

Verifikasjon av tøyninger i ei fritt frambygg bru

Johanne Gjøsæter
Pernille Farnes Lia
Marthe Kleppe Verpe

Master i Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2017
Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.juni 2017	ANTALL SIDER: 147 + 112 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:

Verifikasjon av tøyninger i ei fritt frambygg bru

Verification of strains in a cantilever bridge

UTFØRT AV:

Johanne Gjørseter

Marthe Kleppe Verpe

Pernille Farnes Lia



SAMMENDRAG:

Oppgaven går ut på å verifisere tøyninger i Dolmsundbrua, ei fritt frambygg bru med en total lengde på 462 meter. Brua er instrumentert med tøyningmålere i topp og bunn av de to hovedsøylene, samt to snitt i bruoverbygningen. For å verifisere tøyningene er en realistisk modellering av brua nødvendig. Brua modelleres i rammeanalyseprogrammet NovaFrame, som utgjør den største delen av oppgaven. Resultatene fra NovaFrame skal sammenlignes med tøyninger gitt fra tøyningmålere i brua.

Den største utfordringen med modellering av fritt frambygg bruer i NovaFrame er knyttet til modellering av de ulike byggefasene, spesielt med tanke på kryputvikling. NovaFrame beregner kryp etter delkrypmetoden, og seksjonene i brua må dermed tildeles ett delkryptall ved hver byggefase som summert gir korrekt kryptall.

Det viser seg at det ikke er mulig å hente ut tøyninger som oppstår fra deformasjonslastene kryp og svinn i NovaFrame, og for å finne de totale tøyningene må håndberegninger med lineær superposisjon benyttes. I håndberegningene er lastvirkninger hentet fra NovaFrame, og da tøyningene samsvarer svært godt med målte tøyninger er dette en indikator på at de målte tøyningene i brua gir fornuftige resultater. Det konkluderes med at NovaFrame ikke egner seg til verifikasjon av tøyninger.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER: Håvard Johansen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er avsluttende arbeid for det 2-årige sivilingeniørstudiet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet. Masteroppgaven er skrevet som en samarbeidsoppgave mellom Johanne Gjøsæter, Marthe Kleppe Verpe og Pernille Farnes Lia, med professor Jan Arve Øverli som intern veileder. Statens vegvesen er ekstern samarbeidspartner, med Håvard Johansen som veileder.

Gjennom denne masteroppgaven har vi fått bedre forståelse for bruprosjektering og modellering ved bruk av analyseprogrammet NovaFrame. Vi har fått god innsikt i byggemetoden fritt frambygg og kompleksiteten knyttet til denne brutypen, spesielt med tanke på deformasjonslasten kryp. Det personlige utbyttet ved å utarbeide denne oppgaven har vært stort og tilegnet kunnskap gjennom fem års studietid har vært vel benyttet.

Det rettes en stor takk til professor Jan Arve Øverli, ved Institutt for konstruksjonsteknikk, for god veiledning. I tillegg vil vi takke professor Terje Kanstad som gledelig har delt av sin kunnskap om kryp i betongkonstruksjoner. Vi ønsker også å takke Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens vegvesen for veiledning om prosjektering av brukonstruksjoner og bruk av NovaFrame.

Trondheim, 10.juni 2017


Johanne Gjøsæter


Marthe Kleppe Verpe


Pernille Farnes Lia

Sammendrag

Denne oppgaven verifiserer tøyninger i Dolmsundbrua. For å verifisere disse tøyningene er en realistisk modellering av brua nødvendig. Brua modelleres i rammeanalyseprogrammet NovaFrame, og modelleringen av brua utgjør den største delen av oppgaven. Resultatene fra NovaFrame sammenlignes med tøyninger registrert i tøyningmålere i brua.

Dolmsundbrua er en fritt frambygg bru i Hitra kommune, som stod ferdig sommeren 2016. Den totale lengden på brua er 462 meter, med et hovedspenn på 190 meter. Bruoverbygningen har et varierende tverrsnitt som er bygd symmetrisk ut fra hovedsøylene, ved at støpevogner trinnvis støper seksjoner ut fra søylene. Dermed må brubjelken tåle de momentpåvirkningene den blir utsatt for i hvert enkelt byggetrinn. Brua er instrumentert med fire tøyningmålere i topp og bunn av de to hovedsøylene, samt fire horisontale og seks vertikale målere i to snitt i bruoverbygningen. Differansen av tøyninger i de fire målerne i søylene vil vise moment- og aksialutvikling i søyla, de vertikale målerne i bruoverbygningen vil vise skjærutvikling og de horisontale målerne vil vise moment- og aksialutvikling i brubjelken.

Den største utfordringen med modellering av fritt frambygg bruer i NovaFrame er knyttet til modellering av de ulike byggefasene, spesielt med tanke på kryputvikling. Det er lite informasjon om hvordan NovaFrame behandler kryp i brukermanualene, og enkle modeller er brukt for å verifisere beregningsmetode og modellering av kryp i byggefaser. Det er avklart at NovaFrame beregner kryp etter delkrypmetoden, og seksjonene må dermed tildeles ett delkryptall ved hver byggefase som summert gir korrekt kryptall for et element ved et gitt tidspunkt. I verifikasjoner som er utført med hensyn på krypberegninger er det påvist at NovaFrame ikke beregner deformasjoner ut fra beregningsgrunnlaget i Eurokode 2-1-1, men etter teori i Sørensens lærebok «Betongkonstruksjoner».

I bruddgrensetilstand er brua kontrollert for momentkapasitet under bygging og i ferdigtilstand. For byggetilstand vil siste byggefase før sammenkobling i hovedspenn gi maks moment over støtte, og for ferdigtilstand vil påkjenning etter 100 år være dimensjonerende siden langtidsdeformasjonene er ferdig utviklet. Det er ikke tatt hensyn til slakkarmering, men beregningene viser likevel at brua har tilstrekkelig momentkapasitet i bruddgrensetilstand.

Det viser seg at det ikke er mulig å lese ut tøyninger fra NovaFrame. Det er mulig å lese spenning i definerte tverrsnittspunkter, men deformasjonslastene gir ikke spenninger i statisk bestemte konstruksjoner og dermed vil spenningene tilsvare elastiske tøyninger. For å finne de totale tøyningene som oppstår når konstruksjonen er statisk bestemt, er det utført håndberegninger med lineær superposisjon. I håndberegningene er lastvirkninger hentet fra NovaFrame, og da tøyningene samsvarer svært godt med målte tøyninger er dette en indikator på at de målte tøyningene i brua gir fornuftige resultater. Det konkluderes med at NovaFrame ikke egner seg til verifikasjon av tøyninger.

Abstract

The scope of this Master thesis is to perform a strain verification for a cantilever bridge, named the Dolmsund Bridge. The bridge is equipped with several instruments for strain measurements. To perform such a verification, a precise and realistic model needs to be created using the frame analysis software NovaFrame.

The bridge is placed between Hitra and Dolmøya, and opened the summer of 2016. The length of the bridge is 462 meters, including a main span of 190 meters. The cross section of the beam varies along the entire length of the bridge, being built in sequences, and elongating from the main columns as cantilevers. This building method requires a certain beam strength because of the increase of moment as segments are cast.

The instruments for strain measurements are placed in the bottom and top of the two main columns and in two sections of the beam. Each section in the column contain four instruments and in each section of the beam, there are four horizontal and six vertical instruments. In the columns, the difference in strain will indicate the development of moment and axial forces. The same goes for the horizontal measurements in the beam, while the vertical measurements indicate the development of shear forces in the beam.

One of the main challenges regarding the modelling of cantilever bridges in NovaFrame is to correctly model the development of creep for the different phases of construction. The user manuals lack information on the subject; simple models are therefore used to verify the program's calculation method and how to model the development of creep for the different phases of construction. NovaFrame utilizes a method called the rate of creep. This method requires that each section must be assigned a rate of creep number in every construction phase. When all the rate of creep numbers for an element are summed it will result in the correct creep at a given time. It has been identified that NovaFrame do not calculate creep deformation according to the Eurocode but the theory in the textbook "Betongkonstruksjoner" by Sørensen.

In the ultimate limit state the bridge is controlled for its moment capacity during the time of construction and after the bridge is completed. The last phase of construction gives the maximum moment before the bridge is complete. When the bridge is a hundred years old, the long-term effects of creep and shrinkage have fully developed, and will therefore give the design state when completed. Ordinary reinforcement is not included in the calculations however the capacity is considered sufficient.

In NovaFrame there is no function for reading strain in the structure, although there is a function for reading stress in a defined section point. The forces of deformation will not give any stress in a statically determined construction and the stress will therefore correspond to linear elastic strain. It is then necessary to hand calculate the total strain using linear superposition. For the hand calculations, the load effects from NovaFrame are used. The hand calculated and the measured strain coincide and that indicates a sufficient modelling of the bridge. As a conclusion, NovaFrame is not suitable for this type of strain verification.

Innholdsfortegnelse

FORORD	I
SAMMENDRAG	III
ABSTRACT	V
INNHALDSFORTEGNELSE	VII
1 INNLEDNING	1
2 BEREGNINGSGRUNNLAG	3
2.1 GRUNNLAG FRA STATENS VEGVESEN	3
2.2 REGELVERK	3
2.3 ANALYSEPROGRAM	4
2.4 MATERIALEGENSKAPER	4
3 DOLMSUNDBRUA	6
3.1 UTFORMING	6
3.2 SPENNARMERING	8
3.3 BYGGEMETODE	10
3.4 BYGGEPROSESS	10
3.5 STATIKK	14
3.6 KOORDINATSYSTEM	14
4 LASTER	16
4.1 PERMANENTE LASTER	16
4.2 FORSPENNINGSKRAFT	17
4.3 VARIABLE LASTER	20
4.4 DEFORMASJONSLASTEN KRYP	33
4.5 DEFORMASJONSLASTEN SVINN	38
4.6 NYTTELASTER I BYGGEFASER	39
4.7 NEGLISJERTE LASTER	40
	VII

4.8	LASTKOMBINERING	40
5	<u>MODELLERING I NOVAFRAME</u>	43
5.1	MATERIALDATA	43
5.2	REFERANSELINJER, NODER OG ELEMENTER	43
5.3	GRENSEBETINGELSER	44
5.4	TVERRSNITT	46
5.5	SPENNARMERING	48
5.6	LASTMODELLERING	54
5.7	MODELLER OG ANALYSE	63
5.8	LASTKOMBINERING	65
6	<u>VERIFIKASJON AV MODELL</u>	66
6.1	GRENSEBETINGELSER	66
6.2	EGENVEKT	68
6.3	SPENNARMERING	71
6.4	TEMPERATUR	74
6.5	VIND	75
6.6	SVINN	76
7	<u>VERIFIKASJON AV KRYPUTVIKLING I NOVAFRAME</u>	78
7.1	KRYPUTVIKLING I EN UTKRAGERBJELKE MED ETT ELEMENT	78
7.2	KRYPUTVIKLING I EN UTKRAGERBJELKE MED TO ELEMENTER	85
7.3	OPPSUMMERING	96
8	<u>VERIFIKASJON AV KRYPUTVIKLING I DOLMSUNDBRUA</u>	97
8.1	VERIFIKASJON AV KRYPUTVIKLING I BYGGEFASER PÅ GRUNN AV EGENLAST	97
8.2	VERIFIKASJON AV KRYPUTVIKLING I BYGGEFASE 20 PÅ GRUNN AV FORSPENNING	106
8.3	VERIFIKASJON AV EN LASTKOMBINASJON MED KRYP	108
9	<u>BRUDDGRENSETILSTAND</u>	111
9.1	LASTVIRKNINGSDIAGRAMMER FRA NOVAFRAME	112

9.2	MOMENTKAPASITET	115
10	<u>VERIFIKASJON AV TØYNINGER</u>	<u>122</u>
10.1	TØYNINGSMÅLERE	122
10.2	RESULTATER FRA TØYNINGSMÅLINGER	123
10.3	MODELL FOR TØYNINGSVRIFIKASJONER I NOVAFRAME	127
10.4	SAMMENLIGNING AV ANALYSERESULTATER OG TØYNINGSMÅLINGER	131
10.5	VERIFIKASJON AV MÅLTE TØYNINGER VED BRUK AV LINEÆR SUPERPOSISJON	132
11	<u>KONKLUSJON</u>	<u>143</u>
12	<u>REFERANSELISTE</u>	<u>145</u>
13	<u>VEDLEGGSLISTE</u>	<u>149</u>

1 Innledning

Dolmsundbrua er en fritt frambygg (FFB) bru mellom Hitra og Dolmøya i Sør-Trøndelag som var klar til åpning sommeren 2016. Brua er instrumentert med tøyningsmålere, og målet med denne oppgaven er å verifisere tøyningene som har oppstått i brua.

Fritt frambygg bruer i betong er utbredt i Norge, da byggemetoden har fordeler i områder med utfordrende topografi eller begrensninger av riggplass. Dette er en imponerende byggemethode som byr på utfordringer og krever stor nøyaktighet. Byggeprosessen foregår etappevis ved at brubjelken støpes ut fra hver søyle som utragere, helt til sammenkobling i hovedspenn, og belastningen øker derfor stadig underveis i utbyggingen. En stor utfordring med utbygging av FFB-bruer er koblet opp mot deformasjonslastene kryp og svinn. Lastene må tas hensyn til fra byggestart for å ha kontroll over deformasjonene, slik at utkragerbjelkene møtes ved ønsket posisjon før sammenkobling. I tillegg endres det statiske systemet underveis i byggeprosessen, som vil ha betydning for deformasjonslastene.

For å verifisere de målte tøyningene i Dolmsundbrua er en realistisk modellering av brua nødvendig og derfor lagt stor vekt på i denne avhandlingen. Rammeprogrammet NovaFrame benyttes i denne oppgaven til modellering og globalanalyser, da det er et program som kan håndtere krevende konstruksjoner med store datamengder. NovaFrame er mye brukt til analyse av bruer, da det kan håndtere detaljert modellering av trafikkklaster iht. Eurokode.

Brua er modellert etter «som bygget»-tegninger fra Statens vegvesen (SVV). Egenskaper ved NovaFrame gjør det mulig med en forholdsvis nøyaktig modellering av geometri samt modellering av de ulike byggefasene. Likevel er det knyttet en del utfordringer til det å modellere en fritt frambygg bru i programmet, som denne avhandlingen senere vil vise.

Oppgaven innledes med en presentasjon av brua og dimensjoneringsgrunnlaget, som innebærer bruas utforming, materialer og byggeprosess. Videre betraktes aktuelle opptredende laster. Deretter følger en gjennomgang av hvordan brua er modellert i NovaFrame, med verifikasjoner av modelleringen. Spesielt er det gått i dybden på kryputviklingen i brua og hvordan kryp modelleres i NovaFrame. Videre benyttes modellen med aktuelle laster for en analyse i bruddgrensetilstand, der momentkapasiteten kontrolleres i de to mest kritiske snittene. Brukgrensetilstand er ikke vurdert i denne oppgaven. Til slutt analyseres modellen med aktuelle laster og lastfaktorer som gir resultatene til sammenligningen med de målte tøyningene i Dolmsundbrua.

Oppgaven har forhåpentligvis en nytteverdi for vår samarbeidspartner Statens vegvesen. Det er nyttig for SVV å kunne sammenligne egne modeller med resultatene fra denne oppgaven, siden SVV har benyttet andre beregningsprogrammer i prosjekteringen av brua. Det er også nyttig med en gjennomgang av hvor vidt NovaFrame egner seg til slike beregninger. SVV er også interessert i å undersøke verdiene av tøyningmålerne i brua, som i denne oppgaven verifiseres.

2 Beregningsgrunnlag

2.1 Grunnlag fra Statens vegvesen

- K1: Prosjekteringsgrunnlag, Konstruksjonsberegninger for 16-1481 Dolmsundbrua [1]
- «Overbygning geometri», «Temperatur», «Tøyningsmålinger», Microsoft Excel
- Modelleringsgrunnlag fra SVV, se Vedlegg A
- «Som bygget»-tegninger SB-K100-K471

2.2 Regelverk

2.2.1 Standarder

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2]. Denne refereres heretter til EK0.
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger [3].
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster [4]. Denne refereres heretter til EK1-1-4.
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning [5]. Denne refereres heretter til EK1-1-5.
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer [6]. Denne refereres heretter til EK1-2.
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [7]. Denne refereres heretter til EK2-1-1.
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer [8].

2.2.2 ETA

- European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-07/0035. Denne refereres heretter til som ETA-07/0035 [9].

2.2.3 Håndbøker

- Håndbok N400 Bruerprosjektering. Prosjektering av bruer, fergekaier og andre bærende konstruksjoner. Denne refereres heretter til som HB N400 [10].

2.3 Analyseprogram

I analysene benyttes hovedsakelig NovaFrame, et rammeanalyseprogram som er utarbeidet og levert av konsulentselskapet Aas-Jakobsen. Programmet bruker elementmetoden og benytter seg av bjelkeelementer for å løse statiske og dynamiske analyser i 3D.

Fap2D er et begningsprogram for statisk og dynamisk analyse av 2D rammekonstruksjoner og er kun benyttet i oppgaven for verifisering av enkelte resultater.

2.4 Materialeegenskaper

Dolmsundbrua består av materialene betong, slakkarmering og spennarmering. Materialeegenskapene er hentet fra prosjekteringsgrunnlaget til SVV. Slakkarmering er ikke betraktet i denne oppgaven.

2.4.1 Betong

I hele bruene blir det benyttet betongkvalitet B45, og egenskaper til betongen er gjengitt i Tabell 2-1.

Egenskaper betong	B45	
Terning-trykkfasthet	$f_{ck,cube}$	55 MPa
Sylinder-trykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Strekkfasthet	$f_{ckt,0.05}$	2.70 MPa
Materialfaktor	γ	1.5
Dim. trykkfasthet	f_{cd}	25.5
Dim. strekkfasthet	f_{ctd}	1.53
Sekant E-modul	E_{cm}	28 000
Tverrkontraksjonstallet	ν	0.2
Eksponeringsklasse	XS2/XS3	

Tabell 2-1: Egenskaper betong B45

I følge HB N400 kan det antas 70% relativ luftfuktighet for bruoverbygning og 80% relativ luftfuktighet for søyler over vann, ved valg av parametere for kryp og svinn [10].

2.4.2 Spennarmering

Spennarmeringens materialeegenskaper er gitt i prosjekteringsgrunnlaget og kontrollert opp mot gjeldende ETA. Til spennarmering brukes stål av høy fasthet for å hindre strekkspenninger i betongen, og følgende materialeegenskaper gjelder for spennarmeringen:

- Bruddspenning, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- Flytespenning, $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$

Brua er prosjektert med to ulike kabelstørrelser av CLL system: ETA-07/0035 [9]. 15XM/C-50, heretter kalt type 1506, med 15 spenntau à 0,62" (150mm² pr spenntau) benyttes i bruplata nærmest søylene. Ellers i brua er det benyttet 19XM/C-60, heretter kalt type 1906, med 19 spenntau à 0,62". Disse benyttes sammen med korrugerte metallrør med diameter gitt i Tabell 2-2. Metallrørene injiseres med sementmørtel for å sikre korrosjonsbeskyttelse og heft mellom betong og spennkabler. Injiseringssmassen antas å ha samme fasthet som øvrig betong, og er dermed satt lik 45 MPa.

	Type 1506	Type 1906
Kabelareal	$A = 2250\text{mm}^2$	$A = 2850\text{mm}^2$
Nominell bruddlast	$F_{pk} = 4185\text{kN}$	$F_{pk} = 5301\text{kN}$
Flytekraft	$F_{p0,1k} = 3690\text{kN}$	$F_{p0,1k} = 4674\text{kN}$
Kabelrør-diameter	90mm	100mm

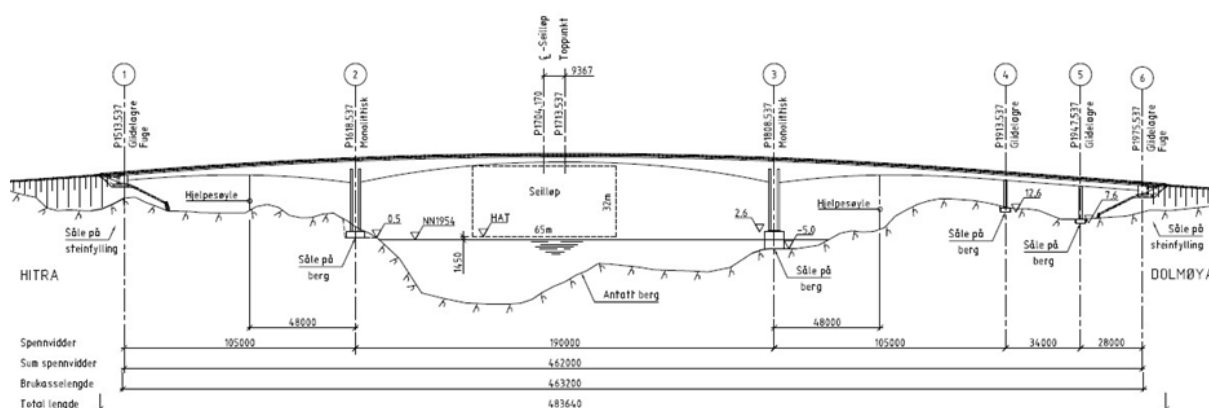
Tabell 2-2: Egenskaper spennarmering

3 Dolmsundbrua

Dolmsundbrua er en fritt frambygg (FFB) bru som går fra Hitra til Dolmøya. Brua stod ferdig sommeren 2016, og er prosjektert av Bruseksjonen i Vegdirektoratet i samarbeid med SVV Region midt og bygget av entreprenør NCC Construction.

3.1 Utforming

Brua er totalt 462 meter lang og 12 meter bred. Brua består av følgende akser: landkar i Akse 1, hovedsøyle i Akse 2, hovedsøyle i Akse 3, søyle i Akse 4, søyle i Akse 5 og landkar i Akse 6, se figur nedenfor. Det er totalt fem spenn, der spennene mellom Akse 1 og 4 er bygget med FFB-metoden ut fra hovedsøylene. Hovedspennet har en lengde på 190 meter, seilingsled med bredde 65 meter og seilingshøyde 32 meter. Bruoverbygningen fra Akse 4 til 6 mot Dolmøya, kalt viadukten, er forskålet på fast stillas. Dette gjelder også for de første meterne av bruoverbygningen ut fra landkar ved Akse 1.

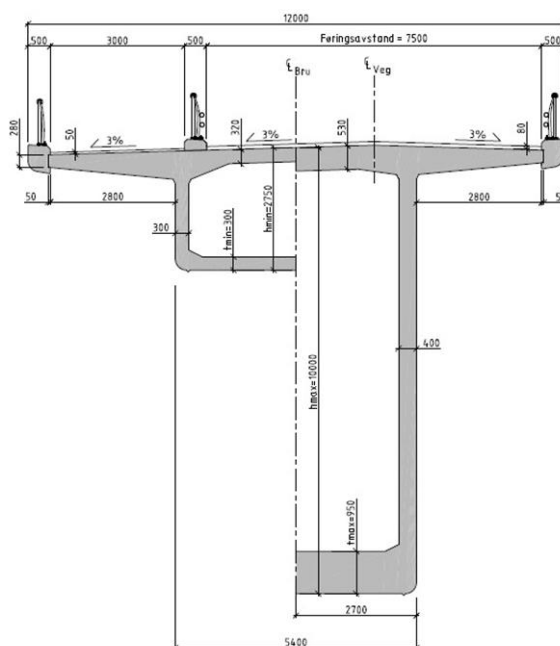


Figur 3-1: Lengdesnitt av Dolmsundbrua

Brua har ingen horisontalkurvatur, som vil si at vegstrekningen er rett. Vertikalkurvaturen varierer fra en stigning på 7.5 % til en radius på 2400 meter på begge sider av brua.

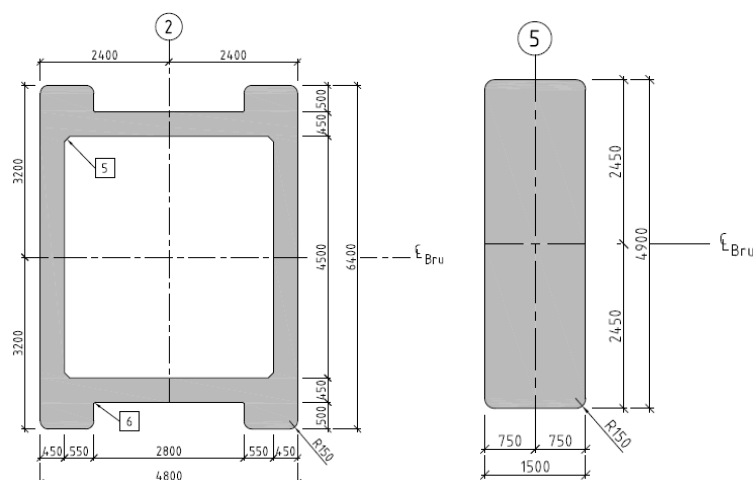
Bruas overbygning er utformet som et kassetverrsnitt med utstikkende flenser på oversiden. Bredden i underkant av overbygningen er 5.4 meter, og er, i likhet med bredden i topp, konstant langs hele bruas lengde. Høyden på overbygningen varierer fra 10 meter over hovedsøylene til 2.75 meter ved landkar, viadukt og i midt av hovedspenn. Dette kommer av at FFB bruer må bære all last under utbygging ved skjær og moment i brubjelken, som gir høye brubjelker over søylene [11].

Alle tverrsnittsdata er gitt i Excel arket «Overbygning geometri» fra SVV. Figur 3-2 viser dimensjoner for største og minst tverrsnitt i overbygningen.



Figur 3-2: Dimensjoner for største og minste tverrsnitt i bruoverbygningen

Bruoverbygningen er understøttet av fire søyler samt landkar i hver ende. Hovedsøylene i Akse 2 og 3 har samme kassetverrsnitt mens søylene i Akse 4 og 5 har samme rektangulære tverrsnitt, se Figur 3-3. Brubanen er støpt til hovedsøyle i Akse 2 og 3 og utgjør en monolittisk forbindelse, som vil si at moment blir overført i forbindelsen. I viadukten er det glidelagerforbindelse mellom søyle og brubane, som også gjelder ved landkarene der det i tillegg er fuge. Hovedsøylene i Akse 3 står på fem meters dyp, og fundamentet har en radius på 5 meter og høyde på 7 meter. De andre søylene er plassert på land, med rektangulære fundamenter.



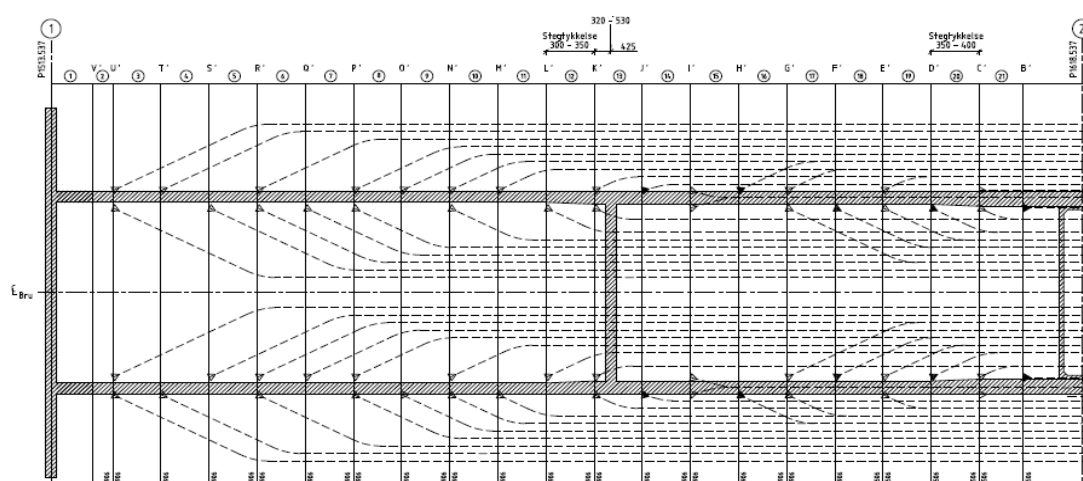
Figur 3-3 Dimensjoner for søyle i Akse 2 og Akse 5

3.2 Spennarmering

Spennarmering kan forspennes ved enten før- eller etteroppspenning. Ved føroppspenning spennes armeringen opp før betongen støpes, og foregår på en fabrikk. Ved etteroppspenning blir betongen støpt og tilstrekkelig herdet før armeringen spennes opp, og er derfor den metoden som benyttes i plasstøpte konstruksjoner, for eksempel på bruer som Dolmsundbrua. Spennarmeringen påføres strekkraft som overføres som trykkraft i betongen. Ved etteroppspenning kan man i prinsippet føre spennarmeringen i ønsket krum profil gjennom konstruksjonen for å tilpasse forspenningen momentene fra ytre laster [12].

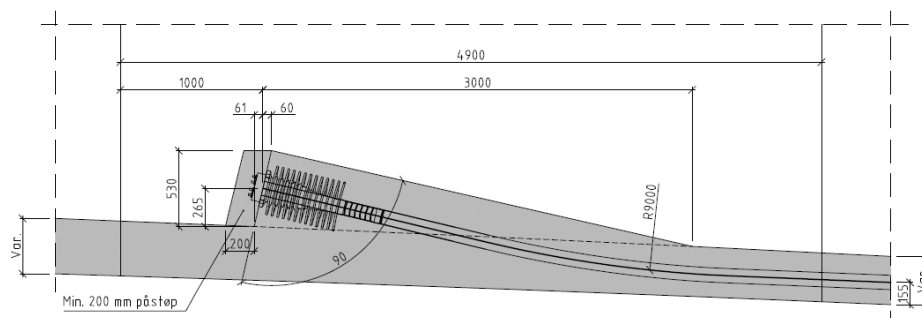
Ved etteroppspenning ligger armeringen i utsparingskanaler i den ferdigstøpte betongen med forankringer på begge sider. Forankringene kan være passive eller aktive. Det er vanlig å sette et passivt anker i den ene enden og et aktivt i den andre, men det er også mulig med to aktive ankere. Spennarmeringen spennes opp med en jekk i det aktive ankeret, og betongkonstruksjonen selv brukes som mothold. I Dolmsundbrua er de lengste spennkablene over hovedsøylene utført med to aktive ankere, mens resten av kablene har et passivt og et aktivt anker. I Figur 3-4 under er aktive ankere hvite og passive ankere svarte.

Da bruoverbygningen bygges som utkrager fra hovedsøylene er det nødvendig å ha spennarmering i overkant i hele kragarmens lengde. Det er totalt 58 spennkabler over hovedsøylene, og disse spennes opp etter hvert som brua bygges. Dette er forklart nærmere i kapittel 3.3. Spennkablene i overkant ut fra Akse 3 er lagt speilvendt likt som ut fra Akse 2. Spennkablene i bruplata ligger horisontalt rett, med en «knekk» i endene inn mot stegene i bruplata, se Figur 3-4. Dette er for at spennkraften skal fordele seg i tverrsnittet så kort bak forankringene som mulig. Vertikalt følger spennkablene overbygningen til brukassen, og vil dermed ha en radius på 2400 m.



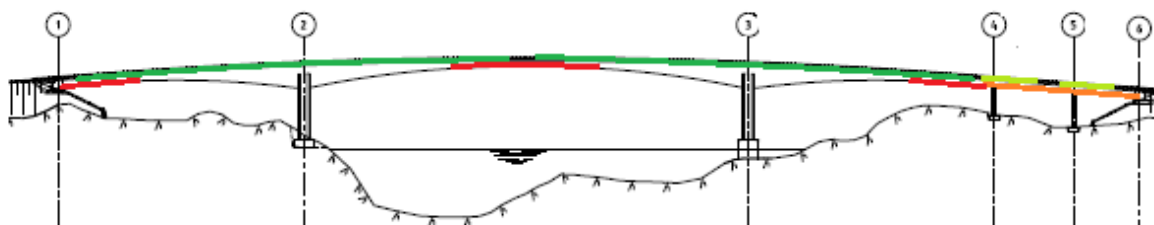
Figur 3-4: Horisontal plassering av spennkablene i bruplata ut fra Akse 2

Spennarmeringen i undergurt skal ta opp krefter fra superegenvekt, trafikklast og krypoglagring av moment fra støtte til felt. I tillegg vil nedbøyningene reduseres [11]. Spennkablene i undergurt ligger horisontalt rett, men har en vertikal kurvatur opp fra undergurt til en spennkabelvoute der ankeret er festet, se Figur 3-5.



Figur 3-5: Utførelse av spennarmering i undergurt

En illustrasjon av spennarmeringens plassering er vist i Figur 3-6, der grønn og lysegrønn indikerer spennarmering i bruplata mens rød og oransje indikerer spennarmering i undergurt. Fokuset i denne oppgaven er konstruksjonsdelene bygget med fritt frambygg-metoden, dermed er spennkablene mellom Akse 4 og 6 ikke modellert.



Figur 3-6: Plassering av spennarmering

3.3 Byggemetode

Byggemetoden som en fritt frambygg bru baserer seg på er at bjelkeelementene til overbygningen bygges trinnvis ut til hver side av en pilar. Hver seksjon er omtrent 5 meter lang og det er viktig at byggingen foregår balansert og helst symmetrisk, grunnet fordeling av laster og materialeegenskaper [11]. Den største tverrsnittshøyden finner man innerst ved støtten og etter hvert som spennvidden øker, så minsker tverrsnittshøyden på bjelkeelementene. En forskalingsvogn benyttes for å bygge hver enkelt seksjon og en syklus av forskaling, armering, støpning, herding, oppspenning av spennkabler og flytting av forskalingsvogn repeteres [13]. Forskalingsvognen vil til alle tider bæres av brukonstruksjonen. Kreftene fra byggeprosessen føres dermed ikke direkte ned i bakken, slik som ved bruk av et stilas.

Det er ofte nødvendig med jekking av bruoverbygningen ved denne byggemetoden. Horisontal jekking før støpning av koblingsseksjon i hovedspenn kan benyttes som en forinnstilling av søyler ved at motstående kragarmer skyves fra hverandre. På denne måten kan momenter og skjærkrefter fra svinn og kryp halveres. Vertikal jekking er ofte nødvendig for at de to møtende kragarmene skal få samme høyde ved sammenkobling. Vertikal jekking eller støttesenkning av opplegg ved landkarene kan også benyttes for å endre egenvektstilstanden i søylene [11]. Jekking er ikke modellert i NovaFrame.

3.4 Byggeprosess

Første utbygging av Dolmsundbrua var søylen i Akse 2, med fem støpesekvenser ved klatreforskaling over fundament. Tilhørende søylehode ble deretter støpt. Videre ble en forskalingsvogn montert i hver ende av søylehodet og bruoverbygningen ble støpt symmetrisk ut fra hver side, mot Akse 1 og 3, se bildet i Figur 3-7.



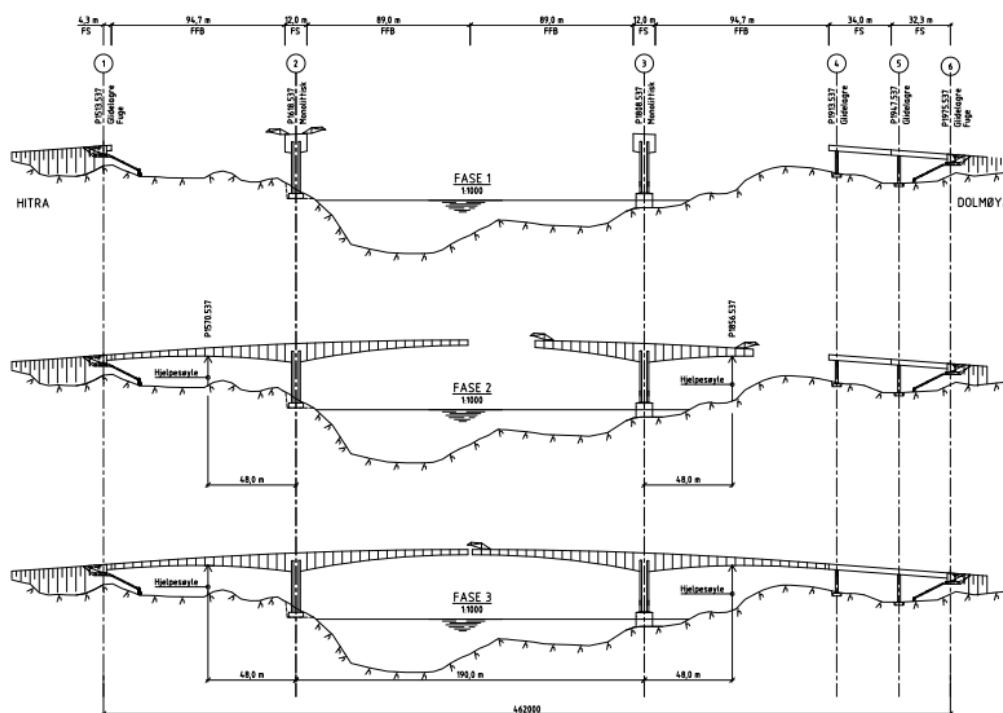
Figur 3-7: Balansert utbygging med forskalingsvogner fra Akse 2 på Dolmsundbrua [14]

Forskalingsvognene ble demontert da FFB-seksjonene ut fra søylen i Akse 2 var ferdig støpt og deretter montert på søylehodet i Akse 3, ettersom søylen i Akse 3 ble støpt underveis i utbygningen av FFB-seksjonene for Akse 2. Den samme FFB-prosedyren ble gjentatt for bruoverbygningen ut fra søylehodet i Akse 3, altså mot Akse 2 og 4.

Underveis i byggeprosessen ble midlertidige hjelpesøyler montert, både mellom Akse 1 og 2 samt mellom Akse 3 og 4, for å stabilisere kragarmene. FFB-seksjonen ut fra Akse 2 ble først koblet til landkar i Akse 1, videre ble FFB-seksjonen ut fra Akse 3 koblet til den ferdig støpte viadukten i Akse 4. Hjelpesøylene ble så demontert før bruoverbygningen til slutt ble sammenkoblet i hovedspenn. Figur 3-8 viser brua like før støpning av koblingsseksjon, og Figur 3-9 viser en oversikt over de ulike fasene av utbygningen av overbygningen.



Figur 3-8: Dolmsundbrua like før støpning av koblingsseksjon [15]



Figur 3-9: Utbygging av overbygning, fra tegning K101 (SVV)

Spennkablene i bruoverbygningen er lagt ut fra hovedsøylene i Akse 2 og 3 slik at alle elementene blir spent opp etter hvert når de er ferdigstøpt og herdet under FFB-prosessen. Det ligger totalt 58 spennkabler over hver av hovedsøylene, med varierende lengder. Det spennes opp to eller fire kabler etter hvert som elementene støpes. Dermed har de korteste spennkablene en lengde lik lengden av søylehodet, mens de lengste spennkablene har lengden til hele den ene FFB-delen. Oppspenning i flere etapper i takt med utstøpning kan være en fordel for å oppnå en gunstig spenningsfordeling i endelig konstruksjon [16].

Datoer for når elementene er ferdig støpt danner grunnlaget for inndelingen av byggefaser. Hovedsøylene og bruoverbygningen fra Akse 1 til 4 deles inn elementvis, mens landkar i Akse 1 og viadukten, med landkar i Akse 6, deles inn i hver sin byggefase. Bruas ferdigtilstand tilsvarer da alle elementer mellom Akse 1 og 6 er på plass.

For analyse av en FFB-bru er modelleringen av den faktiske byggeprosessen av stor betydning for å oppnå gode resultater. Det gjelder spesielt med tanke på kryp og svinn da de er tidsavhengige parametere som fører til deformasjon av betongen. For inputverdier i NovaFrame beregnes de tidsavhengige parameterne på forhånd slik at tidsforløpet på denne måten blir tatt hensyn til. Av den grunn modelleres hele FFB-konstruksjonen i Akse 2 før FFB-konstruksjonen i Akse 3 blir påbegynt. Dette for å få en kontinuerlig prosess, selv om hovedsøylene i Akse 3 i realiteten støpes underveis.

Forklaring	Modell	Element lagt til	Tid ferdig støpt	Forklaring	Modell	Element lagt til	Tid ferdig støpt
Fundament 2	1	20		Fundament 3.0	41	30	
Søyle 2.1	2	21	0	Søyle 3.1	42	31	321
Søyle 2.2	3	22	9	Søyle 3.2	43	32	337
Søyle 2.3	4	23	20	Søyle 3.3	44	33	349
Søyle 2.4	5	24	36	Søyle 3.4	45	34	397
Søyle 2.5	6	25	47	Søyle 3.5	46	35	415
Søylehode 2-1	7	127,128	198	Søylehode 3-1	47	168,169	548
Søylehode 2-2	8	126,129	198	Søylehode 3-2	48	167,170	548
FFB 2.1	9	125,130	247	FFB 3.1	49	166,171	613
FFB 2.2	10	124,131	274	FFB 3.2	50	165,172	619
FFB 2.3	11	123,132	289	FFB 3.3	51	164,173	629
FFB 2.4	12	122,133	302	FFB 3.4	52	163,174	638
FFB 2.5	13	121,134	324	FFB 3.5	53	162,175	645
FFB 2.6	14	120,135	338	FFB 3.6	54	161,176	652
FFB 2.7	15	119,136	345	FFB 3.7	55	160,177	659
FFB 2.8	16	118,137	351	FFB 3.8	56	159,178	666
FFB 2.9	18	117,116,138	365	FFB 3.9	58	179,158,180	673
FFB 2.10	19	115,139	384	FFB 3.10	59	157,181	681
Hjelpesøyle akse 2-1	20		392	Hjelpesøyle akse 3-4	60		688
FFB 2.11	21	114	399	FFB 3.11	61	182	691
FFB 2.12	22	113,140	412	FFB 3.12	62	156,183	700
FFB 2.13	23	112,141	426	FFB 3.13	63	155,184	707
FFB 2.14	24	111,142	434	FFB 3.14	64	154,185	714
FFB 2.15	25	110,143	443	FFB 3.15	65	153,186	721
FFB 2.16	26	109,144	453	FFB 3.16	66	152,187	728
FFB 2.17	27	108,145	481	FFB 3.17	67	151,188	735
FFB 2.18	28	107,146	495	FFB 3.18	68	150,189	744
FFB 2.19	29	106,147	506	FFB 3.19	69	149,190	754
Kobl FS til akse 1	30	105	517	Kobl viadukt mot akse 6	70	191	763
FS bru til akse 1	31	102-104	498	FS bru akse 4-6	71	192-220	713
Landkar akse 1	31	1001-1003		Pilar i akse 4 og 5	71	40-43, 50-54	
				Opplager akse 4, 5 & 6	71	4004-4005, 5005-5006, 6001-6003	
				Hjs demonteres	72		765
				Sammenkobl FFB Ferdig	73	148	770

Tabell 3-1: Byggefaser med modellnummer og elementnummer som er benyttet i NovaFrame.

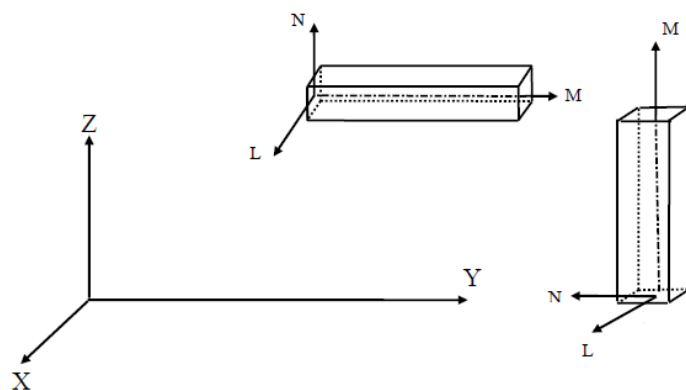
Byggehistorikken til Dolmsundbrua, presentert i Tabell 3-1, er gitt ut i fra støpedatoer for når et element eller etappe er ferdig utført. Det er ikke gitt hvor lang tid som brukes på forskjellige aktiviteter underveis i en etappe. Med dette grunnlaget antas det at for en fase som varer i 7 døgn, benyttes de fire første dagene på forskaling av neste støpeseksjon, mens de tre neste går til utstøpning. Syv dager er minste antall dager som opptrer for en fase, og for faser med lenger varighet benyttes fortsatt en standard på tre dager til utstøpning.

3.5 Statikk

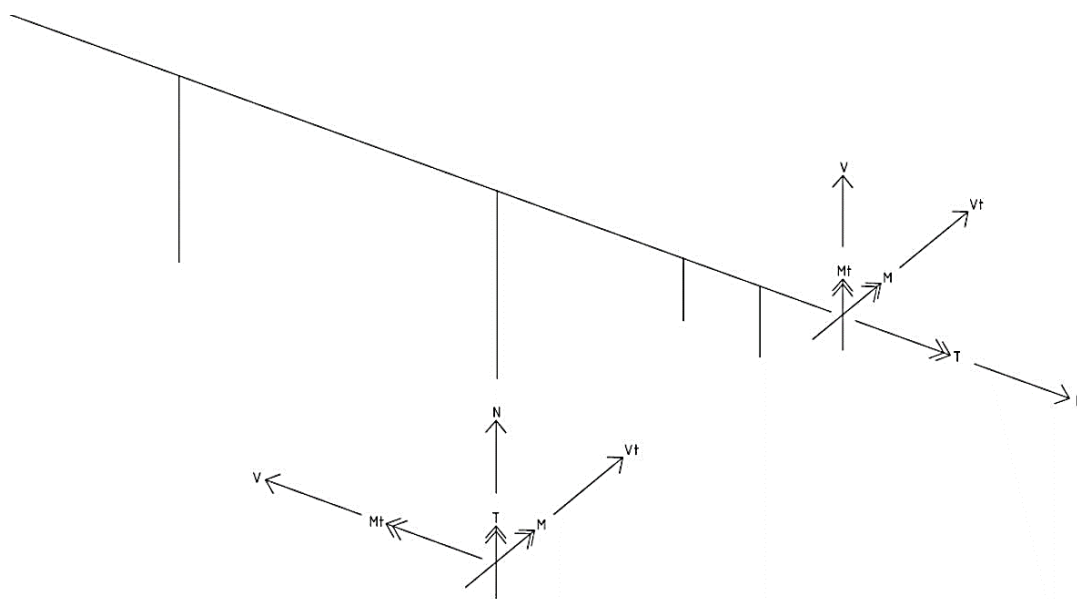
Buroverbygningen er monolittisk forbundet til hovedsøylene og konstruksjonen vil i begynnelsen av utbyggingen være statisk bestemt. Dette gjelder frem til hjelpesøylen kobles til den ene kragarmen og systemet endres til statisk ubestemt. Fra det tidspunktet oppstår tvangskrefter fra kryp, svinn og forspenning.

3.6 Koordinatsystem

Det er definert et globalt XYZ-system og et lokalt LMN-system for Dolmsundbrua i samsvar med NovaFrame. Koordinatsystemet er illustrert i Figur 3-10, hentet fra NovaFrames brukermanual. Navngivningen av krefter er gjort i samsvar med SVV's standarder, gitt i Figur 3-11.



Figur 3-10: Globalt- og lokale aksesystem [17]



Figur 3-11: Benevnelser for krefter på overbygningen og i søylene

Ut i fra Figur 3-11 får man dermed følgende sammenhenger i søyletopp:

- Overbygningens M samsvarer med søylenes M
- Overbygningens T samsvarer med søylenes M_t
- Overbygningens M_t samsvarer med søylenes T

Sammenheng med benevnelse av tverrsnittskrefter i NovaFrame:

- N samsvarer med PM i NovaFrame
- V_t samsvarer med PL
- V samsvarer med PN
- T samsvarer med MM
- M samsvarer med ML
- M_t samsvarer med MN

4 Laster

Ulike eurokoder omhandler alle aktuelle laster som modelleres i denne oppgaven, i tillegg gir HB N400 tilleggsregler og veiledning for lastberegningene. Som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkning benyttes den karakteristiske verdien av påvirkningen.

4.1 Permanente laster

4.1.1 Primær egenlast

Tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen regnes som egenlast, som i denne oppgaven primært dreier seg om betongens egenvekt. For bruoverbygningen er tyngdetettheten til betongen på 26 kN/m^3 mens den for søylene er 25 kN/m^3 iht. modelleringsgrunnlaget.

4.1.2 Superegenvekt

Superegenvekt inkluderer tyngden av slitelag, kantdrager og rekkverk, i tillegg til vekten av tverrsnitt. Slitelaget har en tyngdetetthet på 25 kN/m^3 og dimensjonerende tykkelse er 80 mm i kjørebane mens den i gang- og sykkelbane er 60 mm. Kantdragerne langs bruoverbygningen har et estimert tverrsnittsareal på 0.27 m^2 , og rekkverksdrageren mellom kjørebane og g/s-bane har et tverrsnittsareal på 0.12 m^2 . For kjøresterkt rekkverk og rekkverk mot g/s-veg antas en vekt lik 1 kN/m per rekkverk.

Plasseringen på kantdrager, rekkverk og slitelag skal være sentrisk i globalanalyser.

Superegenvekt	Areal [m ²]	Jevnt fordelt last [kN/m]
Slitelag		
-kjørebane	$0.080 \cdot 7.5$	15
-g/s-bane	$0.060 \cdot 3.0$	4.5
Kantdrager x 2	0.27	7 + 7
Rekkverksdrager	0.12	3
Rekkverk		1+1+1
Totalt		40

Tabell 4-1: Oversikt linjelast av superegenvekt

Tyngden av tverrsjøttene beregnes ut fra tverrsnittdata gitt i tegningene K100-K471 fra SVV. Tverrsjøtt er plassert i bruoverbygningen over søylene, hjelpesøylene og landkarene og over hver hovedsøyle er det to tverrsjøtt. Tabellen nedenfor viser påført tyngde.

Tverrsjøtt	Tyngde [kN]
Landkar Akse 1	536
Hjelpesøyle Akse 2-1	503
Hovedsøyle Akse 2	584 x 2
Hovedsøyle Akse 3	584 x 2
Hjelpesøyle Akse 3-4	503
Søyle Akse 4	211
Søyle Akse 5	211
Landkar Akse 6	536

Tabell 4-2: Tyngde av tverrsjøtt

4.2 Forspenningskraft

Regler for største tillatte oppspenningskraft (jekkekraft) finnes i punkt 5.10.2.1 i EK2-1-1. Kraften som påføres en spennkabel, altså kraften i aktiv ende under oppspenning, skal ikke overskride følgende verdi:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

Der øvre grense for kabelspenningen før låsetap, $\sigma_{p,max}$, settes lik den minste av $0.8f_{pk}$ og $0.9f_{p0,1k}$. For begge kabeltyper gir $0.9f_{p0,1k}$ minst oppspenningskraft. Dette gir forspenningskraft før låsing:

$$\text{Type 1506: } P_{max} = 2250 \cdot 0.9 \cdot 1640 = 3321 \text{ kN}$$

$$\text{Type 1906: } P_{max} = 2850 \cdot 0.9 \cdot 1640 = 4206.6 \text{ kN}$$

Disse verdiene samsvarer med prosjekteringsgrunnlaget.

4.2.1 Spennkrafttap

Med tid vil spennkraften bli mindre enn den kraften som først ble oppspent i den aktive forankringen av kabelen. Reduksjon av kraft skyldes både umiddelbare tap ved selve oppspenningen og tidsavhengige tap. I umiddelbare tap inngår elastisk deformasjon av betongen, friksjon og låsetap, mens betongens kryp og svinn på grunn av aksiell stukning og spennarmeringens relaksasjon er tidsavhengige tap.

Elastisk deformasjon av betongen

Når kabler spennes opp, stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkraften, og tidligere oppspente kabler vil dermed få et spennkrafttap. Dette betyr at den kabelen som spennes først får størst tap, mens den kabelen som spennes sist får null tap [16]. Beregningsveiledningen for etteroppspente betongbruer fra SVV konstaterer at det sjelden er nødvendig å regne manuelt på effekten dersom programmet ikke gjør det. Det er ingen informasjon om denne effekten i brukermanualen til NovaFrame. Det antas dermed at NovaFrame ikke regner elastisk deformasjon av betongen, og denne effekten er ikke betraktet videre i oppgaven.

Friksjon

Friksjonskrefter mellom kabel og rør gjør at kraften P_x i en avstand x fra oppspenningsnittet er mindre enn oppspenningskraften P_0 . Friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret på grunn av kurvaturen langs spennkabelen [16]. Man kan skille mellom to typer friksjonstap:

- Tap på grunn av kabelens tilsiktede krumning, også kalt kurvatureffekten
- Tap på grunn av utilsiktede krumning, også kalt lengdeeffekten

Utilsiktede krumning er uunngåelige bøyninger mellom kabelrørets understøttelsespunkter. Disse små bøyningene forårsaker friksjonstap selv i en teoretisk rett kabel, og er avhengig av spennstållengden [12].

Verdier for friksjonskoeffisient og faktor for effekt av utilsiktede vinkelendringer (wobble) avhenger av kabelstørrelse og kabelrør og finnes i ETA for spennsystemet. I prosjekteringsgrunnlaget til SVV finnes faktorer for tap i spennkraft i ETA for spennsystemene BBR og DSI, og er gitt som:

$$\mu = 0.20 \text{ rad}^{-1} \quad \text{Friksjonskoeffisient}$$

$$k = 0.005 \text{ rad/m} \quad \text{«Wobble»}$$

Kabelkraft etter friksjonstap er gitt med formelen [16]:

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

Låsetap

Låsetap er et resultat av forankringen av spennarmeringen. Når en kabel er oppspenning til foreskrevet kraft, må kraften overføres fra jekken til selve forankringen. I forbindelse med denne låsingen vil kileforankringen og kabelen trekkes litt tilbake inn i kabelrøret, og dette kalles låsetap. Låsetapet til spennsystemet finnes i ETA, og er gitt i prosjekteringsgrunnlaget som 6 mm.

Spennarmeringens relaksasjon

Relaksasjon er en form for kryp i spennstålet, som kommer av et spenningsfall som vil oppstå når stålet utsettes for en konstant tøyning i lang tid. Relaksasjonstapet er definert som den prosentvise reduksjonen av forspenningen, og kan beregnes etter formel 3.29 i EK2-1-1 punkt 3.3.2.

Spennarmeringen som brukes i Norge er Klasse 2, lav relaksasjon iht. EK2-1-1 3.3.2 (5), med mindre enn 2.5% relaksasjon eller 1000 timer ved $0.7f_{pk}$. Basert på informasjon fra leverandører og forsøksresultater er det også vanlig å regne med 4.5% relaksasjon ved $0.8f_{pk}$ [17].

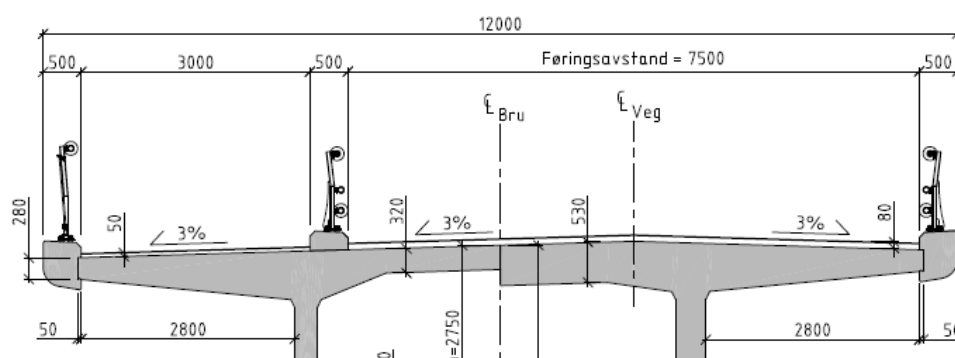
Betongens kryp og svinn

Oppspente konstruksjonsdeler utsettes for betydelig aksialtrykk, og betongens kryp vil gi en negativ tøyning (stukning) over tid. Det samme gjelder også betongens svinn. Denne aksielle tøyningen (stukningen) på grunn av kryp og svinn reduserer spennkraften.

4.3 Variable laster

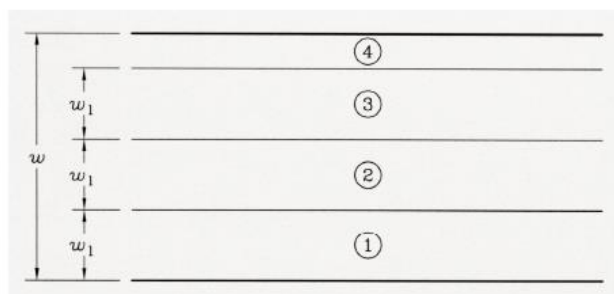
4.3.1 Trafikklaster

Trafikklast er variable laster som opptrer både vertikalt og horisontalt på kjørebane, gangbane, skulder og midtdeler. Lasten kommer av kjøretøy og fotgjengere som bruker brua og er den dominerende variable lasten på Dolmsundbrua. Alle trafikklaster plasseres på ugunstige steder innenfor føringsavstand. Med føringsavstanden menes den minste horisontale bredden tilgjengelig på kjørbane. I denne oppgaven er føringsavstanden på 7.5 meter, se Figur 4-1. Gangbanen blir modellert som et eget felt i NovaFrame. Trafikklastene blir beregnet ut fra EK1-2: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklaster på bruer [6].



Figur 4-1: Gangfelt og føringsavstand

For å beregne trafikklastpåvirkning må kjørebane deles opp i ulike teoretiske kjørebane innenfor føringsavstanden, w , som er definert i punkt 4.2.3 (1) i EK1-2, se Figur 4-2. Antallet på de teoretiske kjørebane bestemmes ut fra Tabell 4.1 i standarden, og i dette tilfellet, med en føringsavstand på 7.5 meter, blir kjørbane delt opp i tre. Altså blir det to teoretiske kjørebane med en bredde på tre meter hver og en restbredde på 1.5 meter. Som nevnt tidligere blir gangbanen regnet for seg selv og vil ha en bredde på tre meter.

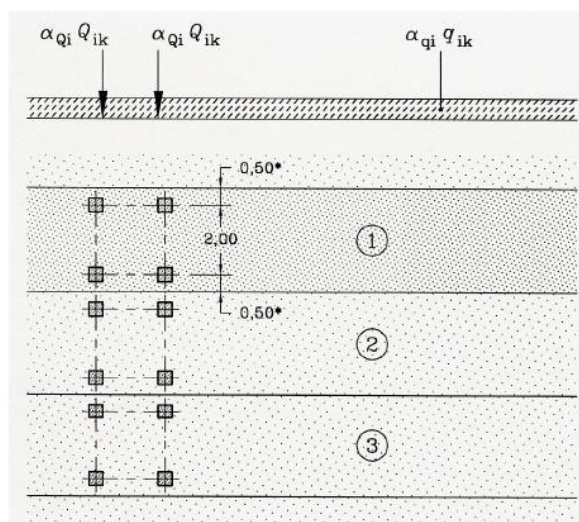


Figur 4-2: Teoretiske kjørebane innenfor føringsavstanden iht. EK1-2 [6]

Vertikale krefter:

De vertikale kreftene er definert som fire lastmodeller i EK1-2 [6].

Lastmodell 1 (LM1) dekker lastpåvirkningene forårsaket av person- og lastebiler, altså det vanlige trafikkbildet. Lasten blir påført som en jevnt fordelt last (UDL) og en boggilast (TS) per teoretiske kjørebane. Boggilasten påføres som en dobbel akslingslast med en akselavstand på 1.2 meter. Kontaktflaten mellom hjulet og dekket blir regnet som kvadratisk med sider på 0.4 meter. Figur 4-3 viser plasseringen av boggilasten på de teoretiske kjørebanene. Boggilasten tar hensyn til køtrafikk og trafikksituasjoner med høy andel av tunge lastebiler.



Figur 4-3: Påføring av belastning, LM1 [6]

Hver teoretisk kjørebane vil ha forskjellige verdier for både den jevnt fordelte lasten og boggilasten. Som nevnt tidligere har Dolmsundbrua to teoretiske kjørebaner og en restbredde. Kjørebanen som nummereres som nummer en, er den som blir belastet mest, som vist i Tabell 4-3. Verdiene i Tabell 4-3 er hentet fra [6], der korreksjonsfaktorene α_{qi} og α_{Q_i} er tatt fra det nasjonale tillegget. Disse faktorene gjelder for alle bruer i det offentlige vegnettet, og skal brukes ved beregning av globale lastvirkninger på bruer med en spennvidde på mindre enn 500 meter. Tabell 4-3 viser også den totale lasten for de forskjellige kjørebanene.

	Laststørrelse og faktor				Akslingslast	Jevnt fordelt last
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{Qi}	α_{qi}	$Q_{ik} \cdot \alpha_{Qi}$ [kN]	$q_{ik} \cdot \alpha_{qi}$ [kN/m ²]
Kjørebane 1	300	9	1.0	0.6	300	5.4
Kjørebane 2	200	2.5	1.0	1.0	200	2.5
Restbredde	0	2.5	-	1.0	-	2.5

Tabell 4-3: Karakteristiske verdier, LM1 [6]

Lastmodell 2 (LM2) tar hensyn til dynamisk virkning forårsaket av tunge kjøretøy. Lasten blir plassert på ugunstigste måte i kjørebane som en enkel akslingslast med en samlet verdi på 400 kN. Dette vil gi krefter i tverrlengden i form av torsjon, men det vil ikke gi stor påvirkning i lengderetning. LM2 har ikke stor betydning for Dolmsundbrua, siden tverrsnittene i overbygningen har stor torsjonsstivhet, og blir derfor ikke betraktet videre i oppgaven.

Lastmodell 3 (LM3) dekker lastpåvirkninger forårsaket av spesialkjøretøy. Det er bestemt i samråd med veileder Håvard Johansen at denne lastmodellen ikke skal vurderes for Dolmsundbrua.

Lastmodell 4 (LM4) er en jevnt fordelt last med en karakteristisk verdi på 5 kN/m² som tar hensyn til en samlet folkemengde utsatt på kjørebane. I samråd med professor Terje Kanstad kan vi se bort i fra denne lastmodellen, da det ikke vil oppstå slike lasttilfeller på Dolmsundbrua.

For gangbanen benyttes en jevnt fordelt last på 5 kN/m² når det sees bort fra trafikklast på vegbanen. Ved kombinasjon med trafikklast reduseres lasten til 2.5 kN/m², iht. NA 5.3.2.1 (1).

Horisontale krefter:

De horisontale kreftene som opptrer på overflaten til kjørebanelen grunnet LM1, kommer av bremse-, akselerasjons-, sentrifugal- og tverrkrefter. Bremse- og akselerasjonskreftene er like store med en øvre grense på 900 kN , og virker motsatt av hverandre. Disse lastene vil gi påvirkninger i lengderetning. I denne oppgaven blir FFB delen av Dolmsundbrua beregnet, og landkar i Akse 1 og forbindelsen i Akse 4 består av glidelager og kan bevege seg fritt i lengderetning. Søylene har en mindre stivhet enn overbygningen, og vil dermed ikke ha noe bidrag til de horisontale kreftene. Bremse- og akselerasjonskreftene blir derfor ikke tatt med i denne oppgaven. Dette gjelder også sentrifugalkraften siden det ikke finnes noe horisontal kurvatur på vegstrekningen.

Tverrkreftene kommer av oppbremsing og skrensing, og vil gi krefter sideveis. Kreftene oppstår samtidig som bremse- og akselerasjonskraften, og kan betraktes som 25 % av den totale kraften forårsaket av bremse- og akselerasjonskraften. Disse kreftene ikke har blitt betraktet i denne oppgaven, derfor er også tverrkreftene sett bort ifra.

Dermed blir de horisontale kreftene som oppstår på grunn av LM1 ikke betraktet videre i denne oppgaven.

Lastgrupper

Grupper av trafikklaster bestemmes iht. EK1-2 punkt 4.5, i hovedsak Tabell NA.4.4a.

gr1a: LM1 + g/s-last (kombinasjonsverdi 2.5 kN/m^2)

gr1b: LM2

gr2: $0.7 \times \text{LM1} + \text{bremselast} + \text{sidelast}$

Siden LM2 og horisontale krefter i LM1 ikke er betraktet i denne oppgaven, blir gr1a dimensjonerende for Dolmsundbrua. Dette samsvarer med «Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer», som konstaterer at gr1a er dimensjonerende gruppe for global analyse av brua [16, p. 8].

4.3.2 Vindlast

Vindlast går under kategorien naturlaster, som er krefter som oppstår på grunn av klimaet omkring bru plasseringen. Lasten vil opptre i perioder, som gjør at det anses som en variabel last. Vindlastene blir beregnet ut fra EK1-1-4: Laster på konstruksjoner, Allmenne laster, Vindlaster med støtte fra HB N400.

I HB N400 defineres vindlast som tre forskjellige klasser for beregning av brukonstruksjoner:

Vindlastklasse 1: Brukonstruksjoner med en ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind, der høyeste egensvingeperioden er $< 2s$. Brutyper som havner i denne kategorien er som oftest plate- eller bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverkbruer, fritt frambygg bruer i ferdigtilstand, og hvelvekonstruksjoner.

Vindlastklasse 2: Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Denne kategorien omfatter alle brukonstruksjoner som har høyeste egensvingeperiode på $> 2s$ hvor spennvidden er mindre enn 300 meter, eller høyeste egensvingeperiode på $< 2s$ hvor spennvidden er større enn 300 meter. Brutyper som oftest havner i vindlastklasse 2 er fritt frambygg bruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand samt henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.

Vindlastklasse 3: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Denne kategorien omfatter alle brukonstruksjoner som har høyeste egensvingeperiode på $> 2s$, eller en spennvidde større enn 300 meter. I denne kategorien havner brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming, som slanke gangbruer.

Utfyllende beregninger av vindlaster finnes i Vedlegg C, men de viktigste punktene blir gjengitt under.

Vindlast blir tatt i betraktning kun når Dolmsundbrua er ferdigstilt, ikke under bygging. Da er brua i Vindklasse 1, og dynamiske lastvirkninger grunnet vind kan sees bort ifra. Tabell NA.4(901.1) i [4], viser en oversikt over referansevindhastigheten, $V_{b,0}$, i de forskjellige kommunene i Norge. Dolmsundbrua ligger i Hitra kommune som har en verdi på:

$$V_{b,0} = 30m/s$$

For at denne vindhastigheten skal kunne fremstilles som jevnt fordelt last på brukonstruksjonen må den omgjøres. Første steg er å multiplisere referansevindhastigheten med fire faktorer, som tar hensyn til vindretning, årstidsvariasjoner, nivåforskjell og sannsynlighet for overskridelse. Vindlasten betraktes ikke i byggefasen som gjør at sannsynlighetsfaktoren kan settes lik 1.0,

siden returperioden da er på 50 år. Skulle vindlasten blitt betraktet under byggeprosessen ville returperioden blitt satt til 10 år, som ville gitt en reduksjon i basisvindhastigheten. De andre faktorene kan også settes lik 1.0 for Dolmsundbrua, ifølge det nasjonale tillegget. Dette gir en basisvindhastighet lik referansevindhastigheten:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b.0} = 30 \text{ m/s}$$

Videre blir basisvindhastigheten multiplisert med to faktorer som tar hensyn til terrengform og terrengruhet, som gir stedsvindhastigheten. Terrengformfaktoren, C_0 , settes lik 1.0, mens ruhetsfaktoren, C_r , kan bestemmes ut fra ligning (4.4) i EK1-1-4 punkt 4.3.2:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Terrengruhetsfaktoren, k_r , er avhengig av ruhetslenden z_0 og terrengkategori. Terrengkategori 1 gjelder for Dolmsundbrua, som gir en ruhetslengde på 0.01 meter og terrengruhetsfaktoren k_r blir derfor lik 0.17, etter Tabell 4.1 EK1-1-4. Høyden z over terrenget blir satt som det høyeste punktet på Dolmsundbrua, som ligger i hovedspennet, og er på 36 meter. Høyden over terrenget varierer langs med overbygningen, men det er konservativt å sette høyden lik det høyeste punktet da dette gir en større stedsvindhastighet. Stedsvindhastigheten får dermed en verdi på:

$$V_m = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 41.8 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykket bestemmes deretter ved at vindpåvirkningen fra gjennomsnittlig vindhastighet omgjøres til en toppverdi for vindtrykk, etter følgende formel:

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot \left(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)\right) = 2021.9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

I ligningen er luftens densitet, ρ , lik 1.25 km/m^3 og k_p er en toppfaktor som settes lik 3.5. Forholdet mellom standardavviket og tilhørende middelvind er beregnet i turbulensintensiteten, I_v .

Ved kontrollberegninger av vindlast skal vegbruer i Vindklasse 1 beregnes både uten trafikklast og med samtidig virkende vind- og trafikklast i både brudd- og bruksgrensetilstand, ifølge HB N400. Ved kombinasjonen av samtidig vind og trafikk skal vindlasten begrenses. Det er derfor gitt en øvre verdi på vindkasthastigheten, som benyttes i beregningen av vindkasthastighetstrykket, som i punkt NA.8.1(4) er begrenset til 35 m/s ved kjørebans

høyeste punkt. I tillegg skal den tilhørende referansevindhastigheten være mindre enn eller lik den hentet fra tabell NA.4(901.1), som for Hitra kommune er på 30 m/s.

Beregningene, som er vist detaljert i Vedlegg C, gir et vindkasthastighetstrykk på 2021.9 Pa og vindkasthastigheten svarende til dette er 57 m/s, som overstiger kravet i EK1-1-4. Maksimal vindkasthastighet på 35 m/s defineres ved en ny beregning, som ved tilbakeregning resulterer i et lavere vindkasthastighetstrykk, på 765.6 Pa, og referansevindhastigheten kontrolleres deretter for å være innenfor kravet.

Kapittel 8 i EK1-1-4 omhandler vindpåvirkninger på bruer som danner krefter i X-, Y- og Z-retning. Krefter som dannes i X- og Y-retning opptrer vanligvis ikke samtidig da de er forårsaket av vind som blåser i forskjellige retninger. Derimot kan krefter i Z-retning gjerne opptre samtidig med krefter i enhver annen retning. I denne oppgaven er lasttilfellet bestemt å være vind vinkelrett på bruene.

For brukonstruksjoner i Vindlastklasse 1 beregnes den totale vindlasten per lengdeenhet av brukonstruksjonen etter formel (5.7) i HB N400:

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

De tre vindlastkomponentene q_D , q_L og q_M er henholdsvis horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment. Lastvirkningene fra vind er i formelen gitt som produktet av topphastighetsuttrykket og kraftfaktorer (formfaktorer) samt relevant tverrsnittsdata, der de forskjellige kraftfaktorene bestemmes etter EK1-1-4.

Vindlast er i denne oppgaven kun beregnet som følge av horisontal vind vinkelrett på brua. Dermed er kraftfaktor c_D for drag i vindretningen, kraftfaktor c_L er for vertikalt løft og kraftfaktor c_M er for vridningsmoment.

I EK1-1-4 er kraftfaktorer for vindpåvirkninger på brudekket omhandlet i kapittel 8.3. For vindkraft i X-retning kan man benytte en forenklet metode når en dynamisk responsberegning ikke er nødvendig. I denne oppgaven er det ikke vurdert som nødvendig, men den generelle metoden blir uansett benyttet. Dette fordi den forenklete metoden beregner vindkrefter som punktlaster, som er resultatanten av all vindlast på brua, men videre er plassering og fordeling av punktlaster ikke beskrevet. Det antas dermed at vindkrefter beregnet som jevnt fordelt last etter den generelle metoden blir mer korrekt, grunnet Dolmsundbruas størrelse.

Ifølge HB N400 skal det ved beregning av samtidig virkende vind- og trafikklast tillegges en rektangulær flate med høyde lik 2.0 m fra kjørebansens overside, for å representere vindflaten av kjøretøy. I tillegg skal det vurderes hvilken lengde på trafikklasten som samlet sett gir ugunstigst lastvirkning. Dette vil føre til langt flere lastkombinasjoner når Dolmsundbrua har fem spenn. I denne oppgaven antas derfor at trafikklasten er over hele bruene ved beregning av kraftfaktorer, selv om det muligens ikke gir den mest ugunstige lastvirkningen.

Kraftfaktoren c_D i HB N400 tilsvarer $c_{f,x}$ i ligning (8.1) i EK1-1-4, og er avhengig av tverrsnittsgeometrien til bruoverbygningen. Bredden på brutverrsnittet inkluderer kantdragerne og er konstant lik 12 meter, mens tverrsnittshøyden til overbygningen varierer langs overbygningen, fra 2.75 til 10 m. Dette fører til at kraftfaktoren varierer fra 1.2 til 2.05 for bru uten trafikk og med samtidig trafikk varierer den fra 1.79 til 2.15, etter Figur 8.3 i EK1-1-4.

Løftekraftfaktoren c_L tilsvarer kraftfaktoren $c_{f,z}$ i EK1-1-4, som etter punkt NA.3.3.3(1) bør definere krefter i både positiv og negativ Z-retning og derfor settes til ± 0.9 . Kraftfaktoren for vridningsmoment, c_M , er ikke beskrevet hverken i HB N400 eller i EK1-1-4 og antas lik 1.0.

Dette resulterer i en varierende linjelast langs bruoverbygningen. Når vind betraktes uten samtidig trafikk er vindlasten ved bruas høyeste punkt, for Element 148 beregnet til å være:

$$q_D(z) = q_P(z) \cdot c_D \cdot h = 2021.9 \cdot 1.2 \cdot 2.75 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$q_L(z) = q_P(z) \cdot c_L \cdot b = 2021.9 \cdot 0.9 \cdot 12 = 21.8 \text{ kN/m}$$

$$q_M(z) = q_P(z) \cdot c_M \cdot b^2 = 2021.9 \cdot 1.0 \cdot 12^2 = 291.2 \text{ kNm/m}$$

Den resulterende vindlasten ved betraktning av samtidig trafikk er også beregnet for Element 148, der det er tatt hensyn til de begrensningene som er beskrevet i tidligere avsnitt:

$$q_D(z) = q_P(z) \cdot c_D \cdot h = 765.6 \cdot 1.79 \cdot 4.75 = 6.5 \text{ kN/m}$$

$$q_L(z) = q_P(z) \cdot c_L \cdot b = 765.6 \cdot 0.9 \cdot 12 = 8.3 \text{ kN/m}$$

$$q_M(z) = q_P(z) \cdot c_M \cdot b^2 = 765.6 \cdot 1.0 \cdot 12^2 = 110.25 \text{ kNm/m}$$

Selv om det ser ut til å være en relativt stor reduksjon er det fortsatt konservativt at hele bruene skal være belastet med vind som fanger trafikk, og de reduserte verdiene for samtidig vind og trafikk benyttes videre i oppgaven.

Kraftfaktor for søylene bestemmes etter ligning (7.9) i EK1-1-4:

$$c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda$$

I X-retning settes kraftfaktoren $c_{f,0}$ lik 1.95 og 1.4 for henholdsvis hovedsøylene og søylene i viadukten, etter EK1-1-4: Figur 7.23. Faktorene ψ_r og ψ_λ korrigerer for henholdsvis hjørne- og endeeffekter. Reduksjonsfaktoren ψ_r er lest av EK1-1-4: Figur 7.24 og er for hovedsøylene satt lik 0.9 og er for søylene i viadukten lik 0.75. Reduksjonsfaktoren ψ_λ er iht. avsnitt 7.13 i EK1-1-4 satt lik 1,0 for alle søylene.

4.3.3 Termiske påvirkninger

Temperatur er en termisk påvirkning på brua og blir karakterisert som en variabel naturlast. I likhet med vindlasten opptrer den periodevis og skyldes naturforhold. Temperaturen varierer gjennom hele året og er avhengig av døgn og årstid. Temperaturlast er en sammensatt virkning av endringer i konstruksjonens middeltemperatur og temperaturgradienter over tverrsnittet, som gjør at materialene i brua kan få en termisk ekspansjon eller kontraksjon. For statisk ubestemte konstruksjoner kan dette føre til store indre krefter som kan gi uheldige krumninger og momentkrefter.

I følge HB N400 er termisk påvirkning sammensatt av følgende virkninger:

1. Jevnt fordelt temperaturandel
2. Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt ikke-lineært varierende temperaturandel
3. Horisontal lineært varierende temperaturandel
4. Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
5. Temperaturdifferanse over veggtykkelsen mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Temperaturdelene beregnes etter EK1-1-5. Alle beregningene i dette kapittelet gjøres etter denne standarden og med støtte i HB N400. EK1-1-5 gir også kombinasjoner av disse temperaturdelene, der den mest ugunstige inngår som «karakteristisk temperaturlast» i videre lastkombinering.

Dolmsundbrua faller innenfor brutype 3 iht. 6.1.1 (1) i EK1-1-5. Tillegg C i gir en lineær utvidelseskoeffisient for normal betong lik:

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5}$$

I dette kapitlet blir den karakteristiske temperaturlasten beregnet ved å beregne og videre kombinere de aktuelle temperaturvirkningene.

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen avhenger av den forventede laveste og høyeste temperaturen i brua. Dette gir et område for en jevnt fordelt temperaturendring som, for en ikke fastholdt konstruksjonsdel, ville føre til en endring av delens lengde.

Maksimum- og minimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år er gitt i figur NA.A1 og NA.A2 i EK1-1-5. Ut i fra kartene vil området til Dolmsundbrua ha en maksimum temperatur på 32 til 34 grader, og minimum temperatur på -25 til -20 grader. Det gjøres ingen korreksjon for høyde over havet da byggestedet er ved havnivå. Etter prosjekteringsgrunnlaget til SVV blir maksimums- og minimumstemperatur satt:

$$T_{max} = 33^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -23^{\circ}\text{C}$$

Verdier for laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel $T_{e,min}$ og $T_{e,max}$ er gitt etter figur NA.6.1 i EK1-1-5. Brutype 3 gir:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 33^{\circ}\text{C} - 3 = 30^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -23^{\circ}\text{C} + 8 = -15^{\circ}\text{C}$$

Initialtemperaturen T_0 er temperaturen for konstruksjonen på byggetidspunktet, og settes til 10°C etter punkt NA.A.1(3) og prosjekteringsgrunnlaget til SVV.

Den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall og -ekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel beregnes ved:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 30^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^{\circ}\text{C} - (-15^{\circ}\text{C}) = 25^{\circ}\text{C}$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Det tas hensyn til virkningen av temperaturdifferanse over bruas tverrsnittshøyde ved bruk av en ekvivalent lineært varierende temperaturdifferanse $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$. Dette er differanser som vil gi krumning i brudekket, som medfører momentkrefter dersom brua er statisk ubestemt. Ifølge HB N400 skal temperaturdifferansen over tverrsnittshøyden antas slik at $\Delta T = 0$ i tyngdepunktsaksen [10, p. 73].

Verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandelene hentes fra Tabell NA.6.1 i EK1-1-5. Disse verdiene er basert på belegningstykkelse 50 mm. For å ta hensyn til 100 mm slitelag multipliseres verdiene med faktoren k_{sur} iht. Tabell NA.6.2. For brutype 3, betongbjelke med kassetverrsnitt, blir dermed de vertikalt lineært varierende temperaturandelene:

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C} \cdot 0.7 = 7^{\circ}\text{C} \quad \text{Lineært varierende temperaturdifferanse ved oppvarming ovenfra}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C} \cdot 1.0 = 5^{\circ}\text{C} \quad \text{Lineært varierende temperaturdifferanse ved avkjøling ovenfra}$$

Alternativt til denne metoden kan en ikke-lineært varierende temperaturdifferanse benyttes, men det antas at en lineær variasjon er tilstrekkelig for Dolmsundbrua.

Horisontalt lineært varierende temperaturandel

Horisontalt varierende temperaturandel er en påvirkning som skyldes at retningen eller utformingen til brua fører til at en side blir mer eksponert for f.eks. sollys enn den andre, som dermed skaper en temperaturdifferanse mellom sidene som gir en global krumning. Det er vanligvis bare nødvendig å ta hensyn til temperaturdifferansen i vertikal retning i brubjelken, fordi den horisontale effekten er svært beskjedne. Dermed neglisjeres horisontal temperaturgradient for brubjelken. Denne effekten er heller ikke modellert under prosjekteringen av brua [1].

En horisontal varierende temperaturandel kan derimot ha en effekt for søylene i Akse 2 og 3. Iht. punkt 6.2.1(2) i EK1-1-5 bør søylenes temperaturvirkninger tas hensyn til dersom disse kan føre til tvangskrefter eller bevegelser i tilgrensende konstruksjoner. Søylene i Akse 2 og 3 er støpt monolittisk til brubjelken, dermed kan en horisontalt varierende temperaturdifferanse gi krumning i søylene, som vil skape tvangskrefter videre i konstruksjonen. Iht. NA.6.2.2(1) settes søylenes horisontale lineært varierende temperaturdifferanse lik:

$$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C}$$

Denne temperaturdifferansen virker over begge retninger horisontalt på søyla, men det er bare temperaturdifferansen over lokal N-retning som vil gi krefter som kan være kritiske for det globale systemet. Dermed er temperaturdifferansen i lokal L-retning neglisjert.

Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler

Forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel bør tas hensyn til i konstruksjoner der forskjeller i de ulike konstruksjonsdelene kan skape ugunstige lastvirkninger. Denne påvirkningen neglisjeres i beregningene for Dolmsundbrua, siden alle de ulike konstruksjonsdelene er i betong og dermed har samme utvidelseskoeffisient.

Temperaturdifferanse mellom innsiden og yttersiden av kassetverrsnittet

I store betongbruer med kassetverrsnitt kan det oppstå betydelige temperaturdifferanser mellom indre og ytre vegger i kassetverrsnittet. Denne påvirkningen er mest relevant for beregning av lokale effekter og neglisjeres i denne oppgaven. Den er heller ikke modellert under prosjekteringen av brua [1].

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og lineært varierende temperaturdifferanser i brua bestemmes iht. punkt 6.1.5 i EK1-1-5. HB N400 understreker at jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturandel er to ulike effekter som begge må modelleres, og at de ikke kan adderes til en «samlet effekt».

I praksis løses dette i analysen ved at de termiske effektene modelleres som laster:

$$\Delta T_{M,heat}, \Delta T_{M,cool}, \Delta T_{N,exp} \text{ og } \Delta T_{N,con}$$

Deretter kombineres lastene ved å benytte følgende verdier, gitt i NA.6.1.5(1):

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

Lastene kombineres ved bruk av følgende uttrykk gitt i 6.1.5(1):

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

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

Disse uttrykkene tolkes som lastkombinasjoner, og vil totalt gi åtte kombinasjoner på brubjelken, vist i Tabell 4-4, og åtte kombinasjoner på søylene, se Tabell 4-5.

Kombinasjon (brubjelke)	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	7		$0.35 \cdot 20 = 7$	
2	7			$0.35 \cdot 25 = 8.75$
3		5	$0.35 \cdot 20 = 7$	
4		5		$0.35 \cdot 25 = 8.75$
5	$0.75 \cdot 7 = 5.25$		20	
6	$0.75 \cdot 7 = 5.25$			25
7		$0.75 \cdot 5 = 3.75$	20	
8		$0.75 \cdot 5 = 3.75$		25

Tabell 4-4: Lastkombinasjoner av temperaturandeler på brubjelken

Kombinasjon (brubjelke)	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	5		$0.35 \cdot 20 = 7$	
2	5			$0.35 \cdot 25 = 8.75$
3		5	$0.35 \cdot 20 = 7$	
4		5		$0.35 \cdot 25 = 8.75$
5	$0.75 \cdot 5 = 3.75$		20	
6	$0.75 \cdot 5 = 3.75$			25
7		$0.75 \cdot 5 = 3.75$	20	
8		$0.75 \cdot 5 = 3.75$		25

Tabell 4-5: Lastkombinasjoner av temperaturandeler på søylene

De åtte kombinasjonene benyttes videre for analyse av brua, og plottes manuelt som lastkombinasjoner i NovaFrame.

4.4 Deformasjonslasten kryp

4.4.1 Generelt om kryp

Kryp er en deformasjonslast som oppstår når betongen utsettes for trykk over lang tid. Når betongen belastes vil det oppstå en momentan sammentrekning, kalt korttidsdeformasjon, ε_{C0} , og utover denne vil betongen fortsette å trykkes sammen. Det skyldes hovedsakelig partikkelbevegelser i betongens mikrostruktur, som skaper volumendring og kalles kryp [18]. Den tidsavhengige deformasjonen kalles kryptøyning, ε_{CC} , og er avhengig av belastningens varighet og størrelse. Kryptøyningen kan antas proporsjonal med betongspenningen, σ_C , og beregnes med formel hentet fra betongkonstruksjonsboken til Sørensen [12]:

$$\varepsilon_{CC}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_C}{E_C}$$

I henhold til punkt 3.1.4(2) i EK2-1-1 kan det antas et lineært kryp i betongen dersom den ikke utsettes for større trykkspenninger enn $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$. Ikke-lineært kryp må betraktes dersom trykkspenningen for et gitt belastningstidspunkt overskrider fasthetens 45 % -grense. I denne oppgaven antas et lineært kryp, dermed beregnes kryptallet ut fra EK2-1-1: Tillegg B.1(1).

Kryptallet, $\varphi(t, t_0)$, avhenger av materialets sammensetning, tverrsnittsdimensjoner og omgivelsens relative luftfuktighet og temperatur. Temperaturens rolle i kryputviklingen blir ikke behandlet i denne oppgaven. Kryptallet er en funksjon av belastningstiden, t_0 , og belastningsalderen vil ha en stor rolle for kryputviklingen, da kryptallet vokser hurtigere i ung betong og avtar med økende alder. I denne oppgaven settes belastningsalder, t_0 , til tre døgn for alle lasttilfeller som påvirker kryp. Det sies at 75 % av det totale kryptet er oppnådd etter belastning i ett år, og at det vil nærme seg konstant dess eldre betongen blir [19].

4.4.2 Beregningsmetoder for kryptøyning

Det finnes ulike metoder for beregning av kryptøyning. For FFB-bruer har kryp en stor betydning, da deformasjoner kan skape høydeforskjell på utkragere før sammenkoblingen i spenn. Det er derfor viktig å få en grunnleggende forståelse av kryp, og de tre vanligste beregningsmetodene for kryptøyning blir kort redegjort i dette delkapittelet.

1. Effektiv E-modul metode
2. Metode med lineær superposisjon
3. Metode med delkryp

Effektiv E-modul metode

Dette er en velkjent metode, da den er velegnet for håndberegninger og i stor grad brukt i undervisningssammenheng. Metoden regnes som den enkleste metoden å bruke når det kommer til beregning av lineært kryp. Effektiv E-modul metode gjør opp for effekten av kryp ved å redusere materialets E-modul. Dette ved bruk av formel hentet fra EK2-1-1 punkt 7.4.3(5):

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

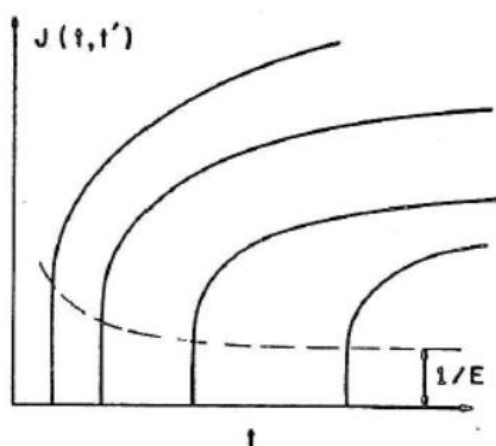
For å kombinere effekter av kort- og langtidslaster kan E-modulen modifiseres til en midlere E-modul. Denne kan defineres ut fra krumningsbidrag fra ulike laster, som påføres ved forskjellige tidspunkt, og beregnes fra formel hentet fra [12, p. 129]:

$$E_{middel} = \frac{\Sigma M_i}{\Sigma \left(\frac{M_i}{E_i} \right)}$$

Metoden egner seg når spenningsnivået er tilnærmet konstant i den betraktede perioden til betongen. Krypintensiteten minker med tiden, og metoden er derfor egnet for eldre betong der kryptøyninger kan neglisjeres. Metoden er uegnet dersom det statiske systemet endres betydelig over tid og dersom det skal beregnes kryp for ulike byggefaser [18]. På bakgrunn av dette er metoden uegnet i tilfellet for Dolmsundbrua.

Metode med lineær superposisjon

Som beskrevet tidligere vokser kryp hurtigere i ung betong. I Figur 4-4 er utviklingen av kryptøyning illustrert når en spenning lik 1 er påført ved fire ulike tidspunkt. Lineær superposisjon, også kalt lineær viskoelastisitet for material med aldring, tar hensyn til denne egenskapen. Tøyning produsert i betongen ved et tidspunkt t av et spenningsinkrement påsatt ved t_0 , er uavhengig av effekten av spenning påført enten før eller etter t_0 [18].



Figur 4-4: Utvikling av kryptøyning når en spenning lik 1 er påført ved ulike tidspunkt [18].

De spenningsavhengige tøyningene kan finnes ved bruk av formel [18]:

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \cdot \sigma_c(t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0)$$

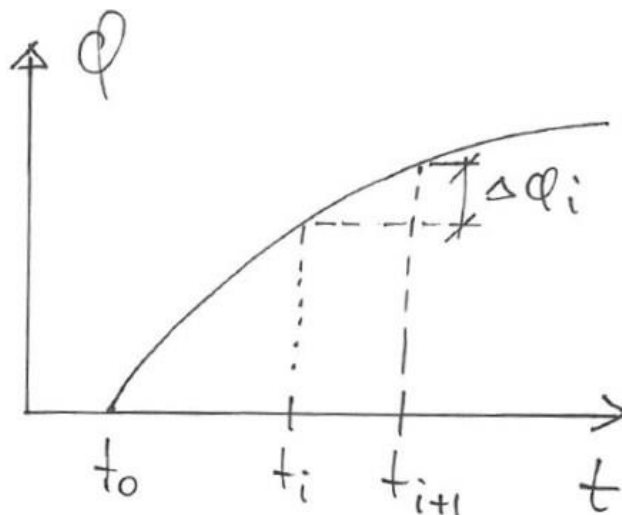
Metoden summerer en rekke spenningsavhengige tøyninger, som er belastet ved ulike tidspunkt, for å finne spenningen som opptrer på et gitt tidspunkt. Den totale kryptøyningen i konstruksjonen blir beregnet med formel hentet fra [18], der også autogent svinn og temperaturtøyning tas i betraktning.

$$\varepsilon_{total} = \sum_t J(t, t_0) \cdot \Delta\sigma_c(t_0) + \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_T$$

Metoden er generelt akseptert som den mest korrekte, da den gir best samsvar med målte observasjoner. Metoden kan brukes dersom opptredende spenninger ligger under proporsjonalitetsgrensen, og om tøyningene er økende eller konstante. Det kreves full kontroll av den globale tidsaksen til konstruksjonen som betraktes som gjør at metoden fort blir komplisert ved håndberegning, og egner seg best til bruk i dataprogrammer.

Metode med delkryp

Delkrypmetoden, også kalt «Rate of creep method», fordeler kryptallene ut over tidsintervaller. Metoden tar på denne måten hensyn til spenningshistorikken til betongen, og kan benyttes dersom det statiske systemet endres underveis og ved flere byggefaser. Metoden baseres på at kryptøyninger er en funksjon av opptredende spenning og tiden fra belastningen ble påført betongen. Figur 4-5 illustrerer prinsippet om delkryp [18].



Figur 4-5: Delkrypmetoden [18]

Denne metoden tar ikke hensyn til om betongen belastes ved tidligere tidspunkt og heller ikke til aldrende effekt på betongen. Den kan benyttes ved mer kompliserte analyser, og nøyaktigheten øker når tidsintervallet minker. Som det kommer frem av Figur 4-5 vil delkrypet minke når alderen på betongen øker. Beregning av kryptøyning ved et gitt tidsintervall kan dermed beregnes ved formel

$$\varepsilon_{cc} = \sigma \cdot \Delta\varphi_i$$

Kryptallene for de ulike tidspunktene beregnes ut fra EK2-1-1 Tillegg B.1(1) og deretter beregnes delkrypet ved formel

$$\Delta\varphi_i = \varphi_{i+1} - \varphi_i$$

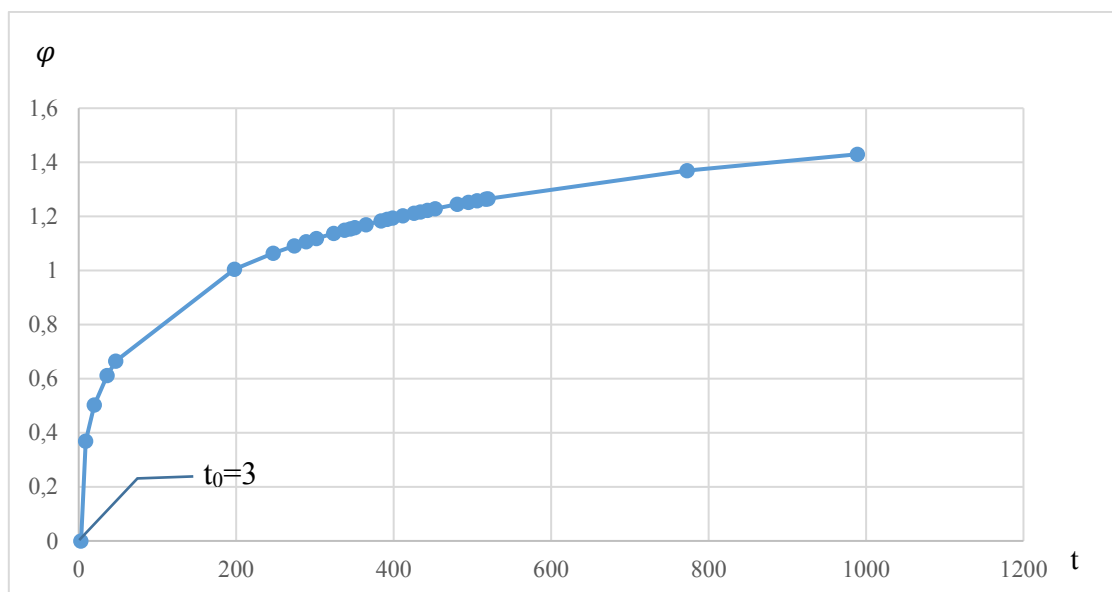
Professor Terje Kanstad konstaterer at NovaFrame benytter delkrypmetoden, da denne metoden har gitt fornuftige resultater i tidligere masteroppgaver. Det er derfor denne metoden som betraktes videre i oppgaven.

4.4.3 Kryp for Dolmsundbrua

Som nevnt tidligere har kryp en stor betydning for FFB bruer, der det kreves kontroll over tilleggsdeformasjonen som oppstår på grunn av kryp, under utbygging. Som regel utføres det justeringer av seksjonene under utbyggingen av utkragerne for å ivareta ønsket posisjon ved sammenkoblingspunktet. Disse justeringene er ikke tatt i betraktning i denne oppgaven. Tilleggsdeformasjonen er avhengig av byggehistorien, og i denne oppgaven er Dolmsundbrua modellert med 63 byggefaser i NovaFrame, som resulterer i en stor mengde inputdata for krypmodelleringen. Hver støpeseksjon får ulike kryptall da tverrsnittsgeometrien varierer langs brulengden, og seksjonene i en gitt byggefase vil ha ulike betraktningstidspunkt. I tillegg oppstod det forsinkelser under selve byggingen av Dolmsundbrua, som medførte variasjoner i tidsintervallene for støpeprosessen. På grunn av dette blir beregning av kryp for Dolmsundbrua en omfattende og tidskrevende prosess.

For FFB bruer vil krypdeformasjon i hovedsak komme fra betongens egenvekt, støpevogner og spennkrefter. I samråd med veileder Håvard Johansen er det besluttet at krypdeformasjoner i denne oppgaven skal beregnes ut fra egenlast og forspenning. Tilleggsdeformasjon som kommer av vognvekt neglisjeres, da vognveken har liten betydning i forhold til den totale egenlasten fra betongen. Belastningstidspunktet for egenlast og forspenning er satt til tre døgn, som gjør at et kryptall beregnet for en seksjon kan brukes for begge lasttilfellene. I samråd med professor Terje Kanstad kan det antas at ytre del av tverrsnittene er i kontakt med luft. Den relative luftfuktigheten er satt til 70% for bruoverbygningen og 80% for søylene, iht. punkt 7.2.3 i HB N400.

For å modellere en så nøyaktig kryputvikling som mulig, er det nødvendig å beregne ett kryptall for hver seksjon i alle de ulike byggefasete. I denne oppgaven er det utarbeidet et regneark i Microsoft Excel for beregning av kryptall for Dolmsundbrua, med EK2-1-1, tillegg B.1(1) som beregningsgrunnlag. Regnearket har blitt verifisert i MathCad, der flere kryptall til spesifikke elementer ved ett gitt betraktningstidspunkt har gitt samsvarende verdier. Regnearkene er vedlagt det elektroniske vedlegget. Figur 4-6 viser utviklingen av kryptallet for Element 21 frem til Dolmsundbrua åpnes for trafikk, med kryptall regnet i Microsoft Excel.



Figur 4-6: Utvikling av kryptall for Element 21 frem til Dolmsundbrua åpnes for trafikk.

Kryp angis som tøyning, og vil kun påføre konstruksjonen krefter i et statisk ubestemt system. Dolmsundbrua går over til et statisk ubestemt system når hjelpesøylene kobles bruoverbygningen i byggefase 20 og 60 for denne oppgaven. Kryp vil da føre til omfordeling av moment og skjærkrefter i konstruksjonen. I henhold til HB N400 punkt 5.3.3.2.1 skal det tas hensyn til kraftomlagring på grunn av kryp, svinn og relaksasjon ved minimum to tidspunkt, et like etter at brua er åpnet for trafikk, og et hvor alt kryp, svinn og relaksasjon er avsluttet (ved beregnet levetid). I denne oppgaven er det kontrollert kryptøyninger ved åpning og etter 100 år, dette i samråd med veileder Håvard Johansen.

Siden NovaFrame beregner kryp etter delkrypmetoden, regnes delkryptall i samme regneark som beregning av kryptall.

4.5 Deformasjonslasten svinn

4.5.1 Generelt om svinn

Svinn er en deformasjonslast som oppstår som en sammentrekning på grunn av volumendring knyttet til fuktinnholdet til betongen [18]. Den totale svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, uttørkingssvinn, ε_{cd} , og autogent svinn, ε_{ca} . Førstnevnte står for den største delen av svinnet og er en funksjon av fuktransport gjennom herdet betong. Dette er ytre uttørking som utvikler seg langsomt og bidrar gjennom hele bruas levetid. Autogent svinn, også kalt selvuttørkingssvinn, er en indre uttørking som utvikler seg med betongens fasthetsutvikling. En stor del av det autogene svinnet er kjemisk svinn som opptrer i herdefasen [12]. Den totale svinntøyningen beregnes ut fra EK2-1-1 punkt 3.1.4 (6) og tillegg B.2 med formel:

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

I motsetning til kryptøyninger er svinntøyningene uavhengig av last og lastvarighet [12].

4.5.2 Svinn i brua

Svinn beregnes som en tøyning av betongen og vil derfor, i likhet med krypt, kun gi krefter i en statisk ubestemt konstruksjon. I statisk bestemte systemer vil svinn gi deformasjoner og derfor må svinntøyning regnes for alle elementene under utbyggingen, også fasene før kobling av hjelpesøyler.

Hvert element i brua vil få ulik svinntøyning da de har ulik geometri. I tillegg endres svinntøyningen etter hvert som elementet blir eldre. For å fordele korrekt andel svinntøyning på riktig statisk system benyttes samme fremgangsmetode som for beregning av krypt. I delsvinnmetoden antes det at betongens alder ved start av uttørring, t_s , er lik for alle elementer, mens alderen på betraktningstidspunktet varierer. Dermed kan svinntøyningene i hvert element i de ulike byggefasene regnes etter samme oppsett med byggefaser som ved kryptøyning, i Microsoft Excel.

Betongens alder ved start av uttørring, t_s , settes lik tre døgn og den relative fuktigheten settes lik som ved beregning av krypt. Nominell svinntøyning ved uttørring er avhengig av sementklasse, og siden Dolmsundbrua går under sementklasse N kan denne tøyningen hentes ut fra Tabell 3.2 i EK2-1-1. I denne oppgaven er likevel nominell svinntøyning beregnet ut ifra Tillegg B.2(1) for å få et mer nøyaktig resultat av svinn.

Utrekningen av svinntøyning i Microsoft Excel er kontrollert i MathCad, der svinntøyningen for flere spesifikke elementer ved gitte betraktningstidspunkt er kontrollert. Vedlegg D viser et eksempel på utregning av svinntøyning.

4.6 Nyttelaster i byggefaser

Under utbyggingen av FFB-seksjonene benyttes det en støpevogn i hver retning ut fra hovedsøylene. Tyngden av støpevognene er hver på 80 tonn, og skal inkluderes i byggefasene av FFB-seksjonene.

Annen nyttelast på brua, som lagring av armering, spennarmering, utstyr og maskiner er neglisjert i denne oppgaven.

4.7 Neglisjerte laster

Jekkekraft neglisjeres i modelleringen av brua. Det gjør at momenter og skjærkrefter fra svinn og kryp vil bli større i analysene av modellen fra NovaFrame, som dermed vil være en konservativ tilnærming. Iht. NA.A2.2.2(6) i EK0 skal ikke snølast kombineres med trafikklastene LM1 og LM2, og det er derfor ikke tatt hensyn til snølast ved dimensjonering. Dynamiske laster som jordskjelv, vannstrømning og skipsstøt, samt ulykkeslaster er ikke betraktet i oppgaven. Torsjonsvirkninger i byggefasen og i ferdigtilstand er heller ikke vurdert.

4.8 Lastkombinering

Dimensjonerende lastkombinasjoner er sammenstillingen av karakteristiske laster til de kombinasjoner av laster som skal brukes i dimensjoneringskontrollen [16, p. 13]. For lastkombinering benyttes EK0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. SVV prosjekterer konstruksjoner med partialfaktormetoden, og det viktigste grunnlaget finnes i kapittel 6 i EK0. De viktigste reglene for norske bruer finnes i NA til tillegg A2.

Standarden angir hvilke laster som skal kombineres, og hvilke lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer som skal benyttes. For vegbruer er verdier for kombinasjonsfaktoren, ψ , gitt i tabell NA.A2.1 i EK0.

Bruer har en dimensjonerende brukstid på 100 år, og de tilhører pålitelighetsklasse 3. I dette tilfellet kontrolleres brua i bruddgrensetilstand.

4.8.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden, ULS, kontrolleres bruas maksimale bæreevne ut i fra de opptredende lastene og kombinasjoner av disse. Det er i EK0 punkt 6.4.1 definert fire bruddgrensetilstander, som alle representerer ulike måter konstruksjonen kan gå i brudd på:

EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon

STR: Brudd i konstruksjonen

GEO: Brudd i grunnen

FAT: Utmattingsbrudd

Hver grensetilstand må påvises der den er aktuell. Lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner for grensetilstanden STR er aktuell for denne oppgaven, og fremstilles i følgende form i EK0 punkt 6.4.3.2, hvor den minst gunstige er gjeldende:

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

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

Hvor ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster. G representerer permanente laster, P forspenningskrefter og Q variabel påvirkning. De dimensjonerende verdiene for ULS er gitt i tabell NA.A2.4(B) i EK0, her gitt som Tabell 4-6. De ulike faktorene er gitt som:

$$\gamma_{G,j,sup} = 1.35 \text{ for permanente laster.}$$

(1.0 for de som går under irreversible deformasjonslaster)

$$\gamma_{G,inf} = 1.0 \text{ for permanente laster.}$$

(0 for irreversible deformasjonslaster)

$$\xi = 0.89 \text{ for egenvekt}$$

$$\gamma_Q = 1.35 \text{ for vegtrafikk fra kjøretøy og fotgjengere, hvis ugunstig.}$$

(0 hvis gunstig)

$$\gamma_Q = 1.60 \text{ for laster fra vind, hvis ugunstig.}$$

(0 hvis gunstig)

$$\gamma_Q = 1.20 \text{ for temperaturlast, hvis ugunstig.}$$

(0 hvis gunstig)

$$\gamma_Q = 1.50 \text{ for øvrige variable laster, hvis ugunstig.}$$

(0 hvis gunstig)

	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Ligning 6.10a	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Ligning 6.10b	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell 4-6 Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)

Lastfaktor for effekter av spennarmering i ULS er 1.1 om ugunstig og 0.9 om gunstig virkning iht. NA.2.4.2.2(1) i EK2-1-1. For ferdig bru kan man ifølge beregningsveiledningen i SVV bruke 0.9. Tidsavhengige effekter som kryp og svinn, samt spennkrafttap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, inkluderes i lastkombinasjonene med lastfaktor 0.0 om gunstig, og 1.0 om ugunstig virkning.

De vertikale lastvirkningene er som regel mest interessante for overbygningen på små og mellomstore betongruer, og da er trafikk eller temperatur dominerende variabel last. Dermed gir ligning 6.10 a) og b) totalt seks lastkombinasjoner for ULS-STR. I tabellen under følger en oppsummering av total lastkombinering inkludert lastfaktorer. Karakteristiske laster gis følgende forkortelser:

- G – egenvekt
- PT – forspenning
- CSR – kryp/svinn/relaksasjon
- TR – trafikklast
- TE – temperaturlast
- V-TR – vindlast på bru med trafikk
- V – vindlast på bru uten trafikk

Lastkomb	Forklaring	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR	V
ULS-STR1	(6.10a) – m/TR	1.35	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	0.84	1.12	-
ULS-STR2	(6.10a) – u/TR	1.35	0.9/1.1	0.0/1.1	-	0.84	-	1.12
ULS-STR3	(6.10b) – TR dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	1.35	0.84	1.12	-
ULS-STR4	(6.10b) – TE dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	1.20	1.12	-
ULS-STR5	(6.10b) – V-TR dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	0.84	1.60	-
ULS-STR6	(6.10b) – V dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	-	0.84	-	1.60

Tabell 4-7 Dimensjonerende lastkombinasjoner ULS-STR

5 Modelling i NovaFrame

Dolmsundbrua er modellert i NovaFrame etter «som bygget»-tegningene gitt av Statens vegvesen, og supplerende excelark «Overbygning geometri». Dette kapittelet vil gi en innføring i hvordan Dolmsundbrua er modellert og analysert i programmet.

5.1 Materialdata

Materialene med tilhørende materialparametere må defineres dersom de avviker fra forhåndsinnstillingene i NovaFrame. Forhåndsinnstillinger for betong i NovaFrame gir en betongkvalitet lik B35, det defineres dermed en ny betongkvalitet lik B45 for brua. Videre endres betongens elastisitetsmodul, E_{cm} , til 28 000 MPa. All spennarmering defineres med en karakteristisk flytegrense på 1640 MPa. Videre benyttes forhåndsinnstilte materialfaktorer i NovaFrame som er utarbeidet etter Tabell NA.2.1N i EK2-1-1.

5.2 Referanselinjer, noder og elementer

Det er to ulike måter å bygge opp geometrien i NovaFrame. Ved enkle konstruksjoner anbefales det å bygge opp modellen etter koordinatbestemte noder. Ved mer avanserte konstruksjoner bør modellen defineres ved hjelp av referanselinjer. Denne metoden brukes når man jobber med bruer med en definert veglinje, og er brukt i denne oppgaven [20].

En referanselinje er en slags hjelpelinje som gjør det mulig å plassere noder, akser og elementer langs og i forhold til linja. Referanselinjene vil også gjøre det lettere å plassere ut tverrsnitt og spennkabler som senere skal inn i modellen. Utgangspunktet for modellen av Dolmsundbrua er referanselinja «CL veg», som viser bruas horisontale- og vertikale utstrekning. Ut ifra den er det plassert akser ut i fra plasseringen til søylene. Akser er ikke nødvendig å definere, men gjør modellen mer oversiktlig og gjør utsettingen av noder lettere [20]. Siden «CL veg» ikke er midtpunktet av brubjelken og søylene, blir aksene plassert med en offset fra denne referanselinja. I tillegg er den vertikale høyden av referanselinjene forflyttet 100 meter opp, fordi fundamentet til hovedsøylen i Akse 3 ligger 5 meter under havoverflaten, som er noe NovaFrame håndterer dårlig.

I prosjekteringsgrunnlaget til SVV er bruoverbygningen delt inn i 119 elementer. Elementene tilsvarer støpeseksjoner og er definert med et profilnummer fra start til slutt av hvert element. Disse profilnumrene er brukt til å plassere noder langs referanselinja. Det legges noder i start og slutt av hver støpeseksjon for å kunne modellere byggefaser og påføre laster på en realistisk måte. Dette resulterer i 120 noder langs referanselinja, som er plassert ut fra avstanden de har til aksene. I tillegg plasseres noder ved opplagere og vertikalt i aksene etter hvordan

fundamentene og søylene er støpt. Nodene som tilhørende de forskjellige delene av brua er vist i tabellen under.

Del av brua	Noder
Landkar Akse 1	101-105
Bruoverbygning (FFB)	105-192
Viadukt	192-220
Hovedsøyle, Akse 2	20-26
Hovedsøyle, Akse 3	30-36
Søyle, Akse 4	40-45
Søyle, Akse 5	50-55

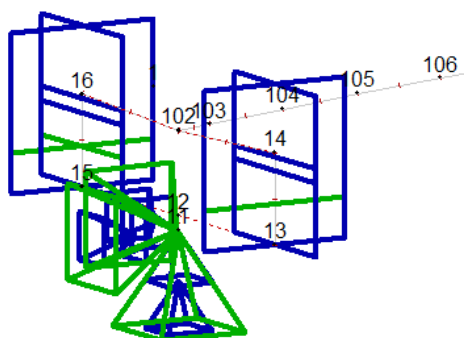
Tabell 5-1: Noder tilhørende de ulike delene av brua

Med definerte noder i modellen er det dermed enkelt å plassere ut bruas elementer i rett posisjon. Elementene tildeles navn etter nodenummeret på venstre side av elementet.

5.3 Grensebetingelser

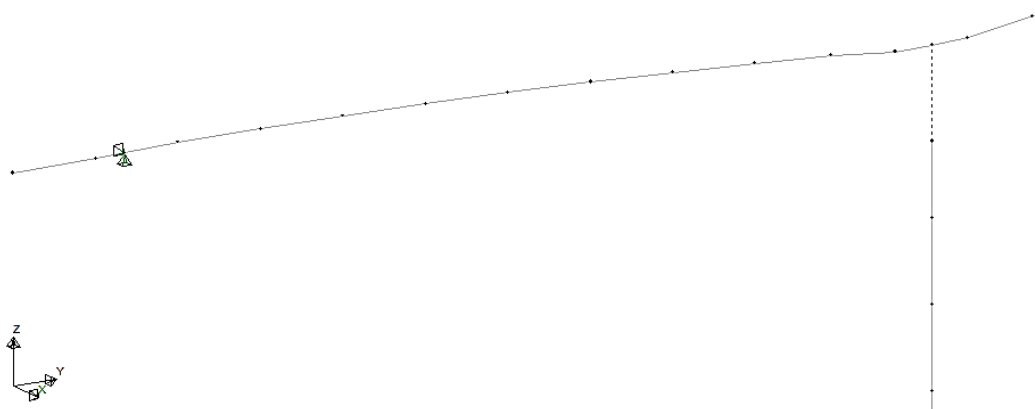
For å modellere grensebetingelsene til brua benyttes *Boundaries*. Forbindelsen mellom hovedsøylen i Akse 2 og 3 med bruoverbygningen er monolittisk og dette modelleres ved bruk av en «master-slave»-kobling. Søylene blir bundet til brubanen ved å sette den øverste noden i søylen som en slave, med den tilhørende noden i bruoverbygningen som dens master.

Opplageret både i Akse 1 og 6 er et glidelager med fuge, som har to koblingspunkter fra landkaret til bruoverbygningen. Landkaret modelleres som en brukasse med ett lager på hver side. Begge lagrene har en viss bevegelse i bruas lengderetning, men kun det ene har er bevegelse på tvers av bruas lengderetning, se figur under. Nodene i topp av lagrene kobles til brubanen med en «master-slave»-forbindelse, det samme gjelder for nodene i bunn som kobles til fundamentet. Forbindelsen mellom søyle og bruoverbygning er både i Akse 4 og 5 også et glidelager, og modelleres på tilsvarende måte. Alle søylefundament er fast innspent i underkant.



Figur 5-1: Glidelager i Akse 1

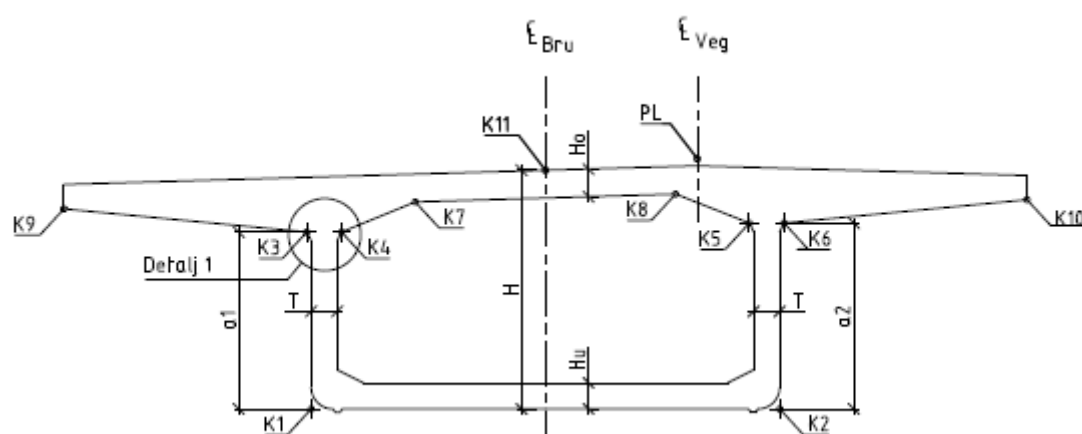
De to hjelpesøylene, plassert mellom Akse 1 og 2 og mellom Akse 3 og 4, kobles til under utbyggingen av FFB-delene. Hjelpesøylene er kun midlertidige, og begge demonteres før siste element som kobler brua sammen støpes. Modelleringen av hjelpesøylene er gjort ved å koble et vertikalt opplager til noden der hjelpesøylene er plassert. Ved ferdigtilstand er ikke hjelpesøylene tilstede og dette må tas hensyn til under oppsettet av de ulike modellene. Nærmere forklaring av påføring og demontering av hjelpesøyer er forklart i avsnitt 5.7 «Modeller og Analyse».



Figur 5-2: Illustrasjon av modellering av hjelpesøyle og masterslave-forbindelse for Akse 2

5.4 Tverrsnitt

Overbygningens geometri er gitt i excelarket «Overbygning geometri» fra SVV. Hvert profilnummer har et definert tverrsnitt gitt ved 11 punkter med tilhørende kotehøyde, samt kotehøyden på «CL veg» i det aktuelle tverrsnittet. Plasseringen på disse punktene er vist i Figur 5-3. Det er ikke gitt ytterligere informasjon om tverrsnittene, så avrundinger i hjørner er neglisjert.



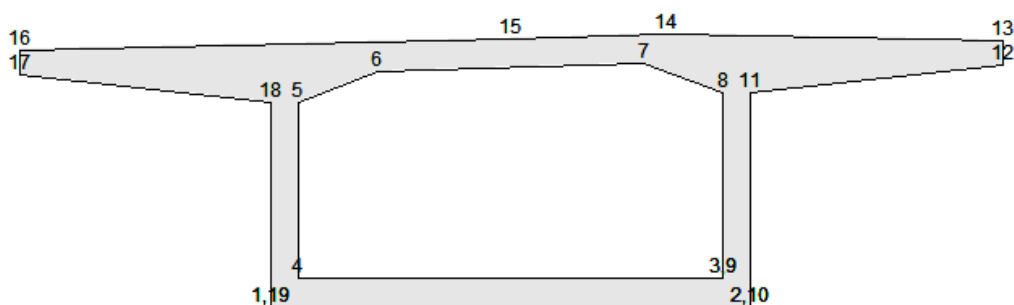
Figur 5-3 Referansepunkter i kassetverrsnitt

I NovaFrame modelleres egendefinerte tverrsnitt ut i fra punkter i et koordinatsystem, og det angis et nytt punkt der det er endring i tverrsnittet. Punktene defineres i retning mot klokka langs ytterste rand, og punktene som beskriver innsiden av tverrsnittet defineres med klokka, se Figur 5-4 og 5-5.

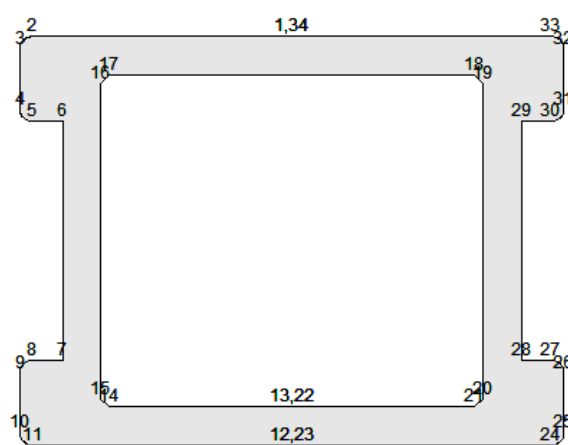
Alle brukassetverrsnitt for Dolmsundbrua defineres i NovaFrame med 19 punkter. Disse punktenes X- og Y-koordinater er regnet ut fra kotehøydene til de punktene gitt i «Overbygning geometri» og med brukassens ikke-varierende mål. Koordinatsystemets nullpunkt blir lagt nede til venstre i tverrsnittet, slik at punkt nr. 1 har koordinatene (0,0). Punkt nr. 14 er koblet opp mot referanselinja «CL veg» med en offset tilsvarende overbygningshøyden.

På denne måten får man definert unike tverrsnitt i hvert profilnummer. NovaFrame varierer lineært mellom gitte tverrsnitt, som vil si at alle elementene varierer lineært mellom start- og sluttverrsnitt.

Søylenes tverrsnitt er angitt på samme måte som for brukassen, men når tverrsnittene ikke varierer er det en langt enklere operasjon.



Figur 5-4 Nodepunkter i et vilkårlig brukassetverrsnitt



Figur 5-5 Nodepunkter for hovedsøyletverrsnitt

5.4.1 Korreksjonsfaktor for torsjonsstivhet

For egendefinerte tverrsnitt setter NovaFrame torsjonsstivheten lik summen av 2. arealmoment om X- og Y-aksen, $I_x + I_y$ [20, p. 3]. Denne verdien ligger normalt over den reelle torsjonsstivheten til tverrsnittet, og gir for stor torsjonsmotstand. Torsjonsstivheten må dermed skaleres til beregnet verdi gitt i prosjekteringsgrunnlaget, ved å benytte korreksjonsfaktoren for torsjonsstivhet, k_{it} . Korreksjonsfaktoren beregnes ved følgende uttrykk:

$$k_{it} = \frac{I_t}{I_{t,NovaFrame}}$$

Torsjonsstivheten til hovedsøylene i Akse 2 og 3 er i prosjekteringsgrunnlaget beregnet til $51.3m^4$. I NovaFrame er torsjonsstivheten beregnet til $85.36m^4$, som gjør at k_{it} defineres som 0.601 for hovedsøylene.

På grunn av det varierende tverrsnittet i brukassen vil torsjonsstivheten ut fra prosjekteringsgrunnlaget variere fra 151.6m^4 i det største tverrsnittet til 14.3m^4 i det minste. Dermed vil k_{it} variere for hvert profilnummer, og ligge mellom 0.18 og 0.4. Etter samtale med veileder Håvard Johansen er det besluttet å sette k_{it} lik 0.3 i hele brukassen.

5.5 Spennarmering

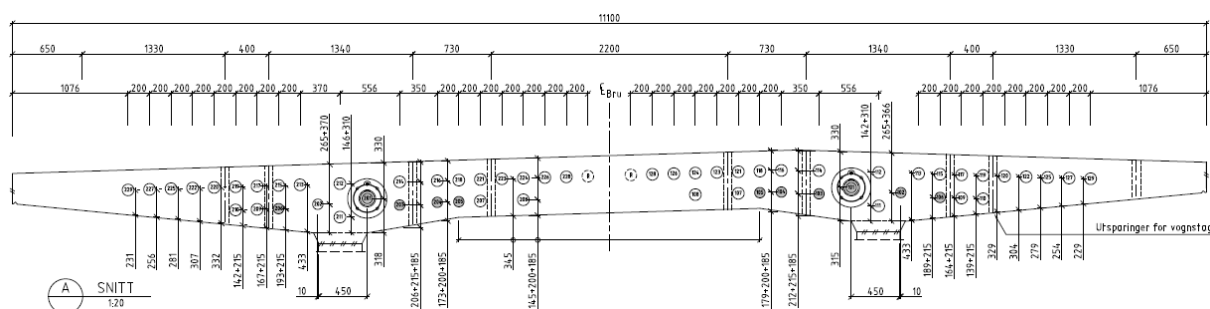
Alle spennkablene i brua er definert under *Tendons* i NovaFrame. Hver spennkabel blir definert med navn, materialegenskaper, areal til spennarmeringen, kabeldiameter og injiseringsmassens karakteristiske fasthet. Det er også definert at spennkablene er etter-oppspente. Injiseringsmassens karakteristiske fasthet er satt til 45MPa.

Det er brukt to ulike spennarmeringer i brua, se kapittel 2.4.2. Spennarmeringen i bruplata som er spent opp nærmest søylene er type 1506, mens resten av spennarmeringen i bruplata og all spennarmering i undergurt er av type 1906. Spennkablene er definert med samme navn i NovaFrame som på tegningene fra SVV.

5.5.1 Kabelføring

Horisontal plassering av spennkablene i bruplata er gitt i tegningene K370-K373 samt K723 fra SVV. Det er horisontalt symmetrisk plassering av spennkabler på hver side av «CL bru». Dermed er spennkablene modellert i NovaFrame slik at all data fra venstre side av «CL bru» kan kopieres over til høyre side. Spennarmeringen følger endringene i brukassen, dermed er spennarmeringen modellert i NovaFrame etter referanselinja «CL veg». For å kunne utnytte den symmetriske plasseringen av spennkablene er spennkablene knyttet til punkt 15 i tverrsnittet, som tilsvarer «CL bru».

Tegning K723 viser også plasseringen til bruplatas spennarmering i lokal N-akse, altså vertikal retning. Tegningen, som er gjengitt i Figur 5-6, viser at flere av de øverste spennkablene ligger 185 mm under overkant bru. Tegningen gir ikke mål på alle spennkablene, men det er antatt at alle de øverste kablene ligger med samme høydeforhold. I prosjekteringen av brua er spennkablene modellert med en overdekning på 175 mm på grunn av hvordan spennarmeringen legger seg i utsparingsrøret, og de er dermed modellert på samme måte i NovaFrame.



Figur 5-6: Spennarmeringens plassering i overgurt Akse 2

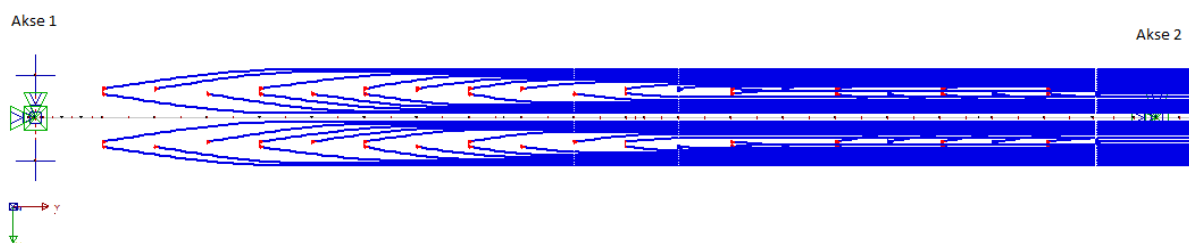
Plasseringen til spennkablene i lokal N-akse er også definert i NovaFrame etter tverrsnittspunkt 15. Høyden til spennarmeringen er dermed regnet etter fall på brukasse, gitt avstand fra overkant til spennarmering og avstand fra «CL bru» til de enkelte spennarmeringene.

Det er mulig å definere grupper av spennarmering i NovaFrame for kabler som er like lange og spennes opp samtidig i samme snitt. Det er da vanlig å samle kablene i kabelgruppens tyngdepunkt i modelleringen. Denne måten å modellere på vil gi mindre input, men siden spennkablene er såpass varierende er det valgt å modellere hver enkelt spennkabel for å ha oversikt over modelleringen.

Spennkablene kobles opp mot referanselinja «CL veg», og endringer i geometrien angis ved å definere endring i lokal L- og N-retning i de aktuelle profilnumrene langs referanselinja. Som forklart i kapittel 3.2 har spennarmeringen i bruplata en endekurvatur inn til steget i brukassen, mens den ellers ligger rett i horisontal retning. I NovaFrame modelleres dette ved å definere ulike kurvetyper langs den spesifikke spennarmeringen. Kurvaturen inn mot steget er definert ved å bruke kurvetype 1, «start venstre», for deretter å definere en «offset» i start og en «offset» i sluttspunkt av kurven. «Offseten» vil være avstanden fra tverrsnittspunkt 15. Lengden til kurvaturen defineres ved profilnummer. Deretter defineres det en kurvetype 4, «rett», over lengden som er rett i horisontalplanet. Her er det samme «offset» som slutten av kurven «start venstre», og det er ingen endring i «offset». Kurvaturen inn mot steget på motsatt side av søyla blir definert ved kurvetype 3, «slutt høyre», på samme måte som venstre side.

I vertikalretning vil spennarmeringen i bruplata følge overhøyden til brukassen, og siden den er koblet opp mot referanselinja «CL veg» kan den modelleres rett i vertikal retning, med «offset» tilsvarende høyde i forhold til tverrsnittspunkt 15.

Figuren under viser spennkablene i bruplata mellom Akse 1 og 2 fra NovaFrame. Spennkablene vil ligge speilet om Akse 2, slik at spennkablene man ser nærmest Akse 1 er de lengste spennkablene og strekker seg til midt i hovedspennet. Aktive ankere er markert rødt i NovaFrame, og passive i blått.

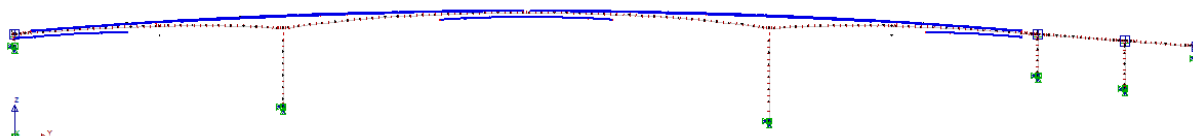


Figur 5-7 Spennarmering i bruplate, NovaFrame

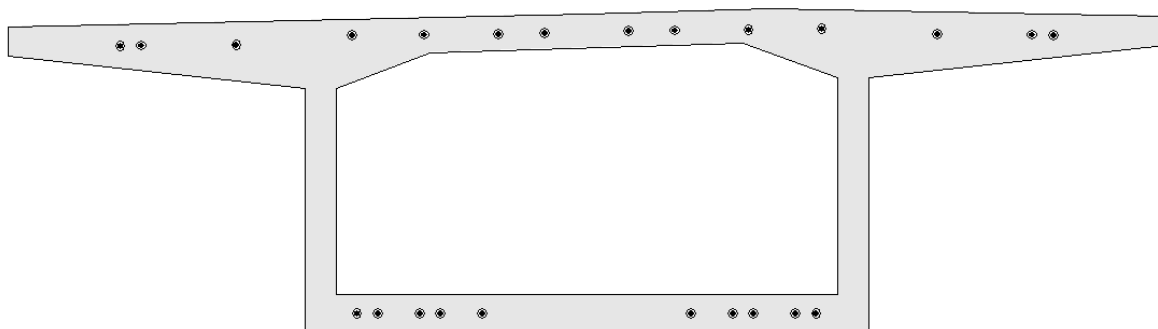
Spennarmeringen i undergurt er modellert på samme måte som i bruplata, men er noe forenklet i forhold til tegningene. Alle spennkablene har, som forklart i kapittel 3.2, en vertikal kurvatur opp fra undergurten til en voute. Denne vinkelendringen vil gi friksjonstap i spennarmeringen, og er dermed ikke ubetydelig. En måte å ta hensyn til denne vinkelendringen på, uten å modellere den, er å beregne aktuelt friksjonstap og deretter spenne opp spennarmeringen noe mindre enn opprinnelig spennkraft. Det er likevel, etter samtale med Håvard Johansen, valgt å se bort i fra denne vinkelendringen og dens effekter, siden vinkelendringen ikke var inkludert i modellen som ble brukt i prosjekteringen av brua. Dermed er spennkablene i undergurt modellert rett i vertikal retning.

Horisontalt har de fleste spennkablene i undergurt mellom Akse 2 og 3 en horisontal knekk i den delen av spennarmeringen som ligger i vouten. Denne knekken er liten og er neglisjert. Dermed er også disse spennarmeringene modellert rett i horisontal retning.

Som beskrevet tidligere, er ikke spennarmeringen i viadukt modellert fordi denne oppgaven hovedsakelig tar for seg den delen av brua som er fritt frambygd.



Figur 5-8 Spennarmering i NovaFrame



Figur 5-9 Spennarmering i et vilkårlig snitt mellom Akse 2 og 3

5.5.2 Oppspenningskraft

Oppspenningskraft blir regnet direkte i NovaFrame ved å definere prosentandel av $f_{p0,1k}$. Siden dimensjonerende kabelspenning før låsetap er $0.9 f_{p0,1k}$, blir det lagt inn 90% i NovaFrame ved aktivt anker.

De lengste spennkablene i bruplaten har aktivt anker i begge ender, og begge defineres dermed med 90% $f_{p0,1k}$. Med oppspenning i begge ender vil det ha liten betydning hvilket anker som spennes opp først, men det blir definert at ende 1 blir spent opp først.

5.5.3 Spennkraftttap

Spennarmeringens kraftttap på grunn av friksjon, låsetap, kryp og svinn samt relaksasjon defineres med egne parametere for hver spennkabel i NovaFrame.

Friksjons- og låsetap

Formelen for friksjonstap og tilhørende friksjonskoeffisienter er formulert på en annen måte i NovaFrame enn i beregningsveiledningen fra SVV [16]. Eksponenten i formelen er i NovaFrame gitt som $-(\mu\theta + kx)$ som gir en annen verdi og enhet for k . I ETA og prosjekteringsgrunnlaget er k gitt med enhet $\frac{rad}{m}$, mens NovaFrame definerer k med $\frac{1}{m}$. Dermed blir k i NovaFrame:

$$k_{NovaFrame} = \mu \cdot k = 0.2 \frac{1}{rad} \cdot 0.005 \frac{rad}{m} = 0.001 \frac{1}{m}$$

Som skrevet i avsnitt 4.2.1 er friksjonskoeffisienten, faktoren for effekt av utilsiktet vinkelendring (wobble) samt låsetapet konstante parametere for alle spennkablene i brua, og kan legges direkte inn i NovaFrame.

Relaksasjon

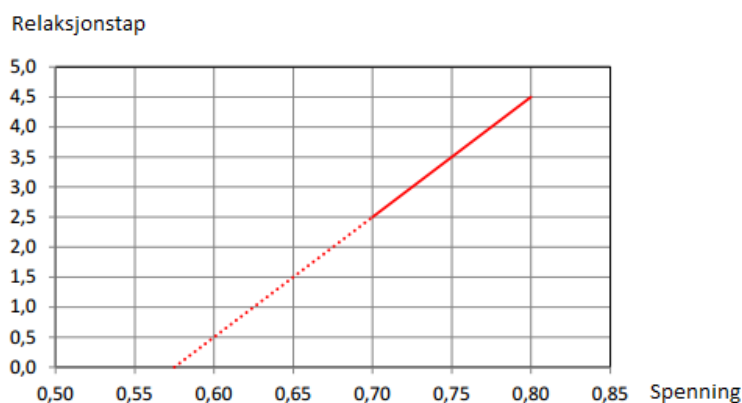
Verdiene som definerer relaksasjonstap i NovaFrame har betegnelsene S1, S2 og T2, og angis som prosentandel av $f_{p0.1k}$. Disse verdiene hentes fra en enkel kurve, hvor relaksasjonstap som en funksjon av initielt spenningsnivå er presentert. Figur 5-10 illustrerer denne kurven, og er hentet fra e-post fra Håvard Johansen [17].

Lav relaksasjons spennarmering er definert med mindre enn 2.5% relaksasjon etter 1000 timer ved $0.7f_{pk}$. Basert på informasjon fra leverandører og forsøksresultater er det vanlig å regne med 4.5% relaksasjon ved $0.8f_{pk}$. Disse to punktene danner linja i Figur 5-10, og beskriver sammenhengen mellom spenningsnivå og relaksasjon. Ved ekstrapolering gir linja null relaksasjon ved $0.575f_{pk}$, som gir grunnlag for beregning av S1 [17]. De endelige verdiene er konstante for alle spennkablene i brua, og blir som følger:

$$S1 = 0.575 \frac{f_{pk}}{f_{p0.1k}} 100\% = 0.575 \frac{1860}{1640} 100\% = 65.2\%$$

$$S2 = 0.7 \frac{f_{pk}}{f_{p0.1k}} 100\% = 0.7 \frac{1860}{1640} 100\% = 79.4\%$$

$$T2 = 2.5\%$$



Figur 5-10: Sammenhengen mellom relaksasjonstap og spenning [18]

Betongens kryp og svinn

Som forklart i avsnitt 4.2.1 er kryp- og svinntøyning en påvirkning som utvikler seg og øker med tiden. I NovaFrame defineres spennkrafttap på grunn av kryp og svinn som en parameter i hver enkelt spennkabel, og det er ikke mulig å ta hensyn til økende spennkrafttap som resultat av økende kryp og svinn.

For beregning av kryptøyning ved spennkrafttap er en forenklet metode benyttet. Både langtids- og korttidstøyningen i felt og ved støtte er beregnet, ved at et kryptall etter 100 år er benyttet for å definere en langtids E-modul. Opptredende moment er hentet fra analyse av konstruksjonen i ferdigtilstand, kun påført egenvekt. I snittet for største opptredende feltmoment ligger det minste tverrsnittet i bruoverbygningen, og i snittet ved maksimalt støttemoment finnes det største betongtverrsnittet i bruoverbygningen. Den totale tøyningen grunnet kryp i hver av de to snittene beregnes ved å subtrahere korttidstøyningen fra langtidsstøyningen. Middelveiden av den totale krypen i de to snittene gir kryptøyningen for beregning av spennkrafttap, som en forenkling legges inn for alle spennkabler i NovaFrame. Se Vedlegg D for beregning.

$$\varepsilon_{cc} = 1.14 \cdot 10^{-3}$$

Svinntøyning gir ikke et stort bidrag til det totale spennkrafttapet og det er derfor valgt å sette svinntøyning lik betongens svinntøyning etter lang tid, 100 år. Siden effektiv tykkelse er en parameter i utregningen, er det valgt å regne svinntøyning ved det minste tverrsnittet samt det største tverrsnittet. Middelveiden av disse tøyningene er gitt under, og er lagt inn for alle spennkablene i NovaFrame. Utregning vises i Vedlegg D.

$$\varepsilon_{cs} = 0.30 \cdot 10^{-3}$$

Spennkrafttapene legges inn som tøyning i promille med negativt fortegn. Negativt fortegn skyldes at kryp og svinn representerer en kontraksjon av brubanen.

5.6 Lastmodellering

5.6.1 Permanente laster

Primær egenlast

Betongens egenvekt modelleres ved bruk av en egenlastfunksjon i NovaFrame. Tyngdetetthetsverdien til betongen kobles til et element med en allerede definert tverrsnittsgeometri og volum. Elementene i Dolmsundbrua støpes i etapper og derfor legges egenlasten til elementene som støpes i samme etappe inn samtidig.

Superegenvekt

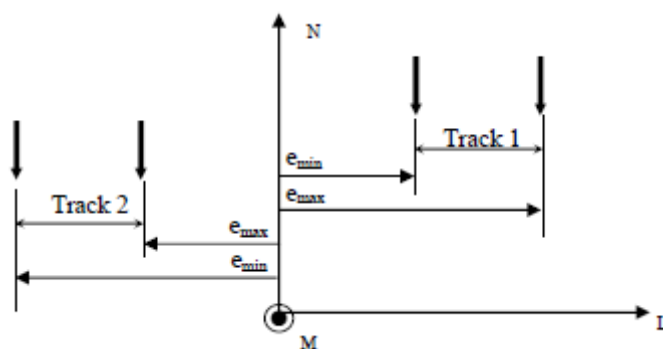
Egenlasten av kant- og rekkverksdrager, rekkverk og slitelag plasseres sentrisk som en ytre, jevnt fordelt last langs hele brubanen. Tverrskottene påføres som en punktlast i senter av der de er plassert i bruoverbygningen. Superegenvekten påføres når brubjelken er ferdig støpt.

5.6.2 Variable laster

Trafikklaster

I NovaFrame defineres trafikklast eller trafikklastkombinasjoner med varierende posisjon langs en spesifisert veglinje. Veglinjen defineres til å gå over hele bruas lengde, og elementene langs brua tilordnes denne linjen i den rekkefølgen trafikken passerer dem. I denne oppgaven velges hele brudekket som veglinje, altså fra Element 101 til 220. Videre angis hvor mange punkter i hvert element man ønsker at programmet skal regne lastvirkninger, og flere punkter gir en mer nøyaktig trafikklastplassering. Det er valgt å bruke fire punkter på hvert element, som tilsvarer en avstand på rundt 1.2 m mellom hvert punkt. Det er definert en minimumsavstand på 1 m, slik at NovaFrame ikke regner lastvirkninger i fire punkter for de minste elementene. Programmet vil med beregning av disse punktene finne den mest ugunstige plasseringen av trafikklastene og bruke denne i analysene.

Iht. EK1-2 deles brua inn i to kjørebane, et restfelt og en gangbane. I NovaFrame defineres de ulike banene ved ulike «tracks», vist i Figur 5-11. Disse feltene blir definert ut i fra minimum- og maksimumseksentrisitet fra bruas senterlinje, og innen feltene plasseres trafikklasten i mest ugunstige posisjon.



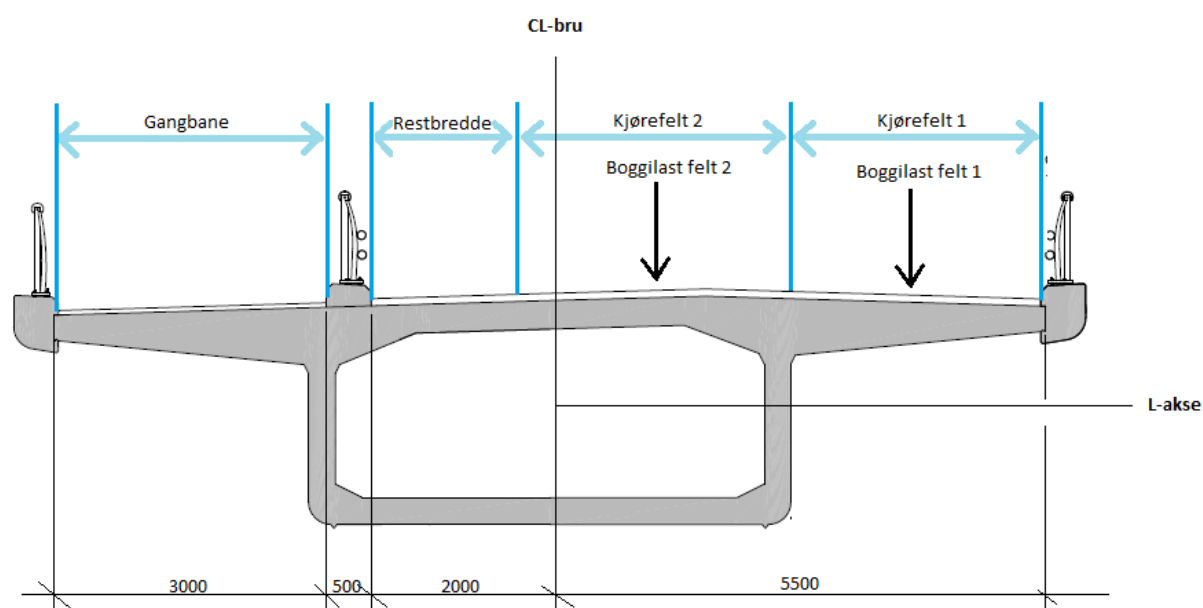
Figur 5-11 Definisjon av kjørebaneer og eksentrisiteter i NovaFrame [21]

Som forklart i kapittel 4.3.1 påføres boggilasten som en dobbel akslingslast med en akselavstand på 1.2 meter. Plasseringen av boggilasten på kjørebaneene er gitt i Figur 4.2a i EK1-2, gjengitt i Figur 4-3 i kapittel 4.3.1. NovaFrame vil dermed behandle boggilasten som en linjelast, og denne lasten skal ut i fra Eurokoden ligge midt i kjørebanen, og har ikke mulighet til å variere over feltet. Dermed er maksimum- og minimumseksentrisitet lik avstanden fra senter av akslingen til CL-bru, vist i Tabell 5-2 og Figur 5-12. Eksentrisitetene er positiv i elementets L-retning.

Restbredden og gangbanen blir definert med minimum- og maksimumseksentrisiteter ut fra området til banene.

Bane nr.	e_{max} [m]	e_{min} [m]	Bredde [m]	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	
Kjørefelt 1	1	4.0	4.0	3.0	300	$5.2 \cdot 3.0 = 16.2$
Kjørefelt 2	2	1.5	1.5	3.0	200	$2.5 \cdot 3.0 = 7.5$
Restbane	3	-0.5	-2.0	1.5	0	$2.5 \cdot 1.5 = 3.75$
Gangbane	4	-2.5	-5.5	3.0	0	$2.5 \cdot 3.0 = 7.5$

Tabell 5-2: Verdier av lastene i LMI for de ulike banene



Figur 5-12: Oversikt over de ulike trafikkfeltene i forhold til CL-bru

NovaFrame har en rekke forhåndsinnstilte lastmodeller som baserer seg på ulike standarder, deriblant EK1-2. Dermed benyttes det forhåndsinnstilte lasttilfellet LM1, med tilpasning av lastene til de ulike kjørebanelene.

For LM1 etableres et lasttilfelle, med jevnt fordelte laster og akslingslaster i de definerte banene gitt i Tabell 5-2.

Vindlast

Vindlast kan modelleres ved bruk av egne lastfunksjoner for vind i NovaFrame. Disse baserer seg på den gamle norske standarden for vindlast, NS3491-4, og selv om beregningene for vindlast i denne oppgaven er beregnet etter EK1-1-4 kan vindlastfunksjonene fortsatt benyttes. Det er tre forskjellige vindlastfunksjoner å velge mellom under *Loads*. Ifølge brukerveiledningen til NovaFrame er det er Gust-modellen som skal benyttes når den dynamiske effekten av vind neglisjeres, som er tilfellet i denne oppgaven [21].

NovaFrame kan selv beregne basisvindhastigheten ved å angi aktuell kommune og andre tilhørende faktorer som inngår i utregningen. Et annet alternativ er å manuelt angi verdien for basisvindhastigheten. Sistnevnte er benyttet i denne oppgaven fordi vindlast med samtidig trafikk betraktes og dermed skal basisvindhastigheten ha en redusert verdi, som forklart nærmere i avsnitt 4.3.2.

I vindberegningene er det tatt utgangspunkt i Element 148, med en høyde i terrenget på 36 m, som gir en basisvindhastighet lik 18,46 m/s. Detaljerte utregninger finnes i Vedlegg C. Basisvindhastigheten for Element 148 er forenklet satt til å være gjeldende for hele brukonstruksjonen. I inputdataen for vindlast angis også retningen vinden skal ha på bruene. Denne settes lik 0, som tilsvarer en vindlast påført vinkelrett på bruene, i global X-retning. I tillegg angis terrengkategori, som er nummer 1, og høyden i terrenget for de enkelte elementene.

For at lastfunksjonen i NovaFrame videre skal kunne beregne og påføre korrekt vindlast på bruene, må det i tillegg angis input for vindfaktorer. Dette gjøres under *Wind Factors* som ligger innunder *Geometry Input*. Vindfaktorene som angis er drag-, løfte- og torsjonsfaktorer, og består av kraftfaktorer multiplisert med tilhørende geometridata, som i større grad er forklart i avsnitt 4.3.2. Høyden varierer langs bruoverbygningen og vindfaktorene må derfor angis for hvert av disse elementene, mens elementgeometrien for hver enkelt søyle er konstant og trenger kun å beregnes en gang. Siden løftekraftfaktoren som betrakter vinden i Z-retning både kan betraktes som positiv og negativ, er det i modelleringen antatt en negativ verdi, altså samme retning som egenvekten. Det er vind i L-retning som betraktes, som tilsvarer global X-retning, og endring i kraftfaktor som følge av helningsvinkel er ikke tatt hensyn til.

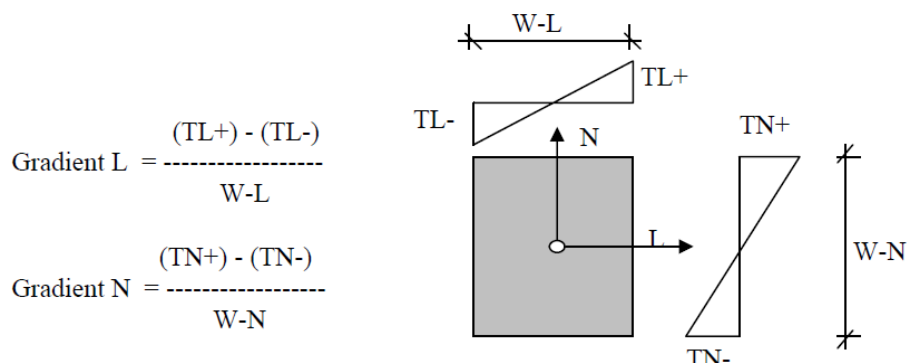
NovaFrame beregner en stedsvindhastighet på Element 148 lik 25.3 m/s, som er relativt likt som beregningene i Vedlegg C, der den er 25.7 m/s.

Termiske påvirkninger

NovaFrame har input for både jevnt fordelt og lineært varierende temperaturandel. Ved å legge inn temperaturlast i NovaFrame kan man kombinere de to temperaturandelene, slik at temperaturlasten som blir lagt inn vil fungere som en temperaturlastkombinasjon. Dermed defineres åtte temperaturlaster som består av kombinasjoner av jevnt fordelt og lineært varierende temperaturandeler gitt i kapittel 4.3.3. Deretter kan disse temperaturlastkombinasjonene kombineres slik at NovaFrame velger den mest ugunstige temperaturlastkombinasjonen.

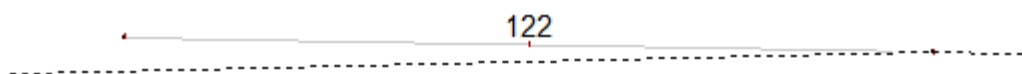
Den jevnt fordelte temperaturandelen skrives direkte inn i NovaFrame, mens lineært varierende temperaturdifferanser må legges inn som en gradient med benevnning $^{\circ}\text{C}/\text{m}$. Dermed må denne temperaturdifferansen divideres på tverrsnittets høyde i retningen temperaturdifferansen går over, som vist i Figur 5-13 [21]. For den vertikale lineært varierende temperaturdifferansen i brubjelken må temperaturdifferansen dermed divideres på gjennomsnittshøyden av de enkelte seksjonene, og de åtte temperaturlastkombinasjonene må legges inn for alle elementene. Siden

elementene som bygges i samme FFB-fase har tilnærmet samme tverrsnittshøyde, er temperaturlastkombinasjoner lagt inn for hver FFB-utbygning av brubjelken.



Figur 5-13: Lineært varierende temperaturdifferanser [21]

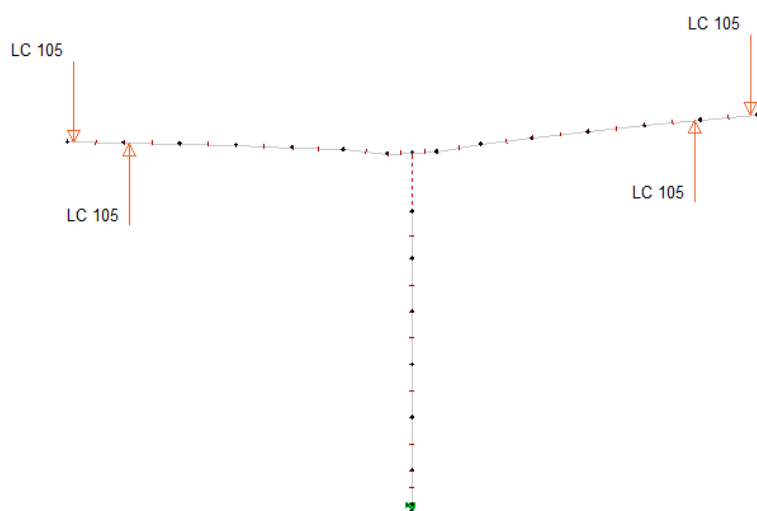
I NovaFrame plottes $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{N,exp}$ som positive verdier, og $\Delta T_{M,cool}$ og $\Delta T_{N,con}$ som negative. Positiv gradient medfører en negativ kurvatur, mens negativ gradient medfører positiv kurvatur [21]. Ved FFB utbygningen fra Akse 2 og 3 vil kragarmene under temperaturlastkombinasjonene med positiv gradient, $\Delta T_{M,heat}$, bøye seg nedover, siden varm overside vil gjøre at betongen utvider seg, samtidig som kald underside gjør at betongen trekker seg sammen. Dette ser man igjen i Figur 5-13 fra NovaFrame som viser temperaturlastkombinasjon 1 på Element 122 som bygges i FFB 2.4. Temperaturlastkombinasjonen har en positiv lineær varierende temperaturdifferanse samt en positiv verdi for jevnt fordelt temperaturdifferanse, som vist i Tabell 4-4 i kapittel 4.3.3. Elementet vil dermed få nedbøyning og en ekspansjon i lengderetning, som illustrert i figuren under fra NovaFrame.



Figur 5-14: Element 122 med temperaturlastkombinasjon 1 fra NovaFrame

5.6.3 Nyttelaster i byggefaser

I henhold til prosjekteringsgrunnlaget skal vekten av en støpevogn modelleres som en konsentrert punktlast 0.5 meter inn på foregående støpeseksjon. Støpevognene plasseres først på søylehodet i Akse 2, én i hver retning. Vognen flyttes utover etter hver støpning og det må derfor legges til et nytt lasttilfelle for hver støpeetappe. I tillegg må en motsatt rettet punktlast settes på den forrige plasseringen av vognvekten, for at prosessen skal modelleres korrekt i NovaFrame. Figuren under viser Lasttilfelle 105 for å illustrere prosessen av lastpåføringen.



Figur 5-15: Lasttilfelle 105 for illustrasjon av støpevognlaster

5.6.4 Kryp

I følge professor T. Kanstad benytter NovaFrame delkrypmetoden ved beregning av kryp, som fra erfaring med veiledning av tidligere masterstudenter, har fått fornuftige resultater ved bruk av delkrypmetoden i programmet. Ved modellering i NovaFrame benyttes derfor delkrypmetoden videre i denne oppgaven.

Det står generelt lite om hvordan NovaFrame behandler kryp i brukermanualene, og det er derfor valgt å bruke en forenklet modell i NovaFrame, der deformasjoner og tvangskrefter forårsaket av kryp blir sammenlignet med håndberegninger. Dette gjøres for å undersøke emnet og få en bedre kontroll på hvordan kryp blir behandlet i programvaren, og er nærmere beskrevet i kapittel 7.

I denne oppgaven er det modellert totalt 83 elementer i 63 byggefaser, noe som resulterer i mye input i NovaFrame for krypmodelleringen. NovaFrame beregner kryp ut fra et ferdig definert spenningsnivå i konstruksjonen fra elastiske deformasjoner. Derfor må alle lasttilfeller som påvirker kryp analyseres på forhånd i programvaren. Som nevnt tidligere gjelder dette egenvekt og forspenning, mens krypdeformasjon forårsaket av vognvekt er neglisjert i oppgaven.

Lasttilfellene som påvirker kryp må altså først opprettes under fanen *Loads*, der lasttilfellene er definert etter hvilke elementer som er tilført ved hvert byggetrinn. I et byggetrinn blir som regel to seksjoner påført som gjør at et lasttilfelle inneholder to elementer. Unntaket er byggefaser der det kun tilføres én seksjon, som for eksempel byggefase etter tilkobling av hjelpesøyle. Under utbyggingen av Dolmsundbrua var det dog støpetapper som var usymmetrisk utført, men dette er ikke dokumentert i informasjonen fra SVV «Støpedatoer», og er derfor ikke tatt i betraktning.

Krypkombinasjoner opprettes under fanen *Creep combinations* i NovaFrame. Alle lasttilfeller som påvirker kryp må her hentes opp og angis en lastfaktor, som i denne oppgaven er satt lik 1. Dette gjøres for hver byggefase, og for hver ny krypkombinasjon må alle lasttilfeller for de eksisterende elementene i en byggefase inkluderes. For eksempel vil det første definerte lasttilfelle for egenvekten inngå i alle kryplastkombinasjonene for egenvekt. I denne oppgaven blir egenlasten og forspenningen modellert separat for krypmodelleringen. Dette for å kunne lese av verdier for lasttilfellene separat, for så å kunne verifisere krypmodelleringen. Denne verifikasjonen er utført i kapittel 8.

For egenlasten er det modellert krypkombinasjoner for byggefaserne i hovedsøylene og bruoverbygningen. Overgangen fra hovedsøylen til bruoverdekningen, også kaldt søylehodet, består av fire elementer. I samråd med veileder Håvard Johansen antas det ved krypberegninger

at disse elementene støpes samtidig, som gjør at det kun kreves én krypkombinasjon for søylehodet. For forspenningen er det modellert krypkombinasjoner kun for bruoverbygningen, da det ikke er spennarmering i søylene. Det blir også her antatt at elementene i søylehodet blir betraktet i én krypkombinasjon. For forspenningen blir oppspenning av kablene i bruplata tatt med i betraktningen for kryp etter hvert som de spennes opp i de ulike byggefasene. Undergurtkablene blir tatt med i betraktning når de spennes opp ved kobling til landkar og kobling i hovedspenn.

Det er totalt modellert 60 krypkombinasjoner for egenlasten og 48 krypkombinasjoner for forspenningen. Kombinasjonene inneholder da alle fasene av FFB-delene samt ved fire betraktningstidspunkt; sammenkobling i hovedspenn, da brua åpnes, ett år etter åpning og etter 100 år. Det vil i denne oppgaven ikke modelleres for kryp i landkar i Akse 1 og heller ikke i viadukten.

Videre må krypkombinasjonene omgjøres til en kryplast, som gjøres under *Creep loads*. Her får hvert enkelt element tildelt et delkryptall for den gitte byggefasen. Det blir derfor modellert like mange kryplaster som krypkombinasjoner. Denne prosessen krever mye inputdata, og er en omfattende prosess. Microsoft Excel er brukt som hjelpemiddel for denne prosessen. Videre kombineres kryplastene under *Ordinary combinations*, og delkryptallene for elementene summeres opp for alle byggefasene som fører til at elementene får tildelt korrekt kryptall for et gitt betraktningstidspunkt.

Det elementet som sist støpes før hjelpesøylen tilkobles har stått i noen dager før hjelpesøylen monteres. For å få reell spenningstilstand i et element for beregning av kryp ved kobling av hjelpesøylen, må det kjøres både en analyse for tilstanden før og etter montering av hjelpesøylen. Det må altså først defineres to forskjellige lasttilfeller, som inneholder de samme elementene, for at begge tilstandene skal kunne analyseres. Hvis ikke dette blir gjort vil kun den siste analysen bli kjørt, og spenningstilstanden som betraktes for krypberegninger vil ikke være korrekt.

Det er svært viktig at lastene blir analysert for rett statisk system, da kryp vil gi tvangskrefter og omlagring av moment og skjærkrefter i statisk ubestemte systemer. I verifikasjonen av kryputvikling i NovaFrame i kapittel 7, er det nærmere forklart hvordan kryp behandles i programvaren.

5.6.5 Svinn

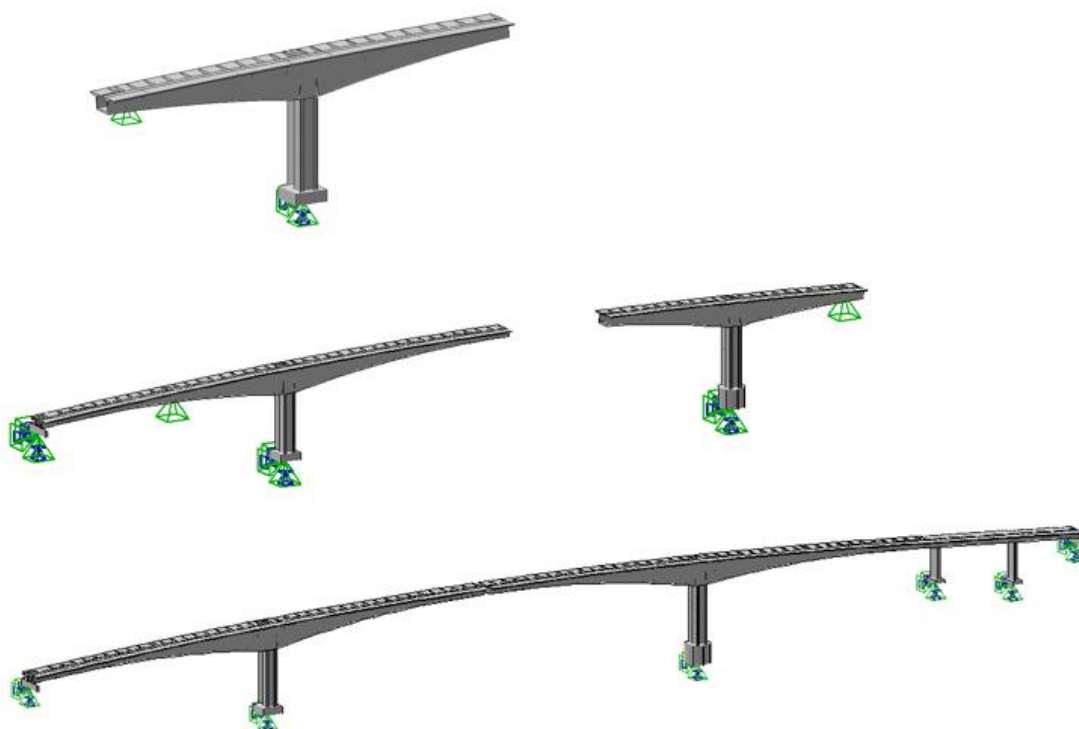
Svinn er en påvirkning som øker med alderen til betongen og effekten av svinn ville blitt overestimert dersom svinnlasten kun hadde blitt påført ferdig bru. Ved å benytte prinsippet om delsvinn kan svinntøyning påføres for hver byggefase. Lasttilfeller for svinn opprettes under fanen *Loads*, hvor en tøyning i promille med negativt fortegn angis aktuelt element. For hver byggefase som svinn skal betraktes må et nytt lasttilfelle defineres og det er betraktet like mange byggefaser for svinn som for kryp. For hvert lasttilfelle tilegnes elementene korrekt delsvinntøyning i forhold til betraktningstidspunktet. Når disse lasttilfellene videre kombineres, adderes delsvinntøyningene for et gitt element, som totalt gir korrekt svinntøyning i betraktningstidspunktet.

5.7 Modeller og analyse

De enkelte byggefasene for FFB-utbyggingen modelleres i NovaFrame som egne modeller under fanen *Models*. Det defineres hvilke elementer fra ferdigtilstanden som skal inngå i hver modell, og modellene kan bygge på hverandre ved at elementer kan legges til og fjernes. Konstruksjonen deles på denne måten opp i mindre systemer og egne analyser for systemene kan kjøres. På den måten er det mulig å finne lastvirkninger og deformasjoner fra underveis i byggeprosessen.

For Dolmsundbrua er det hovedsøyle- og FFB-elementene mellom Akse 1 og 4, som danner grunnlaget for modellinndelingen. Konstruksjonsdelene bygget på fast stilas inkluderes alle når de kobles til FFB-elementene. Byggehistorikken forklart i kapittel 3.4 er modellert, selv om den ikke slavisk følger det virkelige byggeforløpet, med tanke på at hovedsøylen og FFB-seksjonene i akse 2 antas komplett før hovedsøylen i Akse 3 påbegynnes.

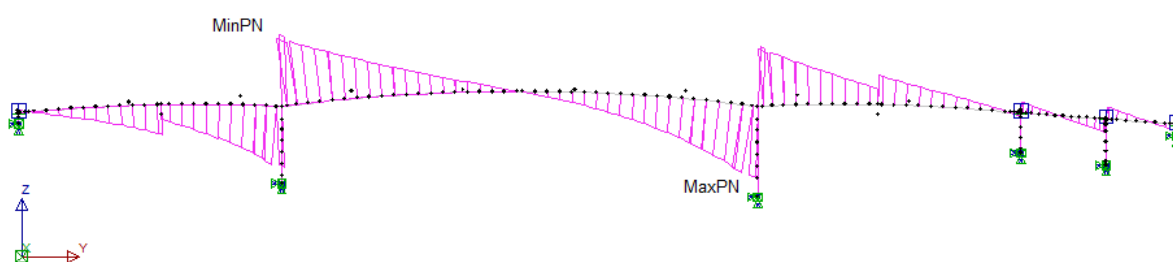
Modell 1 til 31 fremstiller utbyggingen fra hovedsøylen i Akse 2 frem til landkaret i Akse 1 er koblet til. Videre fremstiller Modell 41 til 71 utbyggingen fra hovedsøylen i Akse 3 til kobling til viadukt. Hjelpesøylen for utbyggingen fra Akse 2 påføres i Modell 20, mens den for utbyggingen fra Akse 3 påføres i Modell 60. I Modell 72 demonteres begge hjelpesøylene, før sammenkobling i hovedspenn inkluderes i Modell 73, som altså representerer ferdigtilstanden.



Figur 5-16: Modell 20, Modell 60 og Modell 72

Randbetingelser i konstruksjonen endres underveis i byggeprosessen og dette må tas hensyn til under *Modify Models Parameters*. Den monolittiske forbindelsen mellom søyletopp og bruoverbygning, som er modellert med en master slave, må redigeres her. Søyletoppen går fra å være fri i siste modell av søylestøpningen, til å være monolittisk forbundet til bruoverbygningen i den neste modellen.

Hjelpesøylene er med på å endre randbetingelsene underveis i byggeprosessen, og siden de kun er midlertidige kan de også modelleres under *Modify Models Parameters*. Ved påføring av hjelpesøylene modifiseres den tilhørende noden til å være fastholdt i vertikal retning, under *Node boundary conditions*. Når hjelpesøylene demonteres, som er like før sammenkobling i hovedspenn, frigjøres nodene. I NovaFrame er det dog ikke tilstrekkelig å fjerne hjelpesøylene kun ved å frigjøre de tilhørende nodene på betongkonstruksjonen. Figuren under viser skjærkrefter fra en analyse av bruene i ferdigtilstand, kun påført egenvekt. Det er tydelige hopp i skjærkraftdiagrammet der hjelpesøylene har vært plassert, som tyder på at betongkonstruksjonen «husker» de vertikale opplagrene. En punktlast påføres dermed i negativ Z-retning, med verdi tilsvarende hoppet i skjærkraften, ved begge de tidligere hjelpesøyleplasseringene.



Figur 5-17: Skjærkrefter ferdigtilstand med egenvekt

Lastvirkninger fra ulike tidspunkt i byggeprosessen er av interesse i denne oppgaven og det krever at hver enkelt byggefase analyseres. Ved å gjengi byggeprosessen av Dolmsundbrua med modeller kan laster påføres tilhørende system ved å danne kalkulasjonsgrupper. Disse defineres under *Calculation Groups* ved å angi hvilke laster som skal grupperes samt om det er en statisk eller dynamisk last.

Under *Analysis* defineres hver enkelt analyse som skal kjøres, med tilhørende modell og samsvarende kalkulasjonsgruppe som analysen skal utføres på. For å få korrekte lastvirkninger fra kryp er det viktig at laster som fører til kryp, som i denne oppgaven er egenvekt og forspenning, analyseres før kryplasten påføres.

5.8 Lastkombinering

Lastkombinasjoner angis under fanen *Postprocess – Loadcombinations* i NovaFrame. De ulike lasttilfellene kan kombineres med spesifikke lastfaktorer under *Ordinary load combination*. Tidligere definerte lastkombinasjoner kan også angis i nye kombinasjoner. For modellen av Dolmsundbrua er samtlige lastfaktorer valgt til 1.0, slik at denne kombineringen fungerer som en gruppering. Dermed kombineres ulike lasttilfeller som tidligere er splittet i modelleringen av byggefasene. Under *Ordinary load combination* grupperes dermed alle egenlast, oppspenningskrefter, kryplaster og svinnlaster i hver sin kombinasjon. Spesifikke lastfaktorer tas hensyn til under *Sort combination*.

Under *Sort combination* finnes ulike metoder for kombinerings. Ved å bruke *WORST* velger NovaFrame lasttilfellet med den minst gunstige virkningen. Egenlasten i ULS har ifølge tabell NA.A2.4(B) i EK0 to mulige lastvirkninger, 1.0 hvis gunstig og 1.35 hvis ugunstig. Begge disse faktorene legges inn, og NovaFrame vil da selv velge ut den som gir minst gunstige virkning.

Tilsvarende legges resten av lasttilfellene inn med tilhørende lastfaktorer. Deretter grupperes de ulike lasttilfellekombinasjonene i kombinasjoner for ULS, definert i Tabell 4-7 i kapittel 4.8.1. Alle kombinasjonene legges inn for brua like før sammenkobling av hovedspenn og etter 100 år, både med full virkning av forspenningskrefter og kun med tvangskrefter.

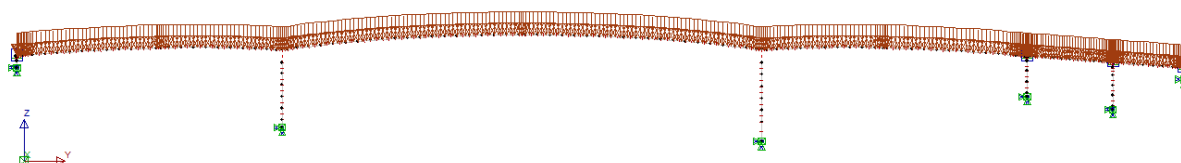
For å finne de dimensjonerende lastkombinasjonene i de ulike tidspunktene brukes *Sorted Line*. Ved å definere alle lastkombinasjonene ved et konkret tidspunkt under *Sorted Line*, vil programmet regne ut hvilken lastkombinasjon som er dimensjonerende for de enkelte elementene. Den dimensjonerende lastkombinasjonen gis i *Combination tracer*, hvor man også kan kontrollere lastfaktorene.

Kraftdiagrammene i NovaFrame viser to kurver, maksimums- og minimumsverdier ut fra de gitte lastkombinasjonene.

6 Verifikasjon av modell

6.1 Grensebetingelser

For å kontrollere hvordan brukonstruksjonens sammensetning virker, spesielt med tanke på grensebetingelser, og hvordan behandlingen av laster fungerer i NovaFrame, er en jevnt fordelt last påført bruoverbygningen. I NovaFrame legges lasten inn med lastfunksjonen *Distributed load* som knyttes til elementene og gis en verdi på 60 kN/m.



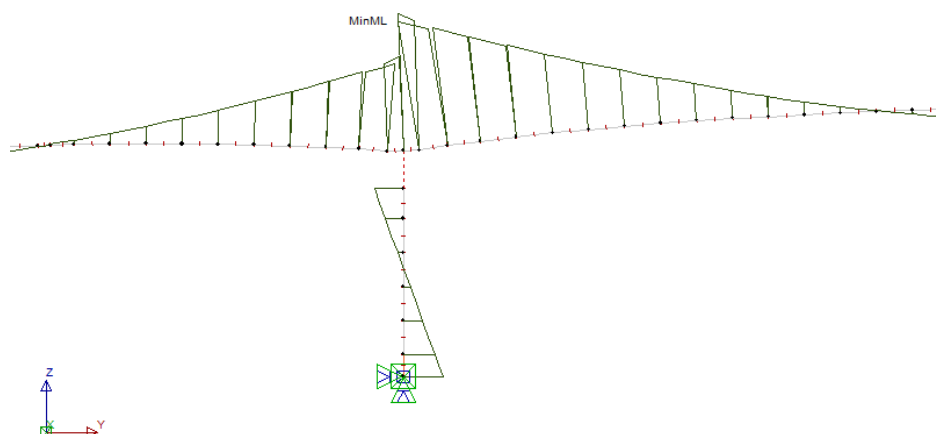
Figur 6-1: Modell i NovaFrame med jevnt fordelt last på 60 kN/m

Summen av kreftene i Z-retning er det første som kontrolleres i NovaFrame. Lengden på brua i horisontalretning er totalt på 462 m som gir en kraftsum på 27 720 kN, men bruoverbygningen har en vertikalkurvatur som gjør at den påførte lastsummen er 27 778,1 kN i NovaFrame. Summen av opplagerkreftene gjengir summen av påført last, og er etter forholdene fordelt fornuftig som for en kontinuerlig bjelke med noe omfordeling grunnet utformingen.

Opplageret til land i Akse 1 og 6 samt forbindelsen mellom bruoverbygning og søyle i Akse 4 og 5, er alle modellert som glidelager, forklart i kapittel 5.3. For at randbetingelsene ved Akse 1 og 6 skal være tilstrekkelig korrekt modellert må opplageret ha et moment lik null og kunne ta opp krefter i Z-retning, noe resultatene av analysen bekrefter. Ved Akse 4 og 5 skal bruelementene på hver side av master-noden, som er koblet til slave-noden i toppen av søylen, ha motsatt like stort moment. For at knutepunktet skal ha momentlikevekt skal det ikke overføres moment til søylen. I søylen til Akse 4 og 5 finnes det kun trykkrefter, som tilsvarer differansen i skjærkrefter i bruelementene på hver side av master-noden. I tillegg til momentlikevekt har vi også kraftlikevekt i knutepunktet og modelleringen kan regnes som tilstrekkelig.

Knutepunktet mellom hovedsøylen og overbygningen i Akse 2 og 3, er en monolittisk forbindelse, modellert med en masterslave-kobling. Momentlikevekt av elementene som ligger inntil både masternoden og slavenoden, gir en sum ulik null. Summen av momentene for knutepunkt i Akse 2 er beregnet under og Figur 6-2 illustrerer momentfordelingen.

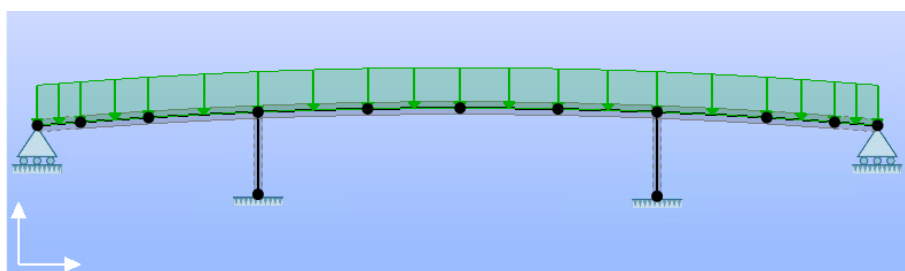
$$\sum M_2 = 47\,981.2 \text{ kNm} + 153\,690.3 \text{ kNm} - 224\,448.1 \text{ kNm} = -22\,776.6 \text{ kNm}$$



Figur 6-2: Momentfordeling for forbindelsen i Akse 2 ved en jevnt fordelt last

Differansen i moment, $\Delta M_B = 22\,776.6\text{ kNm}$, tilsvarer skjærkraften i søylen på 4457.9 kN multiplisert med avstanden mellom master- og slavenoden, som går fra søyletopp til tyngdepunktet i brutverrsnittet, ca. på 5.1 m . Det samme er tilfellet for masterslave-forbindelsen i Akse 3, som har den samme avstanden mellom master- og slavenode som i Akse 2 og derfor også den samme differansen i momentlikevekt. Modellering av en monolittisk forbindelsene ved bruk av en masterslave-forbindelse virker derfor rimelig.

Resultatene er sammenlignet med analyseresultater av en forenklet modell av brua i Fap2D, som kun strekker seg fra Akse 1 til 4 der FFB-elementene befinner seg. I sammenligningen har likevel modellen i NovaFrame beholdt bruas fulle lengde fra Akse 1 til 6, for å bevare grensebetingelsene så reelle som mulig. Vertikalkurvaturen er bevart men fundamentet til søylene er neglisjert. Stivheten til søylene er den reelle, men for å unngå å dele brubanen opp etter FFB-elementene, med korrekte tverrsnittsdata som i NovaFrame, er det her foretatt en forenkling. Et gjennomsnitt av arealtreghetsmomentet er beregnet for de tre spennene, og den er påsatt som noe lavere i hovedspennet enn i sidespennene, som er symmetriske. Modellen har et rullelager både i Akse 1 og 4 og fast innspente søyler i Akse 2 og 3, som er stivt forbundet i søyletoppen til bruoverbygningen.



Figur 6-3: Modell for verifisering av jevnt fordelt last i Fap2D

Resultatene av en enkel sammenligning av modellene er vist i Tabell 6-1. Resultatene viser store avvik i de to modellene, men tatt i betraktning hvilke forenklinger som er gjort for modellen i Fap2D er ikke resultatene helt urimelige.

Moment [kNm]	Felt 1	Akse 2 – mot akse 1	Akse 2 – mot akse 3	Felt 2	Akse 3 – mot akse 2	Akse 3 – mot akse 4	Felt 3
NovaFrame	23 767	153 690	224 448	25 980	213 844	132 392	15 656
Fap2D	37 521	108 401	165 606	100 708	165 945	106 490	37 615
Avvik	-13 754	45 289	58 842	-74 728	47 899	25 902	-21 959
Avvik i %	36,7	41,8	35,5	74,2	28,9	24,3	41,6

Tabell 6-1: Sammenligning av momenter for en jevnt fordelt last i NovaFrame og Fap2D

I NovaFrame finnes de største tverrsnittene ved støttene og minsker forholdsvis jevnt utover i spennene, og følgende gjelder da også for stivheten til bruoverbygningen. Økt stivhet fører til økt moment, som er tilfellet for momentene ved støtten, og tilsvarende er det for reduksjon av moment i spennene. Dette vises spesielt godt i Felt 2, der momentavviket er størst. I NovaFrame er det i tillegg såpass stor forskjell i stivhet inne ved støtten og ute i midten av felt 2, at utsnittet av halve spennet mellom Akse 2 og 3 kan sammenlignes med en utkrager, noe som ikke er tilfellet for modellen i Fap2D.

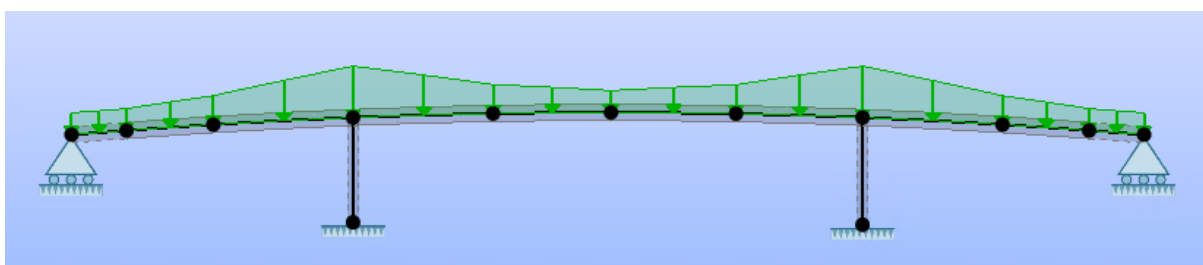
6.2 Egenvekt

En verifisering av den innebygde egenlastfunksjonen i NovaFrame er utført for å kontrollere inndataen og hvordan den behandles. Densiteten til den armerte betongen er lagt til hvert enkelt element i konstruksjonen, og vekten av kant- og rekkverksdragere samt superegenvekt er neglisjert i denne kontrollen.

For å kontrollere egenlastfunksjonen er den samme modellen i Fap2D som beskrevet i verifiseringen av grensebetingelser benyttet. Linjelasten i Fap2D modelleres nå som en varierende linjelast som forenklet skal tilsvare egenlasten til brukasseoverbygningen. Verdien på lasten er bestemt ved å beregne tverrsnittsvekten på et utvalg elementer i bruoverbygningen, som påføres med en lineær variasjon dem imellom. Tverrsnittsdatane for de ulike seksjonene er hentet fra NovaFrame og betongens densitet for FFB-seksjonene på 26 kN/m^3 . Elementene som er tatt i betraktning er FFB-elementer ut fra Akse 2 til 1, og på grunn av symmetri kan de samme verdiene benyttes også for resten av bruoverbygningen, se Figur 6-4.

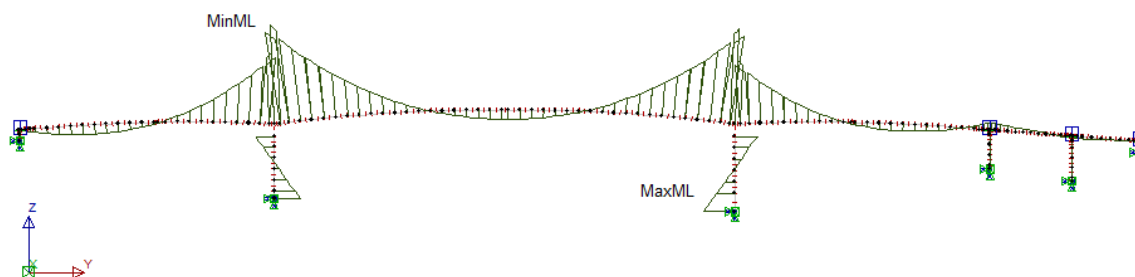
Elementnummer	Tverrsnittsareal [m ²]	Linjelast [kN/m]
102	7,47	194,2
108	7,48	194,5
116	9,90	257,3
127	17,55	456,3

Tabell 6-2: Egenlastverdier for linjelast påsatt i Fap2D

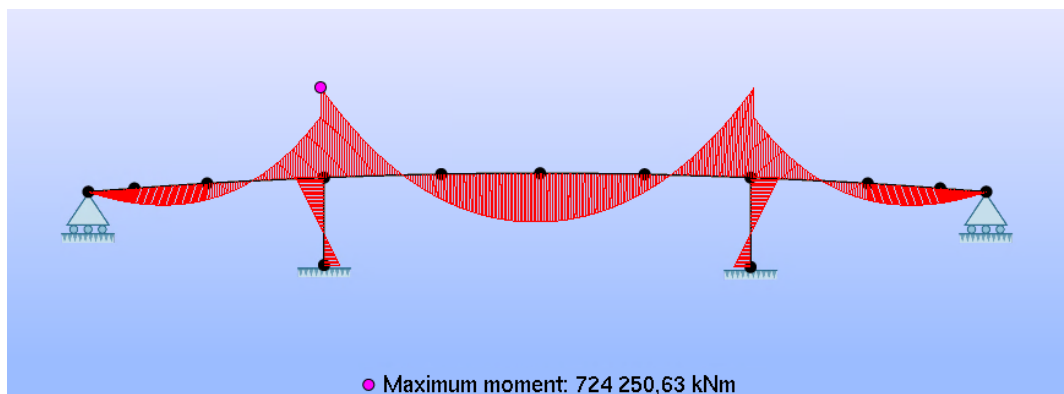


Figur 6-4: Modell i Fap2D med påført linjelast for egenvekt

I verifikasjonen er kun egenlasten for bruoverbygningen fra Akse 1 til 4 påsatt i NovaFrame, der FFB-elementene befinner seg. Totalt påført last i NovaFrame er 115 508 kN mens den i Fap2D er 115 852 kN. Selv om det kun er en lastdifferanse på 344 kN mellom de to modellene er fordelingen av laster i Fap2D forholdsvis unøyaktig sammenlignet med NovaFrame. I NovaFrame varierer egenlasten parabelformet langs overbygningen mens den varierer lineært i Fap2D, som utgjør en forskjell. En sammenligning av momenter i de tre feltene og ved støttene er foretatt, se Tabell 6-3. Spesielt er det de store forskjellene i bruoverbygningens stivhet mellom de to modellene, som er forklart i kapittel 6.1, som igjen gir de store avvikene i moment.



Figur 6-5: Momentdiagram for egenlast av bruoverbygning fra Akse 1 til 4 i NovaFrame



Figur 6-6: Momentdiagram for egenlast av bruoverbygning fra Akse 1 til 4 i Fap2D

Moment [kNm]	Felt 1	Akse 2 – mot akse 1	Akse 2 – mot akse 3	Felt 2	Akse 3 – mot akse 2	Akse 3 – mot akse 4	Felt 3
NovaFrame	88 495	676 269	933 330	91 109	897 255	603 289	63 368
Fap2D	153 390	496 548	724 251	390 610	720 164	491 840	155313
Avvik	-64 895	179 721	209 079	-299 501	177 091	111 449	-91 945
Avvik i %	42,3	36,2	28,9	76,7	24,6	22,7	59,2

Tabell 6-3 Sammenligning av momenter for egenlast i NovaFrame og Fap2D

Avvikene i prosent ligger omtrent i samme størrelsesorden som ved verifikasjonen av den jevnt fordelte lasten i kapittel 6.1, og selv om avvikene er forholdsvis store viser likevel resultatene at egenlastfunksjonen i NovaFrame ser ut til å gi resonnable lastvirkninger.

6.3 Spennarmering

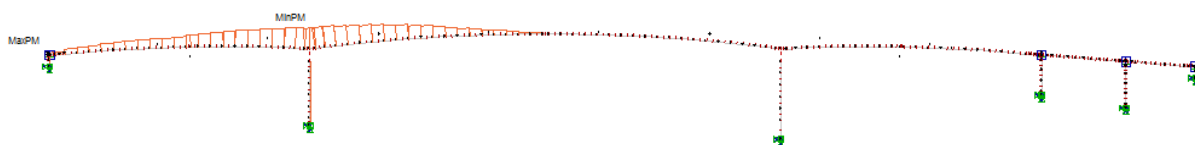
6.3.1 Oppspenningskraft

For verifisering av oppspenningskraften er det ønskelig å finne ut hvor stor aksialkraft spennkablene påfører konstruksjonen, og hvorvidt den stemmer med håndberegning.

Det er tatt utgangspunkt i FFB-utbygningen fra hovedsøylen i 2 før sammenkobling med landkar i Akse 1. På dette tidspunktet er alle spennkablene i bruplata aktivert og ingen av undergurtkablene er spent opp. Det største aksialtrykket vil være i området rundt søylehodet. Over hovedsøylen i Akse 2 er det totalt 58 spennkabler, 12 av type 1506 og 46 av type 1906. Oppspenningskraften er tidligere bestemt i kapittel 4.2.1, og de 58 spennkablene vil gi en total trykkraft ved søylehodet:

$$P_{max,tot} = 12 \cdot 3321 \text{ kN} + 46 \cdot 4207 \text{ kN} = 233\,356 \text{ kN}$$

Oppspenningskraften i NovaFrame kontrolleres ved å sette alle tapsparametre lik 0. Da skal aksialkraft i bjelken ved søylehodet være identisk med teoretisk, håndberegnet kraft, $P_{max,tot}$. Resultatene viser at verdiene samsvarer og oppspenningskraften er fullt utnyttet.



Figur 6-7: Aksialkraftdiagram for spennkabler Akse 2 før kobling i hovedspenn

6.3.2 Moment fra forspenning

Under utbygning av bruoverbygningen er konstruksjonen statisk bestemt, og momentet fra spennarmeringen vil kun bestå av primærmoment, $M_{primær}$. Dette momentet kommer av eksentrisiteten mellom spennarmeringens tyngdepunkt og tyngdepunktet til tverrsnittet, og finnes dermed med å multiplisere eksentrisiteten med spennkraften.

Ved tilkobling av hjelpesøyler blir konstruksjonen statisk ubestemt, og det resulterende momentet fra spennarmeringen vil ha to bidrag. I tillegg til primærmomentet vil det oppstå tvangskrefter i konstruksjonen, siden konstruksjonen blir forhindret i å bevege seg fritt. Disse kreftene kalles sekundærmoment eller tvangsmoment, M_{tvang} . Momentet som representerer den totale effekten fra spennarmeringen er dermed gitt ved:

$$M_{full} = M_{primær} + M_{tvang}$$

Det kontrolleres dermed i NovaFrame at brua før tilkobling til hjelpesøyler ikke har bidrag fra tvangsmoment.

Verifikasjon av momentene fra spennarmeringen utføres ved å sammenligne håndberegnete momenter med momentene fra NovaFrame. NovaFrame tar hensyn til spennkrafttap i sine momenter. Dermed leses spennkrafttapet ut fra NovaFrame, og de håndberegnete momentene korrigeres med en prosentsats tilsvarende dette tapet.

Spennarmering over opplegg i Akse 2

Over opplegg i Akse 2 har tverrsnittet en høyde på 10 m fra underkant brukasse til overkant, i CL-bru. Tyngdepunktet til tverrsnittet er gitt i NovaFrame som:

$$COG_y = 5\,119.7\text{ mm}$$

Tyngdepunktet er gitt ut fra nullpunktet som er definert i tverrsnittet, som da vil være fra underkant brubjelke. Eksentrisiteten til spennarmeringen er da avstanden fra spennarmeringen til tyngdepunktet. På grunn av at spennkablene ligger i ulike høyder og at det kun er mulig å lese spennkrafttap for enkelte spennkabler, er verifiseringen gjennomført for utvalgte spennkabler. Verifiseringen er utført for kabel 126 og 226 som ligger symmetrisk om CL-bru og derfor er definert under samme lasttilfelle i NovaFrame. Kablene blir spent opp i FFB 2.17, altså etter hjelpesøylen er koblet til, som vil gi et tvangsmoment i spennarmeringen.

Spennkablene ligger 175 mm under overkant brukasse, og avstand i forhold til CL-bru er beregnet i Microsoft Excel. Dette gir følgende eksentrisiteter:

$$e_{126} = H - COG_y - 157\text{mm} = 10\,000 - 5\,119.7 - 157 = 4\,723.3\text{mm}$$

$$e_{226} = H - COG_y - 193\text{mm} = 10\,000 - 5\,119.7 - 193 = 4\,687.3\text{mm}$$

Kabel 126 og 226 er av type 1906 er har dermed en oppspenningskraft på $P_{max} = 4\,206.6\text{kN}$, beregnet i kapittel 4.2.1. Disse gir dermed følgende primærmoment over opplegg i Akse 2:

$$M_{primær,126} = P_{max} \cdot e_{126} = 19\,869\text{ kNm}$$

$$M_{primær,226} = P_{max} \cdot e_{226} = 19\,718\text{ kNm}$$

Summert gir dette håndberegnet primærmomentet for lasttilfellet:

$$M_{\text{primær}} = M_{\text{primær},126} + M_{\text{primær},226} = 39\,586.6 \text{ kNm}$$

Spennkrafttapet i snittet i Akse 2 (node 128) er hentet fra NovaFrame, og er for spennkabel 126 og 226 gitt som 26.75%. Dette gir et håndberegnet, korrigert primærmoment:

$$M_{\text{primær,korr}} = 39\,586.6 \text{ kNm} \cdot (1 - 0.2675) = 28\,997.2 \text{ kNm}$$

For lasttilfellet med spennkabel 126 og 226 gir NovaFrame følgende momenter, vist på Figur 6-8 og 6-9.

$$M_{\text{full}} = 29\,128.2 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tvang}} = -4\,792.1 \text{ kNm}$$



Figur 6-8: Momentdiagram lasttilfelle med total effekt fra spennkabel 126 og 226



Figur 6-9: Momentdiagram lasttilfelle med tvangskrefter fra spennkabel 126 og 226

Dermed blir primærmomentet:

$$M_{\text{primær,NF}} = 29\,128.2 - 4\,792.1 = 24\,336.1 \text{ kNm}$$

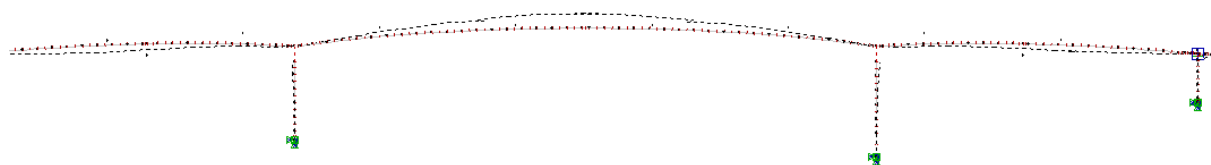
Primærmomentet i NovaFrame er mindre enn det håndberegnete, og avviket mellom disse er 16%. Som kontroll av dette avviket er alle parameterne for spennkrafttap satt lik 0. Primærmomentene har fortsatt et avvik på 16%, som betyr at avviket ikke skyldes tapsparametere. Det kan skyldes ulike beregningsmetoder og ulike framgangsmåte, og avviket regnes som tilfredsstillende.

6.3.3 Spennkrefter i utvalgte kabler

Spennkreftene i kabel 104, 113, 126, 11 og 26 er verifisert i Vedlegg E. Spennkablene blir kontrollert med lengde, type tau, areal og oppspenningspunkt. Spennkrafttap leses ut fra NovaFrame. «SumForce» vil gi spennkrefter i nodene langs kabelen etter 100 år siden kryp- og svinntøyning er gitt ved 100 år. Dermed kan forspenningskraft og initiell forspenningskraft beregnes ut fra krafttapene gitt i NovaFrame. Grafer med plott av forspenningskraft, initiell forspenningskraft og spennkraft etter 100 år viser utviklingen av krefter i de utvalgte spennkablene, se Vedlegg E.

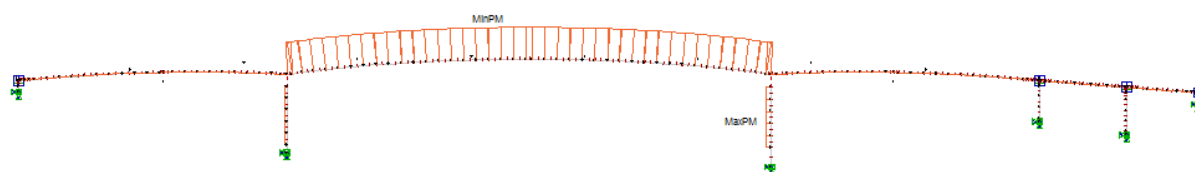
6.4 Temperatur

Temperaturlasten som er modellert i NovaFrame er kombinasjoner av jevnt fordelte temperaturandeler og lineært varierende temperaturdifferanser. For å verifisere temperaturlastene er det valgt å splitte opp kombinasjonene og kun se på jevnt fordelt temperaturandel. Bruoverbygningen er modellert med $\Delta T_{N,exp} = 7$, som vil gi ekspansjon av materialet. Det er ikke tatt med temperaturlaster på søylene i verifikasjonen, for å få et bedre bilde av hvilke krefter temperatur i bruoverbygningen påfører systemet.



Figur 6-10: Deformasjoner som følge av jevnt fordelt temperaturlast

Plott av deformasjonen fra temperaturlasten i NovaFrame viser at ekspansjonen i brudekket gjør at hovedspennet bøyes opp, siden det er noe fastholding ved hovedsøylene. Denne ekspansjonen vil også gjøre at hovedsøylene bøyes bort fra hovedspenn. Bruoverbygningen har mulighet til å bevege seg i lengderetning ved Akse 1 og 4, og ekspansjonen fører derfor til en forlengelse av sidespennene, samtidig som den retter ut krumningen i bruoverbygningen. Dette vises også i aksialkraftdiagrammet, se Figur 6-11, ved at hovedspenn har strekk mens sidespenn ikke har noen aksialkraft. Verifikasjonen viser dermed at NovaFrame behandler temperatur på ønskelig måte.



Figur 6-11: Aksialkrefter på grunn av jevnt fordelt temperaturlast

6.5 Vind

På grunn av at vind er forenklet beregnet og modellert er det kun gjennomført en enkel verifikasjon av vindlasten. Det er vindlast med samtidig trafikk på ferdig bru som har blitt betraktet og modellert i NovaFrame. Selve vindlasten er påført vinkelrett på brua, i X-retning, men på grunn av det modellerte vindfeltet resulterer det i tillegg til krefter i Y- og Z-retning. Summen av påførte laster i NovaFrame er:

$$\Sigma P_x = 3\,351.7 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_y = -390.9 \text{ kN}$$

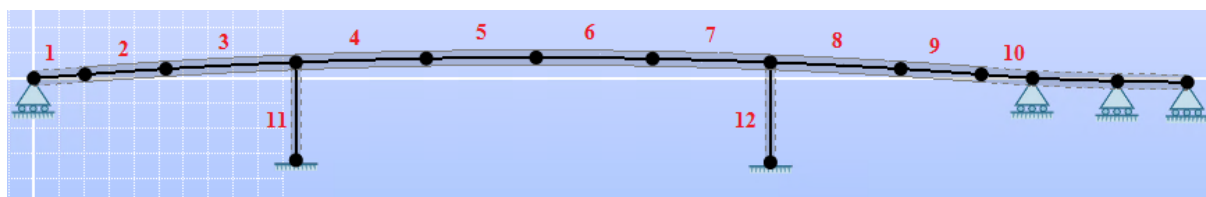
$$\Sigma P_z = -2\,371.1 \text{ kN}$$

I verifikasjonen tas det utgangspunkt i kreftene i X-retning, fordi vindlasten påføres i denne retningen. I det tidligere avsnittet om modellering av vindlast, avsnitt 5.6.2, blir det påpekt at stedsvindhastigheten som NovaFrame påfører Element 148 er relativt lik stedsvindhastigheten beregnet i Vedlegg C. Videre i vedlegget beregnes også horisontalkraften i tverretningen for vindlast på bru med samtidig trafikk, som for Element 148 er på 6.5 kN/m. Multiplisert med lengden på bruene gir dette en total kraft på 3003 kN. Med tanke på at elementenes høyde varierer og at det er en forskjell på de to stedsvindhastighetene, anses en resultantkraft i NovaFrame på 3351.7 kN som antakelig.

Lastene er dog relativt små og det fremgår også ved analyse i NovaFrame at lastvirkningene ikke er av stor betydning. Ved å la kraftfaktoren for vind i Z-retning være negativ og ikke positiv, har vindlasten kombinert med andre laster slik som egenvekten, ugunstig effekt. Vindlasten vil da, i likhet med egenvekten, gi trykk i hovedspennet i stedet for strekk. For momentbelastningen vil den også gi strekk i underkant av brubjelken i midten hovedspennet og omvendt ved støtte.

6.6 Svinn

Svinn er en deformasjonslast som vil gi en kontraksjon av konstruksjonen. For å verifisere svinn etter 100 år brukes en forenklet modell av Dolmsundbrua i Fap2D. Denne modellen er delt inn i 12 seksjoner, der arealet av hver del settes lik gjennomsnittsarealet til alle elementene som inngår i seksjonen. Figur 6-12 viser modellen som benyttes og nummering av seksjonene. E-modulen settes lik den som benyttes i NovaFrame, på 28 000 MPa.



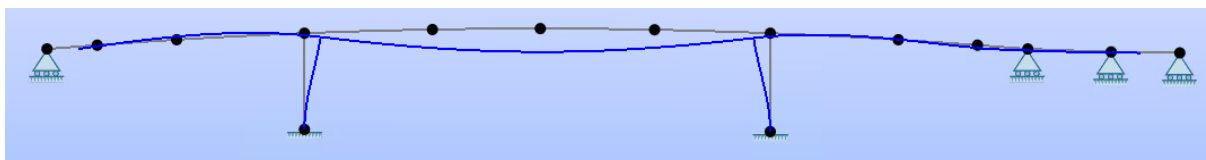
Figur 6-12: Modell benyttet for verifikasjon i Fap2D

I Fap2D modelleres svinn som en negativ initialtøyning som representerer en kontraksjon av konstruksjonen. Da Dolmsundbrua bygges etappevis har deler av svinnet allerede oppstått før koblingen av FFB-delene. For å ta høyde for dette i modelleringen av svinn i Fap2D, trekkes tøyningene, som oppstår i brua på grunn av svinn før sammenkobling, fra tøyningene som er beregnet etter 100 år. Dette gir da tøyningene som oppstår i Dolmsundbrua etter kobling av FFB-delene, som vil gi deformasjon i konstruksjonen. Svinntøyningen som modelleres i de ulike seksjonene i Fap2D vises i Tabell 6-4 og er en gjennomsnittsverdi av svinntøyningen for elementene i seksjonen.

Seksjon i Fap2D	Tilsvarende elementer i NovaFrame	Svinn [%] (gjennomsnittsverdi)
1	105-109	-0.1362
2	109-115	-0.1281
3	115-128	-0.1311
4	128-139	-0.1329
5	139-148	-0.1469
6	148-157	-0.2190
7	157-168	-0.1856
8	168-181	-0.1859
9	181-188	-0.2067
10	188-195	-0.2350
11	20-25	-0.0903
12	30-35	-0.1126

Tabell 6-4: Gjennomsnittsverdi av svinntøyningen som benyttes i Fap2D.

I denne verifikasjonen fokuseres det på deformasjonene som oppstår i horisontalretning, da den forenklete modelleringen av tverrsnittet til bruoverbygningen i Fap2D vil ha stor betydning for momentkreftene som oppstår samt den vertikale forskyvningen. Figur 6-13 viser deformasjonsmønsteret i Fap2D der kun svinn betraktes. Tabell 6-5 viser sammenligningen av den horisontale deformasjonen i noen utvalgte punkter i Dolmsundbrua.



Figur 6-13: Deformasjonsmønster når kun svinn betraktes i Fap2D

Plassering	Element nummer	Fap2D [mm]	NovaFrame [mm]	Avvik [mm]	Avvik [%]
Akse 1	102	29	35	-6	-17
Akse 2	128	15.3	13.8	1.5	11
Akse 3	169	-15.6	-13.9	1.7	12
Akse 4	195	-37	-36	1	2.8
Hovedspenn	148	2.6	0.3	2.3	

Tabell 6-5: Sammenligning av horisontalforskyvning

Resultatet viser bra samsvar mellom resultatene fra NovaFrame og Fap2D. Modelleringen av svinn kan dermed anses som korrekt og at NovaFrame behandler svinn på en tilfredsstillende måte.

7 Verifikasjon av kryputvikling i NovaFrame

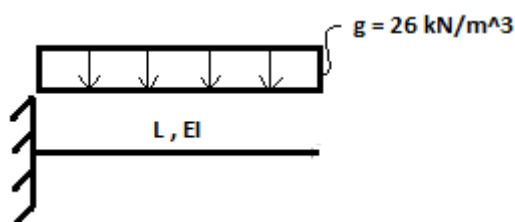
I dette delkapittelet blir det utført to verifikasjoner for å kontrollere hvordan NovaFrame beregner kryp. Det er lite informasjon i brukermanualene om hvordan lastene påvirker krypdeformasjonen. Etter samtale med professor Terje Kanstad er det, som skrevet tidligere, avklart at NovaFrame beregner kryp etter delkrypmetoden, men på hvilken måte metoden skal modelleres i programmet er ennå ikke avklart. Kryp har stor betydning for FFB-bruer, derfor er det svært viktig i denne oppgaven å vite hvordan NovaFrame behandler kryp. I første verifikasjon brukes en enkel modell bestående av ett element, der håndberegninger kontrolleres opp mot resultater i programvaren. I den andre verifikasjonen tilføres ett til element, slik at det dannes byggefaser som vil gi tilnærmet lik modellering som for Dolmsundbrua. Når det dannes byggefaser krever det mer input for modelleringen av kryp, og delkrypmetoden kan verifiseres. I denne verifikasjonen blir også håndberegninger kontrollert opp mot resultater fra NovaFrame.

For begge verifikasjonene utføres det kontroll av krypdeformasjoner og av krypmoment som oppstår når systemet går fra å være statisk bestemt til statisk ubestemt. Dette er høyst aktuelt for Dolmsundbrua, som går fra å være statisk bestemt til ubestemt når hjelpesøylene tilkobles bruoverbygningen.

7.1 Kryputvikling i en utkragerbjelke med ett element

I masteroppgaven til Erik Aune, «Beregning av fritt frambyggbru - Analyse og dimensjonering av Håndvåkøyabrua i henhold til Eurocode» [22], er det utført verifikasjon av kryp i NovaFrame. Resultatet viste bedre samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame ved økt lengde på modellen og redusert kryptall. Kryp er en funksjon av belastningstid, ikke en funksjon av lengden til strukturen, som beskrevet i kapittel 4.4.1. Resultatet til Aune samsvarer dermed ikke med teorien, og den samme modellen som Aune benyttet i verifikasjonen er også valgt å bruke i denne oppgaven.

Modellen består av en utkragerbjelke med varierende lengde på fem og ti meter. Det er kun egenvekten til betongen som påføres med en densitet på 26 kN/m^3 , se Figur 7-1. Tverrsnittet er konstant over lengden med dimensjonene $b \cdot h = 300 \text{ mm} \cdot 800 \text{ mm}$.



Figur 7-1: Modell benyttet i verifikasjon av kryputvikling i utkragerbjelke med ett element.

7.1.1 Nedbøyning i enden av utkragerbjelken

I første omgang betraktes en belastningsalder, t_0 , på tre døgn. Deretter justeres denne opp, til 28 døgn, for å undersøke virkningen av belastningsalderen. Når betongen belastes oppstår det en momentan deformasjon, som kalles en korttidsdeformasjon. I denne verifikasjonen beregnes det lineært-elastisk og de teoretiske bjelkeformlene [23, p. 506] er benyttet for å regne korttidsdeformasjonen:

$$\Delta_{kortid} = \frac{gL^4}{8E(t_0)I} = \frac{\sigma}{E(t_0)}$$

Elastisitetsmodulen, $E(t_0)$, for belastningstidspunktet er beregnet ut fra EK2-1-1. Korttidsdeformasjonene for de to belastningstidspunktene som betraktes er vist i Tabell 7-1, med håndberegninger hentet fra i Vedlegg G. I verifikasjonene av kryp er sementtypen satt til fasthetsklasse R, som er rapid høyfast sement.

Lengde	5 m			10 m		
	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
Tid [t]						
3	1.197	1.197	0	19.15	19.15	0
28	1.058	1.058	0	16.93	16.93	0

Tabell 7-1: Nedbøyningen i enden av utkragerbjelken på grunn av egenvekt.

Resultatene fra analyser i NovaFrame og håndberegningene gir samsvar for korttidsdeformasjonen. Deformasjonene som oppstår på grunn av kryptet som «vekkes til liv» av den påførte lasten, er beregnet ut fra formel beskrevet tidligere, i avsnitt 4.4.1:

$$\varepsilon_{CC}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma}{E_c}$$

Som nevnt tidligere regnes det på et lineær-elastisk materiale, dermed kan tøyning ses på som forskyvning. Tangentmodulen, E_c , blir i betongkonstruksjonsboken til Sørensen [12, p. 14] beskrevet som $1.05 \cdot E_{cm}(t_0)$, og krypdeformasjonen kan dermed beregnes ut fra formel:

$$\Delta_{kryp} = \varphi(t, t_0) \cdot \Delta_{kortid} \cdot \frac{1}{1.05}$$

Nedbøyningsdeformasjonene på grunn av kryp er verifisert for flere betraktningstidspunkt. Ifølge krypteori er 75 % av kryptet oppnådd etter belastning i et år [19]. Et betraktningstidspunkt for ett år er derfor sjekket, slik at teorien kan kontrolleres opp mot resultatene. I tillegg er betraktningstidspunkt på 7 døgn, 28 døgn og 100 år studert.

Krypdeformasjonene på enden av utkragerbjelken med en belastningsalder, t_0 , på tre døgn er vist i Tabell 7-2, der håndberegningene er hentet fra Vedlegg G. Betongkvaliteten er satt til B45 med en elastisitetsmodul på 36 000 MPa. Beregning av kryptall som inngår i kapittel 7 er vist i Vedlegg F.

Lengde		5 m			10 m		
Tid [t]	Kryptall φ	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
7 d	0.495	0.564	0.567	0.5	9.027	9.077	0.5
28 d	0.848	0.967	0.972	0.5	15.465	15.551	0.6
1 år	1.645	1.875	1.885	0.5	29.999	30.166	0.6
100år	2.157	2.459	2.472	0.5	39.336	39.555	0.6

Tabell 7-2: Nedbøyning i utkragerbjelke på grunn av kryp, belastningsalder på tre døgn.

Resultatene fra analyser i NovaFrame og håndberegningene gir meget godt samsvar. Som antatt, har lengden på konstruksjonen ikke noe å si på resultatet, og verifikasjonen til Aune er ikke gyldig. I tillegg viser resultatene i tabellen at 75% av kryptet er oppnådd etter belastning i ett år og krypteorien stemmer derfor for både håndberegningene og NovaFrame.

Videre blir belastningsalderen justert opp til 28 døgn, og det verifiseres for betraktningstidspunkt på 7 døgn, 1 år og 100 år. Siden bjelkelengden ikke har påvirkning på resultatet betraktes kun utkragerbjelken på fem meter videre. Tabell 7-3 viser nedbøyningsdeformasjonene på grunn av kryp med en belastningsalder på 28 døgn, der håndberegninger er hentet fra Vedlegg G.

Lengde		5 m		
Tid [t]	Kryptall φ	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
7 d	0.384	0.387	0.440	12.1
1 år	1.067	1.075	1.223	12.1
100 år	1.418	1.429	1.625	12.1

Tabell 7-3: Nedbøyning av utkragerbjelke på grunn av kryp, belastningsalder på 28 døgn.

Med en belastningsalder på 28 døgn viser ikke resultatet like godt samsvar mellom håndberegningene og NovaFrame, som ved en belastningsalder på tre døgn. Kryptallet angis direkte i NovaFrame, og avviket kan skyldes at programmet ikke er gitt informasjon om hvilket belastningstidspunkt som er benyttet i beregningen av kryptall. En ny kontroll utføres derfor med samme kryptall i analysene, men i håndberegningene av kortidsdeformasjonen benyttes nå en belastningsalder på tre døgn, i stedet for 28 døgn. Tabell 7-4 viser resultatet og håndberegningene er vist i Vedlegg G.

Lengde		5 m		
Tid [t]	Kryptall φ	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
7 d	0.384	0.438	0.440	0.5
1 år	1.067	1.216	1.223	0.6
100 år	1.418	1.616	1.625	0.6

Tabell 7-4: Nedbøyning på grunn av kryp, med forskjellig belastningsalder ved utregning av kortidsdeformasjon og kryptall.

Sammenligning av resultatene viser meget bra samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame når det antas en belastningsalder på tre døgn istedenfor på 28 døgn for kortidsdeformasjonen. Det tyder derfor på at NovaFrame beregner kryp ut fra at betongen belastes etter tre døgn.

De utførte verifiseringene har altså påvist at lengden på konstruksjonen ikke har betydning for avviket mellom håndberegninger og NovaFrame. Det er også påvist at programvaren beregner krypdeformasjonen ut fra at betongen har et belastningstidspunkt på tre døgn, og beregner

elastisitetsdeformasjonen ut fra at betongen har en belastningsalder på 28 døgn. Den totale deformasjonen i NovaFrame beregnes derfor ut fra formel:

$$\Delta_{total} = \frac{\sigma}{E_{cm}} + \frac{\sigma}{E_c(t_0)} \cdot \varphi(t, t_0)$$

Der t_0 er tre døgn. Den totale deformasjonen i NovaFrame samsvarer dermed ikke med beregningsgrunnlaget i EK2-1-1. Etter samtale med professor T. Kanstad anses det i standarden som at kryptallet har en sammenheng med tangentmodulen, E_c , som settes lik $1.05 \cdot E_{cm}$, der E_{cm} er elastisitetsmodulen etter 28 døgn. Standarden beregner altså den totale deformasjonen ut fra formel:

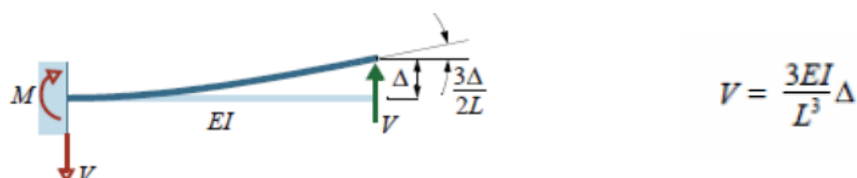
$$\Delta_{total} = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma}{1.05E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0)$$

Dette resultatet er verdt å legge merke til, men betraktes ikke ytterligere i oppgaven. Det er metoden NovaFrame beregner den totale deformasjonen med som videre er verifisert.

7.1.2 Krypmoment for utkragerbjelke med ett element

Verifikasjonen går ut på å kontrollere krypmomentet som oppstår når utkragerbjelken går fra å være et statisk bestemt til et statisk ubestemt system. Dette gjøres ved å tilføre et opplager ved enden av utkragerbjelken. Målet denne verifikasjonen er å få en bedre kontroll over krypmodelleringen av Dolmsundbrua, når hjelpesøylen tilkobles bruoverbygningen.

Det antas at opplageret blir koblet til bjelken når betongen er 3 dager gammel. Kryp «vekkes til liv» i det belastningen påføres betongen og gir en tilleggsdeformasjon i utkragerbjelken. Krypdeformasjonen for modellen vil være lik forskyvningen vist i Figur 7-2, bare motsatt rettet. Opplageret som kobles til bjelkeenden vil fastholde denne krypforskyvningen i vertikalretning, og en kryplast oppstår. Kryplasten danner da et krypmoment i bjelken. Dette vil være et tvangsmoment som virker i motsatt retning av momentet fra egenlasten.



Figur 7-2: Teoretisk bjelkeformel for en utkragerbjelke påkjent av vertikal kraft på enden [23, p. 507]

Krypmomentet finnes ved å multiplisere kryplasten med lengden til bjelken og formel i Figur 7-2 omskrives til:

$$M_k = \frac{3 E(t)I}{L^2} \cdot \Delta_{kryp}$$

Der elastisitetsmodulen, $E(t)$, tilsvarer bjelkestivheten ved betraktningstidspunktet, t . Elastisitetsmodul for et gitt tidspunkt påkjent av krypdeformasjon beregnes ut fra EK2-1-1 punkt 7.4.3(5):

$$E(t) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Som nevnt tidligere er elastisitetsmodulen, E_{cm} , etter 28 døgn satt til 36 000 MPa. Krypmomentet blir kontrollert opp mot de samme betraktningstidspunktene som er benyttet i verifikasjonen for nedbøyning. Utrekning vises i Vedlegg G og Tabell 7-5 viser resultatet.

Lengde			5 m		
Tid [t]	Kryptall φ	Δ_{kryp} [mm]	Håndberegning [kNm]	NF [kNm]	Avvik [%]
7 d	0.495	0.564	20.86	22.08	5.5
28 d	0.848	0.967	28.93	31.23	7.4
1 år	1.645	1.875	39.20	43.47	9.8
100 år	2.157	2.459	43.07	48.25	10.7

Tabell 7-5: Krypmoment ved innfestningen av utkragerbjelken når det kobles et opplager i bjelkeenden.

Resultatene fra denne verifikasjonen viser godt samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame.

Under modelleringen for denne verifikasjonen har det vist seg at kryptallet har betydning for til hvilken tid opplegget skal kobles til modellen i NovaFrame. For at det skal oppstå et korrekt krypmoment i programvaren, må det lages to byggefaser. Først en byggefase med det statisk bestemte systemet, som gir en definert spenningstilstand fra de elastiske deformasjonene som kryp da beregnes ut fra, og en byggefase som er statisk ubestemt, der kryplasten oppstår og danner tvangskrefter i modellen.

Ved modelleringen av kryp for begge disse byggefasene, benyttes krypkombinasjoner som er beskrevet nærmere i avsnitt 5.6.4. Et allerede definert lasttilfelle for egenvekten hentes opp for både krypkombinasjonen for det statisk bestemte og ubestemte systemet. Deretter tildeles krypkombinasjonene et kryptall under fanen «creep loads» og det er altså her programmet blir fortalt hvilken tid opplageret skal kobles til systemet. Kryptallet, som tildeles krypkombinasjonen som tilhører det statisk bestemte systemet, forteller hvor gammel betongen er og hvor stor krypdeformasjon som skal oppstå før opplageret tilkobles. Kryptallet, som tildeles krypkombinasjonen som tilhører det statiske ubestemte systemet, forteller programmet hvor stor deformasjon som oppstår i opplageret og bestemmer dermed størrelsen på krypmomentet.

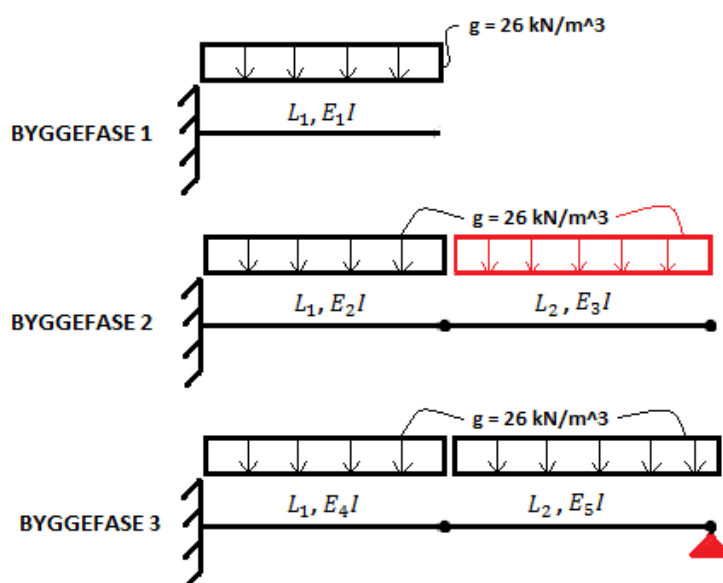
Dette vil si at om opplageret skal kobles til når konstruksjonen er tre dager gammel, må krypkombinasjonen før tilkobling tildeles et kryptall med en verdi lik null. Dette er ikke tilfellet for Dolmsundbrua, da hjelpesøylene ble tilkoblet etter at bruoverbygningen hadde stått fritt i noen dager. Deformasjoner har dermed oppstått i konstruksjonen før hjelpesøylen tilkobles, og for modelleringen av kryp for Dolmsundbrua må krypkombinasjonen før tilkobling av opplager tildeles et delkryptall ulikt null.

Denne egenskapen ved NovaFrame har betydning for krypmodelleringen av Dolmsundbrua, og for å modellere byggeprosessen så reelt som mulig ønskes det nå å undersøke modellen videre når ett til element legges til modellen.

7.2 Kryputvikling i en utkragerbjelke med to elementer

I denne verifikasjonen benyttes den samme modellen som i forrige delkapittel, på fem meter, men ett nytt element legges til. Total lengde på utkragerbjelken i ferdigtilstand blir dermed ti meter. Tillegget av det nye elementet gjøres ved å modellere byggefaser, nettopp for å undersøke effekten av kryp ved byggefaser.

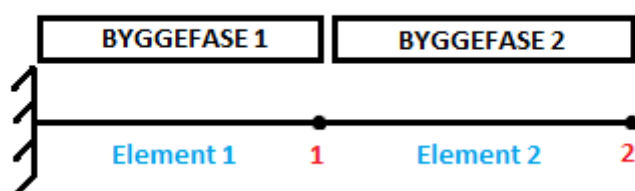
Modelleringen av kryp blir mer avansert ved bruk av delkrypmetoden. Tilsvarende som i avsnitt 7.1 utføres verifisering av nedbøyningsdeformasjoner, som nå krever to byggefaser, og verifisering av krypmomenter, som krever tre byggefaser. Figur 7-3 viser de ulike byggefase. Byggefase 1 tilsvarer her modellen brukt i verifikasjonen for ett element. Rødfargen på egenlasten i Byggefase 2 og opplageret i Byggefase 3 indikerer hva som er tilført fra forrige byggefase. Indeksene samsvarer med vedleggene som tilhører dette delkapittelet.



Figur 7-3: Byggefaser for verifisering av kryputvikling i en utkragerbjelke med to elementer.

7.2.1 Nedbøyningsdeformasjoner for utkragerbjelke med to elementer

Først undersøkes den elastiske deformasjonen som oppstår når betongens egenlast påføres systemet. I verifikasjonen for krypdeformasjoner med ett element ble det vist at NovaFrame beregner elastisk deformasjon ut fra at betongen belastes etter 28 døgn, og dette betraktes derfor videre i verifiseringen. Figur 7-4 viser nummerering av noder og elementer som videre forklaring refererer til. Nedbøyning både i Node 1 og Node 2 undersøkes.



Figur 7-4: Nummerering av noder og elementer for utkragerbjelke med to elementer.

Byggefase 1 gir de samme nedbøyningsverdiene i Node 1 som verifikasjonen utført i avsnitt 7.1.1. Det antas først at Element 2 påføres når Element 1 er syv dager gammel, siden det ved FFB-metoden normalt benyttes tre dager til herdig av betong og fire dager til forskaling av neste støpeseksjon. De elastiske deformasjonene i nodene beregnet med forenklet enhetslastmetode er vist i Tabell 7-6. Utregningene vises i Vedlegg H.

FASE	Element 1, Node 1			Element 2, Node 2		
	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]	Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
Byggefase1	1.058	1.058	0	-	-	-
Byggefase2	5.995	5.995	0	14.459	14.459	0

Tabell 7-6: Total elastisk deformasjon i nodene til utkragerbjelken med to elementer.

Resultatene fra denne verifikasjonen viser samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame.

Videre undersøkes nedbøyningsdeformasjonene som oppstår kun på grunn av kryp. I denne prosessen må kryptall beregnes for hvert enkelt element i hver byggefase. Tabell 7-7 viser kryptallene for de to aktuelle byggefasene i denne verifikasjonen, og utregninger er gitt i Vedlegg F.

	Element 1	Element 2
FASE	$\varphi(t, t_o)$	$\varphi(t, t_o)$
Byggefase 1	$\varphi(7,3) = 0.495$	-
Byggefase 2	$\varphi(14,3) = 0.668$	$\varphi(7,3) = 0.495$

Tabell 7-7: Kryptall for elementene i den gitte byggefasen.

Begge elementene har belastningsalder, t_o , på tre døgn, mens betraktningstidspunktet, t , bestemmes av alderen på betongen ved det aktuelle tidspunktet. I undersøkelsen av nedbøyningen blir det tatt utgangspunkt i at Element 2 er syv dager gammelt og Element 1 er dermed 14 dager gammelt. Som nevnt tidligere benytter NovaFrame delkryptmetoden, derfor må delkryptet beregnes ut fra følgende formel, fra avsnitt 4.4.2:

$$\Delta\varphi = \varphi_{i+1} - \varphi_i$$

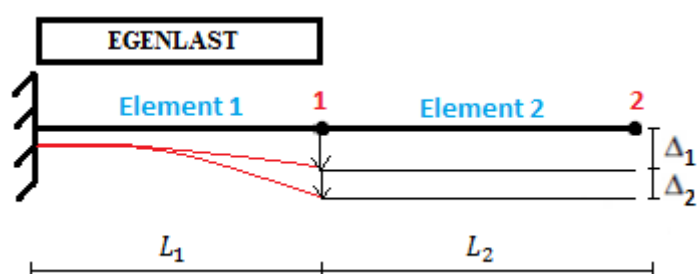
De endelige delkryptallene som angis direkte i NovaFrame er vist i Tabell 7-8, utregningen vises i Vedlegg H.

	Element 1	Element 2
FASE	$\Delta\varphi$	$\Delta\varphi$
Byggefase 1	0.495	-
Byggefase 2	0.173	0.495

Tabell 7-8: Delkryptallet til hvert enkelt element i byggefasene.

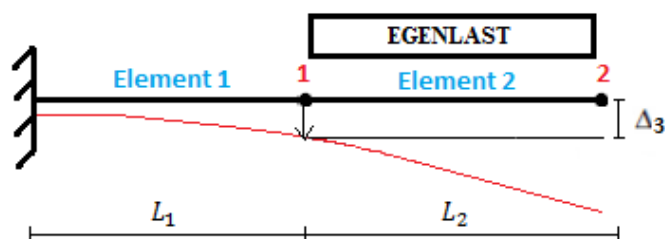
Nedbøyningen som oppstår på grunn av kryp blir kontrollert både i Node 1 og 2. Håndberegninger av krypdeformasjoner med byggefaser er en omfattende prosess. Bidrag må beregnes hver for seg og deretter summeres for å få total nedbøyning i nodene. Som nevnt tidligere vil nedbøyningene for Byggefase 1 være lik som for verifikasjonen i avsnitt 7.1.1. Videre vil påføring av Element 2 gi deformasjoner i både Node 1 og 2.

Først betraktes opptredende deformasjon i Node 1. Virkningen av Element 2 på Node 1 gir to ekstra bidrag til den allerede eksisterende deformasjonen i noden fra Byggefase 1. Summen av disse tre deformasjonene vil gi den totale krypdeformasjonen i Node 1, se Figur 7-5 og Figur 7-6 som illustrerer disse forskyvningene. Den første nedbøyningen, Δ_1 , kommer fra deformasjonen i Byggefase 1, etter syv dager, som tidligere er beregnet til 0.564 mm. Den andre nedbøyningen, Δ_2 , er videre deformasjon på grunn av egenlasten til Element 1, i tiden etter at Element 2 er påført. Altså deformasjonen som oppstår fra dag syv til dag 14. Bidraget beregnes ved at kortidsdeformasjonen, som oppstår på grunn av egenlasten til Element 1, multipliseres med delkryptallet for samme element i Byggefase 2.



Figur 7-5: Nedbøyning i Node 1 på grunn av kryp når egenlasten til Element 1 bidrar.

Det siste bidraget er nedbøyningen Δ_3 , som oppstår på grunn av egenlasten til Element 2. Her multipliseres kortidsdeformasjonen, som oppstår i Node 1 på grunn av egenlasten til Element 2, med det samme delkryptall som tidligere.



Figur 7-6: Nedbøyning i Node 1 på grunn av kryp når egenlasten til Element 2 bidrar.

Tabell 7-9 viser nedbøyningen for de tre forskjellige bidragene, som summert gir den totale nedbøyningen i Node 1 på grunn av kryp. Fullstendig beregning vises i Vedlegg H.

Nedbøyning Node 1		Element 1		Element 2		Totalt
Δ_x	Bidrag fra:	Δ_{kortid} [mm]	$\Delta\varphi$	Δ_{kortid} [mm]	$\Delta\varphi$	Δ_{kryp} [mm]
1	Byggefase 1	1.197	0.495	-	-	0.564
2	Byggefase 2	1.197	0.173	-	-	0.197
3	Byggefase 2	-	-	5.243	0.173	0.864
Total nedbøyning i Node 1						1.625

Tabell 7-9: Den totale kryptformasjonen i Node 1 delt opp i de enkelte bidrag.

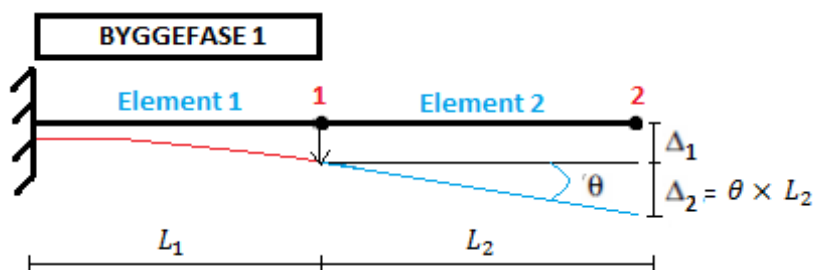
I Tabell 7-10 sammenlignes resultatene fra håndberegningen og NovaFrame for den totale nedbøyningen i Node 1 på grunn av krypt, når systemet er 14 dager gammelt. Resultatet viser svært godt samsvar mellom de to nedbøyningsverdiene.

Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
1.625	1.620	0.3

Tabell 7-10: Sammenligning av kryptdeformasjon i Node 1 når systemet er 14 dager gammelt.

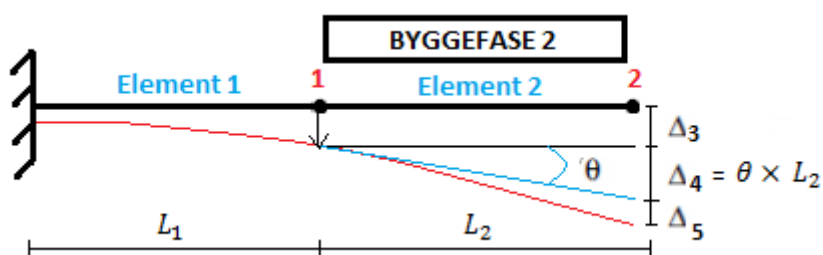
I tillegg verifiserer beregningene hvilke elastisitetsmoduler NovaFrame benytter for beregning av korttidsdeformasjonene, for de ulike elementene i Byggefase 2. Antagelsen om at Element 2 blir påført når Element 1 er syv dager gammel tyder på å være en god antagelse. Dermed er elastisitetsmodulen i utregningen av korttidsdeformasjonene for Byggefase 2, satt til 33 900 MPa for Element 1 og 31 820 MPa for Element 2. Utregning vises i Vedlegg H.

Ved beregning av kryptdeformasjonen i Node 2, er nedbøyningen et resultat av fem forskjellige bidrag. De to første bidragene kommer fra egenlasten til Element 1, som illustrert i Figur 7-7. Den ene nedbøyningen, Δ_1 , er forskyvningen som oppstår fra Element 2 tilkobles, til systemet er 14 dager gammelt, og er tidligere beregnet til 0.197 mm. I tillegg til denne forskyvningen dannes en rotasjon i Node 1, som gir det andre bidraget til nedbøyningen i Node 2. Den vertikale forskyvningen finnes ved å multiplisere rotasjonen med lengden av Element 2, se Figur 7-7.



Figur 7-7: Forskyvning i Node 2 på grunn av egenlasten til Element 1.

De tre gjenstående bidragene kommer fra egenlasten til Element 2, se Figur 7-8. Nedbøyning Δ_3 er deformasjonen som oppstår i Node 1 på grunn av egenlasten til Element 2, som tidligere er beregnet til 0.864 mm. Av denne lastvirkingen dannes det også en rotasjon i Node 1, som gir nedbøyningen, Δ_4 . Det siste bidraget, Δ_5 , er nedbøyningen som oppstår på grunn av krumning fra kryp i det ytterste elementet. Denne er tilsvarende lik som krumningen i Element 1, som tidligere er beregnet til 0.564 mm.



Figur 7-8: Forskyvning i Node 2 på grunn av egenlasten til Element 2.

For å finne krypdeformasjonen i Node 2 på grunn av rotasjonen i Node 1, beregnes først den tilhørende kryprotasjonen ved å multiplisere den lineært-elastiske rotasjonen som oppstår med delkryptallet:

$$\Delta\theta_{kryp} = \Delta\varphi \cdot \theta_{elastisk}$$

Som nevnt tidligere multipliseres denne rotasjonen med lengden til Element 2 for å finne nedbøyningen i Node 2:

$$\Delta_{kryp} = \Delta\theta_{kryp} \cdot L_2$$

Tabell 7-11 viser de forskjellige bidragene, som summert gir den totale nedbøyningen i Node 2. Den lineært-elastiske rotasjonen er beregnet ut fra bjelkeformler og ved bruk av forenklet enhetslastmetode. Alt av beregning vises i Vedlegg H.

Nedbøyning Node 2		Element 1			Element 2			Totalt
Δ_x	Bidrag fra:	Δ_{kortid} [mm]	$\theta_{elastisk}$ [x10 ⁻⁴]	$\Delta\varphi$	Δ_{kortid} [mm]	$\theta_{elastisk}$ [x10 ⁻³]	$\Delta\varphi$	Δ_{kryp} [mm]
1	Byggefase 2	1.197	-	0.173	-	-	-	0.197
2	Byggefase 2	-	3.192	0.173	-	-	-	0.276
3	Byggefase 2	-	-	-	5.243	-	0.173	0.864
4	Byggefase 2	-	-	-	-	1.798	0.173	1.555
5	Byggefase 2	-	-	-	1.197	-	0.495	0.564
Total nedbøyning i Node 2								3.456

Tabell 7-11: Krypdeformasjon for de ulike bidragene som gir total nedbøyning i Node 2 når systemet er 14 dager gammelt.

Tabell 7-12 viser sammenligningen av håndberegning og resultater fra NovaFrame for den totale nedbøyningen i Node 2 på grunn av kryp, når systemet er 14 dager gammelt.

Håndberegning [mm]	NF [mm]	Avvik [%]
3.456	3.358	2.9

Tabell 7-12: Sammenligning av håndberegning og NovaFrame for krypdeformasjon i Node 2 når systemet er 14 dager gammelt.

Resultatene utført i denne verifikasjonen viser svært godt samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame. Av den grunn antas modelleringen av kryp med byggefaser i NovaFrame som tilstrekkelig og delkrypmetoden benyttes.

7.2.2 Krypmoment for utkragerbjelken med to elementer

Neste steg er å kontrollere kryptmomentet som oppstår når Byggefase 3 aktiveres, der et opplager kobles til enden av utkragerbjelken. Deformasjonene som har oppstått i Byggefase 1 og 2 over, utgjør nullpunktet til Node 2 i denne verifikasjonen. Dette vil si at Element 1 er 14 dager gammelt, og Element 2 er syv dager gammelt når opplageret kobles utkragerbjelken.

Krypmomentet som oppstår i Byggefase 3 blir verifisert for de samme betraktningstidspunkt som tidligere, altså ved 7 dager, 28 dager, 1 år og 100 år etter at opplegget er koblet til utkragerbjelken. Kryptall for elementene både i Byggefase 1 og 2 er tidligere vist i Tabell 7-7.

For Byggefase 3 må det beregnes nye kryptall for elementene i de ulike betraktningstidspunktne, se Tabell 7-13. Det er antatt at 1 år utgjør 365 dager, og 100 år utgjør 365 000 dager. Merk at betraktningstidspunktet er etter at opplegget er koblet til utkragerbjelken, som gjør at for Element 1 og 2 må det legges til henholdsvis 14 og 7 dager, for å få korrekt betraktningstidspunkt i Byggefase 3. All utregning finnes i Vedlegg F.

		Element 1	Element 2
FASE	Tid [t]	$\varphi(t, t_o)$	$\varphi(t, t_o)$
Byggefase 3	7	$\varphi(21,3) = 0.771$	$\varphi(14,3) = 0.668$
Byggefase 3	28	$\varphi(42,3) = 0.962$	$\varphi(35,3) = 0.910$
Byggefase 3	1 år	$\varphi(379,3) = 1.656$	$\varphi(372,3) = 1.651$
Byggefase 3	100 år	$\varphi(365014,3) = 2.165$	$\varphi(365007,3) = 2.165$

Tabell 7-13 Kryptall for elementene i Byggefase 3 for de ulike betraktningstidspunktne.

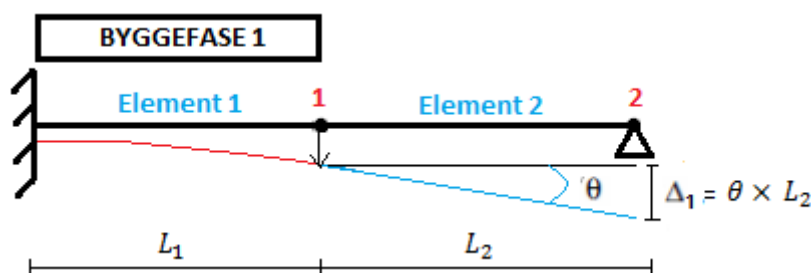
I Tabell 7-13 ser vi at Element 1 er syv dager eldre enn Element 2. Det er delkryptet som skal legges inn i NovaFrame og må derfor beregnes før modelleringen. Byggefase 1 og 2 vil ha de samme delkryptallene som beregnet i verifikasjonen for nedbøyning i avsnitt 7.2.1, Tabell 7-8.

Delkryptallet for Byggefase 1 og 2, er grunnlaget for Byggefase 3. Delkryptallene for de ulike betraktningstidspunktene for Byggefase 3 vises i Tabell 7-14, og utregning vises i Vedlegg H.

		Element 1	Element 2
FASE	Tid [t]	$\Delta\phi$	$\Delta\phi$
Byggefase 3	7 d	0.103	0.173
Byggefase 3	28 d	0.294	0.415
Byggefase 3	1 år	0.988	1.156
Byggefase 3	100 år	1.497	1.670

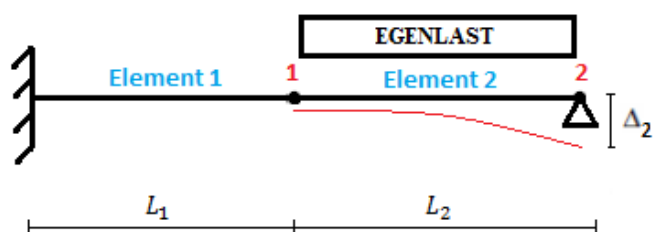
Tabell 7-14: Delkryptallene for elementene i Byggefase 3 for de ulike betraktningstidspunktne.

Håndberegning av krypmomentet for to elementer må deles opp i to bidrag. Krypmomentet som dannes i utkrageren, oppstår på grunn av krypdeformasjonen som skjer i opplageret etter at det er koblet. Det første bidraget er forskyvningen Δ_1 , som oppstår på grunn av egenlasten til Element 1 i Byggefase 1. Deformasjonen som oppstod i Byggefase 1, vil fortsette å øke siden kryp reduserer tverrsnittets E-modul, og gir dermed en mindre stiv komponent som videre vil gi større deformasjoner når alderen til betongen øker. Forskyvningen som oppstår i vertikalretning er ikke fastholdt i Node 1, og vil da ikke gi noe bidrag til forskyvningen i Node 2, i dette tilfellet. Rotasjonen som oppstår i Node 1 på grunn av deformasjonen, vil gi det første bidraget til nedbøyningen i Node 2. Dette er nærmere beskrevet i avsnitt 7.2.1, og Figur 7-9 illustrerer den vertikale forskyvningen, Δ_1 , som dannes i Node 2.



Figur 7-9: Nedbøyning i Node 2 på grunn av kryp i Byggefase 3, når egenlasten til Element 1 bidrar.

Byggefase 2 vil ikke gi noe bidrag til nedbøyningen som oppstår i Node 2, siden denne fasen nå er fastholdt av opplageret. På grunn av at Element 2 fortsatt krummes på grunn av sin egenlast, vil dette være det siste bidraget til den totale forskyvningen i Node 2, som opplegget fastholder. Altså forskyvning Δ_2 , se Figur 7-10.



Figur 7-10: Nedbøyning i Node 2 på grunn av krumning i Element 2 på grunn av kryp.

Tabell 7-15 viser de to bidragene, og summert gir det den totale nedbøyningen som opplageret fastholder, ved de ulike betraktningstidspunktene.

Nedbøyning Node 2		Element 1		Element 2		Totalt
Δ_x	Bidrag fra:	$\theta_{elastisk}$ [$\times 10^{-4}$]	$\Delta\varphi$	Δ_{kortid} [mm]	$\Delta\varphi$	Δ_{kryp} [mm]
Betraktningstidspunkt 7 dager						
1	Byggefase 3	3.192	0.103	-	-	0.164
2	Byggefase 3	-	-	1.197	0.173	0.197
Total nedbøyning i Node 2						0.362
Betraktningstidspunkt 28 dager						
1	Byggefase 3	3.192	0.294	-	-	0.469
2	Byggefase 3	-	-	1.197	0.415	0.473
Total nedbøyning i Node 2						0.942
Betraktningstidspunkt 1 år						
1	Byggefase 3	3.192	0.988	-	-	1.577
2	Byggefase 3	-	-	1.197	1.156	1.318
Total nedbøyning i Node 2						2.895
Betraktningstidspunkt 100 år						
1	Byggefase 3	3.192	1.497	-	-	2.389
2	Byggefase 3	-	-	1.197	1.670	1.904
Total nedbøyning i Node 2						4.293

Tabell 7-15: Den totale nedbøyningen i Node 2 delt opp i ulike bidrag for de forskjellige betraktningstidspunktene.

I denne beregningen er det tatt i betraktning at det kun er deformasjoner som oppstår direkte i Node 2 som er den forskyvningen opplageret fastholder, og som danner krypmomentet i utkragerbjelken. Dette på grunn av at Node 1 ikke er fastholdt mot forskyvninger, og Byggefase 2 blir stoppet opp av opplageret.

Den totale nedbøyningen i Node 2 på grunn av krypt, omgjøres deretter til et krypmoment ved bruk av forklaring i avsnitt 7.1.2. Tabell 7-16 viser resultater fra håndberegningene og sammenligning med NovaFrame. All utregning finnes i Vedlegg H.

Lengde			10 m		
Tid [t]	Δ_{kryp} [mm]	P_k [kN]	Håndberegning [kNm]	NF [kNm]	Avvik [%]
7 d	0.361	2.39	23.9	23.48	-1.8
28 d	0.942	5.45	54.5	57.13	4.6
1 år	2.893	12.07	120.7	128.5	6
100 år	4.293	15	150	157.3	4.6

Tabell 7-16: Krypmoment ved innfestningen av utkragerbjelken når det kobles et opplager i enden.

Resultatene i denne verifikasjonen viser godt samsvar mellom håndberegninger og NovaFrame, og av den grunn antas modelleringen av krypt med byggefaser i NovaFrame som tilstrekkelig.

Dette resultatet viser tydelig at NovaFrame behandler krypt med delkrypmetoden. Om NovaFrame hadde beregnet krypt med metoden for lineær superposisjon ville nedbøyningen i Node 2, i Byggefase 3, vært avhengig av flere bidrag. Ved lineær superposisjon summeres en rekke spenningsavhengige tøyninger, som ikke er avhengig av andre tøyninger, og som i dette tilfellet ville ha gitt større deformasjon i Node 2. Dette undersøkes ikke videre i oppgaven.

7.3 Oppsummering

De utførte verifiseringene har gitt en grunnleggende forståelse av hvordan NovaFrame behandler kryp. Det er påvist at NovaFrame ikke beregner den totale deformasjonen ut fra beregningsgrunnlaget gitt i EK2-1-1, men at programmet beregner med teori gitt i betongkonstruksjonsboken [12, p. 13].

Ved modellering av byggefaser har det vist seg at alle elementer som inngår i en byggefase, må inngå i en krypkombinasjon som opprettes under fanen «creep combinations», og videre tildeles alle elementene et delkryptall under fanen «creep loads». Når kombinasjonene senere blir kombinert under fanen «ordinary combinations», blir delkrypmetoden tatt i bruk. Da blir delkryptallene til hvert element i de ulike byggefaserne summert, slik at korrekt kryptall er gjeldende for de ulike elementene til ethvert betraktningstidspunkt. For Dolmsundbrua der det modelleres kryp for 83 elementer ved 63 byggefaser, vil det resultere i omtrent 1400 delkryptall, som må tildeles riktig seksjon til riktig betraktningstidspunkt, som utgjør mye jobb.

8 Verifikasjon av kryputvikling i Dolmsundbrua

Verifikasjonen går ut på å kontrollere deformasjoner og momenter som oppstår på grunn av kryp i forskjellige byggefaser for Dolmsundbrua. Det er ikke hensiktsmessig å kontrollere resultater fra Dolmsundbrua i NovaFrame med håndberegninger og fokuset ligger derfor på å undersøke om resultatene virker fornuftige. Av den grunn har kryp på grunn av egenlast og forspenning blitt modellert separat i NovaFrame.

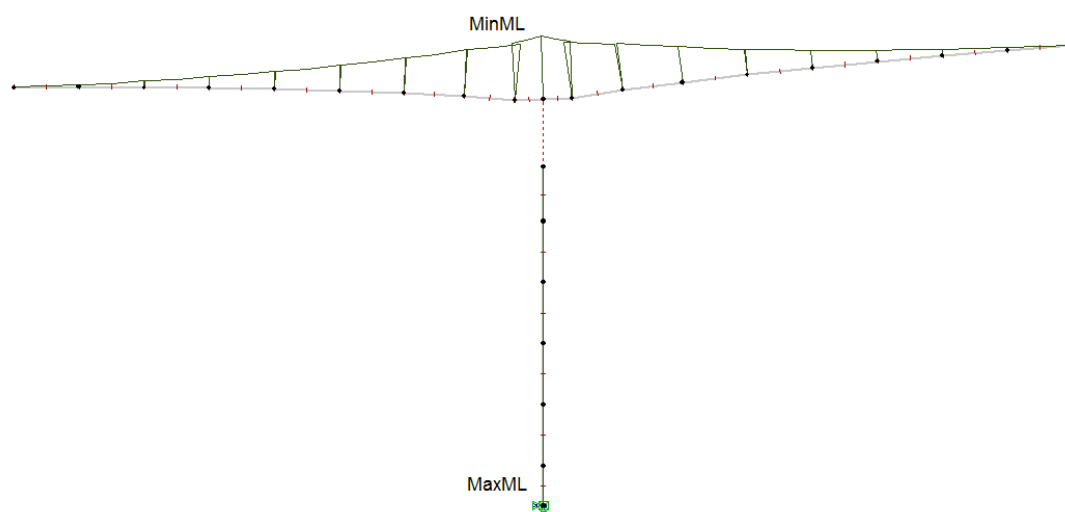
Kryp som oppstår på grunn av egenlasten blir verifisert for alle de ulike statiske systemene som inngår i utbygging av en FFB-del. Deretter verifiseres det for kryp på grunn av egenlast når Dolmsundbrua er ferdig bygd. Kryp som oppstår på grunn av forspenningen blir verifisert for byggefase der hjelpesøylen tilkobles bruoverbygningen. Deretter verifiseres momentdiagrammet for lastkombinasjonen egenlast og kryp, der det kontrollens opp mot en forenklet beregning av krypmoment etter lang tid.

8.1 Verifikasjon av kryputvikling i byggefaser på grunn av egenlast

Det statiske systemet for Dolmsundbrua endrer seg i byggeprosessen. Som nevnt tidligere går konstruksjonen fra å være et statisk bestemt til statisk ubestemt når hjelpesøylen tilkobles. De to FFB-delene for Dolmsundbrua er tilnærmet symmetriske, men støpeprosessen for seksjonene ble utført med ulikt tidsmellomrom. Kryppoppførselen for FFB-delene vil da være tilnærmet lik, bare med forskjellige verdier på deformasjoner og momenter som oppstår. På grunn av dette er det valg å kun se på FFB-delen som støpes ut fra hovedsøylen i Akse 2. I tillegg verifiseres kryp på grunn av egenlast når Dolmsundbrua står ferdigstilt.

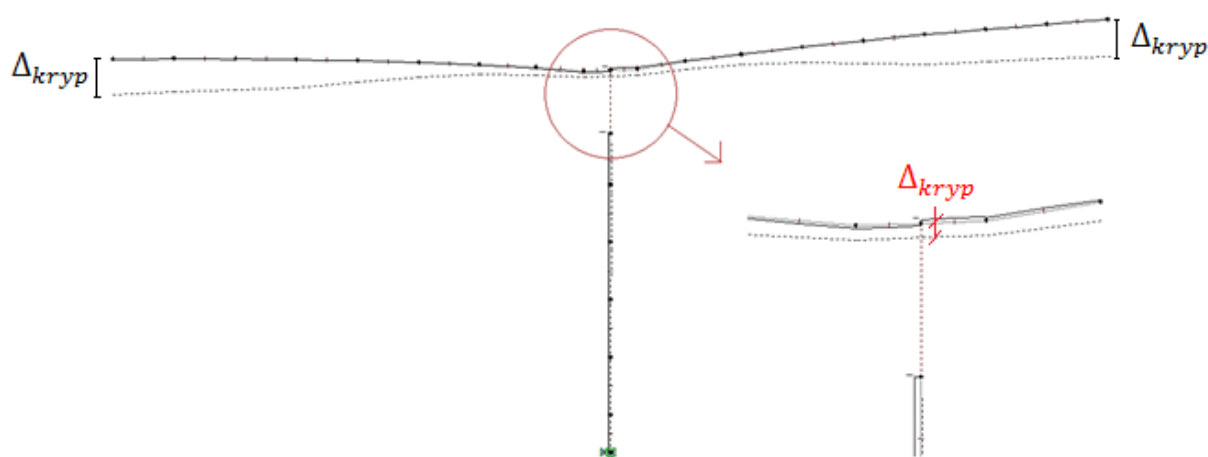
8.1.1 Kryputvikling når Dolmsundbrua er et statisk bestemt system

Dolmsundbrua er et statisk bestemt system helt frem til hjelpesøylen kobles til bruoverbygningen, i Byggefase 20. Det støpes etappevis ut fra begge sider av søylen, slik at konstruksjonen er i likevekt. Dette gir strekk på oversiden av bruoverbygningen, og Figur 8-1 viser momentdiagrammet for egenlasten før hjelpesøylen tilkobles. Alle byggefaser før Byggefase 20, vil ha et momentdiagram tilsvarende likt som i Figur 8-1, der momentet ved knutepunktet øker for hver byggefase. Momentet for bruoverbygningen blir som for en utkragerbjelke som påføres en fordelt last. Dette gjør at verifikasjonen utført i kapittel 7 kan kobles opp mot denne verifikasjonen.



Figur 8-1: Momentdiagram på grunn av egenlast før kobling av hjelpesøyle.

Når Dolmsundbrua er et statisk bestemt system vil kryp kun gi deformasjon i konstruksjonen. Figur 8-2 viser krypdeformasjonen som oppstår på grunn av egenlasten før hjelpesøylen tilkobles bruoverbygningen. Krypdeformasjonen vist i Figur 8-2 er skalert opp i NovaFrame, da deformasjonene er relative små i forhold til størrelsen på brua. Deformasjonsmønsteret, som stiplet linje, viser logiske resultater i programvaren. Bruoverbygningen deformerer seg likt som en utkragerbjelke, på hver side av søylen. I tillegg vises en synkende deformasjon i knutepunktet, som er logisk når det også beregnes kryp i søylen. Søylen er i trykk på grunn av egenlasten og kryp reduserer E-modulen til betongen som skaper volumendring, og søylen vil trekke seg sakte sammen på grunn av kryp.



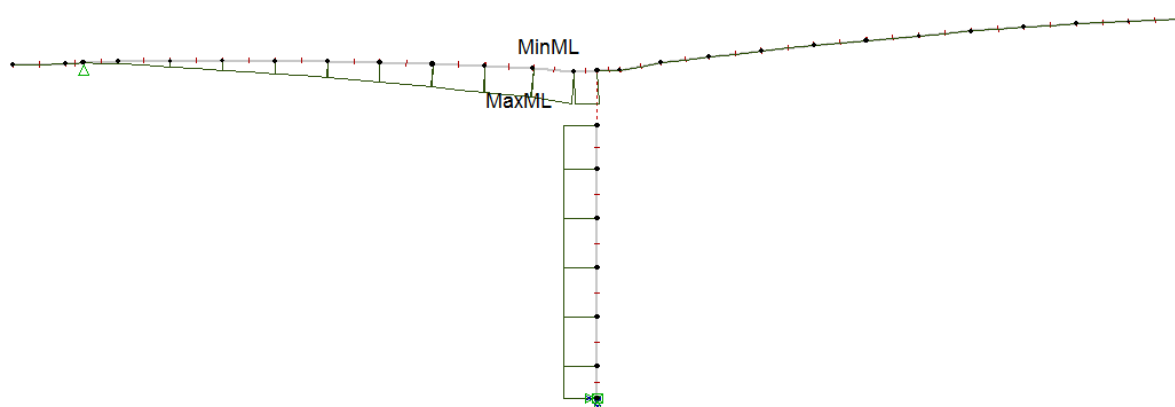
Figur 8-2: Krypdeformasjon på grunn av egenlasten før hjelpesøylen tilkobles.

8.1.2 Kryputvikling når hjelpesøylen tilkobles bruoverbygningen

I Byggefase 20 kobles hjelpesøylen til bruoverbygningen, som gjør Dolmsundbrua til et statisk ubestemt system. Kryputviklingen i denne byggefasen blir, som beskrevet tidligere, beregnet ut fra en ferdig definert spenningstilstand, som oppstår på grunn av egenlasten, i byggefasen før. Det foregående statisk bestemte systemet danner derfor et grunnlag for kryputviklingen videre for Dolmsundbrua.

Som beskrevet i avsnitt 7.1.2, vil hjelpesøylen fastholde krepdeformasjonen i vertikalretning. Krepdeformasjonen som allerede har oppstått i konstruksjonen vil være utgangspunktet for der hjelpesøylen kobles, som utgjør nullpunktet til noden hjelpesøylen kobles i. Dette er kontrollert i programvaren og korrekt modellering er utført i NovaFrame.

Kryplasten som dannes i hjelpesøylen vil lage tvangskrefter i Dolmsundbrua. Kryplasten fastholder krepdeformasjoner som oppstår direkte i noden hjelpesøylen er koblet i, som nærmere beskrevet i avsnitt 7.2.2. Altså tilsvarer kryplasten de vertikale forskyvningene som oppstår i hjelpesøylen på grunn av rotasjoner i nodene, som igjen kommer av deformasjonene i elementene før hjelpesøylen. I tillegg kommer deformasjonen som oppstår på grunn av krumning på grunn av krep, i det siste elementet som hjelpesøylen er koblet i. Figur 8-3 viser momentdiagrammet som oppstår på grunn av krep i Byggefase 20, når det kun er egenlasten som bidrar.



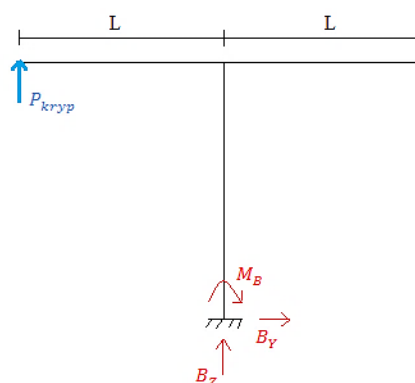
Figur 8-3: Krypmoment på grunn av egenvekten i Byggefase 20.

Her ser vi tydelig samme utforming av momentdiagrammet fra hjelpesøylen til knutepunktet, som for utkragerbjelken i kapittel 7. Kryplasten gir tvangskrefter i konstruksjonen, og momentdiagrammet kan finnes ved enkel likevektsberegning, se Figur 8-4.

$$\Sigma F_Y = 0 \text{ kN} : B_Y = 0 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_Z = 0 \text{ kN} : P_{kryp} = -B_Z$$

$$\Sigma M_B = 0 \text{ kN} : M_B = P_{kryp} \cdot L$$



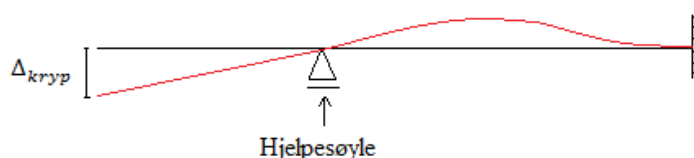
Figur 8-4: Likevektsberegning av kryplasten i Byggefase 20.

Bruoverbygningen på høyre side av søylen får ikke moment. Årsaken til dette er at utkrageren kan rotere fritt i forhold til kryplasten, siden den ikke er fastholdt i. Den tilsvarer en statisk bestemt del, og deformasjonen som oppstår her vil ikke bidra til momentdiagrammet i Figur 8-3.

Momentdiagrammet som oppstår på grunn av kryp i Byggefase 20 er logisk.

8.1.3 Kryputvikling for byggefasene mellom hjelpesøylen og landkar i Akse 1

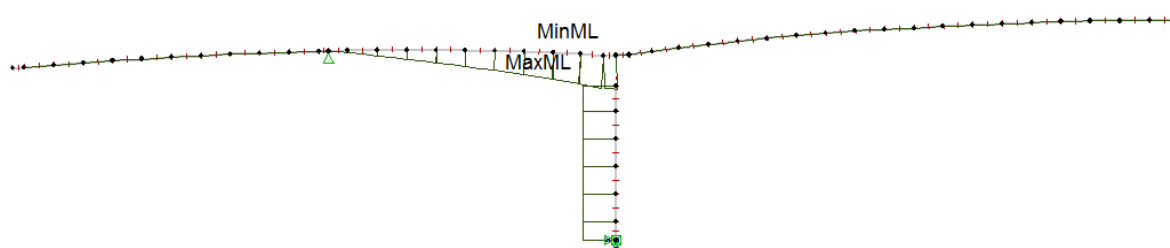
Byggefasene fra da hjelpesøylen kobles og bort til landkar i Akse 1, utgjør en forskyvelig ramme. Konstruksjonen kan bevege seg tilnærmet fritt i lengderetning, som gjør at knutepunktet mellom hovedsøyle og bruoverbygningen kan forskyve seg. På grunn av dette betraktes nå kun bruoverbygningen på venstre side av hovedsøylen, der bruoverbygningen er gjort om til en utkragerbjelke. Momentet som virker i innfestningen til utkragerbjelken, vil ved en enkel likevektsberegning i knutepunktet gi resterende momentdiagram for Dolmsundbrua. Figur 8-5 viser deformasjonsmønsteret på grunn av kryp når det kun er egenvekten som bidrar, for byggefasene etter at hjelpesøylen er tilkoblet. Denne deformasjonen vil ikke gi bidrag til tvangsmomentet, da noden kan rotere fritt i hjelpesøylen. Seksjonene som påføres etter Byggefase 20, vil kun påføre Dolmsundbrua deformasjon på grunn av kryp når det er kun egenlast som bidrar.



Figur 8-5: Deformasjonsmønster på grunn av kryp for Byggefase 21 til 29

På grunn av at elementene som var en del av det statisk bestemte systemet eldes, vil det oppstå en større kryplast i hjelpesøylen. Dette er forklart i avsnitt 7.2.2, i verifikasjonen for kryptmoment i utkragerbjelke med to elementer. Samme prinsipp gjelder for Dolmsundbrua og er nærmere beskrevet i delkapittelet ovenfor. Kryplasten fastholder kryptdeformasjonen som øker på grunn av at krypt reduserer tverrsnittets E-modul, og komponentene som betraktes blir mindre stive, som da gir større deformasjoner. Dette vil si at kryplasten i hjelpesøylen gradvis øker for hver byggefase som støpes. Dette er kontrollert i programvaren.

Figur 8-6 viser en vilkårlig byggefase etter Byggefase 20. Momentdiagrammet beholder samme form men verdien øker etter hvert som etappene støpes. Det vil ikke være kryptmoment i bruoverbygningen på venstre side av hjelpesøylen, kun deformasjon som følge av krypt. Bruoverbygningen på høyre siden av søylen betraktes fortsatt som en statisk bestemt del, og har også kun deformasjon på grunn av krypt, for disse byggefasene.

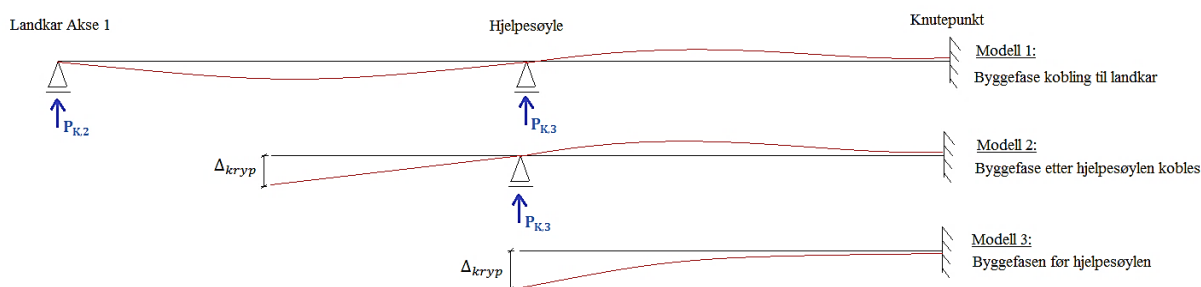


Figur 8-6: Kryptmoment på grunn av egenlasten i en vilkårlig byggefase etter Byggefase 20

Momentdiagrammene for byggefasene etter hjelpesøylen tilkobles virker logiske.

8.1.4 Kryptvikling når Dolmsundbrua er koblet til landkar i Akse 1

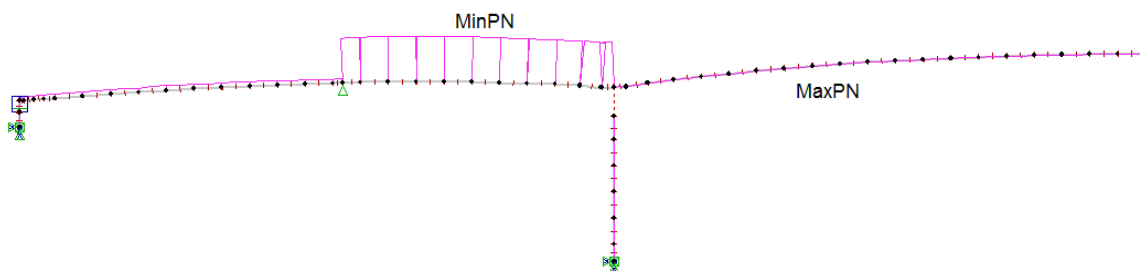
Byggefasen når FFB-utbyggingen ut fra hovedsøylen i akse 2 kobles til landkar i Akse 1, går konstruksjonen over til å være to ganger statisk ubestemt. Også her betraktes kun bruoverbygningen mellom Akse 1 og 2, fordi knutepunktet kan bevege seg fritt i horisontalretning, og likevektsberegninger i knutepunktet vil gi resterende momentdiagram i konstruksjonen. Figur 8-7 viser tre modeller som illustrer de ulike statiske systemene som opptrer under utbygging av Dolmsundbrua.



Figur 8-7 Modeller for de ulike statiske systemene i Dolmsundbrua.

Figur 8-7 illustrerer hvilke krypdeformasjoner som utgjør kryplasten som oppstår i hjelpesøylen og landkar i Akse 1. Modell 3 vil kun gi deformasjon i konstruksjonen. Modell 2 gir deformasjon i konstruksjonen og på grunn av deformasjonen i Modell 3 vil det også oppstå en kryplast i Modell 2, beskrevet i delkapittel over. I Modell 1 oppstår det to kryplaster. En kryplast i hjelpesøylen som fortsatt fastholder deformasjonen som oppstår i Modell 3 og en kryplast i landkar som fastholder deformasjonen som oppstår i Modell 2 i vertikalretning.

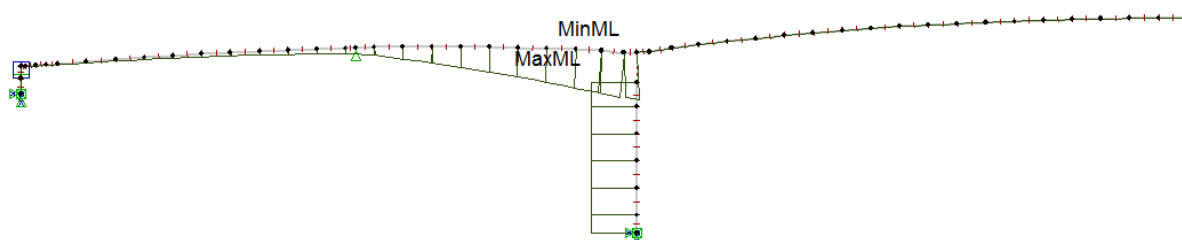
Figur 8-8 viser skjærkraftdiagrammet på grunn av kryp for byggefasen, der FFB-delen ut fra Akse 2 er koblet til landkar i Akse 1. Diagrammet viser større skjærkrefter ved hjelpesøylen som er logisk siden elementene, som danner deformasjon i Modell 3, er eldre enn resten av konstruksjonen. Derfor har det oppstått større deformasjon på grunn av kryp i dette opplageret. Skjærkraften i landkaret er ikke like stor, da elementene mellom hjelpesøylen og landkar, ikke har kommet like langt i kryputviklingen.



Figur 8-8 Skjærkraftdiagram for kryp etter kobling til landkar, med kun bidrag fra egenlasten.

Etter hvert vil skjærkreftene jevnes ut, da krypdeformasjonen i Modell 3 vil stoppe opp på grunn av at kryptet nærmer seg konstant ved en alder på 100 år, nærmere beskrevet i avsnitt 4.4.1. Deformasjonen i Modell 2 vil fortsette å deformere seg til disse elementene også nærmer seg 100 år.

På grunn av kryplasten som oppstår ved kobling til landkar, skjer det en endring i momentdiagrammet fra det vist for Byggefase 20. Tvangsmomentene som oppstår på grunn av kryp etter kobling til landkar i Akse 1, er vist i Figur 8-9.



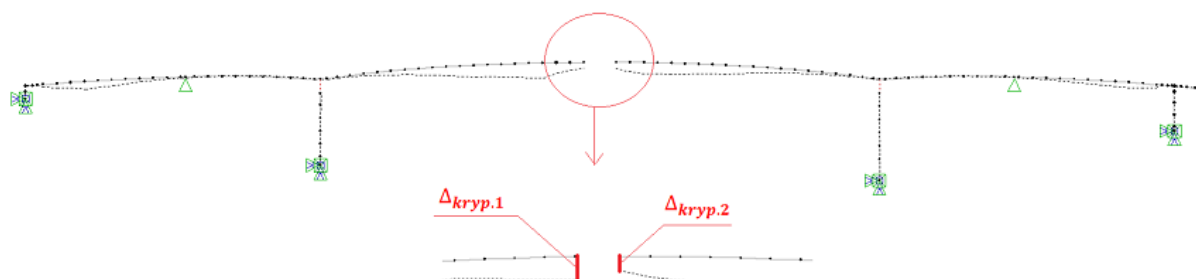
Figur 8-9: Krypmoment på grunn av egenlast etter kobling til landkar i Akse 1.

Her vises det at bruoverbygningen mellom hjelpesøylen og landkar også får tvangsmoment, på grunn av kryplasten som oppstår i landkaret. Bruoverbygningen på høyre side av søylen får fortsatt ikke noe moment, men kun deformasjon på grunn av kryp.

Som beskrevet tidligere, vil FFB-delen som støpes ut fra søyle i Akse 3 ha tilnærmet lik kryputvikling, bare med forskjellige verdier for krypdeformasjoner og krypmomenter. Dette er kontrollert i programvaren.

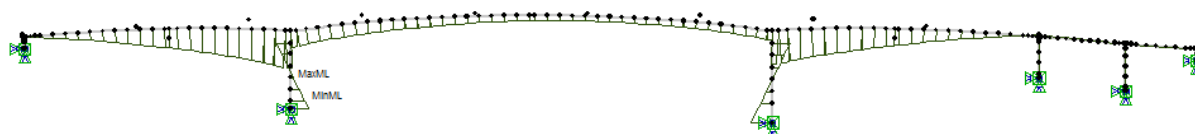
8.1.5 Kryputvikling i ferdigstilt bru

Før sammenkobling av FFB-delene i hovedspenn, vil begge de frie kragarmene ha fått deformasjon på grunn av kryp, når kun egenlasten bidrar. Figur 8-10 viser deformasjonen for FFB-delene før sammenkobling i hovedspenn. Nedbøyningen for FFB-delen støpt ut fra hovedsøyle i Akse 2 vil være større enn nedbøyningen i den andre delen. Årsaken til dette er at seksjonene i FFB-delen støpt ut fra Akse 2 er eldre enn seksjonene i den andre delen. Kryp har dermed utviklet seg over en lengre tid som resulterer i større deformasjoner. Dette er kontrollert i programvaren.



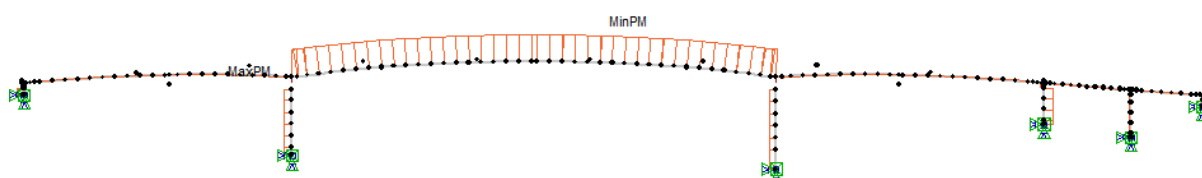
Figur 8-10: Deformasjon for FFB-delene av bruoverbygningen før sammenkobling.

I denne oppgaven er ikke justeringer av seksjonene under bygging tatt i betraktning. Under byggeprosessen av Dolmsundbrua ble det utført justeringer slik at bruoverdekningene til de to FFB-delene møttes ved ønsket posisjon i hovedspenn. På grunn av dette er det valgt å se vekk fra krypmomentet som oppstår i programvaren når FFB-delene kobles, da dette ikke er reelt i forhold til virkeligheten. I stedet for betraktes kryputviklingen når Dolmsundbrua åpnes og når brua har stått ferdig i 100 år. Figur 8-11 viser momentdiagrammet på grunn av kryp når Dolmsundbrua åpnes.



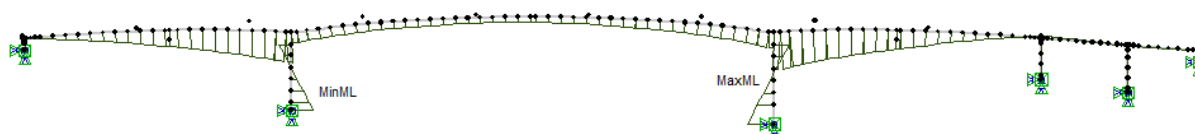
Figur 8-11: Krypmoment på grunn av egenlasten når Dolmsundbrua åpnes for trafikk.

Deformasjonen vist i Figur 8-10 vil gradvis bli større når elementene eldes. På grunn av at FFB-delene er koblet sammen, vil konstruksjonen «holde» igjen denne deformasjonen som oppstår på grunn av kryp ved hovedspennet. Dette fører til at bruoverbygningen i hovedspennet er i trykk, som vil føre til at betongen til bruoverdekningen sakte trekkes sammen mot søylene på grunn av kryp. Dette fører igjen til at søylene vil trekkes innover mot hovedspenn. Figur 8-12 viser aksialkraftdiagrammet som oppstår på grunn av kryp når brua åpnes.



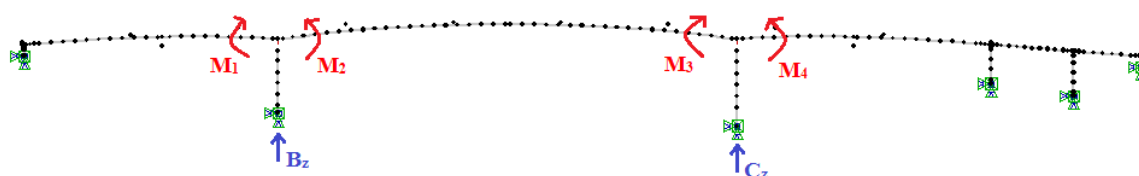
Figur 8-12: Aksialkraftdiagram for kryp når brua åpnes, kun med bidrag fra egenlast.

Moment- og aksialkraftdiagram for kryp når Dolmsundbrua åpnes er logiske. Etter hvert som tiden går, vil trykkraften i hovedspenn øke, da deformasjonen vist i Figur 8-10 blir større når elementene eldes. Momentdiagrammet for kryp etter 100 år, vil ha samme utforming som momentdiagrammet vist i Figur 8-11, bare med høyere verdier. Figur 8-13 viser momentdiagrammet for kryp på grunn av egenvekt når Dolmsundbrua har stått ferdig i 100 år.



Figur 8-13: Krypmoment etter påvirkning av egenvekt, 100 år etter åpning.

Momentdiagrammene på grunn av kryp for åpning av bru og etter 100 år, ser like ut. Tabell 8-1 viser størrelser på momenter og opplagerkrefter for disse to tilfellene, der Figur 8-14 illustrerer hvor verdiene i tabellen er hentet ut fra.



Figur 8-14: Kraftkomponenter i samsvar med Tabell 8-1.

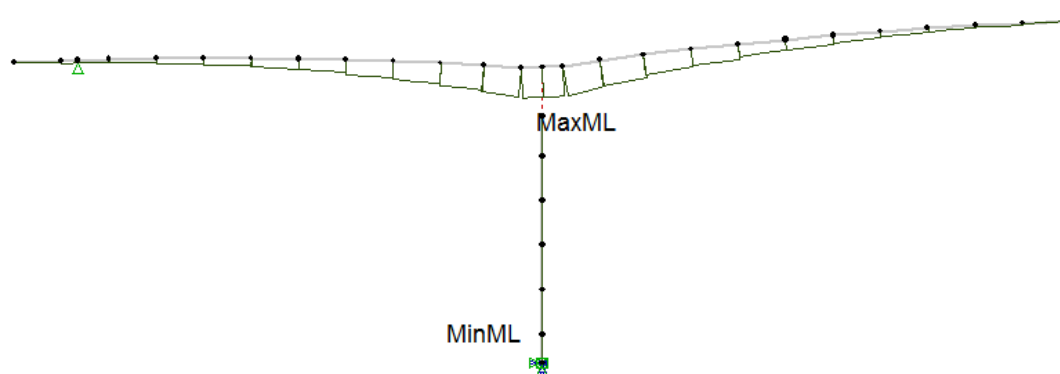
Moment og opplagerkrefter ved åpning og etter 100 år i Dolmsundbrua						
	M_1 [kNm]	M_2 [kNm]	M_3 [kNm]	M_4 [kNm]	B_z [kN]	C_z [kN]
Åpning	164 698	71 384	40 998	145 606	1863	1359
100 år	350 297	124 620	183 501	428 055	3161	4775

Tabell 8-1: Resultater av kryputvikling i Dolmsundbrua etter åpning og 100 år.

Som det kommer frem i Tabell 8-1 øker momentene, som er forventet da deformasjonen i hovedspennet øker med tiden på grunn av kryp, som gir større krefter i konstruksjonen. Med disse verifikasjonene antas det at kryp har blitt korrekt modellert med tanke på egenlasten til Dolmsundbrua.

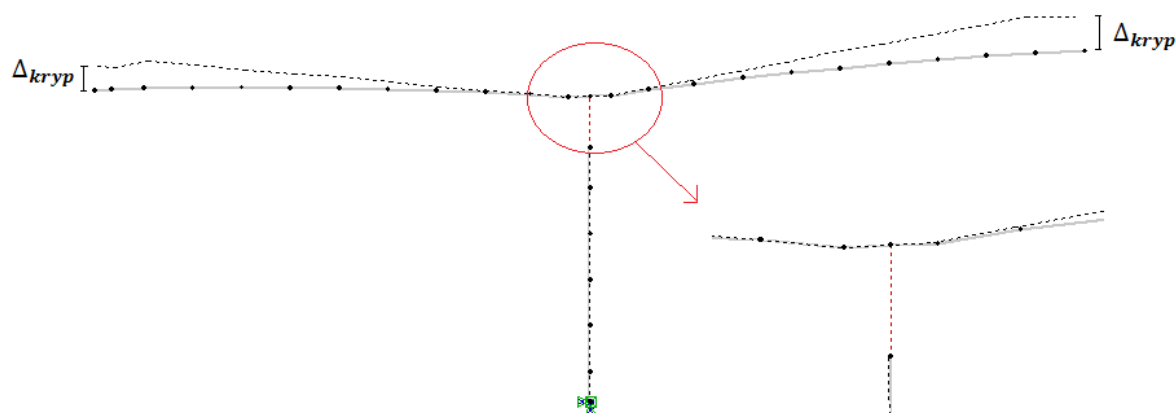
8.2 Verifikasjon av kryputvikling i Byggefase 20 på grunn av forspenning

I denne oppgaven verifiseres det kun for bidrag til krypmoment fra forspenning når hjelpesøylen tilkobles bruoverbygningen, i Byggefase 20. Forspenningen vil gi moment- og aksialbidrag i brua. Momentet vil gi tilnærmet lik oppførsel for kryputvikling på grunn av forspenning som for egenlast, bare motsatt rettet. Figur 8-15 viser momentdiagrammet for Byggefase 20 når det kun er forspenning som bidrar.



Figur 8-15: Momentdiagram på grunn av forspenning i Byggefase 20.

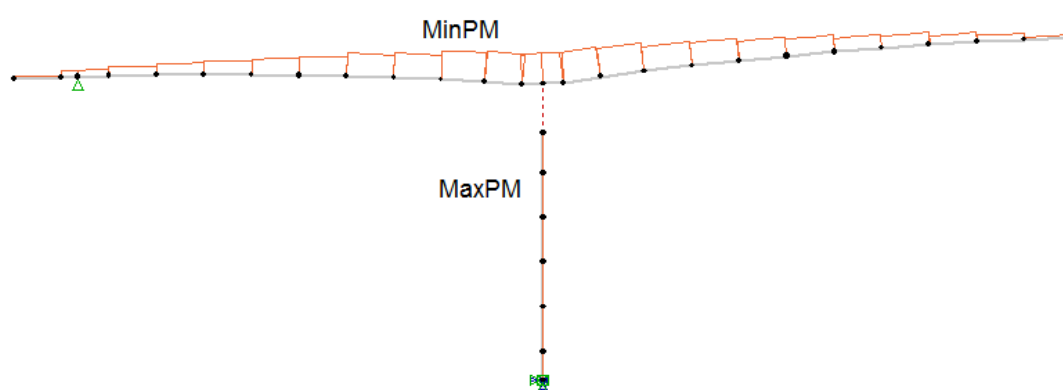
Momentdiagrammet er speilvendt sammenlignet med momentdiagrammet på grunn av egenlast i Byggefase 20, som er vist i avsnitt 8.1.1, Figur 8-1. Hjelpesøylen fastholder krypdeformasjoner som oppstår etter at hjelpesøylen er koblet til bruoverbygningen, som beskrevet i tidligere delkapittel. Forspenningen gir deformasjon som «løfter» bruoverbygningen, og krypdeformasjonen som oppstår i byggefasen før hjelpesøylen tilkobles, er vist i Figur 8-16, med stiplet linje. Deformasjonen er igjen skalert opp for å vises bedre.



Figur 8-16: Deformasjonsmønster på grunn av kryp når kun forspenning bidrar, før hjelpesøylen kobles bruoverbygningen.

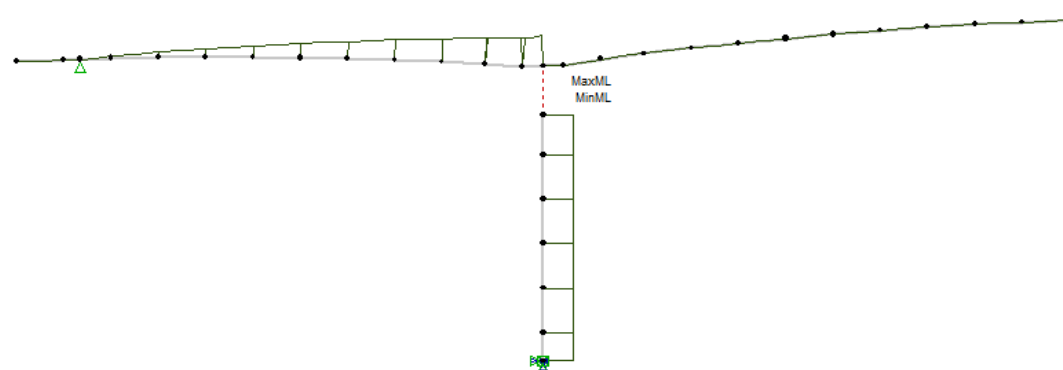
Deformasjonen som oppstår på grunn av forspenningen gir en motsatt rettet kryplast i forhold til kryplasten som oppstod på grunn av egenlast. Det vil ikke oppstå deformasjon på grunn av krep i hovedsøylen når det kun er forspenning som bidrar fordi forspenningen kun ligger i bruoverbygningen. Dette vises også i Figur 8-16.

Aksialkraftdiagrammet på grunn av forspenning i Byggefase 20, er vist i Figur 8-17. Som beskrevet tidligere, er Dolmsundbrua en relativt forskyvelig konstruksjon da hjelpesøylene og landkarene kan bevege seg i lengderetningen. Dette gjør at aksialkraften som oppstår på grunn av forspenningen kun vil påvirke krepdeformasjonen, ikke momentbidraget.



Figur 8-17: Aksialkraftdiagram på grunn av forspenning i Byggefase 20.

Aksialkraften fra forspenningen vil presse bruoverbygningen mot søylen på begge sider på grunn av krepet. Dette er kontrollert i programvaren og deformasjonene virker logiske. Figur 8-18 viser momentdiagrammet på grunn av krep når det kun er forspenning som bidrar, i Byggefase 20.



Figur 8-18: Krypmoment på grunn av forspenningen i Byggefase 20.

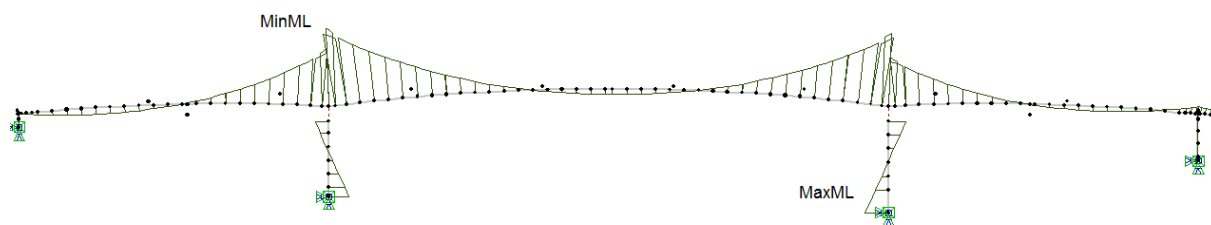
Her vises det samme momentdiagrammet som vist og beskrevet i avsnitt 8.1.2, bare motsatt. Krypmomentet oppstår av kryplasten som dannes når krypforskyvningen blir fastholdt av hjelpesøylen. Ved påført kryplast får ikke bruoverdekningen på høyre side av søylen moment, da den er fri til å rotere. Det vil gi deformasjon i både vertikal- og i lengderetning på grunn av kryp for denne delen når det kun ses på forspenning.

Kryputviklingen i Dolmsundbrua på grunn av forspenningen virker logisk siden påvirkningene gir motsatt rettede momentdiagram i forhold til egenlasten. Det er også kontrollert at nodene forflytter seg i positivt Z-retning, og at de trekkes innover mot søylen på grunn av aksialbidraget.

Med denne verifikasjonen antas det at kryp er modellert korrekt med tanke på forspenning til Dolmsundbrua.

8.3 Verifikasjon av en lastkombinasjon med kryp

Det blir her verifisert en lastkombinasjon med *Egenvekt + kryp 100 år*. Resultater gitt i lastkombinasjonen fra NovaFrame blir kontrollert opp mot en enkel håndberegning. Figur 8-19 viser momentdiagrammet for lastkombinasjonen hentet ut fra NovaFrame.



Figur 8-19: Lastkombinasjon av Egenvekt + kryp etter 100 år.

Formelen som benyttes for håndberegningen er utledet i [24], og er som følger:

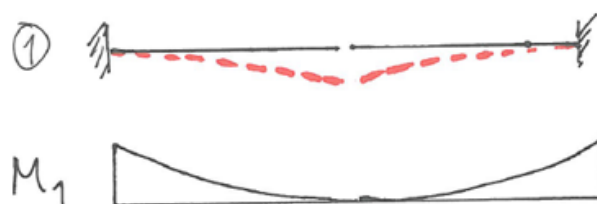
$$M_{res} = M_I \cdot \frac{1}{1 + \varphi} + M_{II} \cdot \frac{\varphi}{1 + \varphi}$$

Momenter som kontrolleres i denne verifikasjonen er momenter som opptrer i hovedspennet. I denne oppgaven fokuseres det på momentene som opptrer ved søylene, altså momentet til høyre for hovedsøylen i Akse 2, Element 128, og til venstre for hovedsøylen i Akse 3, Element 168. Det er ønskelig å finne momentdiagrammet etter 100 år. Kryptallet som tilsvarer 100 år, vil være forskjellig for alle seksjonene i Dolmsundbrua. Kryptallet som benyttes i utregningen er det som tilsvarer de betraktede elementene, som er beregnet ut fra regneark i Microsoft Excel:

$$\varphi(100\text{år}, 3)_{El.nr\ 128} = 1.9247$$

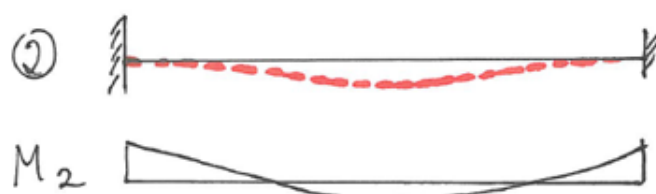
$$\varphi(100\text{år}, 3)_{El.nr\ 168} = 1.9353$$

M_I representerer i denne oppgaven momentdiagrammet som oppstår rett før sammenkobling i hovedspenn, som vist i Figur 8-20. Det har allerede oppstått krepdeformasjon, så denne tar hensyn til byggefasene. I NovaFrame tilsvare dette lastkombinasjonene av egenlasten før sammenkobling i hovedspennet.



Figur 8-20: Momentdiagrammet som tar hensyn til byggefasene [18].

M_{II} representerer momentdiagrammet som oppstår når all egenlast påføres samtidig på den ferdigstilte konstruksjonen, som vist i Figur 8-21, som vil gi momentdiagrammet etter lang tid. Denne tar ikke hensyn til byggefasene. Her må det dannes en ny analyse i NovaFrame der all last påføres likt. M_I vil på grunn av krep med tiden omforme seg til momentdiagram M_{II} .



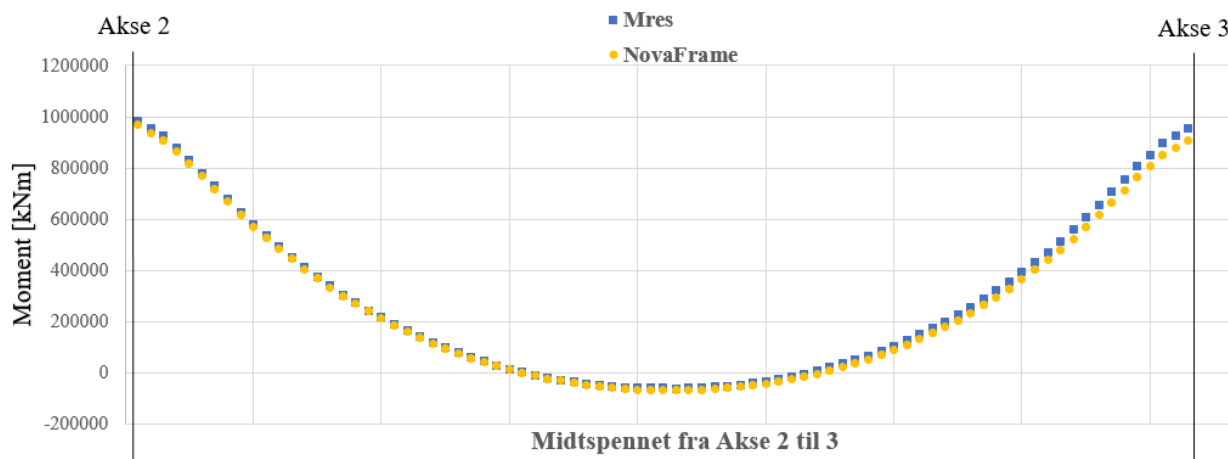
Figur 8-21: Momentdiagrammet etter lang tid, tar ikke hensyn til byggefaser [18].

Summen av disse gir M_{res} som er momentdiagrammet som skal samsvare med momentdiagrammene for Egenvekt + krep 100 år fra NovaFrame. Tabell 8-2 viser resultatet av verifikasjonen for de to elementene ved søylene.

Element	Kryptall $\varphi(t, t_o)$	M_I [kNm]	M_{II} [kNm]	M_{res} [kNm]	NF [kNm]	Avvik	Avvik [%]
128	1.9247	-1 078 690	-934 426	-983 752	-967 067	-16 685	1.7
168	1.9353	-1 078 368	-893 871	-956 725	-908 150	-48 575	5.3

Tabell 8-2: Kontroll av lastkombinasjonen Egenvekt + Krep etter 100 år.

Figur 8-22 viser sammenligning av plott for lastkombinasjonen *Egenvekt + Kryp 100 år*, og beregnet momentdiagrammet, M_{res} , for alle elementene i hovedspennet. Utregning av M_{res} for alle elementene finnes i Vedlegg I. De store avvikene som kommer frem i vedlegget skyldes at det opptrer små momenter, som da gir stort avvik. Som beskrevet over blir kryptallet hentet ut fra regnearket i Microsoft Excel, der rett kryptall tildeles elementene som betraktes.



Figur 8-22: Plotting av momentdiagram etter 100 år, NovaFrame og beregnet M_{res} .

Ut fra Tabell 8-2 og Figur 8-22 kan det konkluderes med at kryptmodelleringen har blitt utført korrekt, og at NovaFrame behandler kryp på en tilfredsstillende måte.

9 Bruddgrensetilstand

I Bruddgrensetilstand (ULS) kontrolleres konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd, der kapasiteten beregnes etter materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [12]. De dimensjonerende påkjenningene bestemmes ved statiske analyser i NovaFrame, med påførte laster, beregnet med lastfaktorer beskrevet i kapittel 4.8, på aktuell konstruksjon til aktuelt tidspunkt.

Brua må kontrolleres ved flere tidspunkt siden påkjenningen på brua vil endres over tid, og momentene endres når det statiske systemet endres underveis i utbygningen. Brua vil bli kontrollert i bruddgrensetilstand ved følgende tidspunkt:

- Like før sammenkobling i hovedspenn
- Etter 100 år

Kontroll av brudd like før sammenkobling i hovedspenn gjøres for å kontrollere brua under bygging, og ved dette tidspunktet vil momentet over søylene være størst. Like før sammenkobling av hovedspenn vil brua være støpt til landkarene og hjelpesøylene fjernet. Alle spennkabler utenom undergurtskablene i hovedspenn er spent opp.

Det er også nødvendig å kontrollere brua i ferdigtilstand, og ved 100 år vil langtidsdeformasjonene være ferdig utviklet. Lastene som virker ved de ulike tidspunktene er gitt i Tabell 9-1.

	Under utbygning	Ferdigtilstand
Egenlast	X	X
Vognvekt	X	
Oppspenning	X	X
Kryp, svinn og relaksasjon	X	X
Fjerning av vogner som er benyttet til støp av koblingsseksjoner		X
Superegenvekt		X
Spennarmering i undergurt, hovedspenn		X
Temperatur		X
Trafikklast		X
Vindlast		X

Tabell 9-1: Laster som inngår i de betraktede tidspunktene

Det er i hovedsak FFB-konstruksjonen mellom Akse 1 og Akse 4 som er av interesse og som blir kontrollert.

9.1 Lastvirkningsdiagrammer fra NovaFrame

Dimensjonerende momentdiagrammer hentes ut i fra analysemodellen i NovaFrame. Lastkombinasjonene benyttet i analysene er tidligere presentert i kapittel 4.8.1, Tabell 4-7. Som regel benyttes kun tvangskrefter fra spennkraft når man dimensjonerer i bruddgrensetilstand, da primærmomentet fra forspenningen vil motvirke ytre belastning og det er ønskelig å finne maksimalt opptredende moment i brua. Dermed er modellen analysert med og uten primærmoment.

Som forklart i kapittel 5.8 er de ulike lastkombinasjonene lagt inn i NovaFrame slik at programmet selv velger dimensjonerende tilfelle. Under *Combination Tracker* i NovaFrame kan man lese hvilken lastkombinasjon som er dimensjonerende, og man får en oversikt over bidrag fra de ulike lasttilfellene og lastfaktorer som er brukt. Dermed er dette en god kontroll for å se at lastkombinasjonene er lagt inn rett, og at lastene bidrar på antatt måte. Vedlegg J viser lastbidragene i dimensjonerende lastkombinasjon for konstruksjonen etter 100 år med full oppspenning.

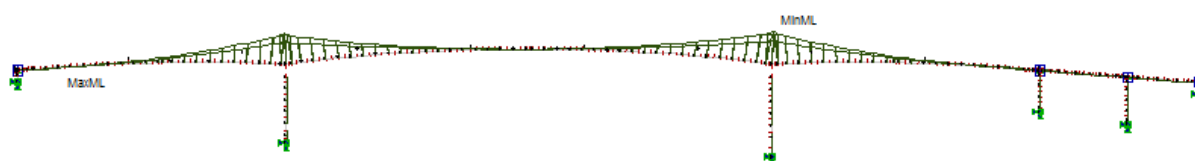
9.1.1 Bruddgrensetilstand, kun tvangsmoment

Analyse av brua i bruddgrensetilstand der alle laster utenom primærmoment fra forspenningen er betraktet vil gi maksimalt opptredende moment. For begge betraktningstidspunktene er maksimalt opptredende moment i bruoverbygningen i Akse 3, mellom Element 168 og 169.

Før sammenkobling:

Akse 3: $M = -1\,556\,561\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb.: (6.10a)



Figur 9-1: Største moment i brua før sammenkobling, kun tvangskrefter

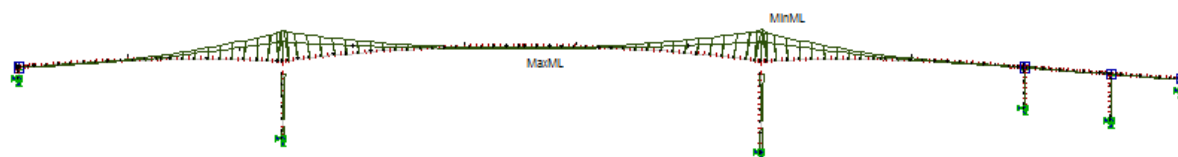
Etter 100 år:

Akse 3: $M = -1\,867\,599\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb.: (6.10a) – med trafikk

Midt hovedspenn: $M = 135\,191\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb.: (6.10b) – trafikk dominerende



Figur 9-2: Største moment i brua etter 100 år, kun tvangskrefter

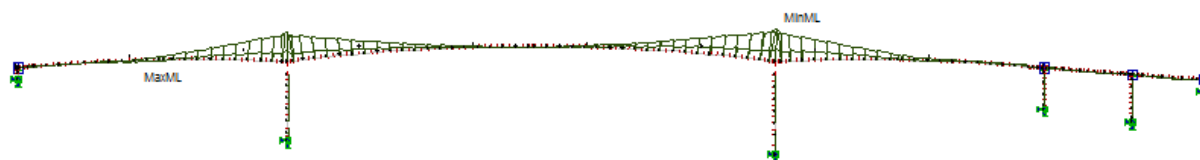
9.1.2 Bruddgrensetilstand, full oppspenning

For begge betraktningstidspunktene er også, ved full oppspenning, maksimalt opptrædende moment over søyle i Akse 3, mellom element 168 og 169.

Før sammenkobling:

Største moment: $M = -882\,763\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb: (6.10a)



Figur 9-3: Største moment i brua før sammenkobling, full oppspenning

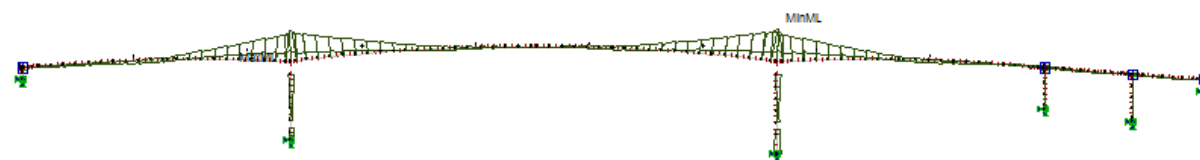
Etter 100 år:

Største moment: $M = -1\,193\,160\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb: (6.10a) – med trafikk

Midt hovedspenn: $M = 50\,725\text{ kNm}$

Dim. Lastkomb: (6.10b) – trafikk dominerende



Figur 9-4: Største moment i brua etter 100 år, full oppspenning

9.1.3 Verifikasjon av momenter

Differansen på momentene ved kun bidrag fra spennarmeringens tvangsmoment og ved full oppspenning skal etter teorien presentert i kapittel 6.3.2 tilsvare primærmomentet. Primærmomentet blir hentet fra NovaFrame ved spennkraft i snittet multiplisert med eksentrisiteten til spennarmeringen. Differansen på momentene før sammenkobling i hovedspenn er:

$$\Delta M = 1\,556\,561 \text{ kNm} - 882\,762 \text{ kNm} = 673\,799 \text{ kNm}$$

Kraft fra forspenning hentes som aksialkraft i snittet over søyle i Akse 3:

$$P = 149\,286 \text{ kN}$$

Eksentrisiteten mellom spennarmering og tyngdepunktet i tverrsnitt er regnet på samme måte som i kapittel 6.3.2. All spennarmering antas å ligge 175 mm under overgurt:

$$e = H - COG_y - 175 = 10000 - 5119.7 - 175 = 4705.3 \text{ mm}$$

Dette gir primærmoment:

$$M_{primær} = P \cdot e = 149\,285.6 \text{ kN} \cdot 4.7053 \text{ m} = 702\,433.5 \text{ kNm}$$

Dette gir et avvik på 4 %, og verifikasjonen viser at momentene med full forspenning er i rett størrelsesorden i forhold til momentene kun med tvangskrefter.

9.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten er beregnet for alle snitt av bruoverbygningen mellom Akse 1 og 4. Forspenningskraften blir betraktet som indre motstand, som er vanlig når spennarmeringen ligger i strekksonen [12, p. 277]. Beregninger er gjort i henhold til formler i «Betongkonstruksjoner» [12]. Momentkapasiteten til bruoverbygningen er beregnet både for strekk i overkant og i underkant, se elektronisk vedlegg. Kontroll utføres for snittet midt i hovedspenn og snittet over Akse 2 eller 3, avhengig av hvilket som påføres det største opptredende momentet.

For alle snitt beregnes det balanserte spennarmeringstverrsnittet, som gir flytning i spennstålet samtidig som betongen når trykkbruddtøyningen. Dette gjøres for å bestemme om betraktet snitt er under- eller overarmert. Det balanserte spennarmeringstverrsnittet beregnes ved aksiell likevekt av betongtrykkresultanten og kraften i spennarmeringen.

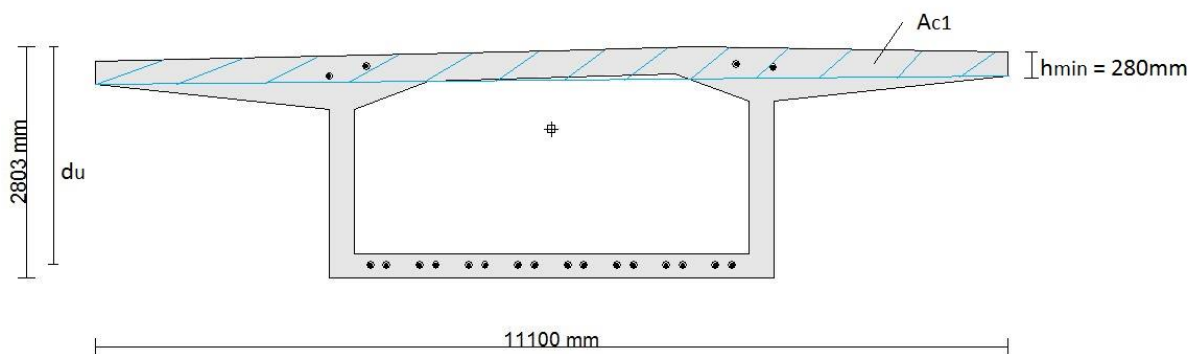
For begge tilfeller av strekk, enten i overkant eller i underkant, benyttes den samme verdien for trykksonehøydefaktoren, α_b . Detaljert utregning finnes i Vedlegg L, og det balanserte spennarmeringstverrsnittet defineres med formel:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.793$$

I alle tilfeller er grensen for når betongen når trykkbruddtøyning satt lik $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$. Videre er ε'_{p0} den effektive tøyingsdifferansen eller forhåndstøyningen i spennstålet. I beregningen av denne er det først benyttet en forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, se Vedlegg K. Det tidsavhengige tapet er beregnet både for snittet i midten av hovedspennet og i Akse 2, og en middelværdi av disse to er benyttet.

Ved beregninger av betongtrykksonens momentkapasitet er totalt betongareal forenklet. Avrundinger i hjørner og areal av kabelrør er neglisjert, og de utstikkende flensene regnes fullt effektivt. I tillegg er tyngdepunktet til spennarmeringen i overgurt for ett gitt snitt antatt å ligge midt i tykkelsen av overgurten, i senterlinjen til bruoverbygningen. Slakkarmering er også neglisjert.

9.2.1 Strekk i underkant



Figur 9-5: Brubjelketverrsnitt i midt av hovedspenn (Node 148)

Ved strekk i underkant av tverrsnittet settes først likevektsligningen for et balansert armert tverrsnitt opp. Bredden av toppflensen er konstant lik 11.1 m langs hele bruoverbygningen, mens tykkelsen varierer. Kraftresultanten, T_{C1} , beregnes derfor etter arealet der toppflensbredden er multiplisert med minstehøyden i bruplaten, $h_{min} = 280$ mm. Kraftresultanten, T_{C2} , tilsvarer arealet av stegbredden multiplisert med den balanserte

trykksonehøyden. Ved beregning av det balanserte spennarmeringsarealet er betongtrykkresultanten summen av T_{C1} og T_{C2} , og blir beregnet med formelen:

$$A_{p,bal} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} (b_o h_{min} + 2 \cdot 0.8 \cdot \alpha_{bal} (d_u - h_{min}) T)$$

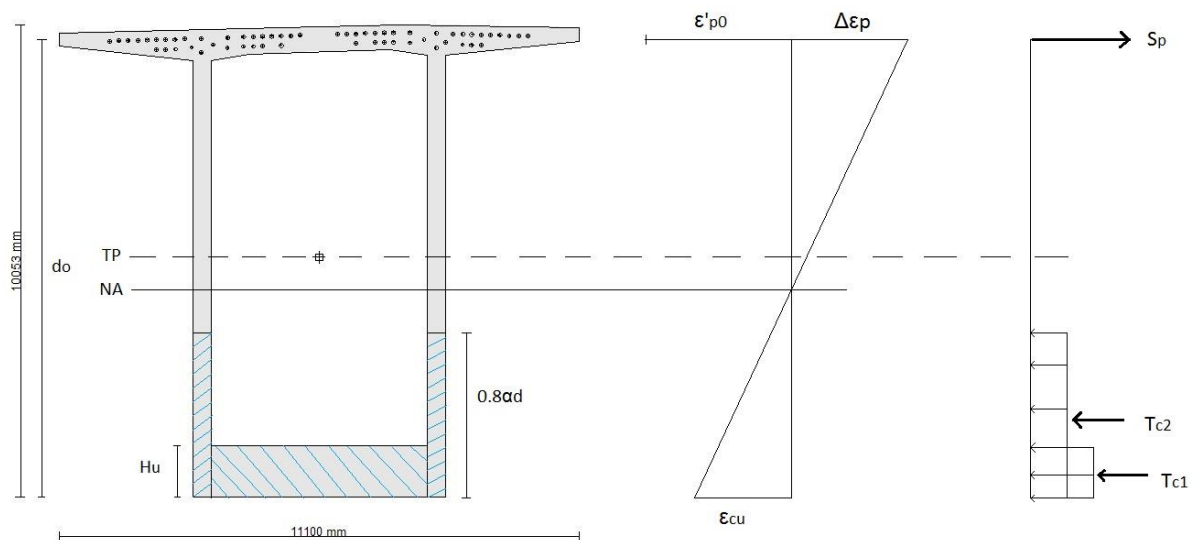
Ved strekk i underkant er alle snitt i bruoverbygningen med spennarmering i undergurt underarmerte. Dette er typisk når flenstverrsnittet er så stort at trykksonehøyden blir liten, og spennarmeringen går til brudd lenge før betongen når bruddtøyningen [12, p. 52]. Vanligvis antas derfor en konstant betongtrykkspenning bare i toppflensen, slik at trykkresultanten virker i midten av toppflenstykkelsen, og momentkapasiteten kan beregnes basert på spennarmeringen, etter formel:

$$M_{Rd} = f_{pd} A_p \left(d_u - \frac{h_{min}}{2} \right)$$

I tillegg må det ved denne antagelsen utføres en kontroll av at trykkspenningen i flensen er innenfor dimensjonerende fasthet. Betongtrykkspenningen beregnes ved momentlikevekt om spennarmeringens tyngdepunkt, med formel (4.32) i [12]:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{B_o h_p \left(d_u - \frac{h_{min}}{2} \right)}$$

9.2.2 Strekk i overkant



Figur 9-6: Brubjelketverrsnitt i Akse 3 (Node 169) med spennarmering i strekksone

Ved strekk i overkant av tverrsnittet settes også først likevektsligningen for et balansert armert tverrsnitt opp for hvert enkelt snitt, se formel under. Betongtrykkresultanten beregnes her som summen av T_{c1} , som er kraftresultanten med areal av undergurten minus stegtykkelsen, og T_{c2} , med areal tilsvarende stegbredden multiplisert med den balanserte trykksonehøyden, se Figur 9-6 for illustrasjon.

$$A_{p,bal} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} (B_u H_u + 2 \cdot 0,8 \cdot \alpha_b \cdot d_o \cdot T)$$

Spennkraftresultanten i overgurten har et areal som enten er mindre eller lik det balanserte spennarmeringstverrsnittet eller et areal som er større, som tilsvarer henholdsvis et underarmert eller overarmert tverrsnitt.

For underarmerte snitt sjekkes det videre om strekkapasiteten til spennarmeringen er mindre eller større enn betongtrykkresultanten i bare undergurten. Dersom kraften i spennarmeringen er mindre enn betongtrykkresultanten i undergurt alene, beregnes momentkapasiteten etter samme prinsipp som for underarmerte tverrsnitt ved strekk i underkant, beskrevet i tidligere delkapittel. Spennarmeringen ligger dog her i overgurten og den indre momentarmen er antatt lik d_o minus halve tykkelsen av undergurten:

$$M_{Rd,1} = S_p \left(d_o - \frac{H_u}{2} \right)$$

For snitt der strekkapasiteten er større enn trykkapasiteten til kun betongen i undergurt, ligger nøytralaksen i stegets høyde, og den virkelige trykksonehøydefaktoren, $\alpha_{\text{underarmert}}$, beregnes etter formel:

$$\alpha_{\text{underarmert}} = \frac{S_p - T_{C1}}{2 \cdot 0,8 \cdot f_{cd} \cdot d_o T}$$

Deretter beregnes hver avstand fra kraftresultantene, S_p , T_{C1} og T_{C2} , og til tyngdepunktsaksen for betongtverrsnittet. Summen av den enkelte kraft multiplisert med tilhørende arm gir den dimensjonerende momentkapasiteten til tverrsnittet, med formel:

$$M_{Rd,2} = S_p \cdot e_p + T_{C1} \cdot e_1 + T_{C2} \cdot e_2$$

Der

$$e_p = d_o - UK_{tp}$$

$$e_1 = UK_{tp} - \frac{H_u}{2}$$

$$e_2 = UK_{tp} - \frac{0,8 \cdot d_o \cdot \alpha_{\text{underarmert}}}{2}$$

For et overarmert tverrsnitt er spennarmeringsarealet større enn det balanserte. Da vil betongen nå trykkbruddtøyningen, ε_{cu} , mens spennarmeringstøyningen enda er elastisk. For å finne den virkelige trykksonehøyden beregnes trykksonehøydefaktoren, $\alpha_{\text{overarmert}}$, etter 2. grads-ligningen:

$$(2 \cdot 0,8 \cdot d_o T f_{cd}) \alpha^2 + (b_u H_u f_{cd} + (\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{p0}) E_p A_p) \alpha - (\varepsilon_{cu} \cdot E_p A_p) = 0$$

Momentkapasiteten beregnes også her som summen av kraftresultantene, S_p , T_{C1} og T_{C2} , multiplisert med eksentrisiteten fra tyngdepunktsaksen.

9.2.3 Kontroll av momentkapasitet

Bruddgrensetilstanden der alle laster utenom primærmomentet fra forspenningen er inkludert ved betraktningstidstidspunktet etter 100 år gir de største opptredende momentene, se avsnitt 9.1.1. For kontroll av momentkapasiteten sjekkes det maksimale feltmomentet og støttemomentet mot kapasiteten av tverrsnittet.

Det maksimale feltmomentet gir strekk i underkant og opptrer i midten av hovedspennet, i snittet mellom Element 147 og 148, altså Node 148. Kapasiteten for det aktuelle snittet er

beregnet som forklart i avsnitt 9.2.1, og snittet er avbildet i Figur 9-5. Som nevnt tidligere er snittet underarmert. Det er 16 spennkabler i bunnflensen og spennkablene i toppflensen er ikke tatt hensyn til i utregningen. Trykkapasiteten i betongen basert på minstehøyden i brutopplaten, T_{C1} , og spennarmeringens kapasitet i bunnflens, S_{pd} , beregnes til:

$$T_{C1} = b_o h_{min} \cdot f_{cd} = 11\,100\text{ mm} \cdot 280\text{ mm} \cdot 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 79\,254\text{ kN}$$

$$S_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 45\,600\text{ mm}^2 \cdot 1426.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 65\,030\text{ kN}$$

Videre beregnes momentkapasiteten basert på spennarmeringen, ettersom den beregnede trykksonen har større kapasitet enn spennarmeringen, med formel:

$$M_{Rd} = f_{pd} A_p \left(d_u - \frac{h_{min}}{2} \right) = 65\,030\text{ kN} \cdot \left(2.601 - \frac{0.320}{2} \right) = 158\,738\text{ kNm}$$

Analysen i NovaFrame angir det opptredende momentet i snittet til $M_{Ed} = 135\,191.1\text{ kNm}$, som er mindre enn den beregnede momentkapasiteten og tverrsnittet har derfor tilstrekkelig kapasitet i det kontrollerte tilfellet. I tillegg utføres en kontroll av at trykkspenningen i flensen er innenfor dimensjonerende fasthet. For snittet er denne på $\sigma_{cd} = 19.4\text{ N/mm}^2$ som er innenfor kravet for tillatt betongtrykkspenning på $f_{cd} = 25.5\text{ N/mm}^2$.

Det maksimale støttemomentet gir strekk i overkant og opptrer i Akse 3, mellom Element 168 og 169. Kapasiteten for det aktuelle snittet er beregnet som forklart i avsnitt 9.2.2, og snittet er avbildet i figur 9-6. Det balanserte tverrsnittsarealet er beregnet for snittet og med 58 spennkabler med totalt areal på $A_p = 158\,100\text{ mm}^2$ beregnes snittet som underarmert. Den dimensjonerende spennkraften er:

$$S_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 158\,100\text{ mm}^2 \cdot 1426 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 225\,465\text{ kN}$$

For å beregne betongtrykkraften fordeles arealet som illustrert i Figur 9-5, der arealet av T_{C1} er bunnplaten minus stegtykkelsen og arealet av T_{C2} er stegtykkelsen multiplisert med trykksonenhøyden. Trykksonenhøyden beregnes fra aksiell likevekt av tverrsnittet mellom spennkraften og betongtrykkresultantene.

$$T_{C1} = (5400 - 1000)\text{ mm} \cdot 1100\text{ mm} \cdot 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 123\,420.0\text{ kN}$$

$$T_{C2} = S_{pd} - T_{C1} = 102\,044.8\text{ kN}$$

$$\alpha_{\text{underarmert}} = \frac{102\,044.8 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.8 \cdot 25.5 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 (9735 \cdot 500) \text{ mm}^2} = 0.514$$

$$\alpha_{\text{underarmert}} \cdot d = 0.514 \cdot 9735 \text{ mm} = 5002 \text{ mm}$$

Spennstålet flyter dersom totaltøyningen av spennarmeringen, ε_p , er større enn

$$\frac{f_{pd}}{E_p} = 7.713 \cdot 10^{-3}$$

Totaltøyning i spennarmeringen ved brudd, ε_p , regnes som summen av fellestøyningen i betong og spennarmeringen, $\Delta\varepsilon_p$, og den effektive tøyningdifferansen, ε'_{p0} , som er beregnet i Vedlegg L.

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = \frac{1 - 0.514}{0.514} \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} = 3.312 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon'_{p0} + \Delta\varepsilon_p = (3.312 + 6.402) \cdot 10^{-3} = 9.714 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{ud} = 10 \cdot 10^{-3}$$

Spennstålet flyter og er innenfor grensetøyningen, ε_{ud} , etter EK2-1-1 punkt NA.3.3.6.

Momentkapasiteten beregnes deretter som summen av kraftresultantene, S_p , T_{C1} og T_{C2} , multiplisert med eksentrisiteten fra tyngdepunktsaksen, med formel:

$$M_{Rd} = S_p \cdot e_p + T_{C1} \cdot e_1 + T_{C2} \cdot e_2 = 1\,922\,840 \text{ kNm}$$

Der

$$S_p \cdot e_p = 225\,465 \text{ kN} \cdot 4.488 \text{ m} = 1\,011\,887 \text{ kNm}$$

$$T_{C1} \cdot e_1 = 123\,420 \text{ kN} \cdot 4.697 \text{ m} = 579\,704 \text{ kNm}$$

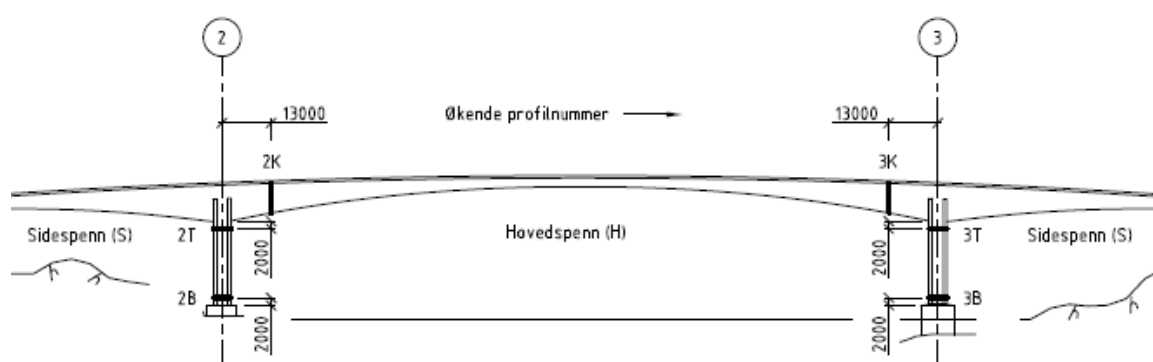
$$T_{C2} \cdot e_2 = 102\,045 \text{ kN} \cdot 3.246 \text{ m} = 331\,238 \text{ kNm}$$

Absoluttverdien på det opptredende momentet i snittet fra analysen i NovaFrame er $M_{Ed} = 1\,867\,599.1 \text{ kNm}$. Også i dette snittet er kapasiteten beregnet til å være større enn det opptredende momentet, og kapasiteten beregnes som tilstrekkelig.

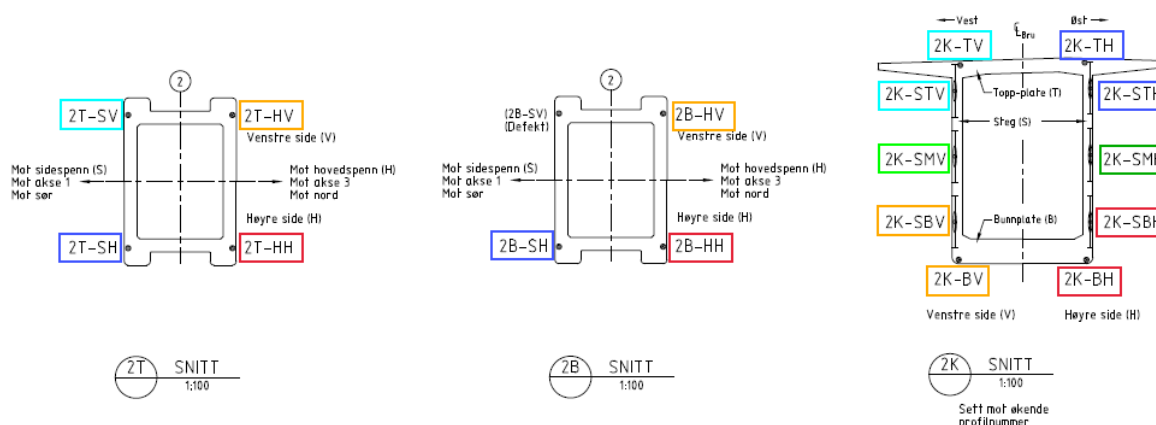
10 Verifikasjon av tøyninger

10.1 Tøyningsmålere

Brua er instrumentert med tøyningsmålere i hovedsøylene og i bruoverbygningen. Hovedsøylene har vertikale tøyningsmålere i topp og i bunn. Bruoverbygningen er instrumentert med horisontale og vertikale tøyningsmålere i snitt 13 meter inn fra hovedsøylene mot hovedspenn. Tverrsnittene som er instrumentert med tøyningsmålere er vist i Figur 10-1 og plasseringen av målerne er vist i Figur 10-2, begge hentet fra tegning K471 fra SVV. Instrumentenes plassering ved Akse 3 er tilsvarende som for Akse 2, og vises i Vedlegg N.



Figur 10-1: Tverrsnitt instrumentert med tøyningsmålere i Dolmsundbrua



Figur 10-2: Plassering av tøyningsmålere i de instrumenterte tverrsnittene i Akse 2

Forskjell i tøyninger på søylesiden mot sidespenn og siden mot hovedspenn vil tilsvare momenter i søylene. Et gjennomsnitt av disse vil vise aksialkreftene. De vertikale tøyningsmålere i bruoverbygningen vil vise skjærkrefter i stegene, mens tøyningdifferansen til horisontale tøyningsmålere i bruoverbygningen vil gi moment i bruoverbygningen. Det er valgt å fokusere på tøyningsmålere i søylene i denne oppgaven. Resultater fra de horisontale tøyningsmålere i bruoverbygningen er også kontrollert.

10.2 Resultater fra tøyningmålinger

Tøyningmålerne gir tøyninger i tusendels promille, og tøyninger er registrert daglig under utbyggelsen av brua. Plott av tøyninger i de ulike snittene er presentert i Vedlegg O. I grafen over tøyninger i søylene er det brukt en gjennomsnittsverdi av tøyningene fra de to instrumentene mot hovedspenn, og gjennomsnittsverdien av tøyningene fra de to instrumentene mot sidespenn, samt gjennomsnittet av disse verdiene igjen. For snittet i topp av søyle i Akse 2 er dermed 2T-H gjennomsnitt av 2T-HH og 2T-HV, og 2T-S er gjennomsnitt av 2T-SH og 2T-SV. Videre er 2T beregnet som gjennomsnitt av 2T-H og 2T-S, og vil representere aksialkraft. Dermed kan man i plottet se momenter i søylene ut fra differanse i 2T-H og 2T-S. I dette kapitlet blir tøyningsskemaene i de ulike snittene analysert opp mot informasjonen av utbyggelsen av brua, gitt i oversikten «Støpedatoer – ferdig utført etappe/element» i Vedlegg B.

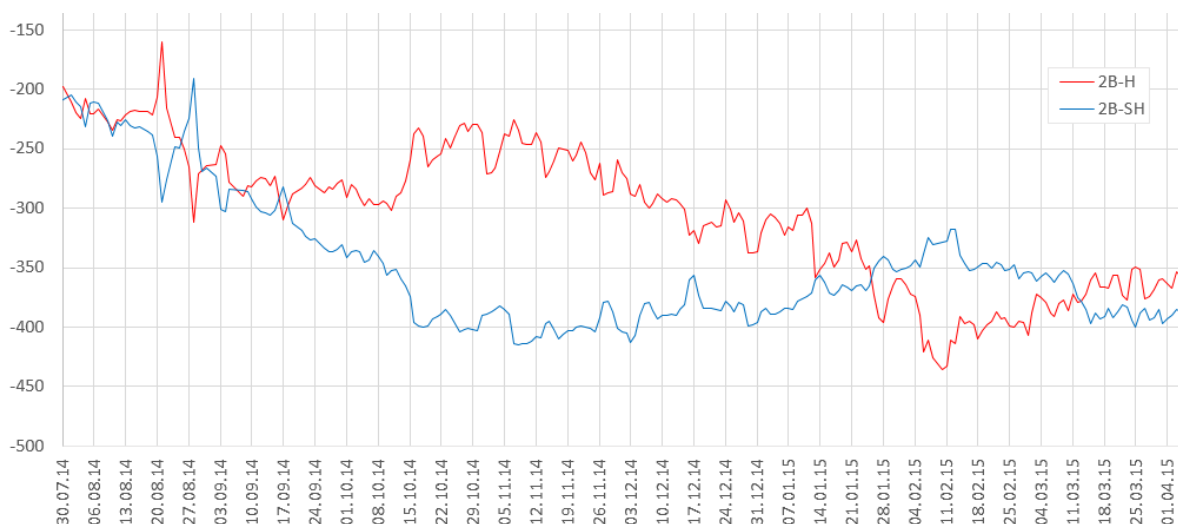
I følge veileder H. Johansen kan det være opp mot ett døgn avvik på rapporterte tøyninger og reell tid. Det er også flere perioder der det ikke er noen registrerte målinger, da utstyret ikke fungerte som det skulle. Tøyningene etter slike perioder henger like vel sammen med tøyningene før.

Resultatene av tøyningmålingene ved start av utbygning av hovedsøylene og søylehodene viser i flere av snittene positive tøyninger. Dette kommer av hydratasjonsvarme i betongen, da utbygningen av søylehodet fører til en eksoterm reaksjon mellom sement og vann, som gir en innvendig oppvarming av søyla [25]. Økt temperatur i søyla vil gi ekspansjon av søyla, som gir positive tøyninger. Disse tøyningene er dog små i forhold til de som oppstår videre i utbyggingen og har dermed relativt liten betydning, og er derfor ikke tatt hensyn til videre i oppgaven. Siden instrumentene er kalibrert for temperaturendringer, er heller ikke temperaturens påvirkning vurdert videre.

10.2.1 Analyse av målte tøyninger

Utbygningen av de to FFB-delene er tilnærmet symmetriske, og det er derfor valgt å analysere målte tøyninger i FFB-delen ut fra Akse 2. Grafene av målinger fra FFB-delen ut fra Akse 3 viser de samme tendensene.

Snitt 2B



Figur 10-3: Tøyninger snitt 2B, 30.07.14-01.04.15

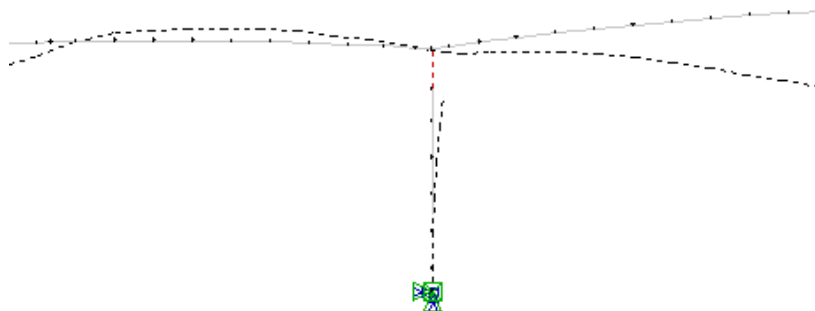
Plot av tøyninger i snitt 2B fra 30.07.14 til 01.04.15, Figur 10-3, viser store forskjeller i tøyninger mellom søylesiden mot hovedspenn og den mot sidespenn. I august vises tøyninger som resultat av usymmetrisk støpning av bruoverbygningen. Første hopp i den blå grafen, rundt 20.08.14, viser en betydelig forhøyet verdi av negative tøyninger i målerne mot sidespenn, som et resultat av at den usymmetriske utstøpningen fant sted på samme side. Ved støpning av motstående element tilhørende samme byggefase ble differansen nullet ut. Neste topp viser at elementet mot hovedspenn har blitt støpt først, og man ser på samme måte at differansen forsvinner når neste element blir støpt.

Rundt 20.09.14 fremtrer en differanse i tøyningene som er vedvarende. Oversikten med støpedatoene viser at FFB2.9 bygges denne datoen. Under FFB2.9 støpes i tillegg tverrskottet i bruoverbygningen der hjelpesøylen senere plasseres. Egenvekten av tverrskottet skaper større trykk på søylesiden mot sidespenn enn siden mot hovedspenn, og siden vekten av tverrskottet ikke ble kompensert for på motsatt side medføre det en vedvarende tøyningdifferanse.

Videre, rundt 15.10.14, skjer en merkverdig økning i tøyningdifferansen. Dette er omtrent da hjelpesøyla tilkobles, men hjelpesøyla har ikke en direkte påvirkning på tøyningene i søyla.

Differansen kan derimot komme av at vogna mot sidespenn blir kjørt ut før støpning av FFB2.11, som er en byggefase med skeiv utbygning- bare ett element mot sidespenn. Dermed får vognvekten på denne siden en større momentarm, som gir økt trykk på søylesiden mot sidespenn og redusert trykk på motsatt side. Ved støpning av elementet i FFB2.11 vil hjelpesøylen holde igjen nedbøyning av overbygningen på grunn av egenvekten av elementet. Dermed vil deformasjonsmønsteret gjøre at trykket i søyle i Akse 2 avlastes, og plottet av tøyninger viser at tøyningene reduseres i begge sider av søyla rundt støpningen av FFB2.11.

Videre er det symmetrisk utstøpning, og grafene viser at søylesiden mot hovedspenn får gradvis større negative tøyninger mens de negative tøyningene på motsatt side avtar. Dette kommer av at hjelpesøylen er tilkoblet og systemet er statisk ubestemt. Dermed danner deformasjonslastene kryp, svinn og temperatur tvangskrefter i den statisk ubestemte delen. Hjelpesøylen har liten vertikal stivhet i forhold til horisontal, dermed vil ikke kontraksjon i bruoverbygningen gi momenter i søylen, slik den vil når brua er ferdigstilt. Derimot dannes det en kryplast i opplager, som gir tvangsmoment. Total kryplast fra egenvekt og forspenning vil etter kobling av hjelpesøylen gi et deformasjonsmønster som illustrert i Figur 10-4. Kryp skaper altså et moment i søyla som gir strekk på søylesida mot sidespenn og trykk på søyleside mot hovedspenn, og siden kryp er en tidsavhengig deformasjon vil dette momentet dannes gradvis. Kryp fører derfor til at differansen i tøyninger på de motsatte sidene minskes.

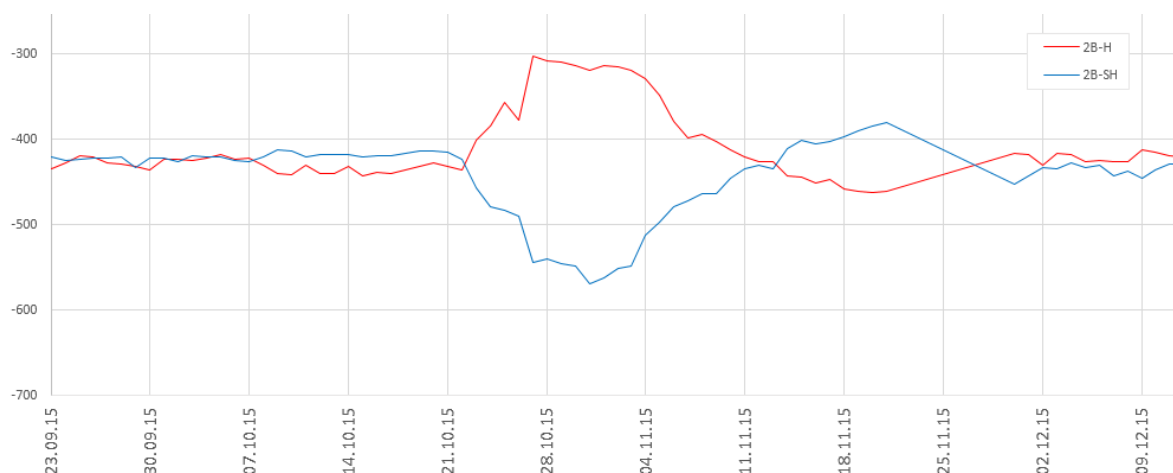


Figur 10-4: Deformasjon på grunn av kryp i FFB2.19

Rett før 14.01.15 får søylesida mot hovedspenn en betraktelig økning av trykk, og det kan tyde på at de siste FFB-fasene er støpt usymmetrisk frem til kobling av landkar i Akse 1.

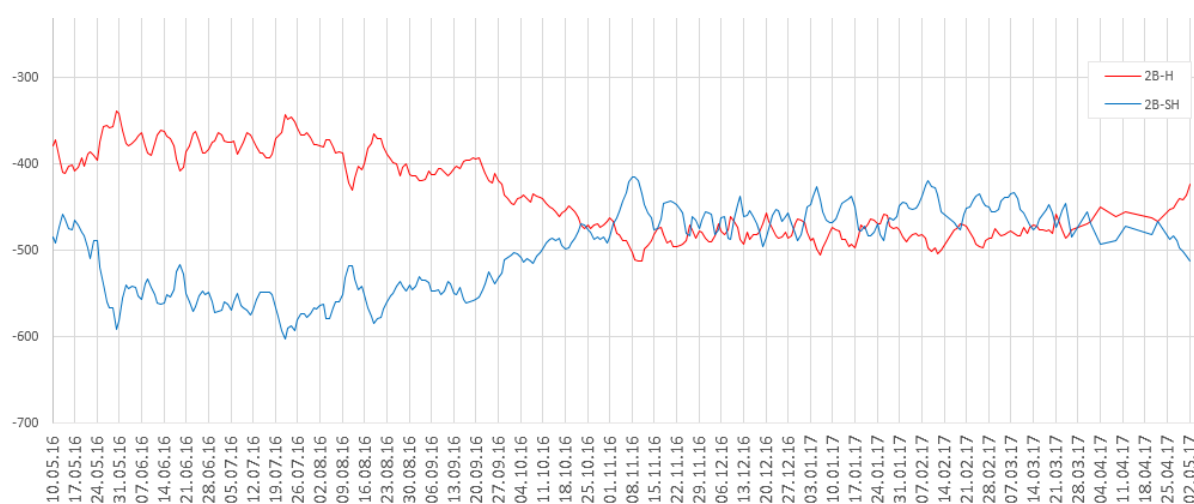
Ved kobling av landkar jekkes bruoverbygningen ned, slik at søyla får et større trykk mot sidespenn enn hovedspenn. Dette ser man igjen på plott etter koblingen, 17.02.15, Figur 10-3. På ett eller annet tidspunkt etter koblingen mot landkar ble begge støpevognene demontert. Kragarmen mot sidespenn er da koblet til Akse 1 og demonteringen har ikke stor effekt på

tøyningene i søyla. Det har derimot demonteringen ved kragarmen mot hovedspenn, som vises med at den røde kurven heves som et resultat av at trykket reduseres.



Figur 10-5 : Tøyninger snitt 2B, 23.09.15-09.12.15

Hjelpesøylen demonteres den 22.10.15 som gjør at lastene omfordeles og søylesiden mot sidespenn får økt trykk mens den motsatte avlastes noe. Jekking av kragarmen i hovedspenn like før kobling i hovedspenn, 28.10.15, presser søyla mot sidespenn og plottet av den økende differansen i tøyningene synes i Figur 10-5. Etter noen uker nulles differansen i tøyningene seg ut, som kommer av kryp på den buende fasongen til bruoverbygningen som igjen gjør at hovedspennet trekker seg ned og sammen.



Figur 10-6: Tøyninger snitt 2B, 10.05.16-20.05.17

Figur 10-6 viser tøyninger ved ferdig bru. Like før 30.05.16 øker tøyningdifferansen betraktelig. Dette er omkring tiden da asfalt ble lagt på brua, og ut ifra tøyningmålingene kan det se ut til at asfalt ble lagt ut fra Akse 1. Etterhvert som asfalt ble lagt på resten av brua

minker differansen. Man ser også at differansen etter hvert minker. Dette kan komme av langtidseffektene av kryp.

Det er videre verdt å merke seg at fra 31.10.16 til 08.11.16 sank temperaturen fra rundt 8 grader til -3 grader. Det kan med andre ord være kontraksjon av bruoverbygningen som gir en tøyningdifferanse ved at søylene trekkes mot hovedspenn, som vil gi redusert trykkraft i søyleside mot sidespenn og økt trykkraft i søyleside mot hovedspenn, som man ser igjen i plottet. Videre ut i tidsaksen av den ferdige brua er differansen i tøyningene forårsaket av temperatur, og som man ser i Figur 10-6 vil aksialtøyningen være tilnærmet konstant på rundt -0.48% .

Snitt 2T

Tøyninger i snitt 2T viser mange av de samme tendensene som i snitt 2B. Grafene viser at kobling til landkar har større påvirkning i søyletopp enn bunn. Dette kan komme av jekking ned til landkaret i Akse 1, som vil gi et moment i søyletopp. Kontroll viser at tøyningdifferansen i søylebunn er omtrent halvparten av tøyningdifferansen i søyletopp. Siden søylen har samme tverrsnitt utgjør forskjell i tøyningdifferanse samme som forskjell i moment. Forskjellen i tøyningdifferansen er da fornuftig i forhold til enkle bjelkeformler [23, p. 507].

10.3 Modell for tøyungsverifikasjoner i NovaFrame

For å kunne sammenligne resultater fra NovaFrame med tøyningmålinger må en modell som tilsvare virkelig bru modelleres. Forskjellen mellom denne og modellen brukt til kontroll av bruddgrensetilstand er laster, lastfaktorer og lastkombinasjoner. Lastene fra egenvekt, vognvekt, spennkraft, kryp og svinn vil være de samme, med en lastfaktor lik 1, mens vindlast og trafikklaster antas som ikke aktuelle. Temperatur modelleres på nytt siden det skal tas hensyn til den målte temperaturen ved gitt betraktningsspunkt.

10.3.1 Temperatur

Ved modellering av virkelig bru skal det bare tas hensyn til jevnt fordelt temperaturandel som tilsvare reelle temperaturer ved bygging. Ved å ikke ta hensyn til lineært varierende temperaturandeler er det ikke nødvendig med kombinerende av temperaturandelene, og modelleringen i NovaFrame blir noe enklere.

Temperaturen skal modelleres som jevnt fordelt temperaturandel ved sommer og vinter. Temperaturen ved kobling av hovedspennet var 6°C, som gir følgende temperaturlaster:

- 1) T-sommer: $\Delta T_{N,exp} = 26 - 6 = 20^\circ\text{C}$
- 2) T-vinter: $\Delta T_{N,con} = |-4 - 6| = |-10|^\circ\text{C}$

I tillegg modelleres en jevnt fordelt temperaturandel for å ta høyde for temperaturen på 10°C ved åpning av brua:

- 3) T-åpning bru: $\Delta T_{N,exp} = 10 - 6 = 4^\circ\text{C}$

Temperaturlastene modelleres noe annerledes enn tidligere. Temperaturlastene på de ulike elementene i FFB-utbyggingene defineres under *Loadins* med lastfaktor lik 1. De ulike temperaturlastene defineres med lastfaktor lik temperaturandelen under *Sortcombinations*. Der kombineres også temperaturlastene på de ulike elementene, slik at *Sortcombination* tilhørende en byggefase vil bestå av temperaturlaster på alle elementene som er ferdig bygget i denne fasen.

Excelarket «Temperaturer» fra SVV gir temperaturen ved Dolmsundbrua hver dag under utbyggelsen av brua. Om utbygningsfasene skal modelleres som sommer eller vinter er valgt etter dette excelarket. Det er noe forenklet siden temperaturendringen mellom sommer og vinter vil være gradvis.

Dette modelleres ved at elementene i de første utbygningsfasene får en temperaturandel lik vinter, da den er bygd på vinteren. Da det tidsmessig går over til sommer, tildeles alle elementene ved det betraktete tidspunktet temperaturandelen lik sommer. Påvirkningene fra vinter vil da ligge i programmet, slik som diskutert under hjelpesøyler, ved at kreftene som har var satt på konstruksjonen vil være der selv om lasten er fjernet.

10.3.2 Verifikasjon av analysemodellen

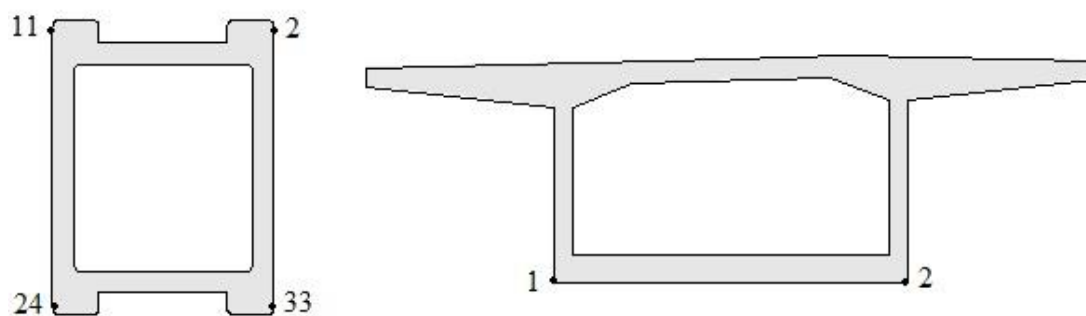
For å verifisere analysemodellen hentes reaksjonskrefter, kraftdiagrammer, deformasjoner, forskyvninger og moment- og skjærkrefter i snitt med tøyningmålere fra NovaFrame. Resultatene skrives ut for følgende lasttilfeller:

1. Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert, uten FFB-vogn og nyttelaster
2. Super-egenvekt
3. Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like før kobling i sidespenn (FFB-del både fra Akse 2 og 3)
4. Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler ved åpning
5. Forspenningens samlede virkninger ved åpning og etter 100 år
6. Kryp på grunn av egenvekt ved åpning og etter 100 år
7. Kryp på grunn av forspenning ved åpning og etter 100 år
8. Svinn ved åpning og etter 100 år
9. Temperatur

Resultater for alle lasttilfeller finnes i Vedlegg M.

10.3.3 Tøyning i definerte tverrsnitt

I NovaFrame leses spenning i et tverrsnitt av i definerte tverrsnittspunkter, som deretter kan omregnes til tøyning. Tverrsnittspunktene som er modellert for hovedsøylene er gitt i Figur 5-5 i modelleringskapittelet, og punktene for bruoverbygningen er gitt i Figur 5-4. Det er ikke definert et tverrsnittspunkt eksakt i posisjonen til tøyningmålerne, men tverrsnittspunktene i Figur 10-7 ligger med et avvik på mindre enn 5 cm, og vil gi tilstrekkelige resultater. Tabell 10-7 viser tverrsnittspunkt i NovaFrame tilhørende de ulike instrumentene.



Figur 10-7: Tverrsnittspunkter for avlesning av spenning i NovaFrame

	Tverrsnittspunkt i NovaFrame	Tøyningsmåler
Hovedsøyle i Akse 2	11	2T/B-SV
	2	2T/B-HV
	24	2T/B-SH
	33	2T/B-HH
Bruoverbygning	1	2K-BV
	2	2K-BH

Tabell 10-1: Sammenheng mellom tverrsnittspunkter i NovaFrame og plassering til tøyningsmålere

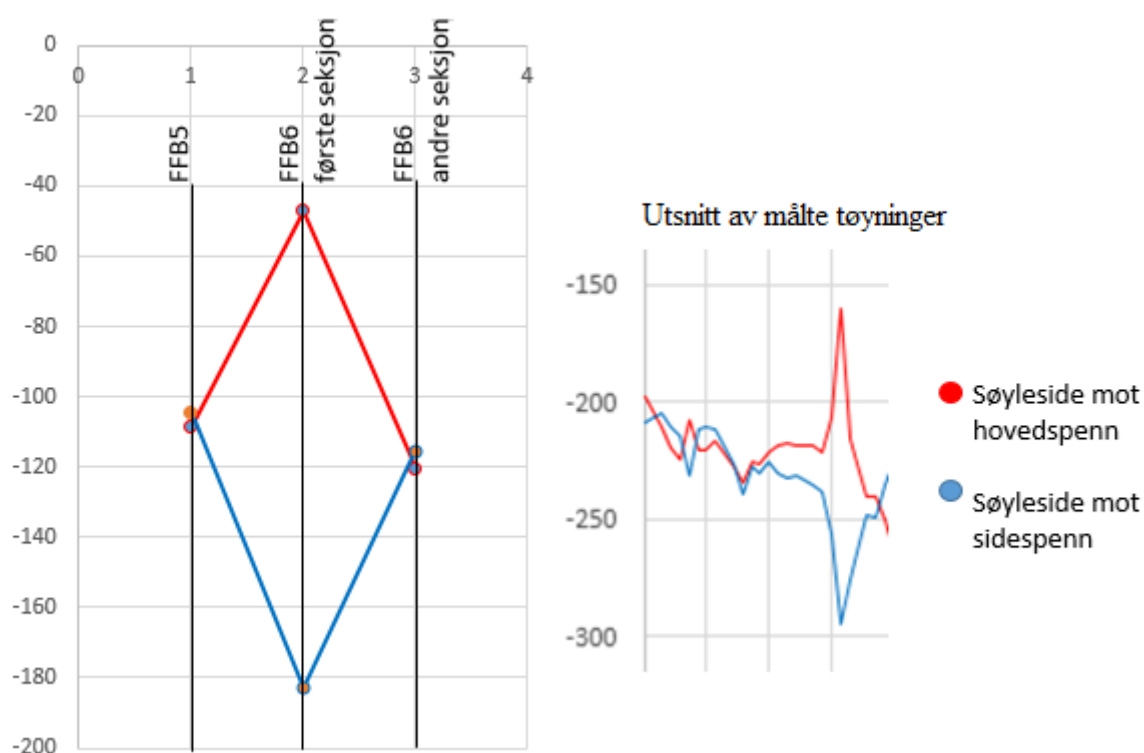
Under *Face associaton* ved definering av tverrsnitt i NovaFrame angis punktene som benyttes til å hente ut resultater.

Spenning leses ut ved «Concrete Stesses (elastic)» under «Listing results» i fanen «Postprocess», og NovaFrame angir maks- og minimumsverdier for spenning i de valgte tverrsnittspunktene. Det er dermed valgt å kjøre egne analyser for hvert tverrsnittspunkt for å finne spenning i alle punktene.

Hvilket snitt NovaFrame skal hente ut seksjonskrefter i defineres under «Design sections». Elementene er i utgangspunktet delt inn i tre snitt: bunn ($X=0$), midt ($X=0.5$) og topp ($X=1$). Tøyningsmålingssnitt 2B befinner seg i Element 21, som er 4.6 meter høyt, og siden tøyningsmålerne er plassert 2 meter over bunn av elementet defineres et nytt snitt i $X=0.435$. Tilsvarende ligger tøyningsmålesnittet i topp av søylen, 2T, i snitt $X=0.486$ for Element 25. Tøyningsmålerne i bruoverbygningen ligger midt i element 131, dermed leses kreftene i snitt $X=0.5$.

10.4 Sammenligning av analyseresultater og tøyningmålinger

For å sammenligne analyseresultater og tøyningmålinger er det valgt å ta utgangspunkt i FFB2.6, da elementene i denne fasen bygges usymmetrisk. Dermed viser plot av målte tøyninger en momentan differanse av tøyningene i søyla. Denne differansen tilsvarer da elastiske tøyninger, som etter hvert påvirkes av kryp. Spenning hentes ut fra NovaFrame i tøyningmålingssnittet i bunn av søyle i Akse 2 for utbyggingsfase FFB2.5, ved utbygning av første seksjon i FFB2.6 og etter ferdig utbygd FFB2.6. Spenningene divideres på materialets E-modul for å gi tøyninger, og tøyningene plottes i tusendels promille, se Figur 10-8.



Figur 10-8: Tøyninger fra NovaFrame og ved utbygning av FFB 2.6

Som vist i Figur 10-8 gir NovaFrame samme tøyningutvikling som tøyningmålerne. I tillegg har tøyningene fra NovaFrame tilnærmet samme differanse som de målte tøyningene. De målte tøyningene er likevel større enn tøyningene fra NovaFrame, og avviket skyldes at spenningsberegningen i NovaFrame ikke inkluderer virkningene av deformasjonslastene kryp og svinn når konstruksjonen er statisk bestemt. I FFB2.5 og FFB2.6 er Dolmsundbrua et statisk bestemt system og spenning som er hentet fra programmet inneholder dermed kun de elastiske deformasjonene. For å kontrollere de målte tøyningene frem til FFB2.5, er det valgt å benytte lineær superposisjon til å regne tøyning, da denne metoden anses som den mest korrekte. I kapittel 7.1.1 ble det verifisert at NovaFrame beregner den elastiske deformasjonen ut fra at

betongen belastes etter 28 døgn. Derfor, i beregningene med bruk av lineær superposisjon benyttes en beregnet E-modul for de enkelte belastningstidspunktene for å få et mer korrekt resultat.

10.5 Verifikasjon av målte tøyninger ved bruk av lineær superposisjon

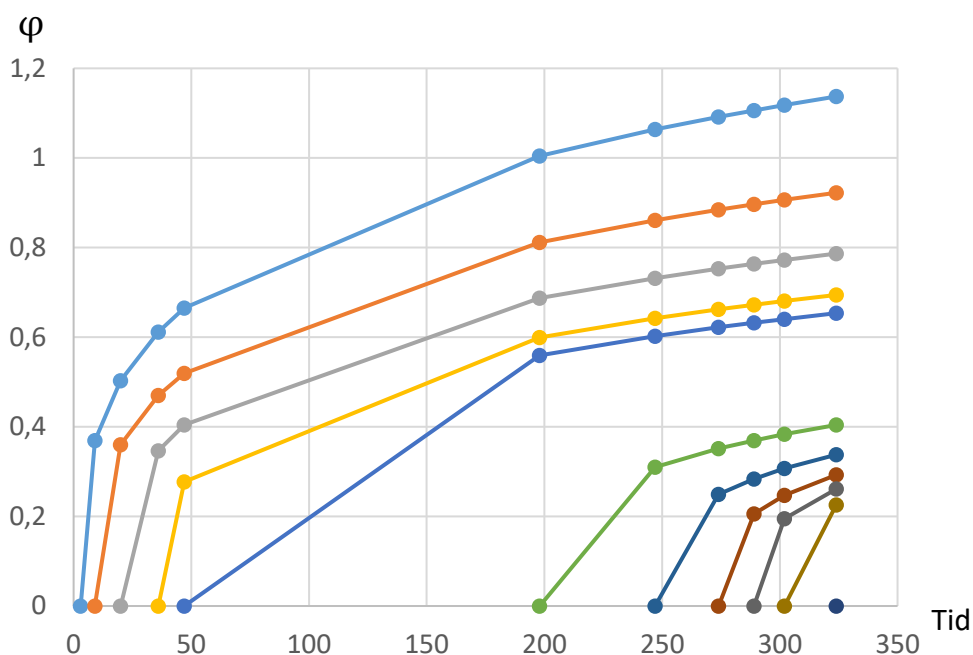
I dette delkapittelet kontrolleres de målte tøyningene i topp og bunn av søylen i Akse 2 for å kontrollere om tøyninger på grunn av kryp og svinn er årsaken til differansen mellom målte tøyninger og tøyningene fra NovaFrame. Denne kontrollen vil også verifisere om egenlasten til betongen er modellert korrekt i NovaFrame. Det utføres også en kontroll for de horisontale tøyningmålerne i bruoverbygningen.

All utregning utføres ved bruk av lineær superposisjon. Dette er en beregningsmetode som egner seg best for dataprogrammer, fordi metoden er komplisert med tanke på summasjon av spenningsavhengige tøyninger som er uavhengige av hverandre. Det er derfor valgt å kontrollere deler av utbygningen. All beregning er gjort i Microsoft Excel, se elektronisk vedlegg. Utregning av tøyning i bunn av søyle i Akse 2 er vist i Vedlegg P.

10.5.1 Tøyningmålere i bunn av søyle i Akse 2

Tøyningmålerne ligger i Element 21, som er elementet støpt i byggefase «Søyle 2.1». Målte tøyninger er registrert først den 08.10.14, som omtrentlig tilsvarer da byggefase «Søyle 2.3» er ferdig utført. Dermed må tøyning som oppstår før denne datoen trekkes fra det beregnede resultatet, slik at resultatet får samme nullpunkt som de målte tøyningene. Det kontrolleres for tøyning som oppstår frem til byggefase FFB2.5.

For hver byggefase belastes Element 21 og det dannes da spenningsavhengige tøyninger som er uavhengige av hverandre i elementet. Disse tøyningene summert gir total tøyning i elementet ved et gitt tidspunkt. For et gitt betraktningstidspunkt må det beregnes et kryptall for alle tøyningene som opptrer i elementet. Figur 10-9 viser hvordan kryptallet vokser i forhold til tiden, ved de ulike belastningstidspunktene for Element 21. Belastning påført ung betong gir et hurtigere voksende kryptall enn en belastning som påføres når betongen er eldre.



Figur 10-9: Kryptall for Element 21 for spenninger med ulike belastningstidspunkt.

Spenningene som oppstår i Element 21 ved en ny byggefase er hentet ut fra NovaFrame, ved å dividere aksialkraften på tverrsnittsarealet til elementet. Tabell 10-2 viser disse spenningsverdiene.

Byggefase	Tilført kraft [kN]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]
Søyle 2.1	-627.6	-0.0647
Søyle 2.2	-1190.4	-0.1145
Søyle 2.3	-1190.4	-0.1145
Søyle 2.4	-1190.4	-0.1145
Søyle 2.5	-1057.6	-0.1017
Søylehode	-7196.2	-0.6919
FFB 2.1	-3890.9	-0.3741
FFB 2.2	-3956.5	-0.3804
FFB 2.3	-3685.2	-0.3544
FFB 2.4	-3526.3	-0.3381
FFB2.5	-3357.4	-0.3228

Tabell 10-2 Spenning som påføres Element 21 for hver byggefase

Ved bruk av lineær superposisjon brukes formel forklart i avsnitt 4.4.2:

$$\varepsilon_{total} = \sum_t \left(\frac{1}{E_c(t_o)} + \frac{\varphi(t, t_o)}{E_{c28}} \right) \cdot \Delta\sigma_c(t_o) + \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_T$$

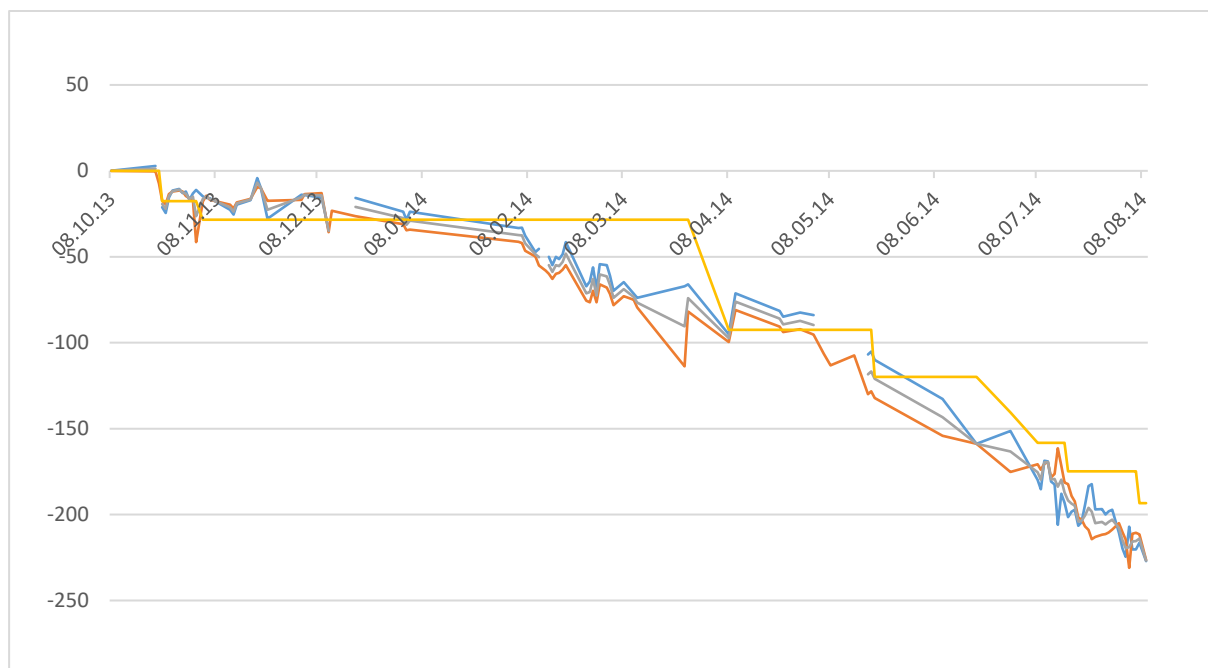
E-modul etter 28 døgn er satt til den som benyttes i NovaFrame på 28 000 MPa, og E-modul for et gitt belastningstidspunkt er beregnet ut fra EK2-1-1 punkt 3.1. I denne kontrollen tas det hensyn til autogent- og uttørkingssvinn, ε_{cs} , mens bidraget fra temperatur ikke betraktes siden instrumentene korrigeres for temperaturtøyning. Tabell 10-3 viser summeringen av tøyningene for de ulike byggefasene fram til FFB 2.5. Tøyning etter korreksjon til nullpunkt er $\varepsilon_{korrigert}$. Utregningene vises i Vedlegg P.

Dato	Byggefase	$\varepsilon_{kryp+elastisk}$	ε_{cs}	ε_{total}	$\varepsilon_{korrigert}$	Målte ε
18.09.13	Søyle 2.1	-2.7	-25.3	-28	-	-
27.09.13	Søyle 2.2	-7.9	-40	-47.9	-	-
08.10.13	Søyle 2.3	-13.8	-53.5	-67	-	-
24.10.13	Søyle 2.4	-20	-65	-85	-17.6	-22
04.11.13	Søyle 2.5	-25	-70.4	-96	-28.4	-16
08.04.14	Søylehode	-55	-104	-160	-92.5	-97
21.05.14	FFB 2.1	-76.5	-110.7	-187	-120	-121
20.06.14	FFB 2.2	-94.2	-114	-208	-140.6	-159
08.07.14	FFB 2.3	-110	-116	-225	-158	-175
17.07.14	FFB 2.4	-125	-117	-242	-175	-192
07.08.14	FFB 2.5	-142	-119	-261	-193	-227

Tabell 10-3: Beregnede tøyninger for byggefasene

Resultatet av denne kontrollen viser godt samsvar mellom de målte og beregnede tøyningene frem til FFB2.5, ved bruk av lineær superposisjon. Figur 10-10 viser plott av kontrollen, der gul linje viser de beregnede tøyningene og de andre linjene er plot fra tøyningmålerne. Fra 08.11.13 til rundt 08.04.14 utføres støpningen av søylehodet. For beregningene er det antatt at søylehodet støpes i én etappe, som dog ikke tilsvare virkeligheten. Dette er grunnen til den rette gule horisontale linjen i figuren. I utregningen er det kun beregnet tøyning for de gitte datoene til byggefasene, som vil gi mindre input enn de målte tøyningene. Da de beregnede

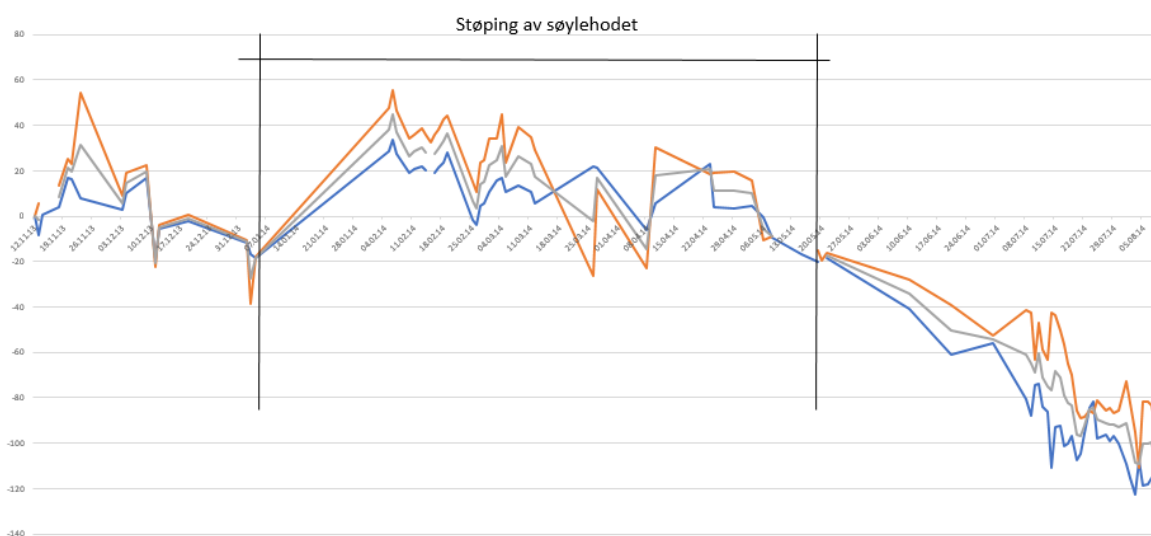
tøyningene samsvarer godt med de målte tøyningene, viser også denne kontrollen at egenvekten er modellert korrekt i NovaFrame.



Figur 10-10: Sammenligning av tøyninger i bunn av søyle i Akse 2, frem til byggefase FFB 2.5

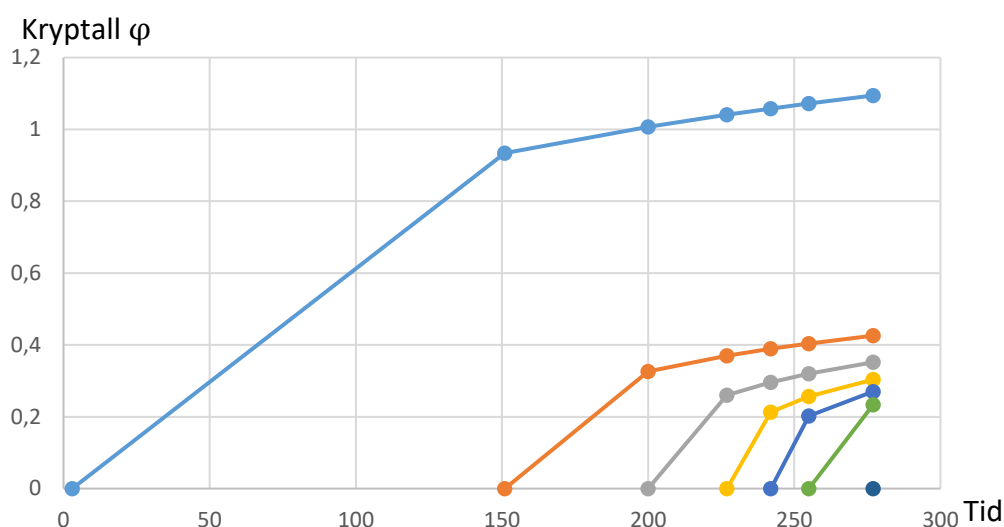
10.5.2 Tøyningsmålere i topp av søylen i Akse 2

Neste kontroll er av tøyningene i toppen av søylen i Akse 2, i Element 25. Dette elementet støpes i byggefase «Søyle 2.5», og målingene startet 12.11.13 som er etter at byggefase «Søyle 2.5» er ferdig utført. Dermed må beregnet tøyning fra denne byggefasen trekkes fra resultatet. Figur 10-11 viser de målte tøyningene, og man ser at det oppstår strekk i Element 25 i utførelsen av støpningen av søylehodet, som følge av hydratasjonsvarme under utbygningen. Siden denne temperaturøkningen inne i søyla ikke er modellert, defineres det et nytt nullpunkt for tøyningene etter ferdig støpning av søylehodet. Også her kontrolleres tøyninger frem til byggefase FFB 2.5, og tøyningene fra utbygningen av søylehodet trekkes fra de beregnede tøyningene.



Figur 10-11: Målte tøyninger i topp av søyle i Akse 2, frem til byggefase FFB2.5

Samme fremgangsmåte som i avsnitt 10.5.1 med lineær superposisjon benyttes for å beregne total tøyning for byggefasene. Figur 10-12 viser kryptallene for Element 25 ved de ulike belastningstidspunktene.



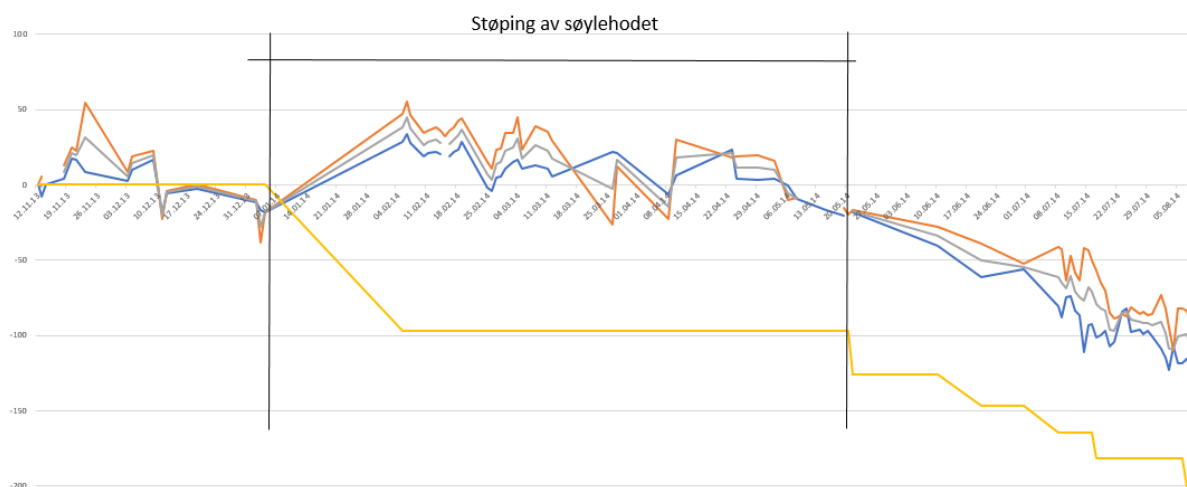
Figur 10-12: Kryptall for Element 25 for spenninger med ulike belastningstidspunkt.

Tabell 10-4 viser de enkelte bidragene samt den totale, korrigerte og målte tøyningen, og beregningene finnes i elektronisk vedlegg. I tabellen vises det at de beregnede tøyningene har startpunkt fra byggefase «FFB 2.1», men at de korrigeres etter nytt nullpunkt, som forklart tidligere.

Dato	Byggefase	$\epsilon_{kryp+elastisk}$	ϵ_{cs}	ϵ_{total}	$\epsilon_{korrigert}$	Målte ϵ
04.11.13	Søyle 2.5	-2.2	-25.3	-28	-	-
08.04.14	Søylehode	-27.6	-97.3	-125	-	-15
21.05.14	FFB 2.1	-48.5	-104.1	-153	-28	-34
20.06.14	FFB 2.2	-66.1	-108	-174	-49	-50
08.07.14	FFB 2.3	-82	-110	-192	-67	-61
17.07.14	FFB 2.4	-97.4	-111.6	-209	-84	-79
07.08.14	FFB 2.5	-113.7	-114	-228	-103	-113

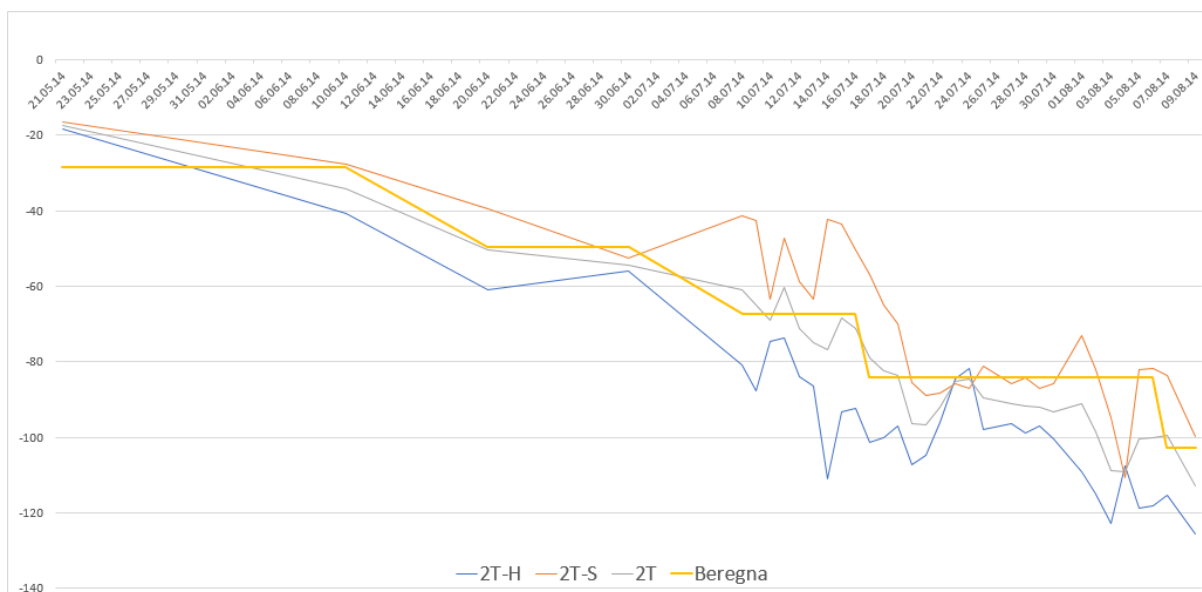
Tabell 10-4: Beregnede og målte tøyninger for utvalgte byggefaser

Figur 10-13 viser plott av totalt beregnet tøyning, ϵ_{total} , i gult og de målte tøyningene, før justering av nullpunkt etter støpning av søylehodet. Resultatet viser stort avvik mellom de beregnende og målte tøyningene.



Figur 10-13: Beregnede og målte tøyninger i topp av søyle 2, frem til FFB2.5

Ved å definere et nytt nullpunkt for de beregnede tøyningene etter støpingen av søylehodet, samsvarer tøyningene godt med de målte tøyningene, som vist i Figur 10-14. Kontrollen viser også at tøyningmålerne i topp av søylen i Akse 2 gir fornuftige svar.

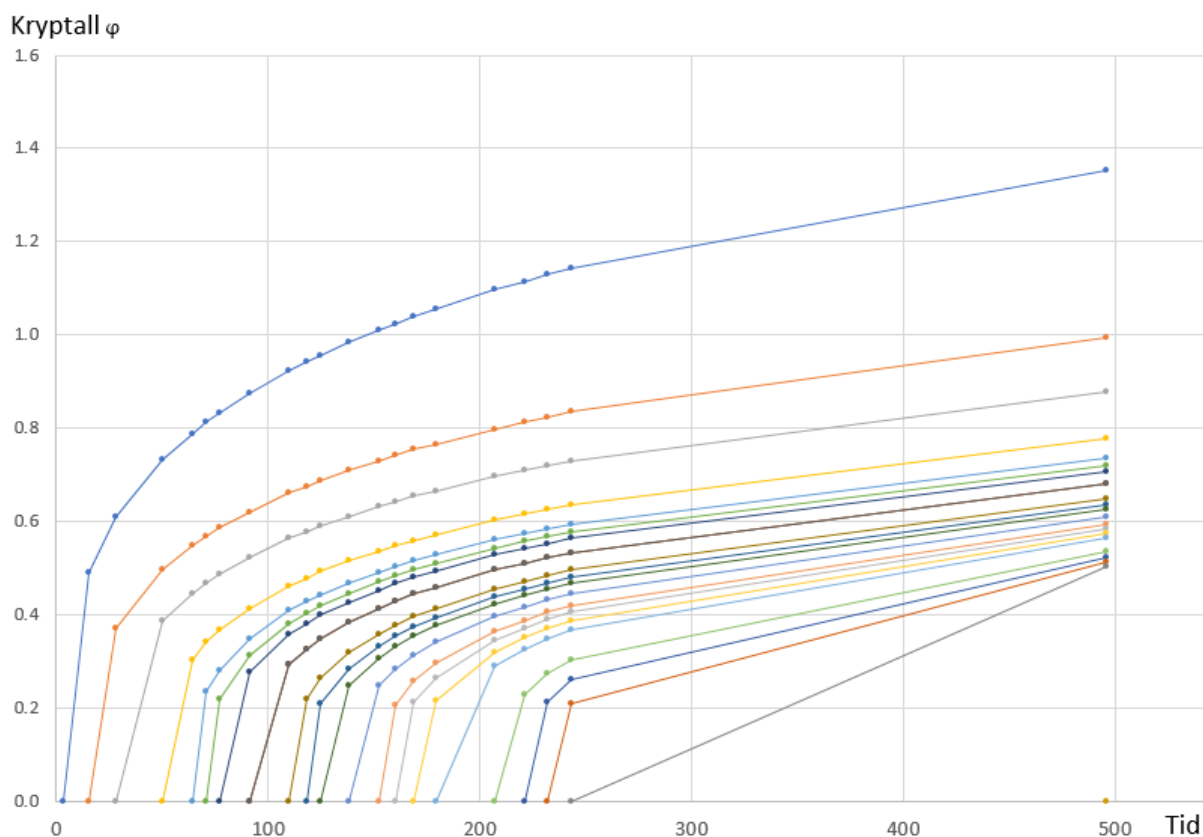


Figur 10-14: Korrigerte beregnede og målte tøyninger i topp av søyle i Akse 2, fra byggefase FFB2.1 til FFB2.5

10.5.3 Tøyningsmålere i bruoverbygningen ved søylen i Akse 2

Det kontrolleres videre for tøyningsmålerne som ligger i bruoverbygningen, i Element 131, ved Akse 2. Det er de horisontale tøyningsmålerne som betraktes her, som vil gi tøyninger som oppstår hovedsakelig av forspenningen. Element 131 blir støpt i byggefase FFB2.2 og instrumentene startet målingen 08.07.14, som er etter at byggefase FFB2.3 er ferdig utført. Dette gjør igjen at beregnede tøyninger fra denne byggefasen må trekkes fra de kontrollerte tøyningene. Det kontrolleres for tøyning frem til byggefasen der kragarmen mot sidespenn kobles til landkar i Akse 1, samt en kontroll for da FFB-delene kobles sammen i hovedspenn.

Samme fremgangsmåte som i avsnittene over med lineær superposisjon benyttes for å beregne total tøyning for byggefasene. Figur 10-15 viser hvordan kryptallet vokser i forhold til tiden, for spenninger påført ved de ulike belastningstidspunktene, for Element 131.



Figur 10-15: Kryptall for Element 131 for påførte spenninger med ulike belastningstidspunkt.

Spenningsene som oppstår i Element 131 ved en ny byggefase beregnes ved bruk av formel:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_x} \cdot y$$

Der aksialkraft og moment hentes ut fra NovaFrame for hver av byggefasene. Momentet multipliseres med lengden fra tyngdepunktaksen i tverrsnittet til plasseringen av måleinstrumentene. Det kontrolleres kun for tøyning som oppstår i instrumentene som er plassert i bunn av tverrsnittet, 2K-B, siden det mangler registrerte målinger i topp, 2K-T, i store deler av utbygningen. Tabell 10-5 viser spenningsverdiene i bunn av tverrsnittet for de ulike byggefasene.

Byggefase	ΔN [kN]	ΔM [kNm]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]
FFB 2.2	-4730	12869	0.038
FFB 2.3	-9680	19271	-0.110
FFB 2.4	-6220	-536	-0.414
FFB 2.5	-8344	-913	-0.561
FFB 2.6	-6243	-15024	-0.801
FFB 2.7	-8365	-13261	-0.891
FFB 2.8	-6216	-25375	-1.075
FFB 2.9	-11804	-8363	-0.982
FFB 2.10	-6079	-30560	-1.204
Hjelpesøyle	0	0	0.000
FFB 2.11	-5957	21375	0.186
FFB 2.12	-11850	-12790	-1.103
FFB 2.13	-5975	-37573	-1.384
FFB 2.14	-11692	-19976	-1.284
FFB 2.15	-5889	-43607	-1.539
FFB 2.16	-11612	-25935	-1.437
FFB 2.17	-5797	-50122	-1.707
FFB 2.18	-5773	-55038	-1.836
FFB 2.19	-11278	25006	-0.060
Kobl Akse1	0	0	0.000
Kobl Midt	223	-83266	-2.202

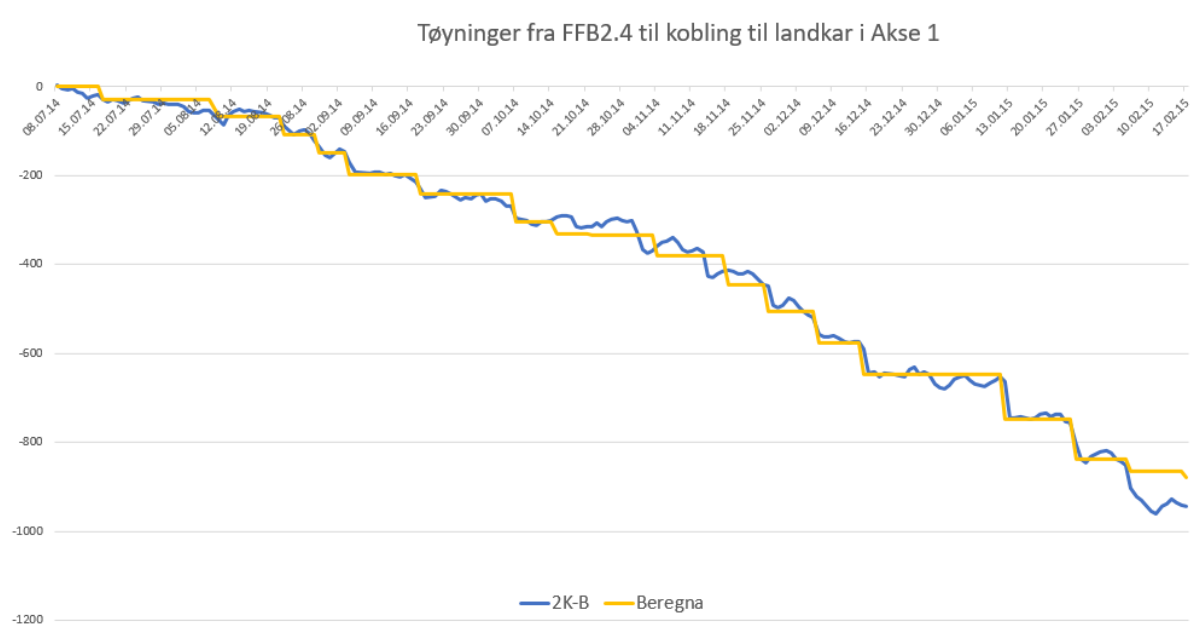
Tabell 10-5: Spenning som påføres Element 131 for hver byggefase

Tabell 10-6 viser de enkelte bidragene samt den totale, korrigerte og målte tøyningen, og beregningene utført i Microsoft Excel er gitt i elektronisk vedlegg. I tabellen vises det at de beregnede tøyningene er korrigert til et nytt nullpunkt fra byggefase FFB 2.4.

Dato	Byggefase	$\epsilon_{Kryp+elastisk}$	ϵ_{cs}	ϵ_{total}	$\epsilon_{korrigert}$	Målte ϵ
19.06.14	FFB 2.2	1.59	-21.70	-20	-	-
04.07.14	FFB 2.3	-1.77	-42.85	-45	-	-
17.07.14	FFB 2.4	-17.86	-54.34	-72	-28	-29
08.08.14	FFB 2.5	-43.54	-67.00	-111	-66	-75
22.08.14	FFB 2.6	-78.50	-73.09	-152	-107	-88
29.08.14	FFB 2.7	-117.31	-75.80	-193	-148	-135
04.09.14	FFB 2.8	-156.77	-77.98	-235	-197	-171
18.09.14	FFB 2.9	-194.20	-82.66	-277	-242	-231
07.10.14	FFB 2.10	-249.30	-88.31	-338	-305	-296
15.10.14	Hjelpesøyle	-271.66	-90.51	-362	-330	-293
22.10.14	FFB 2.11	-272.00	-92.35	-364	-333	-314
04.11.14	FFB 2.12	-314.08	-95.61	-410	-379	-360
18.11.14	FFB 2.13	-375.72	-98.92	-475	-445	-413
26.11.14	FFB 2.14	-434.20	-100.72	-535	-506	-448
05.12.14	FFB 2.15	-503.19	-102.69	-606	-577	-520
15.12.14	FFB 2.16	-571.94	-104.79	-677	-648	-589
12.01.15	FFB 2.17	-665.20	-110.33	-776	-748	-663
26.01.15	FFB 2.18	-751.09	-112.93	-864	-837	-805
06.02.15	FFB 2.19	-703.03	-114.89	-892	-865	-904
17.02.15	Kobl Akse 1	-788.26	-116.80	-905	-879	-943
18.10.15	Kobl Midt	-961.81	-150.09	-1112	-1087	-1018

Tabell 10-6: Beregnede tøyninger for byggefasene

Figur 10-13 viser plott av de korrigerte beregnede tøyningene, $\epsilon_{korrigert}$, i gult og de målte tøyningene frem til FFB-delen kobles til landkar i Akse 1. Resultatet viser svært godt samsvar, som viser at tøyningmålerne gir fornuftige resultat, og at egenvekten og forspenningen er modellert på en tilfredsstillende måte. I Tabell 10-6 vises også beregnet tøyning for byggefasen der FFB-delene kobles ved hovedspennet (dato 18.10.15), og resultatet viser godt samsvar med de målte tøyningene.



Figur 10-16: Korrigerede beregnede- og målte tøyninger i bruoverbygningen i Element 131.

11 Konklusjon

I denne oppgaven er Dolmsundbrua først modellert for å kontrollere momentkapasiteten til brua i bruddgrensetilstand. For å få en korrekt modellering av kryp- og svinndeformasjoner er modelleringen av deformasjonslastene verifisert med enkle modeller. Videre er modellen endret til å tilsvare virkelig bru, for å verifisere tøyningmålingene i brua. Da det ikke er mulig å lese tøyninger direkte i NovaFrame er tøyningene til sammenligningen beregnet med lineær superposisjon. Resultatene som kommer frem i sammenligningen mellom de beregnede tøyningene og de målte viser bra samsvar.

I NovaFrame er det tilrettelagt for en nøyaktig modellering av bruers geometri, som er en stor fordel ved modellering av FFB-bruer. Geometrien defineres på en oversiktlig måte ved bruk av referanselinjer og profilnummer fra prosjekteringsgrunnlaget. FFB-bruer er komplekse konstruksjoner og modelleringen krever en stor mengde inputdata. Dette fører til at analyseringsprosessen kan bli tidkrevende, ved stadige modifiseringer underveis av inputdata. De ulike byggefasene av brua kan modelleres ved å definere ulike modeller i NovaFrame, og det er mulig å kjøre analyser på ulike modeller. NovaFrame har også en bra håndtering av kombinerer av laster med lastfaktorer, med den innebygde funksjonen for å velge dimensjonerende lasttilfeller og -kombinasjoner.

Verifikasjoner viser at NovaFrame behandler modelleringen av laster på en tilfredsstillende måte. Verifikasjoner av kryp, ved bruk av enkle modeller, viser at NovaFrame beregner kryp med bruk av delkrypmetoden. Dermed må hver enkelt seksjon tildeles ett delkryptall ved hver byggefase, som summert gir korrekt kryptall ved ett gitt tidspunkt. Det påvises også at NovaFrame beregner totale deformasjoner ut fra teorien i Sørensens lærebok «Betongkonstruksjoner», og ikke EK2-1-1.

Beregning av kryptall for FFB-bruer er en omfattende prosess, når det må tas hensyn til varierende tverrsnittgeometri og utstøping av byggefaser med varierende tidsintervall. Dette gir ulike kryptall for alle seksjoner i alle byggefaser. For Dolmsundbrua, som er modellert med totalt 83 seksjoner i 63 byggefaser, gir dette omtrent 1400 delkryptall som må tildeles riktig seksjon til riktig betraktningstidspunkt. Delkryptallene er beregnet og systematisert i Microsoft Excel, men metoden er svært omfattende og tidkrevende. Svinn i brua er også modellert med samme metode, som totalt gir svært mye inputdata, og er på grensen til uhåndterlig. Modelleringen av disse lastene kunne med fordel vært løst på en enklere måte i programmet, med automatisk summasjon og tildeling av delkryptall.

Det burde også vært mulighet for en mer korrekt modellering av reduksjon av spennkraft i NovaFrame, siden det kun er mulig å definere tidsavhengige tap ved ett tidspunkt for hver spennkabel. Dette gir noe unøyaktige resultater når modellen betraktes ved ulike tidspunkt.

NovaFrame egner seg ikke til verifikasjon av tøyninger, fordi det ikke er mulig å lese tøyninger i programmet. Det er mulig å hente ut spenninger i definerte tverrsnittspunkter, men deformasjonslastene gir ikke spenninger i statisk bestemte konstruksjoner og spenningene tilsvarer derfor virkningene kun fra de permanente lastene. Dette er en svakhet i programmet, og programmet burde videreutvikles slik at det er mulig å hente ut tøyninger direkte.

Det utføres først en analyse av de målte tøyningene i Dolmsundbrua, og disse viser blant annet at deformasjonslastene kryp og svinn reduserer momentet i søylene over tid. Videre, for å verifisere de målte tøyningene, er tøyningene håndberegnet med lineær superposisjon. I håndberegningene er lastvirkninger hentet fra NovaFrame, og da de beregnede tøyningene samsvarer svært godt med målte tøyninger er dette en indikator på at de målte tøyningene i brua gir fornuftige resultater.

Denne oppgaven har resultert i nyttig informasjon om hvordan modellering skal utføres i NovaFrame og hvor vidt programmet egner seg til verifikasjon av tøyninger i ei fritt frambygg bru. Verifikasjonene av kryp har påvist beregningsmetoden som NovaFrame benytter, men også at det er mye arbeid å modellere kryp korrekt for en bru med etappevis utstøpning som i tillegg har et varierende tverrsnitt. NovaFrame har uansett klare fordeler når det kommer til prosjektering av fritt frambygg bruer, men når det kommer til å verifisere tøyninger er det avdekket klare ulemper med bruk av programmet. Arbeidet som er lagt i oppgaven har gitt resultater som verifiserer de målte tøyningene og dermed skapt nytteverdi for SVV som ønsket å utforske de installerte tøyningens verdier i Dolmsundbrua.

12 Referanseliste

- [1] H. Johansen, «16-1481 Dolmsundbrua, K1: Prosjekteringsgrunnlag,» Statens vegvesen, 2013.
- [2] CEN, «NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» Standard Norge, 2002.
- [3] CEN, «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger,» Standard Norge, 2002.
- [4] CEN, «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster,» Standard Norge, 2005.
- [5] CEN, «NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger,» Standard Norge, 2003.
- [6] CEN, «NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer,» Standard Norge, 2003.
- [7] CEN, «NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger,» Standard Norge, 2004.
- [8] CEN, «NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer,» Standard Norge, 2005.
- [9] European Organisation for Technical Approvals, «European Technical Approval ETA - 07/0035,» 2013.
- [10] Statens vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering, Vegdirektoratet, 2015.
- [11] S. Rambjør, «Fritt frambyggbruer,» Aas-Jakobsen AS, u.å..

- [12] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Fagbokforlaget, 2015.
- [13] H. T. Øderud og R. S. Nordahl, «Store Norske Leksikon,» Store Norske Leksikon, 30 12 2016. [Internett]. Available: <https://snl.no/bro>. [Funnet 13 03 2017].
- [14] A. M. Selberg, «www.vegvesen.no,» 2014. [Internett]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/729657/binary/1001049?fast_title=12+Dolmsundbrua.pdf. [Funnet 10 05 2017].
- [15] Statens vegvesen, «www.vegvesen.no,» 13 10 2010. [Internett]. Available: <http://www.vegvesen.no/Fylkesveg/fv714dolmsundet/Nyhetsarkiv/snart-klart-for-koblingsst%C3%B8p>. [Funnet 27 05 2017].
- [16] H. Johansen, «Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer,» Statens vegvesen, Trondheim, 2017.
- [17] H. Johansen, *E-post korrespondanse 02.03.17*, håvard.johansen@vegvesen.no.
- [18] T. Kanstad, «Langtidseffekter: Virkning av kryp, svinn og relasjon i bruer. [power point],» Trondheim , 2011.
- [19] Store norske leksikon, «Kryp,» 14 02 2009. [Internett]. Available: www.snl.no/kryp. [Funnet 14 03 2017].
- [20] T. Reed, *Introkurs NovaFrame - Preprocessor*, Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2017.
- [21] AAS-JAKOBSEN, «NovaFrame User's Guide Version 5,» 2011.
- [22] E. Aune, «Beregning av fritt frambyggbru - Analyse og dimensjonering av Håndvåkøyabrua i henhold til Eurocode,» 2010.
- [23] K. Bell, *Matrisestatikk, Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*, Fagbokforlaget Vigmostad og Bjørke AS, 2011.
- [24] S. I. Sørensen, *Broer og tyngre betongkonstruksjoner, Bruberegninger*, 1984.

- [25] N. Winter, «<http://www.understanding-cement.com>,» [Internett]. Available: <http://www.understanding-cement.com/hydration.html>. [Funnet 06 06 2017].

13 Vedleggsliste

Vedlegg A	Modelleringsgrunnlag fra SVV	s.1
Vedlegg B	Støpedatoer – ferdig utført etappe/element	s.6
Vedlegg C	Beregning av vindlast	s.7
Vedlegg D	Kryp- og svinntøyning i spennarmering	s.11
Vedlegg E	Verifikasjon av spennkrefter	s.22
Vedlegg F	Beregning av kryptall for kapittel 7	s.32
Vedlegg G	Kryputvikling i utkragerbjelke med ett element	s.38
Vedlegg H	Kryputvikling i utkragerbjelke med to element	s.45
Vedlegg I	Verifikasjon av lastkombinasjon av kryp	s.52
Vedlegg J	Resultater fra NovaFrame – Bruddgrense	s.56
Vedlegg K	Tap av spennkraft ved forenklet metode	s.59
Vedlegg L	Beregning av balansert trykksonehøydefaktor	s.61
Vedlegg M	Verifikasjon av analysemodellen	s.62
Vedlegg N	Instrumentering	s.104
Vedlegg O	Plott av målte tøyninger	s.105
Vedlegg P	Tøyninger ved lineær superposisjon	s.108

Vedlegg A Modelleringsgrunnlag fra SVV

16-1481 Dolmsundbrua

Sammenligning mellom analyseresultater og tøyningsmålinger

Modellering av globalanalysen

Topologi

Foreslått elementinndeling er gitt i **Overbygning geometri.xlsx**.

Byggefaser er gitt i **Dato utførelse.xlsx**.

Oppspenning + mobilisering av egenvekt ved betong-alder 3 døgn

Grensebetingelser

Glidelagre i akse 1, 4, 5 og 6, ett lager med sideveis fastholding

Fast innspenning ved UK fundament i akse 2-5

Hjelpesøylene modelleres som vertikale opplegg

Opprinnelig analyse modellert med følgende stivheter:

- Vertikalt 1.111.000 kN/m
- Horisontalt sideveis 136.000 kN/m
- Rotasjon om bjelkeaksen 2.356.000 kNm/rad

Geometri

Overbygningens geometri er gitt i **Overbygning geometri.xlsx**.

Følgende tverrsnittsdata fra RM er vist for alle snitt:

- A – tverrsnittets areal
- UK-TP – avstand fra tyngdepunkt til UK
- OK-TP – avstand fra tyngdepunkt til OK
- I_z – arealtreghetsmoment om horisontal akse
- α = elementets vinkel med horisontalaksen

Følgende elastiske tverrsnittskonstanter er beregnet for søyler akse 2 og 3:

- $H = 4,8$ m $B = 5,4$ m / $6,4$ m
- $A = 10,4$ m²
- $I_{Len} = 34,9$ m⁴
- $I_{Tverr} = 50,8$ m⁴
- $I_{Torsjon} = 51,3$ m⁴

Følgende elastiske tverrsnittskonstanter er beregnet for søyler akse 4 og 5:

- $H = 1,5 \text{ m}$ $B = 4,9 \text{ m}$
- $A = 7,35 \text{ m}^2$
- $I_{Len} = 1,4 \text{ m}^4$
- $I_{Tverr} = 14,7 \text{ m}^4$
- $I_{Torsjon} = 5,0 \text{ m}^4$

Fundamenter modelleres med så riktig geometri som mulig

Landkar modelleres som lagre

Materialeegenskaper

Betong B45 modelleres med E-modul 28.000 MPa

Dersom det skal oppgis, så settes tverrkontraksjonstallet til 0,2

Spennarmering

CCL system Y1860-15,7 mm (150 mm²)

- 15 liner: 15XM/C-50
- 19 liner: 19XM/C-60

Knekken på enden av kablene modelleres ikke

Spennarmeringen i viadukten modelleres som rette kabler i tverrsnitts-tyngdepunkt

Forutsetninger for spennkrafttap:

- Friksjonskoeffisient 0,20 rad⁻¹
- Wobble 0,005 rad/m
- Låsetap 6 mm

Egenvekt

Overbygningen: 26,0 kN/m³

Søyler: 25,0 kN/m³

Super-egenvekt (slitelag, kantdragere, rekkverk): 40 kN/m

Tverrbærere modelleres som super-egenvekt

Deformasjonslaster

Ingen setninger i bruendene

Lagerfriksjon modelleres ikke

Temperaturlaster

Temperaturen ved koblingen av hovedspennet var 6 °C

- «T-sommer» modelleres som jevnt fordelt temperaturandel med $\Delta T_{N,exp} = 26 - 6 = 20$ °C (21/7-16)
- «T-vinter» modelleres som jevnt fordelt temperaturandel med $\Delta T_{N,con} = |-4 - 6| = |-10|$ °C (7/11-16)

Lineært varierende temperaturandel modelleres ikke

Lineært varierende temperaturandel for overbygningen ble opprinnelig modellert med:

- $\Delta T_{M,heat} = 7$ °C (overside varmest)
- $\Delta T_{M,cool} = 5$ °C (underside varmest)

Nyttelast i byggefase

Vognvekt 80 tonn = 800 kN

Elementformulering

Skjærdeformasjoner antas ikke inkludert i elementformuleringen – eller eventuelt satt lik null dersom det er aktuelt. Dersom skjærdeformasjoner er inkludert, så må dette oppgis.

Kryp/svinn-forutsetninger

Følgende forutsetninger er antatt:

- 70 % RH for bruoverbygning, 80 % RH for søyler over vann
- $t_0 = 3$
- $f_{cm} = 53$ MPa
- Sementklasse N med $\alpha = 0$ i EK2, formel (B.9)
- Ingen korrigering for temperatur etter EK2, formel (B.10)
- Total svinntøyning ved 100 år = -0,3 ‰

Resultater fra analysen

Følgende resultater skrives ut:

- a) Reaksjonskrefter R_x , R_y , R_z , R_{xx} , R_{yy} og R_{zz} i alle akser
- b) M-, V- og N-diagrammer påført viktige (min/max) verdier
- c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen
- d) Horisontale deformasjoner av søyle akse 2 og 3
- e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6
- f) M + N i snitt med tøyningsmålere *

* I første omgang ser vi på snittene i søyle akse 2 og 3

Elementaksen for bjelkeelementene i overbygningen kan være orientert på forskjellige måter, og dette må framgå av resultatene. Det må oppgis hvilket aksesystem V og N for overbygningen gjelder, og det bør legges til rette for omregning til globale akser, dvs vertikalt og horisontalt.

Verifikasjon av analysemodellen

Resultater skrives ut for følgende lasttilfeller:

1. Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert, uten FFB-vogn og nyttelaster
2. Super-egenvekt
3. Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like før kobling i sidespenn (FFB-del både fra akse 2 og 3)
4. Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler ved åpning
5. Forspenningens samlede virkninger ved åpning og etter 100 år
6. Kryp på grunn av egenvekt ved åpning og etter 100 år
7. Kryp på grunn av forspenning ved åpning og etter 100 år
8. Svinn ved åpning og etter 100 år
9. Temperatur

Kabelkrefter for utvalgte spennkabler, ref **Kabelkrefter.xlsx**.

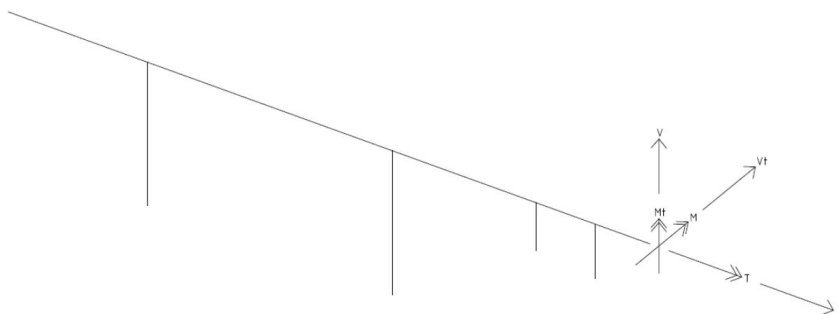
Analyseresultater

Resultater skrives ut for «permanentlaster». Med dette forstås alle laster som er tilnærmet permanente: egenvekt + forspenning inkl alle tap, kryp og svinn

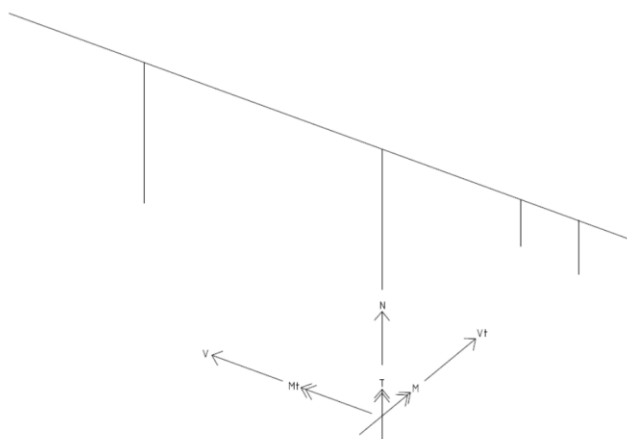
I tillegg legges til en jevnt fordelt temperaturandel med $\Delta T_{N,exp} = 10 - 6 = 4$ °C for å ta høyde for temperatur 10 °C ved åpning 3/6-16.

Benevnelser for krefter

Overbygningen:



Søylene:



I søletopp får vi følgende sammenhenger:

- Overbygningens M samsvarer med søylenes M
- Overbygningens T samsvarer med søylenes M_t
- Overbygningens M_t samsvarer med søylenes T

Benevnelser for forskyvninger

Forskyvning i bruas lengderetning: dx

Vertikale nedbøyninger: dz

Vedlegg B Støpedatoer - ferdig utført etappe/element

Et	El	Et	Dato	Tid	Et	El	Et	Dato	Tid
	S2-1		18.09.13						
	S2-2		27.09.13	9					
	S2-3		08.10.13	20					
	S2-4		24.10.13	36		S3-1		05.08.14	321
	S2-5		04.11.13	47		S3-2		21.08.14	337
	SH2-1		13.01.14	117		S3-3		02.09.14	349
	SH2-2		24.02.14	159		S3-4		20.10.14	397
	SH2-3		04.04.14	198		S3-5		07.11.14	415
21	FFB1	24	23.05.14	247		SH3-1		14.01.15	483
20	FFB2	25	19.06.14	274		SH3-2		28.01.15	497
19	FFB3	26	04.07.14	289		SH3-3		16.02.15	516
18	FFB4	27	17.07.14	302		SH3-4		03.03.15	531
17	FFB5	28	08.08.14	324		SH3-5		20.03.15	548
16	FFB6	29	22.08.14	338	60	FFB1	63	24.05.15	613
15	FFB7	30	29.08.14	345	59	FFB2	64	30.05.15	619
14	FFB8	31	04.09.14	351	58	FFB3	65	09.06.15	629
13	FFB9	32	18.09.14	365	57	FFB4	66	18.06.15	638
12	FFB10	33	07.10.14	384	56	FFB5	67	25.06.15	645
	Hjelpesøyle		15.10.14	392	55	FFB6	68	02.07.15	652
11			22.10.14	399	54	FFB7	69	09.07.15	659
10		34	04.11.14	412	53	FFB8	70	16.07.15	666
9		35	18.11.14	426	52	FFB9	71	23.07.15	673
8		36	26.11.14	434	51	FFB10	72	31.07.15	681
7		37	05.12.14	443		Hjelpesøyle		07.08.15	688
6		38	15.12.14	453			73	10.08.15	691
5		39	12.01.15	481	50		74	19.08.15	700
4		40	26.01.15	495	49		75	26.08.15	707
3		41	06.02.15	506	48		76	02.09.15	714
2	Kobl		17.02.15	517	47		77	09.09.15	721
					46		78	16.09.15	728
1	FS1		29.01.15	498	45		79	23.09.15	735
	:				44		80	02.10.15	744
	S5		13.11.14	421	43		81	12.10.15	754
	S4		21.01.15	490		Kobl	82	21.10.15	763
	:					Hjs 1-2 dem		22.10.15	764
	A5-A6		28.05.15	617		Hjs 3-4 dem		23.10.15	765
	A4-A5		01.09.15	713		Jekking		27.10.15	769
					42	Kobl		28.10.15	770
						Vogner dem		29.10.15	771
						Kantdr start		15.09.15	727
						Kantdr ferdig		15.01.16	849
						Fresing		21.04.16	946
						Membran		04.05.16	959
						Slitelag		30.05.16	985
						Åpning		03.06.16	989

Vedlegg C Beregning av vindlast

For Dolmsundet bru skal det beregnes vind på fedig bru, vindkast-trykk, som skal modelleres som en statisk last.
Beregninger er gjort iht. HB N400 og EK1-1-4, alle referanser er fra sistnevnte.

Referansevindhastighet for Hitra kommune $v_{b,0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ *tab NA.4(901.1)*

Nivåfaktor $c_{\text{dir}} := 1.0$ *NA.4.2(2)P*

Retningsfaktor $c_{\text{season}} := 1.0$ *NA.4.2(2)P*

Årstidsfaktor $c_{\text{alt}} := 1.0$ *NA.4.2(2)P*

Sannsynlighetsfaktor $c_{\text{prob}} := 1.0$ *NA.4.2(2)P*

Basisvindhastighet *(NA.4.1)*

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Høyde over terreng $z := 36\text{m}$

Terrengruhet: Kategorinummer 1 $k_r := 0.17$ *tab NA.4.1*

$$z_0 := 0.01\text{m}$$

Ruhetsfaktor

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.392 \quad \text{for } z_{\text{min}} \leq z \leq z_{\text{max}} \quad (4.4)$$

Terrengformfaktor $c_0 := 1$ *4.3.3(2)*

Stedsvindhastighet

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 41.762 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

Turbulensfaktor $k_I := 1.0$ NA.4.4(1)

Turbulensintensitet

$$I_v := \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.122 \quad (4.7)$$

Luftens densitet $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ NA.4.5(1)

Toppfaktor $k_p := 3.5$ NA.4.5(1)

Vindkasthastighetstrykk (NA.4.8)

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 2021.88 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastigheten svarende til vindkasthastighetstrykket q_p :

$$v_s := v_m = 41.762 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_p := v_s \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} = 56.877 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{NA.4.4(1) Merknad}$$

Kontroll av vindkasthastigheten for bru med samtidig trafikk:

$$\text{KONTROLL} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_p \leq 35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"IKKE OK"} \quad \text{NA.8.1(4)}$$

Tilbakeregning for bestemmelse av vindlast i samsvar med kravet i punkt NA.8.1(4):

Given

$$v_{p*} := v_{m*} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} \quad (NA.4.4)$$

Definerer ny maksimal vindkasthastighet

$$v_{p*} = 35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{NA.8.1(4)}$$

Ny stedsvindhastighet

$$v_{m.*} := \text{Find}(v_{m.*}) \rightarrow \frac{25.698932853684512538 \cdot \text{m}}{\text{s}} \quad \text{NA.4.4}$$

Ny basisvindhastighet

$$v_{b.*} := \frac{v_{m.*}}{c_r \cdot c_0} = 18.461 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

Ny referansevindhastighet

$$v_{b.0.*} := \frac{v_{b.*}}{(c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob})} = 18.461 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{NA.4.1})$$

Kontroll av referansevindhastigheten etter krav i punkt NA.8.1(4):

$$\text{KONTROLL2} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } v_{b.0.*} < v_{b.0} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"} \quad \text{NA.8.1(4)}$$

Høyde over terreng, $z = 36 \text{ m}$, er gjeldende for Element 148 og utregning av formfaktorer vises for dette elementet.

Ved beregning av samtidig trafikk skal trafikk regnes som en rektangulær flate med høyde 2.0 m

Bredde overbygning $b := 12\text{m}$

Vindlast på bru - uten trafikk

$$q_{p_UTRAF} := q_p = 2021.88 \text{ Pa}$$

Horisontalkraft i tverretning:

$$\begin{aligned} \text{Element 148} \quad h_{148} &:= 2.75\text{m} & \frac{b}{h_{148}} &= 4.364 \\ & & c_{fx.0.148} &:= 1.2 & \text{fig 8.3} \\ & & c_{f.x.148} &:= c_{fx.0.148} & (8.1) \end{aligned}$$

$$q_{D.min} := q_{p_UTRAF} \cdot c_{f,x.148} \cdot h_{148} = 6.672 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikalkraft:

$$c_{f,z} := 0.9$$

NA.8.3.3(1)

$$q_{L.min} := q_{p_UTRAF} \cdot c_{f,z} \cdot b = 21.836 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{L.max} := q_{p_UTRAF} \cdot (-c_{f,z}) \cdot b = -21.836 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vridningsmoment:

$$c_{f,y} := 1.0$$

$$c_M := c_{f,y}$$

$$q_M := q_{p_UTRAF} \cdot c_M \cdot b^2 = 291.15 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Vindlast på bru - med samtidig trafikk

$$v_{p*} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{p_MTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p*}^2 = 765.625 \text{ Pa}$$

Horisontalkraft i tverretning:

Element 148

$$h_{148.M} := 4.751 \text{ m}$$

$$\frac{b}{h_{148.M}} = 2.526$$

$$c_{f_x.0.148.M} := 1.79 \quad 8.3$$

$$c_{f_x.148.M} := c_{f_x.0.148.M} \quad (8.1)$$

$$q_{D.M} := q_{p_MTRAF} \cdot c_{f_x.148.M} \cdot h_{148.M} = 6.511 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikalkraft:

$$c_{f,z} := 0.9$$

NA.8.3.3(1)

$$q_{L.M} := q_{p_MTRAF} \cdot c_{f,z} \cdot b = 8.269 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vridningsmoment:

$$c_{f,y.M} := 1.0$$

$$c_{M.M} := c_{f,y}$$

$$q_{M.M} := q_{p_MTRAF} \cdot c_{M.M} \cdot b^2 = 110.25 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Vedlegg D Kryp- og svinntøyning i spennarmering

Kryp- og svinntøyningen som benyttes for hele bruoverbygningen beregnes som middelveiden mellom den i hovedspenn (Element 148) og den over støtte i akse 2 (Element 128). Beregninger er gjort iht. EK2-1-1 og "Betongkonstruksjoner" (BK).

Kryptøyning

kNm:= 1000

Betong B45

$$f_{ck} := 45\text{MPa}$$

$$\sigma_{c,\text{tillatt}} := -0.6 f_{ck} = -27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm} := 28000\text{MPa}$$

Spennarmering

$$f_{pk} := 186\text{MPa}$$

$$E_p := 19500\text{MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 164\text{MPa}$$

$$\sigma_{p,\text{max}} := \min(0.8 f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = 1476\text{MPa}$$

(5.41)

Type 1506

$$A_{p,1506} := 2250\text{mm}^2$$

$$\varnothing_{1506} := 90\text{mm}$$

$$P_{\text{max},1506} := A_{p,1506} \cdot \sigma_{p,\text{max}} = 3321\text{kN}$$

Type 1906

$$A_{p,1906} := 2850\text{mm}^2$$

$$\varnothing_{1906} := 100\text{mm}$$

$$P_{\text{max},1906} := A_{p,1906} \cdot \sigma_{p,\text{max}} = 4206.6\text{kN}$$

Tid til oppspenning:

$$t_0 := 3$$

Underside: maksimalt moment i felt

Maksimalt opptredende feltmoment pga egenvekt: $M_{g,f} := 5269.8\text{kN}\cdot\text{m}$

Betongverrsnittsdata: Element 148

Areal:

$$A_{c,f} := 7.472\text{m}^2$$

Tyngdepunktets avstand fra underkant:

$$y_f := 1815\text{mm}$$

Tyngdepunktets avstand til overkant: $y_{topp} := 2750\text{mm} - y_f = 0.935\text{ m}$

Andre arealmoment: $I_{x.f} := 7.7 \cdot 10^{12}\text{ mm}^4$

Kryptall etter 100 år: $\varphi_{100\text{år}.f} := 1.995$

Langtids E-modul: $E_{cL.f} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100\text{år}.f}} = 9348.91 \cdot \text{MPa}$ *BK (6.13)*

Oppspenningskraft for feltsnitt:

Antall kabler av type 1506: $n_{1506.f} := 0$

Antall kabler av type 1906: $n_{1906.f} := 16$

$A_{p.tot.f} := A_{p.1506} \cdot n_{1506.f} + A_{p.1906} \cdot n_{1906.f} = 45600 \cdot \text{mm}^2$

$P_{max.tot.f} := P_{max.1506} \cdot n_{1506.f} + P_{max.1906} \cdot n_{1906.f} = 67305.6 \cdot \text{kN}$

Avstander:

Overdekning underkant: $UK := 155\text{mm}$

Fra tp spennarmering til tp i betongtverrsnitt: $e_{uk} := y_f - UK = 1660 \cdot \text{mm}$

Korttids E-modul:

Transformert tverrsnitt

$\eta_f := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.964$

Transformert areal: $A_{t.f} := A_{c.f} + (\eta_f - 1) \cdot A_{p.tot.f} = 7.744 \text{ m}^2$

tpb til tp: $y_{t.f} := \frac{(\eta_f - 1) \cdot A_{p.tot.f} \cdot e_{uk}}{A_{t.f}} = 58.3 \cdot \text{mm}$

Andre arealmoment: $I_{t.x.f} := I_{x.f} + A_{c.f} \cdot y_{t.f}^2 + (\eta_f - 1) \cdot A_{p.tot.f} \cdot (e_{uk} - y_{t.f})^2 = 8.423 \text{ m}^4$

Aksialkraft og moment som virker i det amerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, tp:

$$N_{f,tp} := -P_{\max,tot,f} = -6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{f,tp} := [-P_{\max,tot,f} \cdot (e_{uk} - y_{t,f})] + M_{g,f} = -102533.59 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning :

BK (6.12)

Underkant

$$\sigma_{c,f,u} := -\left(\frac{P_{\max,tot,f}}{A_{t,f}}\right) + \frac{M_{f,tp} \cdot (y_f - y_{t,f})}{I_{t,x,f}} = -30.075 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Overkant

$$\sigma_{c,f,o} := -\left(\frac{P_{\max,tot,f}}{A_{t,f}}\right) + \frac{M_{f,tp} \cdot (-y_{topp} - y_{t,f})}{I_{t,x,f}} = 3.4 \cdot \text{MPa} \quad (\text{strekk})$$

I høyde med spennarmering

$$\sigma_{c,f,p} := -\left(\frac{P_{\max,tot,f}}{A_{t,f}}\right) + \frac{M_{f,tp} \cdot (e_{uk} - y_{t,f})}{I_{t,x,f}} = -28.189 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Note: Betongtrykkspenningene er her høyere enn tillatt trykkspenning $\sigma_{c,tillatt}$
Strekkfastheten er innenfor kravet.

Langtids E-modul:

Transformert tverrsnitt

$$\eta_{\text{lang}} := \frac{E_p}{E_{cL,f}} = 20.858$$

Transformert areal:

$$A_{t,f,\text{lang}} := A_{c,f} + (\eta_{\text{lang}} - 1) \cdot A_{p,tot,f} = 8.378 \text{ m}^2$$

tpb til tp:

$$y_{t,f,\text{lang}} := \frac{(\eta_{\text{lang}} - 1) \cdot A_{p,tot,f} \cdot e_{uk}}{A_{t,f,\text{lang}}} = 179.429 \cdot \text{mm}$$

Andre arealmoment:

$$I_{t,x,f,\text{lang}} := I_{x,f} + A_{c,f} \cdot y_{t,f,\text{lang}}^2 + (\eta_{\text{lang}} - 1) \cdot A_{p,tot,f} \cdot (e_{uk} - y_{t,f,\text{lang}})^2 = 9.926 \text{ m}^4$$

Aksialkraft og moment som virker i det amerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, tp:

$$N_{f,tp,lang} := -P_{max,tot,f} = -6.731 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$M_{f,tp,lang} := \left[-P_{max,tot,f} \cdot (\epsilon_{uk} - y_{t,f,lang}) \right] + M_{g,f} = -94380.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning :

BK (6.12)

Underkant

$$\sigma_{c,f,u,lang} := -\left(\frac{P_{max,tot,f}}{A_{t,f,lang}} \right) + \frac{M_{f,tp,lang} \cdot (y_f - y_{t,f,lang})}{I_{t,x,f,lang}} = -23.587 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Overkant

$$\sigma_{c,f,o,lang} := -\left(\frac{P_{max,tot,f}}{A_{t,f,lang}} \right) + \frac{M_{f,tp,lang} \cdot (-y_{topp} - y_{t,f,lang})}{I_{t,x,f,lang}} = 2.563 \cdot \text{MPa} \quad (\text{strekk})$$

I høyde med spennamerling

$$\sigma_{c,f,p,lang} := -\left(\frac{P_{max,tot,f}}{A_{t,f,lang}} \right) + \frac{M_{f,tp,lang} \cdot (\epsilon_{uk} - y_{t,f,lang})}{I_{t,x,f,lang}} = -22.113 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Kryptøyninger i felt:

Korttidstøyning:

Langtidstøyning:

$$\epsilon_{c0,f} := \frac{|\sigma_{c,f,p}| \cdot 1000}{E_{cm}} = 1.007$$

$$\epsilon_{c,f,lang} := \frac{|\sigma_{c,f,p,lang}| \cdot 1000}{E_{cL,f}} = 2.365$$

Total for kryp i felt:

$$\epsilon_{cc,f} := \epsilon_{c,f,lang} - \epsilon_{c0,f} = 1.35852$$

Overside: maksimalt moment ved støtte

Maksimalt opptredende støttemoment pga egenvekt: $M_{g,s} := -1091687.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Betongverrsnittsdata: Element 128

Areal:	$A_{c,s} := 17.58 \text{ m}^2 = 1.758 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$
Tyngdepunktets avstand fra overkant:	$y_s := 4.727 \text{ m}$
Tyngdepunktets avstand til underkant:	$y_{\text{bunn}} := 10000 \text{ mm} - y_s = 5.273 \text{ m}$
Andre arealmoment:	$I_{x,s} := 268.0 \text{ m}^4$
Kryptall etter 100 år:	$\varphi_{100\text{år},s} := 1.9246$
Langtids E-modul:	BK (6.13)
	$E_{cL,s} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100\text{år},s}} = 9573.96 \cdot \text{MPa}$

Oppspenningskraft i snitt:

Antall kabler av type 1506:	$n_{1506,s} := 12$
Antall kabler av type 1906:	$n_{1906,s} := 46$
	$A_{p,\text{tot},s} := A_{p,1506} \cdot n_{1506,s} + A_{p,1906} \cdot n_{1906,s} = 158100 \cdot \text{mm}^2$
	$P_{\text{max,tot},s} := P_{\text{max},1506} \cdot n_{1506,s} + P_{\text{max},1906} \cdot n_{1906,s} = 233355.6 \cdot \text{kN}$

Avstander

Overdekning overkant:	$OK := 175 \text{ mm}$
Fra tp spennarmering til tp i betongverrsnitt:	$e_{ok} := y_s - OK - \frac{\varnothing_{1906}}{2} = 4502 \cdot \text{mm}$

Korttids E-modul:

Transformert tverrsnitt $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 6.964$

Transformert areal: $A_{t,s} := A_{c,s} + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot,s} = 18.523 \text{ m}^2$

tpb til tp: $y_{t,s} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,tot,s} \cdot e_{ok}}{A_{t,s}} = 229.185 \cdot \text{mm}$

Andre arealmoment: $I_{t,x,s} := I_{x,s} + A_{c,s} \cdot y_{t,s}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot,s} \cdot (e_{ok} - y_{t,s})^2 = 286.139 \text{ m}^4$

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

$$N_{s,tp} := -P_{\max,tot,s} = -2.334 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{s,tp} := [P_{\max,tot,s} \cdot (e_{ok} - y_{t,s})] + M_{g,s} = -94602.21 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning : BK (6.12)

Underkant

$$\sigma_{c,s,u} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s}}\right) + \frac{M_{s,tp} \cdot (-y_{bunn} - y_{t,s})}{I_{t,x,s}} = -10.779 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Overkant

$$\sigma_{c,s,o} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s}}\right) + \frac{M_{s,tp} \cdot (y_s - y_{t,s})}{I_{t,x,s}} = -14.085 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

I høyde med spennarmering

$$\sigma_{c,s,p} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s}}\right) + \frac{M_{s,tp} \cdot (e_{ok} - y_{t,s})}{I_{t,x,s}} = -14.011 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Langtids E-modul

Transformert tverrsnitt $\eta_{f,lang} := \frac{E_p}{E_{cL,s}} = 20.368$

Transformert areal: $A_{t,s,lang} := A_{c,s} + (\eta_{f,lang} - 1) \cdot A_{p,tot,s} = 20.642 \text{ m}^2$

tpb til tp: $y_{t,s,lang} := \frac{(\eta_{f,lang} - 1) \cdot A_{p,tot,s} \cdot e_{ok}}{A_{t,s,lang}} = 667.827 \text{ mm}$

Andre arealmoment:

$$I_{t,x,s,lang} := I_{x,s} + A_{c,s} \cdot y_{t,s,lang}^2 + (\eta_{f,lang} - 1) \cdot A_{p,tot,s} \cdot (e_{ok} - y_{t,s,lang})^2 = 320.855 \text{ m}^4$$

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

$$N_{s,tp} := -P_{\max,tot,s} = -2.334 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{s,tp,lang} := [P_{\max,tot,s} \cdot (e_{ok} - y_{t,s,lang})] + M_{g,s} = -196961.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning : BK (6.12)

Underkant

$$\sigma_{c,s,u,lang} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s,lang}}\right) + \frac{M_{s,tp,lang} \cdot (-y_{bunn} - y_{t,s,lang})}{I_{t,x,s,lang}} = -7.658 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Overkant

$$\sigma_{c,s,o,lang} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s,lang}}\right) + \frac{M_{s,tp,lang} \cdot (y_s - y_{t,s,lang})}{I_{t,x,s,lang}} = -13.797 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

I høyde med spennarmering

$$\sigma_{c,s,p,lang} := -\left(\frac{P_{\max,tot,s}}{A_{t,s,lang}}\right) + \frac{M_{s,tp,lang} \cdot (e_{ok} - y_{t,s,lang})}{I_{t,x,s,lang}} = -13.659 \cdot \text{MPa} \quad (\text{trykk})$$

Kryptøyninger over støtte:

Korttidstøyning:

$$\epsilon_{c0.s} := \frac{|\sigma_{c.s.p}| \cdot 1000}{E_{cm}} = 0.5$$

Langtidstøyning:

$$\epsilon_{c.s.lang} := \frac{|\sigma_{c.s.p.lang}| \cdot 1000}{E_{cL.s}} = 1.427$$

Total for kryp ved støtte:

$$\epsilon_{cc.s} := \epsilon_{c.s.lang} - \epsilon_{c0.s} = 0.926247$$

Middelverdi for kryptøyningen: (‰)

$$\epsilon_{cc} := \frac{\epsilon_{cc.f} + \epsilon_{cc.s}}{2} = 1.14239$$

Som en forenkling benyttes middelverdien for kryptøyningen for hele brua.

Svinntøyning

Karakteristisk betongtrykkfasthet:	$f_{ck} := 45\text{MPa}$ $f_{ck.cube} := 55\text{MPa}$
Midlere betongtrykkfasthet:	$f_{cm} := 53\text{MPa}$ $f_{cmo} := 10\text{MPa}$
Betongens alder ved start av uttørking	$t_s := 3$
Betongens alder ved betraktningstidspunkt	$t := 100 \cdot 365 = 3.65 \times 10^4$
Sementklasse: N	
Koeffisient avhengig av type sement:	$\alpha_{ds1} := 4$ $\alpha_{ds2} := 0.12$
Relativ luftfuktighet:	$RH := 70$ $RH_0 := 100$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking, tillegg B.2:

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

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

I felt - Element 148:

Betongens tverrsnittsareal: $A_{cf} := 7.471 \cdot 10^6$

Omkretsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttørking: $u_f := 27.7 \cdot 10^3$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$h_{0,f} := \frac{2 \cdot A_{cf}}{u_f} = 539 \quad h_0 > 500\text{mm} \quad k_h := 0.7$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking: $\epsilon_{cd,0}$

$$\epsilon_{cd,0,f} := 3.1 \cdot 10^{-4}$$

Tabell 3.2

Uttøringsvinn:

$$\beta_{ds.f} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.f}}^3} = 0.98646 \quad (3.10)$$

$$\epsilon_{cd.f} := \beta_{ds.f} \cdot k_{h.f} \cdot \epsilon_{cd.0.f} = 2.141 \times 10^{-4} \quad (3.9)$$

Autogene svinntøyning:

$$\epsilon_{ca.\infty.f} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5} \quad (3.12)$$

$$\beta_{as.f} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1 \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca.f} := \beta_{as.f} \cdot \epsilon_{ca.\infty.f} = 8.75 \times 10^{-5} \quad (3.11)$$

Total svinntøyning i felt:

$$\epsilon_{cs.f} := \epsilon_{cd.f} + \epsilon_{ca.f} = 0.0003016$$

Over støtte - Element 128:

Betongens tverrsnittsareal:

$$A_{cs} := 17.580 \cdot 10^6$$

Omkrænsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttøring:

$$u_s := 42.2 \cdot 10^3$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$h_{0.s} := \frac{2 \cdot A_{cs}}{u_s} = 833 \quad h_0 > 500\text{mm} \quad k_{h.s} := 0.7$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttøring: $\epsilon_{cd.0}$

$$\epsilon_{cd.0.s} := 3.1 \cdot 10^{-4} \quad \text{Tabell 3.2}$$

Uttøringsvinn:

$$\beta_{ds.s} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.s}}^3} = 0.97432 \quad (3.10)$$

$$\epsilon_{cd.s} := \beta_{ds.s} \cdot k_{h.s} \cdot \epsilon_{cd.0.s} = 2.114 \times 10^{-4} \quad (3.9)$$

Autogene svinntøyning:

$$\epsilon_{ca,\infty,s} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5} \quad (3.12)$$

$$\beta_{as,s} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1 \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca,s} := \beta_{as,s} \cdot \epsilon_{ca,\infty,s} = 8.75 \times 10^{-5} \quad (3.11)$$

Total svinntøyning over støtte:

$$\epsilon_{cs,s} := \epsilon_{cd,s} + \epsilon_{ca,s} = 0.0002989$$

Middelverdi for svinntøyningen: (%)

$$\epsilon_{cs} := \left(\frac{\epsilon_{cs,f} + \epsilon_{cs,s}}{2} \right) \cdot 1000 = 0.3$$

Vedlegg E Verifikasjon av spennkrefter

I dette vedlegget verifiseres kabelkrefter i følgende spennkabler:

104	Spennkabel bruplate
113	Spennkabel bruplate
126	Spennkabel bruplate
11	Spennkabel undergurt
26	Spennkabel undergurt

Forutsetninger fra NovaFrame:	
Friction factor	0.2 [1/rad]
Wobble factor	0.001 [1/m]
Wedge draw in	6 [mm]
Creep	-1.14 [o/oo]
Shrincage	-0.3 [o/oo]
Relaxation S0	65.21 [o/o of So2]
Relaxation S1	79.39 [o/o of So2]
Relaxation T1	2.5 [o/o loss]

$$F_{100} = \text{SumForce (NovaFrame)}$$

$$\Delta F_{kr} = \text{Creep (NovaFrame)}$$

$$\Delta F_{sv} = \text{Shrincage (NovaFrame)}$$

$$\Delta F_{rel} = \text{Relaxation (NovaFrame)}$$

$$\Delta F_{l\ddot{a}s} = \text{Wedge (NovaFrame)}$$

$$F_{ini} = F_{100} + \Delta F_{kr} + \Delta F_{sv} + \Delta F_{rel}$$

$$F_p = F_{ini} + \Delta F_{l\ddot{a}s}$$

$$\text{Kontroll } F_{100} = P_{max} \cdot \left(1 - \frac{\text{SumLoss}}{100}\right)$$

Kabel 104

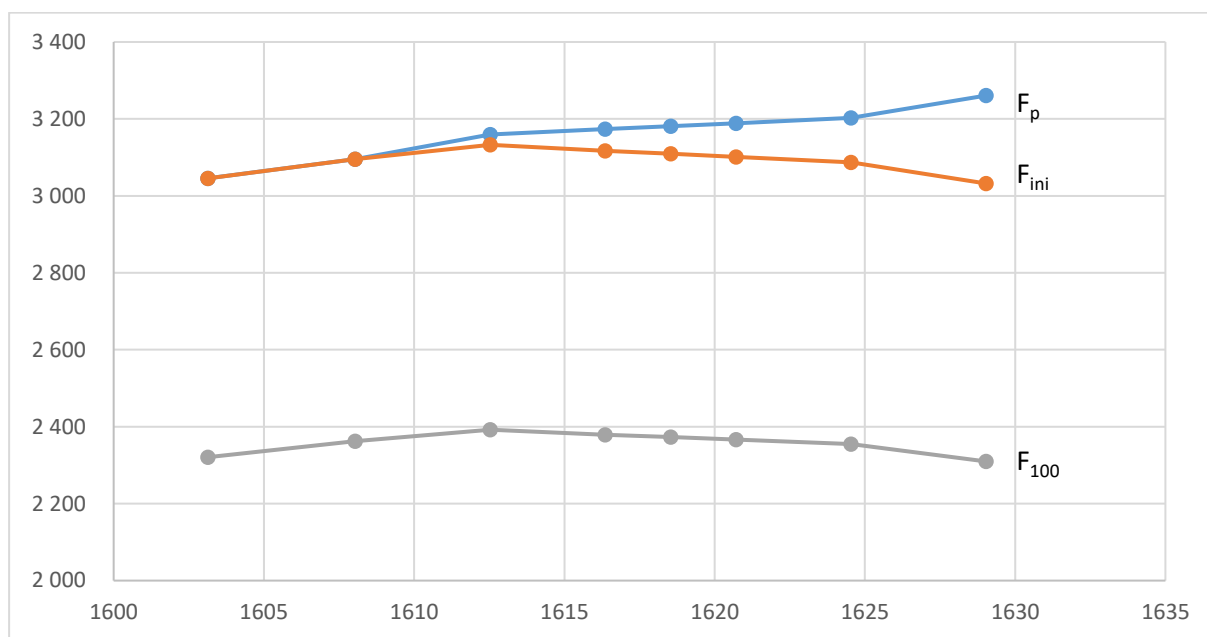
Lengde	30.8
# tau	15
Ap	2250

Spennkabelkrafttap fra NovaFrame:

El.No.	X/L	SumCurLen [m]	SumForce [kN]	Shrinkage [kN]	Creep [kN]	Relax [kN]	Wedge [kN]	SumLoss [%]
124	0	0	2320.878	131.6	500.175	93.06	0	30.12
125	0	4.953	2362.009	131.6	500.175	101.995	0	28.88
126	0	9.476	2392.175	131.6	500.175	108.735	26.447	27.97
127	0	13.347	2379.36	131.6	500.175	105.853	56.798	28.35
128	0	15.524	2373.098	131.6	500.175	104.454	71.754	28.54
129	0	17.7	2366.735	131.6	500.175	103.041	87.042	28.73
130	0	21.609	2355.048	131.6	500.175	100.463	115.358	29.09
131	0	26.161	2309.652	131.6	500.175	90.672	228.723	30.45

Kabelkrefter:

No	Sn	Pr	F _{p0}	F _p	ΔF _{lås}	F _{ini}	ΔF _{kr}	ΔF _{sv}	ΔF _{rel}	F ₁₀₀	Kontroll F100
124	D'	1603.137	0	3 046	0.00	3045.71	500.18	131.60	93.06	2 321	2320.71
125	C'	1608.037		3 096	0.00	3095.78	500.18	131.60	102.00	2 362	2361.90
126	B'	1612.537		3 159	26.45	3132.69	500.18	131.60	108.74	2 392	2392.12
127		1616.362		3 174	56.80	3116.99	500.18	131.60	105.85	2 379	2379.50
128		1618.537		3 181	71.75	3109.33	500.18	131.60	104.45	2 373	2373.19
129		1620.712		3 189	87.04	3101.55	500.18	131.60	103.04	2 367	2366.88
130	B	1624.537		3 203	115.36	3087.29	500.18	131.60	100.46	2 355	2354.92
131	C	1629.037		3 261	228.72	3032.10	500.18	131.60	90.67	2 310	2309.76
132	D	1633.937	3321	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	



Kabel 116

Lengde 89.6
 # tau 19
 Ap 2850

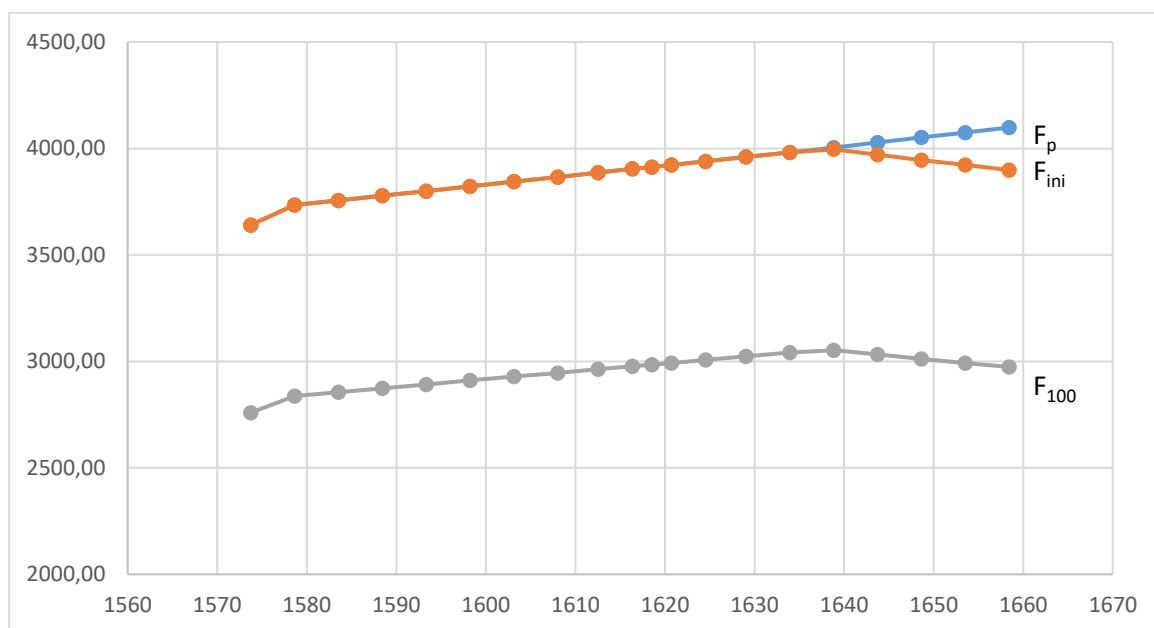
Spennkabelkrafttap fra NovaFrame

El.No.	X/L	SumCurlLen [m]	SumForce [kN]	Shrinkage [kN]	Creep [kN]	Relax [kN]	Wedge [kN]	sum loss [%]
118	0	0	2759.009	166.7	633.56	81.41	0.00	34.41
119	0	4.912	2837.546	166.7	633.56	96.73	0.00	32.55
120	0	9.819	2855.563	166.7	633.56	100.35	0.00	32.12
121	0	14.726	2873.683	166.7	633.56	104.04	0.00	31.69
122	0	19.636	2891.893	166.7	633.56	107.80	0.00	31.25
123	0	24.548	2910.19	166.7	633.56	111.61	0.00	30.82
124	0	29.464	2928.548	166.7	633.56	115.48	0.00	30.38
125	0	34.384	2946.178	166.7	633.56	119.25	0.00	29.96
126	0	38.904	2962.805	166.7	633.56	122.83	0.00	29.57
127	0	42.775	2977.605	166.7	633.56	126.06	0.00	29.22
128	0	44.952	2984.965	166.7	633.56	127.67	0.00	29.04
129	0	47.129	2992.535	166.7	633.56	129.34	0.00	28.86

130	0	51.037	3006.681	166.7	633.56	132.48	0.00	28.52
131	0	55.587	3023.147	166.7	633.56	136.17	0.00	28.13
132	0	60.537	3041.018	166.7	633.56	140.21	0.00	27.71
133	0	65.478	3052.546	166.7	633.56	142.84	8.76	27.43
134	0	70.413	3032.016	166.7	633.56	138.17	57.34	27.92
135	0	75.342	3012.026	166.7	633.56	133.67	105.31	28.4
136	0	80.266	2992.585	166.7	633.56	129.35	152.67	28.86
137	0	85.186	2973.692	166.7	633.56	125.20	199.40	29.31

Kabelkrefter:

No	Sn	Pr	F _{p0}	F _p	ΔF _{iås}	F _{ini}	ΔF _{kr}	ΔF _{sv}	ΔF _{rel}	F ₁₀₀	Kontroll F100
118	J'	1573.737	0	3640.67	0	3640.67	633.56	166.70	81.41	2759.01	2759.11
119	I'	1578.637		3734.53	0	3734.53	633.56	166.70	96.73	2837.55	2837.35
120	H'	1583.537		3756.17	0	3756.17	633.56	166.70	100.35	2855.56	2855.44
121	G'	1588.437		3777.98	0	3777.98	633.56	166.70	104.04	2873.68	2873.53
122	F'	1593.337		3799.94	0	3799.94	633.56	166.70	107.80	2891.89	2892.04
123	E'	1598.237		3822.06	0	3822.06	633.56	166.70	111.61	2910.19	2910.13
124	D'	1603.137		3844.29	0	3844.29	633.56	166.70	115.48	2928.55	2928.63
125	C'	1608.037		3865.68	0	3865.68	633.56	166.70	119.25	2946.18	2946.30
126	B'	1612.537		3885.89	0	3885.89	633.56	166.70	122.83	2962.81	2962.71
127		1616.362		3903.92	0	3903.92	633.56	166.70	126.06	2977.61	2977.43
128		1618.537		3912.89	0	3912.89	633.56	166.70	127.67	2984.97	2985.00
129		1620.712		3922.13	0	3922.13	633.56	166.70	129.34	2992.54	2992.58
130	B	1624.537		3939.41	0	3939.41	633.56	166.70	132.48	3006.68	3006.88
131	C	1629.037		3959.57	0	3959.57	633.56	166.70	136.17	3023.15	3023.28
132	D	1633.937		3981.48	0	3981.48	633.56	166.70	140.21	3041.02	3040.95
133	E	1638.837		4004.40	9	3995.64	633.56	166.70	142.84	3052.55	3052.73
134	F	1643.737		4027.78	57	3970.44	633.56	166.70	138.17	3032.02	3032.12
135	G	1648.637		4051.27	105	3945.95	633.56	166.70	133.67	3012.03	3011.93
136	H	1653.537		4074.86	153	3922.19	633.56	166.70	129.35	2992.59	2992.58
137	I	1658.437		4098.55	199	3899.15	633.56	166.70	125.20	2973.69	2973.65
138	J	1663.337	4207	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4206.60



Kabel 126

Lengde 172.9
 # tau 19
 Ap 2850

Spennkabelkrafttap fra NovaFrame

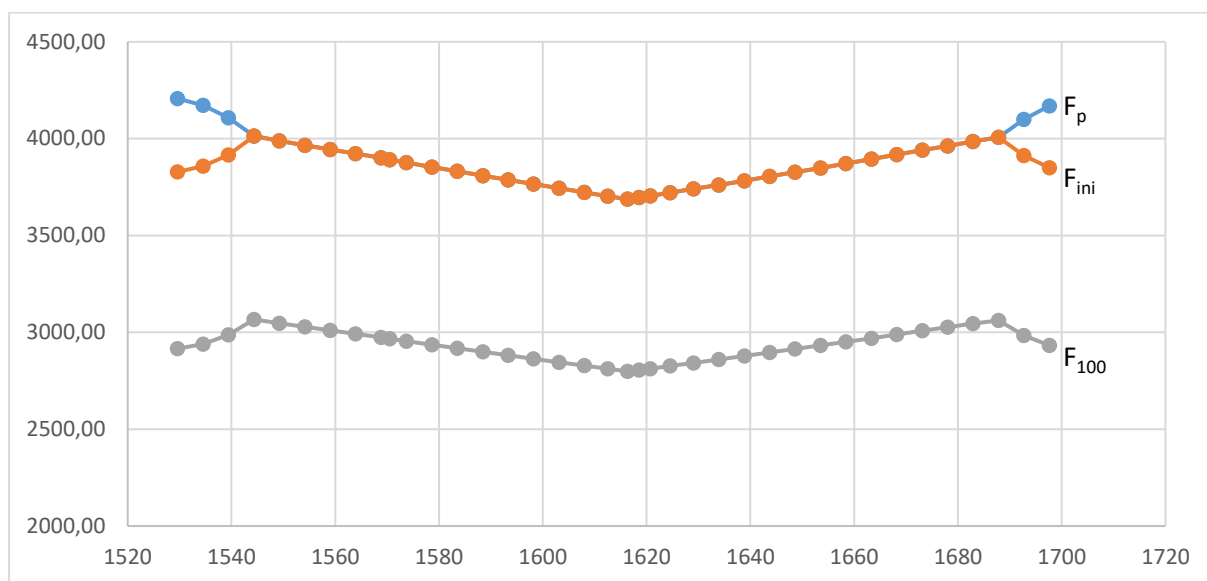
El.No.	X/L	SumCurLen [m]	SumForce [kN]	Shrinkage [kN]	Creep [kN]	Relax [kN]	Wedge [kN]	sum loss [%]
108	0.00	0.00	2915.47	166.70	633.56	112.72	378.14	30.69
109	0.00	4.98	2939.50	166.70	633.56	117.82	314.45	30.12
110	0.00	9.93	2987.93	166.70	633.56	128.32	190.75	28.97
111	0.00	14.84	3066.70	166.70	633.56	146.10	0.00	27.10
112	0.00	19.75	3046.65	166.70	633.56	141.50	0.00	27.57
113	0.00	24.66	3028.84	166.70	633.56	137.45	0.00	28.00
114	0.00	29.56	3010.86	166.70	633.56	133.41	0.00	28.43
115	0.00	34.47	2992.76	166.70	633.56	129.39	0.00	28.86
116	0.00	39.37	2974.86	166.70	633.56	125.46	0.00	29.28
117	0.00	41.07	2967.32	166.70	633.56	123.81	0.00	29.46
118	0.00	44.28	2954.49	166.70	633.56	121.03	0.00	29.77

119	0.00	49.18	2936.22	166.70	633.56	117.12	0.00	30.20
120	0.00	54.09	2917.90	166.70	633.56	113.23	0.00	30.64
121	0.00	59.00	2899.61	166.70	633.56	109.40	0.00	31.07
122	0.00	63.91	2881.37	166.70	633.56	105.62	0.00	31.50
123	0.00	68.82	2863.18	166.70	633.56	101.90	0.00	31.94
124	0.00	73.73	2845.07	166.70	633.56	98.24	0.00	32.37
125	0.00	78.65	2827.81	166.70	633.56	94.78	0.00	32.78
126	0.00	83.17	2811.64	166.70	633.56	91.58	0.00	33.16
127	0.00	87.04	2798.45	166.70	633.56	89.00	0.00	33.47
128	0.00	89.22	2805.54	166.70	633.56	90.39	0.00	33.31
129	0.00	91.40	2812.84	166.70	633.56	91.82	0.00	33.13
130	0.00	95.31	2826.47	166.70	633.56	94.52	0.00	32.81
131	0.00	99.86	2842.33	166.70	633.56	97.69	0.00	32.43
132	0.00	104.81	2859.56	166.70	633.56	101.16	0.00	32.02
133	0.00	109.75	2877.54	166.70	633.56	104.83	0.00	31.59
134	0.00	114.68	2895.84	166.70	633.56	108.62	0.00	31.16
135	0.00	119.61	2914.19	166.70	633.56	112.45	0.00	30.72
136	0.00	124.54	2932.58	166.70	633.56	116.34	0.00	30.29
137	0.00	129.46	2951.02	166.70	633.56	120.29	0.00	29.85
138	0.00	134.37	2969.45	166.70	633.56	124.28	0.00	29.41
139	0.00	139.28	2989.45	166.70	633.56	128.66	0.00	28.93
140	0.00	144.19	3008.04	166.70	633.56	132.78	0.00	28.49
141	0.00	149.10	3026.20	166.70	633.56	136.85	0.00	28.06
142	0.00	154.00	3044.34	166.70	633.56	140.97	0.00	27.63
143	0.00	158.91	3062.32	166.70	633.56	145.09	0.00	27.20
144	0.00	163.82	2984.38	166.70	633.56	127.54	188.33	29.05
145	0.00	168.76	2933.40	166.70	633.56	116.52	318.30	30.27

Kabelkrefter:

No	Sn	Pr	F _{p0}	F _p	ΔF _{iās}	F _{ini}	ΔF _{kr}	ΔF _{sv}	ΔF _{rel}	F ₁₀₀	Kontroll F100
108	S'	1529.637	4207	4206.58	378.14	3828.44	633.56	166.70	112.72	2915.47	2915.59
109	R'	1534.537		4172.02	314.45	3857.57	633.56	166.70	117.82	2939.50	2939.57
110	Q'	1539.437		4107.26	190.75	3916.51	633.56	166.70	128.32	2987.93	2987.95
111	P'	1544.337		4013.06	0.00	4013.06	633.56	166.70	146.10	3066.70	3066.61
112	O'	1549.237		3988.40	0.00	3988.40	633.56	166.70	141.50	3046.65	3046.84
113	N'	1554.137		3966.54	0.00	3966.54	633.56	166.70	137.45	3028.84	3028.75

114	M'	1559.037		3944.53	0.00	3944.53	633.56	166.70	133.41	3010.86	3010.66
115	L'	1563.937		3922.40	0.00	3922.40	633.56	166.70	129.39	2992.76	2992.58
116	K'	1568.837		3900.57	0.00	3900.57	633.56	166.70	125.46	2974.86	2974.91
117		1570.537		3891.39	0.00	3891.39	633.56	166.70	123.81	2967.32	2967.34
118	J'	1573.737		3875.78	0.00	3875.78	633.56	166.70	121.03	2954.49	2954.30
119	I'	1578.637		3853.59	0.00	3853.59	633.56	166.70	117.12	2936.22	2936.21
120	H'	1583.537		3831.39	0.00	3831.39	633.56	166.70	113.23	2917.90	2917.70
121	G'	1588.437		3809.27	0.00	3809.27	633.56	166.70	109.40	2899.61	2899.61
122	F'	1593.337		3787.25	0.00	3787.25	633.56	166.70	105.62	2881.37	2881.52
123	E'	1598.237		3765.34	0.00	3765.34	633.56	166.70	101.90	2863.18	2863.01
124	D'	1603.137		3743.56	0.00	3743.56	633.56	166.70	98.24	2845.07	2844.92
125	C'	1608.037		3722.85	0.00	3722.85	633.56	166.70	94.78	2827.81	2827.68
126	B'	1612.537		3703.48	0.00	3703.48	633.56	166.70	91.58	2811.64	2811.69
127		1616.362		3687.71	0.00	3687.71	633.56	166.70	89.00	2798.45	2798.65
128		1618.537		3696.18	0.00	3696.18	633.56	166.70	90.39	2805.54	2805.38
129		1620.712		3704.91	0.00	3704.91	633.56	166.70	91.82	2812.84	2812.95
130	B	1624.537		3721.24	0.00	3721.24	633.56	166.70	94.52	2826.47	2826.41
131	C	1629.037		3740.27	0.00	3740.27	633.56	166.70	97.69	2842.33	2842.40
132	D	1633.937		3760.98	0.00	3760.98	633.56	166.70	101.16	2859.56	2859.65
133	E	1638.837		3782.63	0.00	3782.63	633.56	166.70	104.83	2877.54	2877.74
134	F	1643.737		3804.71	0.00	3804.71	633.56	166.70	108.62	2895.84	2895.82
135	G	1648.637		3826.89	0.00	3826.89	633.56	166.70	112.45	2914.19	2914.33
136	H	1653.537		3849.18	0.00	3849.18	633.56	166.70	116.34	2932.58	2932.42
137	I	1658.437		3871.56	0.00	3871.56	633.56	166.70	120.29	2951.02	2950.93
138	J	1663.337		3893.99	0.00	3893.99	633.56	166.70	124.28	2969.45	2969.44
139	K	1668.237		3918.36	0.00	3918.36	633.56	166.70	128.66	2989.45	2989.63
140	L	1673.137		3941.07	0.00	3941.07	633.56	166.70	132.78	3008.04	3008.14
141	M	1678.037		3963.31	0.00	3963.31	633.56	166.70	136.85	3026.20	3026.23
142	N	1682.937		3985.56	0.00	3985.56	633.56	166.70	140.97	3044.34	3044.32
143	O	1687.837		4007.66	0.00	4007.66	633.56	166.70	145.09	3062.32	3062.40
144	P	1692.737		4100.50	188.33	3912.18	633.56	166.70	127.54	2984.38	2984.58
145	Q	1697.637		4168.47	318.30	3850.17	633.56	166.70	116.52	2933.40	2933.26
146	R	1702.537	4207	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Kabel 11

Lengde 22.5

tau 19

Ap 2850

Knekk opp i spennkabelvoute er ikke modellert.

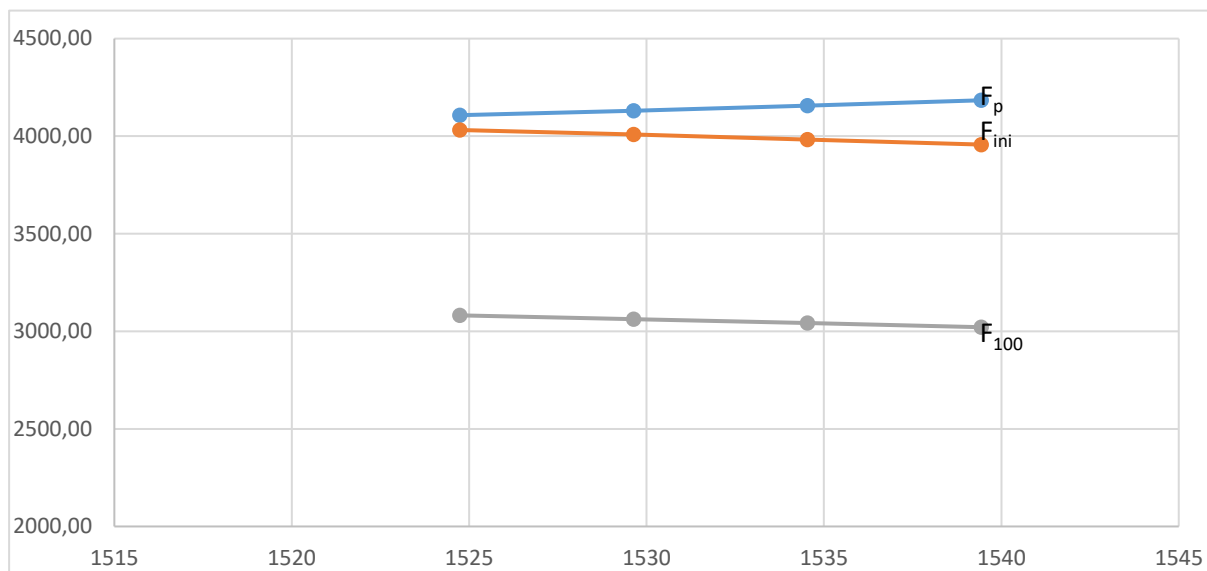
Spennkrafttap fra NovaFrame:

El.No.	X/L	SumCurLen	SumForce	Shrinkage	Creep	Relax	Wedge	sum loss
		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]
107	0	3.44	3081.793	166.7	633.555	149.607	75.968	26.74
108	0	8.353	3062.559	166.7	633.555	145.146	122.964	27.2
109	0	13.266	3042.205	166.7	633.555	140.481	173.472	27.68
110	0	18.177	3021.033	166.7	633.555	135.69	226.937	28.18

Kabelkrefter:

No	Sn	Pr	F _{p0}	F _p	ΔF _{iås}	F _{ini}	ΔF _{kr}	ΔF _{sv}	ΔF _{rel}	F ₁₀₀	Kontroll F100
		1520.837	0								
107	T'	1524.737		4107.62	75.97	4031.66	633.56	166.70	149.61	3081.79	3081.76

108	S'	1529.637	4130.92	122.96	4007.96	633.56	166.70	145.15	3062.56	3062.40
109	R'	1534.537	4156.41	173.47	3982.94	633.56	166.70	140.48	3042.21	3042.21
110	Q'	1539.437	4183.92	226.94	3956.98	633.56	166.70	135.69	3021.03	3021.18
		1543.337	4207	0	0	0	0	0	0	0



Kabel 26

Lengde 59.2

tau 19

Ap 2850

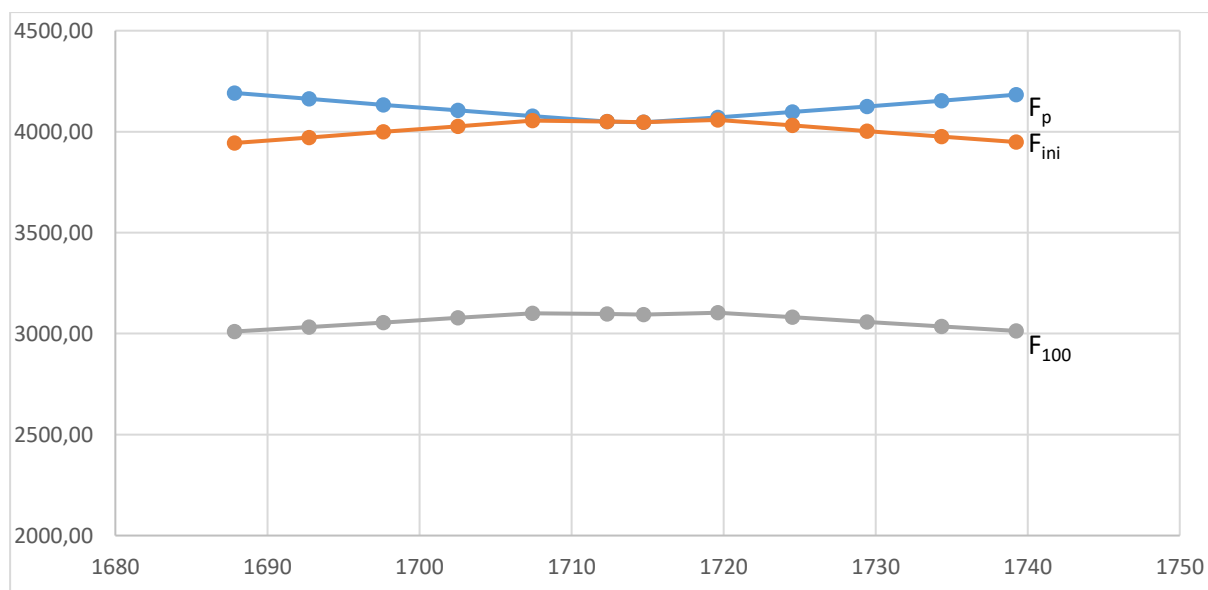
Spennkrafttap fra NovaFrame:

El.No.	X/L	SumCurLen [m]	SumForce [kN]	Shrinkage [kN]	Creep [kN]	Relax [kN]	Wedge [kN]	sum loss [%]
143	0	3.433	3010.482	166.7	633.555	133.325	247.812	28.43
144	0	8.335	3032.621	166.7	633.555	138.304	190.868	27.91
145	0	13.237	3055.046	166.7	633.555	143.417	134.344	27.37
146	0	18.137	3077.799	166.7	633.555	148.676	78.062	26.83
147	0	23.038	3100.851	166.7	633.555	154.08	22.035	26.29
148	0	27.938	3097.154	166.7	633.555	153.208	0	26.37
149	0	30.338	3093.706	166.7	633.555	152.397	0	26.46
150	0	35.238	3103.253	166.7	633.555	154.647	12.35	26.23
151	0	40.138	3080.714	166.7	633.555	149.356	66.923	26.76
152	0	45.039	3058.193	166.7	633.555	144.14	122.388	27.3

153	0	49.94	3035.951	166.7	633.555	139.059	178.174	27.83
154	0	54.843	3013.955	166.7	633.555	134.102	234.442	28.35

Kabelkrefter:

No	Sn	Pr	F _{p0}	F _p	ΔF _{lås}	F _{ini}	ΔF _{kr}	ΔF _{sv}	ΔF _{rel}	F ₁₀₀	Kontroll F100
			1683.937	4207							
143	O	1687.837		4191.87	247.81	3944.06	633.56	166.7	133.33	3010.48	3010.66
144	P	1692.737		4162.05	190.87	3971.18	633.56	166.7	138.30	3032.62	3032.54
145	Q	1697.637		4133.06	134.34	3998.72	633.56	166.7	143.42	3055.05	3055.25
146	R	1702.537		4104.79	78.06	4026.73	633.56	166.7	148.68	3077.80	3077.97
147	S	1707.437		4077.22	22.04	4055.19	633.56	166.7	154.08	3100.85	3100.68
148	T	1712.337		4050.62	0.00	4050.62	633.56	166.7	153.21	3097.15	3097.32
149	*T	1714.737		4046.36	0.00	4046.36	633.56	166.7	152.40	3093.71	3093.53
150	*S	1719.637		4070.51	12.35	4058.16	633.56	166.7	154.65	3103.25	3103.21
151	*R	1724.537		4097.25	66.92	4030.33	633.56	166.7	149.36	3080.71	3080.91
152	*Q	1729.437		4124.98	122.39	4002.59	633.56	166.7	144.14	3058.19	3058.20
153	*P	1734.337		4153.44	178.17	3975.27	633.56	166.7	139.06	3035.95	3035.90
154	*O	1739.237		4182.75	234.44	3948.31	633.56	166.7	134.10	3013.96	3014.03
			1743.137	4207							



Vedlegg F Beregning av kryptall for kapittel 7

Belastningstidspunkt på 3 døgn, $t_0=3$

Genrell beregning av kryptall ihht. NS EN 1992-1-1 tillegg B.1

Karakteristisk betongtrykkfasthet	$f_{ck} := 45$	
Belastningsalder	$t_0 := 3$	
Midlere betongtrykkfasthet	$f_{cm} := 53$	ihht. NS EN 1992-1-1 tabell 3.1
Relativ luftfuktighet	$RH := 70$	
Tverrsnittsareal	$A_c := 800 \cdot 300 = 2.4 \times 10^5$	
Konstruksjonsdelen omkrets som er i kontakt med atmosfæren	$u := 800 \cdot 2 + 300 \cdot 2 = 2.2 \times 10^3$	
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 218.182$	(B.6)

(1) Kryptallet kan beregnes ut fra:

faktor for å ta hensyn til betongfastheten

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \qquad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813 \qquad (\text{B.8c})$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

faktor for å ta hensyn til virkingen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \right] \cdot \alpha_2 = 1.263 \quad \text{for} \quad f_{cm} > 35 \text{MPa} \qquad (\text{B.3b})$$

faktor for å ta hensyn til virkingen av betongfastheten på det normerte kryptallet

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308 \quad (\text{B.4})$$

faktor for å ta hensyn til virkingen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.743 \quad (\text{B.5})$$

Normerte kryptallet

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.166 \quad (\text{B.2})$$

faktor som er avhengig av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse

$$\beta_{H,1} := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] = 544.62 \quad f_{cm} > 35 \text{MPa} \quad (\text{B.8b})$$

Kryptall beregnet for forskjellige alder til betong brukt i kapittel 7:

Betrakningstidpunkt $t_7 := 7$

$$\beta_{c,7} := \left[\frac{(t_7 - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_7 - t_0)} \right]^{0.3} = 0.228 \quad \varphi_7 := \varphi_0 \cdot \beta_{c,7} = 0.495$$

Betrakningstidpunkt $t_{14} := 14$

$$\beta_{c,14} := \left[\frac{(t_{14} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{14} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.308 \quad \varphi_{14} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,14} = 0.668$$

Betrakningstidpunkt $t_{21} := 21$

$$\beta_{c,21} := \left[\frac{(t_{21} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{21} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.356 \quad \varphi_{21} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,21} = 0.771$$

Betrakningstidpunkt $t_{28} := 28$

$$\beta_{c,28} := \left[\frac{(t_{28} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{28} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.391 \quad \varphi_{28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,28} = 0.848$$

Betrakningstidpunkt $t_{35} := 35$

$$\beta_{c,35} := \left[\frac{(t_{35} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{35} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.42 \quad \varphi_{35} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,35} = 0.91$$

Betrakningstidpunkt $t_{42} := 42$

$$\beta_{c,42} := \left[\frac{(t_{42} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{42} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.444 \quad \varphi_{42} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,42} = 0.962$$

Betrakningstidpunkt $t_{1\text{år}} := 365$

$$\beta_{c,1\text{år}} := \left[\frac{(t_{1\text{år}} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{1\text{år}} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.759 \quad \varphi_{1\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,1\text{år}} = 1.645$$

Betrakningstidpunkt $t_{372} := 372$

$$\beta_{c,372} := \left[\frac{(t_{372} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{372} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.762 \quad \varphi_{372} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,372} = 1.651$$

Betrakningstidpunkt $t_{379} := 379$

$$\beta_{c,379} := \left[\frac{(t_{379} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{379} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.764 \quad \varphi_{379} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,379} = 1.656$$

Betrakningstidpunkt $t_{100\text{år}} := 36500$

$$\beta_{c,100\text{år}} := \left[\frac{(t_{100\text{år}} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{100\text{år}} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.996 \quad \varphi_{100\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,100\text{år}} = 2.157$$

Betrakningstidpunkt $t_{365007} := 365007$

$$\beta_{c,365007} := \left[\frac{(t_{365007} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{365007} - t_0)} \right]^{0.3} = 1 \quad \varphi_{365007} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,365007} = 2.165$$

Betrakningstidpunkt $t_{365014} := 365014$

$$\beta_{c,365014} := \left[\frac{(t_{365014} - t_0)}{(\beta_{H,1} + t_{365014} - t_0)} \right]^{0.3} = 1 \quad \varphi_{365014} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,365014} = 2.165$$

Belastningstidspunkt på 28 døgn, $t_0=28$

Genrell beregning av krytall ihht. NS EN 1992-1-1 tillegg B.1

Karakteristisk betongtrykkfasthet $f_{ck} := 45$

Belastningsalder $t_0 := 28$

Midlere betongtrykkfasthet $f_{cm} := 53$ ihht. NS EN 1992-1-1 tabell 3.1

Relativ luftfuktighet $RH := 70$

Tverrsnittsareal $A_c := 800 \cdot 300 = 2.4 \times 10^5$

Konstruksjonsdelen omkrets som er i kontakt med atmosfæren $u := 800 \cdot 2 + 300 \cdot 2 = 2.2 \times 10^3$

Effektiv tverrsnittstykkelse $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 218.182$ (B.6)

(1) Kryptallet kan beregnes ut fra:

faktor for å ta hensyn til betongfastheten

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.748 \qquad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.813 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.92$$

faktor for å ta hensyn til virkingen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \right] \cdot \alpha_2 = 1.263 \qquad \text{for } f_{cm} > 35\text{MPa} \qquad (B.3b)$$

faktor for å ta hensyn til virkingen av betongfastheten på det normerte kryptallet

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308 \qquad (B.4)$$

faktor for å ta hensyn til virkingen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.488 \qquad (B.5)$$

Normerte kryptallet

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.424 \qquad (B.2)$$

faktor som er avhengig av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse

$$\beta_{H,1} := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] = 544.62 \quad f_{cm} > 35\text{MPa} \quad (B.8b)$$

Kryptall beregnet for forskjellige alder til betong:

Betrakningstidpunkt $t_{35} := 35$ $28 + 7 = 35$ døgn

$$\beta_{c,35} := \left[\frac{(t_{35} - t_0)}{(\beta_{H.1} + t_{35} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.27 \quad \varphi_7 := \varphi_0 \cdot \beta_{c,35} = 0.384$$

Betrakningstidpunkt $t_{1\text{år}} := 365$

$$\beta_{c,1\text{år}} := \left[\frac{(t_{1\text{år}} - t_0)}{(\beta_{H.1} + t_{1\text{år}} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.749 \quad \varphi_{1\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,1\text{år}} = 1.067$$

Betrakningstidpunkt $t_{100\text{år}} := 36500$

$$\beta_{c,100\text{år}} := \left[\frac{(t_{100\text{år}} - t_0)}{(\beta_{H.1} + t_{100\text{år}} - t_0)} \right]^{0.3} = 0.996 \quad \varphi_{100\text{år}} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,100\text{år}} = 1.418$$

Vedlegg G Kryputvikling i utkragerbjelke med ett element

Nedbøyning i enden av utkragerbjelken

Dimensjon av betongverrsnittet:

$$b := 300\text{mm} \quad h := 800\text{mm}$$

Densitet betong:

$$q := 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Lengde på utkragerbjelken:

$$L_1 := 5\text{-m} \quad L_2 := 10\text{-m}$$

Jevnt fordellast på grunn av egenlast:

$$g_{Ed} := q \cdot b \cdot h = 6.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Andrearealmoment:

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 1.28 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Betongmaterial B45:

$$f_{ck} := 45\text{MPa}$$

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

$$E_{cm} := 36000\text{MPa}$$

Beregning av middlereverdi av betongtrykkfastheten ved en alder av t døgn:

EK2-1-1, pkt 3.1.2 (6)

Sement i fasthetsklasse R; $s_w := 0.2$

$$t_3 := 3 \quad \beta_{cc,3} := e^{\left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_3} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right]} = 0.663 \quad f_{cm,3} := f_{cm} \cdot \beta_{cc,3} = 35.138 \cdot \text{MPa}$$

$$t_7 := 7 \quad \beta_{cc,7} := e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t_7} \right)^{\frac{1}{2}} \right]} = 0.819 \quad f_{cm,7} := f_{cm} \cdot \beta_{cc,7} = 43.393 \cdot \text{MPa}$$

$$t > 28 \quad f_{cm,28} := f_{cm} = 53 \cdot \text{MPa}$$

Beregning av elastisitesmodul over tid:

EK2-1-1, pkt 3.1.3 (3)

$$E_{cm,3} := \left(\frac{f_{cm,3}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 3.182 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm,7} := \left(\frac{f_{cm,7}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 3.39 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm,28} := \left(\frac{f_{cm,28}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 3.6 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Beregning av den elastiske deformasjonen i enden av utkragerbjelken på grunn av egenlasten:

K.Bell, Matrisestatikk, Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner, 2011

Belastningsalder, t_0 , 3 døgn:

5 meter utkragerbjelke:

$$\Delta_{3,5} := \frac{g_{Ed} \cdot L_1^4}{8 \cdot E_{cm,3} \cdot I} = 1.197 \cdot \text{mm}$$

10 meter utkragerbjelke:

$$\Delta_{3,10} := \frac{g_{Ed} \cdot L_2^4}{8 \cdot E_{cm,3} \cdot I} = 19.148 \cdot \text{mm}$$

Belastningsalder, t_0 , 28 døgn:

5 meter utkragerbjelke:

$$\Delta_{28.5} := \frac{g_{Ed} \cdot L_1^4}{8 \cdot E_{cm} \cdot I} = 1.058 \cdot \text{mm}$$

10 meter utkragerbjelke:

$$\Delta_{28.10} := \frac{g_{Ed} \cdot L_2^4}{8 \cdot E_{cm} \cdot I} = 16.927 \cdot \text{mm}$$

Beregning av kryptall er vist i Vedlegg F

EK2-1-1, Tillegg B1(1)

Belastningsalder, t_0 , 3 døgn:

$$\phi_{3.3} := 0$$

$$\phi_{7.3} := 0.495$$

$$\phi_{28.3} := 0.848$$

$$\phi_{1\text{år}.3} := 1.645$$

$$\phi_{100\text{år}.3} := 2.157$$

Belastningsalder, t_0 , 28 døgn:

$$\phi_{35.28} := 0.384$$

$$\phi_{1\text{år}.28} := 1.067$$

$$\phi_{100\text{år}.28} := 1.418$$

Beregning av krypdeformasjonen i enden av utkragerbjelken på grunn av egenlasten:

Krypdeformasjon etter 7 døgn med $t_0=3$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{7.3.5} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{7.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.564 \cdot \text{mm}$$

$$10 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{7.3.10} := \Delta_{3.10} \cdot \phi_{7.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 9.027 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 28 døgn med $t_0=3$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{28.3.5} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{28.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.967 \cdot \text{mm}$$

$$10 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{28.3.10} := \Delta_{3.10} \cdot \phi_{28.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 15.465 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 1 år med $t_0=3$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{1\text{år}.3.5} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{1\text{år}.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.875 \cdot \text{mm}$$

$$10 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{1\text{år}.3.10} := \Delta_{3.10} \cdot \phi_{1\text{år}.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 29.999 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 100 år med $t_0=3$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{100\text{år}.3.5} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{100\text{år}.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 2.459 \cdot \text{mm}$$

$$10 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{100\text{år}.3.10} := \Delta_{3.10} \cdot \phi_{100\text{år}.3} \cdot \frac{1}{1.05} = 39.336 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 35 døgn med $t_0=28$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{35.28.5} := \Delta_{28.5} \cdot \phi_{35.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.387 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 1 år med $t_0=28$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{1\text{år}.28.5} := \Delta_{28.5} \cdot \phi_{1\text{år}.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.075 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 100 år med $t_0=28$:

$$5 \text{ meter utkragerbjelke:} \quad \Delta_{100\text{år}.28.5} := \Delta_{28.5} \cdot \phi_{100\text{år}.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.429 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 35 døgn med $t_0=3$;

5 meter utkragerbjelke:
$$\Delta_{35.3} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{35.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.438 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 1 år med $t_0=3$;

5 meter utkragerbjelke:
$$\Delta_{1\text{år}.3} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{1\text{år}.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.216 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon etter 100 år med $t_0=3$;

5 meter utkragerbjelke:
$$\Delta_{100\text{år}.3} := \Delta_{3.5} \cdot \phi_{100\text{år}.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.616 \cdot \text{mm}$$

Krypmoment for utkragerbjelke med ett element

Beregning av kryptall er vist i Vedlegg F

EK2-1-1, Tillegg B1(1)

Belastningsalder, t_0 , 3 døgn:

$$\phi_{7.3} := 0.495$$

$$\phi_{28.3} := 0.848$$

$$\phi_{1\text{år}.3} := 1.645$$

$$\phi_{100\text{år}.3} := 2.157$$

Elastisitetsmodul for et gitt tidspunkt påkjent av krepdeformasjon:

EK2-1-1 pkt 7.4.3 (5)

$$E_{\text{cm}} := 36000\text{MPa}$$

$$E_{\text{c,eff.7}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{7.3}} = 2.408 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{\text{c,eff.28}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{28.3}} = 1.948 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{\text{c,eff.1år}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{1\text{år}.3}} = 1.361 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{\text{c,eff.100år}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{100\text{år}.3}} = 1.14 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Krypdeformasjon i enden ved det gitte tidspunktet er utregnet ovenfor

$$\Delta_{7.3} := 0.564\text{mm}$$

$$\Delta_{28.3} := 0.967\text{mm}$$

$$\Delta_{1\text{år}.3} := 1.875\text{mm}$$

$$\Delta_{100\text{år}.3} := 2.459\text{mm}$$

Krypmoment for det gitte tidspunktet:

Lengde av utkrager: $L_1 := 5\text{ m}$

Andrearealmoment: $I := \frac{300\text{ mm} \cdot (800\text{ mm})^3}{12} = 1.28 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

t = 7 døgn:

$$M_{k,7} := \frac{3 \cdot E_{c,\text{eff},7} \cdot I}{L_1^2} \cdot \Delta_{7,3} = 20.861 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

t = 28 døgn:

$$M_{k,28} := \frac{3 \cdot E_{c,\text{eff},28} \cdot I}{L_1^2} \cdot \Delta_{28,3} = 28.935 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

t = 1 år:

$$M_{k,1\text{år}} := \frac{3 \cdot E_{c,\text{eff},1\text{år}} \cdot I}{L_1^2} \cdot \Delta_{1\text{år},3} = 39.198 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

t = 100 år

$$M_{k,100\text{år}} := \frac{3 \cdot E_{c,\text{eff},100\text{år}} \cdot I}{L_1^2} \cdot \Delta_{100\text{år},3} = 43.07 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg H Kryputvikling i utkragerbjelke med to element

Nedbøyningsdeformasjoner for utkragerbjelke med to elementer

Beregning av elastisk deformasjon i node 1 og 2:

Forenklet enhetslast-metode:

Lengde: $L_1 := 5\text{m}$ $L_2 := 5\text{m}$ $L_T := 10\text{m}$

Tverrsnittsdata:

$b := 300\text{mm}$

$h := 800\text{mm}$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.013 \text{ m}^4$$

Laster:

Densitet betong: $g_e := 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Jevnt fordellast: $q_{ed} := h \cdot b \cdot g_e = 6.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Påsett enhetslast: $P_1 := 1\text{kN}$

$P_2 := 1\text{kN}$

Moment av fordellast i byggefase 2:

$$M_1 := q_{ed} \cdot L_1 \cdot \frac{3}{4} \cdot L_T = 234 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{moment i innfestningen}$$

$$M_2 := q_{ed} \cdot \frac{L_1^2}{2} = 78 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{moment midt på bjelken}$$

Moment av punktlast $P_1 = 1 \text{ kN}$ i node 1:

$$M_{0,0} := P_1 \cdot L_1 = 5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment av punktlast på $P_2 = 1 \text{ kN}$ i node 2:

$$M_{0.1} := P_2 \cdot L_T = 10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0.2} := \frac{M_{0.1}}{2} = 5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Elastisk deformasjon:

Nedbøyning i node 1 på grunn av egenvekt i byggefase 2 pålastes etter 28 døgn:

$$E_2 := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_3 := 36000 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\text{node.1}} := \frac{\frac{1}{I} \left[\frac{1}{6} (2 \cdot M_1 + M_2) \cdot M_{0.0} \cdot L_1 \cdot \frac{1}{E_2} \right]}{P_1} = 4.937 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta_{\text{node.1.Totalt}} := \Delta_{\text{node.1}} + 1.058 \text{ mm} = 5.995 \cdot \text{mm}$$

Nedbøyning i node 2 på grunn av egenvekt i byggefase 2 pålastes etter 28 døgn:

$$\Delta_{\text{node.2}} := \frac{\frac{1}{I} \left[\left[\frac{1}{6} \cdot [M_1 \cdot (2 \cdot M_{0.1} + M_{0.2}) + M_2 \cdot (M_{0.1} + 2 \cdot M_{0.2})] \cdot L_1 \cdot \frac{1}{E_2} \right] + \left(\frac{1}{4} \cdot M_2 \cdot M_{0.2} \cdot L_1 \cdot \frac{1}{E_3} \right) \right]}{P_2}$$

$$\Delta_{\text{node.2}} = 14.459 \cdot \text{mm}$$

Beregning av kryptall er vist i Vedlegg F

EK2-1-1, Tillegg B1(1)

Belastningsalder, t_0 , 3 døgn:

$$\phi_{7.3} := 0.495$$

$$\phi_{14.3} := 0.668$$

Beregning av delkryptall:

$$\Delta\phi_{E1.B1} := 0.495$$

$$\Delta\phi_{E1.B2} := 0.668 - 0.495 = 0.173$$

$$\Delta\phi_{E2.B2} := 0.495$$

Krypdeformasjon:

Beregning av den totale krypdeformasjonen i node 1:

Korttidsdeformasjon i node 1:

Byggefase 1:

$$\Delta_{korttid.B1} := 1.197 \text{ mm} \quad \text{Beregnet i tidligere verifikasjon}$$

Byggefase 2:

$$E_{2.korttid} := 33900 \text{ MPa} \quad E_{3.korttid} := 31820 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{korttid.B2} := \frac{\frac{1}{I} \left[\frac{1}{6} (2 \cdot M_1 + M_2) \cdot M_{0.2} \cdot L_1 \cdot \frac{1}{E_{2.korttid}} \right]}{P_1} = 5.243 \cdot \text{mm}$$

Krypdeformasjon i node 1:

Tidsintervall 0-7 døgn:

$$\text{Egenlast til element 1:} \quad \Delta_{node1.E1.B1} := \Delta_{korttid.B1} \cdot \Delta\phi_{E1.B1} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.564 \text{ mm}$$

Tidsintervall 7-14 døgn:

$$\text{Egenlast til element 1:} \quad \Delta_{node1.E1.B2} := \Delta_{korttid.B1} \cdot \Delta\phi_{E1.B2} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.197 \text{ mm}$$

$$\text{Egenlast til element 2:} \quad \Delta_{node1.E2.B2} := \Delta_{korttid.B2} \cdot \Delta\phi_{E1.B2} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.864 \text{ mm}$$

Total krypdeformasjon i node 1:

$$\Delta_{\text{node1.T}} := \Delta_{\text{node1.E1.B1}} + \Delta_{\text{node1.E1.B2}} + \Delta_{\text{node1.E2.B2}} = 1.625 \cdot \text{mm}$$

Krypmoment for utkragerbjelken med to elementer

Beregning av kryptall er vist i Vedlegg F

EK2-1-1, Tillegg B1(1)

Belastningsalder, t_0 , 3 døgn:

$$\phi_{7.3} := 0.495$$

$$\phi_{14.3} := 0.668$$

$$\phi_{21.3} := 0.771$$

$$\phi_{35.3} := 0.91$$

$$\phi_{42.3} := 0.962$$

$$\phi_{372.3} := 1.651$$

$$\phi_{379.3} := 1.656$$

$$\phi_{365007.3} := 2.165$$

$$\phi_{365014.3} := 2.165$$

Beregning av delkryptall:

$$\Delta\phi_{\text{E1.B1}} := 0.495$$

$$\Delta\phi_{\text{E1.B2}} := 0.668 - 0.495 = 0.173$$

$$\Delta\phi_{\text{E2.B2}} := 0.495$$

$$\Delta\phi_{\text{E1.B3.7}} := 0.771 - 0.668 = 0.103$$

$$\Delta\phi_{\text{E2.B3.7}} := 0.668 - 0.495 = 0.173$$

$$\Delta\phi_{E1.B3.28} := 0.962 - 0.668 = 0.294$$

$$\Delta\phi_{E2.B3.28} := 0.91 - 0.495 = 0.415$$

$$\Delta\phi_{E1.B3.1\text{år}} := 1.656 - 0.668 = 0.988$$

$$\Delta\phi_{E2.B3.1\text{år}} := 1.651 - 0.495 = 1.156$$

$$\Delta\phi_{E1.B3.100\text{år}} := 2.165 - 0.668 = 1.497$$

$$\Delta\phi_{E2.B3.100\text{år}} := 2.165 - 0.495 = 1.67$$

Beregning av den totale krypdeformasjon i Node 2:

Betraktningstidspunkt 7 dager:

Bidrag 1: *Deformasjon av på grunn av egenlasten til Element 1*

Linæer-elastisk rotasjon i node 1 ved bruk av teoretiske bjelkeformler:

K.Bell, Matrisestatikk, Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner, 2011

$$E_4 := 31820 \text{ MPa} \quad q_{ed} := 6.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L_1 := 5 \text{ m} \quad I := 1.28 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\theta_{\text{elastisk}} := \frac{q_{ed} \cdot L_1^3}{6 \cdot E_4 \cdot I} = 3.192 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{1.7} := \theta_{\text{elastisk}} \cdot \Delta\phi_{E1.B3.7} \cdot L_1 = 0.164 \text{ mm}$$

Bidrag 2: *Krumming av Element 2 på grunn av egenlasten*

$$\Delta_{\text{korttid.E2}} := 1.197 \text{ mm} \quad \text{Beregnet i tidligere verifikasjon}$$

$$\Delta_{2.7} := \Delta_{\text{korttid.E2}} \cdot \Delta\phi_{E2.B3.7} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.197 \text{ mm}$$

Total nedbøyning i Node 2 med en betraktningstidspunkt på 7 dager::

$$\Delta_{\text{node.2.7}} := \Delta_{1.7} + \Delta_{2.7} = 0.362 \text{ mm}$$

Betrakningstidspunkt 28 dager:

Bidrag 1: *Deformasjon av på grunn av egenlasten til Element 1*

$$\Delta_{1.28} := \theta_{\text{elastisk}} \cdot \Delta\phi_{E1.B3.28} \cdot L_1 = 0.469 \text{ mm}$$

Bidrag 2: *Krummning av Element 2 på grunn av egenlasten*

$$\Delta_{2.28} := \Delta_{\text{korttid}.E2} \cdot \Delta\phi_{E2.B3.28} \cdot \frac{1}{1.05} = 0.473 \text{ mm}$$

Total nedbøyning i Node 2 med en betrakningstidspunkt på 28 dager::

$$\Delta_{\text{node}.2.28} := \Delta_{1.28} + \Delta_{2.28} = 0.942 \text{ mm}$$

Betrakningstidspunkt 1 år:

Bidrag 1: *Deformasjon av på grunn av egenlasten til Element 1*

$$\Delta_{1.1\text{år}} := \theta_{\text{elastisk}} \cdot \Delta\phi_{E1.B3.1\text{år}} \cdot L_1 = 1.577 \text{ mm}$$

Bidrag 2: *Krummning av Element 2 på grunn av egenlasten*

$$\Delta_{2.1\text{år}} := \Delta_{\text{korttid}.E2} \cdot \Delta\phi_{E2.B3.1\text{år}} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.318 \text{ mm}$$

Total nedbøyning i Node 2 med en betrakningstidspunkt på 1 år::

$$\Delta_{\text{node}.2.1\text{år}} := \Delta_{1.1\text{år}} + \Delta_{2.1\text{år}} = 2.895 \text{ mm}$$

Betrakningstidspunkt 100 år:

Bidrag 1: *Deformasjon av på grunn av egenlasten til Element 1*

$$\Delta_{1.100\text{år}} := \theta_{\text{elastisk}} \cdot \Delta\phi_{E1.B3.100\text{år}} \cdot L_1 = 2.389 \text{ mm}$$

Bidrag 2: *Krummning av Element 2 på grunn av egenlasten*

$$\Delta_{2.100\text{år}} := \Delta_{\text{korttid}.E2} \cdot \Delta\phi_{E2.B3.100\text{år}} \cdot \frac{1}{1.05} = 1.904 \text{ mm}$$

Total nedbøyning i Node 2 med en betrakningstidspunkt på 1 år::

$$\Delta_{\text{node.2.100\text{år}}} := \Delta_{1.100\text{år}} + \Delta_{2.100\text{år}} = 4.293 \text{ mm}$$

Beregning av kryplast som oppstår i opplageret:

Betrakningstidpunkt 7 dager:

$$E_{\text{cm}} := 36000 \text{ MPa} \quad L_T := 10 \text{ m}$$

$$P_{\text{k.7}} := \frac{3 \cdot \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{14.3}} \cdot I}{L_1^3} \cdot \Delta_{\text{node.2.7}} = 2.397 \text{ kN} \quad M_{\text{k.7}} := P_{\text{k.7}} \cdot L_T = 23.975 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Betrakningstidpunkt 28 dager:

$$P_{\text{k.28}} := \frac{3 \cdot \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{35.3}} \cdot I}{L_1^3} \cdot \Delta_{\text{node.2.28}} = 5.456 \text{ kN} \quad M_{\text{k.28}} := P_{\text{k.28}} \cdot L_T = 54.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Betrakningstidpunkt 1 år:

$$P_{\text{k.1\text{år}}} := \frac{3 \cdot \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{372.3}} \cdot I}{L_1^3} \cdot \Delta_{\text{node.2.1\text{år}}} = 12.075 \text{ kN} \quad M_{\text{k.1\text{år}}} := P_{\text{k.1\text{år}}} \cdot L_T = 120.753 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Betrakningstidpunkt 100 år:

$$P_{\text{k.100\text{år}}} := \frac{3 \cdot \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \phi_{365007.3}} \cdot I}{L_1^3} \cdot \Delta_{\text{node.2.100\text{år}}} = 15 \text{ kN} \quad M_{\text{k.100\text{år}}} := P_{\text{k.100\text{år}}} \cdot L_T = 150.001 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vedlegg I Verifikasjon av lastkombinasjon av kryp

X/L	Elementnummer	Kryptall	M1 [kNm]	MII [kNm]	Mres [kNm]	NF [kNm]	Avvik	Avvik [%]
0	128	1.9247	-1078690	-934426	-983752	-967067	-16685	1.7
0.5	128	1.9247	-1049048	-904995	-954249	-937526	-16723	1.8
1	128	1.9247	-1019968	-876127	-925308	-908546	-16762	1.8
0	129	1.9353	-1019968	-876127	-925130	-908546	-16584	1.8
0.5	129	1.9353	-970168	-830694	-878210	-862885	-15325	1.8
1	129	1.9353	-922065	-786958	-832987	-818920	-14067	1.7
0	130	1.9371	-922065	-786958	-832957	-818920	-14038	1.7
0.5	130	1.9371	-867569	-735973	-780777	-767679	-13098	1.7
1	130	1.9371	-815269	-687184	-730792	-718634	-12158	1.7
0	131	1.9384	-815269	-687183	-730774	-718634	-12140	1.7
0.5	131	1.9384	-760730	-636237	-678605	-667412	-11194	1.7
1	131	1.9384	-708622	-587722	-628867	-618620	-10247	1.7
0	132	1.9454	-708622	-587722	-628769	-618620	-10149	1.6
0.5	132	1.9454	-658861	-541147	-581113	-571772	-9340	1.6
1	132	1.9454	-611364	-496836	-535720	-527188	-8532	1.6
0	133	1.9468	-611363	-496836	-535702	-527188	-8514	1.6
0.5	133	1.9468	-566077	-454404	-492301	-484486	-7815	1.6
1	133	1.9468	-522949	-414131	-451059	-443943	-7116	1.6
0	134	1.9482	-522948	-414131	-451041	-443943	-7098	1.6
0.5	134	1.9482	-481930	-375633	-411688	-405178	-6510	1.6
1	134	1.9482	-442972	-339196	-374396	-368473	-5923	1.6
0	135	1.9499	-442972	-339196	-374376	-368473	-5903	1.6
0.5	135	1.9499	-406028	-304454	-338888	-333466	-5421	1.6
1	135	1.9499	-371053	-271681	-305368	-300429	-4940	1.6
0	136	1.9517	-371053	-271681	-305347	-300428	-4919	1.6
0.5	136	1.9517	-338004	-240529	-273552	-269014	-4538	1.7
1	136	1.9517	-306836	-211258	-243639	-239482	-4158	1.7
0	137	1.9537	-306836	-211258	-243617	-239482	-4136	1.7
0.5	137	1.9537	-277509	-183518	-215340	-211482	-3858	1.8
1	137	1.9537	-249984	-157579	-188864	-185284	-3580	1.9

0	138	1.9558	-249983	-157579	-188842	-185283	-3558	1.9
0.5	138	1.9558	-224188	-132262	-163363	-159716	-3647	2.3
1	138	1.9558	-200054	-108606	-139545	-135810	-3735	2.8
0	139	1.9686	-200054	-108606	-139412	-135810	-3601	2.7
0.5	139	1.9686	-177504	-87241	-117647	-114189	-3458	3.0
1	139	1.9686	-156460	-67384	-97390	-94075.6	-3315	3.5
0	140	1.9770	-156460	-67383	-97305	-94075.5	-3230	3.4
0.5	140	1.9770	-136879	-48633	-78276	-75071.6	-3204	4.3
1	140	1.9770	-118720	-31302	-60667	-57488.3	-3179	5.5
0	141	1.9803	-118720	-31302	-60634	-57488.2	-3146	5.5
0.5	141	1.9803	-101952	-15096	-44240	-41031.2	-3208	7.8
1	141	1.9803	-86549	-254	-29209	-25938.1	-3271	12.6
0	142	1.9839	-86549	-254	-29174	-25938	-3236	12.5
0.5	142	1.9839	-72483	13495	-15320	-11940.8	-3379	28.3
1	142	1.9839	-59730	25931	-2777	744.35	-3521	-473.1
0	143	1.9877	-59730	25931	-2740	744.46	-3484	-468.0
0.5	143	1.9877	-48264	37298	8660	12358.1	-3698	-29.9
1	143	1.9877	-38062	47401	18797	22708.2	-3912	-17.2
0	144	1.9917	-38062	47401	18834	22708.3	-3874	-17.1
0.5	144	1.9917	-29101	56477	27872	32029.4	-4157	-13.0
1	144	1.9917	-21359	64334	35690	40131.4	-4441	-11.1
0	145	1.9958	-21359	64334	35730	40131.5	-4402	-11.0
0.5	145	1.9958	-14824	71513	42693	47550.3	-4857	-10.2
1	145	1.9958	-9483	77497	48463	53775.3	-5312	-9.9
0	146	1.9959	-9482	77497	48464	53775.4	-5311	-9.9
0.5	146	1.9959	-5332	82470	53162	58987	-5825	-9.9
1	146	1.9959	-2369	86254	56673	63011	-6338	-10.1
0	147	1.9960	-2369	86255	56674	63011.1	-6338	-10.1
0.5	147	1.9960	-592	89019	59108	66013	-6905	-10.5
1	147	1.9960	0	90598	60358	67830.3	-7472	-11.0
0	148	1.9959	0	90598	60357	67830.4	-7473	-11.0
0.5	148	1.9959	0	90994	60621	68342.5	-7721	-11.3
1	148	1.9959	0	91107	60696	68570.5	-7875	-11.5

0	149	1.9959	0	91107	60696	68570.6	-7875	-11.5
0.5	149	1.9959	-592	90564	60137	68264.3	-8127	-11.9
1	149	1.9959	-2369	88838	58394	66773.5	-8380	-12.5
0	150	1.9959	-2369	88838	58394	66773.6	-8380	-12.5
0.5	150	1.9959	-5332	86091	55574	64260.6	-8686	-13.5
1	150	1.9959	-9483	82155	51567	60560	-8993	-14.8
0	151	1.9958	-9482	82156	51567	60560.1	-8993	-14.9
0.5	151	1.9958	-14824	77209	46488	55846.2	-9358	-16.8
1	151	1.9958	-21359	71068	40216	49938.5	-9723	-19.5
0	152	1.9957	-21359	71068	40215	49938.6	-9724	-19.5
0.5	152	1.9957	-29101	64249	33087	43347.6	-10260	-23.7
1	152	1.9957	-38062	56210	24741	35537.6	-10797	-30.4
0	153	1.9916	-38062	56210	24698	35537.7	-10840	-30.5
0.5	153	1.9916	-48264	47137	15247	26691.1	-11444	-42.9
1	153	1.9916	-59729	36801	4533	16581.4	-12048	-72.7
0	154	1.9876	-59729	36801	4491	16581.5	-12091	-72.9
0.5	154	1.9876	-72482	25410	-7356	5415.97	-12772	-235.8
1	154	1.9876	-86546	12709	-20514	-7061.09	-13453	190.5
0	155	1.9837	-86546	12709	-20557	-7060.98	-13496	191.1
0.5	155	1.9837	-101948	-1095	-34896	-20641.5	-14254	69.1
1	155	1.9837	-118714	-16262	-50599	-35586	-15013	42.2
0	156	1.9802	-118714	-16262	-50640	-35585.9	-15054	42.3
0.5	156	1.9802	-136872	-32561	-67563	-51664.2	-15898	30.8
1	156	1.9802	-156450	-50280	-85905	-69162.7	-16743	24.2
0	157	1.9768	-156450	-50279	-85945	-69162.6	-16783	24.3
0.5	157	1.9768	-177491	-69097	-105510	-87762.5	-17747	20.2
1	157	1.9768	-200038	-89420	-126580	-107868	-18712	17.3
0	158	1.9684	-200038	-89420	-126685	-107868	-18817	17.4
0.5	158	1.9684	-224169	-112035	-149810	-130259	-19551	15.0
1	158	1.9684	-249959	-136309	-174595	-154310	-20285	13.1
0	159	1.9556	-249959	-136309	-174761	-154310	-20451	13.3
0.5	159	1.9556	-277479	-161205	-200546	-178992	-21553	12.0
1	159	1.9556	-306799	-187902	-228130	-205475	-22655	11.0

0	160	1.9535	-306799	-187902	-228158	-205475	-22683	11.0
0.5	160	1.9535	-337960	-216136	-257383	-233497	-23886	10.2
1	160	1.9535	-371001	-246250	-288488	-263400	-25088	9.5
0	161	1.9515	-371001	-246250	-288517	-263400	-25117	9.5
0.5	161	1.9515	-405966	-277977	-321341	-294918	-26423	9.0
1	161	1.9515	-442899	-311670	-356132	-328403	-27729	8.4
0	162	1.9497	-442899	-311670	-356159	-328402	-27756	8.5
0.5	162	1.9497	-481844	-347050	-392747	-363576	-29172	8.0
1	162	1.9497	-522849	-384488	-431395	-400808	-30587	7.6
0	163	1.9480	-522849	-384488	-431421	-400808	-30613	7.6
0.5	163	1.9480	-565963	-423718	-471969	-439835	-32134	7.3
1	163	1.9480	-611234	-465106	-514674	-481019	-33655	7.0
0	164	1.9466	-611234	-465106	-514698	-481019	-33680	7.0
0.5	164	1.9466	-658715	-508363	-559389	-524075	-35313	6.7
1	164	1.9466	-708457	-553882	-606341	-569394	-36947	6.5
0	165	1.9452	-708457	-553882	-606365	-569394	-36971	6.5
0.5	165	1.9452	-760545	-601348	-655400	-616662	-38738	6.3
1	165	1.9452	-815061	-651243	-706864	-666360	-40504	6.1
0	166	1.9382	-815061	-651242	-706997	-666360	-40637	6.1
0.5	166	1.9382	-867339	-699058	-756331	-713996	-42336	5.9
1	166	1.9382	-921812	-749067	-807859	-763825	-44034	5.8
0	167	1.9370	-921812	-749066	-807884	-763825	-44058	5.8
0.5	167	1.9370	-969893	-791944	-852533	-806563	-45971	5.7
1	167	1.9370	-1019671	-836518	-898879	-850996	-47883	5.6
0	168	1.9353	-1019671	-836518	-898914	-850995	-47918	5.6
0.5	168	1.9353	-1048739	-864913	-927539	-879292	-48247	5.5
1	168	1.9353	-1078368	-893871	-956725	-908150	-48575	5.3

Elementnummer 128 – Akse 2

Elementnummer 148 – Kobling av FFB-delene

Elementnummer 168 – Akse 3

Vedlegg J Resultatater fra NovaFrame – Bruddgrense

Under er laster og lastfaktorer i den dimensjonerende lastkombinasjonen for full oppspenning av brua etter 100 år presentert.

COMBINATION TRACER:

Sorted combination line: 107

Name ULS - F 100 år

Element 168

(X/L) 1.000

Comp Min-ML

Governing sort. comb. no. 10237

Governing sort. comb. Name ULS-STR1 (6.10a) - m/TR, 100 år Full forspenning

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
------	-------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------

36	EV SH 3 Del 1	1.350	0.0	-54.6	1393.6	-1516.8	0.0	0.0
37	EV SH 3 Del 2	1.350	0.0	-93.7	2392.1	-9785.2	-0.1	0.0
130	Vognvekt til 166	1.350	0.0	-42.3	1079.2	-5947.4	-0.1	0.0
300	EV FFB 3.1	1.350	0.0	-103.0	2630.7	-21719.9	-0.4	-0.0
131	Vognvekt til 165	1.350	-0.0	0.0	0.0	-4856.6	-0.1	-0.0
301	EV FFB 3.2	1.350	0.0	-104.7	2674.6	-34662.8	0.4	-0.0
132	Vognvekt til 164	1.350	-0.0	-0.0	0.0	-5291.6	0.6	0.0
302	EV FFB 3.3	1.350	-0.0	-97.5	2490.5	-44490.4	1.2	-0.0
133	Vognvekt til 163	1.350	-0.0	0.0	0.0	-5291.4	0.1	0.0
303	EV FFB 3.4	1.350	-0.0	-93.0	2375.9	-54092.9	1.1	-0.0
134	Vognvekt til 162	1.350	0.0	0.0	0.0	-5291.5	0.0	-0.0
304	EV FFB 3.5	1.350	0.0	-88.8	2267.8	-62754.0	1.1	-0.0
135	Vognvekt til 161	1.350	0.0	0.0	-0.0	-5291.6	-0.0	0.0
305	EV FFB 3.6	1.350	-0.0	-84.8	2166.1	-70561.2	1.0	-0.0
136	Vognvekt til 160	1.350	0.0	0.0	-0.0	-5291.6	0.0	0.0
306	EV FFB 3.7	1.350	-0.0	-81.1	2071.1	-77622.3	1.0	-0.0
137	Vognvekt til 159	1.350	0.0	0.0	0.0	-5291.7	0.0	-0.0
307	EV FFB 3.8	1.350	0.0	-77.6	1982.2	-84011.5	0.9	-0.0
138	Vognvekt til 158	1.350	0.0	0.0	0.0	-5291.7	0.0	-0.0

309 EV FFB 3.9	1.350	0.0	-71.6	1827.9	-86435.3	0.7	0.1	
140 Vognvekt til 157	1.350	0.0	0.0	0.0	-5291.2	-0.1	0.0	
310 EV FFB 3.10	1.350	0.0	-64.9	1658.4	-86552.0	1.5	0.0	
141 Vognvekt til 156	1.350	-0.0	-0.0	0.0	-5292.5	1.1	-0.0	
312 EV FFB 3.12	1.350	0.0	-61.2	1563.9	-89287.0	2.3	0.0	
143 Vognvekt til 155	1.350	-0.0	0.0	0.0	-5291.7	0.1	0.0	
313 EV FFB 3.13	1.350	0.0	-58.8	1502.0	-93119.0	2.2	0.0	
144 Vognvekt til 154	1.350	0.0	-0.0	0.0	-5291.8	0.0	0.0	
314 EV FFB 3.14	1.350	0.0	-56.6	1444.3	-96625.6	2.1	0.0	
145 Vognvekt til 153	1.350	0.0	-0.0	0.0	-5291.9	0.0	0.0	
315 EV FFB 3.15	1.350	0.0	-54.5	1391.1	-99884.6	2.1	0.0	
146 Vognvekt til 152	1.350	-0.0	-0.0	0.0	-5291.9	-0.0	0.0	
316 EV FFB 3.16	1.350	0.0	-52.6	1342.5	-102980.8	2.0	0.0	
147 Vognvekt til 151	1.350	0.0	0.0	-0.0	-5291.9	-0.0	0.0	
317 EV FFB 3.17	1.350	0.0	-51.5	1314.7	-107297.5	2.0	0.0	
148 Vognvekt til 150	1.350	0.0	-0.0	0.0	-5291.9	-0.0	0.0	
318 EV FFB 3.18	1.350	0.0	-51.2	1307.9	-113151.1	1.9	0.0	
149 Vognvekt til 149	1.350	0.0	-0.0	0.0	-5292.0	-0.0	0.0	
319 EV FFB 3.19	1.350	0.0	-51.1	1304.4	-119247.2	1.9	0.0	
150 Vognvekt til 148	1.350	0.0	0.0	-0.0	-5292.0	-0.0	0.0	
322 Egenvekt sammenkobl	1.350	-0.0	-921.5	285.6	-17932.1	0.4	0.9	
152 F: Vognvekt til 148	1.350	0.0	1555.4	-501.1	31120.0	-0.8	-1.6	
60 SuperEV	1.350	0.0	-4208.4	4933.0	-192459.2	4.1	4.5	
51 Tverrskott SH 3-2	1.350	0.0	-24.1	788.6	-1212.9	0.1	0.3	
52 Tverrskott hjs 2-1	1.350	-0.0	451.3	-33.6	2296.3	-0.1	-0.5	
53 Tverrskott hjs 3-4	1.350	0.0	363.4	57.1	-6142.2	0.1	-0.3	
3000 Søylehode 301	Full	0.900	0.0	-4230.5	-0.0	19271.0	-0.0	5.4
3001 FFB 3.1 302	F	0.900	-0.0	-8588.8	-0.0	38640.3	-0.0	11.0
3002 FFB 3.2 304	F	0.900	0.0	-4297.0	-0.0	19402.3	0.0	5.5
3003 FFB 3.3 305	F	0.900	0.0	-8620.8	-0.0	38689.5	0.0	11.1
3004 FFB 3.4 307	F	0.900	0.0	-5450.3	-0.0	24609.4	-0.0	7.0
3005 FFB 3.5 308	F	0.900	-0.0	-10860.1	0.0	48705.3	-0.0	13.9
3006 FFB 3.6 310	F	0.900	-0.0	-5383.7	0.0	23950.3	-0.0	6.9

3007 FFB 3.7	311	F	0.900	-0.0	-10898.5	-0.0	49456.1	0.0	14.0
3008 FFB 3.8	313	F	0.900	0.0	-5373.2	-0.0	25155.7	0.0	6.9
3009 FFB 3.9	314	F	0.900	-0.0	-10685.2	-0.0	50140.3	0.0	13.7
3010 FFB 3.10	316	F	0.900	0.0	-5280.8	-0.0	24900.3	0.0	6.8
3011 FFB 3.11	317	F	0.900	-0.0	-5260.0	-0.0	24562.3	-0.0	6.7
3012 FFB 3.12	318	F	0.900	-0.0	-10508.9	-0.0	49280.6	-0.0	13.4
3013 FFB 3.13	320	F	0.900	-0.0	-5163.2	-0.0	24048.5	-0.0	6.6
3014 FFB 3.14	321	F	0.900	-0.0	-10279.6	-0.0	48144.6	0.0	13.2
3015 FFB 3.15	323	F	0.900	-0.0	-5127.0	-0.0	24175.1	0.0	6.6
3016 FFB 3.16	324	F	0.900	0.0	-10155.0	-0.0	47529.8	0.0	13.0
3017 FFB 3.17	326	F	0.900	0.0	-5050.8	-0.0	23815.8	0.0	6.5
3018 FFB 3.18	327	F	0.900	-0.0	-5000.8	-0.0	23202.2	-0.0	6.4
3019 FFB 3.19	328	F	0.900	0.0	-10003.3	-0.0	46759.7	-0.0	12.8
4200 Undergurt midtspenn			0.900	0.0	2944.0	117.5	32146.6	0.1	-3.4
6009 ML-Min LM1 UDL+TS ba			0.950	4.1	-5295.6	3797.1	-159166.1	-5171.3	128.4
7000 Vindlast ferdig bru	1.120		-664.4	-366.4	492.2	-18902.1	-8388.0	-16672.7	
1000 Kryp EV kobling av F	1.000		-0.0	-2081.7	495.9	-33690.6	0.8	1.9	
1100 Kryp EV Åpning av br	1.000		0.0	-3547.4	-556.3	74689.3	-1.0	4.4	
1200 Kryp EV lår etter åp	1.000		0.0	-3004.5	-355.7	52659.9	-0.6	3.7	
1001 Kryp F Kobl av FFB	1.000		0.1	1706.5	-307.0	20837.0	-3.9	4.3	
1101 Kryp F Åpning av bru	1.000		-0.1	2991.9	404.8	-51865.7	2.6	-26.0	
1201 Kryp F lår etter åpn	1.000		-0.1	2331.1	254.5	-36371.5	1.1	-19.6	
1002 Svinn Kobl av FFB	1.000		-0.0	401.4	19.4	-1943.9	0.0	-0.4	
1102 Svinn Åpning av bru	1.000		0.0	591.3	26.2	-2629.0	0.0	-0.6	
1202 Svinn lår etter åpni	1.000		0.0	487.7	21.5	-2150.9	0.0	-0.5	

Calc. sum :	-660.3	-153313.3	48123.2	-1193160.2	-13529.6	-16389.6			

Vedlegg K Tap av spennkraft ved forenklet metode

Beregning av tidsavhengige effekter (kryp, svinn og relaksasjon) er gjort iht. fomler i "Betongkonstruksjoner", delkapittel 6.

Betong B45

$$E_{cm} := 28000 \text{ MPa}$$

Spennamering

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,max} := 1476 \text{ MPa}$$

Relaksasjon

Tid etter oppspenning

$$t := 100 \cdot 365 \cdot 24 = 8.76 \times 10^5$$

Relaksasjonsklasse 2 - lav relaksasjon

$$\rho_{1000} := 4.5$$

Initiell forspenning:

$$\sigma_{pi} := 0.8 \cdot f_{pk} = 1488 \text{ MPa}$$

Endelig relaksasjonstap etter 100 år:

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.8$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 177.174 \text{ MPa} \quad (6.21)$$

Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksjon

I felt - Element 148:

$$A_{c,f} = 7.472 \text{ m}^2$$

$$A_{p,tot,f} = 0.046 \text{ m}^2$$

$$I_{x,f} = 7.7 \text{ m}^4$$

$$e_{uk} = 1.61 \text{ m}$$

$$\varphi_{100\text{år},f} := 1.995$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1.772 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{c,QP,f} := |\sigma_{c,f,p,lang}| = 22.113 \text{ MPa}$$

$$|\epsilon_{cs,f}| = 3.016 \times 10^{-4}$$

Vedlegg: "Kryp og svinntøyning i spennamering"

Total tidsavhengig spenningsreduksjon i spennarmeringen i felt: (6.21)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r.f} := \frac{\epsilon_{cs.f} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{100\text{år.f}} \cdot \sigma_{c.QP.f}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p.tot.f}}{A_{c.f}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c.f}}{I_{x.f}} \cdot e_{uk}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{100\text{år.f}}) = 281.123 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tidsavhengig tap ved forenklet metode - i felt:

$$E_{\text{forenklet.f}} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r.f}}{\sigma_{p.max}} = 19.046\%$$

Ved støtte - Element 128:

$$A_{c.s} = 17.58 \text{ m}^2$$

$$A_{p.tot.s} = 0.158 \text{ m}^2$$

$$I_{x.s} = 268 \text{ m}^4$$

$$e_{ok} = 4.5 \text{ m}$$

$$\varphi_{100\text{år.s}} := 1.9246$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1.772 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{c.QP.s} := |\sigma_{c.s.p.lang}| = 13.659 \cdot \text{MPa}$$

$$|\epsilon_{cs.f}| = 3.016 \times 10^{-4}$$

Vedlegg: "Kryp og svinntøyning i spennarmering"

Total tidsavhengig spenningsreduksjon i spennarmeringen ved støtte: (6.21)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r.s} := \frac{\epsilon_{cs.f} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{100\text{år.s}} \cdot \sigma_{c.QP.s}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p.tot.s}}{A_{c.s}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c.s}}{I_{x.s}} \cdot e_{ok}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{100\text{år.s}}) = 194.088 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tidsavhengig tap ved forenklet metode - ved støtte:

$$E_{\text{forenklet.s}} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r.s}}{\sigma_{p.max}} = 13.15\%$$

Middelverdi ved forenklet metode:

$$E_{\Sigma.2} := \frac{E_{\text{forenklet.f}} + E_{\text{forenklet.s}}}{2} = 16.098\%$$

Vedlegg L Beregning av balansert trykksonehøydefaktor

Beregningene er utført ved bruk av "Betongkonstruksjoner"

Betong

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Tøyningsgrense for trykk i betongen:

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

Spennarmering

$$f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{MPa}$$

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

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1426.09 \cdot \text{MPa}$$

Forspenning etter låsetap:

$$\sigma_{p0} := 0.8 \cdot f_{pk} = 1488 \cdot \text{MPa}$$

Initiell tøyningsdifferanse:

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7.631 \times 10^{-3}$$

Reduksjon pga kryp, svinn og relaksjon:

$$P_{\text{tap}} := \frac{16.098}{100} = 0.161$$

Vedlegg: "Beregning av tidsavhengige tap"

Tøyningsstap:

$$\Delta \epsilon_{\text{tap}} := P_{\text{tap}} \cdot \epsilon_{p0} = 1.228 \times 10^{-3}$$

Effektiv tøyningsdifferanse:

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon_{\text{tap}} = 6.402 \times 10^{-3}$$

Differanse i spennarmerings-tøyning:

$$\Delta \epsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} = 9.109 \times 10^{-4}$$

Balansert trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\Delta \epsilon_p + \epsilon_{cu}} = 0.793$$

Vedlegg M Verifikasjon av analysemodellen

Følgende kommer verifikasjon av analysemodellen brukt til verifikasjon av tøyninger.

Resultater skrives ut for følgende lasttilfeller:

1. Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert, uten FFB-vogn og nyttelaster
2. Super-egenvekt
3. Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like før kobling i sidespenn (FFB-del både fra akse 2 og 3)
4. Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler ved åpning
5. Forspenningens samlede virkninger ved åpning og etter 100 år
6. Kryp på grunn av egenvekt ved åpning og etter 100 år
7. Kryp på grunn av forspenning ved åpning og etter 100 år
8. Svinn ved åpning og etter 100 år
9. Temperatur

Følgende resultater skrives ut:

- g) Reaksjonskrefter R_x , R_y , R_z , R_{xx} , R_{yy} og R_{zz} i alle akser
- h) M-, V- og N-diagrammer påført viktige (min/max) verdier
- i) Vertikale nedbøyninger av overbygningen
- j) Horisontale deformasjoner av søyle akse 2 og 3
- k) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6
- l) M + N i snitt med tøyningsmålere *

Nummerering av noder i opplagerne:



1 Egenvekt umiddelbart etter at koblingsseksjonen i hovedspennet er aktivert, uten FFB-vogn og nyttelaster

NovaFrame: Lastkombinasjon 152

a) Reaksjonskrefter

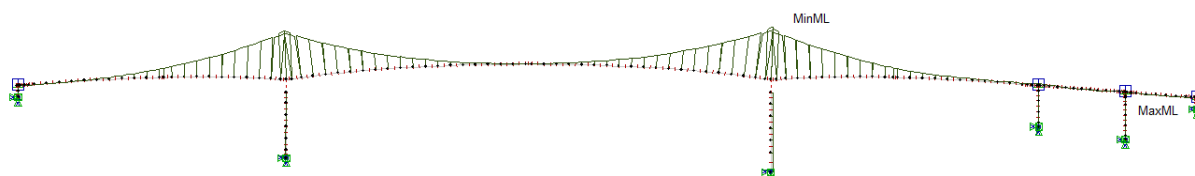
Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
152	11	-0.00	-0.00	2424.54	-0.00	-0.49	-0.00
152	20	0.01	-462.98	66252.08	16067.36	-32.93	0.77
152	30	0.02	462.98	77355.68	-54822.58	-33.62	-0.85
152	40	-0.03	-0.00	12397.18	-0.00	-1.34	-0.00
152	50	0.03	-0.00	11913.59	-0.00	-0.35	-0.00
152	61	-0.00	-0.00	3265.42	-0.00	0.30	-0.00

b) M-, V- og N-diagram

Moment:

MaxML 17714.57
MinML -1143239.35

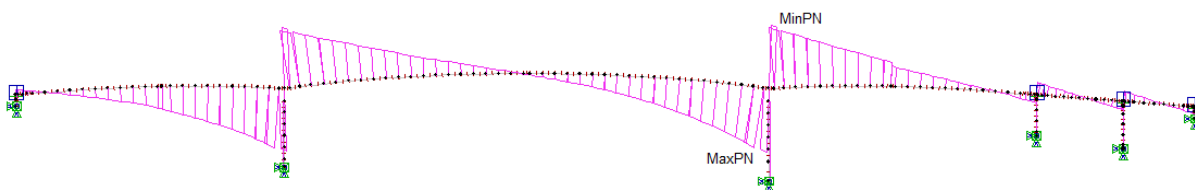
- MaxML = 17 714.6 kNm (Element 215)
- MinML = 1 143 239.4 kNm (Element169)



Skjær:

MaxPN 28122.51
MinPN -28232.29

- MaxPN = 28 122.5 kN (Element 168)
- MinPN = -28 232.3 kN (Element 169)

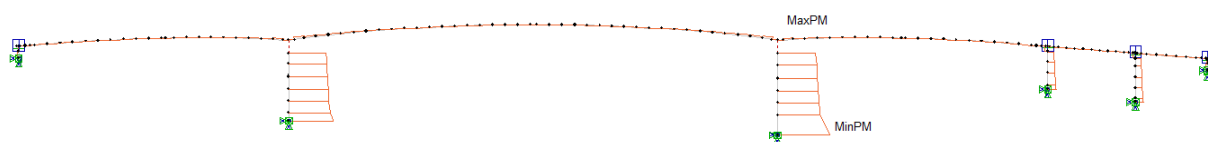


Aksial:

MaxPM 1131.23
 MinPM -77355.48

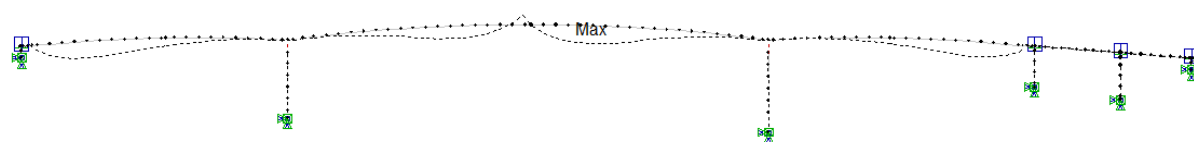
Max: Element 169

Min: Element 30

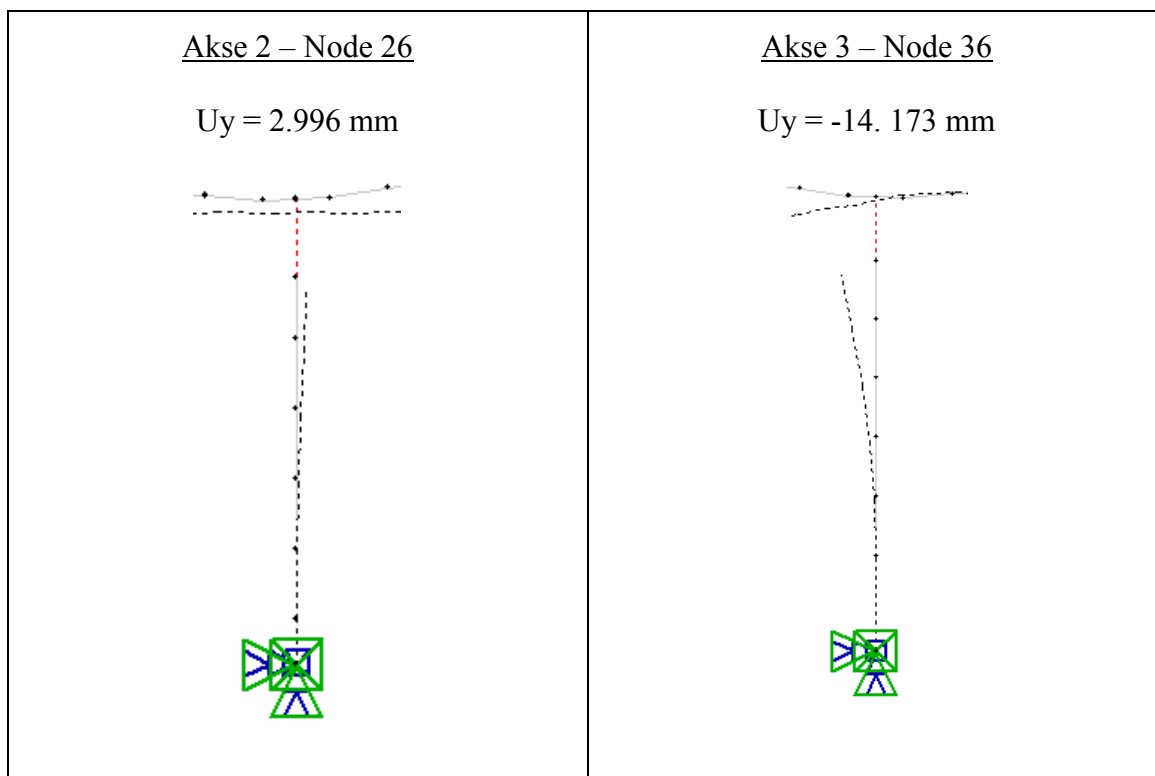


c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

Node 154: 346.8 mm



d) Horisontale deformasjoner av søyle



e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning U_y [mm]
1	102	-49.706
2	128	4.132
3	169	-19.945
4	195	36.612
5	209	36.617
6	220	36.687

f) M + N i snitt med tøyningsmålere

Lastkomb 152	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	13 751.96	5213.23	-50 376.91	-41 537.80
Aksial [kN]	-60 315.47	-55 542.83	-61 914.95	-56 974.41

2 Super-egenvekt

NovaFrame: Lastkombinasjon 60

a) Reaksjonskrefter

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
60	11	0.00	-0.00	1737.64	-0.00	-0.08	-0.00
60	20	-0.00	2370.62	8527.04	-37469.76	-5.47	0.43
60	30	0.01	-2370.62	8139.06	43018.04	-5.13	-0.44
60	40	-0.02	-0.00	2840.74	-0.00	-0.47	-0.00
60	50	0.01	-0.00	1036.52	-0.00	0.00	-0.00
60	61	0.00	-0.00	1097.80	-0.00	0.14	-0.00

Påførte krefter:

 Tverrskott: $F_z = -4\,836$ kN

 Jevnt fordelt last: $F_z = -18\,542.8$ kN

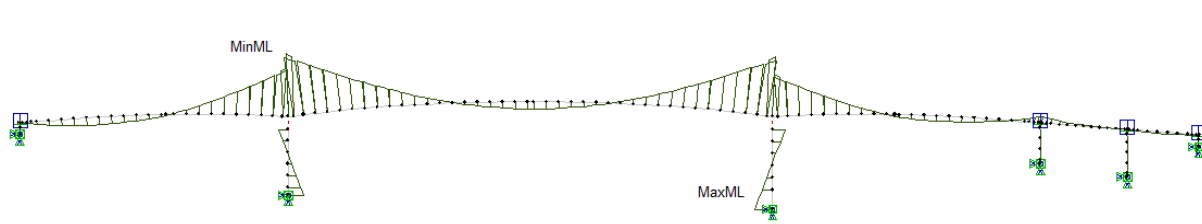
b) M-, V- og N-diagram

Moment:

MaxML 43018.04
 MinML -154734.01

Max: Element 128

Min: Element 30

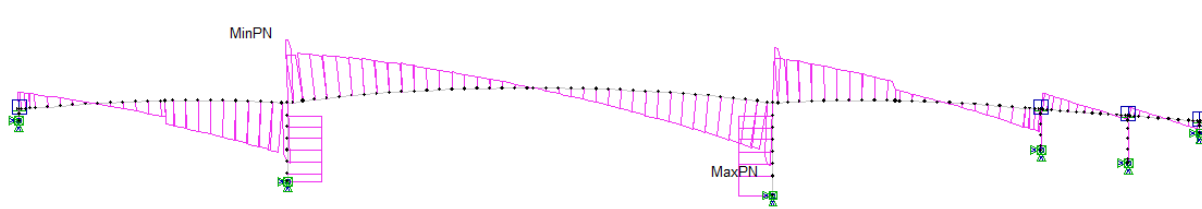


Skjær:

MaxPN 4256.44
 MinPN -4340.24

Max: Element 168

Min: Element 128

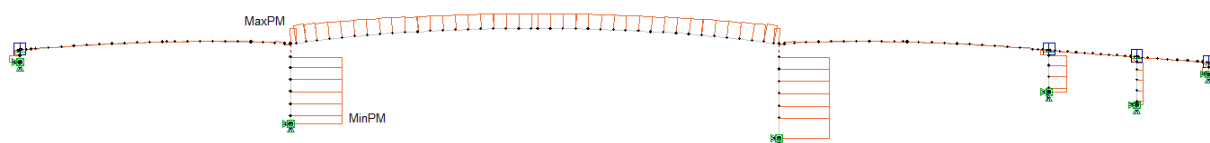


Aksial:

MaxPM 163.77
 MinPM -8527.04

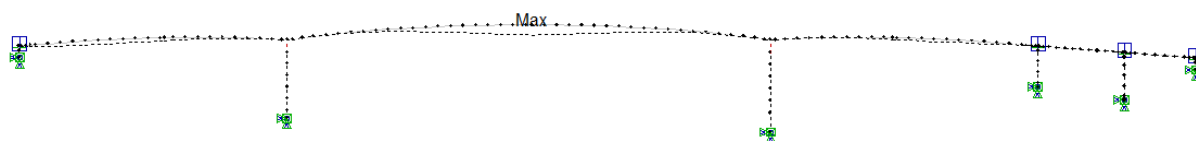
Max: Element 127

Min: Element 20-25

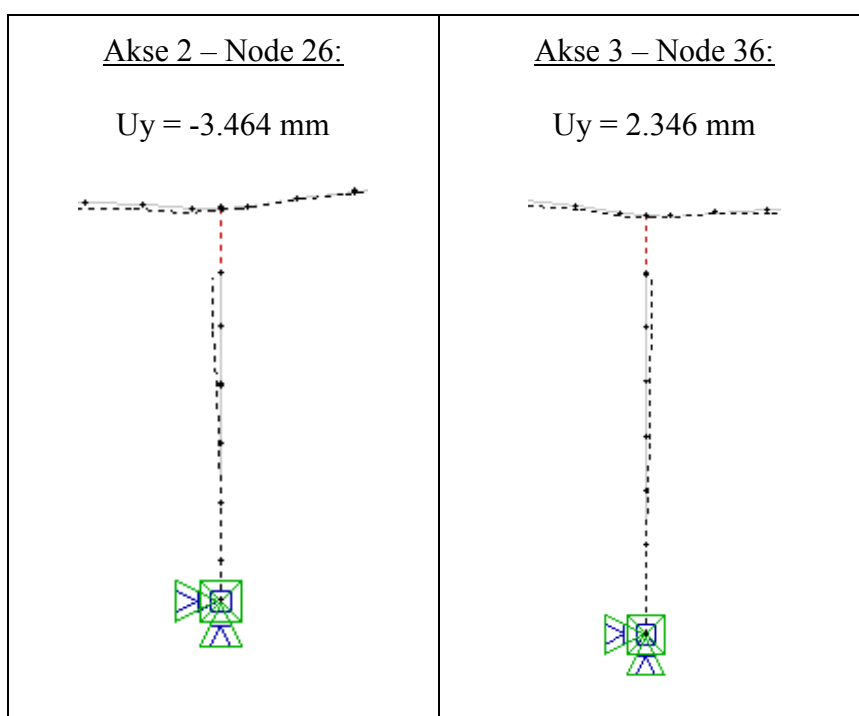


c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

Node 149: 79.7 mm



d) Horisontale deformasjoner av søyle



e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning U_y [mm]
1	102	-6.278
2	128	-3.943
3	169	2.109
4	195	3.315
5	209	3.331
6	220	3.337

f) M + N i snitt med tøyningsmålere

Lastkomb 60	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	-25 614.19	18 106.82	20 254.79	-25 004.28
Aksial [kN]	-8 527.04	-8 527.04	-8 139.06	-8 139.06

3 Forspenningens primær-effekter for bruplatekabler like før kobling i sidespenn (FFB-del både fra akse 2 og 3)

Spennarmeringen er modellert i NovaFrame under «loadins», og deretter kombinert under «Ordinary load combinations» (OC). Spennarmeringen er modellert med kun bidrag fra tvangskrefter, og modellert med full virkning, altså primær- og tvangskrefter. Primæreffektene til spennarmeringen er dermed full virkning minus tvangskrefter.

Følgende kombinasjoner er modellert:

OC 5000	Spennkabler akse 2 før kobling landkar Full virkning
OC 5010	Spennkabler akse 2 før kobling landkar Tvangskrefter
OC 5020	Spennkabler akse 3 før kobling landkar Full virkning
OC 5030	Spennkabler akse 3 før kobling landkar Tvangskrefter

a) Reaksjonskrefter

Akse 2 (OC 5000 og OC 5010):

Node Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
20 5000	0.00	0.00	1186.58	-56956.01	-1.07	0.02
20 5010	0.00	0.00	1186.58	-56956.01	-1.07	0.02

Akse 3 (OC 5020 og OC 5030)

Node Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
30 5020	-0.00	0.00	1135.60	54508.96	-1.02	-0.02
30 5030	-0.00	0.00	1135.60	54508.96	-1.02	-0.02

b) M-, V- og N-diagrammer

Moment:

Akse 2

OC 5000



MaxML 716730.81 kNm

MinML -56956.01 kNm

OC 5010



MaxML -56956.01 kNm

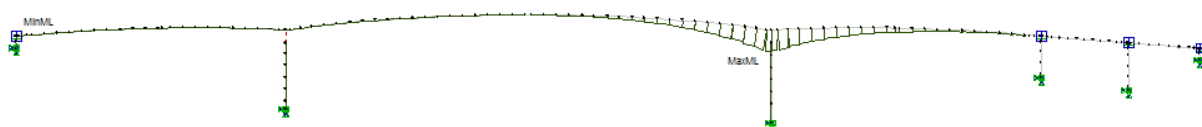
MinML -56956.01 kNm

Primærmoment ved søyle 2 (Node 127):

$$M_{\text{primær}} = M_{\text{full}} - M_{\text{tvang}} = 716730.81 - (-56956.01) = 773686.82 \text{ kNm}$$

Akse 3:

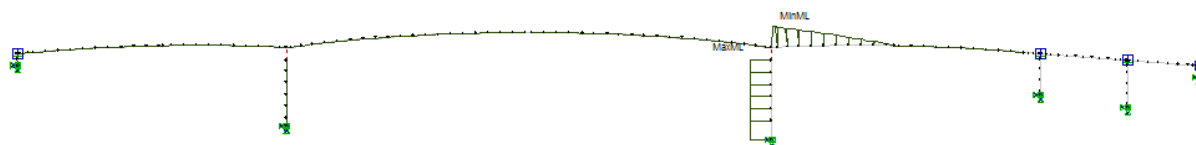
OC 5020:



MaxML 749396.74 kNm

MinML 0 kNm

OC 5030:



MaxML 54508.96 kNm

MinML 54508.96 kNm

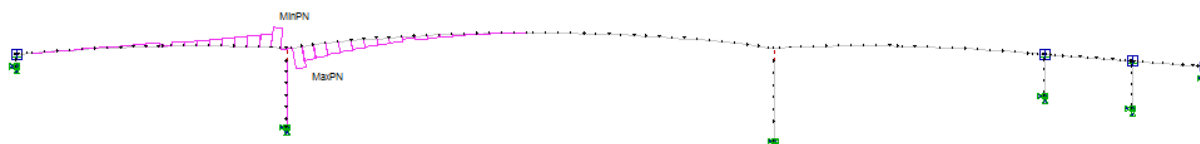
Primærmoment ved søyle 3 (Node 169):

$$M_{\text{primær}} = M_{\text{full}} - M_{\text{tvang}} = 749396.74 - (-54508.96) = 803905.7 \text{ kNm}$$

Skjær:

Akse 2:

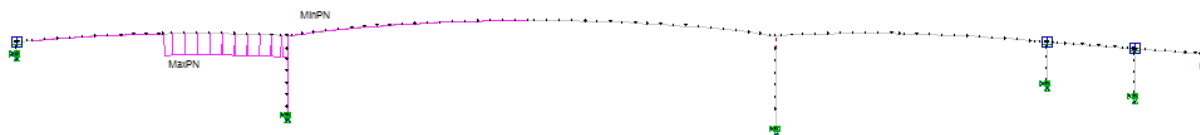
OC 5000



MaxPN 19697.57 kN

MinPN -18673.01 kN

OC 5010

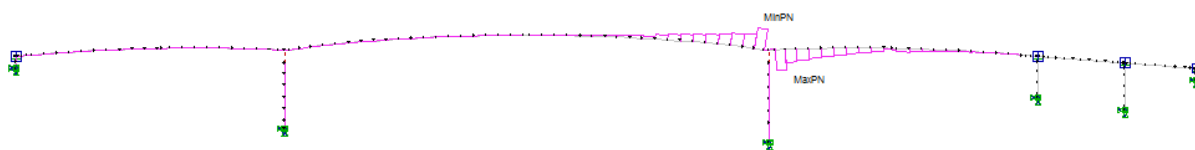


MaxPN 1185.58 kN

MinPN -0 kN

Akse 3:

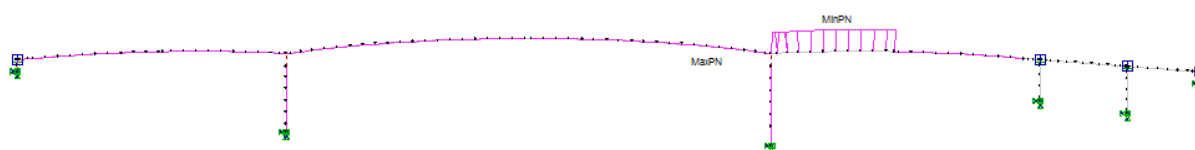
OC 5020



MaxPN 19875.06 kN

MinPN -20718.23 kN

OC 5030



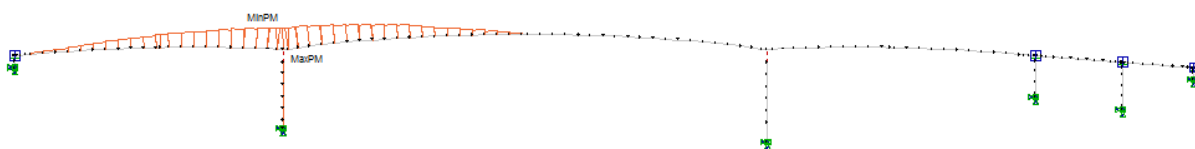
MaxPN 0 kN

MinPN -1135.60 kN

Aksial

Akse 2:

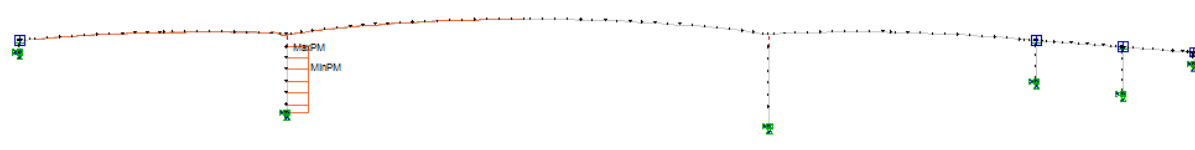
OC 5000



MaxPM -1186.58 kN

MinPM -155219.69 kN

OC 5010

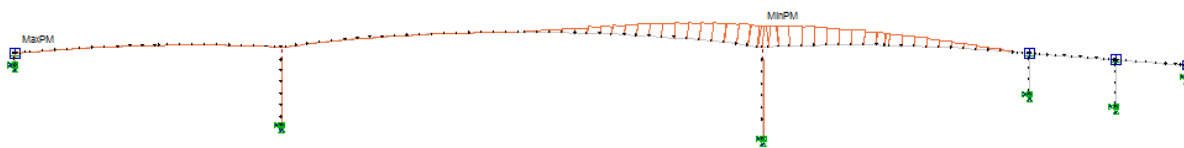


MaxPM 47.51 kN

MinPM -1186.58 kN

Akse 3:

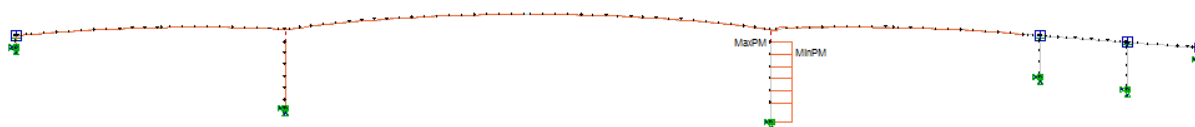
OC 5020



MaxPM 0 kN

MinPM -162468.10 kN

OC 5030



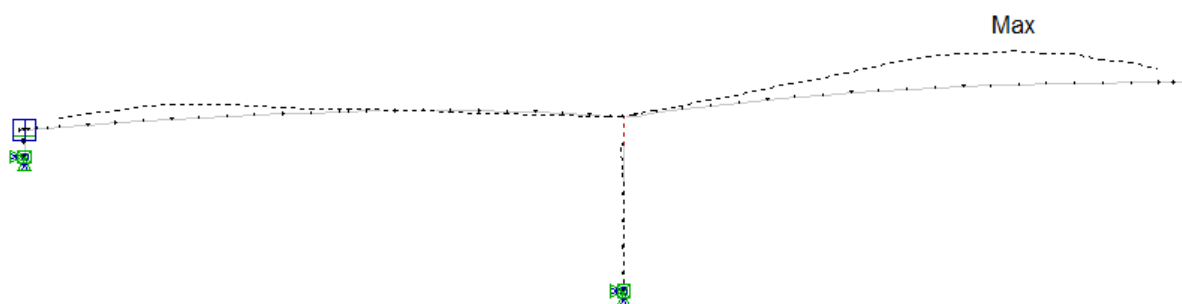
MaxPM 45.47 kN

MinPM -1135.60 kN

c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

Akse 2:

OC 5000 og OC 5010

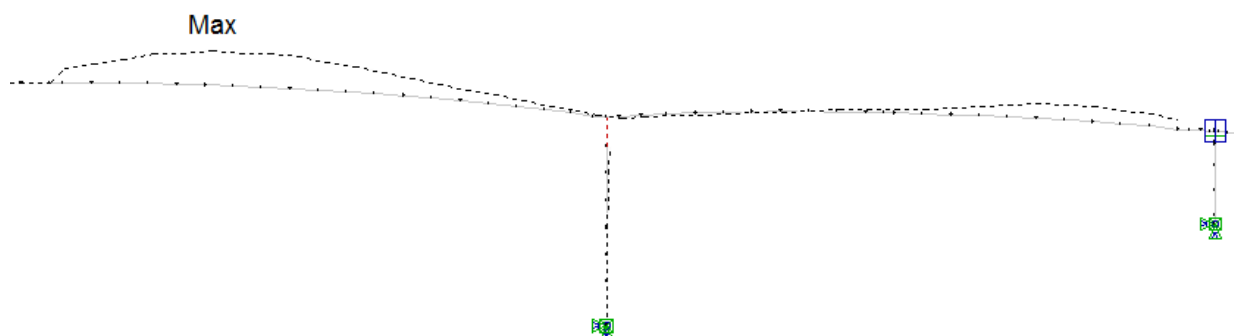


L.comb 5000 201.1 mm

L.comb 5010 201.1 mm

Akse 3:

OC 5020 og OC 5030



L.comb 5020 198.1 mm

L.comb 5030 198.1 mm

d) Horisontale deformasjoner av søyle akse 2 og 3

<u>Akse 2:</u> OC 5000 og OC 5010					<u>Akse 3:</u> OC 5020 og OC 5030				
Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]	Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
26	5000	0.000	-15.102	-0.094	36	5020	0.000	16.104	-0.096
26	5010	0.000	-15.102	-0.094	36	5030	0.000	16.104	-0.096

e) Forskyvninger i bruas lengderetning:

Akse 2:

Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
106	5000	-0.020	-2.768	56.293
106	5010	-0.020	-2.768	56.293
148	5000	-0.018	-10.449	88.244
148	5010	-0.018	-10.449	88.244

Akse 3:

Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
149	5020	-0.018	10.591	88.290
149	5030	-0.018	10.591	88.290
191	5020	-0.020	3.360	56.063
191	5030	-0.020	3.360	56.063

4 Forspenningens primær-effekter for undergurtkabler ved åpning

Alle undergurtkabler er samlet i OC 5070 (full effekt) og OC 5090 (kun tvangskrefter). For å få forspenningens primær-effekter ved åpning er spennkrafttapsparameterne kryp- og svinntøyning regnet ved åpning.

Kryptøyning er beregnet til: $\varepsilon_{cc} = -0.7993\%$

Svinntyøning er beregnet til: $\varepsilon_{cs} = -0.214$

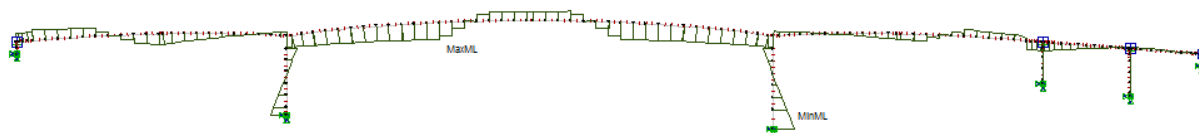
a) Reaksjonskrefter

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	5070	-0.00	-0.00	631.04	-0.00	-0.15	-0.00
11	5090	-0.00	-0.00	631.04	-0.00	-0.15	-0.00
20	5070	0.00	-3527.46	1047.71	54499.83	-1.46	-0.18
20	5090	0.00	-3527.46	1047.71	54499.83	-1.46	-0.18
30	5070	0.01	3527.46	726.72	-72795.77	-0.18	0.08
30	5090	0.01	3527.46	726.72	-72795.77	-0.18	0.08
40	5070	-0.03	-0.00	-1194.40	-0.00	-0.28	-0.00
40	5090	-0.03	-0.00	-1194.40	-0.00	-0.28	-0.00
50	5070	0.02	-0.00	1301.11	-0.00	0.25	-0.00
50	5090	0.02	-0.00	1301.11	-0.00	0.25	-0.00
61	5070	0.00	-0.00	-265.64	-0.00	0.00	-0.00
61	5090	0.00	-0.00	-265.64	-0.00	0.00	-0.00

b) M-, V- og N-diagrammer

Moment:

OC 5070



MaxML 56770.78 kNm

MinML -72795.77 kNm

OC 5090



MaxML 59301.76 kNm

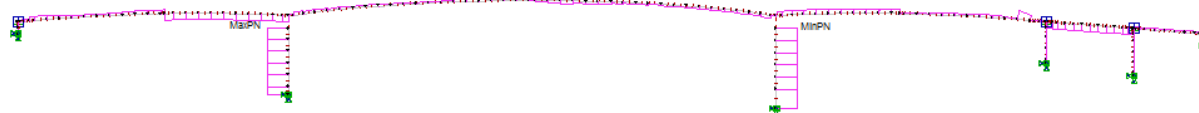
MinML -72795.77 kNm

Primærmoment ved midtspenn (Node 148):

$$M_{\text{primær}} = M_{\text{full}} - M_{\text{tvang}} = -28594.87 - 59301.76 = -87896.63 \text{ kNm}$$

Skjær:

OC 5070



MaxPN 3527.46 kN

MaxPN -3527.46 kN

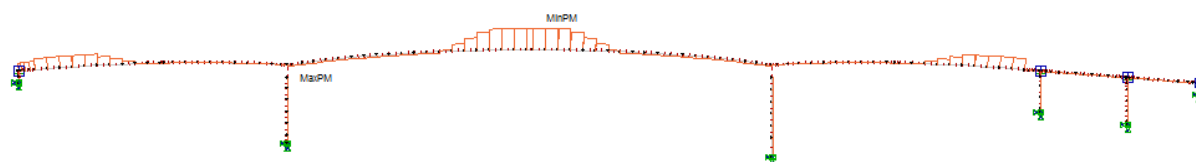
OC 5090



MaxPN 3527.46 kN
 MaxPN -3527.46 kN

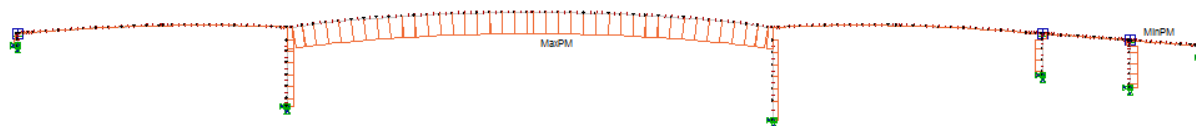
Aksial:

OC 5070



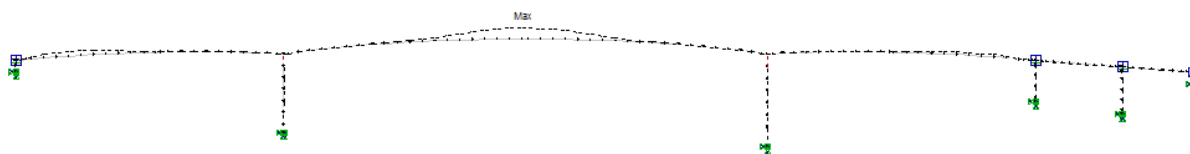
MaxPM 3524.86 kN
 MinPM -49657.72 kN

OC 5090



MaxPM 3527.46 kN
 MinPM -1301.11 kN

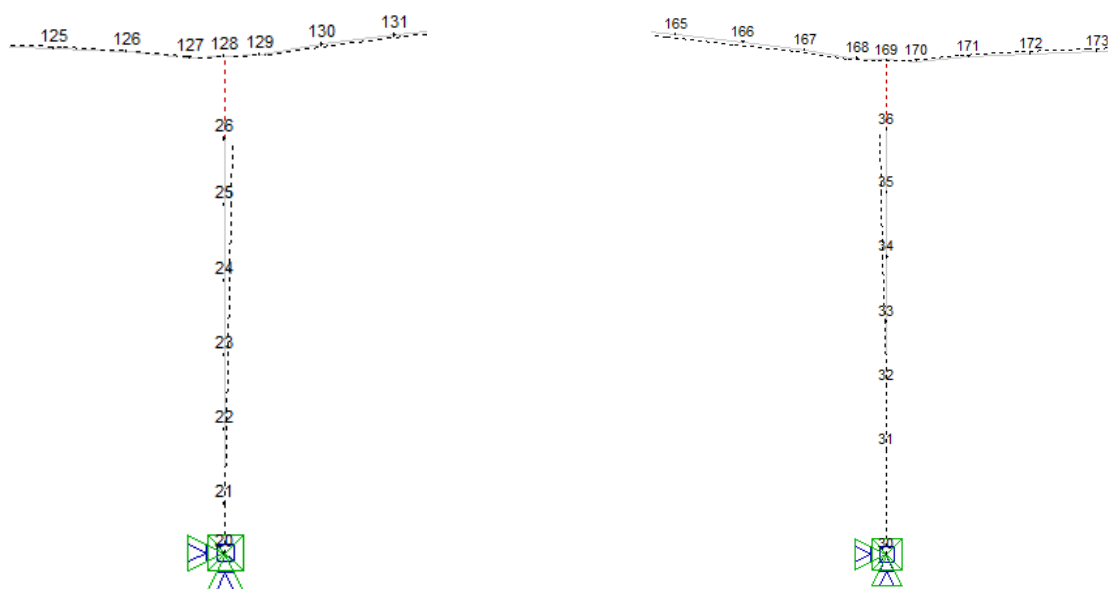
c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen



L.comb 5070 94.5 mm

L.comb 5090 94.5 mm

d) Horisontale deformasjoner av søyle akse 2 og 3



Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
26	5070	0.000	4.822	-0.083
26	5090	0.000	4.822	-0.083
36	5070	0.000	-6.086	-0.061
36	5090	0.000	-6.086	-0.061

e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Samme forskyvning for OC5070 og OC5090

Akse	Node	Forskyvning i y-retning Uy [mm]
1	102	11.717
2	128	5.385
3	169	-6.834
4	195	-11.968
5	209	-11.983
6	220	-11.121

5 Forspenningens samlede virkninger ved åpning og etter 100 år

Forspenningens samlede virkninger er gitt i OC 5040 (full virkning) og OC 5050 (kun tvangskrefter). Spennkrafttap på grunn av kryp og svinn blir regnet ved åpning og etter 100 år.

a) Reaksjonskrefter

Ved åpning

Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	5040	-0.00	-0.00	631.04	-0.00	-0.15	-0.00
11	5050	-0.00	-0.00	631.04	-0.00	-0.15	-0.00
20	5040	0.00	-3527.46	2331.33	-7114.20	-2.61	-0.16
20	5050	0.00	-3527.46	2331.33	-7114.20	-2.61	-0.16
30	5040	0.01	3527.46	1955.13	-13832.16	-1.29	0.06
30	5050	0.01	3527.46	1955.13	-13832.16	-1.29	0.06
40	5040	-0.03	-0.00	-1194.40	-0.00	-0.28	-0.00
40	5050	-0.03	-0.00	-1194.40	-0.00	-0.28	-0.00
50	5040	0.02	-0.00	1301.11	-0.00	0.25	-0.00
50	5050	0.02	-0.00	1301.11	-0.00	0.25	-0.00
61	5040	0.00	-0.00	-265.64	-0.00	0.00	-0.00
61	5050	0.00	-0.00	-265.64	-0.00	0.00	-0.00

Etter 100 år

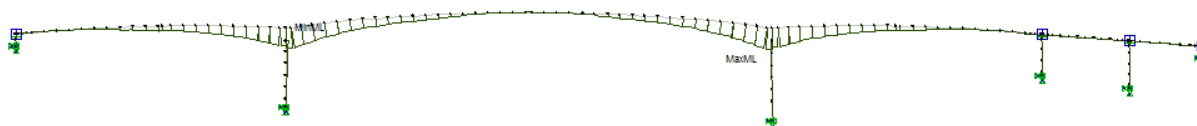
Node	Comb	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11	5040	-0.00	-0.00	585.87	-0.00	-0.14	-0.00
11	5050	-0.00	-0.00	585.87	-0.00	-0.14	-0.00
20	5040	0.00	-3273.76	2159.27	-6376.31	-2.42	-0.15
20	5050	0.00	-3273.76	2159.27	-6376.31	-2.42	-0.15
30	5040	0.01	3273.76	1809.69	-13052.60	-1.19	0.06
30	5050	0.01	3273.76	1809.69	-13052.60	-1.19	0.06
40	5040	-0.03	-0.00	-1109.24	-0.00	-0.26	-0.00
40	5050	-0.03	-0.00	-1109.24	-0.00	-0.26	-0.00
50	5040	0.02	-0.00	1207.95	-0.00	0.23	-0.00
50	5050	0.02	-0.00	1207.95	-0.00	0.23	-0.00
61	5040	0.00	-0.00	-246.62	-0.00	0.00	-0.00
61	5050	0.00	-0.00	-246.62	-0.00	0.00	-0.00

b) M-, V- og N-diagrammer

Moment:

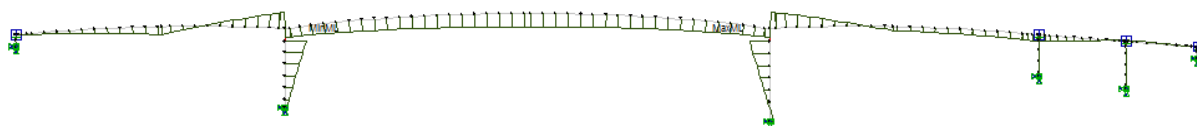
Ved åpning:

OC 5040



MaxML 848857.99 kNm
Min ML -97020.03 kNm

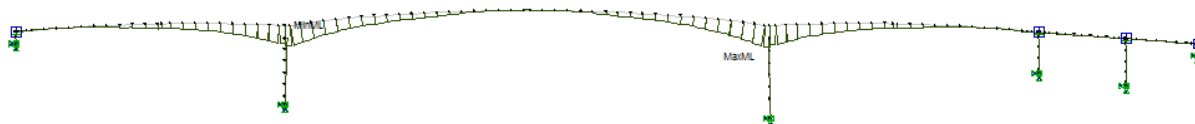
OC 5050



MaxML 95474.70 kNm
MinML -97020.03 kNm

Etter 100 år:

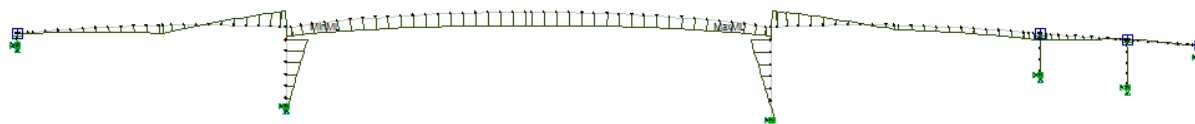
OC 5040



MaxML 785363.80 kNm

MinML -89815.96 kNm

OC 5050



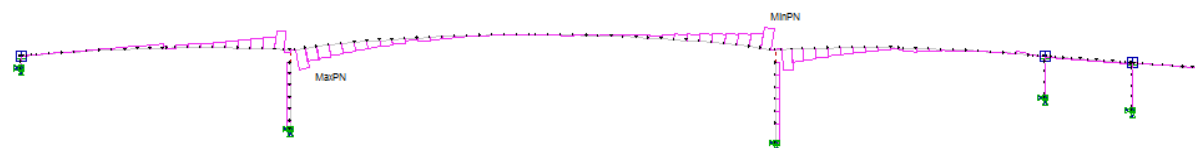
MaxML 88392.75 kNm

MinML -89815.98 kNm

Skjær:

Ved åpning:

OC 5040



MaxPN 20787.52 kN

MinPN -21811.81 kN

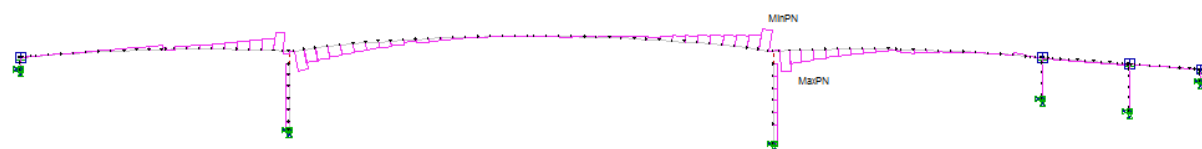
OC 5050



MaxPN 3527.46 kN
MinPN -3527.46 kN

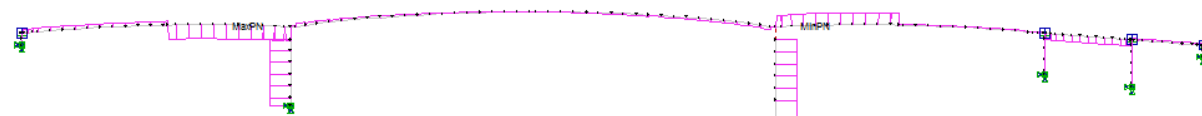
Etter 100 år:

OC 5040



MaxPN 19205.97 kN
MinPN -20175.87 kN

OC 5050

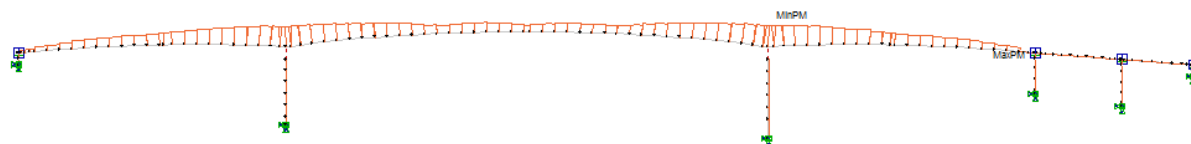


MaxPN 3273.76 kN
MinPN -3273.76 kN

Aksial:

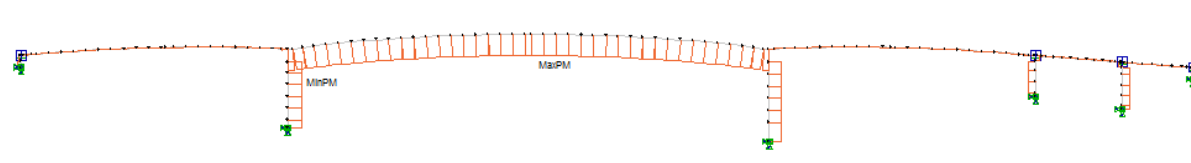
Ved åpning:

OC 5040



MaxPM 1194.40 kN
MinPM -175540.54 kN

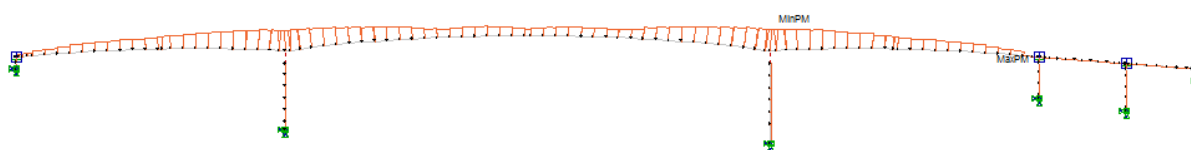
OC 5050



MaxPM 3527.46 kN
MinPM -2331.33 kN

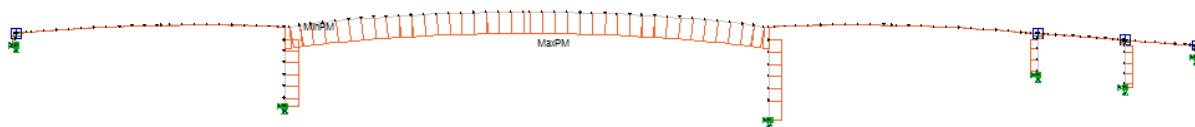
Etter 100 år:

OC 5040



MaxPM 1109.24 kN
MinPM -162391.40 kN

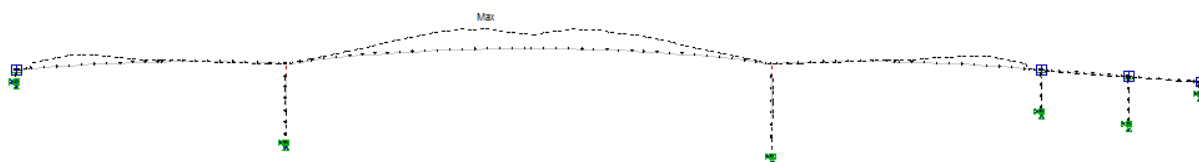
OC 5050



MaxPM 3273.76 kN
 MinPM -2159.27 kN

c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

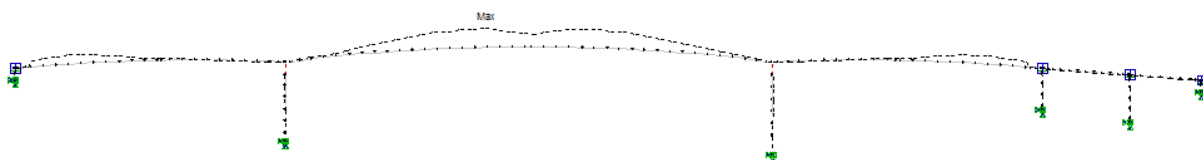
Ved åpning:



L.comb 5040 268.6 mm

L.comb 5050 268.6 mm

Etter 100 år:



L.comb 5040 248.6 mm

L.comb 5050 248.6 mm

d) Horisontale deformasjoner av søylene i akse 2 og 3



Ved åpning:

Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
26	5040	0.000	-11.515	-0.184
26	5050	0.000	-11.515	-0.184
36	5040	0.000	11.334	-0.165
36	5050	0.000	11.334	-0.165

Etter 100 år:

Node	Comb	Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]
26	5040	0.000	-10.627	-0.171
26	5050	0.000	-10.627	-0.171
36	5040	0.000	10.455	-0.152
36	5050	0.000	10.455	-0.152

e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning U_y [mm]	
		Ved åpning	Etter 100 år
1	102	11.717	10.876
2	128	-18.287	-16.885
3	169	17.976	16.592
4	195	-11.968	-11.107
5	209	-11.995	-11.133
6	220	-11.983	-11.121

6 Kryp på grunn av egenvekt ved åpning og etter 100 år

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

a) Reaksjonskrefter

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1100	11	0.00	-0.00	1455.09	-0.00	0.20	-0.00
1100	20	-0.00	5627.18	-1863.46	-78834.78	-0.16	0.01
1100	30	-0.01	-5627.18	-1397.53	96682.31	-0.60	-0.07
1100	40	0.00	-0.00	1784.67	-0.00	0.10	-0.00
1100	50	0.00	-0.00	-433.14	-0.00	0.05	-0.00
1100	61	-0.00	-0.00	87.24	-0.00	0.03	-0.00

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1300	11	0.02	-0.00	3222.98	-0.00	0.44	-0.00
1300	20	-0.02	15607.16	-3161.36	-251778.45	-0.76	0.91
1300	30	0.01	-15607.16	-4814.53	316985.24	-1.21	-0.86
1300	40	-0.03	-0.00	5734.62	-0.00	-0.31	-0.00
1300	50	0.02	-0.00	-1690.36	-0.00	0.29	-0.00
1300	61	0.01	-0.00	341.52	-0.00	0.12	-0.00

b) M-, V- og N-diagram

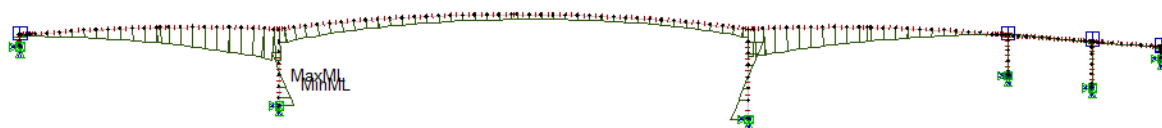
Moment:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

MaxML 164713.54
MinML -78834.78

Max: Element 127

Min: Element 20

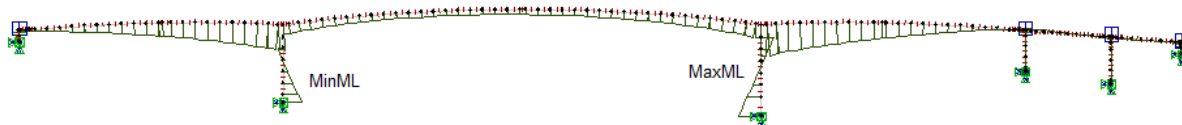


Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

MaxML 429901.63
MinML -251778.45

Max: Element 169

Min: Element 20



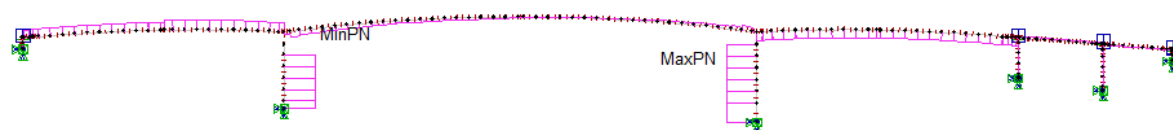
Skjær:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

MaxPN 5627.18
MinPN -5627.18

Max: Element 30-35

Min: Element 20-25



Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

MaxPN 15607.16
MinPN -15607.16

Max: Element 30-35

Min: Element 20-25



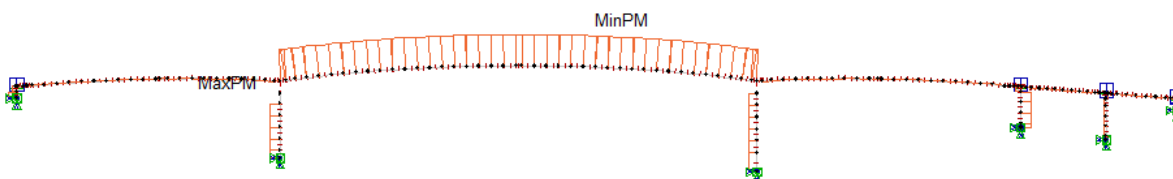
Aksial:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

MaxPM 1863.46
MinPM -5629.44

Max: Element 20-25

Min: Element 153

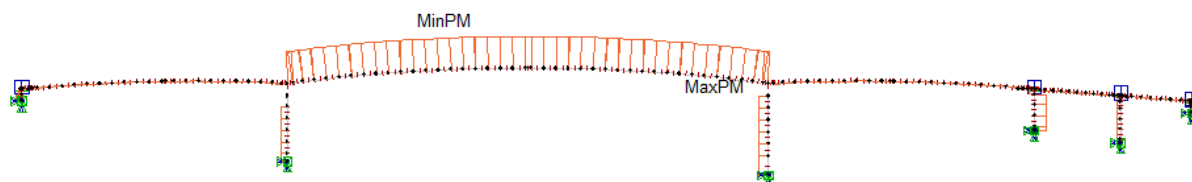


Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

MaxPM 4814.53
 MinPM -15610.08

Max: Element 30-35

Min: Element 144

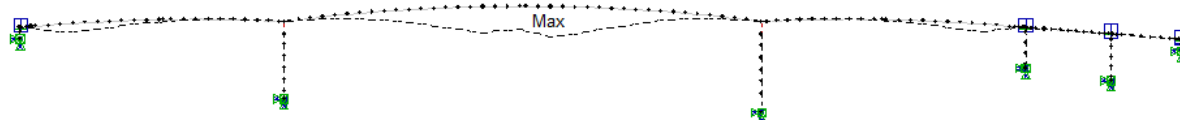


c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

L.Comb. Value [mm]
 1100 233.5

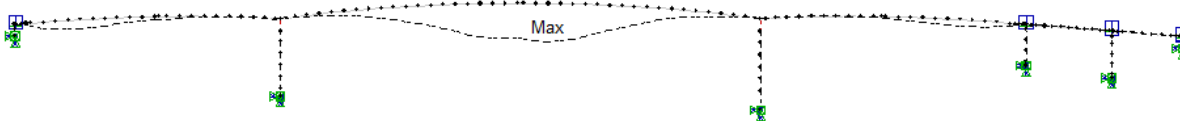
Node: 151



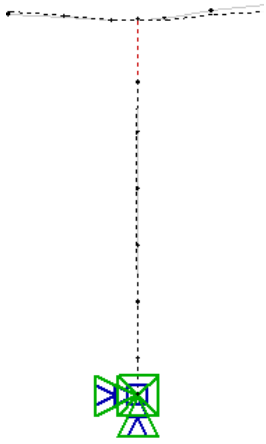
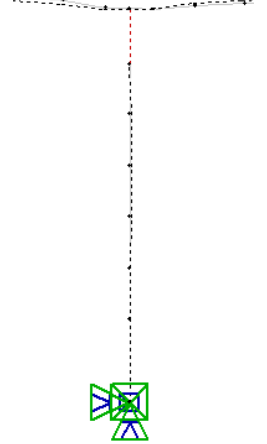
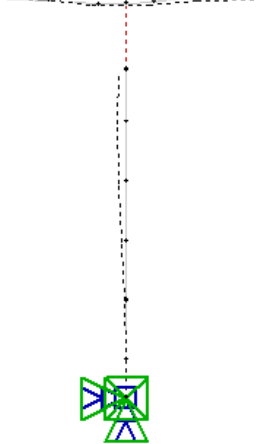
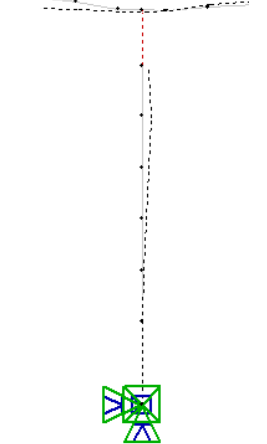
Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

L.Comb. Value [mm]
 1300 506.2

Node: 151



d) Horisontale deformasjoner av søyle

Ved åpning: Lastkombinasjon 1100		Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300	
Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36	Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36
Uy = 0.013 mm	Uy = -0.129 mm	Uy = -10.891 mm	Uy = 10.913 mm
			

e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning Uy [mm]	
		Ved åpning	Etter 100 år
1	102	-5.813	-19.177
2	128	2.867	-7.348
3	169	-3.464	5.483
4	195	4.862	15.611
5	209	4.881	15.677
6	220	4.877	15.660

f) M + N i snitt med tøyningsmålere
Ved åpning: Lastkombinasjon 1100

Lastkomb 1100	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	-45 992.87	55 628.72	38 564.50	-65 108.62
Aksial [kN]	1 880.97	1 880.97	1 419.99	1 419.99

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1300

Lastkomb 1300	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	-160 215.05	120 117.57	152 143.75	-133 848.20
Aksial [kN]	3192.3	3192.3	4857.18	4857.18

7 Kryp på grunn av forspenning ved åpning og etter 100 år

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

a) Reaksjonskrefter

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1101	11	0.26	-0.00	-961.06	-0.00	-7.59	-0.00
1101	20	-0.30	-4698.66	1324.38	76926.65	2.32	-4.93
1101	30	-0.20	4698.66	1207.14	-89745.59	-1.94	5.48
1101	40	0.35	-0.00	-1636.76	-0.00	-0.69	-0.00
1101	50	-0.10	-0.00	665.25	-0.00	-2.24	-0.00
1101	61	-0.01	-0.00	-134.94	-0.00	-0.55	-0.00

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1301	11	0.57	-0.00	-2208.06	-0.00	-12.90	-0.00
1301	20	-0.48	-12428.03	2245.14	220071.82	4.54	-15.58
1301	30	-0.95	12428.03	3797.22	-262824.05	-18.33	15.50
1301	40	1.18	-0.00	-5099.17	-0.00	3.85	-0.00
1301	50	-0.27	-0.00	2169.04	-0.00	-5.24	-0.00
1301	61	-0.05	-0.00	-440.17	-0.00	-1.36	-0.00

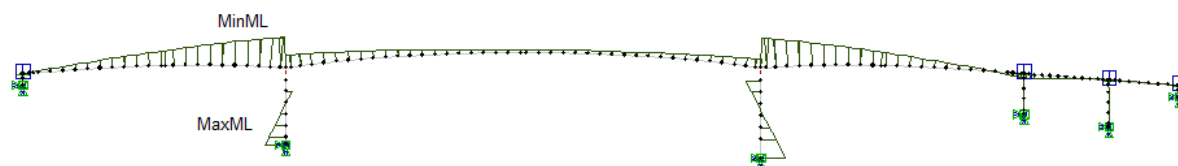
b) M-, V- og N-diagram

Moment:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

MaxML 76926.65
MinML -114219.31

Max: Element 20
Min: Element 127



Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

MaxML 220071.82
MinML -316388.43

Max: Element 20
Min: Element 169

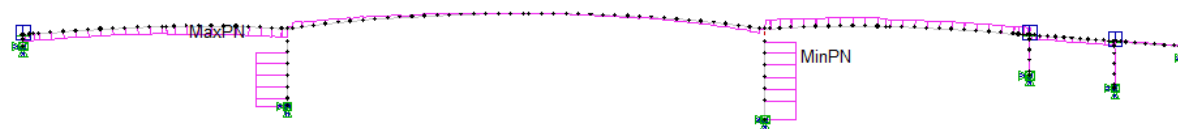


Skjær:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

MaxPN 4698.66
MinPN -4698.66

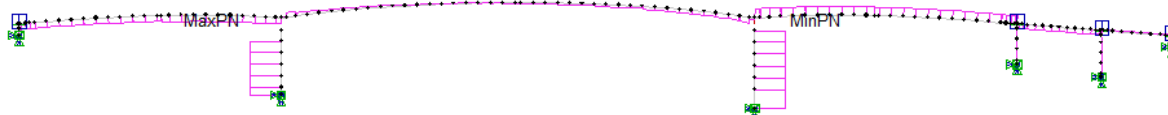
Max: Element 20-25
Min: Element 30-35



Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

MaxPN 12428.03
MinPN -12428.03

Max: Element 20-25
Min: Element 30-35

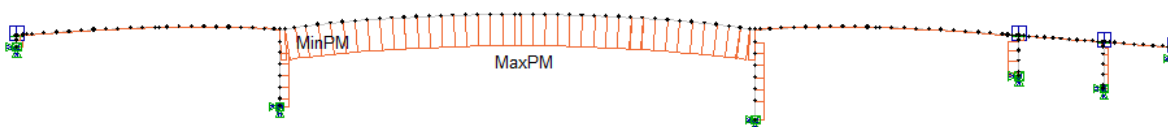


Aksial:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

MaxPM 4699.36
MinPM -1324.38

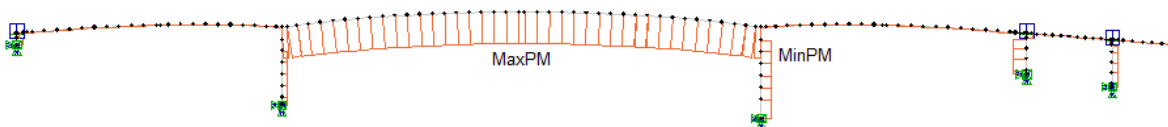
Max: Element 152
Min: Element 20-25



Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

MaxPM 12430.19
MinPM -3797.22

Max: Element 144
Min: Element 30-35

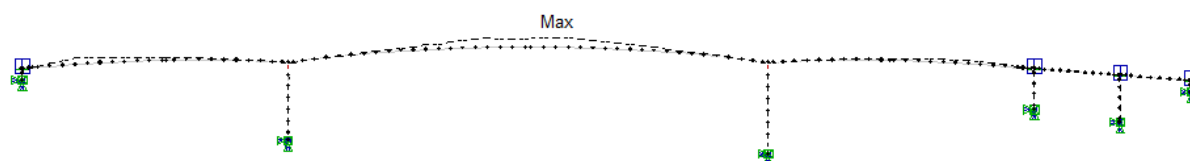


c) Vertikale nedbøyninger av overbygningenVed åpning: Lastkombinasjon 1101

L.Comb. Value [mm]

1101 133.4

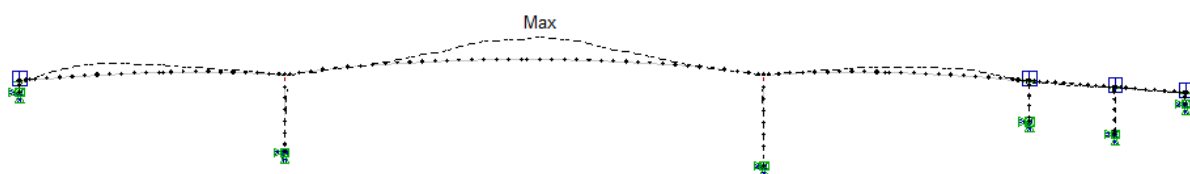
Node: 151

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

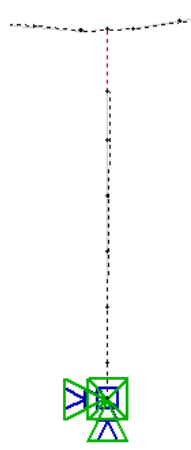
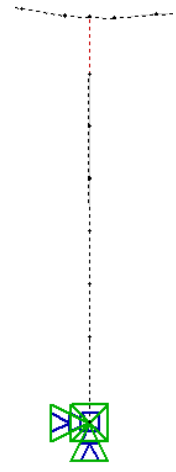
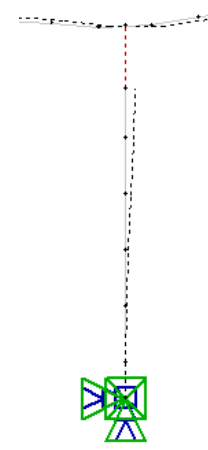
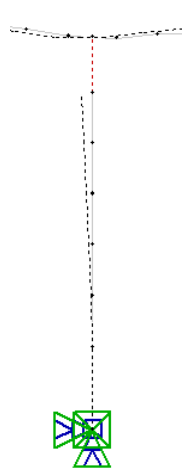
L.Comb. Value [mm]

1301 291.3

Node: 150



d) Horisontale deformasjoner av søyle

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101		Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301	
Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36	Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36
Uy = 7.571 mm	Uy = -5.974mm	Uy = 24.428 mm	Uy = -23.319 mm
			

e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning Uy [mm]	
		Ved åpning	Etter 100 år
1	102	31.760	73.405
2	128	8.837	29.752
3	169	-6.066	-26.751
4	195	-24.503	-70.182
5	209	-24.525	-70.250
6	220	-24.518	-70.229

f) M + N i snitt med tøyningsmålere

Ved åpning: Lastkombinasjon 1101

Lastkomb 1101	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	53 428.41	-32 959.61	-44 627.87	43 504.15
Aksial [kN]	-1 324.38	-1 324.38	-1 207.14	-1 207.14

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1301

Lastkomb 1301	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	157 918.67	-70 578.82	-143 487.06	89 623.32
Aksial [kN]	-2 245.14	-2 245.14	-3 797.22	-3 797.22

8 Svinn ved åpning og etter 100 år

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

a) Reaksjonskrefter

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1102	11	-0.00	-0.00	-92.83	-0.00	-0.01	-0.00
1102	20	0.00	-993.73	81.97	24152.08	0.09	-0.07
1102	30	0.00	993.73	153.93	-27617.66	0.13	0.05
1102	40	-0.01	-0.00	-256.86	-0.00	-0.05	-0.00
1102	50	0.00	-0.00	132.94	-0.00	0.02	-0.00
1102	61	0.00	-0.00	-27.03	-0.00	0.00	-0.00

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

Comb	Node	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1302	11	-0.01	-0.00	-262.01	-0.00	-0.04	-0.00
1302	20	0.01	-2813.48	242.48	68397.59	0.23	-0.18
1302	30	0.01	2813.48	428.88	-78256.54	0.40	0.15
1302	40	-0.02	-0.00	-706.72	-0.00	-0.18	-0.00
1302	50	0.00	-0.00	363.36	-0.00	0.07	-0.00
1302	61	0.00	-0.00	-73.86	-0.00	0.00	-0.00

b) M-, V- og N-diagram

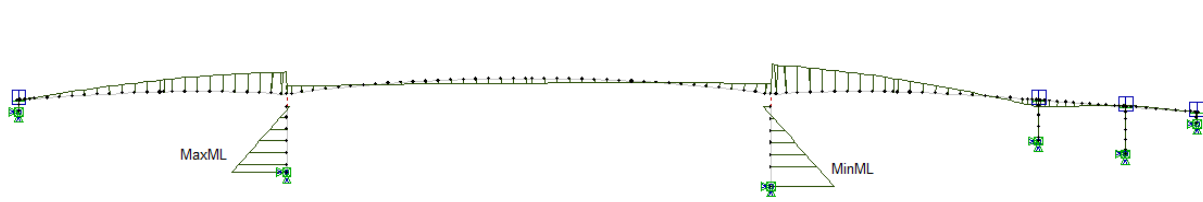
Moment:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

MaxML 24152.08
MinML -27617.66

Max: Element 20

Min: Element 30

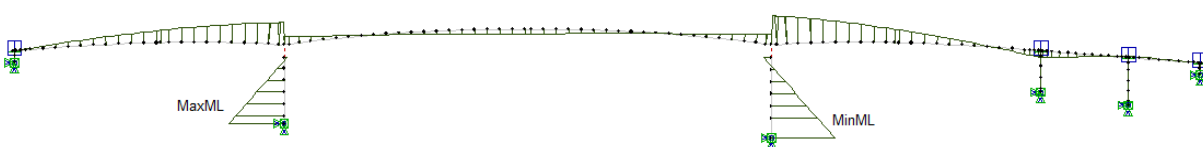


Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

MaxML 68397.59
MinML -78256.54

Max: Element 20

Min: Element 30



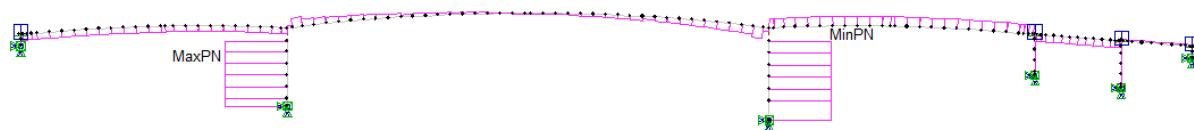
Skjær:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

MaxPN 993.73
MinPN -993.73

Max: Element 20-25

Min: Element 30-35

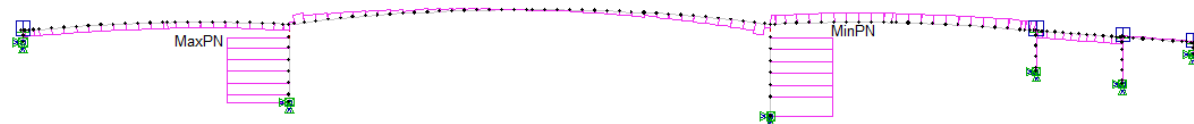


Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

MaxPN 2813.48
MinPN -2813.48

Max: Element 20-25

Min: Element 30-35



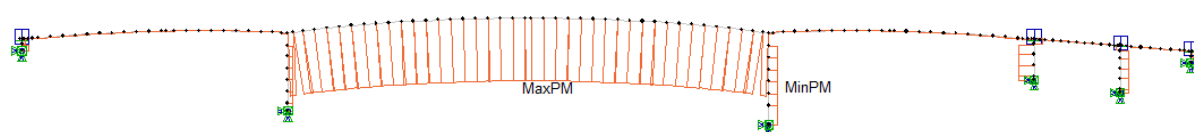
Aksial:

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

MaxPM 993.76
MinPM -153.93

Max: Element 146

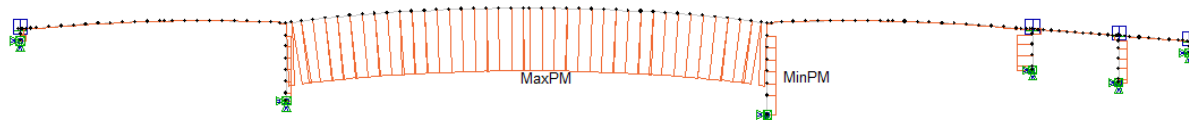
Min: Element 30-35



Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

MaxPM 2813.52
MinPM -428.88

Max: Element 146
Min: Element 30-35

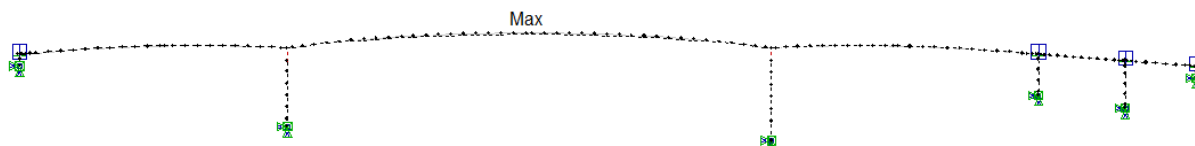


c) Vertikale nedbøyninger av overbygningen

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

L.Comb. Value [mm]
1102 19.4

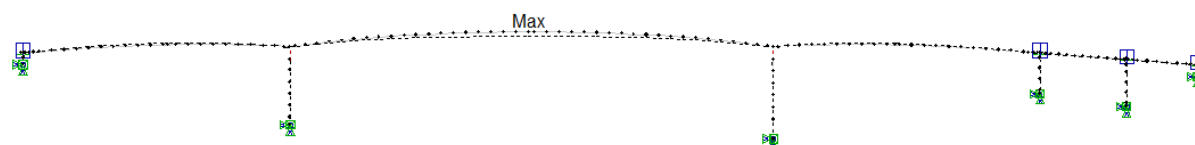
Node: 148



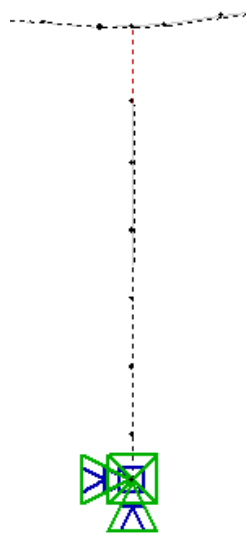
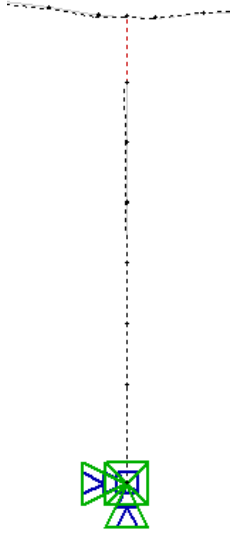
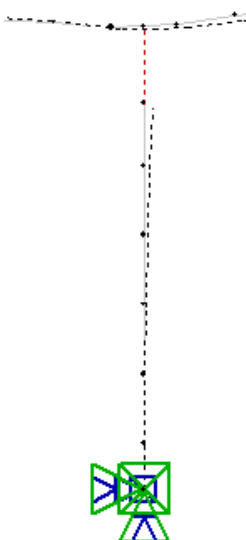
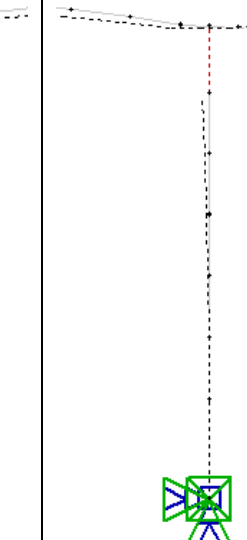
Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

L.Comb. Value [mm]
1302 56.5

Node: 148



d) Horisontale deformasjoner av søyle

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102		Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302	
Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36	Akse 2 – Node 26	Akse 3 – Node 36
$U_y = 3.691 \text{ mm}$	$U_y = -3.815 \text{ mm}$	$U_y = 10.456 \text{ mm}$	$U_y = -10.821 \text{ mm}$
			

e) Forskyvninger i bruas lengderetning i akse 1-6

Akse	Node	Forskyvning i y-retning U_y [mm]	
		Ved åpning	Etter 100 år
1	102	13.866	35.031
2	128	4.898	13.873
3	169	-4.917	-13.949
4	195	-11.674	-36.336
5	209	-11.678	-36.347
6	220	-11.676	-36.343

f) M + N i snitt med tøyningsmålere

Ved åpning: Lastkombinasjon 1102

Lastkomb 1102	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	19 182.37	855.04	-18 075.58	896.48
Aksial [kN]	-81.97	-81.97	-153.93	-153.93

Etter 100 år: Lastkombinasjon 1302

Lastkomb 1302	Søyle 2		Søyle 3	
	Bunn 2B	Topp 2T	Bunn 3B	Topp 3T
Moment [kNm]	54 327.24	2 438.56	-51 240.80	2 473.27
Aksial [kN]	-242.48	-242.48	-428.88	-428.88

9 Temperatur

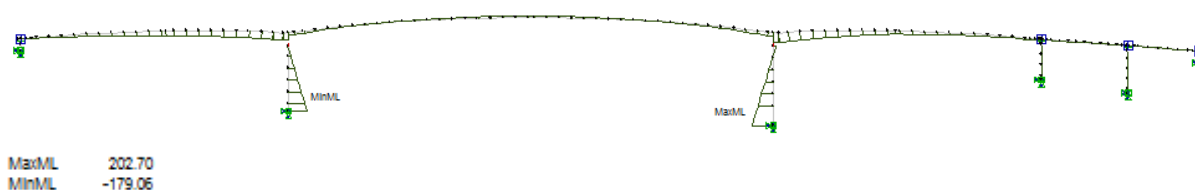
Ved åpning av bru, Sortcomb 3211

a) Reaksjonskrefter

Får ikkje lest reaksjonskrefter når det ikkje er ordcomb.

b) M-, V- og N-diagrammer

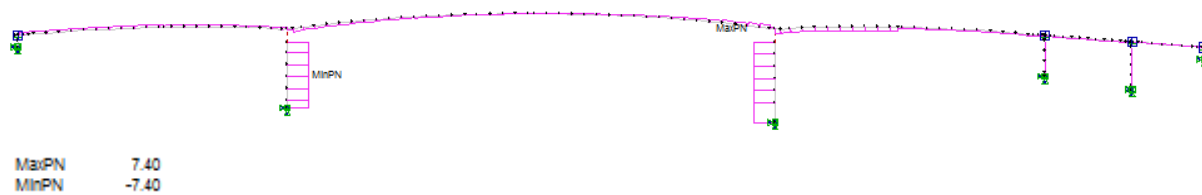
Moment:



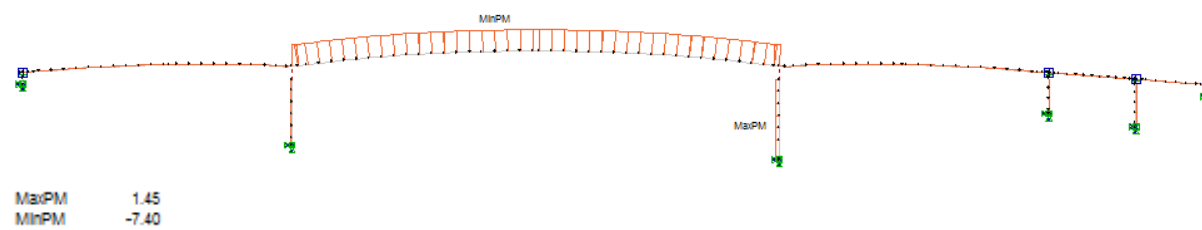
MaxML 202.70 kNm

MinML -179.06 kNm

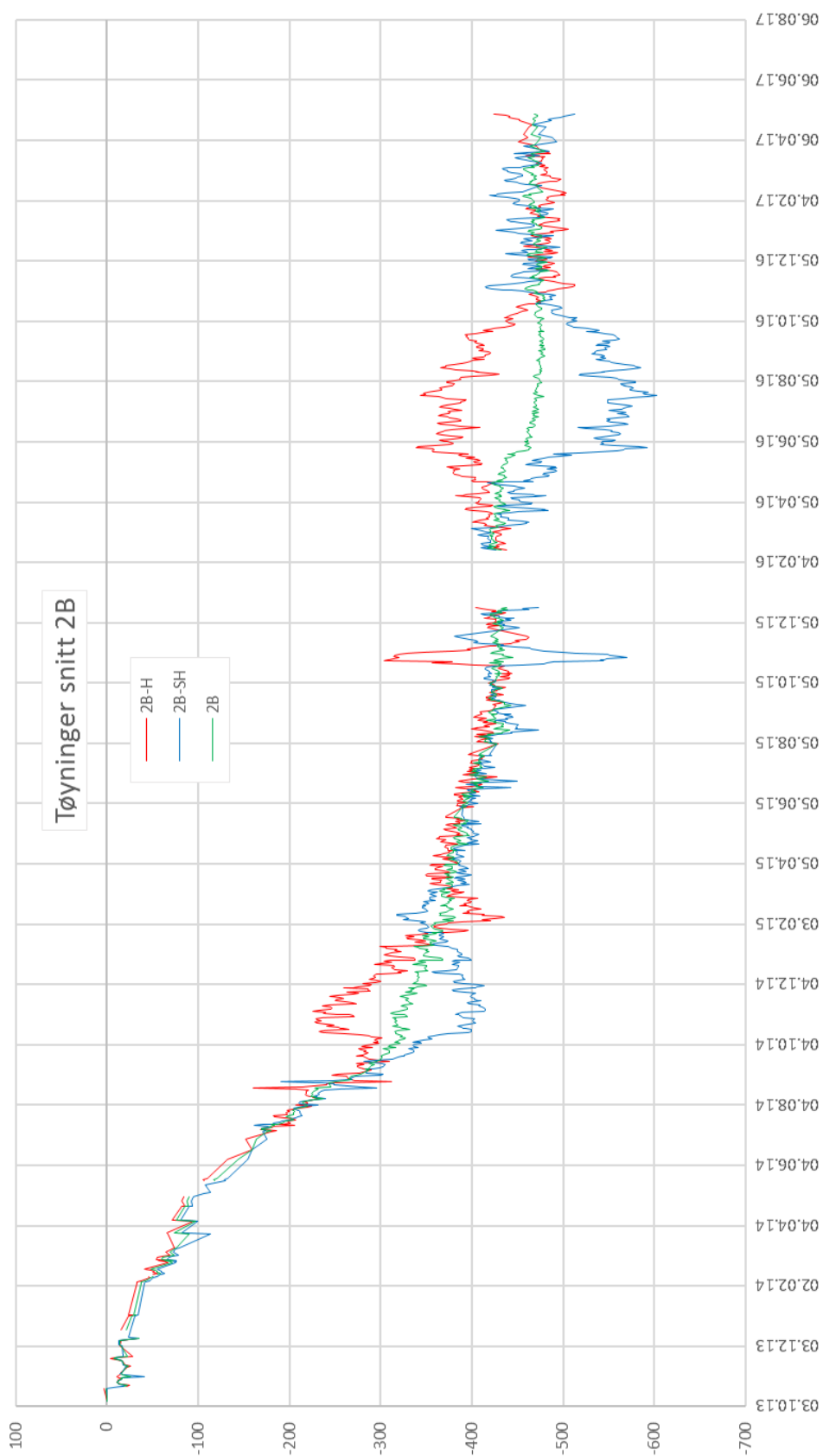
Skjær:

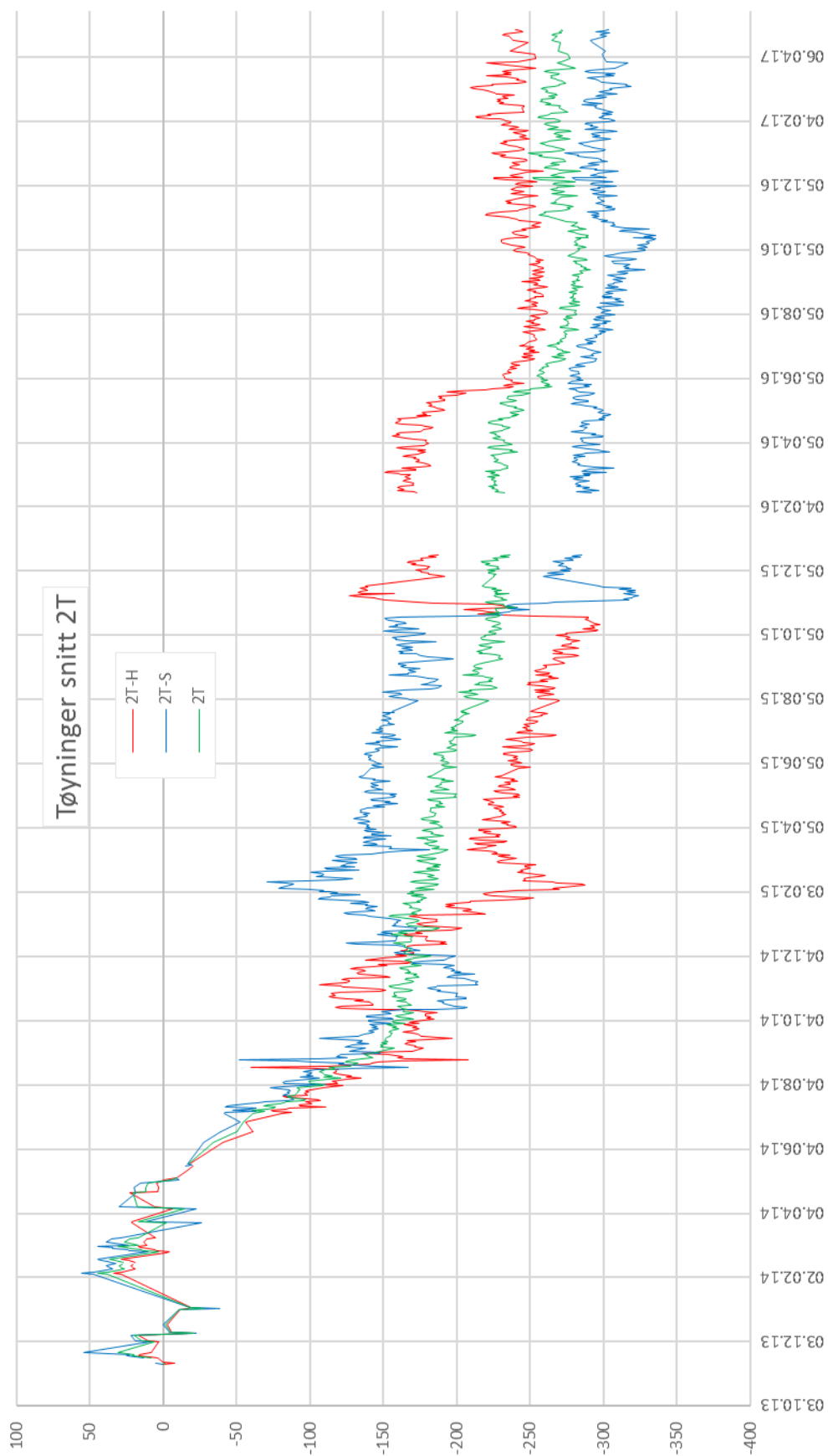


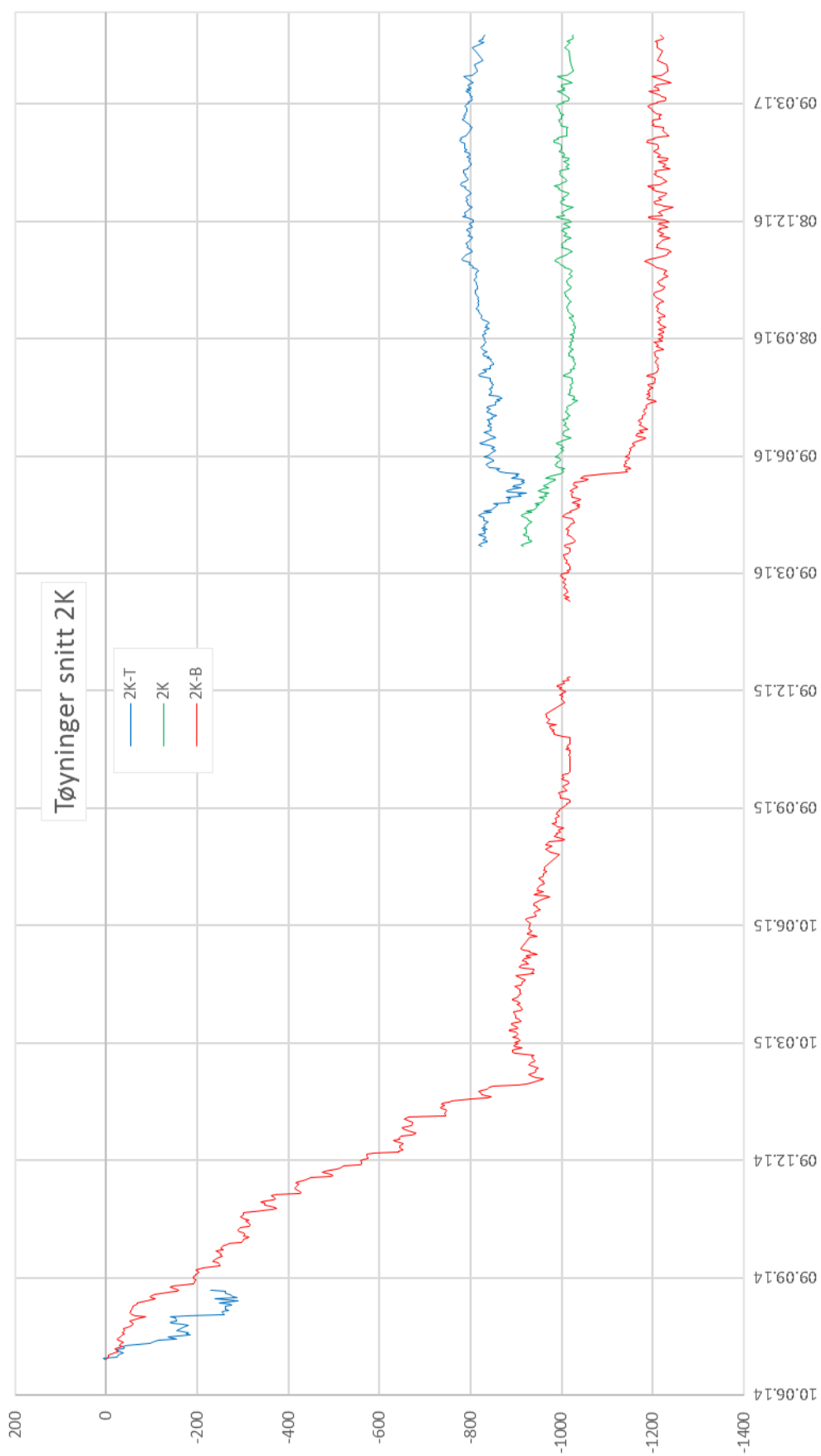
Aksial:



Vedlegg O Plott av målte tøyninger







Vedlegg P Tøyninger ved lineær superposisjon

Beregninger er utført med EK2-1-1 som beregningsgrunnlag, dette gjelder for både kryp, svinn og elastisitetmodulen ved et gitt tidspunkt. Microsoft Excel er benyttet, og det vises verdier i dette vedlegget. Det er valgt å vise utregningen av tøyninger i bunn av søylen i Akse 2. Tøyninger i topp av søylen og i brukassen vises i elektronisk vedlegg.

Beregning av kryptall for Element 21 ved de ulike belastningstidspunktene:

Forklaring	Symbol	Verdi
Elementnummer	EI	21
Karakteristisk betongtrykkfasthet	f_{ck} [Mpa]	45
Midlere betongtrykkfasthet	f_{cm} [Mpa]	53
	f_{cm0} [Mpa]	10
Tverrsnittsareal	A [m ²]	10.4
Konstruksjonsdelens overflate kontakt med atmosfæren (ca)	u [m]	22.4
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0 [mm]	928.57
Relativ luftfuktighet for søylen	RH [%]	80

Faste verdier:

t	324
α_1	0.748
α_2	0.920
α_3	0.813
β_H	1219
β_{fcm}	2.308
Φ_{RH}	1.061

Variierende verdier

Byggefase	t_0	$\beta(t_0)$	φ_0	$\beta_C(t, t_0)$	KRYPTALL
Søyle 2.1	3	0.743	1.820	0.6247	1.1372
Søyle 2.2	9	0.605	1.483	0.6219	0.9223
Søyle 2.3	20	0.521	1.275	0.6167	0.7865
Søyle 2.4	36	0.466	1.141	0.6087	0.6942
Søyle 2.5	47	0.443	1.084	0.6029	0.6535
Søylehode	198	0.336	0.822	0.4915	0.4040
FFB 2.1	247	0.322	0.788	0.4287	0.3377
FFB 2.2	274	0.315	0.772	0.3790	0.2926
FFB 2.3	289	0.312	0.764	0.3418	0.2611
FFB 2.4	302	0.309	0.758	0.2983	0.2260
FFB 2.5	324	0.305	0.747	0.0000	0.0000

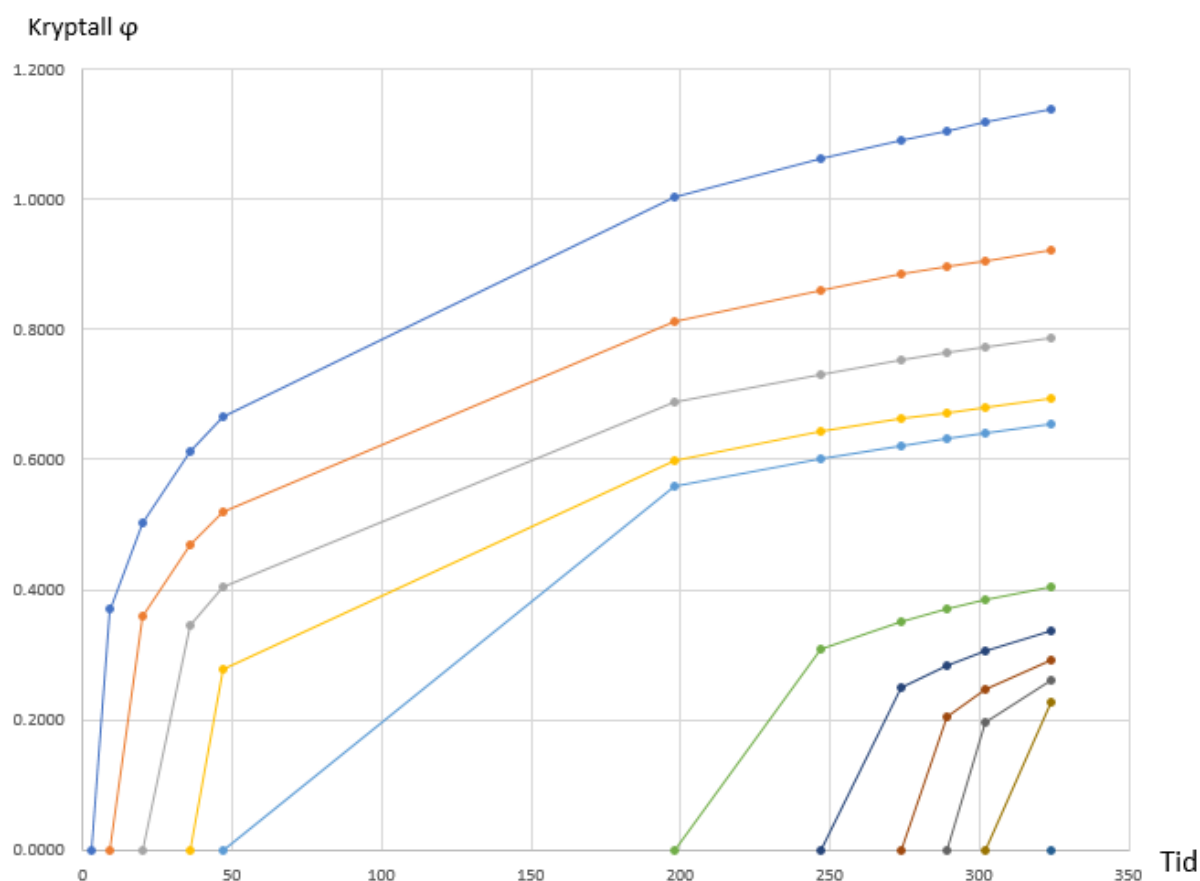
Betraktningstidspunktet «t» endres i forhold til hvilken byggefase som beregnes.

Eksempel på utregning av kryptall for Element 21 for de ulike belastningstidspunktene i byggefase FFB 2.5, der betraktningstidspunktet for byggefase er 324 dager.

Kryptabell for Element 21

t	Søyle 2.1	Søyle 2.2	Søyle 2.3	Søyle 2.4	Søyle 2.5	Søylehode	FFB 2.1	FFB 2.2	FFB 2.3	FFB 2.4	FFB 2.5
3	0.0000										
9	0.3691	0.0000									
20	0.5031	0.3602	0.0000								
36	0.6115	0.4698	0.3463	0.0000							
47	0.6649	0.5191	0.4040	0.2771	0.0000						
198	1.0046	0.8118	0.6874	0.5997	0.5594	0.0000					
247	1.0636	0.8611	0.7318	0.6424	0.6022	0.3098	0.0000				
274	1.0916	0.8844	0.7527	0.6623	0.6220	0.3511	0.2495	0.0000			
289	1.1061	0.8964	0.7635	0.6725	0.6321	0.3694	0.2839	0.2056	0.0000		
302	1.1180	0.9064	0.7724	0.6809	0.6404	0.3833	0.3068	0.2472	0.1950	0.0000	
324	1.1372	0.9223	0.7865	0.6942	0.6535	0.4040	0.3377	0.2926	0.2611	0.2260	0.0000

Plott av verdiene i tabellen:



Beregning av svinntøyningen for Element 21:

Faste verdier

t_0	3
RH_0	100
kh	0.7
α_{ds1}	4
α_{ds2}	0.12
β_{RH}	0.7564
$\epsilon_{cd,0}$	0.000225
$\epsilon_{ca,\infty}$	0.000087

Sementtypen til Dolmsundbrua er fasthetsklasse N, $s = 0.25$

Variierende verdier

Byggefase	t	β_{ds}	ϵ_{cd}	β_{as}	ϵ_{ca}	ϵ_{cs}
Søyle 2.1	3	0	0	0.29278	0.000025	0.000025
Søyle 2.2	9	0.005273	8.29227E-07	0.45119	0.000039	0.000040
Søyle 2.3	20	0.014798	2.32698E-06	0.59116	0.000051	0.000053
Søyle 2.4	36	0.02833	4.45503E-06	0.69881	0.000060	0.000065
Søyle 2.5	47	0.03742	5.88447E-06	0.74618	0.000065	0.000070
Søylehode	198	0.146966	2.3111E-05	0.94005	0.000081	0.000104
FFB 2.1	247	0.177347	2.78885E-05	0.95686	0.000083	0.000111
FFB 2.2	274	0.19318	3.03783E-05	0.96351	0.000083	0.000114
FFB 2.3	289	0.201716	3.17206E-05	0.96663	0.000084	0.000115
FFB 2.4	302	0.208969	3.28612E-05	0.96906	0.000084	0.000117
FFB 2.5	324	0.220947	3.47448E-05	0.97268	0.000084	0.000119

Aksialkrefter hentet ut fra NovaFrame i punktet til tøyningmålerne:

Tverrsnittsarealet for Element 21 er 10.4 mm².

Byggefase	Kraft pr byggefase [kN]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]
Søyle 2.1	-672.56	-0.0647
Søyle 2.2	-1190.41	-0.1145
Søyle 2.3	-1190.42	-0.1145
Søyle 2.4	-1190.41	-0.1145
Søyle 2.5	-1057.63	-0.1017
Søylehode	-7196.21	-0.6919
FFB 2.1	-3890.94	-0.3741
FFB 2.2	-3956.52	-0.3804
FFB 2.3	-3685.24	-0.3544
FFB 2.4	-3516.28	-0.3381
FFB 2.5	-3357.42	-0.3228

Beregnet E-modul for de ulike belastningstidspunktene:

Faste verdier

s	0.25
E _{cm}	28000

Variierende verdier

Byggefase	t ₀	β _{cc}	f _{cm} (t ₀)	E-modul (t ₀)
Søyle 2.1	3	0.59824	31.71	24001
Søyle 2.2	9	0.82617	43.79	26441
Søyle 2.3	20	0.95523	50.63	27618
Søyle 2.4	36	1.02996	54.59	28249
Søyle 2.5	47	1.05870	56.11	28483
Søylehode	198	1.16881	61.95	29341
FFB 2.1	247	1.18037	62.56	29428
FFB 2.2	274	1.18540	62.83	29466
FFB 2.3	289	1.18790	62.96	29484
FFB 2.4	302	1.18991	63.07	29499
FFB 2.5	324	1.19304	63.23	29523

Beregning av de elastiske og kryp tøyninger ved bruk av lineær superposisjon

$$\varepsilon(kryp + elast) = \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \cdot \Delta\sigma_c(t_0)$$

Dato	t	Søyle 2.1	Søyle 2.2	Søyle 2.3	Søyle 2.4	Søyle 2.5	Søylehode	FFB 2.1	FFB 2.2	FFB 2.3	FFB 2.4	FFB 2.5	SUM
18.09.13	3	-2.69											-2.69
27.09.13	9	-3.55	-4.33										-7.88
08.10.13	20	-3.86	-5.80	-4.14									-13.80
24.10.13	36	-4.11	-6.25	-5.56	-4.05								-19.97
04.11.13	47	-4.23	-6.45	-5.80	-5.18	-3.57							-25.23
08.04.14	198	-5.01	-7.65	-6.95	-6.50	-5.60	-23.58						-55.30
21.05.14	247	-5.15	-7.85	-7.14	-6.68	-5.76	-31.24	-12.71					-76.52
20.06.14	274	-5.22	-7.94	-7.22	-6.76	-5.83	-32.26	-16.05	-12.91				-94.19
08.07.14	289	-5.25	-7.99	-7.27	-6.80	-5.87	-32.71	-16.51	-15.70	-12.02			-110.11
17.07.14	302	-5.28	-8.03	-7.30	-6.84	-5.90	-33.06	-16.81	-16.27	-14.49	-11.46		-125.43
07.08.14	324	-5.32	-8.10	-7.36	-6.89	-5.94	-33.57	-17.23	-16.89	-15.32	-14.19	-10.93	-141.74

Sammenligning mellom beregnet og målte tøyninger

$$\epsilon_{total} = \sum_t \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \cdot \Delta\sigma_c(t_0) + \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t)$$

Dato	Byggefase	$\epsilon_{(kryp+elast)}$	ϵ_{ca}	ϵ_{cd}	ϵ_{sd}	ϵ_{total}	Start måling	Målte tøyninger
18.09.13	Søyle 2.1	-2.694	-25.3	0	-25.3	-28	0	0
27.09.13	Søyle 2.2	-7.876	-39.0	-0.83	-39.9	-48	0	0
08.10.13	Søyle 2.3	-13.803	-51.1	-2.33	-53.5	-67	0	0
24.10.13	Søyle 2.4	-19.968	-60.4	-4.46	-64.9	-85	-17.6	-22
04.11.13	Søyle 2.5	-25.232	-64.5	-5.88	-70.4	-96	-28.4	-16
08.04.14	Søylehode	-55.305	-81.3	-23.11	-104.4	-160	-92.5	-97
21.05.14	FFB 2.1	-76.523	-82.8	-27.89	-110.7	-187	-119.9	-121
20.06.14	FFB 2.2	-94.189	-83.3	-30.38	-113.7	-208	-140.6	-159
08.07.14	FFB 2.3	-110.115	-83.6	-31.72	-115.3	-225	-158.2	-175
17.07.14	FFB 2.4	-125.430	-83.8	-32.86	-116.7	-242	-174.9	-192
07.08.14	FFB 2.5	-141.741	-84.1	-34.74	-118.9	-261	-193.4	-227

