglisjerer effekten fra egenvekt snitt ved kant. Moment fra egenvekt nært opplegg liten verdi.

E-middel:

$$\frac{\sum |M_i|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_K|}{E_{ck}} \quad \text{Sørensen, S.I. (6.14)}$$

$$E_{middel.365} := \frac{M_{g,tot}}{\frac{M_{g,3}}{E_{3.365}} + \frac{M_{g,28}}{E_{28.365}}} = 17543 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$E_{middel.100} := \frac{M_{g,tot}}{\frac{M_{g,3}}{E_{3.100}} + \frac{M_{g,28}}{E_{28.100}}} = 15082 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Transformert tversnitt for bjelke (NTB):

$$\begin{bmatrix} \eta_{3d} \\ \eta_{cm} \\ \eta_{28} \\ \eta_{365} \\ \eta_{100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{E_p}{E_{3d}} \\ \frac{E_p}{E_{cm}} \\ \frac{E_p}{E_{3.28}} \\ \frac{E_p}{E_{3.365}} \\ \frac{E_p}{E_{3.100}} \\ \frac{E_{middel.365}}{E_p} \\ \frac{E_{middel.100}}{E_p} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.987 \\ 5.132 \\ 8.898 \\ 11.116 \\ 12.93 \end{bmatrix}$$

Midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} A_{t.m.3d} \\ A_{t.m.cm} \\ A_{t.m.28} \\ A_{t.m.365} \\ A_{t.m.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_c + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.m} + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.m} + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.m} + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.m} + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.m} + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 379724 \\ 375414 \\ 394399 \\ 405574 \\ 414716 \end{bmatrix} \text{mm}^2$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.m.3d} \\ y_{t.m.cm} \\ y_{t.m.28} \\ y_{t.m.365} \\ y_{t.m.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{(\eta_{3d} - 1) \cdot (A_{p.m} \cdot e_{p.m} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.m.3d}} \\ \frac{(\eta_{cm} - 1) \cdot (A_{p.m} \cdot e_{p.m} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.m.cm}} \\ \frac{(\eta_{28} - 1) \cdot (A_{p.m} \cdot e_{p.m} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.m.28}} \\ \frac{(\eta_{365} - 1) \cdot (A_{p.m} \cdot e_{p.m} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.m.365}} \\ \frac{(\eta_{100} - 1) \cdot (A_{p.m} \cdot e_{p.m} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.m.100}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8 \\ 6.7 \\ 12.3 \\ 15.3 \\ 17.6 \end{bmatrix} \text{mm}$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.m.3d} \\ I_{t.m.cm} \\ I_{t.m.28} \\ I_{t.m.365} \\ I_{t.m.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.m.3d})^2 + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.3d})^2 \downarrow \\ + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.3d})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.m.cm})^2 + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.cm})^2 \downarrow \\ + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.cm})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.m.28})^2 + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.28})^2 \downarrow \\ + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.28})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.m.365})^2 + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.365})^2 \downarrow \\ + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.365})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.m.100})^2 + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.100})^2 \downarrow \\ + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.100})^2 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.m.3d} \\ I_{t.m.cm} \\ I_{t.m.28} \\ I_{t.m.365} \\ I_{t.m.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.9885 \cdot 10^{10} \\ 3.9979 \cdot 10^{10} \\ 3.9594 \cdot 10^{10} \\ 3.94 \cdot 10^{10} \\ 3.9258 \cdot 10^{10} \end{bmatrix} \text{ mm}^4$$

Kantsnitt:

$$\begin{bmatrix} A_{t.k.3d} \\ A_{t.k.cm} \\ A_{t.k.28} \\ A_{t.k.365} \\ A_{t.k.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_c + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.k} + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.k} + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.k} + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.k} + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.OK} \\ A_c + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.k} + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 377630 \\ 373679 \\ 391082 \\ 401326 \\ 409706 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.k.3d} \\ y_{t.k.cm} \\ y_{t.k.28} \\ y_{t.k.365} \\ y_{t.k.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{(\eta_{3d} - 1) \cdot (A_{p.k} \cdot e_{p.k} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.k.3d}} \\ \frac{(\eta_{cm} - 1) \cdot (A_{p.k} \cdot e_{p.k} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.k.cm}} \\ \frac{(\eta_{28} - 1) \cdot (A_{p.k} \cdot e_{p.k} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.k.28}} \\ \frac{(\eta_{365} - 1) \cdot (A_{p.k} \cdot e_{p.k} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.k.365}} \\ \frac{(\eta_{100} - 1) \cdot (A_{p.k} \cdot e_{p.k} + A_{p.OK} \cdot (-e_{p.OK}))}{A_{t.k.100}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.1 \\ 5.9 \\ 10.9 \\ 13.6 \\ 15.7 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.k.3d} \\ I_{t.k.cm} \\ I_{t.k.28} \\ I_{t.k.365} \\ I_{t.k.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.k.3d})^2 + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.3d})^2 \downarrow \\ + (\eta_{3d} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.3d})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.k.cm})^2 + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.cm})^2 \downarrow \\ + (\eta_{cm} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.cm})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.k.28})^2 + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.28})^2 \downarrow \\ + (\eta_{28} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.28})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.k.365})^2 + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.365})^2 \downarrow \\ + (\eta_{365} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.365})^2 \\ I_c + A_c \cdot (y_c - y_{t.k.100})^2 + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.100})^2 \downarrow \\ + (\eta_{100} - 1) \cdot A_{p.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.100})^2 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.k.3d} \\ I_{t.k.cm} \\ I_{t.k.28} \\ I_{t.k.365} \\ I_{t.k.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.9995 \cdot 10^{10} \\ 4.0072 \cdot 10^{10} \\ 3.9757 \cdot 10^{10} \\ 3.9599 \cdot 10^{10} \\ 3.9484 \cdot 10^{10} \end{bmatrix} \text{ mm}^4$$

Vedlegg G

Forspenning og tap av spennkraft

Include << C:\Users\karia\OneDrive - NTNU\Master\MathCAD\Transformerte_tvsnitt_ver3.mcdx

Beregning av oppspenningskraft:

$$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul til spennstål}$$

Største spenning som påføres kabelen skal ikke overskride:

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 5.10.2.1}$$

$$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2} \quad \text{V426 - Materialer}$$

$$f_{p0.1k} := 1636 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_1 := 0.8 \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 NA.5.10.2.1(1)}$$

$$k_2 := 0.9$$

$$\sigma_{p,max} := k_2 \cdot f_{p0.1k} = 1472.4 \frac{N}{mm^2}$$

Maksimal kraft i spennkabelen:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad \text{NS_EN 1992-1-1:2004 Lign. (5.41)}$$

$$A_p := 140 \text{ mm}^2 \quad \text{V426: effektivt strekkareal pr. tau}$$

n=antall tau

$$n_m := 34 \quad A_{p,m} := n_m \cdot A_p = 4760 \text{ mm}^2$$

$$n_k := 31 \quad A_{p,k} := n_k \cdot A_p = 4340 \text{ mm}^2$$

$$n_{OK} := 2 \quad A_{p,OK} := n_{OK} \cdot A_p = 280 \text{ mm}^2$$

$$\begin{bmatrix} P_{max,m} \\ P_{max,k} \\ P_{max,OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p,m} \\ A_{p,k} \\ A_{p,OK} \end{bmatrix} \cdot \sigma_{p,max} = \begin{bmatrix} 7008.6 \\ 6390.2 \\ 412.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Overspenning:

$$P_{max} = k_3 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p$$

NS_EN 1992-1-1:2004 5.10.2.1(2)

$$k_3 := 0.95$$

NS_EN 1992-1-1:2004 NA.5.10.2.1(2)

$$\sigma_{p,max.OS} := k_3 \cdot f_{p0.1k} = 1554.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$\begin{bmatrix} P_{max.m.OS} \\ P_{max.OS} \\ P_{max.OK.OS} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot \sigma_{p,max.OS} = \begin{bmatrix} 7398 \\ 6745.2 \\ 435.2 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Umiddelbare tap av spennkraft:
Låsetap:

$$\gamma_s := 1.15$$

Sikkerhetsfaktor stål

$$f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = 1617.4 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende fasthet

To aktuelle spennvidder på henholdsvis 24 meter (midts penn) og 20 meter (sides penn):

$$L_1 := 24 \text{ m}$$

$$L_2 := 20 \text{ m}$$

$$\Delta L_{lås} := 3.2 \text{ mm}$$

European Technical Approval [3]

$$\Delta \varepsilon_{lås.24} := \frac{\Delta L_{lås}}{L_1} = 1.33 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning pga. låsetap midts penn

$$\Delta \varepsilon_{lås.20} := \frac{\Delta L_{lås}}{L_2} = 1.6 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning pga. låsetap sides penn

Spenningsreduksjon pga. av låsetap i de ulike spennene:

$$\Delta \sigma_{lås.24} := \Delta \varepsilon_{lås.24} \cdot E_p = 26 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta \sigma_{lås.20} := \Delta \varepsilon_{lås.20} \cdot E_p = 31.2 \frac{N}{mm^2}$$

Spennkraft midts penn etter reduksjon for låsetap:

$$\begin{bmatrix} P_{lås.m} \\ P_{lås.k} \\ P_{lås.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\sigma_{p,max} - \Delta \sigma_{lås.24}) = \begin{bmatrix} 6884.9 \\ 6277.4 \\ 405 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennkrafttap pga. låsetap i midtspenn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{lås.m} \\ \Delta P_{lås.k} \\ \Delta P_{lås.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\Delta \sigma_{lås.24}) = \begin{bmatrix} 123.8 \\ 112.8 \\ 7.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennkraft sidespenn etter reduksjon for låsetap:

$$\begin{bmatrix} P_{lås.m} \\ P_{lås.k} \\ P_{lås.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{lås.20}) = \begin{bmatrix} 6860.1 \\ 6254.8 \\ 403.5 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tap grunnet temperaturendring under herdefasen:

$$T_0 := 20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max} := 50 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\alpha_c := 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$L_1 := L$$

$$T_1 := 0.5 \cdot (T_{max} + T_0) = 35 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta \sigma_T := \frac{(T_1 - T_0) \cdot \alpha_c \cdot L_1}{L} \cdot E_p = 29.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Antagelser om start temperatur nær spennkablene, samt maksimal temperatur under herding

NS_EN 1992-1-1:2004 3.1.3 (5) Temperaturkoeffisient stål

Antagelse: Spennstålet varmes opp i tilnærmet hele lengden

Sørensen, S.I. (5.15)

Spennkrefter bjelkelengde 24 meter etter reduksjon for låsetap og temperaturendring i herdefasen:

$$\begin{bmatrix} P_{\theta.m} \\ P_{\theta.k} \\ P_{\theta.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{lås.24} - \Delta \sigma_T) = \begin{bmatrix} 6745.6 \\ 6150.4 \\ 396.8 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennkrafttap pga. temperaturendring i herdefasen i midtspenn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{\theta.m} \\ \Delta P_{\theta.k} \\ \Delta P_{\theta.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\Delta \sigma_T) = \begin{bmatrix} 139.2 \\ 126.9 \\ 8.2 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Spennkrefter bjelkelengde 20 meter etter reduksjon for låsetap og temperaturendring i herdefasen:

$$\begin{bmatrix} P_{\theta.m} \\ P_{\theta.k} \\ P_{\theta.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} A_{p.m} \\ A_{p.k} \\ A_{p.OK} \end{bmatrix} \cdot (\sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{lås.20} - \Delta \sigma_T) = \begin{bmatrix} 6720.9 \\ 6127.9 \\ 395.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tap på grunn av umiddelbar deformasjon:

$$P_0 = P_\theta$$

Spennkraft etter temperatur- og låsetap

 Verdier for y midtsnitt:

$$y_{UK.m} := e_{p.m}$$

$$y_{OK.m} := e_{p.OK}$$

 Verdier for y kantsnitt:

$$y_{UK.k} := e_{p.k}$$

$$y_{OK.k} := e_{p.OK}$$

Spenning i nivå med spennarmering for midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.UK} \\ \sigma_{c.m.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{\theta.m} + P_{\theta.OK})}{A_{t.m.3d}} - \frac{P_{\theta.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.3d}) (y_{UK.m} - y_{t.m.3d})}{I_{t.m.3d}} \downarrow \\ + \frac{P_{\theta.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.3d}) (y_{UK.m} - y_{t.m.3d})}{I_{t.m.3d}} \\ \frac{-(P_{\theta.m} + P_{\theta.OK})}{A_{t.m.3d}} + \frac{P_{\theta.m} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.3d}) (y_{OK.m} + y_{t.m.3d})}{I_{t.m.3d}} \downarrow \\ - \frac{P_{\theta.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.3d}) (y_{OK.m} + y_{t.m.3d})}{I_{t.m.3d}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.UK} \\ \sigma_{c.m.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -21.7 \\ -9.3 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Spenning i nivå med spennarmering for snitt ved kant:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.UK} \\ \sigma_{c.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{\theta.k} + P_{\theta.OK})}{A_{t.k.3d}} - \frac{P_{\theta.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.3d}) (y_{UK.k} - y_{t.k.3d})}{I_{t.k.3d}} \downarrow \\ + \frac{P_{\theta.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.3d}) (y_{UK.k} - y_{t.k.3d})}{I_{t.k.3d}} \\ \frac{-(P_{\theta.k} + P_{\theta.OK})}{A_{t.k.3d}} + \frac{P_{\theta.k} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.3d}) (y_{OK.k} + y_{t.k.3d})}{I_{t.k.3d}} \downarrow \\ - \frac{P_{\theta.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.3d}) (y_{OK.k} + y_{t.k.3d})}{I_{t.k.3d}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.UK} \\ \sigma_{c.k.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -19.9 \\ -9 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Tøyninger i spennarmering for midtsnitt tilsvarer tøyning i betong:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.UK} \\ \varepsilon_{p.m.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \left| \frac{\sigma_{c.m.UK}}{E_{3d}} \right| \\ \left| \frac{\sigma_{c.m.OK}}{E_{3d}} \right| \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.67 \cdot 10^{-4} \\ 2.87 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Tøyninger i spennarmering for kantsnitt:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.k.UK} \\ \varepsilon_{p.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \left| \frac{\sigma_{c.k.UK}}{E_{3d}} \right| \\ \left| \frac{\sigma_{c.k.OK}}{E_{3d}} \right| \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.1 \cdot 10^{-4} \\ 2.77 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Spenningsstap på grunn av umiddelbar deformasjon midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.DEF.m.UK} \\ \Delta\sigma_{p.DEF.m.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.UK} \\ \varepsilon_{p.m.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} 130.1 \\ 56 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsstap på grunn av umiddelbar deformasjon kantsnitt:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.DEF.k.UK} \\ \Delta\sigma_{p.DEF.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \varepsilon_{p.k.UK} \\ \varepsilon_{p.k.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} 119 \\ 54 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Tap av spennkrefter pga. umiddelbar deformasjon midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{p.DEF.m.UK} \\ \Delta P_{p.DEF.m.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.DEF.m.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{p.DEF.m.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 619.1 \\ 15.7 \end{bmatrix} kN$$

Tap av spennkrefter pga. umiddelbar deformasjon kantsnitt:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{p.DEF.k.UK} \\ \Delta P_{p.DEF.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.DEF.k.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{p.DEF.k.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 566.5 \\ 15.1 \end{bmatrix} kN$$

Sum av alle umiddelbare tap (STL):

Bjelkelengde 24 meter:

Midtsnitt:

$$\Delta\sigma_{p.STL24.m.UK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.24} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.m.UK} = 185.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta\sigma_{p.STL24.m.OK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.24} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.m.OK} = 111.2 \frac{N}{mm^2}$$

Kantsnitt:

$$\Delta\sigma_{p.STL24.k.UK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.24} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.k.UK} = 174.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta\sigma_{p.STL24.k.OK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.24} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.k.OK} = 109.3 \frac{N}{mm^2}$$

Bjelkelengde 20 meter:

Midtsnitt:

$$\Delta\sigma_{p.STL19.m.UK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.20} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.m.UK} = 190.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta\sigma_{p.STL19.m.OK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.20} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.m.OK} = 116.4 \frac{N}{mm^2}$$

Kantsnitt:

$$\Delta\sigma_{p.STL19.k.UK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.20} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.k.UK} = 179.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta\sigma_{p.STL19.k.OK} := \Delta\sigma_{l\ddot{a}s.20} + \Delta\sigma_T + \Delta\sigma_{p.DEF.k.OK} = 114.5 \frac{N}{mm^2}$$

Spennkrefter etter umiddelbare tap - 24 meters bjelke:

$$\begin{bmatrix} P_{STL.m.UK} \\ P_{STL.m.OK} \\ P_{STL.k.UK} \\ P_{STL.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} (\sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{p.STL24.m.UK}) \cdot A_{p.m} \\ (\sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{p.STL24.m.OK}) \cdot A_{p.OK} \\ (\sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{p.STL24.k.UK}) \cdot A_{p.k} \\ (\sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{p.STL24.k.OK}) \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6126.5 \\ 381.1 \\ 5633.9 \\ 381.7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tidsavhengige tap av spennkraft
Tap på grunn av kryp i betong:

Totalvirkning av moment fra egenvekt og forspenning for midt- og kantsnitt:

$$M_{t.m.28.UK} := -P_{STL.m.UK} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.28}) + M_{g.tot} + P_{STL.m.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.28}) = 575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.k.28.UK} := -P_{STL.k.UK} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.28}) + P_{STL.k.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.28}) = -624.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.m.365.UK} := -P_{STL.m.UK} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.365}) + M_{g.tot} + P_{STL.m.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.365}) = 594.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.k.365.UK} := -P_{STL.k.UK} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.365}) + P_{STL.k.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.365}) = -608.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.m.100.UK} := -P_{STL.m.UK} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.100}) + M_{g.tot} + P_{STL.m.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.100}) = 609.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.k.100.UK} := -P_{STL.k.UK} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.100}) + P_{STL.k.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.100}) = -595.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i nivå med spennarmering for midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.28.UK} \\ \sigma_{c.m.28.OK} \\ \sigma_{c.m.365.UK} \\ \sigma_{c.m.365.OK} \\ \sigma_{c.m.100.UK} \\ \sigma_{c.m.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.28}} + \frac{M_{t.m.28.UK} \cdot (y_{UK.m} - y_{t.m.28})}{I_{t.m.28}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.28}} - \frac{M_{t.m.28.UK} \cdot (y_{OK.m} + y_{t.m.28})}{I_{t.m.28}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.365}} + \frac{M_{t.m.365.UK} \cdot (y_{UK.m} - y_{t.m.365})}{I_{t.m.365}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.365}} - \frac{M_{t.m.365.UK} \cdot (y_{OK.m} + y_{t.m.365})}{I_{t.m.365}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.100}} + \frac{M_{t.m.100.UK} \cdot (y_{UK.m} - y_{t.m.100})}{I_{t.m.100}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.100}} - \frac{M_{t.m.100.UK} \cdot (y_{OK.m} + y_{t.m.100})}{I_{t.m.100}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.28.UK} \\ \sigma_{c.m.28.OK} \\ \sigma_{c.m.365.UK} \\ \sigma_{c.m.365.OK} \\ \sigma_{c.m.100.UK} \\ \sigma_{c.m.100.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -14.4 \\ -23.3 \\ -13.9 \\ -23.2 \\ -13.5 \\ -23 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenning i nivå med spennarmering for snitt ved kant:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.28.UK} \\ \sigma_{c.k.28.OK} \\ \sigma_{c.k.365.UK} \\ \sigma_{c.k.365.OK} \\ \sigma_{c.k.100.UK} \\ \sigma_{c.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.28}} + \frac{M_{t.k.28.UK} (y_{UK.k} - y_{t.k.28})}{I_{t.k.28}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.28}} - \frac{M_{t.k.28.UK} (y_{OK.k} + y_{t.k.28})}{I_{t.k.28}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.365}} + \frac{M_{t.k.365.UK} (y_{UK.k} - y_{t.k.365})}{I_{t.k.365}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.365}} - \frac{M_{t.k.365.UK} (y_{OK.k} + y_{t.k.365})}{I_{t.k.365}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.100}} + \frac{M_{t.k.100.UK} (y_{UK.k} - y_{t.k.100})}{I_{t.k.100}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.100}} - \frac{M_{t.k.100.UK} (y_{OK.k} + y_{t.k.100})}{I_{t.k.100}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.28.UK} \\ \sigma_{c.k.28.OK} \\ \sigma_{c.k.365.UK} \\ \sigma_{c.k.365.OK} \\ \sigma_{c.k.100.UK} \\ \sigma_{c.k.100.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -17.6 \\ -8.1 \\ -17.1 \\ -7.8 \\ -16.8 \\ -7.6 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Lik tøyning i armering og betong:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.28.UK} \\ \varepsilon_{p.m.28.OK} \\ \varepsilon_{p.k.28.UK} \\ \varepsilon_{p.k.28.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \sigma_{c.m.28.UK} \\ \sigma_{c.m.28.OK} \\ \sigma_{c.k.28.UK} \\ \sigma_{c.k.28.OK} \end{bmatrix} \div E_{3.28} = \begin{bmatrix} -6.58 \cdot 10^{-4} \\ -1.06 \cdot 10^{-3} \\ -8.04 \cdot 10^{-4} \\ -3.67 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.365.UK} \\ \varepsilon_{p.m.365.OK} \\ \varepsilon_{p.k.365.UK} \\ \varepsilon_{p.k.365.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \sigma_{c.m.365.UK} \\ \sigma_{c.m.365.OK} \\ \sigma_{c.k.365.UK} \\ \sigma_{c.k.365.OK} \end{bmatrix} \div E_{middel.365} = \begin{bmatrix} -7.94 \cdot 10^{-4} \\ -1.32 \cdot 10^{-3} \\ -9.77 \cdot 10^{-4} \\ -4.43 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.100.UK} \\ \varepsilon_{p.m.100.OK} \\ \varepsilon_{p.k.100.UK} \\ \varepsilon_{p.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \sigma_{c.m.100.UK} \\ \sigma_{c.m.100.OK} \\ \sigma_{c.k.100.UK} \\ \sigma_{c.k.100.OK} \end{bmatrix} \div E_{middel.100} = \begin{bmatrix} -8.98 \cdot 10^{-4} \\ -1.53 \cdot 10^{-3} \\ -1.11 \cdot 10^{-3} \\ -5.02 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.m.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.100.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \epsilon_{p.m.28.UK} \\ \epsilon_{p.m.28.OK} \\ \epsilon_{p.k.28.UK} \\ \epsilon_{p.k.28.OK} \\ \epsilon_{p.m.365.UK} \\ \epsilon_{p.m.365.OK} \\ \epsilon_{p.k.365.UK} \\ \epsilon_{p.k.365.OK} \\ \epsilon_{p.m.100.UK} \\ \epsilon_{p.m.100.OK} \\ \epsilon_{p.k.100.UK} \\ \epsilon_{p.k.100.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} -128.3 \\ -207.3 \\ -156.8 \\ -71.6 \\ -154.8 \\ -257.4 \\ -190.5 \\ -86.5 \\ -175.2 \\ -298 \\ -216.7 \\ -97.9 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Korttidsspenning:

$$M_{t.m.UK} := -P_{STL.m.UK} \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.cm}) + M_{g.tot} + P_{STL.m.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.m.cm}) = 539.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.k.UK} := -P_{STL.k.UK} \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.cm}) + P_{STL.k.OK} \cdot (e_{p.OK} + y_{t.k.cm}) = -653.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i nivå med spennarmering for midtsnitt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.sh.UK} \\ \sigma_{c.m.sh.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.cm}} + \frac{M_{t.m.UK} \cdot (y_{UK.m} - y_{t.m.cm})}{I_{t.m.cm}} \\ \frac{-(P_{STL.m.UK} + P_{STL.m.OK})}{A_{t.m.cm}} - \frac{M_{t.m.UK} \cdot (y_{OK.m} + y_{t.m.cm})}{I_{t.m.cm}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.m.sh.UK} \\ \sigma_{c.m.sh.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -15.3 \\ -23.6 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Spenning i nivå med spennarmering for snitt ved kant:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.sh.UK} \\ \sigma_{c.k.sh.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.cm}} + \frac{M_{t.k.UK} \cdot (y_{UK.k} - y_{t.k.cm})}{I_{t.k.cm}} \\ \frac{-(P_{STL.k.UK} + P_{STL.k.OK})}{A_{t.k.cm}} - \frac{M_{t.k.UK} \cdot (y_{OK.k} + y_{t.k.cm})}{I_{t.k.cm}} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{c.k.sh.UK} \\ \sigma_{c.k.sh.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -18.5 \\ -8.6 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.sh.UK} \\ \varepsilon_{p.m.sh.OK} \\ \varepsilon_{p.k.sh.UK} \\ \varepsilon_{p.k.sh.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \sigma_{c.m.sh.UK} \\ \sigma_{c.m.sh.OK} \\ \sigma_{c.k.sh.UK} \\ \sigma_{c.k.sh.OK} \end{bmatrix} \div E_{cm} = \begin{bmatrix} -4.03 \cdot 10^{-4} \\ -6.2 \cdot 10^{-4} \\ -4.87 \cdot 10^{-4} \\ -2.25 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.m.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \varepsilon_{p.m.sh.UK} \\ \varepsilon_{p.m.sh.OK} \\ \varepsilon_{p.k.sh.UK} \\ \varepsilon_{p.k.sh.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} -78.7 \\ -121 \\ -94.9 \\ -43.9 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring på grunn av kryp etter 28 døgn, 1 år og 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.cr.m.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.100.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.m.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.28.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.28.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.365.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.365.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.100.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.100.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.100.OK} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.m.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.m.sh.OK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.UK} \\ \Delta\sigma_{p.k.sh.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -49.7 \\ -86.4 \\ -61.8 \\ -27.7 \\ -76.2 \\ -136.4 \\ -95.5 \\ -42.5 \\ -96.5 \\ -177 \\ -121.7 \\ -54 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Kraftendring på grunn av kryp etter 28 døgn, 1 år og 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{cr.m.28.UK} \\ \Delta P_{cr.m.28.OK} \\ \Delta P_{cr.k.28.UK} \\ \Delta P_{cr.k.28.OK} \\ \Delta P_{cr.m.365.UK} \\ \Delta P_{cr.m.365.OK} \\ \Delta P_{cr.k.365.UK} \\ \Delta P_{cr.k.365.OK} \\ \Delta P_{cr.m.100.UK} \\ \Delta P_{cr.m.100.OK} \\ \Delta P_{cr.k.100.UK} \\ \Delta P_{cr.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{p.cr.m.28.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.28.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.28.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.28.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.365.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.365.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.365.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.365.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.100.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{p.cr.m.100.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.100.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{p.cr.k.100.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} (-1) = \begin{bmatrix} 236.4 \\ 24.2 \\ 268.3 \\ 7.8 \\ 362.6 \\ 38.2 \\ 414.6 \\ 11.9 \\ 459.5 \\ 49.6 \\ 528.3 \\ 15.1 \end{bmatrix} kN$$

Include << C:\Users\karia\OneDrive - NTNU\Master\MathCAD\Svinn-påstøp-plate.mcdx

Include << C:\Users\karia\OneDrive - NTNU\Master\MathCAD\Svinn-bjelketverrsnitt.mcdx

Tap på grunn av svinntøyninger i betong:

Transformert tverrsnitt (28 døgn):

Svinntøyninger hentet fra svinnberegning:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cs.bj.28} \\ \varepsilon_{cs.bj.365} \\ \varepsilon_{cs.bj.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 1.123 \\ 2.749 \\ 3.296 \end{bmatrix} \cdot 10^{-4}$$

Tap fra svinn etter 28 døgn:

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$\begin{bmatrix} N_{s.m.28.UK} \\ N_{s.m.28.OK} \\ N_{s.k.28.UK} \\ N_{s.k.28.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} -\varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.m} \\ -\varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \\ -\varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.k} \\ -\varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -104.2 \\ -6.1 \\ -95 \\ -6.1 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \text{Sørensen Lign. 6.15}$$

$$\begin{bmatrix} N_{s.tot.m.28} \\ N_{s.tot.k.28} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} N_{s.m.28.UK} + N_{s.m.28.OK} \\ N_{s.k.28.UK} + N_{s.k.28.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -110.4 \\ -101.2 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tøyninger som følge av kraften:

Sørensen Lign. 6.16

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.28} := \varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.tot.m.28}}{E_{3.28} \cdot A_{t.m.28}} + N_{s.m.28.UK} \cdot \frac{(e_{p.m} - y_{t.m.28})^2}{E_{3.28} \cdot I_{t.m.28}} \downarrow = 9.75 \cdot 10^{-5}$$

$$- N_{s.m.28.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.28}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.28})}{E_{3.28} \cdot I_{t.m.28}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.28.OK} := \varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.tot.m.28}}{E_{3.28} \cdot A_{t.m.28}} + N_{s.m.28.OK} \cdot \frac{(e_{p.m} + y_{t.m.28})^2}{E_{3.28} \cdot I_{t.m.28}} \downarrow = 1.07 \cdot 10^{-4}$$

$$- N_{s.m.28.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.28}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.28})}{E_{3.28} \cdot I_{t.m.28}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.28} := \varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.tot.k.28}}{E_{3.28} \cdot A_{t.k.28}} + N_{s.k.28.UK} \cdot \frac{(e_{p.k} - y_{t.k.28})^2}{E_{3.28} \cdot I_{t.k.28}} \downarrow = 9.87 \cdot 10^{-5}$$

$$- N_{s.k.28.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.28}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.28})}{E_{3.28} \cdot I_{t.k.28}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.28.OK} := \varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.tot.k.28}}{E_{3.28} \cdot A_{t.k.28}} + N_{s.m.28.OK} \cdot \frac{(e_{p.k} + y_{t.k.28})^2}{E_{3.28} \cdot I_{t.k.28}} \downarrow = 1.08 \cdot 10^{-4}$$

$$- N_{s.k.28.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.28}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.28})}{E_{3.28} \cdot I_{t.k.28}}$$

Tap fra svinn etter 365 døgn:

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøying som svinntøyningen:

$$\begin{bmatrix} N_{s.m.365.UK} \\ N_{s.m.365.OK} \\ N_{s.k.365.UK} \\ N_{s.k.365.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} -\varepsilon_{cs.bj.365} \cdot E_p \cdot A_{p.m} \\ -\varepsilon_{cs.bj.365} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \\ -\varepsilon_{cs.bj.365} \cdot E_p \cdot A_{p.k} \\ -\varepsilon_{cs.bj.365} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -255.2 \\ -15 \\ -232.6 \\ -15 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \text{Sørensen Lign. 6.15}$$

$$\begin{bmatrix} N_{s.tot.m.365} \\ N_{s.tot.k.365} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} N_{s.m.365.UK} + N_{s.m.365.OK} \\ N_{s.k.365.UK} + N_{s.k.365.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -270.2 \\ -247.7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tøyninger som følge av kraften:

 Sørensen Lign.
6.16

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.365} := \varepsilon_{cs.bj.365} + \frac{N_{s.tot.m.365}}{E_{28.365} \cdot A_{t.m.365}} + N_{s.m.365.UK} \cdot \frac{(e_{p.m} - y_{t.m.365})^2}{E_{28.365} \cdot I_{t.m.365}} \downarrow = 2.36 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.m.365.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.365}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.365})}{E_{28.365} \cdot I_{t.m.365}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.365.OK} := \varepsilon_{cs.bj.365} + \frac{N_{s.tot.m.365}}{E_{28.365} \cdot A_{t.m.365}} + N_{s.m.365.OK} \cdot \frac{(e_{p.m} + y_{t.m.365})^2}{E_{28.365} \cdot I_{t.m.365}} \downarrow = 2.62 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.m.365.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.365}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.365})}{E_{28.365} \cdot I_{t.m.365}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.365} := \varepsilon_{cs.bj.365} + \frac{N_{s.tot.k.365}}{E_{28.365} \cdot A_{t.k.365}} + N_{s.k.365.UK} \cdot \frac{(e_{p.k} - y_{t.k.365})^2}{E_{28.365} \cdot I_{t.k.365}} \downarrow = 2.39 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.k.365.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.365}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.365})}{E_{28.365} \cdot I_{t.k.365}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.365.OK} := \varepsilon_{cs.bj.365} + \frac{N_{s.tot.k.365}}{E_{28.365} \cdot A_{t.k.365}} + N_{s.m.365.OK} \cdot \frac{(e_{p.k} + y_{t.k.365})^2}{E_{28.365} \cdot I_{t.k.365}} \downarrow = 2.63 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.k.365.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.365}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.365})}{E_{28.365} \cdot I_{t.k.365}}$$

Tap fra svinn etter 100 år:

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$\begin{bmatrix} N_{s.m.100.UK} \\ N_{s.m.100.OK} \\ N_{s.k.100.UK} \\ N_{s.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} -\varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.m} \\ -\varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \\ -\varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.k} \\ -\varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -305.9 \\ -18 \\ -278.9 \\ -18 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \text{Sørensen Lign. 6.15}$$

$$\begin{bmatrix} N_{s.tot.m.100} \\ N_{s.tot.k.100} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} N_{s.m.100.UK} + N_{s.m.100.OK} \\ N_{s.k.100.UK} + N_{s.k.100.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -323.9 \\ -296.9 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Tøyninger som følge av kraften:

Sørensen Lign. 6.16

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.100} := \varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.tot.m.100}}{E_{28.100} \cdot A_{t.m.100}} + N_{s.m.100.UK} \cdot \frac{(e_{p.m} - y_{t.m.100})^2}{E_{28.100} \cdot I_{t.m.100}} \downarrow = 2.77 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.m.100.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.100}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.100})}{E_{28.100} \cdot I_{t.m.100}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.m.100.OK} := \varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.tot.m.100}}{E_{28.100} \cdot A_{t.m.100}} + N_{s.m.100.OK} \cdot \frac{(e_{p.m} + y_{t.m.100})^2}{E_{28.100} \cdot I_{t.m.100}} \downarrow = 3.13 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.m.100.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.m.100}) \cdot (e_{p.m} - y_{t.m.100})}{E_{28.100} \cdot I_{t.m.100}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.100} := \varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.tot.k.100}}{E_{28.100} \cdot A_{t.k.100}} + N_{s.k.100.UK} \cdot \frac{(e_{p.k} - y_{t.k.100})^2}{E_{28.100} \cdot I_{t.k.100}} \downarrow = 2.78 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.k.100.OK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.100}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.100})}{E_{28.100} \cdot I_{t.k.100}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.k.100.OK} := \varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.tot.k.100}}{E_{28.100} \cdot A_{t.k.100}} + N_{s.k.100.OK} \cdot \frac{(e_{p.k} + y_{t.k.100})^2}{E_{28.100} \cdot I_{t.k.100}} \downarrow = 3.13 \cdot 10^{-4} \\ - N_{s.k.100.UK} \cdot \frac{(e_{p.OK} + y_{t.k.100}) \cdot (e_{p.k} - y_{t.k.100})}{E_{28.100} \cdot I_{t.k.100}}$$

Oppsummerte svinntøyninger:

Etter 28 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.28} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.28.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.28} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.28.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.75 \cdot 10^{-5} \\ 1.07 \cdot 10^{-4} \\ 9.87 \cdot 10^{-5} \\ 1.08 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Etter 365 dager:

$$\begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.365} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.365.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.365} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.365.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.36 \cdot 10^{-4} \\ 2.62 \cdot 10^{-4} \\ 2.39 \cdot 10^{-4} \\ 2.63 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Etter 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.100} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.100.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.100} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.100.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.77 \cdot 10^{-4} \\ 3.13 \cdot 10^{-4} \\ 2.78 \cdot 10^{-4} \\ 3.13 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Spenningsreduksjon pga. svinn i betongen:

Etter 28 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.28} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.28.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.28} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.28.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.28} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.28.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.28} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.28.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} 19 \\ 20.9 \\ 19.3 \\ 21 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Etter 365 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.365} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.365.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.365} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.365.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.365} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.365.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.365} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.365.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} 46 \\ 51.2 \\ 46.6 \\ 51.2 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Etter 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.100} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.100.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.100} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_{p.svinn.m.100} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.m.100.OK} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.100} \\ \Delta \epsilon_{p.svinn.k.100.OK} \end{bmatrix} \cdot E_p = \begin{bmatrix} 54.1 \\ 61 \\ 54.1 \\ 61.1 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Spennkraftreduksjon pga. svinn i betongen:

Etter 28 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.28} \\ \Delta P_{svinn.m.28.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.28} \\ \Delta P_{svinn.k.28.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.28} \cdot A_{p.m} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.28.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.28} \cdot A_{p.k} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.28.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 90.5 \\ 5.9 \\ 83.6 \\ 5.9 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Etter 365 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.365} \\ \Delta P_{svinn.m.365.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.365} \\ \Delta P_{svinn.k.365.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.365} \cdot A_{p.m} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.365.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.365} \cdot A_{p.k} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.365.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 219.2 \\ 14.3 \\ 202.5 \\ 14.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Etter 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.100} \\ \Delta P_{svinn.m.100.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.100} \\ \Delta P_{svinn.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p.svinn.m.100} \cdot A_{p.m} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.m.100.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.100} \cdot A_{p.k} \\ \Delta \sigma_{p.svinn.k.100.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 257.5 \\ 17.1 \\ 235 \\ 17.1 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Svinndifferanse mellom bjelke og påstøp:

Svinntøyninger hentet fra svinnberegninger:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cs.pl.28} \\ \varepsilon_{cs.pl.365} \\ \varepsilon_{cs.pl.365} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.08 \cdot 10^{-5} \\ 2.51 \cdot 10^{-4} \\ 2.51 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix} \quad \text{Svinn for påstøpen}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cs.bj.28} \\ \varepsilon_{cs.bj.365} \\ \varepsilon_{cs.bj.365} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.12 \cdot 10^{-4} \\ 2.75 \cdot 10^{-4} \\ 2.75 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix} \quad \text{Svinn for bjelken}$$

$$\Delta \varepsilon_{cs.bj.365} := \varepsilon_{cs.bj.365} - \varepsilon_{cs.bj.28} = 1.63 \cdot 10^{-4} \quad \text{Svinn mellom 28 døgn og 365 døgn bjelke}$$

$$\Delta \varepsilon_{cs.bj.100} := \varepsilon_{cs.bj.100} - \varepsilon_{cs.bj.28} = 2.17 \cdot 10^{-4} \quad \text{Svinn mellom 28 døgn og 100 år bjelke}$$

$$\Delta \varepsilon_{svinndif.365} := \Delta \varepsilon_{cs.bj.365} - \varepsilon_{cs.pl.365} = -8.86 \cdot 10^{-5} \quad \text{Svinndifferanse bjelke og påstøp etter 365 døgn}$$

$$\Delta \varepsilon_{svinndif.100} := \Delta \varepsilon_{cs.bj.100} - \varepsilon_{cs.pl.100} = -1.04 \cdot 10^{-4} \quad \text{Svinndifferanse bjelke og påstøp etter 100 år}$$

Tap som følge av relaksasjon av spennstål etter NS_EN 1992-1-1:2004 3.3.2(7):

Spenninger etter umiddelbare tap:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{pi.m.UK} \\ \sigma_{pi.m.OK} \\ \sigma_{pi.k.UK} \\ \sigma_{pi.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{P_{STL.m.UK}}{A_{p.m}} \\ \frac{P_{STL.m.OK}}{A_{p.OK}} \\ \frac{P_{STL.k.UK}}{A_{p.m}} \\ \frac{P_{STL.k.OK}}{A_{p.OK}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1287.1 \\ 1361.2 \\ 1183.6 \\ 1363.1 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{1000} := 2.5$$

Antar lav relaksasjonsklasse. 2,5%

$$t_{28} := 672$$

Antall timer ved betraktningstidspunkt 28 døgn

$$t_{365} := 8760$$

Antall timer ved betraktningstidspunkt 365 døgn

$$t_{100} := 500000$$

Antall timer ved betraktningstidspunkt etter lang tid (100 år)

$$\kappa := 0.8$$

Reduksjonsfaktor for spenningsstap

$$\mu_{m.UK} := \frac{\sigma_{pi.m.UK}}{f_{pk}} = 0.69$$

$$\mu_{k.UK} := \frac{\sigma_{pi.k.UK}}{f_{pk}} = 0.64$$

$$\mu_{m.OK} := \frac{\sigma_{pi.m.OK}}{f_{pk}} = 0.73$$

$$\mu_{k.OK} := \frac{\sigma_{pi.k.OK}}{f_{pk}} = 0.73$$

Spenningsstap etter 28 døgn:

$$\Delta\sigma_{pr.m.28.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.UK}} \left(\frac{t_{28}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.UK})} 10^{-5} = 8.4 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.m.28.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.OK}} \left(\frac{t_{28}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.OK})} 10^{-5} = 12.9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.28.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.UK}} \left(\frac{t_{28}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.UK})} 10^{-5} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.28.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.OK}} \left(\frac{t_{28}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.OK})} 10^{-5} = 13 \text{ MPa}$$

Spenningstap etter 1 år:

$$\Delta\sigma_{pr.m.365.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.UK}} \left(\frac{t_{365}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.UK})} 10^{-5} = 15.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.m.365.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.OK}} \left(\frac{t_{365}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.OK})} 10^{-5} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.365.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.UK}} \left(\frac{t_{365}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.UK})} 10^{-5} = 9.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.365.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.OK}} \left(\frac{t_{365}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.OK})} 10^{-5} = 21.7 \text{ MPa}$$

Spenningstap etter 100 år:

$$\Delta\sigma_{pr.m.100.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.UK}} \left(\frac{t_{100}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.UK})} 10^{-5} = 38.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.m.100.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.m.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{m.OK}} \left(\frac{t_{100}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{m.OK})} 10^{-5} = 48.9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.100.UK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.UK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.UK}} \left(\frac{t_{100}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.UK})} 10^{-5} = 27.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr.k.100.OK} := \kappa \cdot \sigma_{pi.k.OK} \cdot 0.66 \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu_{k.OK}} \left(\frac{t_{100}}{1000} \right)^{0.75 (1 - \mu_{k.OK})} 10^{-5} = 49 \text{ MPa}$$

Kraftreduksjon etter 28 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.28.UK} \\ \Delta P_{rel.m.28.OK} \\ \Delta P_{rel.k.28.UK} \\ \Delta P_{rel.k.28.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{pr.m.28.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{pr.m.28.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{pr.k.28.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{pr.k.28.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 40.1 \\ 3.6 \\ 19.9 \\ 3.6 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Kraftreduksjon etter 365 døgn:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.365.UK} \\ \Delta P_{rel.m.365.OK} \\ \Delta P_{rel.k.365.UK} \\ \Delta P_{rel.k.365.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{pr.m.365.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{pr.m.365.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{pr.k.365.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{pr.k.365.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 72.5 \\ 6.1 \\ 40.1 \\ 6.1 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Kraftreduksjon etter 100 år:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.100.UK} \\ \Delta P_{rel.m.100.OK} \\ \Delta P_{rel.k.100.UK} \\ \Delta P_{rel.k.100.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{pr.m.100.UK} \cdot A_{p.m} \\ \Delta\sigma_{pr.m.100.OK} \cdot A_{p.OK} \\ \Delta\sigma_{pr.k.100.UK} \cdot A_{p.k} \\ \Delta\sigma_{pr.k.100.OK} \cdot A_{p.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 184.5 \\ 13.7 \\ 120.9 \\ 13.7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Oppsummering av forspenningskraft (24 m spenn):

Forspenningskraft etter 28 døgn:

$$\begin{bmatrix} P_{28.m.UK} \\ P_{28.m.OK} \\ P_{28.k.UK} \\ P_{28.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} P_{STL.m.UK} - \Delta P_{svinn.m.28} - \Delta P_{rel.m.28.UK} - \Delta P_{cr.m.28.UK} \\ P_{STL.m.OK} - \Delta P_{svinn.m.28.OK} - \Delta P_{rel.m.28.OK} - \Delta P_{cr.m.28.OK} \\ P_{STL.k.UK} - \Delta P_{svinn.k.28} - \Delta P_{rel.k.28.UK} - \Delta P_{cr.k.28.UK} \\ P_{STL.k.OK} - \Delta P_{svinn.k.28.OK} - \Delta P_{rel.k.28.OK} - \Delta P_{cr.k.28.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5759.6 \\ 347.5 \\ 5262.1 \\ 364.4 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Forspenningskraft etter 1 år (365 døgn):

$$\begin{bmatrix} P_{365.m.UK} \\ P_{365.m.OK} \\ P_{365.k.UK} \\ P_{365.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} P_{STL.m.UK} - \Delta P_{svinn.m.365} - \Delta P_{rel.m.365.UK} - \Delta P_{cr.m.365.UK} \\ P_{STL.m.OK} - \Delta P_{svinn.m.365.OK} - \Delta P_{rel.m.365.OK} - \Delta P_{cr.m.365.OK} \\ P_{STL.k.UK} - \Delta P_{svinn.k.365} - \Delta P_{rel.k.365.UK} - \Delta P_{cr.k.365.UK} \\ P_{STL.k.OK} - \Delta P_{svinn.k.365.OK} - \Delta P_{rel.k.365.OK} - \Delta P_{cr.k.365.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5472.3 \\ 322.5 \\ 4976.8 \\ 349.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Forspenningskraft etter 100 år (36500 døgn):

$$\begin{bmatrix} P_{100.m.UK} \\ P_{100.m.OK} \\ P_{100.k.UK} \\ P_{100.k.OK} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} P_{STL.m.UK} - \Delta P_{svinn.m.100} - \Delta P_{rel.m.100.UK} - \Delta P_{cr.m.100.UK} \\ P_{STL.m.OK} - \Delta P_{svinn.m.100.OK} - \Delta P_{rel.m.100.OK} - \Delta P_{cr.m.100.OK} \\ P_{STL.k.UK} - \Delta P_{svinn.k.100} - \Delta P_{rel.k.100.UK} - \Delta P_{cr.k.100.UK} \\ P_{STL.k.OK} - \Delta P_{svinn.k.100.OK} - \Delta P_{rel.k.100.OK} - \Delta P_{cr.k.100.OK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5225 \\ 300.8 \\ 4749.7 \\ 335.7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Prosentvis tap av spennkraft pga. svinn:

$$P_{svinn.28.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.28} \\ \Delta P_{svinn.m.28.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.28} \\ \Delta P_{svinn.k.28.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 1.3\% \\ 1.4\% \\ 1.3\% \\ 1.4\% \end{bmatrix}$$

$$P_{svinn.365.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.365} \\ \Delta P_{svinn.m.365.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.365} \\ \Delta P_{svinn.k.365.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 3.1\% \\ 3.5\% \\ 3.2\% \\ 3.5\% \end{bmatrix}$$

$$P_{svinn.100.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{svinn.m.100} \\ \Delta P_{svinn.m.100.OK} \\ \Delta P_{svinn.k.100} \\ \Delta P_{svinn.k.100.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 3.7\% \\ 4.1\% \\ 3.7\% \\ 4.2\% \end{bmatrix}$$

Prosentvis tap av spennkraft pga. relaksasjon:

$$P_{rel.28.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.28.UK} \\ \Delta P_{rel.m.28.OK} \\ \Delta P_{rel.k.28.UK} \\ \Delta P_{rel.k.28.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 0.6\% \\ 0.9\% \\ 0.3\% \\ 0.9\% \end{bmatrix}$$

$$P_{rel.365.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.365.UK} \\ \Delta P_{rel.m.365.OK} \\ \Delta P_{rel.k.365.UK} \\ \Delta P_{rel.k.365.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 1\% \\ 1.5\% \\ 0.6\% \\ 1.5\% \end{bmatrix}$$

$$P_{rel.100.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{rel.m.100.UK} \\ \Delta P_{rel.m.100.OK} \\ \Delta P_{rel.k.100.UK} \\ \Delta P_{rel.k.100.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 2.6\% \\ 3.3\% \\ 1.9\% \\ 3.3\% \end{bmatrix}$$

Prosentvis tap av spennkraft pga. kryp:

$$P_{kryp.28.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{cr.m.28.UK} \\ \Delta P_{cr.m.28.OK} \\ \Delta P_{cr.k.28.UK} \\ \Delta P_{cr.k.28.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 3.4\% \\ 5.9\% \\ 4.2\% \\ 1.9\% \end{bmatrix}$$

$$P_{kryp.365.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{cr.m.365.UK} \\ \Delta P_{cr.m.365.OK} \\ \Delta P_{cr.k.365.UK} \\ \Delta P_{cr.k.365.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 5.2\% \\ 9.3\% \\ 6.5\% \\ 2.9\% \end{bmatrix}$$

$$P_{kryp.100.prs} := \frac{\begin{bmatrix} \Delta P_{cr.m.100.UK} \\ \Delta P_{cr.m.100.OK} \\ \Delta P_{cr.k.100.UK} \\ \Delta P_{cr.k.100.OK} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} P_{max.m} \\ P_{max.OK} \\ P_{max.k} \\ P_{max.OK} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} 6.6\% \\ 12\% \\ 8.3\% \\ 3.7\% \end{bmatrix}$$

Vedlegg H

Overføringslengde

Strekkfasthet for betong med modenhet 3 døgn:

$$f_{ctm.B55} := 4.2 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2: 3.1.3 Tab. 3.1}$$

$$s := 0.25 \quad \text{EC2: 3.1.2}$$

$$t := 3 \text{ døgn}$$

$$E_{cm} := 38000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2: 3.1.3 Tab. 3.1}$$

$$\beta_{cc.3d} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right) \right)} = 0.598 \quad \text{EC2: 3.1.2 Lign. (3.2)}$$

$$\alpha_3 := 1 \quad \text{for } t < 28 \text{ døgn} \quad \text{EC2: 3.1.2 (9)}$$

$$f_{ctm.3} := (\beta_{cc.3d})^{\alpha_3} \cdot f_{ctm.B55} = 2.51 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2: 3.1.2 (9) Lign (3.4)}$$

EC2:8.10.2.2 Overføring av forspenningskraft:

$$\eta_{p1} := 3.2 \quad \text{for tau 3 og 7 tråder}$$

$$\eta_1 := 1.0 \quad \text{gode heftforhold}$$

$$\alpha_{ct} := 0.85 \quad \text{EC2: NA.3.1.6(2)}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{EC2: 2.4.2.4 Tabell 2.1 N}$$

$$f_{ctd.t} := \frac{\alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm.3}}{\gamma_c} = 1 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2: 8.10.2.2(1)}$$

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd.t} = 3.19 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EC2: 8.10.2.2(1) Lign. (8.15)}$$

$$\alpha_1 := 1.25 \quad \text{for plutselig avspenning}$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad \text{for tau med 3 og 7 tråder}$$

$$\phi := 15.3 \text{ mm} \quad \text{spenntauenenes nominelle diameter}$$

$$\sigma_{pm0.UK} := 1287.9 \frac{N}{mm^2} \quad \text{spenningen i kablene rett etter avspenning} \quad \text{Spenning UK etter STL}$$

$\sigma_{pm0.OK} := 1360.9 \frac{N}{mm^2}$ spenningen i kablene rett etter avspenning
 Spenning OK etter STL

$$l_{pt} := \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0.OK}}{f_{bpt}} = 1.47 \text{ m}$$

EC2: 8.10.2.2(2)
Lign. (8.16)

$$l_{pt} := \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0.OK}}{f_{bpt}} = 1.55 \text{ m}$$

Vedlegg I

Omlagring av moment

$$\begin{aligned}
 M_s = & M_{s.g1} \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} + M_{s.g2g4} \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} + (P_1 \cdot e'_{u2} - P_{o2} \cdot e'_{o2}) \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} \dots \\
 & \dots + \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{o3} \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl.}}
 \end{aligned}$$

Publikasjon 10 (2.2)

Definerer nødvendig input, betraktning omlagring etter 1 og 100 år:

$$L_m := 24 \text{ m}$$

Bjelkens lengde

$$g_{1.NTB} := 8.865 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hentet fra
vedlegg

$$g_{2.4} := 8.831 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlaster

$$M_{s.g1} := -g_{1.NTB} \cdot \frac{L_m^2}{12} = -425.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fastinnspennings-
moment pga.
egenvekt

$$M_{s.g2g4} := -g_{2.4} \cdot \frac{L_m^2}{12} = -423.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa := 0.8$$

Relaksasjonskoeffisient

$$h_p := 240 \text{ mm}$$

Tykkelse plate

$$\varphi_{2.365} := 0.91751172$$

$$\varphi'_{2.365} := 0.67969271$$

$$\varphi_{pl.365} := 1.55543056$$

$$\varphi_{2.100} := 1.20497813$$

$$\varphi'_{2.100} := 1.09911902$$

$$\varphi_{pl.100} := 2.09995476$$

Kryptall hentet fra
vedlegg Kryptall og
effektiv E-modul

$$P_{1.365} := 5759.6 \text{ kN}$$

$$P_{o2.365} := 322.5 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{2.365} := -287.3 \text{ kN}$$

$$P_{1.100} := 5759.6 \text{ kN}$$

$$P_{o2.100} := 300.8 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{2.100} := -534.6 \text{ kN}$$

Spennkrefter til ulike
tidspunkt hentet fra
vedlegg Forspenning
og tap av spennkraft

$$F_{03.365} := -8.863 \cdot 10^{-5} \cdot 1063 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \cdot 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = -814 \text{ kN}$$

$$F_{03.100} := -1.039 \cdot 10^{-4} \cdot 1063 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \cdot 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = -954.3 \text{ kN}$$

Svinndifferanse mellom
bjelke og plate hentet
fra vedlegg
Forspenning og tap av
spennkraft

$$e'_{u2} := 434.2 \text{ mm}$$

Underkant eksentrisitet
samvirkev.snitt

$$e'_{o2} := 177.3 \text{ mm}$$

Overkant eksentrisitet
samvirkev.snitt

$$y'_{o2} := 507.3 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant
samvirke til det
armerte
tverrsnittets
tyngdepunkt

Ledd for ledd (etter 1 år):

Ledd 1 (Egenvekt bjelke):

$$M_{s.g1} \frac{\varphi'_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} = -166.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 2 (Egenvekt plate + superegenvekt):

$$M_{s.g2g4} \frac{\varphi_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} = -224.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 3 Forspenning:

$$(P_{1.365} \cdot e'_{u2} - P_{o2.365} \cdot e'_{o2}) \frac{\varphi'_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} = 957.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 4 Kryp, svinn og relaksasjon i underkant:

$$\Delta P_{2.365} \cdot e'_{u2} = -124.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 5 Svinndifferanse:

$$F_{03.365} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl.365}} = -140.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt etter 1 år:

$$\begin{aligned}
 M_s := & M_{s.g1} \frac{\varphi'_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} + M_{s.g2g4} \frac{\varphi_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} + (P_{1.365} \cdot e'_{u2} - P_{o2.365} \cdot e'_{o2}) \frac{\varphi'_{2.365}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.365}} \downarrow \\
 & + \Delta P_{2.365} \cdot e'_{u2} + F_{03.365} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl.365}}
 \end{aligned}$$

$$M_s = 301.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd for ledd (etter 100 år):

Ledd 1 (Egenvekt bjelke):

$$M_{s.g1} \frac{\varphi'_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} = -238.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 2 (Egenvekt plate + superegenvekt):

$$M_{s.g2g4} \frac{\varphi_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} = -260.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 3 Forspenning:

$$(P_{1.100} \cdot e'_{u2} - P_{o2.100} \cdot e'_{o2}) \frac{\varphi'_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} = 1369.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 4 Kryp, svinn og relaksasjon i underkant:

$$\Delta P_{2.100} \cdot e'_{u2} = -232.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ledd 5 Svinndifferanse:

$$F_{03.100} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl.100}} = -137.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt etter 100 år:

$$\begin{aligned}
 M_s := & M_{s.g1} \frac{\varphi'_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} + M_{s.g2g4} \frac{\varphi_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} + (P_{1.100} \cdot e'_{u2} - P_{o2.100} \cdot e'_{o2}) \frac{\varphi'_{2.100}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2.100}} \downarrow \\
 & + \Delta P_{2.100} \cdot e'_{u2} + F_{03.100} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl.100}}
 \end{aligned}$$

$$M_s = 501.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg J

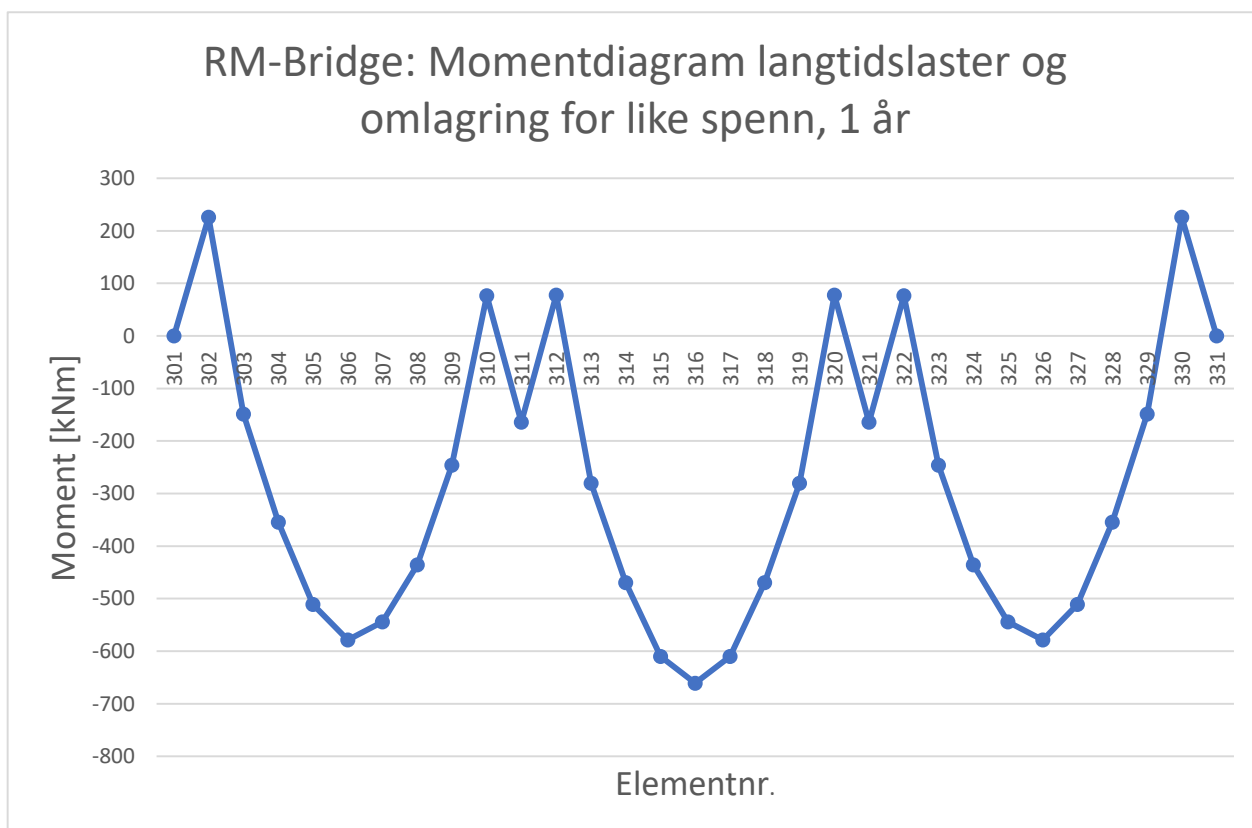
Resultater fra RM Bridge overført til Excel

Forspenningsmoment på bjelketverrsnitt.
 Verdiene er hentet fra RM Bridge.

Like spenn 1 år:

El.nr.	Egenvekt bjelke	Egenvekt plate	Forspenning	Total omlagring	SUM	Elementnr.	Moment [kNm]
301,0	0	0	0	0	0	301	0
301,5	229,9	228,93	-683,45	16,45	208,17	302	225,75
302,0	229,9	228,93	-701,03	16,45	225,75	303	-148,89
302,5	408,71	406,98	-701,03	32,89	-147,55	304	-354,28
303,0	408,71	406,98	-699,69	32,89	-148,89	305	-511,07
303,5	536,43	534,16	-749,99	49,34	-369,94	306	-578,49
304,0	536,43	534,16	-765,65	49,34	-354,28	307	-544,12
304,5	613,07	610,47	-778,1	65,79	-511,23	308	-435,73
305,0	613,07	610,47	-778,26	65,79	-511,07	309	-246,24
305,5	638,61	635,9	-778,26	82,24	-578,49	310	76,59
306,0	638,61	635,9	-778,26	82,24	-578,49	311	-164,48
306,5	613,07	610,47	-778,26	98,68	-543,96	312	77,72
307,0	613,07	610,47	-778,1	98,68	-544,12	313	-280,48
307,5	536,43	534,16	-765,65	115,13	-420,07	314	-469,42
308,0	536,43	534,16	-749,99	115,13	-435,73	315	-609,76
308,5	408,71	406,98	-699,69	131,58	-247,58	316	-660,73
309,0	408,71	406,98	-701,03	131,58	-246,24	317	-609,92
309,5	229,9	228,93	-701,03	148,03	94,17	318	-469,42
310,0	229,9	228,93	-683,45	148,03	76,59	319	-280,48
310,5	0	0	0	164,48	-164,48	320	77,72
311,0	0	0	0	164,48	-164,48	321	-164,48
311,5	229,9	228,93	-683,45	164,48	60,14	322	76,59
312,0	229,9	228,93	-701,03	164,48	77,72	323	-246,24
312,5	408,71	406,98	-701,03	164,48	-279,14	324	-435,73
313,0	408,71	406,98	-699,69	164,48	-280,48	325	-544,12
313,5	536,43	534,16	-749,99	164,48	-485,08	326	-578,49
314,0	536,43	534,16	-765,65	164,48	-469,42	327	-511,07
314,5	613,07	610,47	-778,1	164,48	-609,92	328	-354,28
315,0	613,07	610,47	-778,26	164,48	-609,76	329	-148,89
315,5	638,61	635,9	-778,26	164,48	-660,73	330	225,75
316,0	638,61	635,9	-778,26	164,48	-660,73	331	0
316,5	613,07	610,47	-778,26	164,48	-609,76		
317,0	613,07	610,47	-778,1	164,48	-609,92		
317,5	536,43	534,16	-765,65	164,48	-469,42		
318,0	536,43	534,16	-749,99	164,48	-485,08		
318,5	408,71	406,98	-699,69	164,48	-280,48		
319,0	408,71	406,98	-701,03	164,48	-279,14		
319,5	229,9	228,93	-701,03	164,48	77,72		
320,0	229,9	228,93	-683,45	164,48	60,14		
320,5	0	0	0	164,48	-164,48		
321,0	0	0	0	164,48	-164,48		

321,5	229,9	228,93	-683,45	148,03	76,59
322,0	229,9	228,93	-701,03	148,03	94,17
322,5	408,71	406,98	-701,03	131,58	-246,24
323,0	408,71	406,98	-699,69	131,58	-247,58
323,5	536,43	534,16	-749,99	115,13	-435,73
324,0	536,43	534,16	-765,65	115,13	-420,07
324,5	613,07	610,47	-778,1	98,68	-544,12
325,0	613,07	610,47	-778,26	98,68	-543,96
325,5	638,61	635,9	-778,26	82,24	-578,49
326,0	638,61	635,9	-778,26	82,24	-578,49
326,5	613,07	610,47	-778,26	65,79	-511,07
327,0	613,07	610,47	-778,1	65,79	-511,23
327,5	536,43	534,16	-765,65	49,34	-354,28
328,0	536,43	534,16	-749,99	49,34	-369,94
328,5	408,71	406,98	-699,69	32,89	-148,89
329,0	408,71	406,98	-701,03	32,89	-147,55
329,5	229,9	228,93	-701,03	16,45	225,75
330,0	229,9	228,93	-683,45	16,45	208,17
330,5	0	0	0	0	0

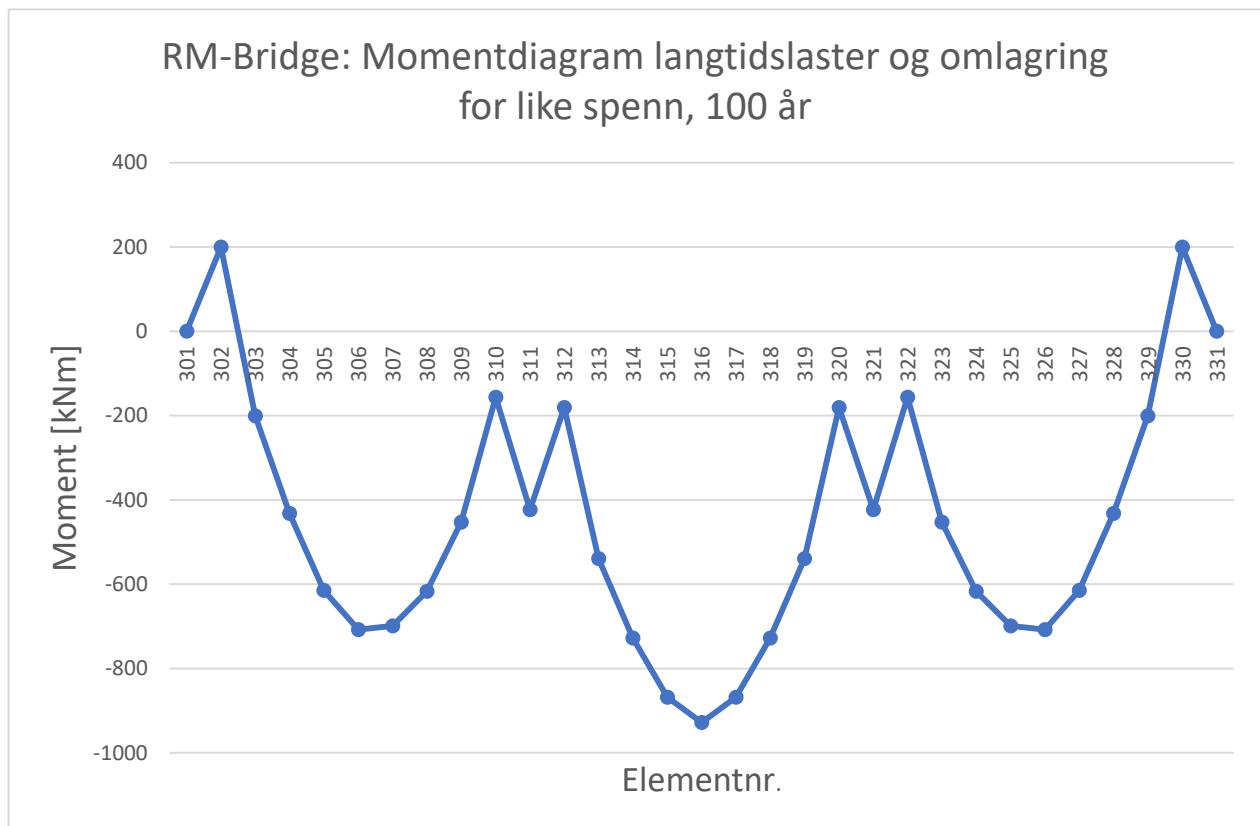


Forspenningsmoment på bjelketverrsnitt.
 Verdiene er hentet fra RM Bridge.

Like spenn 100 år:

El.nr.	Egenvekt bjelke	Egenvekt plate	Forspenning	Total omlagring	SUM	El.nr.	Moment [kNm]
301,0	0	0	0	0	0	301	0
301,5	229,9	228,93	-683,45	42,3	182,32	302	199,9
302,0	229,9	228,93	-701,03	42,3	199,9	303	-200,6
302,5	408,71	406,98	-701,03	84,6	-199,26	304	-431,84
303,0	408,71	406,98	-699,69	84,6	-200,6	305	-614,47
303,5	536,43	534,16	-749,99	126,9	-447,5	306	-707,74
304,0	536,43	534,16	-765,65	126,9	-431,84	307	-699,23
304,5	613,07	610,47	-778,1	169,19	-614,63	308	-616,7
305,0	613,07	610,47	-778,26	169,19	-614,47	309	-453,06
305,5	638,61	635,9	-778,26	211,49	-707,74	310	-156,09
306,0	638,61	635,9	-778,26	211,49	-707,74	311	-422,99
306,5	613,07	610,47	-778,26	253,79	-699,07	312	-180,8
307,0	613,07	610,47	-778,1	253,79	-699,23	313	-539
307,5	536,43	534,16	-765,65	296,1	-601,04	314	-727,94
308,0	536,43	534,16	-749,99	296,1	-616,7	315	-868,28
308,5	408,71	406,98	-699,69	338,4	-454,4	316	-928,25
309,0	408,71	406,98	-701,03	338,4	-453,06	317	-868,44
309,5	229,9	228,93	-701,03	380,7	-138,5	318	-727,94
310,0	229,9	228,93	-683,45	380,71	-156,09	319	-539
310,5	0	0	0	422,99	-422,99	320	-180,8
311,0	0	0	0	422,99	-422,99	321	-422,99
311,5	229,9	228,93	-683,45	423,01	-198,39	322	-156,09
312,0	229,9	228,93	-701,03	423	-180,8	323	-453,06
312,5	408,71	406,98	-701,03	423	-537,66	324	-616,7
313,0	408,71	406,98	-699,69	423	-539	325	-699,23
313,5	536,43	534,16	-749,99	423	-743,6	326	-707,74
314,0	536,43	534,16	-765,65	423	-727,94	327	-614,47
314,5	613,07	610,47	-778,1	423	-868,44	328	-431,84
315,0	613,07	610,47	-778,26	423	-868,28	329	-200,6
315,5	638,61	635,9	-778,26	423	-919,25	330	199,9
316,0	638,61	635,9	-778,26	432	-928,25	331	0
316,5	613,07	610,47	-778,26	423	-868,28		
317,0	613,07	610,47	-778,1	423	-868,44		
317,5	536,43	534,16	-765,65	423	-727,94		
318,0	536,43	534,16	-749,99	423	-743,6		
318,5	408,71	406,98	-699,69	423	-539		
319,0	408,71	406,98	-701,03	423	-537,66		
319,5	229,9	228,93	-701,03	423	-180,8		
320,0	229,9	228,93	-683,45	423,01	-198,39		
320,5	0	0	0	422,99	-422,99		
321,0	0	0	0	422,99	-422,99		

321,5	229,9	228,93	-683,45	380,71	-156,09
322,0	229,9	228,93	-701,03	380,7	-138,5
322,5	408,71	406,98	-701,03	338,4	-453,06
323,0	408,71	406,98	-699,69	338,4	-454,4
323,5	536,43	534,16	-749,99	296,1	-616,7
324,0	536,43	534,16	-765,65	296,1	-601,04
324,5	613,07	610,47	-778,1	253,79	-699,23
325,0	613,07	610,47	-778,26	253,79	-699,07
325,5	638,61	635,9	-778,26	211,49	-707,74
326,0	638,61	635,9	-778,26	211,49	-707,74
326,5	613,07	610,47	-778,26	169,19	-614,47
327,0	613,07	610,47	-778,1	169,19	-614,63
327,5	536,43	534,16	-765,65	126,9	-431,84
328,0	536,43	534,16	-749,99	126,9	-447,5
328,5	408,71	406,98	-699,69	84,6	-200,6
329,0	408,71	406,98	-701,03	84,6	-199,26
329,5	229,9	228,93	-701,03	42,3	199,9
330,0	229,9	228,93	-683,45	42,3	182,32
330,5	0	0	0	0	0

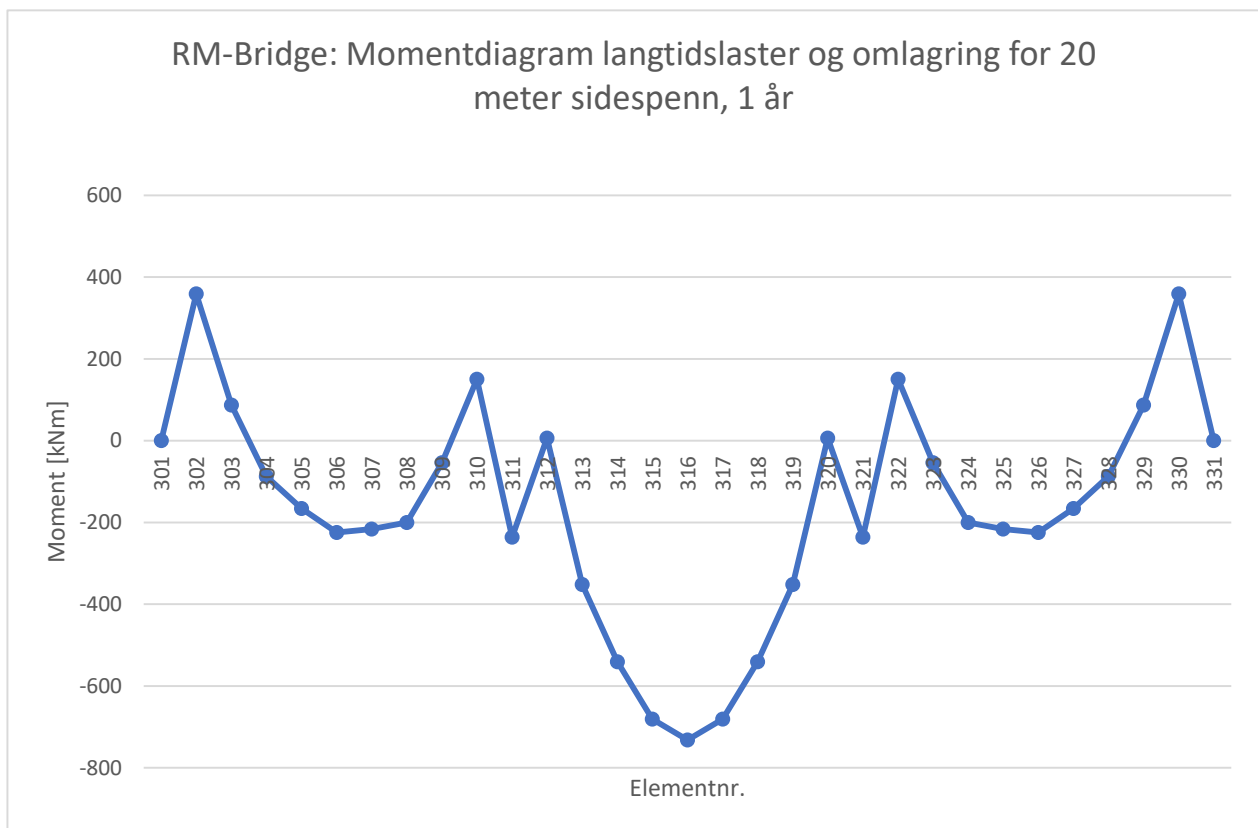


Forspenningsmoment på bjelketverrsnitt.
 Verdiene er hentet fra RM Bridge.

20 meter sidespenn, 1 år:

El.nr.	Egenvekt bjelke	Egenvekt plate	Forspenning	Total omlagring	SUM	El.nr.	Moment [kNm]
301,00	0	0	0	0	0	301	0
301,50	159,65	158,98	-681,2	23,59	338,98	302	358,81
302,00	159,65	158,98	-701,03	23,59	358,81	303	87,37
302,50	283,83	282,62	-701,03	47,18	87,4	304	-87,3
303,00	283,83	282,62	-701	47,18	87,37	305	-165,78
303,50	372,52	370,94	-708,06	70,77	-106,2	306	-224,77
304,00	372,52	370,94	-726,93	70,77	-87,3	307	-215,9
304,50	425,74	423,94	-775,32	94,36	-168,7	308	-200,54
305,00	425,74	423,94	-778,26	94,36	-165,8	309	-54,15
305,50	443,48	441,6	-778,26	117,95	-224,8	310	150,25
306,00	443,48	441,6	-778,26	117,95	-224,8	311	-235,91
306,50	425,74	423,94	-778,26	141,54	-213	312	6,29
307,00	425,74	423,94	-775,32	141,54	-215,9	313	-351,91
307,50	372,52	370,94	-726,93	165,14	-181,7	314	-540,85
308,00	372,52	370,94	-708,06	165,14	-200,5	315	-681,19
308,50	283,83	282,62	-701	188,73	-54,18	316	-732,16
309,00	283,83	282,62	-701,03	188,73	-54,15	317	-681,35
309,50	159,65	158,98	-701,03	212,32	170,08	318	-540,85
310,00	159,65	158,98	-681,2	212,32	150,25	319	-351,91
310,50	0	0	0	235,91	-235,9	320	6,29
311,00	0	0	0	235,91	-235,9	321	-235,91
311,50	229,9	228,93	-683,45	235,91	-11,29	322	150,25
312,00	229,9	228,93	-701,03	235,91	6,29	323	-54,15
312,50	408,71	406,98	-701,03	235,91	-350,6	324	-200,54
313,00	408,71	406,98	-699,69	235,91	-351,9	325	-215,9
313,50	536,43	534,16	-749,99	235,91	-556,5	326	-224,77
314,00	536,43	534,16	-765,65	235,91	-540,9	327	-165,78
314,50	613,07	610,47	-778,1	235,91	-681,4	328	-87,3
315,00	613,07	610,47	-778,26	235,91	-681,2	329	87,37
315,50	638,61	635,9	-778,26	235,91	-732,2	330	358,81
316,00	638,61	635,9	-778,26	235,91	-732,2	331	0
316,50	613,07	610,47	-778,26	235,91	-681,2		
317,00	613,07	610,47	-778,1	235,91	-681,4		
317,50	536,43	534,16	-765,65	235,91	-540,9		
318,00	536,43	534,16	-749,99	235,91	-556,5		
318,50	408,71	406,98	-699,69	235,91	-351,9		
319,00	408,71	406,98	-701,03	235,91	-350,6		
319,50	229,9	228,93	-701,03	235,91	6,29		
320,00	229,9	228,93	-683,45	235,91	-11,29		
320,50	0	0	0	235,91	-235,9		
321,00	0	0	0	235,91	-235,9		

321,50	159,65	158,98	-681,2	212,32	150,25
322,00	159,65	158,98	-701,03	212,32	170,08
322,50	283,83	282,62	-701,03	188,73	-54,15
323,00	283,83	282,62	-701	188,73	-54,18
323,50	372,52	370,94	-708,06	165,14	-200,5
324,00	372,52	370,94	-726,93	165,14	-181,7
324,50	425,74	423,94	-775,32	141,54	-215,9
325,00	425,74	423,94	-778,26	141,54	-213
325,50	443,48	441,6	-778,26	117,95	-224,8
326,00	443,48	441,6	-778,26	117,95	-224,8
326,50	425,74	423,94	-778,26	94,36	-165,8
327,00	425,74	423,94	-775,32	94,36	-168,7
327,50	372,52	370,94	-726,93	70,77	-87,3
328,00	372,52	370,94	-708,06	70,77	-106,2
328,50	283,83	282,62	-701	47,18	87,37
329,00	283,83	282,62	-701,03	47,18	87,4
329,50	159,65	158,98	-701,03	23,59	358,81
330,00	159,65	158,98	-681,2	23,59	338,98
330,50	0	0	0	0	0



Forspenningsmoment på bjelketverrsnitt.
 Verdiene er hentet fra RM Bridge.

20 meter sidespenn, 100 år:

El.nr.	Egenvekt bjelke	Egenvekt plate	Forspenning	Total omlagring	SUM	El.nr.	Moment [kNm]
301,0	0	0	0	0	0	301	0
301,5	159,65	158,98	-681,2	50,85	312	302	331,55
302,0	159,65	158,98	-701,03	50,85	332	303	32,86
302,5	283,83	282,62	-701,03	101,69	32,9	304	-169,07
303,0	283,83	282,62	-701	101,69	32,9	305	-274,8
303,5	372,52	370,94	-708,06	152,54	-188	306	-361,05
304,0	372,52	370,94	-726,93	152,54	-169	307	-379,44
304,5	425,74	423,94	-775,32	203,38	-278	308	-391,32
305,0	425,74	423,94	-778,26	203,38	-275	309	-272,19
305,5	443,48	441,6	-778,26	254,23	-361	310	-95,06
306,0	443,48	441,6	-778,26	254,23	-361	311	-508,46
306,5	425,74	423,94	-778,26	305,08	-377	312	-266,27
307,0	425,74	423,94	-775,32	305,08	-379	313	-624,46
307,5	372,52	370,94	-726,93	355,92	-372	314	-813,4
308,0	372,52	370,94	-708,06	355,92	-391	315	-953,74
308,5	283,83	282,62	-701	406,77	-272	316	-1004,71
309,0	283,83	282,62	-701,03	406,77	-272	317	-953,9
309,5	159,65	158,98	-701,03	457,62	-75,2	318	-813,4
310,0	159,65	158,98	-681,2	457,63	-95,1	319	-624,46
310,5	0	0	0	508,46	-508	320	-266,27
311,0	0	0	0	508,46	-508	321	-508,46
311,5	229,9	228,93	-683,45	508,47	-284	322	-95,06
312,0	229,9	228,93	-701,03	508,47	-266	323	-272,19
312,5	408,71	406,98	-701,03	508,46	-623	324	-391,32
313,0	408,71	406,98	-699,69	508,46	-624	325	-379,44
313,5	536,43	534,16	-749,99	508,46	-829	326	-361,05
314,0	536,43	534,16	-765,65	508,46	-813	327	-274,8
314,5	613,07	610,47	-778,1	508,46	-954	328	-169,07
315,0	613,07	610,47	-778,26	508,46	-954	329	32,86
315,5	638,61	635,9	-778,26	508,46	-1005	330	331,55
316,0	638,61	635,9	-778,26	508,46	-1005	331	0
316,5	613,07	610,47	-778,26	508,46	-954		
317,0	613,07	610,47	-778,1	508,46	-954		
317,5	536,43	534,16	-765,65	508,46	-813		
318,0	536,43	534,16	-749,99	508,46	-829		
318,5	408,71	406,98	-699,69	508,46	-624		
319,0	408,71	406,98	-701,03	508,46	-623		
319,5	229,9	228,93	-701,03	508,47	-266		
320,0	229,9	228,93	-683,45	508,47	-284		
320,5	0	0	0	508,46	-508		
321,0	0	0	0	508,46	-508		

321,5	159,65	158,98	-681,2	457,63	-95,1
322,0	159,65	158,98	-701,03	457,62	-75,2
322,5	283,83	282,62	-701,03	406,77	-272
323,0	283,83	282,62	-701	406,77	-272
323,5	372,52	370,94	-708,06	355,92	-391
324,0	372,52	370,94	-726,93	355,92	-372
324,5	425,74	423,94	-775,32	305,08	-379
325,0	425,74	423,94	-778,26	305,08	-377
325,5	443,48	441,6	-778,26	254,23	-361
326,0	443,48	441,6	-778,26	254,23	-361
326,5	425,74	423,94	-778,26	203,38	-275
327,0	425,74	423,94	-775,32	203,38	-278
327,5	372,52	370,94	-726,93	152,54	-169
328,0	372,52	370,94	-708,06	152,54	-188
328,5	283,83	282,62	-701	101,69	32,9
329,0	283,83	282,62	-701,03	101,69	32,9
329,5	159,65	158,98	-701,03	50,85	332
330,0	159,65	158,98	-681,2	50,85	312
330,5	0	0	0	0	0

