

Modellering og analyse av fritt frambygg- bru med grove skjærriss

Tilstandsbeskrivelse og kapasitetskontroll av
Kjøkøysund bru

Robert Kristiansen
Torstein Myhre
Mathias Sundby Myhrer

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 7. juni 2018	ANTALL SIDER: 16+166+34
------------------------------------	-----------------------	----------------------------

TITTEL:

Modellering og analyse av fritt frambygg-bru med grove skjærriss

Tilstandbeskrivelse og kapasitetskontroll av Kjøkøysund bru

Modeling and Analysis of Cantilever Bridge with severe Shear Cracks

Damage Description and Control of Capacity of Kjøkøysund Bridge

UTFØRT AV:

Robert Kristiansen
Torstein Myhre
Mathias Sundby Myhrer



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven omhandler skadekartlegging, analyse og kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand for bruoverbygningen til Kjøkøysund bru. Brua har en total lengde på 375 meter fordelt på 6 spenn, der hovedspennet er 110 meter og bygd som fritt frembygg. Modelleringen av Kjøkøysund bru og analysen av lastvirkningene har blitt gjennomført med rammeprogrammet NovaFrame. Lastene er beregnet basert på Statens Vegvesens håndbok R412 og NS 3491. Kapasitetenberegningene er basert på NS 3473.

Ved befaring og tidligere rapporter har det blitt kartlagt flere skjærriss i stegene til kassetverrsnittet langs hele brulengden. Det har også blitt oppdaget krakelering i både søyler og bruoverbygning som tyder på bruk av alkalie-reaktivt tilslag.

Et stort fokus i oppgaven har vært å beregne den effektive skjærkraften i kassestegene forårsaket av skrå gurter. Det er anerkjent at skrå gurter har en effekt på den dimensjonerende skjærkraften, men det er usikkert hvordan denne skal beregnes. I oppgaven har tre metoder blitt sammenlignet, Brås metode, Dilger & Langohr og den tradisjonelle metoden fra DIN 1045-01.

Den gjennomførte kontrollen i bruddgrensetilstand viste at Kjøkøysund bru ikke har tilstrekkelig skjærkapasitet. Det er nødvendig å iverksette tiltak for å bedre situasjonen. For andre kontrollerte lastvirkninger var kapasiteten tilstrekkelig.

Hovedårsaken til den høye skjærutnyttelsen er trolig at Kjøkøysund bru originalt ble prosjektert med et gammelt regelverk fra før innføringen av partialfaktormetoden, som ble innført i Norge av Norsk Standard i 1973.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU

Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens vegvesen Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2018 ved Institutt for Konstruksjonsteknikk på NTNU. Oppgaven er utarbeidet i et internt samarbeid mellom avgangselevene Robert Kristiansen, Torstein Myhre og Mathias Sundby Myhrer. I tillegg er oppgaven skrevet i et tett samarbeid med Statens Vegvesen. Professor Terje Kanstad ved Institutt for Konstruksjonsteknikk på NTNU har vært hovedveileder for oppgaven. Håvard Johansen og Thomas Reed fra Bruseksjonen i Statens Vegvesen Vegdirektoratet har vært medveiledere for oppgaven.

Vi har lært utrolig mye gjennom arbeidet med Kjøkøysund bru. Kunnskap om FFB-bruer, verifikasjon av en eldre konstruksjon med utdatert regelverk, modellering og lastberegninger er bare noen av de mange givende aspektene knyttet til oppgaven. I tillegg har forskningsdelen vært svært lærerik, spesielt med hensyn på gurtenes vinkel og den effekten dette kan gi for brutverrsnittets skjærkapasitet. Krypberegningene har også vært tildels tidkrevende og utfordrene, men gjennom mye prøving og feiling og diskutering har vi oppnådd en dypere forståelse for konseptet.

Vi ønsker å takke vår hovedveileder Terje Kanstad som har vært svært behjelpelig med problemløsning, faglig diskusjon og bidrag til å øke vår generelle forståelse gjennom hele semesteret. I tillegg vil vi takke medveilederne fra Statens Vegvesen, Håvard Johansen og Thomas Reed for rask kommunikasjon, presise tilbakemeldinger og ekspertise innen modelleringsprogrammet NovaFrame. Det har vært spesielt motiverende å arbeide med en problemstilling som har vært spesifikt etterspurt av Statens Vegvesen. Vi vil og rette en takk til Vibeke Larsen fra Statens Vegvesen som ledet befaringen av Kjøkøysund bru. Til slutt vil vi takke Aas-Jakobsen AS som utstedte gratis lisenser for modelleringsprogrammet NovaFrame.

Trondheim, 7. juni 2018



Robert Kristiansen



Torstein Myhre



Mathias Sundby Myhrer

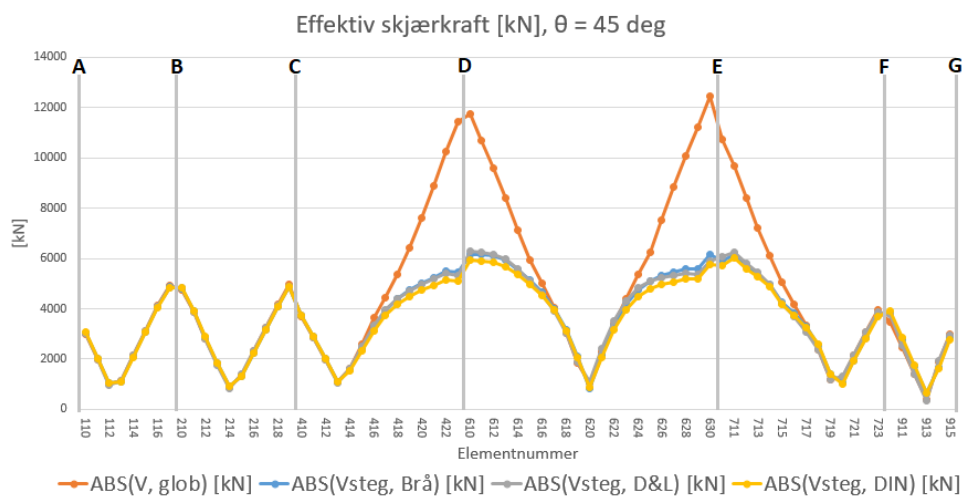
Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler skadekartlegging, analyse og kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand for bruoverbygning til Kjøkøysund bru. Bruddgrensetilstand ble kontrollert for tidspunktene 1 år, 50 år og 100 år etter sammenkobling. Kjøkøysund bru er en etteroppspent betongkassebru langs Fylkesvei 108 i Østfold som sto ferdig i 1970. Brua har en total lengde på 375 meter fordelt på 6 spenn, hvorav hovedspennet er på 110 meter. Hovedspennet er bygd som fritt frambygg.

Ved befaring og tidligere rapporter av Statens Vegvesen og Aas-Jakobsen AS ble det kartlagt flere skjærriss i stegene til kassetverrsnittet langs hele brulengden. De største rissene er lokalisert ved søylene tilknyttet hovedspennet og har rissvidde opp til 0,8 mm. Det har også blitt oppdaget krakelering i både søyler og bruoverbygning som tyder på bruk av alkalie-reaktivt tilslag.

For modelleringen av Kjøkøysund bru og analysen av lastvirkningene har ramme-programmet NovaFrame blitt benyttet. Lastene er beregnet basert på Statens Vegvesens håndbok R412 og NS 3491. Kapasitetenberegningene er basert på NS 3473.

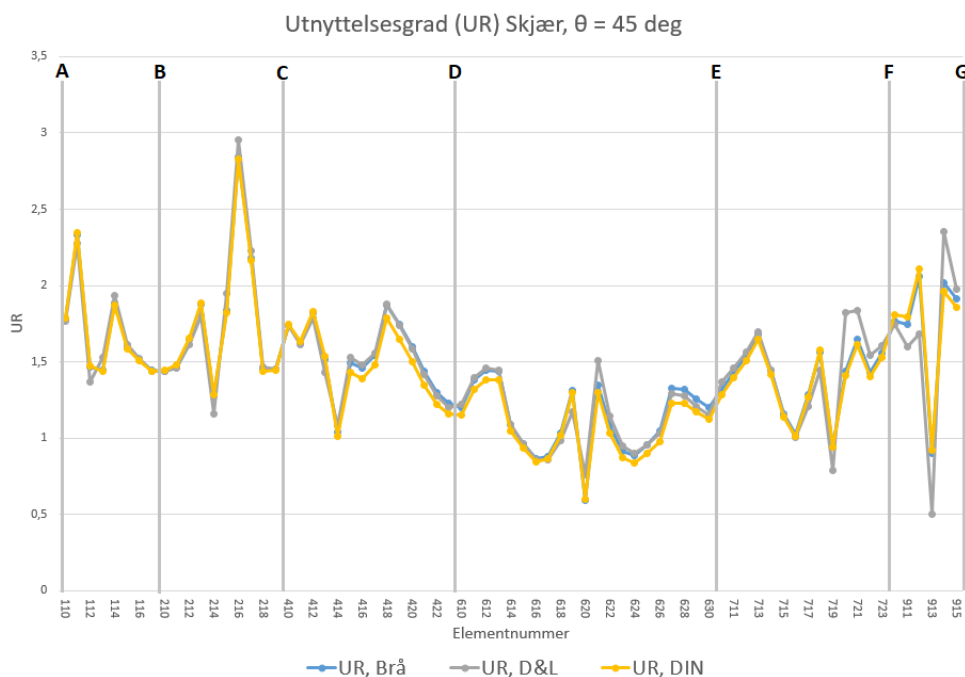
Et stort fokus i oppgaven har vært å beregne den effektive skjærkraften i kassestegene forårsaket av skrå gurter. Det er anerkjent at skrå gurter har en effekt på den dimensjonerende skjærkraften, men det er usikkert hvordan denne skal beregnes. I oppgaven har tre metoder blitt sammenlignet, Brås metode, Dilger & Langohr og den tradisjonelle metoden fra DIN 1045-01. Resultatene viste at effekten ga en betydelig reduksjon av den dimensjonerende skjærkraften ved søylene D og E, som vist i figur 1. Den effektive skjærkraften har blitt beregnet for rissvinkel 26.6° og 45° for å sammenligne innvirkningen dette gir på resultatene.



Figur 1: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$.

Figur 1 viser den effektiv skjærkraften ved $\theta = 45^\circ$. Beregningene med $\theta = 26.6^\circ$ ga en økning på 10% for den effektiv skjærkraften beregnet med metodene til Brå og Dilger & Langohr.

Utnyttelsesgraden ble funnet ved å sammenligne kapasitet med opptredende krefter. Figur 2 viser at utnyttelsen var for høy ved $\theta = 45^\circ$ over neste hele brua. Det var ikke uventet med høy utnyttelse basert på skjærrissene observert i kassestegene ved befaring. For $\theta = 26.6^\circ$ ble skjærkapasiteten doblet som førte til ca. en halvering av utnyttelsen. Dette resulterte i at store deler av bruonstruksjonen fikk lavere utnyttelse enn 1,0, men utnyttelsen inn mot søylene forble høy.



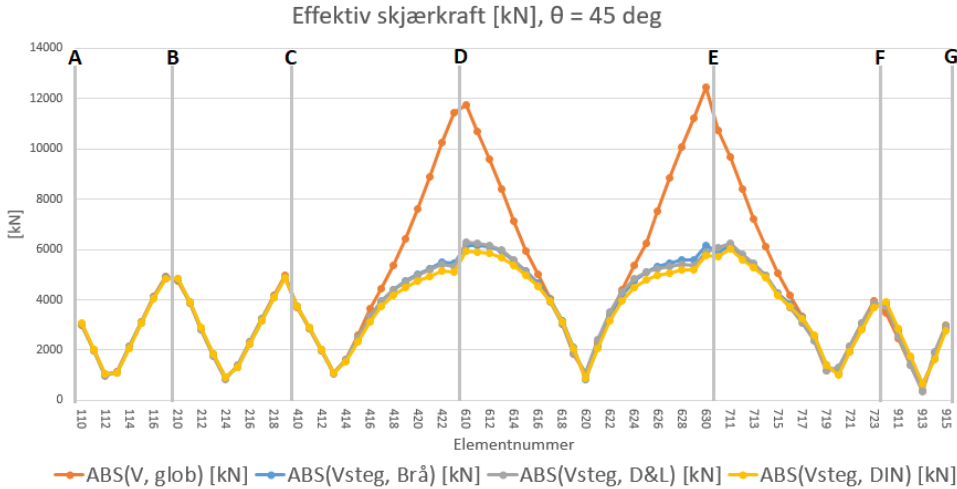
Abstract

This Master's thesis covers damage description, analysis and capacity control in ultimate limit state (ULS) for the superstructure of Kjøkøysund bridge. This is a post-tensioned bridge in Østfold, Norway, which was finished in 1970. The bridge has a total length of 375 meters divided into 6 spans, where the main span is 110 meters. The main span is built as a cantilever bridge.

From an inspection and previous reports by Statens Vegvesen and Aas-Jakobsen, multiple shear cracks were discovered in the web of the concrete box girder. The biggest cracks were located around the columns of the main span and had a maximum width of 0.8 mm. Typical crack patterns associated with alkali-silica reactions were also discovered and indicate use of alkali-reactive aggregates.

The bridge was modeled and analyzed in the frame analysis software NovaFrame. The loads were calculated using the construction regulation "Håndbok R412" by Statens Vegvesen and Norwegian Standard NS 3491. The capacity was calculated using NS 3473.

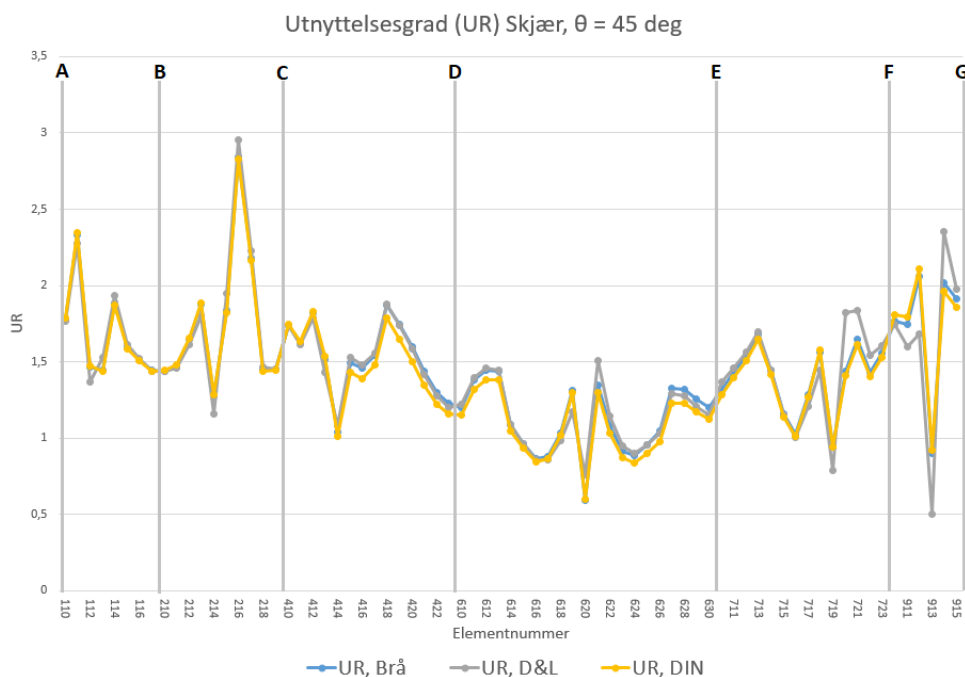
The main objective in this thesis has been calculation of the effective shear force in the web of the box girder caused by the haunched chords. The growing consensus amongst structural engineers is that the haunched chords have an effect on the design shear force, however, an approved calculation regulation regarding this effect is not yet present. Three methods have been compared in this thesis, Brå's method, Dilger & Langohr and DIN 1045-01. The results showed that the effect of haunched chords reduced the design shear force considerably as shown in figure 3. The effective shear force was calculated for crack angles of $\theta=26.6^\circ$ and $\theta=45^\circ$ to investigate how crack angle affects the results.



Figur 3: Effective shear force for Kjøkøysund bridge. $\theta = 45^\circ$.

Figure 3 shows the effective shear force for $\theta=45^\circ$. For $\theta=26.6^\circ$ the effective shear force increases by about 10 % when calculated with Brå's and Dilger & Langohr's methods.

The utilization ratio was found by comparing capacity and design forces. Figure 4 shows that the utilization for $\theta=45^\circ$ exceeds the limit in the majority of the bridge length. This was not unexpected considering the observed shear cracks. For $\theta=26.6^\circ$ the capacity was doubled and the utilization was halved compared to $\theta=45^\circ$. This resulted in an accepted utilization ratio of lower than 1.0.



Figur 4: Utilization ratio Kjøkøysund bridge. $\theta = 45^\circ$.

Control of ULS was also performed for axial force, bending moment, torsion and a local verification of the top flange. All these verifications had an utilization ratio of less than 1.0.

The main cause of the high utilization of shear is probably that the old regulations did not include the use partial safety factors. This concept was later implemented in NS 3473. The old regulations had lower demands for loads and capacity than R412, NS 3491 and NS 3473 which were used in this thesis. Based on this, measures to increase the shear capacity should be initiated immediately. In addition, the existing shear cracks should be injected to maintain the durability of the bridge.

Innholdsfortegnelse

Tabeller	XI
Figurer	XIII
1 Innledning	1
2 Fritt frambygg-bruer	3
2.1 Introduksjon	3
2.2 Byggemetode	3
2.2.1 Byggetrinn	4
2.2.2 Etteroppspenning	5
2.3 Statisk system og reaksjonskrefter	7
2.3.1 Før sammenkobling	7
2.3.2 Etter sammenkobling	8
3 Regelverk	9
4 Kjøkøysund bru	11
4.1 Geometri	12
4.2 Tversnitt	13
4.2.1 Brukassen	13
4.2.2 Søylar	15
4.2.3 Landkar og forbindelser	16
4.3 Materialer	18
4.3.1 Betong	18
4.3.2 Slakkarmering	20
4.3.3 Spennarmering	21
4.4 Overdekning	22
4.5 Byggeprosess	24
5 Tilstand	25
5.1 Beskrivelse av dagens tilstand	26
5.1.1 Landkar	28
5.1.2 Brukasse	29
5.1.3 Søylar	35

INNHALDSFORTEGNELSE

6	Effektiv skjærkraft for bjelker med skrå gurter	37
6.1	Analytiske arbeid	39
6.1.1	Tradisjonell metode DIN 1045-01	39
6.1.2	Dilger og Langohr	40
6.1.3	Brås metode	42
6.2	Eksperimentelt arbeid	44
6.3	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru	56
7	Laster	61
7.1	Permanente laster	61
7.1.1	Egenlast	61
7.1.2	Oppspenningslast	62
7.2	Variable laster	66
7.2.1	Trafikklast	66
7.2.2	Snølast	69
7.2.3	Termiske påvirkninger	70
7.2.4	Vindlast	73
7.3	Deformasjonslaster	77
7.3.1	Kryp	77
7.3.2	Svinn	78
8	Lastkombinering	81
8.1	Bruddgrensetilstand	82
9	NovaFrame	83
9.1	Teori	84
9.2	Referanselinje og akser	85
9.3	Tverrsnitt	86
9.4	Nodeinndeling og elementer	88
9.5	Grensebetingelser og forbindelser	89
9.6	Laster	91
9.6.1	Egenlast	91
9.6.2	Oppspenning	91
9.6.3	Trafikklast	93
9.6.4	Temperatur	94
9.6.5	Vindlast	95
9.6.6	Kryp	95
9.6.7	Svinn	97
9.7	Byggefaser	98
9.8	Kalkulasjonsgrupper	98
9.9	Analyser	98
9.10	Lastkombinering	98
10	Verifikasjon av modell i NovaFrame	101
10.1	Tverrsnitt	101

10.1.1	Areal	102
10.1.2	Massesenter	102
10.1.3	Andre arealmoment	103
10.1.4	Torsjonstreghetsmoment	104
10.2	Statisk system	105
10.3	Egenvekt	108
10.4	Vindlast	109
11	Resultater	111
11.1	Ferdigtilstand	111
11.1.1	Egenvekt	111
11.1.2	Superegenvekt	113
11.1.3	Spennkabler	113
11.1.4	Trafikk	116
11.1.5	Temperatur	120
11.1.6	Vind	121
11.1.7	Kryp	121
11.1.8	Svinn	124
11.2	Bruddgrensetilstand	126
11.2.1	Bøyemoment	126
11.2.2	Skjærkraft	127
11.2.3	Aksialkraft	128
11.2.4	Torsjonsmoment	128
11.3	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru	129
12	Kontroll i bruddgrensetilstand	135
12.1	Aksialkapasitet	136
12.1.1	Utnyttelsesgrad	137
12.2	Momentkapasitet	137
12.2.1	Effektiv flensbredde ved bøyepåkjenning	137
12.2.2	Momentkapasitet i felt DE	138
12.2.3	Momentkapasitet ved søyle D	140
12.2.4	Utnyttelsesgrad	142
12.3	Skjærkapasitet	142
12.3.1	Utnyttelsesgrad	145
12.4	Torsjonskapasitet	147
12.4.1	Utnyttelsesgrad	149
12.5	Lokal verifikasjon - Utkragende flens i tverretning	150
12.5.1	Momentkapasitet	151
12.5.2	Skjærkapasitet	152
12.5.3	Utnyttelsesgrad	152
13	Diskusjon og konklusjon	153
13.1	Feilkilder	153
13.1.1	Håndberegning	153

INNHALDSFORTEGNELSE

13.1.2	Prosjekteringsgrunnlag	153
13.1.3	Analyseprogram	153
13.2	NovaFrame	154
13.3	Beregning av effektiv skjærkraft ved skrå gurter	154
13.4	Diskusjon knyttet til resultatet	157
13.5	Konklusjon	160
13.6	Videre arbeid	160
Referanser		163
Vedlegg		1
A	Betongoverdekning	2
B	Egenlast	6
C	Beregning av termisk påvirkning	7
D	Beregning av vindlast	8
E	Krypberegninger	10
F	Svinnberegning	12
G	Verifikasjonsberegninger	14
H	Aksialkraftkapasitet i felt DE	16
I	Aksialkraftkapasitet i søyle D	18
J	Momentkapasitet i felt DE	20
K	Momentkapasitet ved søyle D	24
L	Skjærkapasitet for element 610	28
M	Torsjonskapasitet for element 620	29
N	Dimensjonerende last i tverretning. Utkragende flens	31
O	Kapasitet i tverretning. Utkragende flens	33

Tabeller

4.1	Materialeegenskaper betong B32/C40	18
4.2	Materialeegenskaper slakkarmering	20
4.3	Materialeegenskaper spennarmering	21
4.4	Overdekning	22
4.5	Overdekning i henhold til N400	23
5.1	Skadegrad	27
5.2	Konsekvensgrad	27
5.3	Konsekvenstype	27
7.1	Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane	61
7.2	Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruker med gang- og sykkeltrafikk	61
7.3	Representative lufttemperaturverdier for Hvaler	70
7.4	Laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel	70
7.5	Maksimal temperaturkontraksjon og -ekspansjon	71
7.6	Terrengfaktorer	74
8.1	Lastfaktorer for bruddgrensetilstand R412 (2014b)	82
10.1	Kontroll av arealberegning	102
10.2	Kontroll av massesenter om tverrsnittets y-akse	102
10.3	Kontroll av massesenter om tverrsnittets z-akse	103
10.4	Kontroll av andre arealmoment om y-aksen	103
10.5	Kontroll av andre arealmoment om z-aksen	103
10.6	Kontroll av torsjonstregghetsmoment	104
10.7	Opplagerreaksjon for 50 kN/m fra NovaFrame	105
10.8	Lastvirkning i knutepunkt D	106
10.9	Lastvirkning fra forenklet modell	107
10.10	Last fra egenvekt	108
10.11	Moment egenvekt utkrager	109
10.12	Vindhastighet og vindkraft på element 620. Referanse høyde z=31.85 meter	110
11.1	Enkelte momenter fra egenvekt etter sammenkobling	112
11.2	Enkelte momenter fra superegenvekt etter sammenkobling	113
11.3	Enkelte tvangsmomenter fra spennkabler	114
11.4	Enkelte momenter fra spennkabler etter sammenkobling	115

TABELLER

11.5	Enkelte momenter fra verste temperaturkombinasjon	120
11.6	Enkelte momenter fra vindlast vinkelrett på brua	121
11.7	Enkelte krypmomenter etter sammenkobling	122
11.8	Enkelte momenter fra kryp etter 1 år	122
11.9	Enkelte momenter fra kryp etter 50 år	123
11.10	Enkelte momenter fra kryp etter 100 år	123
11.11	Enkelte momenter fra svinn etter sammenkobling	124
11.12	Enkelte momenter fra svinn etter 1 år	125
11.13	Enkelte momenter fra svinn etter 50 år	125
11.14	Enkelte momenter fra svinn etter 100 år	126
11.15	Kombinasjonsfaktorer og momenter i bruddgrensetilstand	127
11.16	Kombinasjonsfaktorer og skjærkrefter i bruddgrensetilstand	127
11.17	Kombinasjonsfaktorer og aksialkrefter i bruddgrensetilstand	128
11.18	Kombinasjonsfaktorer og torsjonsmoment i bruddgrensetilstand	129
11.19	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$	131
11.20	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 26.6^\circ$	133
12.1	Aksialkraftkapasitet	136
12.2	Utnyttelsesgrad for aksialkraft	137
12.3	Utnyttelsesgrad for bøyemoment	142

Figurer

1	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$	III
2	Utnyttelsesgrad skjær Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$	IV
3	Effective shear force for Kjøkøysund bridge. $\theta = 45^\circ$	V
4	Utilization ratio Kjøkøysund bridge. $\theta = 45^\circ$	VI
2.1	FFB-bru rett før sammenkobling (Störfix, 2005)	4
2.2	Voute i overgurt og undergurt	5
2.3	(ETA, 2013): Aktiv forankringsende	6
2.4	Utkrager med jevnt fordelt last	7
2.5	Fordeling av oppspenningskraft over støtte Rambjør (2007)	8
4.1	Kjøkøysund bru (Hagen, u.å.)	11
4.2	Oppriss Kjøkøysund bru	12
4.3	Plantegning Kjøkøysund bru	12
4.4	Tverrsnittshøyde og tykkelse i hovedspenn DE	13
4.5	Tverrsnitt brukasse. Ved rettlinjet profillinje og i kurve $R = 300$	14
4.6	Søyle- og fundamentdimensjoner. Akse C & F, B og D & E.	15
4.7	Forbindelse mellom bruende og landkar	16
4.8	Utforming opplager	16
4.9	Formtegning tverrbærer akse B	17
4.10	Arbeidsdiagram betong NS 3473	19
4.11	Arbeidsdiagram armering NS 3473	20
4.12	Figuren viser fra venstre fase 1, fase 6, fase 10 og fase 11	24
5.1	Skilting og lysregulering Kjøkøysund bru	25
5.2	Fuktskader	28
5.3	Akser fra tegningssett	29
5.4	Posisjonsforklaring	29
5.5	Injiserte skjærriss fra akse A mot B	30
5.6	Riss rundt akse C (Aas-Jakobsen, 2014)	30
5.7	Skråriss og rissvidde fra D mot C (Aas-Jakobsen, 2014)	31
5.8	Rissvinkel 33° (Aas-Jakobsen, 2014)	31
5.9	Horisontalt riss. Rissvidde 0,4 mm	32
5.10	Skrårissvinkel midt i hovedspenn på 30°	32
5.11	Rissvidde 0,1 mm	32
5.12	Skråriss 10-15 m fra søyle E ut i hovedspennet DE (Aas-Jakobsen, 2014)	33
5.13	Skråriss ca. 15 m fra F mot E	33

FIGURER

5.14	Riss i øvre 1,5 m av kassesteg	34
5.15	Krakelingsmønster observert på Søyale D	35
6.1	Saltakbjelke (Betongelementforeningen, 2010)	37
6.2	Likevekt. DIN 1045-01 (2001)	39
6.3	Likevekt. Dilger & Langohr (1997)	40
6.4	Forskjell i armeringsdesign ved ignorert effekt fra skrå trykkgurt. Dilger & Langohr (1997)	41
6.5	Likevekt ved utledning av Brås metode	42
6.6	Testbjelke MacLeod & Houmsi (1994)	45
6.7	Testbjelke Tena-Colunga et al. (2008)	47
6.8	Utnyttelsesgrad TAG	48
6.9	Utnyttelsesgrad DE	49
6.10	Utnyttelsesgrad MH	49
6.11	Testbjelke Nghiep (2011)	50
6.12	Bruddlast ved forsøk avhengig av gurthelning og effektiv høyde Nghiep (2011).	51
6.13	Testbjelkeoppsett Hou et al. (2015)	53
6.14	Fortegnsdefinisjoner	57
6.15	Overgurtvinkel langs brulengden	58
6.16	Undergurtvinkel langs brulengden	58
7.1	Kraftvariasjon på grunn av friksjon og låsetap med to aktive ender (Sørensen, 2013)	64
7.2	Ekvivalente laster for bruksklasser (inkl. dynamisk tillegg) Statens Vegvesen (2014e)	67
7.3	Føringsavstand 6,5 m - 2 lastfelt	68
7.4	Illustrasjonssnitt for rettlinjet del av brua	68
7.5	Føringsavstand 7,5 m - 2 lastfelt	69
7.6	Illustrasjonssnitt for kurve med konstant radius	69
7.7	Vertikal temperaturdifferanse for veg-, forgjenger- og jernbanebru	71
7.8	Verdier for $k_{over,fl}$ for veg-, forgjenger- og jernbanebru	72
7.9	Kryputvikling i herdet betong (Stensrud, 2014)	77
9.1	Modell fra NovaFrame	83
9.2	Bjelkeelement med 6 frihetsgrader, aksialstivhet EA, bøyestivhet EI og elementlengde L	84
9.3	Referanselinje i blått med tilhørende akser	85
9.4	Definerte punkter med nullpunkt i punkt 15	86
9.5	Geometri av brubanen fra D mot brumidte, tegning 61,2-29	86
9.6	Tverrsnitt over søyle D med markerte avstivere i rødt	87
9.7	Master-slave forbindelse med grensebetingelser for landkar i akse A	89
9.8	Master-slave-forbindelse mellom brubane og søyler	90
9.9	Vilkårlig tverrsnitt med spennkabler	91
9.10	Definerte punkter med nullpunkt i punkt 15	92

9.11	Utvalg av spennkabler i over- og undergurt rundt søyle i akse C. Aktiv ende i rødt og passiv ende i blått	92
9.12	Highway V1	93
9.13	Eksentrisiteter for de to lastfeltene	94
10.1	Forenklet tverrsnitt med horisontal overgurt	101
10.2	Jevnt fordelt last på 50 kN/m langs hele brubanen	105
10.3	Momentdiagram fra jevnt fordelt last på 50 kN/m langs hele brubanen	105
10.4	Knutepunkt mellom brubane og søyle i akse D	106
10.5	Jevnt fordel last på 50 kN/m i hovedspenn	107
10.6	Jevnt fordel last på 50 kN/m på venstre utkrager før sammenkobling	107
10.7	Forenklet modell av hovedspenn	107
10.8	Forenklet modell av utkrager i fase 10	107
10.9	Egenvekt kun påført på venstre utkrager i fase 10	108
10.10	Håndberegnet egenvekt på utkrager i fase 10	109
11.1	Momentdiagram fra egenvekt etter sammenkobling	111
11.2	Momentdiagram fra egenvekt og kryp med byggefaser	112
11.3	Momentdiagram fra egenvekt uten byggefaser	112
11.4	Momentdiagram fra superegenvekt etter sammenkobling	113
11.5	Tvangsmomentdiagram fra spennkabler	114
11.6	Totalt momentdiagram fra spennkabler etter sammenkobling	114
11.7	Momentdiagram for spennkabler og kryp etter 100 år	115
11.8	Momentdiagram for spennkabler uten byggefaser	115
11.9	Plassering av trafikklast som gir størst feltmoment	116
11.10	Plassering av trafikklast som gir størst støttemoment	117
11.11	Plassering av trafikklast som gir størst skjærkraft	118
11.12	Plassering av trafikklast som gir størst torsjonsmoment	119
11.13	Momentdiagram fra verste temperaturkombinasjon	120
11.14	Momentdiagram fra løftkraft i negativ vertikalretning	121
11.15	Krypmoment etter sammenkobling	122
11.16	Krypmoment etter 1 år	122
11.17	Krypmoment etter 50 år	123
11.18	Krypmoment etter 100 år	123
11.19	Totalt momentdiagram fra svinn etter sammenkobling	124
11.20	Totalt momentdiagram fra svinn etter 1 år	124
11.21	Totalt momentdiagram fra svinn etter 50 år	125
11.22	Totalt momentdiagram fra svinn etter 100 år	125
11.23	Største bøyemoment i bruddgrensetilstand	126
11.24	Største skjærkrefter i bruddgrensetilstand	127
11.25	Største aksialkrefter i bruddgrensetilstand	128
11.26	Største torsjonsmoment i bruddgrensetilstand	128
11.27	Global skjærkraft for Kjøkøysund bru	129
11.28	Global aksialkraft for Kjøkøysund bru	130
11.29	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$	130

FIGURER

11.30	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. Absoluttverdi. $\theta = 45^\circ$	131
11.31	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 26.6^\circ$	132
11.32	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. Absoluttverdi. $\theta = 26.6^\circ$	132
12.1	Momentkapasitet i midtsnitt	139
12.2	Momentkapasitet ved Søyale D	141
12.3	Fagverksmodellen for skjærarmerte konstruksjoner (EK2)	142
12.4	Skjærkapasitet. $\theta = 45^\circ$	144
12.5	Skjærkapasitet. $\theta = 26.6^\circ$	144
12.6	Utnyttelsesgrad skjær. $\theta = 26.6^\circ$	145
12.7	Utnyttelsesgrad skjær. $\theta = 26.6^\circ$	146
12.8	Torsjonsareal for tverrsnitt midt i spenn DE	147
12.9	Utnyttelsesgraden ved kombinasjon av skjærkraft og torsjon. $\theta = 45^\circ$	149
12.10	Lastsituasjon for utkragende flens	150
13.1	Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru akse C-F.	155
13.2	Likevekt for element 610-615	156
13.3	Likevekt for element 625-630	156
13.4	Utnyttelsesgrad for skjærkraft akse C-F. $\theta = 26.6^\circ$	159

Kapittel 1

Innledning

Fylkesvei 108, bedre kjent som Fastlandsveien, er en strekningen i Østfold som forbinder Hvaler-øyene med fastlandet og Fredrikstad. Langs strekningen er det fire større brukonstruksjoner, og etter nesten 50 års levetid har flere av disse begynt å vise sin alder. Kjøkøysund bru er en av bruene og er intet unntak. Brua er en fritt frambygg-bru som sto ferdig i 1970, og som for mange andre bruer i Norge bygd på denne tiden har det blitt avdekket flere skader. Dette kan ha bakgrunn i at kunnskapen knyttet til aspekter som overdekning og utførelse var mangelfull.

Selvfølgelig ønsker myndighetene, med Statens Vegvesen i spissen, og holde disse eldre brukonstruksjonene operative da en ny bru vil være en betydelig kostnadspost. For at dette skal oppnås er det nødvendig at det gjennomføres tilstandsrapporter og kapasitetskontroller av bruene hvor de tidsavhengige effektene inkluderes.

Denne oppgaven skal kontrollere brubanen til Kjøkøysund bru i bruddgrensetilstand. Kontrollen vil skje ved tre forskjellige tidspunkt: 1 år, 50 år og 100 år etter sammenkobling av hovedspennet. Hovedfokuset blir rettet mot skjærlasten og -kapasiteten da det er oppdaget flere skjærriss i brukassen. Det vil også bli generert en tilstandsbeskrivelse basert på tidligere rapporter og befaring av brukonstruksjonen.

For å analysere lastvirkningene på brua har det blitt generert en modell i rammeanalyseprogrammet NovaFrame, som er et program utviklet av det rådgivende ingeniørselskapet Aas-Jakobsen AS. Et stort fokus i oppgaven har vært å oppnå en så korrekt modell som mulig, spesielt når det kommer til modellering av de tidsavhengige effektene som kryp og svinn. På denne måten kan det trekkes gyldige slutninger basert på de kalkulerte lastvirkningene. I og med at Kjøkøysund bru er en kompleks fritt frambygg-bru med mange byggefaser, resulterer det i mange inndata i NovaFrame for å danne en fullverdig modell. Krypmodellering og spennarmeringsdesign har vært spesielt tidkrevende prosesser.

I tillegg har det blitt gjennomført et studie på effekten av skrå gurter i betongkonstruksjoner. Det er en kjent sak at skrå gurter kan påvirke den effektive skjærkraften som må tas opp i kassesteget, men det usikkert hvordan denne effekten skal beregnes. Oppgaven tar for seg og diskuterer flere metoder for denne type beregninger.

KAPITTEL 1. INNLEDNING

Totalt består oppgaven av tilstandsrapporten for brua, forskning på effekten av skrågurter, lastdimensjonering, modellering i NovaFrame, verifikasjon av modell og kontroll i bruddgrensetilstand. Avslutningsvis vil det bli en diskusjon- og konklusjonsdel basert på de observerte resultatene.

Målet med denne oppgaven er at den skal ha en nytteverdi for Statens Vegvesen. De har et pågående prosjekt hvor flere av bruene langs fastlandsveien ut mot Hvaler kontrolleres, og da kan det være nyttig å kunne sammenligne resultatet og modellen fra denne oppgaven med deres egne, samt bruke oppgaven ved arbeid knyttet til lignede brukonstruksjoner i fremtiden.

Kapittel 2

Fritt frambygg-bruer

2.1 Introduksjon

Det finnes i dag et bredt spekter hva gjelder brutyper. Alt fra enorme hengebruer til mindre, enkle bjelke- og platebruer. Bruken og etterspørselen av betong som bygningsmateriale har økt kraftig etter sitt gjennombrudd på midten av 1800-tallet. Denne økningen har sammen med industrialiseringen ført til et ønske om å effektivisere brubyggingen med betong som byggemateriale. Bruer bygget etter fritt frambygg [FFB]-metoden har vært i bruk siden første del av 1900-tallet. Den første betongbrua bygget med denne teknikken var Peixe-brua i Brasil i 1931 med sitt 68,5 meter lange bruspennt (Troyano, 2003). Brua var riktignok bygget utelukkende med slakkarmering, og det var ikke før spennarmeringen ble introdusert at FFB-bruer ble kommersielt tatt i bruk. I Norge strekker bruken av FFB-metoden seg tilbake til 1960, da Tromsøbrua ble satt opp delvis med denne metoden. Hovedspennet på 80 meter ble seksjonsvis støpt med spennarmerte utkragere, mens resten av brua ble slakkarmert og støpt på stillas (Rambjør, 2007).

2.2 Byggemetode

Navnet fritt frambygg-bru [engelsk: cantilever bridge] kommer fra byggeteknikken benyttet i byggefasen av konstruksjonen. Metoden går ut på å bygge ut seksjoner av bruspennt etappevis. I byggefasen skal hver ny del av det utkragende bruspennt bæres av de foregående seksjonene. Det er i dag vanlig å anvende FFB-metoden når bruspennt er over 40 meter og det ikke er økonomisk eller praktisk gjennomførbart å bruke stillas til støpingen av bruelementene.

2.2.1 Byggetrinn

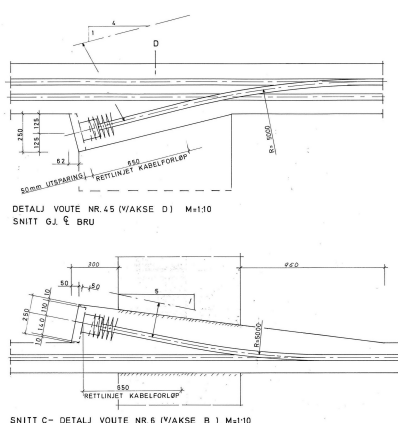
Det første som bygges i slike konstruksjoner er fundamentene og deretter søylene. Søylene støpes vanligvis ved å bruke en klatreforskaling. Denne forskalingsvognen monteres på søylehodet ved hjelp av klemmer som bærer sin egen vekt ved hjelp av friksjon mot betongsøylen. En rekke støpe-herde repetisjoner må til før søylen når ønsket høyde. Bruplateseksjonen rett over søylen støpes på tradisjonelt vis med forskaling og støping. I møtepunktet mellom søylen og bruplatten trengs gjerne et større tverrsnitt enn på midten av spennet for å ta opp kreftene som oppstår som følge av byggeteknikken. En støpe- og forskalingsvogn monteres på brubjelken over søylen. Vognen rulles så frem til kragenden og den planlagte seksjonen slakkarmeres, støpes og herdes. For at spennkablene skal kunne trekkes etter herding må det legges spennkabelrør før selve seksjonen støpes. Når betongen er herdet trekkes kablene gjennom kabelrørene, seksjonen spennes opp og forankres før operasjonen kan repeteres på motsatt side av søylen (Øderud & Nordahl, 2018) hvis det er FFB-spenn på begge sider av søylen. En slik alterneringen mellom sidene er nødvendig for å unngå store reaksjonskrefter og rotasjoner i søylen under bygging. Ved kun ett FFB-spenn, som for Kjøkøysund bru, bygges delen av brukonstruksjonen som er støpt på stillas først. På denne måten kan kreftene som oppstår av den stadig større utkragerseksjonen bli tatt opp av den stillasstøpte delen. Hele prosessen gjøres parallelt på motstående opplegg. Målet er at to kragender fra motstående søyler skal møtes på midten av det gjeldende spennet og kobles sammen uten for stor høydeforskjell. Tilsvarende gjelder for bruer med flere FFB-spenn og søyler.



Figur 2.1: FFB-bru rett før sammenkobling (Störfix, 2005)

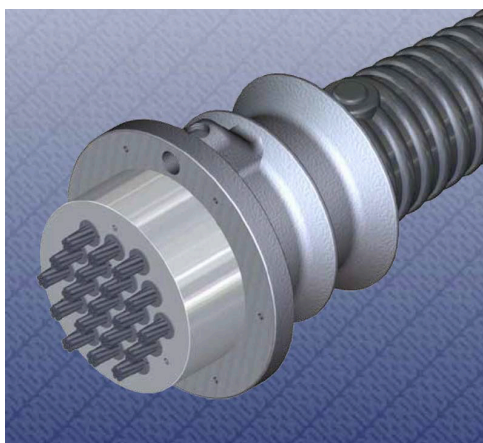
2.2.2 Etteroppspanning

Før støping legges spennkabelrørene i optimal posisjon for å motvirke lastvirkningene brua er dimensjonert for. Generelt er dette i overkant av tverrsnittet over søyler og i underkant i bruspenntet. I byggefasen er ekstra spennkabler nødvendig i overkant av tverrsnittet ved søylene for å bidra til strekket som oppstår av en stadig større utkrager. Spennkablene føres gjennom den herdete seksjonen og forankres før en ny seksjon påbegynnes. Ved tilfeller der nødvendig forankringsplassering og skjøten mellom seksjonene ikke samsvarer må oppspanningen forankres annerledes. Da støpes gjerne en lokal forhøyning eller forsenkning i tverrsnittet kalt en voute som vist i figur 2.2. Her kan kablene spennes opp og forankres skikkelig uten at forankringsplasseringen nødvendigvis samsvarer med kragenden.



Figur 2.2: Voute i overgurt og undergurt

Selve etteroppspanningen kan utføres ved to forskjellige metoder. Kablene kan være såkalt uninjisert eller injisert. I begge tilfellene trekkes kabelrør på den delen av tverrsnittet som opplever strekk forårsaket av moment. Spennkablene tres inn i kabelrørene og kan trekkes over flere seksjoner før de enten spennes opp og forankres i enden av en bruseksjon eller i en innstøpt voute. Ved bruk av injiserte spennkabler sprøytes en heftkomponent inn i kabelbanen som binder kabelen til kabelrøret etter oppspanningen er komplett. Heftmassen sprøytes inn i den aktive forankringsenden hvor selve oppstrammingen skjer. Et eksempel på en aktiv forankring er vist i figur 2.3. Den passive enden av en spennkabel fungerer som et anker og sørger for at kabelen holdes på plass ved innspenning.



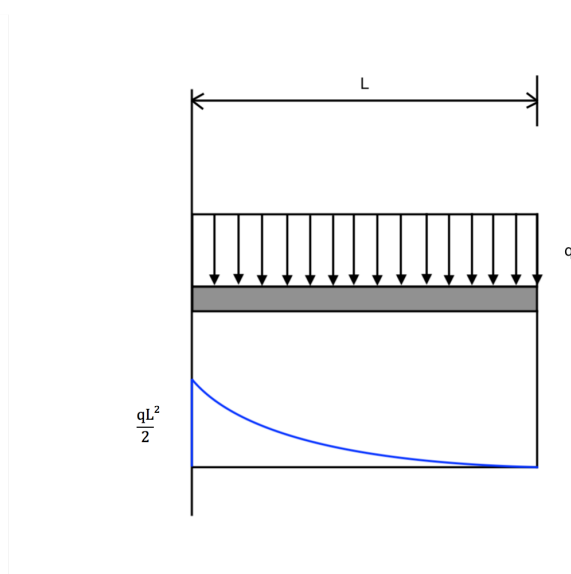
Figur 2.3: (ETA, 2013): Aktiv forankringsende

Uinjiserte spennkabler benyttes der det ikke er ønskelig at det er full heft mellom kabler og kabelrør. Kablene smøres da inn med et antikorroderende fett som også sørger for å minimere friksjonstapet i tillegg til å fungere som korrosjonsbeskyttelse. En slik kabel kan være viktig i konstruksjoner med behov for mindre betongdimensjoner da kabelrørene for uninjiserde spennkabler ikke trenger like stor dimensjon som kabelrørene til injiserte spennkabler. Dette vil også i mange tilfeller kunne være mer praktisk i forskalingsprosessen. Uinjiserte spennkabelsystemer bedrer ofte totaløkonomien ved mindre ressursbruk og lavere monteringskostnader.

2.3 Statisk system og reaksjonskrefter

2.3.1 Før sammenkobling

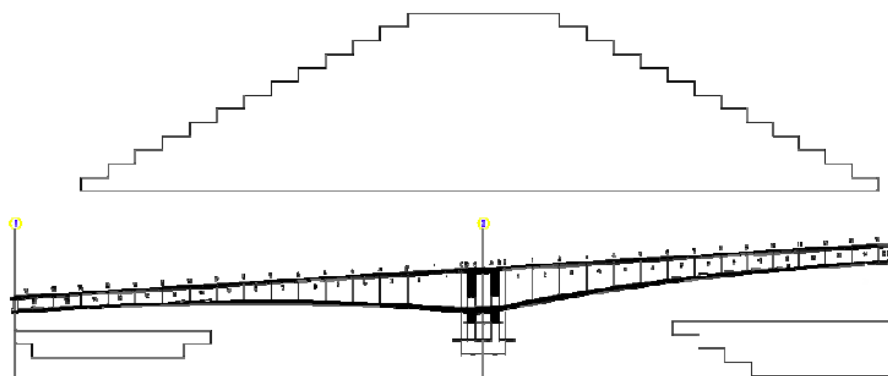
I byggefasen øker momentet og strekket i overkant av bruplata etterhvert som antall påstøpte seksjoner av bruspenntet øker. Før kragene møtes vil konstruksjonen oppføre seg som et statisk bestemt system ved tilfeller med en utkrager på hver side av søyle. Momentdiagrammet er parabelformet med maksimalverdi over støtten. Figur 2.4 viser momentdiagrammet for en utkrager med jevnt fordelt last. For en Kjøkøysund bru vil lasten være varierende på grunn av den varierende tverrsnitthøyden.



Figur 2.4: Utkrager med jevnt fordelt last

Motstanden i systemet er avhengig av søylens stivhet, og derfor må brukassen over søylene ha et stort tverrsnitt for å kunne ta opp de store reaksjonskreftene. For utkrager på begge sider av søyle er det nødvendig at forbindelsen mellom søyle og brukassen er tilnærmet momentstivt. Hva som regnes som tilstrekkelig er selvfølgelig en relativt betraktning og er avhengig av lastsituasjonen. Mot midten av spennet minker tverrsnittet for estetiske, økonomiske og lastreducerende årsaker. Hoveddelen av spennkablene er samlet over søylene og strekker seg ut mot midten av bruspenntet.

Når en ny seksjon støpes, herdes og spennes opp vil aksialkraften i tverrsnittet øke for seksjonen over søyle. Den siste seksjonen vil oppleve lavest aksialkraft, i motsetning til seksjonen over søylen, som opplever akkumulert aksialkraft fra alle oppspente seksjoner. Kablene legges generelt sett i overkant av tverrsnittet over støtte, og i underkant i felt. Dette er naturlig da spennkablenes funksjon er å motvirke momentene fra lastsituasjonen. Fordelingen av aksialkraft i brubanen er illustrert i figur 2.5.



Figur 2.5: Fordeling av oppspenningskraft over støtte Rambjør (2007)

2.3.2 Etter sammenkobling

Etter sammenkobling og etablering av fullt samvirke vil det oppstå et feltmoment på undersiden grunnet egenvekten til det siste elementet. Over støtte har momentdiagrammet lik form som før sammenkobling. Her er momentet også størst. Fra støtte mot midtspenn er momentdiagrammet parabelformet og har bunnpunkt på midten av bruspennet. Etter samvirke er etablert vil det oppstå tvangskrefter i brukonstruksjonen på grunn av fastholdning mot fri deformasjon. Disse tvangskreftene gjør at konstruksjonen får flere ukjente krefter enn likevektsligninger og dermed endres systemet til et statisk ubestemt system. Årsaken til dette er deformasjoner som oppstår i forbindelse med svinn, kryp og temperaturforandringer.

Kapittel 3

Regelverk

Ved prosjektering av eksisterende brukonstruksjoner er standard prosedyre fra Statens Vegvesen (2014*b*) at dette skal gjøres etter regelverket brua originalt ble prosjektert etter. Dette gjelder derimot ikke for konstruksjoner som Kjøkøysund bru og andre brukonstruksjoner som ble prosjektert før 1973. Kjøkøysund bru er prosjektert i 1968 og 1969, og dette betyr at den ble prosjektert før innføringen av NS 3473 i 1973. NS 3473 var den første standarden som var basert på partialfaktormetoden ved beregninger av dimensjonerende laster og kapasitet. Kjøkøysund bru er prosjektert basert på lastklasse 1/1958 og utførelsesklasse B fra NS 427 A. Metoden fra disse standardene baserte seg på å kontrollere de virkelige opptredende spenningene i en konstruksjonsdel mot gitte verdier, og ble kalt spenningskontrollmetoden. Forskjellene i de to metodene gjør at det ikke uten videre kan trekkes sammenligninger mellom de forskjellige utnyttelsesgradene. I tillegg er spenningskontrollmetoden svært lite kjent i dag. I henhold til håndbok R412 (2014*b*) er det derfor bestemt at det ikke skal benyttes eldre regelverk enn NS 3473 ved prosjektering av eksisterende brukonstruksjoner i

Dette resulterer i at i denne oppgaven blir NS 3473 (2003*a*) benyttet ved prosjekteringen. Andre regelverk som er gjeldende er håndbokserien til Statens Vegvesen, hvor R412 er spesielt viktig ved bruklassifisering. Hvis verken håndbøkene til Statens Vegvesen eller NS 3473 dekker et punkt eller tema tilfredstillende vil det bli supplert med Eurokode 2 (EK2). En full oversikt av benyttet regelverk for denne oppgaven er:

- Håndbok N400 - Bruprosjektering (Statens Vegvesen, 2015)
- Håndbok R412 - Bruklassifisering (Statens Vegvesen, 2014*b*)
- Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer (Statens Vegvesen, 2014*c*)
- NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler (Standard Norge, 2003*a*)
- NS 3491-4 - Prosjektering av konstruksjoner - Dimensjonerende laster - Del 4: Vindlaster (Standard Norge, 2002)
- NS 3491-5 - Prosjektering av konstruksjoner - Dimensjonerende laster - Del 5: Termiske påvirkninger (Standard Norge, 2003*b*)
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (Standard Norge, 2008)

Kapittel 4

Kjøkøysund bru

Kjøkøysund bru ligger i Fredrikstad kommune og forbinder de to øyene Kråkerøy og Kjøkøy. Brua er en del av fylkesvei 108, også kalt Fastlandsveien, som fungerer som eneste utfartsåre fra Fredrikstad ut til Hvalerøyene. Brua sto ferdig vinteren 1970 (Statens Vegvesen, 2014a), og har stått nærmere 50 år i et maritimt miljø.

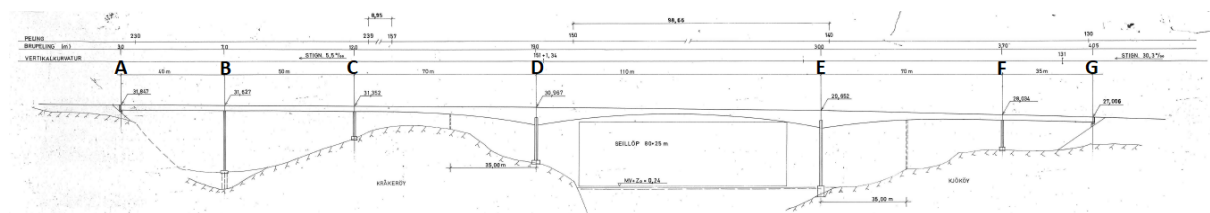


Figur 4.1: Kjøkøysund bru (Hagen, u.å.)

Kjøkøysund bru ble prosjektert av konsultentselskapet Taugbøl og Øverland AS. Følgende beskrivelse av brukonstruksjonen er basert på deres tegninger fra 1968 og 1969. Brua består av seks spenn med en totallengde på 375 meter. Hovedspennet er 110 meter langt og har en seilingshøyde på 25 meter. Dette spennet er bygd som fritt frambygg. For de resterende spennene har brukassen blitt plasstøpt på stillas.

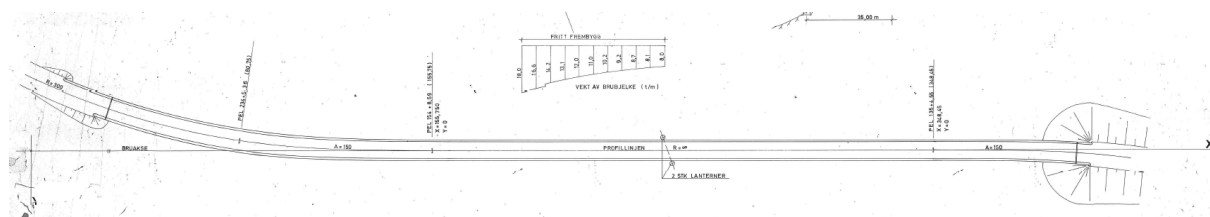
4.1 Geometri

Figur 4.2 viser et oppriss av brua med akseinndelinger, spennlengder og seilføring tegnet inn. Videre i denne oppgaven benyttes den samme akseinndelingen som på figur 4.2. Søylene blir navngitt basert på aksene de sammenfaller med og spenn for aksene de spenner i mellom. Eksempelvis: Søyle B og spenn DE.



Figur 4.2: Oppriss Kjøkøysund bru

Figur 4.3 viser plantegningen for Kjøkøysund bru. Den venstre siden av tegningen er Kråkerøysiden og den høyre er Kjøkøysiden. I begge endene av brua forekommer det en horisontal krumming. På Kråkerøysiden har bruenden en konstant horisontalkurvatur med radius på 300 m. Profilinjen er rettlinjet fra ca. midten av spenn CD til midten av spenn EF. Dette betyr at hele FFB-spennet DE er rettlinjet, som er fordelaktig siden dette støpes ved bruk av bevegelig støpe- og forskalingsvogn. Kjøkøysiden av brua er en del av klotoiden til kurven som befinner seg inne på Kjøkøy. Brua har også et vertikalt fall fra akse A til G. Mellom akse A og D er det et konstant fall på 5,5 ‰. For de resterende spennene har DE et fall på 11,95 ‰, EF et fall på 21-11 ‰ og FG et fall på 29,38 ‰.



Figur 4.3: Plantegning Kjøkøysund bru

4.2 Tversnitt

4.2.1 Brukassen

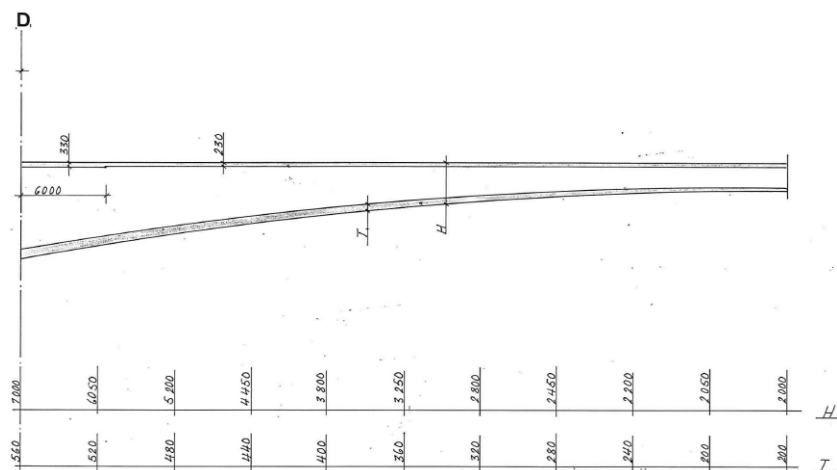
Brukassen er utført som kassetversnitt med utkragende bruplate hvor tverrsnittshøyden og gurttykkelsene varierer i bruas lengderetning. Mellom aksene A-C og F-G er tverrsnittshøyden konstant 2,00 meter (H_{\min}). Maksimal tverrsnittshøyde (H_{\max}) er i akse D og E på 7,00 meter. Den store tverrsnittshøyden er nødvendig for å ha tilstrekkelig kapasitet for momentent fra kragarmen som oppstår i byggeprosessen av FFB-spennet. Midt i FFB-spennet DE er også tverrsnittshøyden 2,00 meter. Denne gradvise variasjonen i tverrsnittshøyde kan beskrives med formelen:

$$H(x) = H_{\min} + (H_{\max} - H_{\min}) \times \left(\frac{x}{L}\right)^{\alpha} \quad (4.1)$$

der:

- H_{\min} er minste tverrsnittshøyde i brukassen.
- H_{\max} er største tverrsnittshøyde i brukassen
- x er avstand fra midt i spennet.
- L er kragarmens lengde.
- α er en faktor som bestemmer kurvaturen til tverrsnittsvariasjonen.

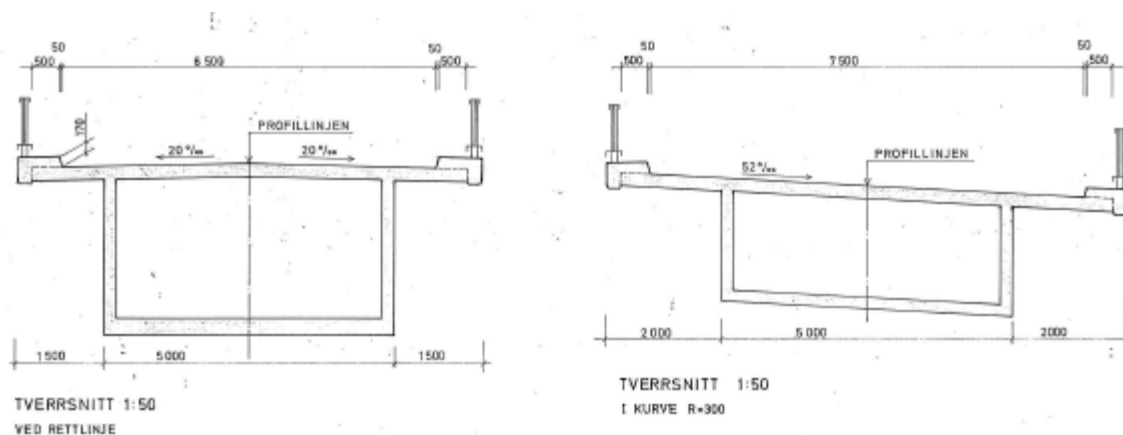
Figur 4.4 viser hvordan tverrsnittshøyden varierer fra akse D til midten av hovedspennet.



Figur 4.4: Tverrsnittshøyde og tykkelse i hovedspenn DE

KAPITTEL 4. KJØKØYSUND BRU

For Kjøkøysund bru er alfaverdien lik 2. Denne verdien ligger som regel mellom 2 og 2,4. Ved en høyere alfa-verdi vil brua framstå lettere og mer spenstig samtidig som det minimaliserer materialbruken (Rambjør, 2007). Fordelen med en lav alfaverdi som for Kjøkøysund bru er at det vil være et mindre behov for skjær- og spennarmering i tredjedelspunktet på kragarmen.

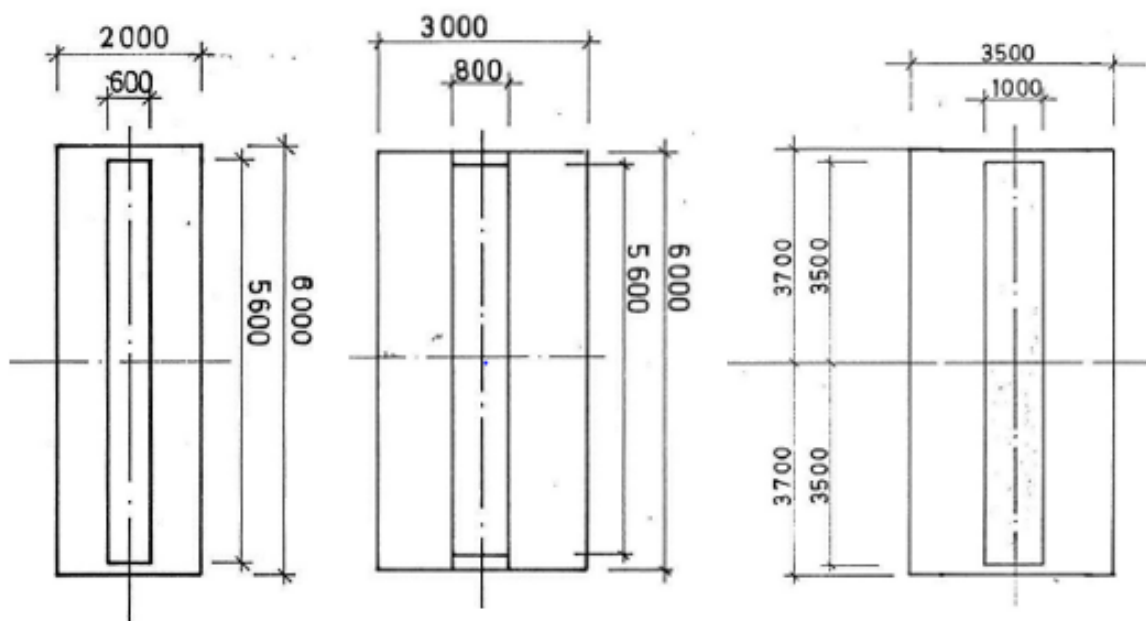


Figur 4.5: Tversnitt brukasse. Ved rettlinjert profillinje og i kurve $R = 300$.

Gurttykkelsene varierer langs brulengden. For å få plass til all spennarmeringen i overgurten ved aksene D og E er tykkelsen her 330 mm. I resten av konstruksjonen har overgurten tykkelse 230 mm. Tykkelsen i undergurten, som for tversnittshøyden, er størst ved akse D og E på 560 mm. Denne tykkelsen synker så gradvis til 200 mm som er konstant i resten av brulengden. Den øvre tversnittsbredden varierer mellom 7,6 m ved rettlinjert profillinje og 8,6 m ved horistalkurvaturradius på 300 m. Det tosidige fortauet på 0,55 m resulterer i en kjørbanebredde på 6,5 m ved rett profillinje og 7,5 m i kurve. Tversnittsbreddene ved de forskjellige kurvaturene er illustrert i figur 4.5.

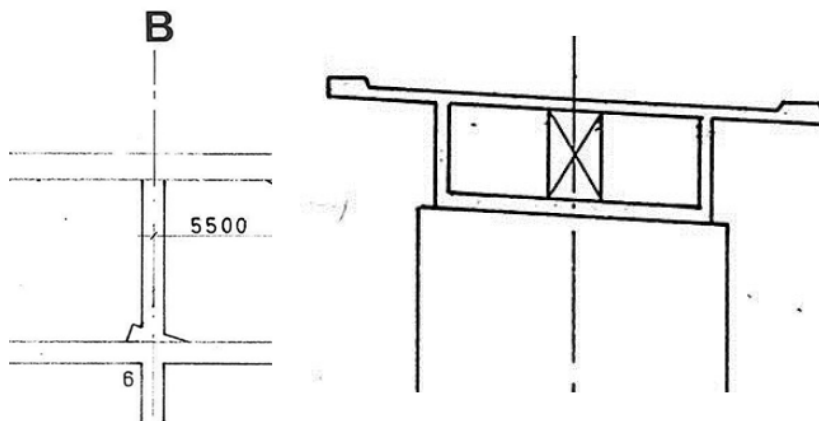
4.2.2 Søylar

Søylene er plasstøpt og fundamentert på fjell. Søyale E er den eneste søylene som er fundamentert under vann. Tverrsnittene er massive og rektangulære med varierende sidelengder. Søylene C og F er de minste med tverrsnittsdimensjonene 600x5600 mm. Søyale B har dimensjonene 800x5600 mm, og søylene D og E er de største med 1000x7000 mm tverrsnitt. Figur 4.6 illustrer de forskjellige søyledimensjonene, samt tilknyttede fundamentdimensjoner.



Figur 4.6: Søyale- og fundamentdimensjoner. Akse C & F, B og D & E.

forbindelsen. Eksempel på en tverrbærer er vist i figur 4.9. Som nevnt er alle søylene fundamentert på fjell. Disse fundamentene betraktes også som fast innspent.



Figur 4.9: Formtegnning tverrbærer akse B

4.3 Materialer

4.3.1 Betong

Både brukassen og søylene til Kjøkøysund bru er utført med betongkvaliteten B450. I henhold til tabell 4.2-2 i Statens Vegvesens håndbok R412 (2014b) tilsvarer dette betong i fasthetsklasse C40 for konstruksjoner prosjektert etter NS 3473. Standarden klassifiserer betong ved bokstaven "C" etterfulgt av terningtrykkfastheten (f_{ck}) til betongen. Denne metoden ble erstattet med fasthetklasse basert på sylindertykkfasthet (f_{cck}) ved 6. utgave av NS 3473 i 2003. Fasthetsklassen består av bokstaven "B" etterfulgt av betongens sylindertykkfastheten. Dette er den gjeldende metoden for klassifisering av betong i dag, og benyttes i EK2. C40 betong tilsvarer B32. Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (f_{cn}) og strekk (f_{tn}) er oppgitt i tabell 5 i NS 3473. Tabellen opererer med steg på 5 MPa for fasthetsklassene, så for å få ut verdiene knyttet til B32 er det benyttet lineær interpolasjon mellom verdiene til B30 og B35. For å bestemme dimensjonerende fastheter divideres konstruksjonsfasthetene på en gitt materialfaktor for betong γ_c .

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \quad (4.2)$$

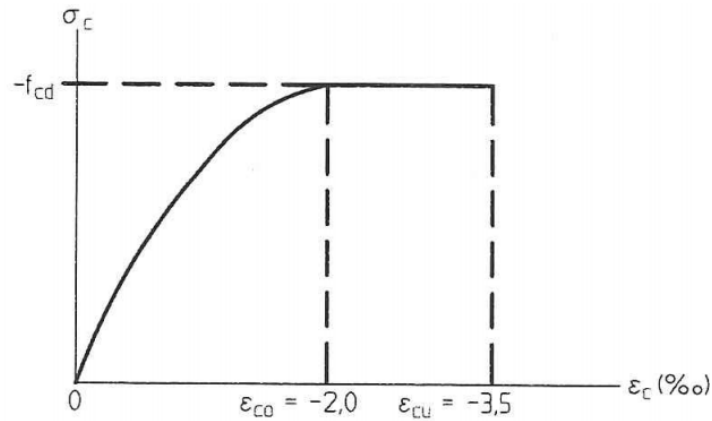
$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} \quad (4.3)$$

Alle relevante materialegenskaper for fasthetsklassen benyttet for Kjøkøysund bru er beskrevet i tabell 4.1.

Materialegenskaper betong		B32/C40
Karakteristisk sylindertykkfasthet	f_{cck}	32 MPa
Karakteristisk terningtrykkfasthet	f_{ck}	40 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	25,2 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,85 MPa
Strekkfasthet	f_{tk}	2,75 MPa
Materialfaktor (ULS)	γ_c	1,40
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	18 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{td}	1,32 MPa
Karakteristisk elastisitetsmodul betong	E_{ck}	26870,1 MPa

Tabell 4.1: Materialegenskaper betong B32/C40

Ved prosjektering i henhold til NS 3473 antas det at trykkspenningen i betongen varierer parabolisk for tøyning mellom 0,00 ‰ og 2,00 ‰. Mellom tøyningen på 2,00 ‰ og maksimaltøyningen på 3,50 ‰ antas betongens trykkspenningen konstant lik f_{cd} . Betongstrekksonen antas spenningsløs. Dette er illustrert i figur 4.10 som viser det antatte arbeidsdiagrammet for betong.



Figur 4.10: Arbeidsdiagram betong NS 3473

I tabell 4.1 er den karakteristiske elastisitetsmodulen tabulert. Den bestemmes ut i fra formel 4.4 i henhold til NS 3473, og er avhengig av betongens karakteristiske sylindrefasthet (f_{cck}) og koeffisienten k_E . For betong i fasthetsklasse mellom B20 og B75 kan k_E settes lik $9500 (N/mm^2)^{0,7}$ hvis den ikke blir fastlagt ved prøving.

$$E_c = k_E * (f_{cck})^{0,3} \quad (4.4)$$

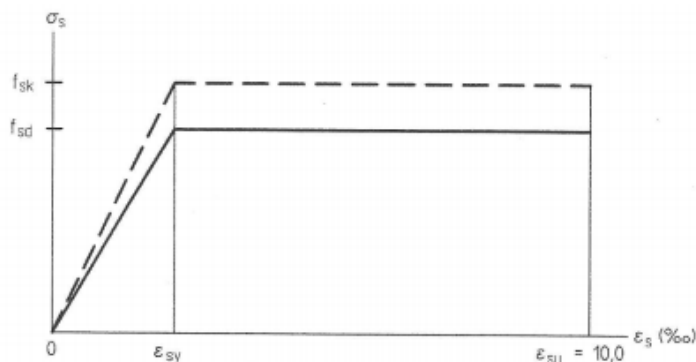
4.3.2 Slakkarmering

Det er benyttet KS 50 armering i lengderetning og KS 40 S som skjærarmering. Den karakteristiske armeringsfastheten (f_{sk}) hentes ut fra tabell 4.2-3 i Håndbok R412 (2014b). Tabell 4.2 under viser at fastheten er avhengig av tverrsnittsstørrelsen på armeringsjernene. Den dimensjonerende armeringsfastheten beregnes ved å dividere den karakteristiske fastheten (f_{sk}) på materialfaktoren γ_s . Elastitetsmodulen for slakkarmeringsstålet antas lik 200 000 MPa.

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4.5)$$

Materialegenskaper slakkarmering					
Armering	Diameter (mm)	f_{sk} (MPa)	f_{sd} (MPa)	γ_s	E_S (MPa)
KS 40 S	8-20	400	320	1,25	200 000
KS 40 S	25-32	380	304	1,25	200 000
KS 50	8-16	500	400	1,25	200 000
KS 50	20-32	480	384	1,25	200 000

Tabell 4.2: Materialegenskaper slakkarmering



Figur 4.11: Arbeidsdiagram armering NS 3473

I henhold til NS 3473 antas armeringsspenningen å øke lineært fra 0,00 til f_{sk} når tøyningen øker fra 0,00 til $\epsilon_{sy} = f_{sk}/E_{sk}$. Mellom tøyningen ϵ_{sy} og maksimaltøyningen 10,00 % kan armeringsspenningen antas lik f_{sk} . I motsetning til betong er armeringsstålet antatt isotropt, så arbeidsdiagrammet i figur 4.11 gjelder både for strekk- og trykkbelastning.

4.3.3 Spennarmering

Spennarmeringen benyttet for Kjøkøysund bru er av typen Freyssinet 12Ø7 st. 145/165. Hver kabel består med andre ord av 12 ståltråder med diameter 7,00 mm. Kablene er dimensjonert med en karakteristisk fasthet hvor stålet har oppnådd 0,2 % inelastisk tøyning, den såkalte "0,2-grensen" ($f_{p0,2k}$). I dagens prosjektering er denne verdien erstattet med fastheten hvor spennarmeringen har nådd 0,1 % inelastisk tøyning ($f_{p0,1k}$). Den dimensjonerende fastheten til spennarmeringen blir bestemt ved å dividere den karakteristiske 0,2%-grensen på en materialfaktor γ_p .

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,2k}}{\gamma_p} \quad (4.6)$$

Videre er kablene spent opp med 2/3 av den karakteristiske strekkfasthetens 0,2 %-grense ($f_{p0,2k}$). Dette er bestemt i samråd med veileder og anses som en plausibel verdi for oppspenning av kabler av eldre spennarmerte konstruksjoner. I tillegg kan det totale tapet av spennkraft settes til 20%. Grunlaget for totalt tap på 20% er forklart i delkapittel 7.1.2. Alle relevante materialdata for spennarmeringen er oppsummert i tabell 4.3.

Materialegenskaper spennarmering		Freyssinet
Tverrsnittsareal per kabel	A_p	462 mm ²
Diameter per kabel	ϕ_{spenn}	24,25 mm
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1 620 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,2 %-grense	$f_{p0,2k}$	1 420 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,2 %-grense	$f_{p0,2d}$	1 136 MPa
Materialfaktor (ULS)	γ_p	1,25
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Maksimal oppspenningskraft	P_{max}	439,5 kN
Spennkraft etter totalt tap på 20%	P	351,6 kN

Tabell 4.3: Materialegenskaper spennarmering

4.4 Overdekning

For at enhver konstruksjon skal kunne oppnå prosjektert levetid er overdekning et prekært aspekt i dimensjoneringen. Det er spesielt viktig med tilstrekkelig overdekning for å hindre armeringskorrosjon. Både slakk- og spennarmeringen vil være utsatt ved for lav armeringsoverdekningen, og for spennarmeringen er dette spesielt kritisk. Her vil en liten endring av tverrsnittsarealet øke spenningene ytterligere i tillegg til den allerede høye forspenningen.

Betongoverdekningen for Kjøkøysund bru er etter kravene fra NS 427 A, og er hentet fra armeringstegnene til Taugbøl og Øverland AS vist i tabell 4.4:

Konstruksjonsdel		Overdekning
Brukasse	Undergurt overkant	30 mm
	Undergurt underkant	30 mm
	Overgurt overkant	30 mm
	Overgurt underkant	20 mm
	Steg	30 mm
Søyle		35 mm
Fundament	På land	50 mm
	Under vann	100 mm

Tabell 4.4: Overdekning

Betongoverdekning, og hva det har å si for bestandigheten til en konstruksjon, er et tema hvor kunnskapen har økt betraktelig med årene. Bortsett fra ved publikasjonen av NS 3473 (1973) har kravet til betongoverdekning økt ved hver nye standard- og håndbokutgivelse i Norge (Kompen, 2014). Av denne grunn er det interessant å sammenligne Kjøkøysund brus faktiske overdekning med den som ville vært påbudt ved prosjektering i dag.

Den nødvendige betongoverdekningen fastsettes av Håndbok N400 (2015), og er oppsummert i tabell 4.5:

Konstruksjonsdel		Overdekning
Brukase	Undergurt overkant	50 mm
	Undergurt underkant	65 mm
	Overgurt overkant	75 mm
	Overgurt underkant	65 mm
	Steg mot utsiden	65 mm
	Steg mot innsiden	50 mm
	Søyle	B, C, D og F
	E	120 mm
Fundament	På land, overkant	65 mm
	På land, underkant	120 mm
	Under vann	130 mm

Tabell 4.5: Overdekning i henhold til N400

I tabell 4.5 er kun resultatene av overdekningsberegningene presentert. Se vedlegg A for fullstendige beregninger. Ved sammenligning mellom overdekningene i tabell 4.4 og tabell 4.5 viser at alle verdiene har økt med minst 20 mm. De største forskjellene mellom de to tabellene er for overgurt, søyle E og fundamentet på land. Forskjellen for verdiene knyttet til overgurten og søyle E er på grunn av en økt sikring mot kloridgjennomtrengning i betongen. Overgurten utsettes for kloridangrep ved salting av vei, og søyle E fra salt i havet. Overdekningskravet for søyle E gjelder kun for de nederste 12 meterene, hvor kloridangrep fra havet er sett på som realistisk. Over denne høyden er 70 mm betongoverdekning tilstrekkelig.

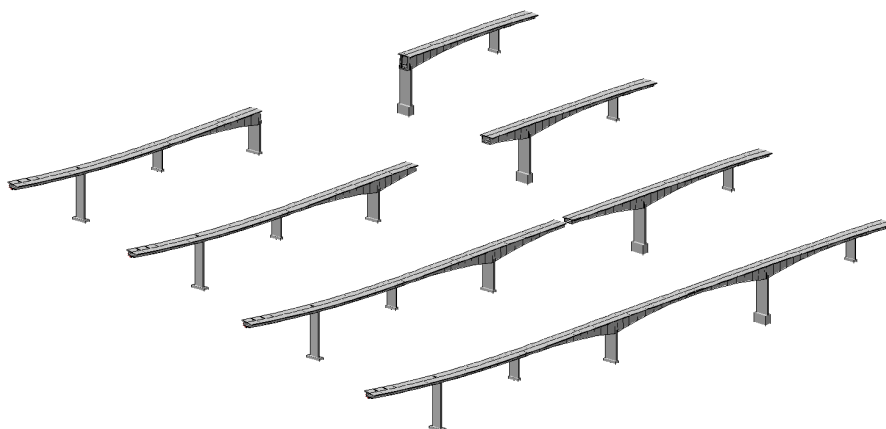
Fundamentet under vann er det spesielt utsatt for korrosjon, og er som forventet konstruksjonsdelen med høyest overdekningskrav. Det er verdt å merke seg at kravet i NS 427 A for undervannsstøp er 70 mm overdekning, men fundamentet til Kjøkøysund bru har 100 mm. Dette kan tyde på at selv ved prosjekteringen av brua var det kjent at kravet satt i NS 427 A ikke var tilstrekkelig for å sikre bestandigheten til betong under vann.

4.5 Byggeprosess

Tegningene til Taugbøl og Øverland AS viser at alt av søyler og sidespenn er bygd på stilas før FFB-spennet. Dette antas derfor som byggefase 1. Videre består FFB-spennet av ti støpetapper, hvor hver av etappene ses på som én byggefase. Prosessen gjennomføres med to forskalingsvogner som begynner ved hver sin søyle (D og E). I hver støpetappe støpes det med andre ord to nye seksjoner av brukassen. Seksjonene fra de to første støpetappene har en lengde på 4,25 m, mens de fra de resterende åtte støpetappene har en lengde på 6,00 m. I den tiende støpetappene støpes kun en seksjon som forbinder brukassen, og danner et kontinuerlig spenn. Det er antatt at hver støpetappe forløper slik:

- Dag 1: Foregående seksjon oppspennes, og forskalingsvognene flyttes for støping av ny seksjon
- Dag 1-3: Binding av slakkarmering og plassering av trekkerør for spennarmering.
- Dag 4: Støping av ny seksjon.
- Dag 4-7: Herding av betong til nødvendig fasthet for oppspenning.

Dette resulterer i totalt 11 byggefaser, og en byggetid på 70 dager for FFB-spennet. Det antas at alt støpt på stilas får herde i tre dager som resulterer i en total byggetid på 73 dager. Et utvalg av byggefasene er hentet ut av NovaFrame-modellen av brua og er illustrert i figur 4.12.



Figur 4.12: Figuren viser fra venstre fase 1, fase 6, fase 10 og fase 11

Antagelsen om at alt stillasstøpt sto ferdig bygd og herdet allerede dag 3 resulterer i at de reelle tidsavhengige effektene for denne delen av konstruksjonen ikke blir inkludert. Hovedgrunnen til denne antagelsen er at det ikke har vært mulig å oppdrive en klar byggeplan for alt som er stillasstøpt. Dette problematiseres ikke ytterligere siden disse effektene vurderes som neglisjerbare.

Kapittel 5

Tilstand

Det er tydelig at Kjøkøysund bru har mangler knyttet til kapasitet. Dette kom frem i et annet prosjekt i 2013 hvor det skulle kartlegges muligheten å anlegge påhengt gang- og sykkelbane på Kjøkøysund bru ble det ytret bekymring knyttet til grove skråriss i brukassen ved søylene D og E. Dette resulterte i at Aas-Jakobsen AS (2014) ble engasjert til å gjennomføre en spesialinspeksjon for å kartlegge kapasitetsmangelen. Det ble gjennomført to spesialinspeksjoner i 2014, 6. januar og 11. juni. Inspeksjonene ble samlet i en rapport som ble publisert 15. juni 2014. Rapporten fastslo at kapasitetsmanglene var så alvorlige at det ble gjennomført strakstiltak hvor asfaltslitelaget ble frest bort for å minimere egenvekten. Statens Vegvesen (2014a) innførte restriksjoner for tillatt totalvekt for kjøretøy den 24. mars 2014 ved at maksimal totalvekt for kjøretøy ble redusert fra 50 tonn til 32 tonn. For enkelte tilfeller kunne kjøretøy over 32 tonn få krysse hvis det ble søkt om spesiell dispensasjon. Ved kryssing ble brua da stengt for annen trafikk, og kjøretøyet kunne krysse sentrisk i kjørebanelen fulgt av ledebil. Sentrisk kjøring ble bestemt for å minimere eksentrisiteten til belastningen.



Figur 5.1: Skilting og lysregulering Kjøkøysund bru

Den 26. juni 2014 ble et lysreguleringsystem for Kjøkøysund bru operativt (Statens Vegvesen, 2014d). Dette gjorde at det igjen ble mulig for kjøretøy opp til 50 tonn å krysse brua uten å søke om spesiell dispensasjon. Lysregulering fungerer ved at det ble etablert lommer på begge endene av brua med sensorer i bakken. Kjøretøy over 32 tonn må stoppe i disse lommene og vente på grønt signal før de kan krysse. Ved grønt signal har all annen trafikk blitt stanset ved lyssignal og det tunge kjøretøyet kan krysse brua alene. Ved kryssingen skal kjøretøyet fortsatt kjøre sentrisk i veibanen slik som før etablering av lysregulering.

5.1 Beskrivelse av dagens tilstand

Videre følger en beskrivelse av den nåværende tilstanden til de forskjellige konstruksjonsdelene på Kjøkøysund bru. Beskrivelsen bygger på spesialinspeksjonen gjennomført av Aas Jakobsen (2014), Statens Vegvesen (2017) sine egne registreringer i Brutus og befaring gjennomført den 07. mai 2018. Befaringen ble gjennomført ved inspeksjon på innsiden av brukassen, og ved bruk av drone for å kontrollere søyletopper. Bildene er hentet enten fra Aas Jakobsens rapport eller fotografert ved befaring. Beskrivelsen vektlegger kun de mest alvorlige skadene og manglene tilknyttet brukonstruksjonen. For en full beskrivelse av alle skader og mangler knyttet til Kjøkøysund bru henvises det til inspeksjonsrapporten generert i Brutus. Inspeksjonsrapporten i Brutus inneholder flere rapporter i tidsrommet 1999-2017. Den siste inspeksjonen registrert var en hovedinspeksjon som ble gjennomført over flere intervaller sommeren 2017. Skadene og manglene for brukonstruksjonen er klassifisert i henhold til Statens Vegvesens (2014c) Håndbok V441 - *Inspeksjonshåndbok for bruer*. Hver skade klassifiseres basert på skadegrad, konsekvensgrad og konsekvenstype. Dette systemet er oppsummert i tabellene 5.1, 5.2 og 5.3:

Skadegrad	Definisjon
1	Liten skade/mangel
2	Middels skade/mangel
3	Stor skade/mangel
4	Svært stor skade/mangel

Tabell 5.1: Skadegrad

Konsekvensgrad	Definisjon
1	Liten/lav konsekvens. Ikke behov for å beskrive tiltak
2	Middels konsekvens. Tiltak vurderes
3	Vesentlig konsekvens. Tiltak beskrives og registreres i Brutus
4	Stor/høy konsekvens. Tiltak iverksettes

Tabell 5.2: Konsekvensgrad

Konsekvenstype	Definisjon
B	Skade/mangel som kan true bæreevnen
T	Skade/mangel som kan true trafikksikkerheten
V	Skade/mangel som kan føre til økte vedlikeholdskostnadene
M	Skade/mangel som kan påvirke miljø/estetikk

Tabell 5.3: Konsekvenstype

Når skader eller mangler er vurdert etter disse tre kategoriene bestemmes prioriteringen for tiltak ved å multiplisere de tre faktorene sammen. Tiltak knyttet til en middels skade (2), med lite konsekvens (1), knyttet til bæreevnen (B) vil med andre ord få prioritet 2B. Hvis denne verdien er mindre eller lik 6 vil ikke det anbefalte tiltak vurderes før neste inspeksjon. Er verdien mellom 8 og 12 vil det anbefalte tiltaket vurderes og det vil bli foreslått et tidspunkt for utførelse. Er verdien lik 16 vil det foreslåtte tiltaket iverksettes straks. Prioritering mellom forskjellige konsekvenstyper er tilsvarende rekkefølgen i tabell 5.3.

5.1.1 Landkar

Begge landkarene har rissdannelse med et krakeleringsmønster som tilsier bruk av alkalie-reaktivt tilslag. Lekkasje i fugen mellom landakarene og brukassen har ført til fuktdannelse på frontveggen til landkarene. Begge disse manglene har prioritet 4V i Brutus. Ved landkar A har det også oppstått avskalling av betong som har resultert i åpen armering. Som figur 5.2 viser er denne armeringene alt begynt å korrodere. Denne skaden er vurdert som stor med en vesentlig konsekvens, og har prioritet 9V.



(a) Fuktskader ved landkar A



(b) Utfelling



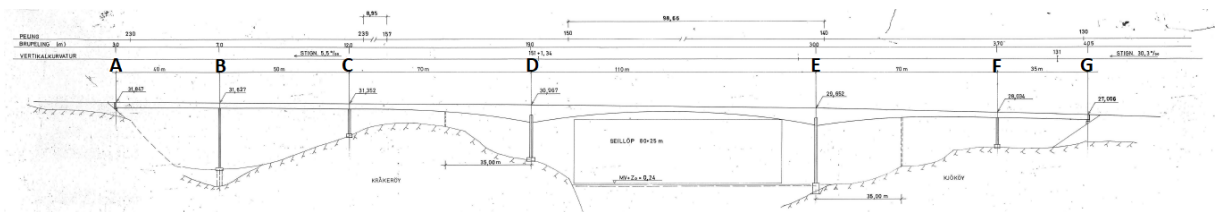
(c) Armeringskorrosjon

Figur 5.2: Fuktskader

5.1.2 Brukasse

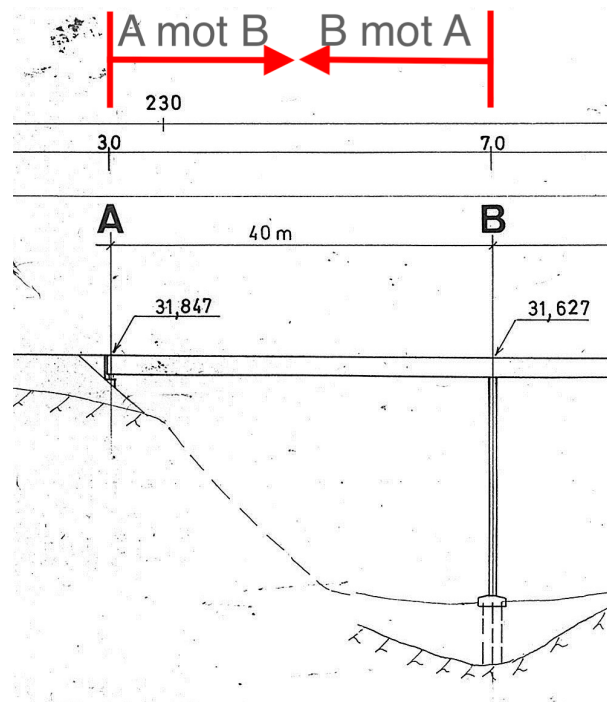
Som nevnt i innledningen av dette kapitlet er det skjærriss langs brukassen som er hovedproblemet for Kjøkøysund bru. Det er kartlagt flere skjærriss i alle bruspenne, spesielt ved aksene C, D og E. De mest kritiske rissene er observert i hovedspennet DE. Rissituasjonen er basert på Aas-Jakobsens inspeksjonsrapport fra 2014, samt et par avvik fra denne funnet under befaring gjennomført i forbindelse med denne oppgaven. Avviket gjelder hovedsakelig horisontalriss i hovedspennet i felt DE. For å få et helhetlig bilde på rissituasjonen blir riss i hvert enkelt spenn presentert grundigere i avsnittene under. Merk at det skilles mellom personlig observert og rapportert av fagpersonell.

Aksene benyttet i tegningsettet er repetert i figur 5.3:



Figur 5.3: Akser fra tegningssett

Posisjonsforklaring i rissdokumentasjonen er vist i figur 5.4:



Figur 5.4: Posisjonsforklaring

Fra A mot B

Det ble under inspeksjon observert skjærriss ved landkar A, ca 3 m mot akse B. Disse rissene kommer ikke frem i rapporten fra 2014, men rissene har blitt injisert som vist i figur 5.5.



Figur 5.5: Injiserte skjærriss fra akse A mot B

Fra B mot A & fra B mot C

Det er ikke observert eller rapportert om riss i disse områdene.

Fra C mot B & fra C mot D

På begge sider av akse C var det rapportert riss tett inn mot søyle. Dette er lignende riss som fra A mot B, med injeksjonsnipler som sitter igjen fra siste kontroll. Det er tilnærmet symmetrisk rissrapportering på begge sider søyle C.



Figur 5.6: Riss rundt akse C (Aas-Jakobsen, 2014)

Fra D mot C

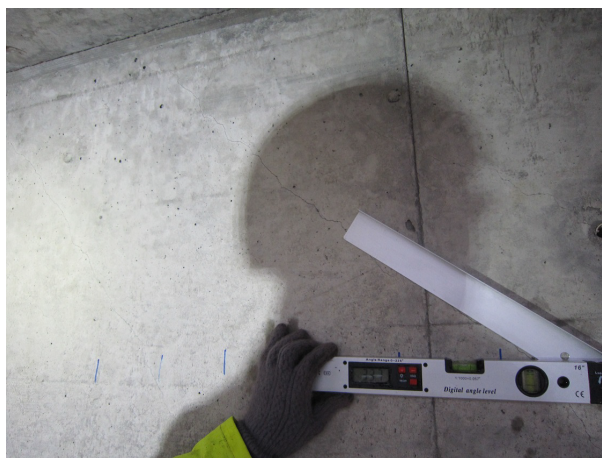
I dette området er det lokalisert flere skjærriss ca. 15 m fra akse D med vinkler opp mot 40° . Maksimal rissvidde er her 0,8 mm.



Figur 5.7: Skjærriss og rissvidde fra D mot C (Aas-Jakobsen, 2014)

Fra D mot E

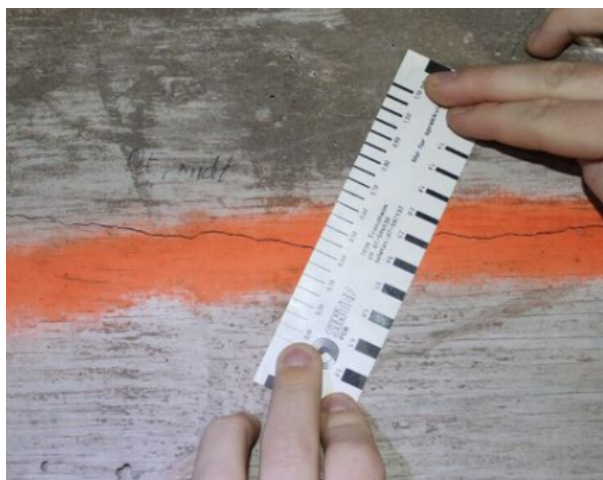
Dette området går fra søyle D til midten av hovedspennet DE. Nærmest søyle D tilsvarer de observerte rissene som fra D mot C. Det vil si skjærriss med vinkel på ca. 40° og rissvidde opp til 0,8 mm. Videre ut i spennet, ca. 35 m fra akse D, er det flere lange riss. Disse har en rissvidde på ca. 0,3 mm og rissvinkel lik 33° , se figur 5.8.



Figur 5.8: Rissvinkel 33° (Aas-Jakobsen, 2014)

Midt i felt DE

Midt i hovedspennet ble det observert horisontale riss i begge kassesteg med rissvidde på 0,4 mm. Rissene lå i den øvre delen av kassestegene. Den øvre delen av steget er trykksone til bjelken, og horisontale riss der tyder på en delamineringseffekt på grunn av alkalie-silika reaksjoner. Rissformen er typisk for søyler med alkalie-reaktivt tilsalg hvor den store trykkraften i søylen hindrer utvidelse i lengderetning. For en bjelke utsatt for bøyning kan tilsvarende riss oppstå i trykksone av samme grunn.



Figur 5.9: Horisontalt riss. Rissvidde 0,4 mm

Omtrent på midten av spennet er også det registrert flere små skjærriss med rissvidden ca. 0,1 mm og rissvinkelen 36° , se figur 5.10 og 5.11.



Figur 5.10: Skrårissvinkel midt i hovedspenn på 30°



Figur 5.11: Rissvidde 0,1 mm

Fra E mot D

Mellom midten av hovedspennet og søyle E ble det ikke rapportert skjærriss før 10-15 meter unna søyle E. Her er det et skjærriss med rissvidde 0,8 mm og vinkel på ca. 40°.



Figur 5.12: Skråriss 10-15 m fra søyle E ut i hovedspennet DE (Aas-Jakobsen, 2014)

Fra E mot F og F mot E

Her er det også registrert flere riss hvor rissvinklene varierer mellom 44° og 25°. Figur 5.13 viser et riss observert ca 55 meter fra akse E mot F, eller ca 15 meter fra akse F mot E. Risset har rissvidde 0,35mm.



Figur 5.13: Skråriss ca. 15 m fra F mot E

F mot G og G mot F

Det er ikke observert eller rapportert om riss i disse områdene.

Generelt

En trend for skjærrissene er at de befinner seg i den øvre delen av kassestegene. For de delene av brukonstruksjonen som ble støpt med stilas er det kun skjærriss i de øvre 1,5 m av kassestegene. Denne delen av steget er en egen støpeetappe. Det kommer også frem at det kun er krakelermønster på grunn av alkalie-reaktivt tilslag i den nedre delen av kassesteget. Disse to særegenhetene fra spesialinspeksjonen (Aas-Jakobsen, 2014) resulterer i at det spekuleres i rapporten om at det kan ha bli brukt to forskjellige betongblandinger i hver sin støpeetappe.



Figur 5.14: Riss i øvre 1,5 m av kassesteg

Dette virker noe søkt da det også er skjærriss i øvre del av steget i FFB-spennet. Hvert element i dette spennet er gjennomført som en støp, så her er det ikke mulighet for to forskjellige betongblandinger. I tillegg, hvis bruken av to forskjellige betongblandinger på delen støpt på stilas var et uhell må det ha blitt gjort samme feilen på begge sider av sundet. Dette virker lite sannsynlig da gamle bilder tyder på at de to sidene ikke er bygd parallelt.

Skrårissene i kassesteget er klassifisert som en middels skade som kan ha middels konsekvenser for bæreevnen, med andre ord prioritet 4B. Dette er den høyeste prioriteten for en skade eller mangel knyttet til bæreevne på Kjøkøysund bru. Rapporten generert i Brutus (Statens Vegvesen, 2017) konkluderer med at dette er på grunn av en prosjekteringsfeil: At Kjøkøysund bru ikke har tilstrekkelig med skjærarmering for å kunne håndtere de opptredende kreftene. Denne påstanden vil bli nærmere kontrollert ved kapasitetsberegninger for brukonstruksjonen i kapittel 12.

For å forbedre kapasiteten til Kjøkøysund bru til et tilfredstillende nivå vurderer Statens

Vegvesen forsterkning med karbonfiberarmering. Dette vil si å armere på utsiden av brukassen med karbonfiberremser som sammen med den vertikale bøylearmeringen i kassestegene vil ta opp skjærkrefter. Da ingenting hittil er vedtatt står Kjøkøysund bru uten noen bestemte forsterkningstiltak for å sikre en tilfredstillende skjærkapasitet for brubanen.

5.1.3 Søylar

Som for landkarene har også flere av søylene krakeleringsmønster i betongen som tilsier bruk av alkalie-reaktivt tilslag. Ved siste hovedinspeksjon i 2017 ble slikt krakeleringsmønster avdekket på søyletopp og fundamentet til søyle D, på toppen av søyle E og på toppen av søyle F.



Figur 5.15: Krakeleringsmønster observert på Søyle D

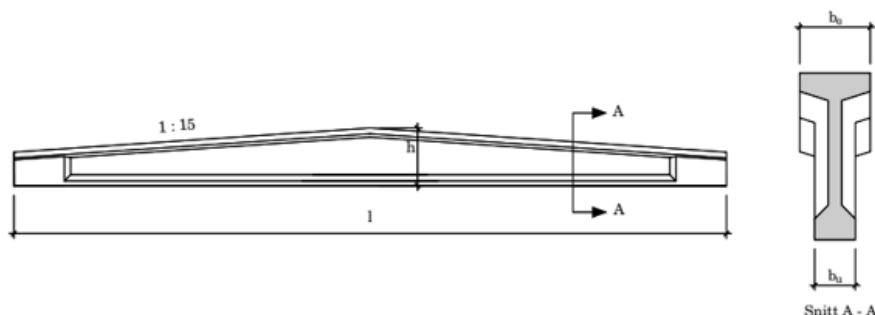
Av skadene fra bruk av alkalie-reaktiv betong er krakeleringen på søylene D og E vurdert som mest alvorlige. Begge har prioritet 4V.

Søyle E har som eneste søyle fundamentert under vannoverflaten fått avdekket sliteskader knyttet til is- og strømlast. På to av hjørnene til fundamentet er det store slitesport helt ned til armeringen som har resultert i armeringskorrosjon. Skaden er klassifisert som 2B og 2V.

Kapittel 6

Effektiv skjærkraft for bjelker med skrå gurter

Bjelker med skrå gurter har flere fordeler sammenlignet med prismatisk bjelke. En kan prosjektere ett mer økonomisk design ved å variere tverrsnittshøyden i henhold til belastningen, samt skape et mer interessant eller funksjonelt arkitektonisk uttrykk. I Norge er det vanlig å benytte slike bjelker i saltakkonstruksjoner og som brubjelke for FFB-bruer. Likheten ved disse konstruksjonene er at den største tverrsnittshøyden sammenfaller med punktet for maksomt bøyemoment. En saltakbjelke, se figur 6.1, vil ha størst moment på midten av bjelkespennet, så en større tverrsnittshøyde vil øke kapasiteten. I tillegg har bjelken en funksjonell fordel hvor en kan feste takplater rett på bjelkene og likevel sikre tilfredstillende avrenning.



Figur 6.1: Saltakbjelke (Betongelementforeningen, 2010)

En FFB-bru, som Kjøkøysund bru, har størst tverrsnittshøyde ved søylene for å kunne motstå det store utkragermomentet som oppstår i byggeprosessen. Ved en stadig minkende tverrsnittshøyde mot midten av spennet unngår en at konstruksjon virker klumpete og lite estetisk tilfredstillende i ferdig tilstand.

Ved bruk av skrå gurter i en brukonstruksjon med kassetverrsnitt vil de opptredende gurtkreftene påvirke den effektive skjærkraften som tas opp i kassestegene. Hvordan disse kreftene vil påvirke er derimot usikkert og komplisert, og vil bli nærmere diskutert i dette kapitlet. Det vil bli presentert tre analytiske metoder for beregning av den effektive skjærkraften, samt en gjennomgang av tilgjengelig eksperimentelt arbeid knyttet til skjærøppførselen til bjelker med skrå gurter. Avslutningsvis vil det konkluderes med hvilke metoder for beregning av den effektive skjærkraften som bør benyttes for Kjøkøysund bru.

KAPITTEL 6. EFFEKTIV SKJÆRKRAFT

Dagens prosjekteringsregelverk, EK2, sier at skjærkapasiteten (V_{Rd}) til en konstruksjonsdel med skrå gurter og skjærarmering kan beregnes ved:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

der:

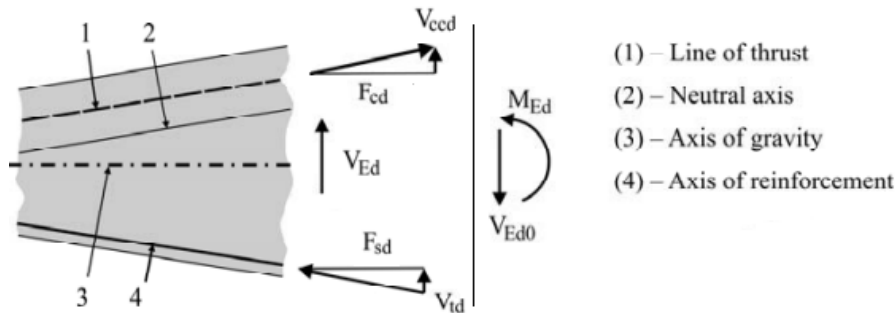
- $V_{Rd,s}$ er dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmering ved flyting.
- V_{ccd} er dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen i tilfeller med skrå trykkgurter.
- V_{td} er dimensjonerende verdi av skjærkomponenten til kraften i strekkarmeringen i tilfeller med skrå strekkgurter.

EK2 beskriver ingen fremgangsmåte for å beregne verdiene V_{ccd} og V_{td} . Den gamle norske standarden NS 3473 håndterer effekten av skrå gurter ved pkt. 12.3.1.3 som sier at tverrkomponentene til gurtkreftene skal legges til de dimensjonerende skjærkreftene fra lastene. Standarden presiserer ikke noe krav til skjærarmering for å inkludere effektene av skrå gurter slik som var tilfellet i uttrykket fra EK2, gjengitt i formel 6.1.

6.1 Analytiske arbeid

6.1.1 Tradisjonell metode DIN 1045-01

Den tradisjonelle metoden for å beregne V_{ccd} er beskrevet i den tyske standarden DIN 1045-01 (2001), og er metoden som i stor grad benyttes i prosjekteringsarbeid for å beregne den effektive skjærkraften ved skrå gurter. DIN 1045-01 er en av de få standardene som inneholder en metode for skjærberegninger ved skrå gurter. Modellen baseres på likevekten i figur 6.2 under. V_{Ed} er den effektive skjærkraften som tas opp i steget, og V_{Ed0} er skjærkraften fra egen- og nyttelast. Indekseringen for gurtkreftene er tilsvarende som for EK2 beskrevet over.



Figur 6.2: Likevekt. DIN 1045-01 (2001)

Likevektsbetraktninger gir uttrykkene for den effektive skjærkraften i steget (V_{Ed}), skjærkomponenten til trykkgurten (V_{ccd}) og skjærkomponenten til strekkgurten (V_{td}). I betraktningen er rotasjon mot klokka definert som positiv.

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{td} \leq V_{Rd} \quad (6.2)$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} * \tan \beta \approx \frac{M_{Ed}}{0,9d} * \tan \beta \quad (6.3)$$

$$V_{td} = -\frac{M_{Ed}}{z} * \tan \gamma \approx -\frac{M_{Ed}}{0,9d} * \tan \gamma \quad (6.4)$$

Vinkelene β og γ i ligningene over er helningen til trykkgurten og strekkgurten. Det er tydelig at hvis disse vinklene har samme absoluttverdi og motsatt fortegn, vil V_{ccd} og V_{td} bli like.

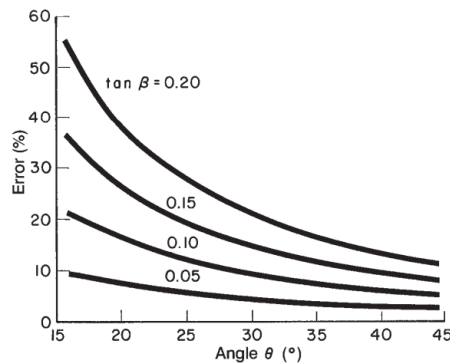
Uttrykket for den effektive skjærkraften i kassesteget utledes ved å løse likevekt i aksialretning, likevekt i skjærretning og momentlikevekt om toppgurten. Ut fra de tre ligningene kommer Dilger & Langohr (1997) fram til et uttrykk for den effektive skjærkraften i kassesteget V_w :

$$V_w = \frac{V_f + V_p + (M_f + N_f y_0)(\tan \beta) / d_v}{1 - (\tan \beta) / (2 \tan \theta)} \quad (6.5)$$

der:

- V_f er skjærkraft fra egen- og nyttelast.
- V_p er vertikalkomponenten til vinklet spennarmering.
- M_f er moment fra egen- og nyttelast.
- N_f er aksialkraft fra egen- og nyttelast.
- y_0 er avstanden fra tyngdepunktet til toppen av tverrsnittet.
- d_v er indre momentarm.
- β er vinkelen til trykkgurten.
- θ er vinkelen til betongtrykkstaven.

En kan se at uttrykket minner om det tradisjonelle uttrykket med horisontal strekkgurt, $V_{Rd} = V_{Rd,s} + \frac{M_{Ed}}{z} * \tan \alpha$, men med $1 - (\tan \beta) / (2 \tan \theta)$ i nevneren. Denne nevneren representerer forskjellen mellom den tradisjonelle metoden og metoden til Dilger & Langohr (1997). En trykkgurt med helning på 10° og en betongtrykkstav med helning på 45° gir en endring på 10 %. Figur 6.4 viser forskjellen, Error (%), i figuren, ved armeringsdesign plottet som en funksjon av β og θ .



Figur 6.4: Forskjell i armeringsdesign ved ignorert effekt fra skrå trykkgurt. Dilger & Langohr (1997)

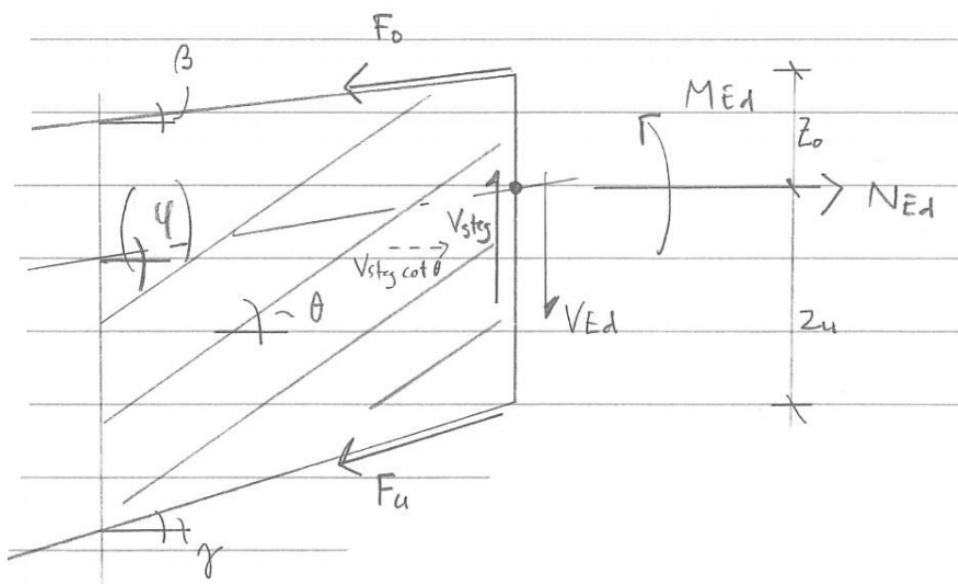
KAPITTEL 6. EFFEKTIV SKJÆRKRAFT

I likevekten i figur 6.3 er det antatt at vinkelen til kraftresultanten i trykkgurten har samme vinkel som den geometriske helningen til trykkgurten. Dilger & Langohr (1997) presiserer at dette nødvendigvis ikke er tilfellet, og at det kan være nødvendig å beregne dette nærmere for å oppnå et mer nøyaktig resultat.

En svakhet ved metoden til Dilger & Langohr (1997) er mangelen på eksperimentell testing og verifikasjon. Av eksperimentelt arbeid om effekten til skrå gurter på skjær oppførselen er det kun Tena-Colunga et al. (2008) som har inkludert beregninger fra Dilger & Langohr (1997). Mer om dette i dette i delkapittel 6.2.

6.1.3 Brås metode

Helge Brå har også utledet en analytisk metode for beregning av den effektive skjærkraften ved skrå gurter. Som for Dilger & Langohr (1997) var grunnen for utarbeidelsen av metoden at den tradisjonelle metoden for beregning av effektiv skjærkraft ved skrå gurter ikke var forenelig med etableringen av en fagverksmodell. Metoden til Brå inkluderer bidrag fra skrå overgurt og vinklet skjærarmering, og skiller seg derfor fra Dilger & Langohr (1997) som ikke inkluderer dette. For en FFB-bru vil det være gunstig å få inkludert bidraget fra overgurten siden den også ofte har helning. Likevektsbetraktningen til Brå er illustrert i figur 6.5. Brå antar at den diagonale betongtrykkstaven treffer i tyngdepunkt til tverrsnittet i motsetning til det geometriske midtpunktet som ved Dilger & Langohr (1997). Vinklene er antatt positive ved dreining mot klokka.



Figur 6.5: Likevekt ved utledning av Brås metode

Den effektive skjærkraften i kassesteget (V_{steg}) utledes ved å løse likevekt i aksialretning, likevekt i skjærretning og momentlikevekt om tyngdepunktsaksen. Ved å summere moment om tyngdepunktsaksen neglisjeres den horisontale komponenten til betongtrykkstaven. Dette fører til at selv ved horisontal overgurt vil Brås metode og Dilger & Langohr (1997) avvike fra hverandre. Brås metode resulterer i uttrykket:

$$V_{\text{steg}} = V_{\text{Ed}} + F_{\text{o}} \sin \beta + F_{\text{u}} \sin \gamma \quad (6.6)$$

der:

$$F_{\text{o}} = \frac{V_{\text{Ed}}(\cot \theta - \cot \alpha) + N_{\text{Ed}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{z_{\text{u}}}(\tan \gamma(\cot \theta - \cot \alpha) - 1)}{\cos \beta(1 + \frac{z_{\text{o}}}{z_{\text{u}}}) - \sin \beta(\cot \theta - \cot \alpha) - \cos \beta \tan \gamma(\cot \theta - \cot \alpha) \frac{z_{\text{o}}}{z_{\text{u}}}} \quad (6.7)$$

$$F_{\text{u}} = \frac{F_{\text{o}} \cos \beta * z_{\text{o}} + M_{\text{Ed}}}{\cos \gamma * z_{\text{u}}} \quad (6.8)$$

der:

- F_{o} er gurtkraften i overgurten. Positiv i strekk.
- F_{u} er gurtkraften i undergurten. Positiv i strekk.
- V_{Ed} er skjærkraft fra egen- og nyttelast.
- V_{p} er vertikalkomponenten til vinklet spennarmering.
- M_{Ed} er moment fra egen- og nyttelast.
- N_{Ed} er aksialkraft fra egen- og nyttelast.
- z_{o} er avstanden fra tyngdepunktet til overgurten.
- z_{u} er avstanden fra tyngdepunktet til undergurten.
- β er vinkelen til overgurten.
- γ er vinkelen til undergurten.
- θ er vinkelen til betongtrykkstaven.
- α er vinkelen til skjærarmeringen.

Som ved Dilger & Langohr (1997) er mangelen på eksperimentell verifikasjon et problem for Brås metode. Metoden har aldri blitt publisert, og det har derfor ikke vært mulig å finne et forsøk hvor denne metoden har blitt verifisert eksperimentelt.

6.2 Eksperimentelt arbeid

Selv om bjelkeelementer med skrå gurter har stor utbredelse er det gjennomført lite eksperimentell forskning angående slike bjelkers oppførsel og kapasitet ved skjærbelastning (Nghiep, 2011, MacLeod & Houmsi, 1994, Tena-Colunga et al., 2008, Hou et al., 2015). Dette er problematisk siden skjærmekanismene i betong fortsatt ikke er helt forstått, og en stor database med testresultater vil være nødvendig for å kunne verifisere en foreslått beregningsformel eller metode. De forskjellige eksperimentelle arbeidene presentert i dette kapitlet er:

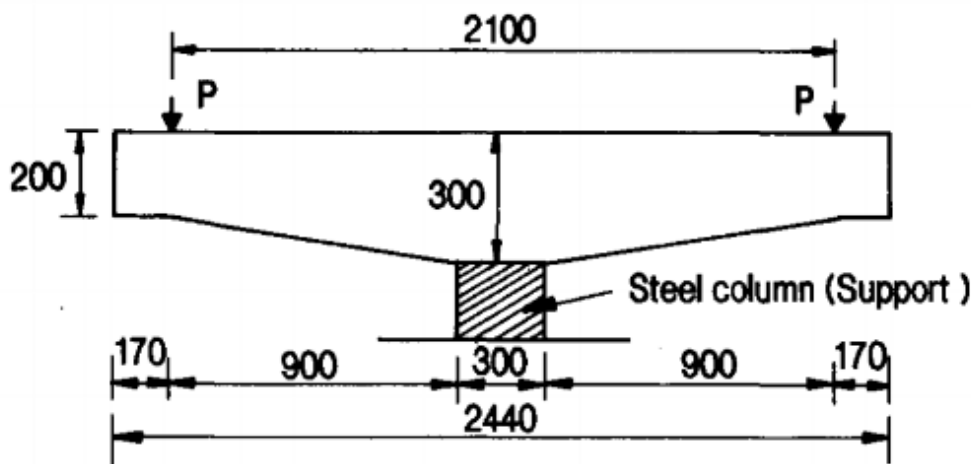
- Debaiky & El-Niema (1982)
- Stefanou (1983)
- El-Niema (1988)
- MacLeod & Houmsi (1994)
- Tena-Colunga et al. (2008)
- Nghiep (2011)
- Hou et al. (2015)

Det er tydelig gjennom de eksperimentelle arbeidene at det er svært vanskelig å få isolert og kontrollert kun effekten fra de skrå gurtene på skjærkapasiteten og -oppførselen. Da det er ingen innlysende metode for å kontrollere denne effekten får en store forskjeller mellom de forskjellige eksperimentelle arbeidene knyttet til testoppsett, lastsituasjon, bjelkeutforming og armeringsutforming. Likt for alle arbeidene er likevel ønsket om å kartlegge skjær oppførselen til bjelker med skrå gurter sammenlignet med prismatiske.

Forsøket til Debaiky & El-Niema (1982) ble utført på 33 forskjellige bjelker hvor hovedfokuset var å forstå effekten av varierende vinkler for gurter. Sekundære parametere som ble kontrollert var skjærspennlengde, betongfasthet og armeringsutforming. Oppsettet var en fritt opplagt bjelke med skjærarmering hvor undergurten (strekksiden) var vinklet. Helningsvinkelen til undergurten (α) varierte mellom -16.70° og 16.70° , hvor positiv vinkel betydde at tverrsnittshøyden økte ut fra lagrene, mens negativ betydde at tverrsnittshøyden sank. Debaiky & El-Niema (1982) valgte å inkludere effekten av skrå gurter ved å modifisere uttrykket for betongens skjærkapasitet i henhold til den amerikanske standarden (ACI). Betongens skjærkapasitet (V_c) ble multiplisert med $(1 + 1,7 \tan \alpha)$. Debaiky & El-Niema (1982) observerte at betongtrykkstavens vinkel (θ) ble mindre ved større gurthelning. Av denne grunn er det underlig at de valgte å modifisere uttrykket fra ACI siden den antar at betongtrykkstavens vinkel (θ) er konstant lik 45° . Metoden lar seg heller ikke kombinere med fagverksmodeller som i EK2 og NS 3473 siden begge stiller krav til at betongens skjærstrekkkapasitet skal neglisjeres. El-Niema (1988)

var en videreføring av arbeidet til Debaiky & El-Niema (1982) hvor det ble gjennomført samme forsøk, men på t-bjelker. Ingen nye konklusjoner ble trukket i dette arbeidet. Stefanou (1983) gjennomførte også et lignende forsøk på 24 forskjellige fritt opplagte bjelker. Testene ble gjennomført på 5 forskjellige helningsgeomentrier. Det ble også lagt inn skjærarmoring i halvparten av de testede bjelkene, men en mengde langt under vanlig minimumskrav i koder og standarder. Stefanou (1983) kom selv frem til konklusjonen at denne skjærarmoringens kapasitetsbidrag var neglisjerbar. Det ble foreslått en formel basert på en modifikasjon av den britiske betongstandarden og nok en gang inkluderes effekten til bjelkens skrå gurter i betongens egne skjærstrekkapasitet. Derfor kan ikke metoden kombineres med fagverksmodellen beskrevet i EK2 eller NS 3473, på lik linje som ved Debaiky & El-Niema (1982).

MacLeod & Houmsi (1994) testet dobbel-utkragende bjelker påsatt negativt moment. Lastsituasjonen resulterte i trykk i den vinklede gurten som det ble påstått var mer realistisk. Grunnen til dette var at denne type bjelker for det meste ble brukt i rammekonstruksjoner hvor søyle/bjelke-forbindelsen var momentstiv. Et eksempel på en av testbjelkene er illustrert i figur 6.6. Lastdiagrammene fra dette oppsettet vil sammenfalle med en forventet opptreden ved søylene til Kjøkkøysund bru. Bjelkene ble dog testet uten skjærarmoring som er tilstede i brukonstruksjonen.



Figur 6.6: Testbjelke MacLeod & Houmsi (1994)

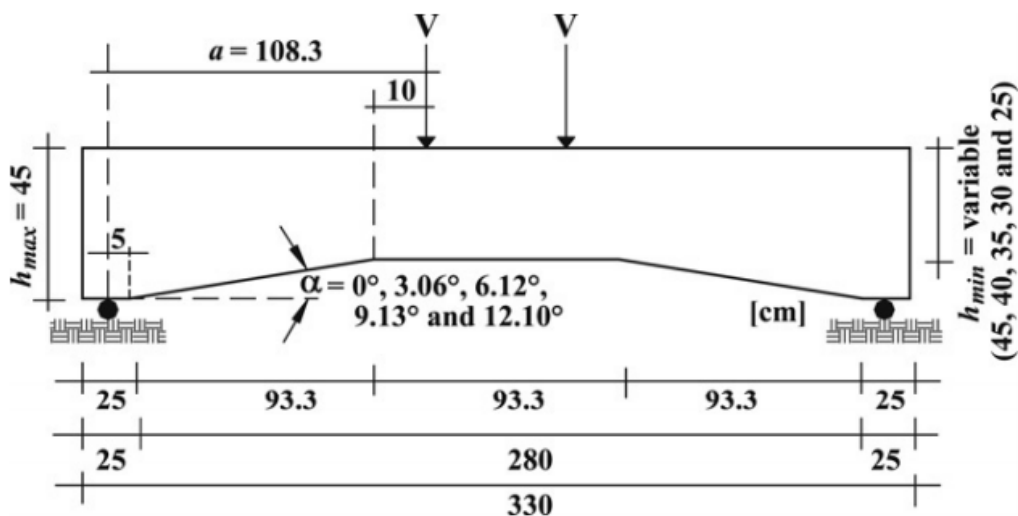
MacLeod & Houmsi (1994) belyste problematikken at ved bruk av bjelker med skrå gurter er det usikkert hvilke snitt som skal kontrolleres for skjær. Kontroll av skjær i avstanden lengden d fra oppegget, som for en prismatisk bjelke, vil ikke være tilstrekkelig på grunn av den varierende tverrsnittsgeometrien. Det ble gjennomført tester på 5 forskjellige bjelker hvor helningsvinkelen (α) varierte fra 0° til 10.4° . Det kritiske snittet ble konservativt estimert til å ligge $2,7d_0$ fra oppegget, hvor d_0 er den effektive tverrsnittshøyden ved gitt opplegg. Effektene fra de skrå gurtene på skjærkapasiteten (V_{ccd}) ble beregnet ved å multiplisere uttrykket fra DIN 1045-01 (2001) med faktoren F .

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} * F * \tan \alpha \quad (6.9)$$

F er definert lik $0,27(1 + \tan \alpha)^{10}$, hvor α kan variere mellom 4.8° og 10.5° . Ved gurtvinkler utenfor definisjonsområdet settes F lik 1. MacLeod & Houmsi (1994) observerte også at bjelkene med vinklet gurt får en mer duktil oppførsel sammenlignet med prismatiske bjelker.

Kritikken til Dilger & Langohr (1997) og Brå knyttet til bruken av DIN 1045-01 (2001) vil også gjelde for metoden foreslått av MacLeod & Houmsi (1994), siden deres metode er en modifikasjon av den tradisjonelle metoden funnet i DIN 1045-01 (2001). En risiko ved bruk av skjærarmering og fagverksmodell ved kapasitetsberegninger kan være en overestimering av bjelkens skjærkapasitet på grunn av forskjellen i gurtkreftene for bjelken før og etter etableringen av fagverksmodellen. At formelene foreslått i artikkelen kun bygger på 5 testede bjelker er også kritikkverdige. For å kunne verifisere en foreslått empirisk formel vil det være nødvendig med en større database med testresultater. For fremtidig forskning er testoppsettet benyttet av MacLeod & Houmsi (1994) meget interessant. Utkrager med påsatt negativt moment vil for de fleste bjelker med skrå gutter være det mest realistiske lasttilfelle. For å få gjennomført tester med skjærarmering på lignende oppsett, vil være nødvendig å forbedre forståelsen av skjæroppførselen til slike konstruksjoner. Det kan også være aktuelt å gjennomføre simuleringer basert på ikke-lineær elementmetode.

I 2008 gjennomførte Tena-Colunga et al. en av de mer omfattende forsøksriene knyttet til effekten fra skrå gurter på skjærkapasiteten. I tillegg til gjennomføring av eget laboratorieforsøk ble også formelene presentert i Debaiky & El-Niema (1982), MacLeod & Houmsi (1994) og Dilger & Langohr (1997) kontrollert. Tena-Colunga et al. (2008) sitt testoppsett var en fritt opplagt bjelke hvor helningen til undergurten (α) varierte mellom 0° og 12.1° . Det ble konstruert to bjelker for alle helningsgeometrier, en med skjærarmering og en uten. Se figur 6.7 for testoppsettet.



Figur 6.7: Testbjelke Tena-Colunga et al. (2008)

Tena-Colunga et al. (2008) var enig i betraktningene til Dilger & Langohr (1997) om at kreftene i gurtene endres ved dannelse av riss i betongen, og heften mellom betongen og armeringen reduseres. Ved regresjon av testresultatene oppnådde de et uttrykk for effektive momentet i det kritiske snitt (M_{cr}), og det inkluderes i formelen presentert i DIN 1045-01 (2001).

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (6.10)$$

der:

- $M_{cr} = 0,5M_n(1 - 1,6 \tan \alpha)$
- M_n er nominell momentkapasitet i gitt snitt.
- $d_{cr} = d_{min}(1 + 1,35 \tan \alpha)$
- d_{min} er effektiv høyde for prismatisk del i midten av spennet.

Som for Debaiky & El-Niema (1982) observerte Tena-Colunga et al. (2008) en endring i rissvinkelen θ ved forskjellig gurtvinkel α . De observerte at ved brattere gurtvinkel faller θ , og foreslo uttrykket:

$$\theta = 45 - \alpha \quad (6.11)$$

KAPITTEL 6. EFFEKTIV SKJÆRKRAFT

Tena-Colunga et al. (2008) observerte også, tilsvarende MacLeod & Houmsi (1994), en mer duktil oppførsel i uarmert bjelker med vinklede gurter enn for prismatiske bjelker hvor tverrsnittshøyden tilsvarte maksimalhøyden for den vinklede. Dette forklares med at bjelken med vinklede gurter har en større evne til å omfordele riss langs del skrå delen. Dermed får bjelken med vinklet gurt et mindre sprøtt brudd enn den prismatiske.

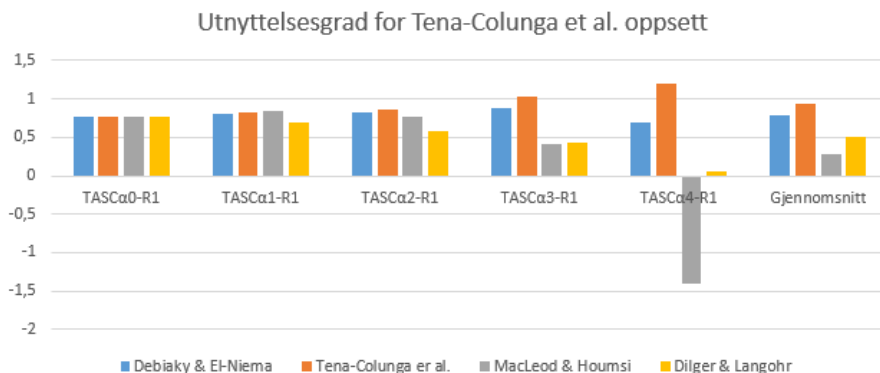
Som nevnt over sammenlignet også Tena-Colunga et al. (2008) formlene fra Debaiky & El-Niema (1982), MacLeod & Houmsi (1994) og Dilger & Langohr (1997) med sin egen. Dette ble gjort ved at den forventede bruddlasten ble regnet ut for alle bjelkene inkludert i de eksperimentelle forsøkene, og så ble utnyttelsesgraden av den målte bruddlasten ved forsøk beregnet:

$$n = \frac{V_i}{V_{\text{forsøk}}} \quad (6.12)$$

der:

- n er utnyttelsesgraden.
- V_i er det beregnede kapasiteten basert på foreslåtte formel.
- $V_{\text{forsøk}}$ er den målte bruddlasten ved et forsøk.

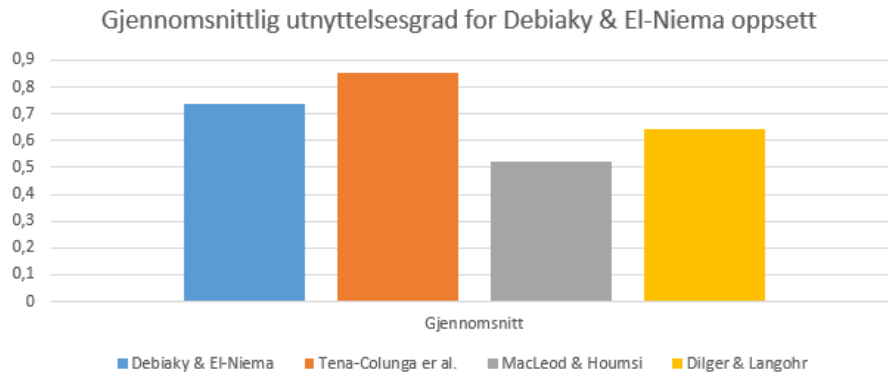
Figur 6.8, 6.9 og 6.10 viser resultatene ved denne kontrollen.



Figur 6.8: Utnyttelsesgrad TAG

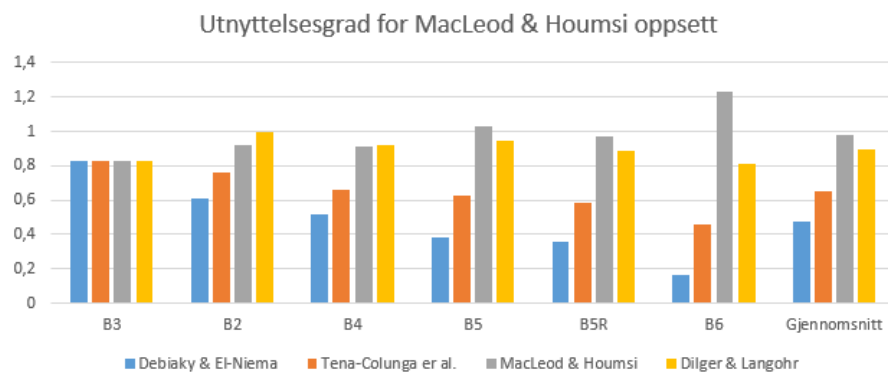
De fem bjelkene inkludert i figur 6.8 er de armerte bjelkene fra Tena-Colunga et al. (2008) sitt forsøk. Vinklene på undergurten øker fra 0° for bjelke TASCa0-R1 til 12.1° for TASCa4-R1. Ikke overraskende er det formelen foreslått av Tena-Colunga et al. (2008) for nettopp dette testoppsettet som har gjennomsnittsutnyttelse nærmest 1,0 på 0,94. Likevel kommer det frem at for noen av bjelkene overestimeres uttrykket for kapasiteten

som er ugunstig i en prosjekteringsituasjon. Debaiky & El-Niema (1982) foreslåtte formel bygger på et lignede testoppsett som Tena-Colunga et al. (2008), og det er tydelig at formlene resulterer i lavere gjennomsnittsutnyttelse, men likevel ingen overestimerte kapasiteter. MacLeod & Houmsi (1994) oppnår den laveste utnyttelsen, men mye kommer av den negative utnyttelsen for den femte bjelken. Det er dog viktig å nevne at vinkelen på denne bjelkens undergurt (12.1°) faller utenfor definisjonsområdet satt av MacLeod & Houmsi (1994) i sin artikkel.



Figur 6.9: Utnyttelsesgrad DE

For utnyttelsesgradene knyttet til Debaiky & El-Niema (1982) sitt testoppsett er gjennomsnittresultatet tilsvarende som for Tena-Colunga et al. (2008). Dette tyder på at formlene foreslått i Tena-Colunga et al. (2008) gir de mest nøyaktige kapasitetene for en bjelke som er fritt opplagt med skrå undergurt.



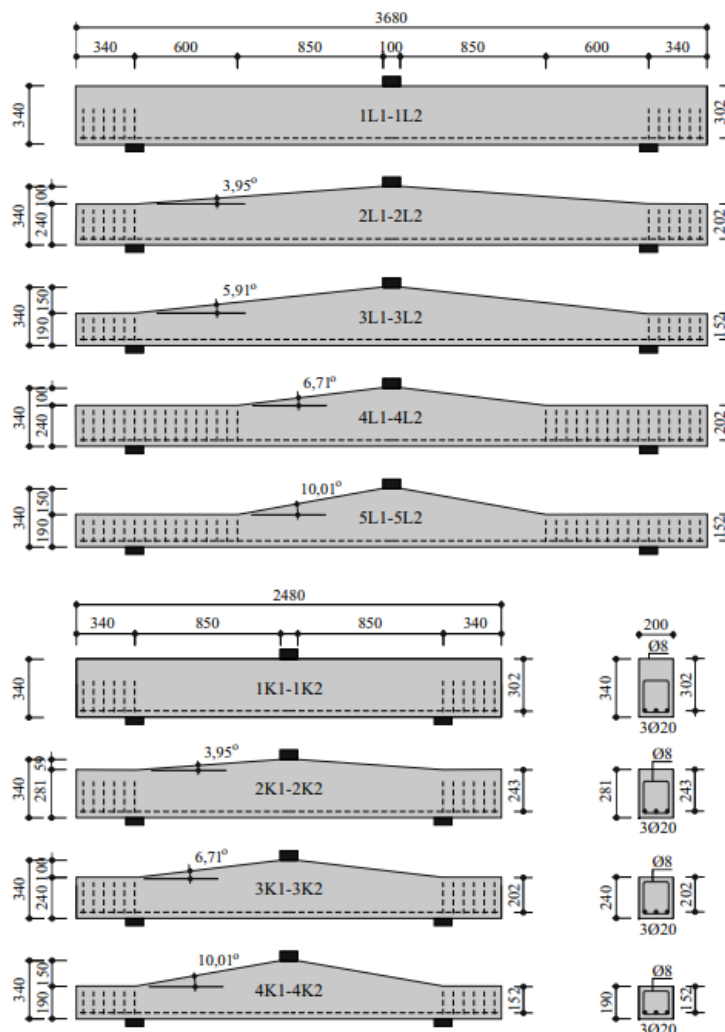
Figur 6.10: Utnyttelsesgrad MH

For beregninger på det dobbelutkragende testoppsettet til MacLeod & Houmsi (1994) påpeker Tena-Colunga et al. (2008) selv at deres formel ikke resulterer i gode resultater. Som figur 6.10 viser gir formlene til Debaiky & El-Niema (1982) og Tena-Colunga et al. (2008) de laveste utnyttelsene, mens MacLeod & Houmsi (1994) har en gjennomsnittlig utnyttelse på 0,98.

KAPITTEL 6. EFFEKTIV SKJÆRKRAFT

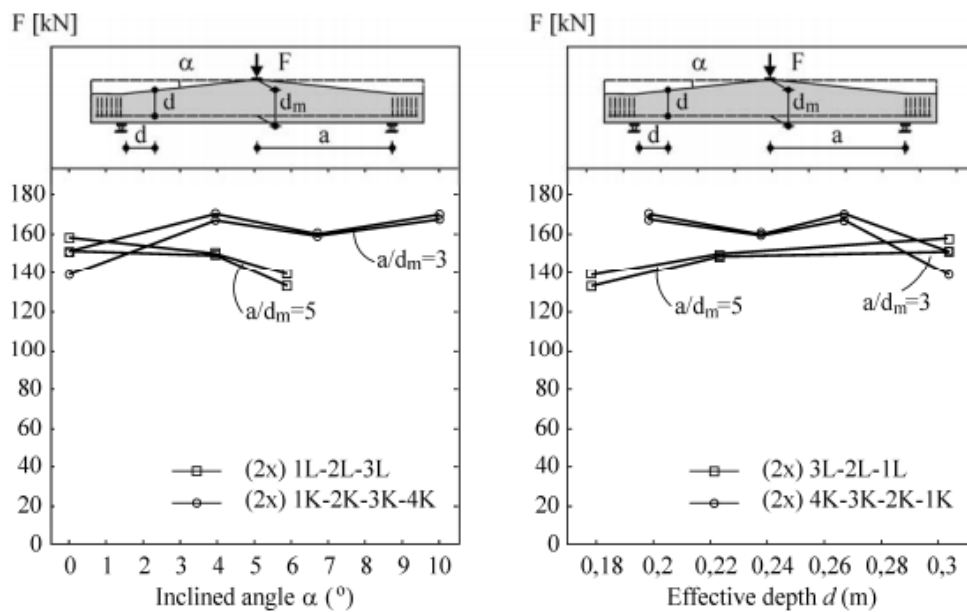
En ser fra figurene over at de foreslåtte formlene til Debaiky & El-Niema (1982), MacLeod & Houmsi (1994) og Tena-Colunga et al. (2008) har liten overførbarehet når det statiske systemet endres. Formlene fra Dilger & Langohr (1997) viser seg derimot å ha en bedre overførbarehet ved forskjellige statiske systemer. Formlene deres estimerer aldri mer nøyaktig enn hva Tena-Colunga et al. (2008) gjør for fritt opplagt og MacLeod & Houmsi (1994) for dobbelutkrager, men de er likevel alltid konservative.

Nghiep (2011) problematiserte i sin avhandling effekten av skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen ved skrå trykk gurter (V_{ccd}), da det har vært for lite forskning gjennomført for å kartlegge denne effekten. Bortsett fra arbeidet gjennomført av MacLeod & Houmsi (1994) er all annen eksperimentell data tilgjengelig fra forsøk hvor kun strekkgurten har helning. Nghiep (2011) gjennomførte tester på 18 forskjellige fritt opplagte bjelker der det ble støpt 2 eksemplarer av oppsettene illustrert i figur 6.11.



Figur 6.11: Testbjelke Nghiep (2011)

Resultatene fra testene er oppsummert i figur 6.12. Bjelke 4L og 5L er ikke inkludert siden de kollapset på grunn av bøyemoment isteden for skjær. Basert på resultatene konkluderte Nghiep (2011) at økt helningsvinkel gir høyere skjærkapasitet for korte bjelker, men lavere skjærkapasitet for lengre bjelker. Denne konklusjonen strider mot antagelsen i DIN 1045-01 (2001) hvor bidraget fra skjærkomponenten til trykkgurten er uavhengig av bjelkelengden. Denne konklusjonen er urimelig siden den effektive høyden i kritisk snitt (d) også varierer mellom disse bjelkene, så å ikke inkludere denne forskjellen i konklusjonen blir galt.



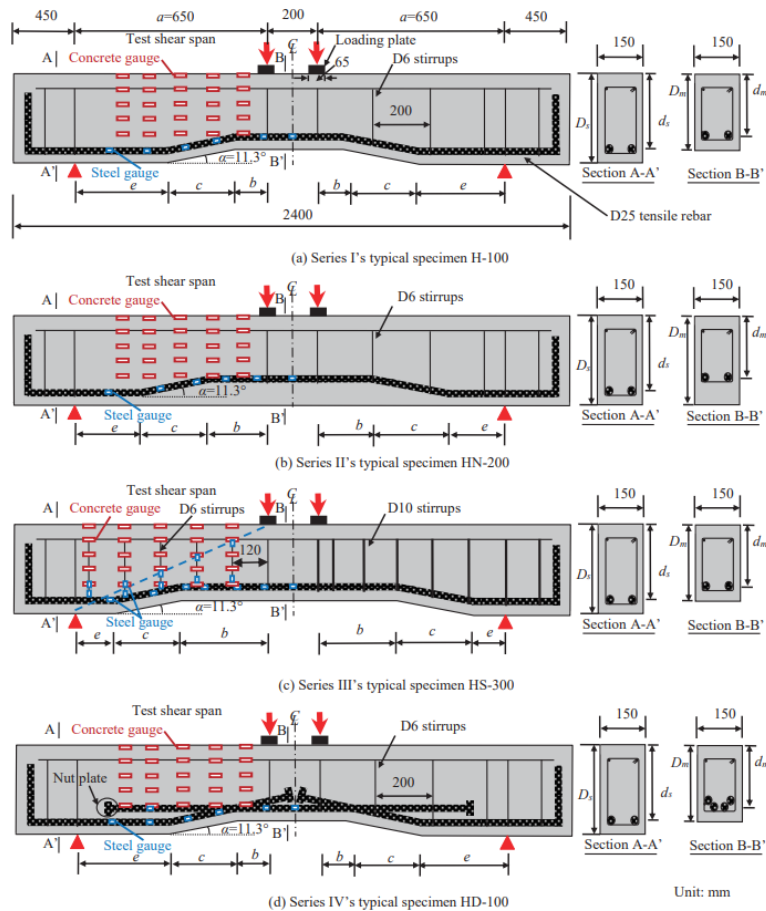
Figur 6.12: Bruddlast ved forsøk avhengig av gurthelning og effektiv høyde Nghiep (2011).

En kan se at bjelkene 2K og 4K har tilnærmet lik bruddlast. Dette er interessant siden bjelkene har forskjellig effektiv høyde ved kritisk snitt (d) og forskjellig helning for trykkgurten (α). Bjelke 2K har størst effektiv høyde, mens bjelke 4K har størst helningsvinkel. Dette antyder at effekten av den vinklede trykkgurten virker positivt på skjærkapasiteten, men med et sammenligningsgrunnlag på kun to sett med bjelker er det for lite data til å kunne konkludere sikkert. Siden alle testene til Nghiep (2011) er gjennomført uten skjærarmering i vinklet del av bjelkene er det også usikkert om resultatene fra forsøket er anvendelig for en brukonstruksjon som Kjøkøysund bru som har skjærarmering langs hele brulengden.

Hou et al. (2015) videreførte arbeidet fra de tidligere nevnte artiklene ved å se på andre parametere enn bare helningsgeomentrien. Både Debaiky & El-Niema (1982) og Tena-Colunga et al. (2008) hadde allerede kommentert hvordan større helningsvinkel på gurtten (α) resulterte i en lavere rissvinkel (θ), så Hou et al. (2015) ønsket å kontrollere hvordan disse fire parameterene påvirket risspropageringen:

- Posisjonen til vinklet gurt i lengderetning.
- Betongoverdekningen ved vinklet armering.
- Lengdearmeringsdesign.
- Påvirkningen fra skjærarmeringen

For å kontrollere alle de forskjellige parameterene ble det konstruert bjelker innenfor de fire forskjellige seriene illustrert i figur 6.13. Helningsvinkelen, α , var lik 11.3° for alle testbjelkene. Bjelker i serie I kontrollerte effekten av avstanden mellom lastpunkt og vinklet gurt (lengde b i figur 6.13). Serie II kontrollerte effekten av større betongoverdekning ved vinklet armering. Serie III og IV kontrollerte forskjellige armeringsdesign, hvor serie III har skjærarmering i hele bjelkelengden og serie IV har et annet lengdearmeringdesign. For å oppnå at kollaps skjedde på samme sted i alle testbjelkene var den ingen skjærarmering i venstre del for serie I, II og IV. For serie III var venstre del skjærarmert med mindre bøyer enn på høyre siden.



Figur 6.13: Testbjelkeoppsett Hou et al. (2015)

For beregninger knyttet til Kjøkøysund bru er ikke bjelkene i Serie II og IV særlig relevant. Det som derimot er interessant er forskjellen i resultatene til Serie I og Serie III. Forskjellene mellom disse seriene representerer påvirkningen som skjærarmingen har på risspropageringen og kapasiteten. Forsøkene til Hou et al. (2015) viste likheter i risspropageringen for bjelkene med og uten skjærarmingen. Hovedforskjellen var som forventet at bjelkene med skjærarmingen dannet flere riss på grunn av at flyting i skjærarmingen tillatte en mer duktil oppførsel, mens bjelkene uten kun rakk å danne et kritisk skjærriss før kollaps. En annen trend var at bjelkene med skjærarmingen hadde en høyere rissvinkel (θ) enn de uten.

Skjærkapasiteten til bjelken med skjærarmingen var også som forventet høyere enn den til bjelkene uten. Hou et al. (2015) kontrollerte i forsøket om formelen for skjærarmingens skjærkapasitet (V_s) som benyttes for prismatiske bjelker også kan benyttes for bjelker med vinklede gurter. Denne formelen benyttes i fagverksmodellen brukt i EK2 og NS 3473:

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} \cot \theta \quad (6.13)$$

der:

- A_{sw} er skjærarmeringsarealet.
- s er senteravstand mellom skjærarmeringen.
- f_{ywd} dimensjonerte fasthet for skjærarmeringen.
- θ er vinkelen til betongtrykkstaven.

Den eksperimentelle skjærkraften som kan bæres av skjærarmeringen (V_{s-exp}) er definert som forskjellen i skjærkraftkapasiteten for de to bjelkeseriene I og III. Dette kan en si siden den eneste forskjellen på disse seriene er at serie III har skjærarmering. Basert på den observerte rissvinkelen θ kalkuleres så den teoretiske skjærkapasiteten til skjærarmeringen i henhold til formel 6.13 over. Gjennomsnittsforskjellen for disse to kapasitetene ble 0,98 som tyder på at formelen beskrevet i EK2 og NS 3473 også kan benyttes for bjelker med vinklede gurter. Dette resultatet støtter også opp formel 6.1 presentert i starten av kapitlet hvor skjærarmeringens skjærkapasitet ($V_{Rd,s}$) adderes med skjærkapasitet fra betongens geometri (V_{ccd} og V_{td}). Som for de andre forsøkene er det likevel nødvendig med en større testdatabase før det kan konkluderes helt sikkert, og dette presiserte Hou et al. (2015) selv.

Et gjennomgående problem for alle eksperimentelle forsøk diskutert i denne delen er at ingen av forsøkene lykkes med å definere en generell skjærformel som inkluderer effektene fra skrå gurter uavhengig av statisk system. Tena-Colunga et al. (2008) viste hvordan deres formel ikke gav tilfredsstillende resultater for testoppsettet til MacLeod & Houmsi (1994), og tilsvarende motsatt. For Kjøkøysund bru vil derfor forsøket gjennomført av MacLeod & Houmsi (1994) være mest relevant siden det har tilsvarende lastsituasjon. Dessverre er resultatdatabasen fra disse forsøkene for liten når det kun er kontrollert fem bjelker og alle var uten skjærarmering. For FFB-bruer vil det være nødvendig med flere forsøk hvor lastsituasjonen er tilsvarende det presentert i MacLeod & Houmsi (1994), men med skjærarmering. Dette kan også bli relevant i fremtiden at effekten fra skrå gurter beregnes gjennom en ikke-lineær elementanalyse. Nghiep (2011) gjennomførte i sin avhandling en slik analyse for bjelkene som ble testet, og analysen samsvarte godt med de observerte resultatene ved forsøket. Slike analyser er dessverre kostbare og tidkrevende, og det vil være lite aktuelt å utvikle en full ikke-lineær elementanalyse for en brukonstruksjon i en prosjekterings situasjon idag. Det kan imidlertid være aktuelt at denne type analyser brukes i forskningen for å kunne utbedre en empirisk formel for effekten av skrå gurter.

Alle de nevnte eksperimentelle arbeidene, bortsett fra Nghiep (2011), konkluderte klart med at skrå gurter har en effekt på skjærøppførselen og skjærkapasiteten. Dette viser at det er en relevant effekt for prosjektering, og mest mulig nøyaktige beregninger for Kjøkøysund bru oppnås ved å inkludere denne effekten. Hou et al. (2015) viste også at uavhengig av hvordan skjærbidraget fra skrå gurter (V_{ccd} og V_{td}) beregnes kan det adderes med bidraget fra skjærarmeringen (V_s) beregnet i henhold til formelen beskrevet i EK2 og NS 3473.

6.3 Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru

Som forrige delkapittel viser, har ingen av de foreslåtte modellene fra eksperimentelt arbeid en sikker overførbarhet til lastsituasjonen for Kjøkøysund bru. Derfor er det logisk å ikke benytte en av disse for beregningen av den effektive skjærkraften i kassesteget, og heller bruke en analytisk modell som en av de foreslått i delkapittel 6.1. Disse metodene er basert på likevekt, og i arbeidet til Tena-Colunga et al. (2008) kom det frem at formelen foreslått av Dilger & Langohr (1997) var konservativ for de testede bjelkene. Denne metoden er også blitt brukt i det virkelige prosjekteringsarbeidet av Confederation Bridge i Canada. Dette er en bru som er over 20 år gammel og som aldri har vært påvist å ha problemer knyttet til skjærkapasiteten. Brås metode bygger på lignede prinsipper som Dilger & Langohr (1997), så det er ikke urimelig å anta at også den vil være konservativ selv om det mangler eksperimentell verifikasjon av uttrykket for effektiv skjærkraft. Det er vanskelig å kunne konkludere med hvilken av Brås og Dilger & Langohr (1997) sine metoder som gir riktigst resultatet. Derfor beregnes den effektive skjærkraften i kassesteget etter begge metoder for å ha et sammenligningsgrunnlag. Det er også interessant å kunne kontrollere påstandene som Brå og Dilger & Langohr (1997) bygger på: At den tradisjonelle metoden fra DIN 1045-01 (2001) kan underestimere den effektive skjærkraften i kassesteget ved visse tilfeller. Av denne grunn vil den effektive skjærkraften også beregnes etter metoden i DIN 1045-01 (2001). Disse tre metodene benytter forskjellige greske bokstaver for under- og overgurtsvinkel. For å minimere forvirringen vil β beskrive overgurtvinkelen og γ undergurtsvinkelen i resten av oppgaven.

Som belyst i flere av de eksperimentelle arbeidene er det problematisk å definere et kritisk snitt for skjærdimensjoneringen ved bjelker med vinklede gurter, siden både skjærkraften og skjærkapasiteten varierer i forskjellig grad i bjelkens lengderetning. Derfor vil den effektive skjærkraften beregnes i hele brulengden ved bruk av Microsoft Excel. Kjøkøysund bru har skjærarming langs hele brulengden, så dette er tillatt i henhold til EK2 som krever at konstruksjonen må ha skjærarming for å kunne inkludere skjærbidrag fra gurthelninger.

Skjærkraften hentes ut av diagrammet generert i modelleringsprogrammet NovaFrame. Mer om programmet og dets funksjonalitet i kapittel 9. Programmet opererer med et lokalt koordinatsystem for hvert enkelt element som konstruksjonen deles opp i (Aas-Jakobsen, 2011). Ved en vinklet tyngdepunktsakse i elementet, som vil være tilfelle i store deler av Kjøkøysund bru, vil med andre ord ikke det lokale og globale koordinatsystemet sammenfalle.

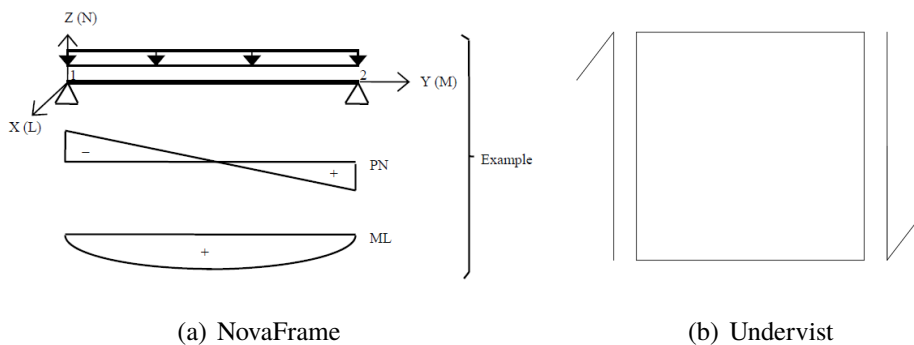
Det vil derfor være nødvendig å modifisere de beregnede aksialkreftene (N) og skjærkreftene (V) for å gjelde for det globale koordinatsystemet. Det gjøres ved formlene:

$$V_{\text{glob}} = V \cos \phi + N \sin \phi \quad (6.14)$$

$$N_{\text{glob}} = V \sin \phi + N \cos \phi \quad (6.15)$$

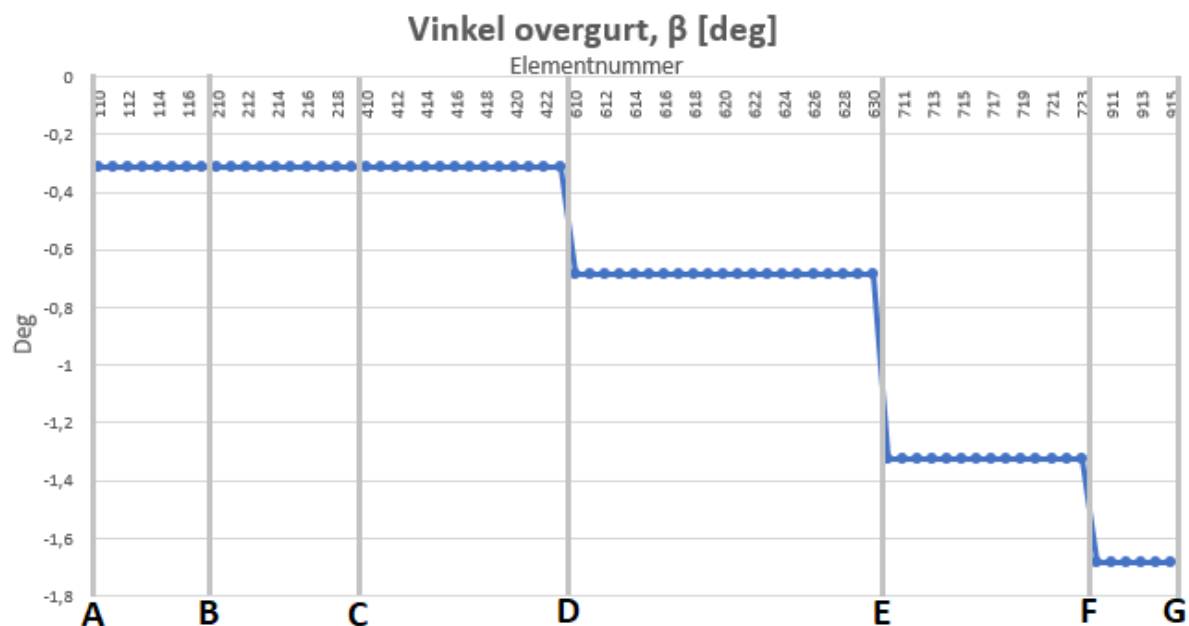
Vinkelen ϕ er mellom elementet i NovaFrame-modellen og horisontalretning. Denne modifiseringen er spesielt viktig for konstruksjoner som Kjøkøysund bru, hvor stadig skiftende tverrsnittsgeometri kan resultere i stor ϕ -vinkel og oppspenningskraften resulterer i store aksialkrefter innad i elementet.

NovaFrame benytter fortegnstegnene illustrert i figur 6.14(a). Skjærkraft har negativt fortegn ved avtagende stigningstall for moment og positivt fortegn ved økende. Momentet er definert positivt ved strekk på undersiden av tverrsnittet og aksialkraften er positiv i strekk (Aas-Jakobsen, 2011). Denne fortegnstegnningen for skjærkraft er motsatt av den som har blitt undervist ved NTNU, og som benyttes i Brås metode. Denne definisjonen er vist i figur 6.14(b), og gir positiv skjærkraft ved avtagende stigningstall for momentet.

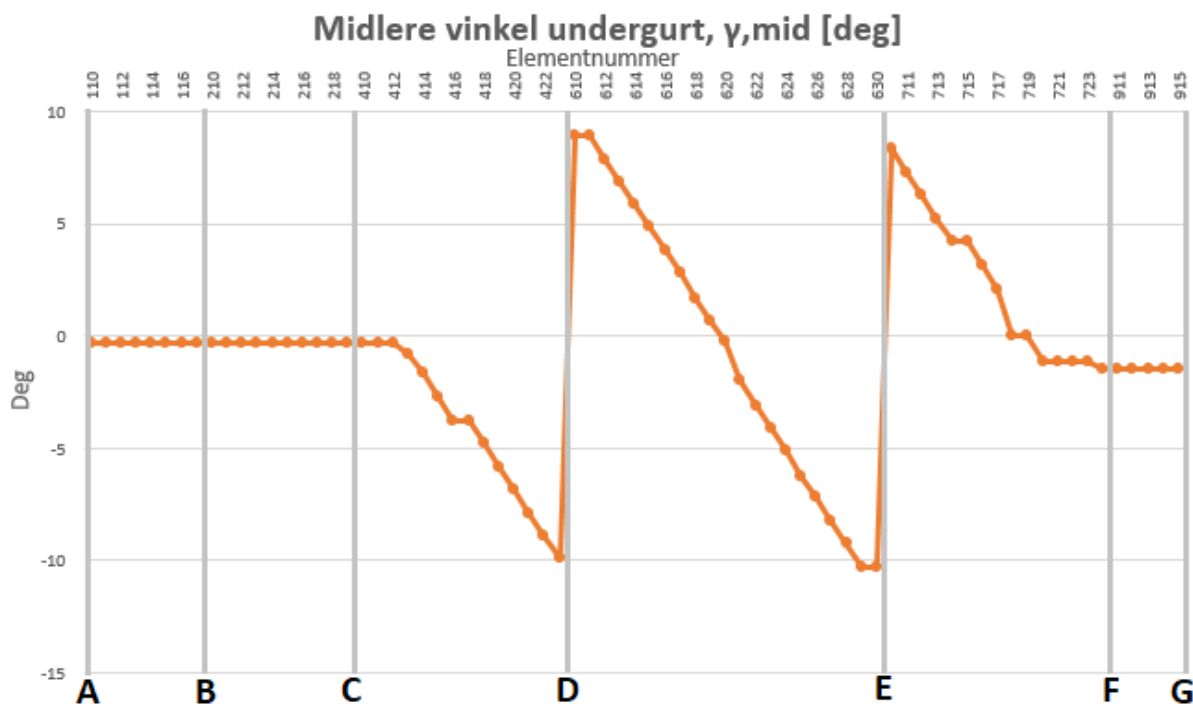


Figur 6.14: Fortegnstegnninger

På grunn av dette kan ikke skjærkreftene fra NovaFrame benyttes direkte inn i Brås metode. Det lar seg løse enkelt ved at skjærkreftene settes inn med mottatt fortegn. Gurtvinklene (β og γ) vil fortsatt være definert positive ved rotasjon mot klokka. Figur 6.15 og 6.16 viser de forskjellige gurtvinklene mellom aksene.



Figur 6.15: Overgurtvinkel langs brulengden



Figur 6.16: Undergurtvinkel langs brulengden

Betongtrykkstavens vinkel (θ) har sammenfallende fortegn som skjærkraften. Dette vil si positiv vinkel ved positiv skjærkraft og omvendt. Denne vinklen vil også bli benyttet i kapasitetsberegninger i kapittel 12, og det er kritisk at valg av θ er realistisk for å kunne trekke gyldige konklusjoner. I henhold til NS 3473 kan θ variere mellom 25° og 60° . Den effektive beregningen vil bli beregnet ved to θ -verdier: 45° og 26.6° . Ved befaringen beskrevet i kapittel 5 ble de ikke observert skjærriss med større vinkel enn 45° . Av denne grunn blir $\theta = 45^\circ$ vurdert som konservativt. Vinkel $\theta = 26.6^\circ$ er valgt fordi håndbok N400 sier at $\cot\theta$ ikke kan velges større enn 2,0 ved bruk av fagverksmodell. Dette tilsvarer at tillatte minimumsvinkel er 26.6° .

Som tidligere nevnt inneholder Brås metode også effekten av vinklet skjærarmering, men siden alle skjærbøylene langs Kjøkøysund bru er vertikale vil dette bidraget forsvinne fra uttrykket for den effektive skjærkraften i kassesteget.

Den tradisjonelle metoden beskrevet i DIN 1045-01 (2001) benytter samme fortegndefinisjon som Brås metode i Excel-dokumentet.

For at alle uttrykkene skal bygge på samme fortegndefinisjon har den som er benyttet av Dilger & Langohr (1997) blitt endret til å tilsvare Brå og DIN 1045-01 (2001). Ved å endre både rotasjonens fortegndefinisjon til positiv mot klokka og skjærkraften til den definisjonen undervist ved NTNU vil uttrykket presentert i delkapittel 6.1.2 forbli uendret. Også for Dilger & Langohr (1997) vil betongtrykkstavens vinkel ha tilsvarende fortegn som skjærkraften.

Siden skjærkapasiteten blir beregnet med absoluttverdi vil også den effektive skjærkraften i kassestegene bli presentert slik. Dette er gjort for å enklere kunne sammenligne de to verdiene.

Kapittel 7

Laster

7.1 Permanente laster

7.1.1 Egenlast

Egenlast består av bruas egenvekt fra betong og superegenvekt fra rekkverk, belegning og påstøpt fortau. I byggefasen vil bruas egenvekt øke med hver fase frem til sammenkobling. Superegenvekten blir påført etter sammenkobling.

For betongkonstruksjonene regnes det en betongtyngdetetthet på 25 kN/m^3 . For rekkverket antas det en last på 1 kN/m .

Belegningen er hentet fra tabell 5.1 og 5.2 i N400, gjengitt her i tabell 7.1 og 7.2:

Største spennvidde l [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
$3,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,0 \text{ kN/m}^2$

Tabell 7.1: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane

Største spennvidde l [m]	
$l \leq 200$	$l > 200$
$2,0 \text{ kN/m}^2$	$1,5 \text{ kN/m}^2$

Tabell 7.2: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk

Med en spennvidde på 110 meter gir dette en belegningslast på 2.5 kN/m^2 på brubanen. På fortauet er belegningen 2.0 kN/m^2 .

I byggefase vil brua også bli påkjent av vekten til forskalingsvognen. Denne er modellert som en punktlast på 750 kN etter samtale med veileder og virker på den ytterste seksjonen i FFB-delen. I siste støpefase er det bare den ene seksjonen som blir påkjent av vognlasten.

Beregninger av egenlast finnes i vedlegg B.

7.1.2 Oppspenningslast

Spenningskraften etter tap for spennarmeringen er beregnet til $P=351,6$ kN og er hentet fra tabell 4.3. Etter oppspenning av spennkabler vil enhver spennkabel oppleve en viss form for spenntap. Det vil si krefter som enten går tapt eller overføres til andre deler av konstruksjonen slik at effekten reduseres. Friksjonstall, injiseringsmassens kapasitet og låsegledning er bare noen av parameterene som mangler i dimensjoneringsgrunnlaget. Derfor er det valgt å bruke erfaringsbasert verdier for å kunne estimere et totalt spenntap.

Etter samtale med medveileder settes totalt spennkrafttap til 20%. Dette er på bakgrunn av verdier benyttet for det lignede prosjektet Asmalsund bru. Dette er også en FFB-bru og er sammen med Kjøkkøysund bru en del av Fylkesvei 108. Brua har tilnærmet lik tverrsnittsgeometri, spennvidder, byggemetode, byggeår og har samme byggherre som Kjøkkøysund bru, og er derfor en god pekepinn for denne oppgaven.

Hovedtypene av spennkrafttap for en etteroppspent konstruksjon er som følger (Sørensen, 2013):

- I) tap av tøyningdifferanse
 - Låsetap
 - Friksjonstap
- II) Spenningsendring grunnet korttidslast
- III) Tidsavhengige tap
 - Relaksasjon av spennstål
 - Kryp og svinn av betongen

Disse tapseffekten utgjør spennkrafttapet på 20 % satt av Statens Vegvesen.

Låsetap

Låsetap oppstår i det oppspenningsjekkene kobles av i den aktive forankringen. Kabelen forskyves noe etter avkobling av oppspenningsjekkene. Både den passive og aktive enden kiles ned i vouten, og bevegelsen stopper ikke før fullstendig låsestilling er oppnådd. Beregning av denne forskyvningen forutsetter oppgitt verdi på låsegledning fra produsent som ikke foreligger.

Friksjonstap

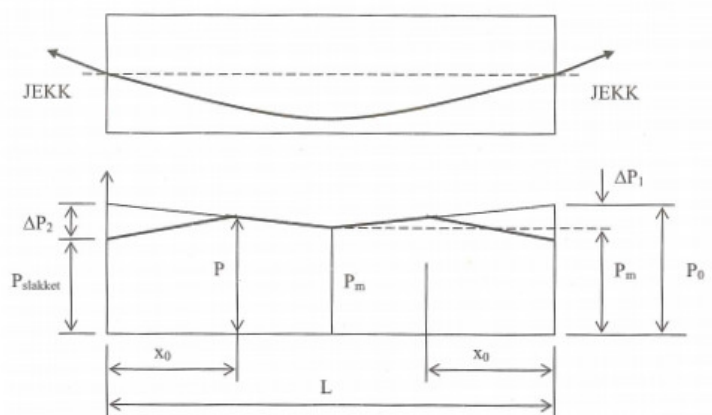
Friksjonstapet oppstår grunnet friksjon mellom kabelen og utsparingsrøret før injiseringsmassen injiseres. Da tas noe av oppspenningskraften opp som friksjonskraft langs hele kabellengden. Dette er avhengig av friksjonstallet mellom kabelrør og kabel, akkumulert vinkelendring i kabelbanen og tilleggskrumning K . Sistnevnte er en faktor som tar hensyn til at utsparingsrøret aldri vil ligge eksakt i formen som er prosjektert da røret holdes på plass punktvis. Mellom disse punktene vil røret bøyes pga egenvekt. Ved å bruke regelverket beskrevet i EK2 5.10.5.2 kan spennstap grunnet friksjon beregnes. Kraft i spennarmeringen i avstand x fra enden med jekk er gitt som:

$$P_x = P_{\max} * e^{-\mu(\theta + Kx)} \quad (7.1)$$

der:

- P_{\max} er spennkraft ved jekk
- μ er friksjonskoeffisient mellom korrugert stålblikk og spennkabel.
- θ er total vinkelendring av spennarmering til snitt x
- K er tilleggskrumningen

Friksjonstapet utgjør ofte en stor del av spennkrafttapet i en etteroppspent konstruksjon, og det var derfor interessant å estimere dette tapet for Kjøkøysund bru. Det ble gjort ved å beregne friksjonstapet for den korteste og lengste spennkablene benyttet i brukonstruksjonen. Den korte kabelen er ca 12 meter lang uten kurvatur, og den lange er ca. 95 meter lang med kurvatur. Begge kablene er oppspent i begge ender. Som vist i formel 7.1 er friksjonstapet avhengig av friksjonskoeffisient (μ) og tilleggskrumning (K). Ofte brukte verdier for disse koeffisientene er mellom 0,15-0,20 for μ og mellom 0,005-0,01 K . Ved å velge verdier som gir den mest konservative spennkraften, dvs. det største tapet, kan et gjennomsnittlig tap langs kabellengden så estimeres. For den korte kabelen vil bunnpunktet for spennkraft nås på midten og tapet her er i størrelsesorden under 1,5 %. For den lange, kurvede kabelen vil tapet være størst i 0.43 L hvor L er kabellengden. Her er friksjonstapet ca 12 %. I tillegg til friksjonstapet må det tas hensyn til låsetapet. Figur 7.1 viser en enkel strekkarmert bjelke med aktiv forankring i begge ender og spennkraftfordelingen som følge av låsetap og friksjonstap.



Figur 7.1: Kraftvariasjon på grunn av friksjon og låsetap med to aktive ender (Sørensen, 2013)

Figur 7.1 symbolforklaring:

- P_m er ønsket kraft i kritisk område på bjelken
- ΔP_1 er låsetap i ende 1
- ΔP_2 er låsetap i ende 2
- P_0 er spennkraft før låsetapets effekt
- $P_{slakket}$ er spennkraft etter låsetapets effekt
- x_0 er influensområde for reversert friksjonseffekt

Det største tapet oppnås i den lange, kurvede kabelen. Derfor gjennomføres det en mer nøyaktig beregning av tapet for denne kabelen. Ved å anta låsetap på 5% og et influensområde på 10 % av kabellengden, kan det gjennomsnittlige tapet som følge av låsetap og friksjonstap estimeres til ca 6 % med en enkel gjennomsnittsbetraktning. Ved kortere, mindre kompliserte kabelbaner vil tapet være enda mindre. Derfor er et antatt friksjonstap på 6 % for alle spennkabler en konservativ betraktning.

Spenningsendring

Spenningsendring grunnet korttidslast skjer som et resultat av en suksessiv endring i spennings situasjonen. Ved oppspenning av en spennkabel i en FFB-bru, opplever betongtverrsnittet en sammentrekning på grunn av de påsatte aksialkreftene. Når neste kabel blir spent opp, skjer en ytterligere sammentrekning av det første betongsegmentet og naturligvis også den første kabelen. Dermed reduseres også oppspenningskraften i den

første kabelen. Dette skjer ved hver nye oppspenning. Det er mulig å kompensere for denne effekten ved overoppspenning. Det er ikke kjent hva denne effekten har å si for Kjøkøysund bru på grunn av mangler i prosjekteringsgrunnlaget.

Tidsavhengige tap

Dette tapet oppstår på grunn av kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennkabelen. Mer om kryp og svinn i kapittel 7.3. Den komplekse utformingen, mange byggefaser og de manglende materialdata for spennkablene gjør det tilnærmet umulig å beregne denne effekten i detalj.

Totalt tap

Ved å benytte friksjonstapet på 6 % må de andre tapseffektene utgjøre 14 % for å oppnå spennkrafttapet satt av Statens Vegvesen. Dette er i samråd med veileder vurdert som rimelig.

7.2 Variable laster

7.2.1 Trafikklaster

Med trafikklaster menes de vertikale og horisontale lastene fra fotgjengere og kjøretøy som belaster konstruksjonen. Trafikklastene i denne oppgaven er hentet fra Statens Vegvesens (2014b).

Trafikklastene plasseres i mest ugunstige posisjon i både lengde- og tverretning innenfor bruas føringsavstand. Føringsavstanden er avstanden mellom fysiske hindringer (Statens Vegvesen, 2014b) og er definert som den minste horisontale bredden av:

- Avstanden mellom kantstein
- Avstanden mellom kanstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- Avstanden mellom to høye vertikale kanter eller føringsskinner

Følgende trafikklast er ikke tatt med i beregningene:

- Horisontale laster
- Last fra spesialtransport
- Last fra engangstransport
- Ulykkeslaster

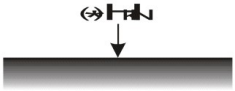
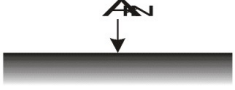
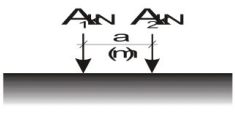
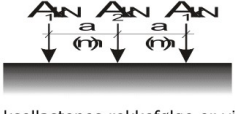
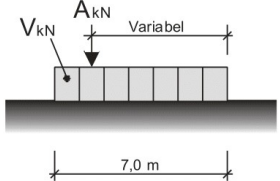
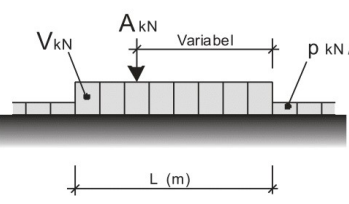
Bruksklasser

Alle bruer deles inn i bruksklasser som angir hvilken brukslast som kan passere brua uten restriksjoner. Kjøkkøysund bru er i denne oppgaven klassifisert som Bk 10/60 etter samtale med medveileder. Bk 10/60 vil si en bruksklasse med 10 tonn aksellast og 60 tonn totalvekt og er en større trafikklast enn brua opprinnelig ble prosjektert for.

Bruksklassene beskriver hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Kjøretøylast og vogntoglast representeres av en jevnt fordelt last samt en aksellast som plasseres mest ugunstig innenfor kjøretøyets lengde. For tilfellet med vogntoglast skal det tas med en jevnt fordelt last på 6kN/m foran og/eller bak som representerer lettere blandet trafikk dersom denne virker ugunstig.

Vertikale laster

De vertikale lastenes størrelse er avhengig av bruksklassen og er hentet fra R412, gjengitt i figur 7.2:

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser					
			Bk 10/60	Bk 10/50	Bk T8/40	Bk 8/32	Bk 6/28
	Aksellast	kN	100		80	80	60
	Totalvekt	kN	600	500	400	320	280
Hjullast		H	80		56	56	42
Aksellast		A	160		112	112	84
Boggilast		A ₁	65		40	40	30
		A ₂	160		112	112	84
		a	1,3		1,3	1,3	1,3
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A ₁	70		60	50	40
		A ₂	140		84	84	56
		a	1,3		1,3	1,3	1,3
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24
		V	300		280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40		32	32	24
		V	600	500	400	320	280
		L	18,0	16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6		6	6	6

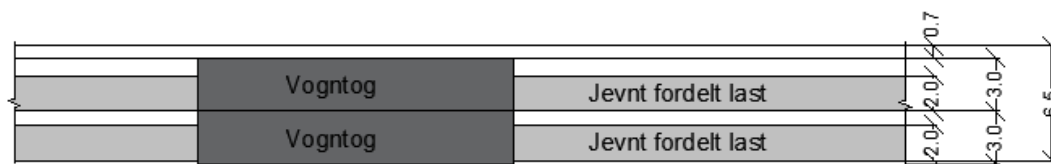
(*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN (inkl. dynamisk tillegg) fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanelen.

Figur 7.2: Ekvivalente laster for bruksklasser (inkl. dynamisk tillegg) Statens Vegvesen (2014e)

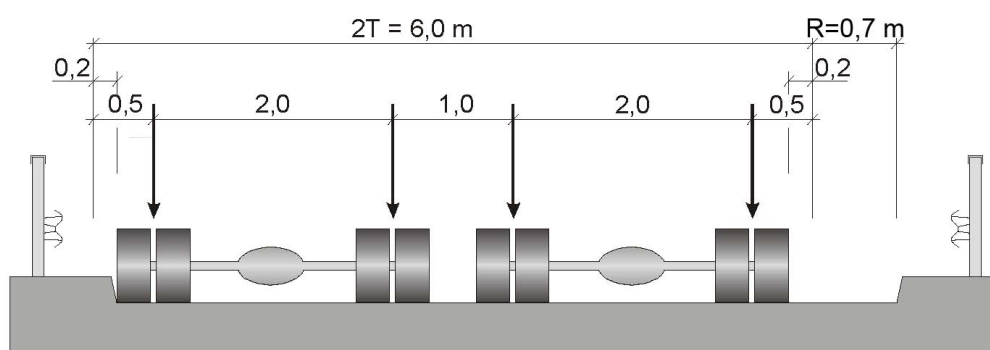
Det er kun én av de oppgitte lasttypene som kan opptre av gangen. For Kjøkøysund bru vil det dimensjonerende tilfellet bli vogntoglast med fordelt last fra blandet trafikk foran og bak på grunn av tillegget fra den fordelte lasten og fordi brua har store spenn.

Føringsavstand

For Kjøkøysund bru varierer føringsavstanden mellom 6,5 meter ved rettlinje og 7,5 meter ved kurve. Føringsavstanden deles inn i lastfelt der trafikklasten plasseres. Et vogntog har en bredde på 3 meter mens den jevnt fordelte lasten opptar en bredde på 2 meter. Der brubanen er rettlinjet vil føringsavstanden være på 6,5 meter, som vil tilsvare to lastfelt med plass til vogntog et restfelt på 0,7 meter uten last som vist i figur 7.3 og 7.4

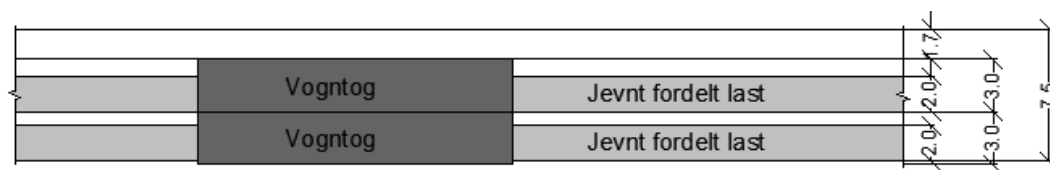


Figur 7.3: Føringsavstand 6,5 m - 2 lastfelt

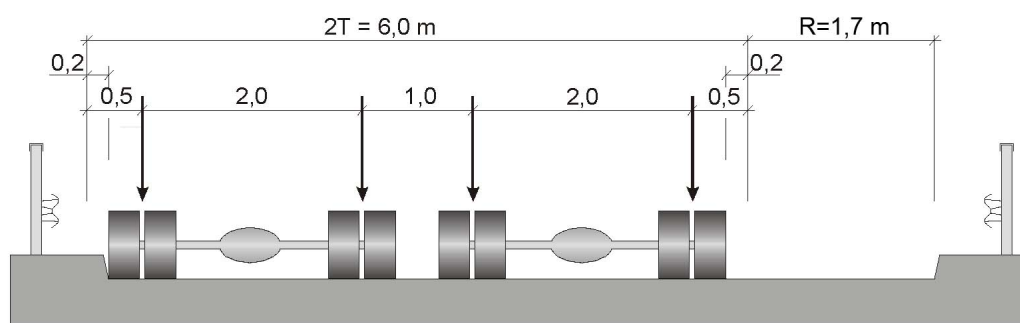


Figur 7.4: Illustrasjonssnitt for rettlinjet del av brua

Ved kurvet brubane med konstant radius vil føringsavstanden være 7,5 meter. Dette tilsvarer to lastfelt med plass til vogntog og et restfelt på 1,7 meter uten last som vist i figur 7.5 og 7.6 .



Figur 7.5: Føeringsavstand 7,5 m - 2 lastfelt



Figur 7.6: Illustrasjonssnitt for kurve med konstant radius

I følge R412 (2014b) kan maksimalt to lastfelt belastes med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntoglast, og øvrige felt med bredde 2 meter eller mer belastes med fordelt last på 6 kN/m.

Last på gangbane

I følge rundskriv til R412 (2014e) punkt 3.2.5.2 som beskriver gang- og sykkelbane atskilt fra kjørebane med forhøyning eller kant heter det at gangbanen belastes med 1 kN/m^2 når gangbredden er større enn 1,5 meter. På Kjøkøysund bru er gangbredden bare 0,5 meter og får dermed ingen last fra fotgjengere eller syklister. Det samme punktet beskriver også at hjullast fra den aktuelle brukslasten (løpsk hjul) kan plasseres vilkårlig i tverrestning på gangbanen, men med minste avstand fra rekkvert til senter av hjullastens annleggsflate på 0,5 meter. Da gangbanen er 0,5 meter vil ikke løpsk hjul opptre på gangbanen. Dette betyr at det kun regnes med belegningslast på gangbanen, se kapittel 7.1.1

7.2.2 Snølast

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklaster på Kjøkøysund bru og blir ikke kontrollert (Statens Vegvesen, 2014b).

7.2.3 Termiske påvirkninger

Temperaturlastene er beregnet etter NS 3491-5 (2003b).

I følge standarden skal bruer kategoriseres etter brukgruppe, og Kjøkkøysund bru faller under Gruppe 3, betongbru med kassetverrsnitt.

NS 3491-5 deler de termiske påvirkningene i jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser. Temperaturdifferansene kan igjen deles inn i lineær og ikke-lineær vertikal varierende temperaturdifferanse, horisontal temperaturdifferanse og temperaturdifferanse mellom innside og utside av kassetverrsnitt.

I denne oppgaven er det bare regnet med jevnt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturandel.

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen beskriver temperaturen i brua og er lik over hele konstruksjonen. Den er gitt som en maksimums- og en minimumsverdi og gir et område for temperaturendring. Endringen i temperatur vil føre til at brua utvider seg eller trekker seg sammen. Avhengig av randbetingelser kan dette føre til ulike påkjenninger i konstruksjonen, blant annet tvangskrefter som følge av fastholdning mot fri bevegelse eller friksjon i glidelagere.

Brutemperaturandelen er avhengig av den høyeste og laveste representative lufttemperaturen som kan forventes for bruas omgivelser. Disse verdiene for Kjøkkøysund bru er hentet fra NS 3491-5 figur A2 og figur A3 og er vist i tabell 7.3:

Maksimumstemperatur	$T_{\max}=34\text{ °C}$
Minimumstemperatur	$T_{\min}=-33\text{ °C}$

Tabell 7.3: Representative lufttemperaturverdier for Hvaler

Verdien for laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel for gruppe 3 er hentet fra figur 2 i NS 3491-5 og vist i tabell 7.4:

Høyeste temperatur	$T_{e,\max}=T_{\max}-9=25\text{ °C}$
Laveste temperatur	$T_{e,\min}=T_{\min}+10=-23\text{ °C}$

Tabell 7.4: Laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel

Dette intervallet er utgangspunkt for karakteristisk verdi for maksimal temperaturkontraksjon og -ekspansjon. Disse verdiene bestemmes av den jevnt fordelte temperaturandelen og initialtemperaturen, T_0 , som er temperaturen når konstruksjonen fastholdes. Etter samtale med medveileder settes initialtemperaturen til 2 grader. Dette stemmer bra med tanke på at brua ble bygd på vinteren (Dehli, 1995). Verdiene er vist i tabell 7.5:

Initialtemperatur	$T_0=2\text{ }^\circ\text{C}$
Kontraksjon	$\Delta T_{N,kon}=(T_0-T_{e,min})=-25\text{ }^\circ\text{C}$
Ekspansjon	$\Delta T_{N,eksp}=T_{e,max}-T_0=23\text{ }^\circ\text{C}$

Tabell 7.5: Maksimal temperaturkontraksjon og -ekspansjon

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Vertikal varierende temperaturandel oppstår på grunn av oppvarming eller avkjøling av bruoverflaten slik av oversiden og undersiden har forskjellig temperatur. Denne effekten skaper en krumning i konstruksjonen som fører til lastvirkninger på grunn av fastholdning. Temperaturdifferansene $\Delta T_{M,varm}$ og $\Delta T_{M,kald}$ beskriver henholdsvis maksimalt oppvarmet overside og maksimalt nedkjølt overside. Verdiene som skal brukes hentes fra tabell 4 i NS 3491-5, gjenngitt i figur 7.7, og multipliseres med en faktor, k_{overfl} , hentet fra tabell 5, gjenngitt i figur 7.8, i samme standard. k_{overfl} justerer temperaturen på grunn av belegningstykkelsen på brua ettersom tabell 4 gjelder for tykkelse 50 mm. Belegningstykkelsen for Kjøkkøysund bru er ikke beskrevet på arbeidstegninger så den settes til 100 mm.

Grupper av overbygninger (se tillegg B)	$\Delta T_{M,varm}$ (°C)	$\Delta T_{M,kald}$ (°C)
	topp varmest	bunn varmest
Gruppe 1 Stålbruer	18	13
Gruppe 2 Samvirkebruer	15	18
Gruppe 3: Betongbruer:		
betongkasse	10	5
betongplate	15	8
betongdragere	15	8

Figur 7.7: Vertikal temperaturdifferanse for veg-, forgjenger- og jernbanebru

Belegg	Topp-sjikt (mm)	Gruppe 1 Stål		Gruppe 2 samvirke		Gruppe 3 betong	
		topp varmest	bunn varmest	topp varmest	bunn varmest	topp varmest	bunn varmest
		k_{overfl}	k_{overfl}	k_{overfl}	k_{overfl}	k_{overfl}	k_{overfl}
uten	0	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
membran ¹⁾	1,6	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
slitelag	50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
slitelag	100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
slitelag	150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast	750	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Verdiene er øvre grenseverdier for mørk farge.

Figur 7.8: Verdier for k_{overfl} for veg-, forgjenger- og jernbanebru

For Kjøkkøysund bru blir de vertikale temperaturredifferansene:

$$\Delta T_{M,varm} = 10 * 0,7 = 7^{\circ}\text{C} \quad (7.2)$$

$$\Delta T_{M,kald} = 5 * 1,0 = 5^{\circ}\text{C} \quad (7.3)$$

Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturandel

Ved samtidig opptrreden av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturandel kombineres verdiene etter følgende uttrykk:

$$\Delta T_{M,varm}(\text{eller } \Delta T_{M,kald}) + \omega_n \Delta T_{N,eksp}(\text{eller } \Delta T_{N,kon}) \quad (7.4)$$

eller:

$$\omega_M \Delta T_{M,varm}(\text{eller } \Delta T_{M,kald}) + \Delta T_{N,eksp}(\text{eller } \Delta T_{N,kon}) \quad (7.5)$$

der:

$$- \omega_N = 0,35$$

$$- \omega_M = 0,75$$

Dette gir åtte mulige forskjellige kombinasjoner. NovaFrame brukes for å finne det verste tilfellet, som blir dimensjonerende.

7.2.4 Vindlast

Vindlaster er beregnet etter regelverk NS 3491-4 (2002). Vindpåvirkning betegnes som en variabel last og baserer seg på vindhastighet og vindhastighetstryk. For bruer angis vindlasten med tre komponenter:

- dragkrefter i tverretning
- løftekrefter i vertikalretning
- langsgående krefter i lengderetning

I N400 deles vindlast inn i tre lastklasser. Kjøkøysund bru faller inn under klasse I og dynamisk lastvirkning fra vind kan dermed neglisjeres:

- **Vindlastklasse I:** Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor høyeste egensvingeperiode er <2 sekunder. Eksempel på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner.

Basisvindhastighet og basisvindhastighetstrykk

Basisvindhastigheten v_b er gitt som:

$$v_b = c_{RET} * c_{\text{ÅRS}} * c_{HOH} * c_{SAN} * v_{REF} \quad (7.6)$$

der:

- c_{RET} er retningsfaktoren og settes lik 1.
- $c_{\text{ÅRS}}$ er sesongfaktoren og settes lik 1.
- c_{HOH} er en nivåfaktor som tar hensyn til høyde over havet og settes lik 1.
- c_{SAN} er en faktor som brukes når returperioden settes forskjellig fra 50 år. Settes lik 1.
- v_{REF} er referansevindhastigheten basert på 50 års returperiode og terrengkategori II.

Basisvindhastighetstrykket q_b er gitt som:

$$q_b = \frac{\rho}{2} v_b^2 \quad (7.7)$$

der:

- v_b er basisvindhastigheten, se formel 7.6.
- ρ er luftens tetthet som settes til $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Stedsvindhastighet og tilhørende hastighetstrykk

Stedsvindhastigheten v_s er midlere vindhastighet justert for terrenget ved byggstedet:

$$v_s(z) = c_r(z) * c_t(z) * v_b \quad (7.8)$$

der:

- z er høyden over terrenget på byggstedet og settes konservativt til 31,85 meter for hele brua.
- $c_r(z)$ er terrenguhetsfaktoren.
- $c_t(z)$ er topografifaktoren.
- v_b er basisvindhastigheten, se formel 7.6.

Terrenguhetsfaktoren $c_r(z)$ bestemmes fra ligning 6 og tabell 1 i NS 3491-4. Topografifaktoren $c_t(z)$ bestemmes i punkt 5.4 i NS 3491-4 og beregnes her lik 1. Verdiene er vist i tabell 7.6.

$c_r(z)$	1,37
$c_t(z)$	1

Tabell 7.6: Terrengefaktorer

Hastighetstrykket q_s fra stedsvindhastigheten er gitt som:

$$q_s(z) = \frac{\rho}{2} * v_b^2 \quad (7.9)$$

Vindkasthastighet og tilhørende vindkasthastighetstrykk

Vindkasthastigheten v_{kast} er gitt som:

$$v_{kast} = v_s(z) * \sqrt{1 + 2k_p I_v} \quad (7.10)$$

der:

- $v_s(z)$ er stedsvindhastigheten, se formel 7.8.
- k_p er en toppfaktor som settes lik 3,5.
- $I_v(z)$ er turbulensintensiteten som beregnes til 0,124.

Vindkasthastighetstrykket $q_{kast}(z)$ er gitt som:

$$q_{kast}(z) = 0,5\rho * v_{kast}^2 \quad (7.11)$$

Vindkasthastighetstrykket multipliseres så med vindkraftfaktorer for å finne vindkraften på hvert element.

$$\begin{aligned} q_D &= q_{kast} * C_d * H \\ q_L &= q_{kast} * C_L * B \\ q_M &= q_{kast} * C_M * B * B \end{aligned} \quad (7.12)$$

Vindfaktorene er
angitt som en dragkomponent, en løftkomponent og en torsjonskomponent som kommer av eksentrisiteten til løftkomponenten. I følge standarden kan eksentrisiteten settes til en fjerdedel av brubanens bredde, $e = B/4$. Dragkomponenten er gitt som:

$$C_d * H \quad (7.13)$$

der:

- C_d er fraktfaktor i tverretning og er avhengig av tverrsnitt
- H er referansehøyden til elementet

KAPITTEL 7. LASTER

Løftkomponenten er gitt som:

$$CL * B \quad (7.14)$$

der:

- CL er fraktfaktor i vertikalretning som settes lik 0,9
- B er referansebredden til elementet

Torsjonskomponenten er gitt som:

$$CM * B * B \quad (7.15)$$

der:

- CM er fraktfaktor som gir torsjon, settes lik 0,225
- B er referansebredden til elementet

Både referansebredden, B og referansehøyden, H varierer i lengderetningen til brua. Referansebredden er bredden på bruplata i elementet, mens referansehøyden for Kjøkjøysund bru er definert som $d+0,6m$ der d er høyden til tverrsnittet.

Kraftfaktoren for søylene regnes ut etter 10.5 i NS 3491-4

$$c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda \quad (7.16)$$

der:

- ψ_λ er faktoren for endeeffekter for konstruksjonsdeler med fritt omstrømmende ender
- $c_{f,0}$ er kraftfaktoren for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner
- ψ_r er reduksjonsfaktoren for kvadratiske tverrsnitt med runde hjørner

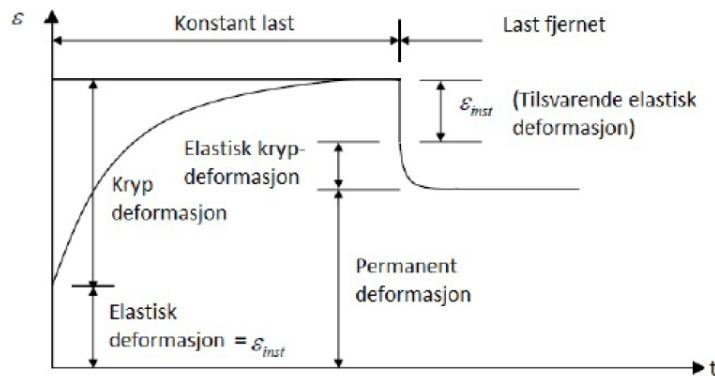
ψ_λ settes lik 1,0 ettersom omstrømninger er hindret på begge kortsider. På tegningene står det at søylehjørnene avfases uten videre spesifisering, og siden verdier for ψ_r bare er oppgitt for avrundede hjørner vurderes ψ_r til 1,0 da det er konservativt. $c_{f,0}$ leses av figur 26 i NS 3491-4.

Se vedlegg D for eksempelberegninger.

7.3 Deformasjonlaster

7.3.1 Kryp

Kryp er en langtidseffekt som oppstår i betong på grunn av en volumendring som følge av trykkspenning. Denne volumendringen er tidsavhengig og kommer i tillegg til den momentane sammentrykningen ved pålasting. Krypdeformasjonen består av et elastisk og et permanent bidrag som vist i figur 7.9 under.



Figur 7.9: Kryptutvikling i herdet betong (Stensrud, 2014)

I statisk ubestemte systemer vil lastsituasjonen endres etter hvert som kryptøyningen utvikler seg. For en FFB-bru som Kjøkøysund bru vil støttemomentet reduseres over tid samtidig som feltmomentet øker. Dette kalles kryptomlagring. Størrelsen på kryptet er avhengig av betongens spenningsnivå og hvor lenge denne spenningen virker. For betong påført av konstant spenning vil deformasjonene øke over tid. Kryptøyningen øker også med økende temperatur. Formlene gjengitt her gjelder bare for temperaturer opp til 35 °C. Kryptet er beregnet etter NS 3473 A.9.3.2 der kryptøyningen i tiden t med konstant spenning er gitt som:

$$\epsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c k}{E_c} \phi(t, t_0) \quad (7.17)$$

σ_c er betongspenningen i tidsintervallet og E_c er betongens E-modul ved 28 døgn. Kryptallet $\phi(t, t_0)$ er et mål for tøyningsovergangen på grunn av kryp og er gitt ved:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0) \quad (7.18)$$

der:

- $\phi_0 = 1 + \frac{1-RH/100}{0,08*(h_0)^{1/3}}$
- $\beta_1 = \frac{8,3}{3+\sqrt{f_{cck}}}$
- $\beta_2 = \frac{2,4}{0,1+t_0^{0,18}}$
- $\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_h+t-t_0}\right]^{0,3}$
- $\beta_h = 1,5[1 + 0,00012(RH/50)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500$

der:

- t er betongens alder i døgn.
- t₀ er betongens alder ved pålasting.
- RH er den relative luftfuktigheten i prosent og settes til 70% for bruoverbygningen og 80% for søylene i henhold til N400.
- h₀ er den effektive tverrsnittstykkelsen i millimeter, definert som:
- $h_0 = 2A_c/U$

der:

- A_c er betongtverrsnittets areal.
- U er lengden av omkretsen som utsettes for uttørking (ved kassetverrsnitt bør halvparten av indre omkrets medregnes).

Når kryptallet er beregnet kan konstruksjonens stivhet beregnes etter formelen:

$$E_{cL}(t) = \frac{E_c}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (7.19)$$

Se kapittel 9.6.6 for modellering av kryp og vedlegg E for eksempelberegninger.

7.3.2 Svinn

Svinn er en tidsavhengig volumendring som følge av endring i betongens fuktinnhold. Dette kan føre til volumøkning ved svelling i vann, men det vanligste er en reduksjon i volum på grunn av uttørking av betongen. Svinn er i motsetning til kryp uavhengig av lastnivå. Total svinntøyning deles normalt opp i uttørkningssvinn og autogent svinn.

Autogent svinn

Autogent svinn kommer av hydratisering av betongen og oppstår uten ytre påvirkninger. Det begynner allerede når vann tilsettes betongblandingen. Når sement og vann reagerer dannes det et faststoff som har mindre volum enn vannet og sementen tilsammen. Denne volumreduksjonen skaper vannfylte porer i bindemiddelet i betongen. Etter hvert som den herdede sementen fortsetter å reagere med vannet i porestrukturen vil metningsgraden reduseres og det skapes vannmenisker og undertrykk i porene. Dette undertrykket overføres til faststoffet og resulterer i autogent svinn (Statens Vegvesen, 2009).

Uttørkningssvinn

Uttørkningssvinn er en volumreduksjon som kommer av at herdet betong betongen tørker i kontakt med luft. Uttørkningssvinnet er avhengig av antall sider av konstruksjonen som er i kontakt med luft. Svinnet starter på betongens overflate der avdampingen tar plass, og beveger seg så innover i betongen over tid. Svinnet er forårsaket av kapillære spenninger og undertrykk i porevannet (Statens Vegvesen, 2009).

Svinntøyningen er beregnet etter NS 3473. I motsetning til EK2 benytter ikke NS 3473 denne oppdelingen i autogent svinn og uttøyningssvinn og har kun en formel for utregning av svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_s \beta_s (t - t_s) \quad (7.20)$$

der:

- t_s er betongens alder i døgn når uttørkningen starter.
- $\epsilon_s = -550 * 10^{-6} [1 - (RH/100)^3]$, for $RH \geq 40\%$
- $\epsilon_s = 100 * 10^{-6}$, i vann
- RH er den relative luftfuktigheten og settes til 70% for brukassen og 80% for søylene etter N400.

Tidsavhengigheten β_s er gitt med funksjonen

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{0,035h_0^2 + t - t_s} \right]^{0,5} \quad (7.21)$$

Se kapittel 9.6.7 for modellering av svinn og vedlegg F for eksempelberegninger.

Kapittel 8

Lastkombinering

Lastkombinering tar hensyn til at flere laster kan opptre samtidig i en lastsituasjon, og lastene justeres for usannsynligheten at de har maksimalverdi på samme tidspunkt. Lastkombineringen for Kjøkøysund bru er gjort i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 (2014b). Den presiserer at det er aktuelt å gjennomføre kontroll i:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Hver grensetilstand har egne lastkombinasjoner med egne lastfaktorer (γ_i) og kombinasjonsfaktorer (ψ_i). Ved brukklassifisering skal det minimum foretas en kontroll i bruddgrensetilstand, mens de tre andre kontrolleres i den grad de anses relevante (Statens Vegvesen, 2014b). I denne oppgaven gjennomføres det kun kontroll i bruddgrensetilstand.

8.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden fastsetter minimumskrav til konstruksjonens pålitelighet mot konstruksjonssvikt ved enten kollaps eller tap av likevekt. I henhold til håndbok R412 (2014b) skal brukonstruksjoner i bruddgrensetilstand kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, a og b i tabell 8.1. Lastkombinasjonen som er mest ugunstig blir dimensjonerende. Der hvor lastfaktorene er definert ved to forskjellige verdier, som f. eks for spennkraften, benyttes det største verdien ved ugunstig lastvirkning og den laveste verdien ved gunstig lastvirkning.

Lastgruppe-kombinasjoner	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15/1,0	γ_D	$\gamma_1 * Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 * Q_1 + 0,8 * \sum Q_n$

Tabell 8.1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand R412 (2014b)

Relevante lastfaktorer benyttet i denne oppgaven:

- $\gamma_D = 1,1/0,9$ for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er $\gamma_D=1,0$.
- $\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster i ett lastfelt
- $\gamma_1 = 1,3$ for brukslaster i to lastfelt
- $\gamma_1 = 1,0$ for temperaturlaster
- $\gamma_1 = 1,6$ for øvrige variable laster.
- $\gamma_2 = 1,2$ for brukslaster
- $\gamma_2 = 0,8$ for temperaturlaster
- $\gamma_2 = 1,3$ for øvrige variable laster.

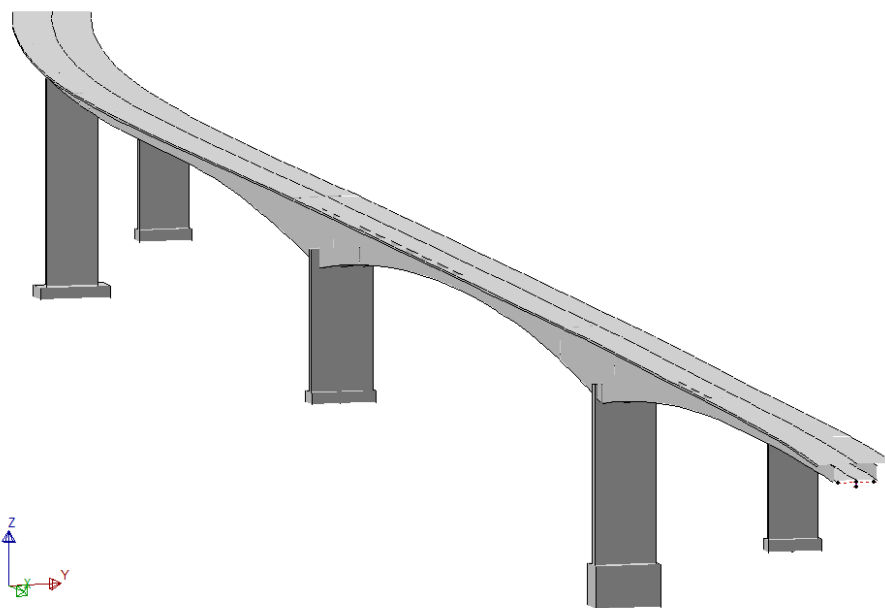
Laster i tabellen:

- Q_1 = Karakteristisk verdi for den dominerende variabel last
- Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

Kapittel 9

NovaFrame

For å kunne beregne relevante reaksjonskrefter med korrekt bruk av ulike lasttilfeller og lastkombinasjoner er rammeanalyseprogrammet NovaFrame benyttet som verktøy. Dette programmet er utviklet av Aas-Jakobsen AS og benyttes blant annet av Statens Vegvesen i prosjektering eller kontroll av større veiprosjekt, ofte i forbindelse med brukonstruksjoner. Programmet har kapasitet til å håndtere komplekse tverrsnitt, avanserte lastsituasjoner, effekter av spennkabler, og ta hensyn til deformasjonslast. Programmets brukergrensesnitt forutsetter inndata i form av ascii-kode. Ved større prosjekter er det derfor en stor fordel å bruke et cellebehandlingsprogram for å generere disse inndataene som enkelt kopieres til NovaFrame. Programmet støtter både den nye betongstandarden EK2 (2008) og den gamle NS 3473, men kun 5. utgave av NS 3473 utgitt i 1998. Så langt det har latt seg gjøre er laster beregnet manuelt etter NS 3473 (2003a) for så å bli lagt inn i NovaFrame som regner lastvirkningen.

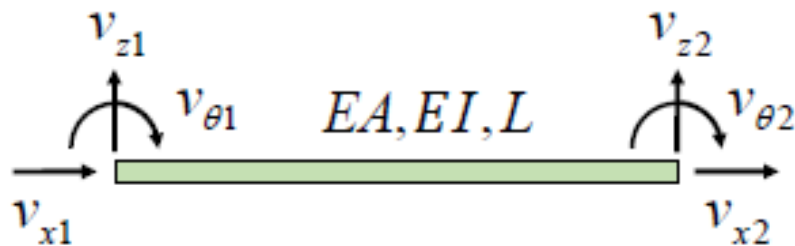


Figur 9.1: Modell fra NovaFrame

9.1 Teori

Et rammeprogram som NovaFrame baserer beregningene på standard bjelketeori. Bakdelen med et rammeprogram sammenlignet med programvare som tar i bruk elementmetode er at rammeprogram som NovaFrame ikke gir ut spenningsfordeling. Et elementprogram kan simulere og gi ut spenningskonsentrasjoner i hjørner, utsparinger og andre områder av tverrsnittet med diskontinuiteter. Et standard rammeanalyseprogram gir kun ut reaksjonskrefter. Oppgaven omhandler kun global verifikasjon i bruddgrensetilstanden, og spenningfordeling er derfor utenfor oppgavens problemstilling og fokusområde.

Teorien bak ligningene som løses av NovaFrame for en større, sammensatt modell baseres på to noder knyttet sammen av et enkelt bjelkeelement. Et bjelkeelement i planet har 6 frihetsgrader. To frihetsgrader for translasjon og en for rotasjon per node som vist i figur 9.2. I tre dimensjoner vil et bjelkeelement i tillegg få translasjonsfrihet ut av planet, rotasjonsfrihet om x-aksen og rotasjonsfrihet om z-aksen. Dette utgjør totalt 12 frihetsgrader og programmet løser disse ukjente med like mange likevektsligninger. Ved påkobling av neste element vil frihetsgradene for det neste elementets første node allerede være løst og tilsvarer frihetsgradene for det foregående elements andre node. Slik itererer programmet seg gjennom alle elementene i modellen til alle frihetsgradene for alle elementene er løst.

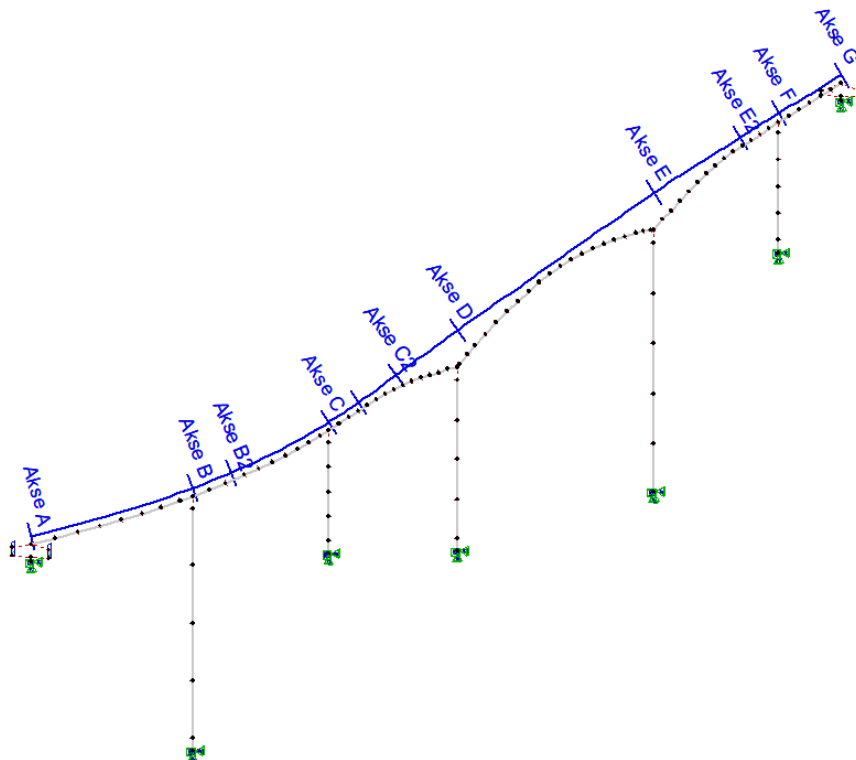


Figur 9.2: Bjelkeelement med 6 frihetsgrader, aksialstivhet EA , bøyestivhet EI og elementlengde L

9.2 Referanselinje og akser

Referanselinjen er definert midt i veibanen med vertikale og horisontale mål fra tilhørende tegningsett. Tilsvarende er gjort for plassering av akser. Alle akser er referert til brupelingsen som blant annet er vist i figur 5.3. I programmet tilsvarende dette *station*, og for Kjøkøysund bru starter akse A i *station* 30 og ender i akse G i *station* 405. Det er lagt inn flere akser enn det som ligger i tegningssettet. Dette er for å kunne se hvor et geometrisk segment av brubanen går over i en annet segment med ulik geometri. Det vil si at akse B2, C2 og E2 markerer overganger mellom segmenter med fast radius og klotiodesegment med varierende radius.

For å kunne modellere Kjøkøysund bru med så høy presisjon som mulig er den innebygde geometriske segmentfunksjonen benyttet. Tegningssettet viser geometriske parametere som svingradius og klotoidetall for overgang fra kurve til rettlinjete brusegment. Dette fungerer sømløst så lenge start og slutt for gjeldene segment er definert. En grafisk uoverenstemmelse oppstår imidlertid i klotoidesegmentet mot Kjøkøy. Her er ikke sluttkoordinat oppgitt i tegningsettet og NovaFrame mistolker endekoordinatet til klotoidesegmentet. Denne feilen er unngått ved å modellere segmentet som rettlinjete. Dette er gjort da effekten av kurvaturen er antatt neglisjerbar.

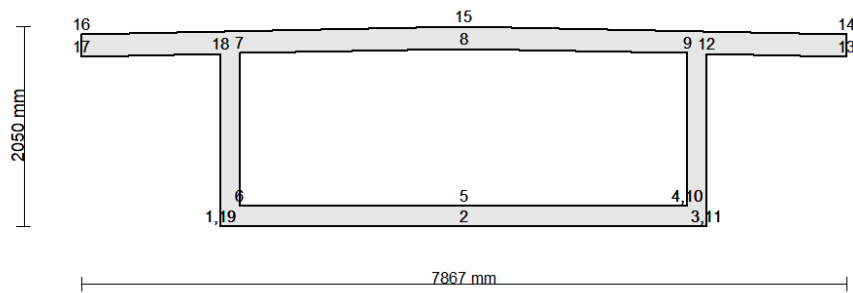


Figur 9.3: Referanselinje i blått med tilhørende akser

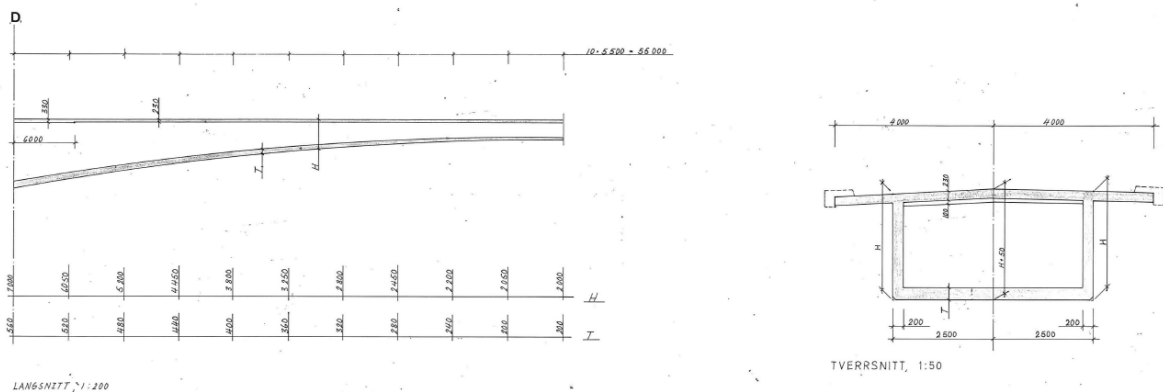
9.3 Tverrsnitt

Brutverrsnittet er definert med koordinater relativt til et nullpunkt satt til referanselinjen. Nullpunktet er punkt nr. 15 i figur 9.4. På grunn av den tilnærmet parabelformede bruprofilen er det nødvendig å definere alle tverrsnittene som beskrevet i figur 9.5. Geometrien for hver støpeskjøt legges inn og programmet interpolerer en lineær overgang mellom to tilgrensende tverrsnitt automatisk. Denne lineære approksimasjonen gir ikke helt eksakt form som tegningene viser, men avviket er minimalt og effekten neglisjeres.

Tverrsnittsformen til FFB-spennet er speilet om akse D og akse E. I tegningssettet er det oppgitt at tverrsnittsformen endres fra slik som vist i figur 9.5 til et dosert tverrsnitt hvor over og undergurt er parallelle med samme helning. Som en forenkling er tverrsnittsformen på over- og undergurt beholdt over hele brubanen. Formen som er benyttet er vist i figur 9.4. Merk at høyden og bredden av tverrsnittet varierer. I samråd med medveileder er det antatt at denne forenklingen ikke vil påvirke kapasitetsberegningene, og doseringen er derfor ikke modellert.



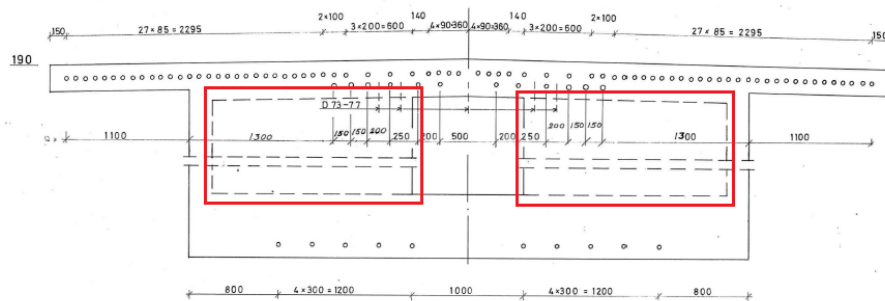
Figur 9.4: Definerte punkter med nullpunkt i punkt 15



Figur 9.5: Geometri av brubanen fra D mot brumidte, tegning 61,2-29

Det er har vist seg å være problematisk for NovaFrame å tolke en drastisk endring av tverrsnittetstykkelse i ett bestemt punkt. Overgurttykkelsen over akse D og E er på 330mm, og 10 meter ut fra akse D mot midten av hovedspennet går tykkelsen over fra 330mm til 230mm. I denne overgangen oppstår en diskontinuitet i modellen, og dette viser seg å påvirke spennkablenes effekt og geometri. For å unngå et negativt utslag på resultatene er brubanen forenklet med konstant overgurttykkelse på 230mm over hele brubanen. Det er kompensert for 100mm tapt betongvekt ved å legge inn en ekstra fordelt last i feltet med det økte tverrsnittet.

Samme problemstilling oppstår i forbindelse med avstiverene over søylene. Avstiverens funksjon er å ta opp og overføre skjærkrefter ned i søylene. Ved å modellere brubanen uten disse avstiverene, og i stedet kompensere med punktlaster som tilsvarer den samlede vekten til avstiverene vil NovaFrame gi ut tilnærmet uendrede lastvirkningsdiagram.



Figur 9.6: Tverrsnitt over søyle D med markerte avstivere i rødt

Søylene har enkle rektangulære tverrsnitt med konstant bredde og dybde. Det gjøres ikke kapasitetsberegninger på søylene.

9.4 Nodeinndeling og elementer

Referanselinjen mellom to akser er delt opp i et bestemt antall noder. Det er av hensiktsmessige årsaker valgt å plassere noder i alle støpeskjøter i hovedspennet for lettere inndeling av byggefaser. De resterende spennene er delt opp i elementer på ca 5 meter da dette ble vurdert som tilstrekkelig. Hver enkelt nodene legger seg i massesenteret av det gjeldende tverrsnittet. Nodeinndelingen er gjort slik:

- Spenn AB: Nodenummer 110-117
- Spenn BC: Nodenummer 210-219
- Spenn CD: Nodenummer 410-423
- Spenn DE: Nodenummer 610-630
- Spenn EF: Nodenummer 710-723
- Spenn FG: Nodenummer 910-916

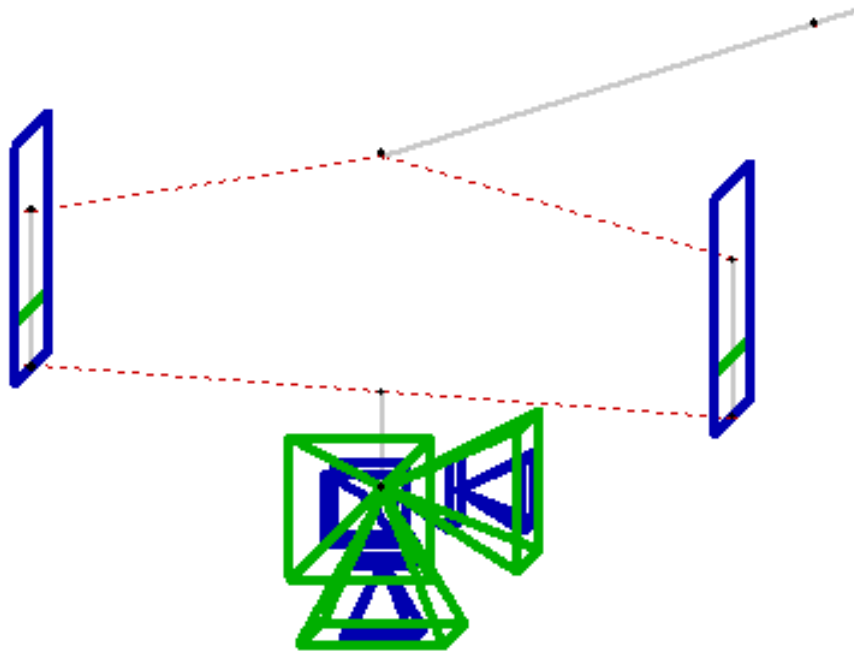
Stavelementer etableres for å sammenkoble tilgrensende noder. Søylene er for enkelhets skyld kun delt inn i 5 noder og 4 elementer hver, da disse ikke inngår i kapasitetskontroll i oppgaven. Inndelingen av elementer er gjort slik:

- Spenn AB: Elementnummer 110-117
- Spenn BC: Elementnummer 210-219
- Spenn CD: Elementnummer 410-423
- Spenn DE: Elementnummer 610-630
- Spenn EF: Elementnummer 710-723
- Spenn FG: Elementnummer 910-915

Node- og elementinndelingen ble gjort på et tidlig stadiet i modelleringen. Det ble gjort en vurdering på det var nødvendig med et eget nummereringsintervall mellom akse C og C2 og for E2 og F for å ta høyde fremtidige problemer knyttet til overgang mellom kurvet brubane og rettlinjet brubane. Se figur 9.3. Derfor "mangler" aksenummer 300 og 800. Det viste seg i ettertid å ikke være nødvendig med en slik inndeling, men det ble ikke prioritert å rette opp denne unødvendige oppdelingen da det ville tatt lang tid.

9.5 Grensebetingelser og forbindelser

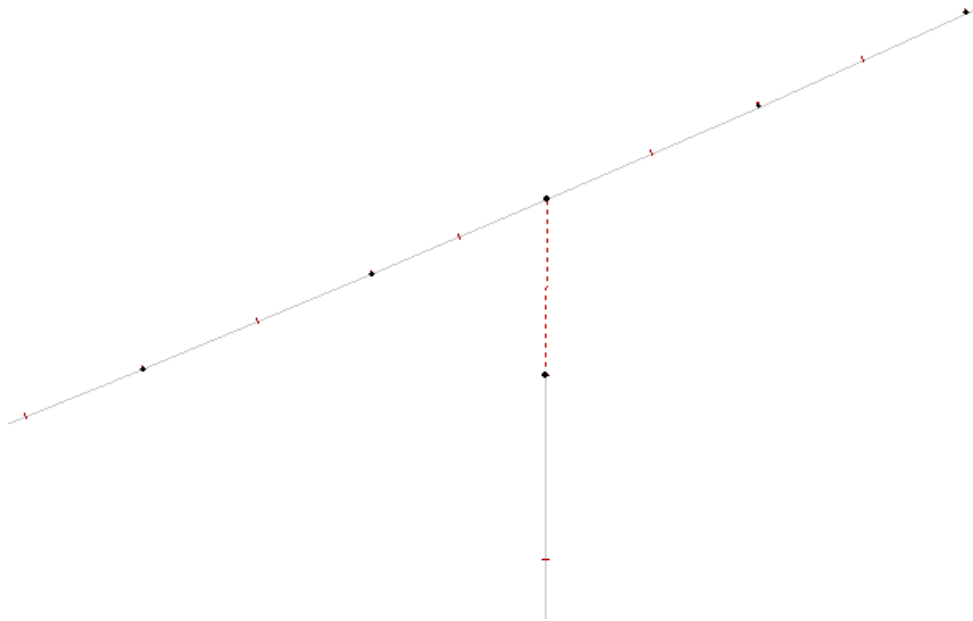
Opplagrene i landkar A og G er gitt visse grensebetingelser som skal representere oppførselen til lagrene. Utsnitt av modellering av landkar er vist i figur 9.7.



Figur 9.7: Master-slave forbindelse med grensebetingelser for landkar i akse A

For å unngå store tvangskrefter som et resultat av termisk utvidelse i bruas lengderetning må landkarene ha translasjonsfrihet i denne retningen. Termisk utvidelse vil også forekomme i tverretning, men er av relativt lav størrelsesorden sammenlignet med utvidelse i lengderetning. I samråd med veileder er utvidelse i bruas lokale tverretning vurdert som er låst. Grensebetingelser sørger for at utvidelsen holdes igjen. Det er også rotasjonsfrihet om tverretningen, mens brubanen er fast innspenst for rotasjon om lengde- og vertikalretningen.

Forbindelsen mellom brubanen og alle søyler er antatt som monolittisk. Dette er gjennomført med en master-slave forbindelse mellom brubanen og toppen av søylene som vist i figur 9.8. Antagelsen om monolittisk forbindelse baseres på armeringstegninger som viser to oppstikkende rader med armeringsjern per søyle i akse D og E, og en rad for resterende søyler.



Figur 9.8: Master-slave-forbindelse mellom brubane og søyler

9.6 Laster

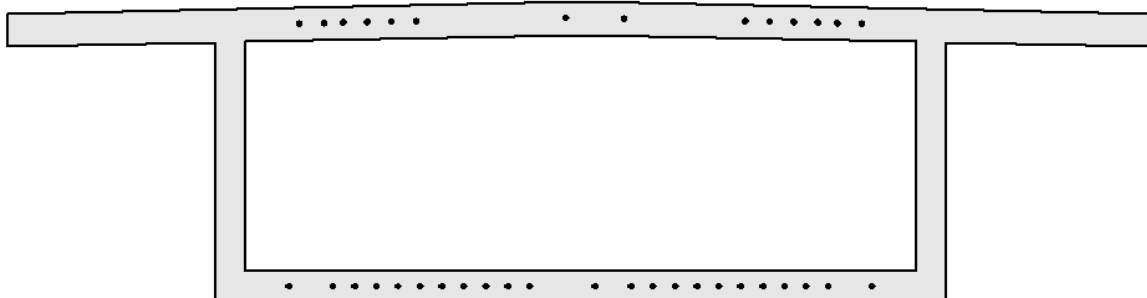
9.6.1 Egenlast

Hvert element tilegnes en egenvekt i kN/m^3 . Denne verdien er satt til 25 kN/m^3 . Rekkverkets egenvekt er modellert som to jevnt fordelte linjelaster med speilet eksentrisitet ut fra referanselinjen. Det samme gjelder belegningen på fortau og kjørefelt. Asfalten i kjørefeltene er også modellert som linjelaster med sentrum midt i hvert kjørefelt. Egenvekten fra fortauet er også forenklet som linjelast. Denne forenklingen ville påvirket spenningskonsentrasjonene feilaktig i et elementmetode-program. Som nevnt tidligere tar NovaFrame kun for seg globale lastvirkninger og forenklingen vil derfor ikke påvirke resultatene.

9.6.2 Oppspenning

Spennkabelplanen for Kjøkkøysund bru er beskrevet i tegningsettet. I NovaFrame skal den geometriske kabelrørformen legges inn stykkevis. Det vil si at dersom kabelen skal legges fra punkt A til punkt B med flere geometrisk ulike parti, må stykket fra A til B deles opp i dellengder. NovaFrame har kun et bestemt utvalg av formendringer, for eksempel rettlinjert, bueformet med rettlinjert start, bueformet med rettlinjert slutt osv. I tillegg ligger enkelte kabler med en parabelform i planet, men formen kan være rettlinjert i oppriss.

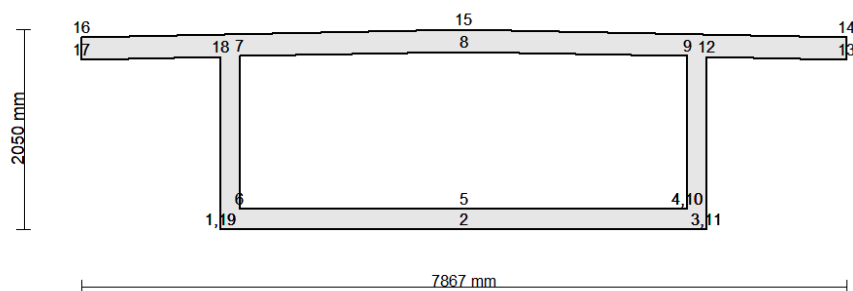
Formen defineres med to tekstlinjer per geometriske dellengde, en for vertikalretning og en for tverretning. Derfor er det gjort forenklinger som for enkelte kabler reduserer antall tekstlinjer fra 24 per kabel til 8 per kabel. Generelt går disse forenklingene på å redusere de geometriske oppdelingene. Effekten fra denne forenklingen av spennkableformen anses som neglisjerbar. Kablene kan plasseres med koordinater ut fra referanselinjen eller ut fra valgte punkter som definert i figur 9.4. Figur 9.9 viser hvordan et vilkårlig tverrsnitt med spennkabler er modellert.



Figur 9.9: Vilkaellig tverrsnitt med spennkabler

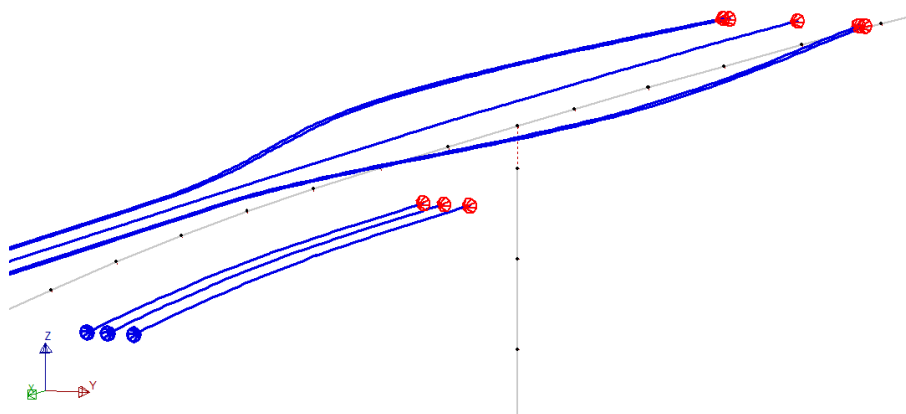
KAPITTEL 9. NOVAFRAME

Figuren under repeterer punktene angitt for å definere tverrsnittet. I modellen er spennkablene i undergurt referert til punkt nr. 2 i figur 9.10, spennkablene i overgurt er referert til referanselinjen som fordelaktig ligger i punkt 15. Beregning av oppspenningskraft av spennkabler er definert i kapittel 4.3.3.



Figur 9.10: Definerte punkter med nullpunkt i punkt 15

Selve oppspenningen av spennkablene modelleres ved å oppgi oppspenningskraften som en andel av stålets strekkapasitet, angitt i prosent. Fra tegningssettet modelleres plasseringen av aktiv og passiv ende av forankringen for hver enkelt voute. Programmet tar inn to oppspenningsverdier for hver kabel, en i hver ende. Ved å sette den ene verdien til 0, tolker programmet dette som passiv ende og markerer forankringen i blått, se figur 9.11.



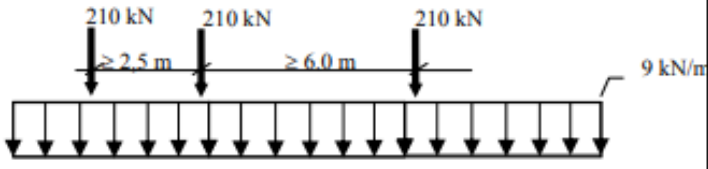
Figur 9.11: Utvalg av spennkabler i over- og undergurt rundt søyle i akse C. Aktiv ende i rødt og passiv ende i blått

Problematikken rundt beregning av oppspenningslasten og tapseffekter som er beskrevet i kapittel 7.1.2 må korrigeres for. I NovaFrame kan spenntap beregnes ved hjelp av flere parametere for blant annet, kryp, svinn og relaksasjon. På grunn av manglende informasjon om disse parameterene settes alle lik null og spenntapet implementeres ved å redusere oppspent kraft med 20%. Dette kommer i tillegg til at spennarmeringen i utgangspunktet er spent opp med 2/3 av flytespenningen som beskrevet i delkapittel 4.3.3. Endelig oppspent kraft er dermed satt til 53.33% av flytepenningen. Dette tilsvarer en oppspenningskraft på 351,6 kN som vist i tabell 4.3.

9.6.3 Trafikklast

For å modellere trafikklast i NovaFrame angis først en *trafikklinje* langs brubanen som trafikklasten må følge. Langs denne linjen bestemmes det så et vilkårlig antall posisjoner som bestemmer hvor lasten kan plasseres. I denne oppgaven ble hvert element tildelt 10 posisjoner. Etter trafikklinjen er definert angis det hvor lange lastfelt det skal være på brua. For Kjøkøysund bru er det to lastfelt som beskrevet i kapittel 7.2.1. Deretter angis trafikklasten individuelt i de to lastfeltene ved hjelp av en av flere innebygde trafikklaster som kan modifiseres. Her bestemmes lastens størrelse, utbredelse og eksentrisitet.

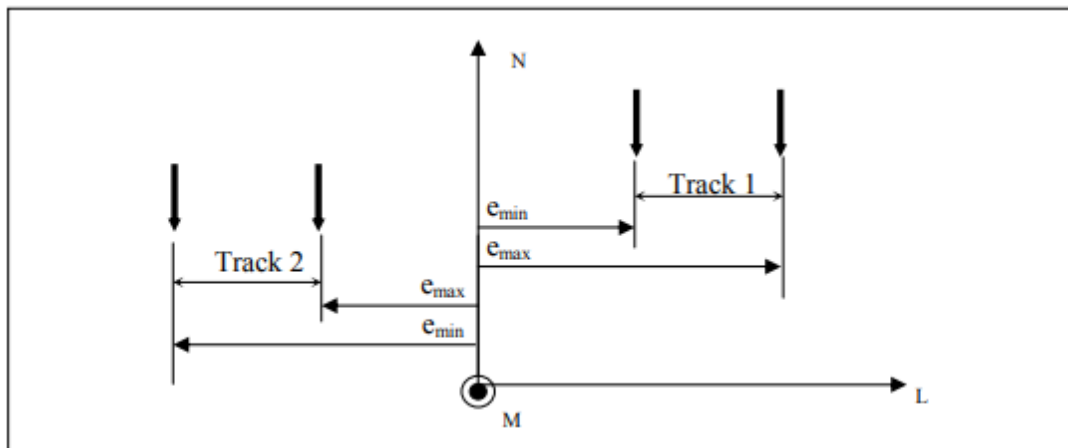
NovaFrame har dessverre ingen innebygd trafikklast som tilsvarer bruksklasse Bk 10/60 etter R412. Programmet benytter isteden gamle internordiske trafikklaster (Statens Vegvesen, 2003), men ved å modifisere lasttypen Highway V1, vist i figur 9.12, modelleres Bk 10/60 relativt korrekt.

Type:	Description:	Ecc:	Input
1	Highway V1 Ref. /4/	Max/ Min	<p>Q = 9 kN/m P1 = P2 = P3 = 210 kN A = 2,5 m (dist. P1 → P2) B = 6,0 m (dist. P2 → P3)</p>  <p>The diagram illustrates the Highway V1 traffic load model. It consists of a horizontal line representing a road surface. A series of downward-pointing arrows of uniform height represent a distributed load of 9 kN/m. Three specific downward-pointing arrows are labeled '210 kN'. The distance between the first and second 210 kN arrows is labeled '≥ 2.5 m', and the distance between the second and third 210 kN arrows is labeled '≥ 6.0 m'. A legend on the right side of the diagram shows a single downward arrow labeled '9 kN/m'.</p>

Figur 9.12: Highway V1

Lasttypen Highway V1 er bygget opp annerledes enn Bk 10/60 og kan derfor ikke nøyaktig erstatte bruksklassen. Den kan likevel representere Bk 10/60 ved å gjøre noen konservative og rimelige antakelser. Et lastfelt av type Highway V1 består av en fordelt last på 9 kN/m langs hele feltet og tre aksellaster på 210 kN med avstander 2.5 og 6 meter. Ved å endre den fordelte lasten til 6 kN/m og aksellastene til 180 kN med innbyrdes akselavstander 6

meter kan dette tenkes å representere et kjøretøy med lengde $3 + 6 + 6 + 3 = 18 \text{ m}$. Over en avstand på 18 meter gir dette en totalvekt på $6 * 18 + 3 * 180 = 648 \text{ kN}$ mens Bk 10/60 skal ha en totalvekt på $600 + 40 = 640 \text{ kN}$ over 18 meter. Dette anses som en rimelig representasjon.



Figur 9.13: Eksentrisiteter for de to lastfeltene

Figur 9.13 viser eksentrisitetene til de to lastfeltene. Eksentrisitetene settes til $e_{max} = 3,8 \text{ meter}$ og $e_{min} = 0,8 \text{ meter}$ for felt 1 og $e_{max} = -0,2 \text{ meter}$ og $e_{min} = -3,2 \text{ meter}$ for felt 2 i henhold til kapittel 7.2.1.

Når både trafikklinjens og trafikklasterens angitt kan NovaFrame regne den verste plasseringen for de forskjellige reaksjonskreftene og gi ut plassering og tilhørende lastvirkning.

9.6.4 Temperatur

NovaFrame har et eget lasttilfelle for temperaturverdiene legges inn. Disse verdiene er jevnt fordelt temperaturandel, lineært varierende temperaturandel i vertikal og horisontal retning og temperaturkoeffisient. For jevn temperatur lages det to forskjellige lasttilfeller med verdi lik $-25 \text{ }^\circ\text{C}$ for kontraksjon og $23 \text{ }^\circ\text{C}$ for ekspansjon. For gradient i vertikalretning lages det også to forskjellige tilfeller der hvert element blir tildelt en egen verdi fordi gradienten er avhengig av tverrsnittshøyden til elementet. For varmest overside er gradienten $7 \text{ }^\circ\text{C}/\text{H}$ og for kaldest overside $-5 \text{ }^\circ\text{C}/\text{H}$ der H er tverrsnittshøyden. Temperaturkoeffisienten settes til $1 * 10^{-5}$. Gradient i horisontalretning er neglisjert. Videre brukes NovaFrames funksjon for lastkombinering til å finne hva som er det verste tilfellet av kontraksjon og ekspansjon for jevnt fordelt temperatur og hva som er verst av varm overside og varm underside for varierende temperatur. De verste tilfellene settes så inn i de to ligningene for samtidighet, 7.4 og 7.5, før den verste kombinasjonen av jevn og varierende temperatur beregnes.

9.6.5 Vindlast

Vindlast er ikke mulig å modellere helt manuelt, men regnes av NovaFrame etter NS 3491-4. Virkningen av vind regnes med NovaFrame der lasttilfellet *Wind - NS3491-4 - Gust* blir benyttet. Dette lasttilfelle neglisjerer dynamisk lastvirkning. I lasttilfellet gis inndataene basisvindhastighet, terrengkategori, vindens retning i forhold til brua og terreng høyde. Basisvindhastigheten settes til 27 m/s, terrengkategorien er 1 og vindens retning settes til 90 grader som vil si at vinden treffer vinkelrett på brua. Bakkens høyde settes til 0 meter for alle elementer. NovaFrame regner så ut vindkasthastigheten. Vindkasthastigheten gjøres så om til vindkasthastighetstrykk og multipliseres med kraftfaktorer for å finne kraften på hvert element.

9.6.6 Kryp

Å beregne kryp for en FFB-bru kan være ganske komplisert. Formelen for kryptøyning gjelder for konstant spenning og kryptallet er en funksjon av tid der både betongens betraktningssalder og pålastingsalder inngår. Da lastsituasjonen i en FFB-bru endres i hver fase på grunn av oppspenning av nye kabler og tilføring av nye seksjoners egenvekt må kryptet deles opp i tilsvarende faser med konstant spenning. Kryptallet er også avhengig av materialdata, tverrsnittsgeometri og luftfuktighet. Materialdata og luftfuktighet er konstant, men tverrsnittet endres langs brubanen så kryptallet vil også endres langs brubanen. Ved sammenkobling av midtsnitt vil i tillegg bruas statiske system endres. Alt dette fører til en mengde utregninger da hvert element har eget kryptall og kryptallet endres fra fase til fase.

Beregning av deformasjonslaster fra kryp er utført i NovaFrame. Dette gjøres ved at det legges inn *krypkombinasjoner* og *kryplaster*. Under *krypkombinasjonene* bestemmes det hvilke statiske laster som bidrar til kryptet i de forskjellige byggefasete. I en gitt fase vil det inkludere egenvekt fra alle foregående seksjoner og last fra alle oppspente kabler. I ferdigtilstand vil det også inkludere den resterende permanente lasten fra superegenvekt. Det er laget en kombinasjon for hver byggefase, 1 år, 50 år og 100 år.

Kryptallet for hvert enkelt element i hver fase legges inn under *kryplaster*. NovaFrame har en innebygget funksjon til å automatisk beregne kryptall. Betongens pålastingsalder og et tidsintervall som kryptet skal beregnes over angis i programmet. Denne metoden er uoversiktlig og gjør det vanskelig å holde styr på at riktig kryptall blir tildelt riktig fase. Derfor er det valgt å regne kryptall manuelt. Som nevnt tidligere fører krypberegningene til svært mange utregninger på grunn av variasjon i tid, spenning og statisk system i løpet av byggeprosessen. Derfor har inndataen som skal inn i *kryplastene* blitt beregnet i Microsoft Excel der det er enkelt å ha kontroll på at hvert element blir tildelt riktig kryptall i riktig fase.

For å fordele riktig andel av kryptet på hver fase har prisnippet om delkryp blitt benyttet.

Det vil si at kryptet deles opp i intervaller med konstant spenning. Krypberegningene er avhengig av to tidsvariabler, t , betongens alder ved betraktningstidspunktet og t_0 , betongens alder ved pålasting. Betraktningstidspunktet velges til slutten av hver fase og pålastingsalderen settes konstant lik 3 døgn for alle elementer. Det betyr at for et element støpt i fase 1 blir delkryptallet for fase 1:

$$\Delta\phi_{\text{fase 1}} = \phi(t, t_0)_{\text{fase 1}} = \phi(10, 3) \quad (9.1)$$

for fase 2:

$$\Delta\phi_{\text{fase 2}} = \phi(t, t_0)_{\text{fase 2}} - \phi(t, t_0)_{\text{fase 1}} = \phi(17, 3) - \phi(10, 3) \quad (9.2)$$

og tilsvarende for de resterende fasene frem til ferdigstillelse:

$$\Delta\phi_{\text{fase 11}} = \phi(t, t_0)_{\text{fase 11}} - \phi(t, t_0)_{\text{fase 10}} = \phi(80, 3) - \phi(73, 3) \quad (9.3)$$

For 100 år blir kryptallet:

$$\Delta\phi_{100 \text{ år}} = \phi(t, t_0)_{100 \text{ år}} - \phi(t, t_0)_{50 \text{ år}} = \phi(36500, 3) - \phi(18250, 3) \quad (9.4)$$

Når all inndata er lagt inn i NovaFrame brukes kryptallet til å justere elementets stivhet.

$$E_{cL}(t) = \frac{E_c}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (9.5)$$

Programmet regner så deformasjon og omfordeling av krefter på grunn av kryp. Ved å dele opp kryptet på denne måten blir det tatt hensyn til den varierende lastsituasjonen brua opplever i byggeprosessen. Når delkrypene i hver fase er beregnet har NovaFrame en funksjon som kan summere delbidragene av kryptet til totalt kryp. Dette gjøres ved å lage en lastkombinasjon med de delkryplastene som skal summeres. Det blir laget kombinasjoner for ferdigtilstand, 1 år, 50 år og 100 år.

Formlene for kryp gjelder for intervaller med konstant spenning. Her er det antatt at all last fra en ny seksjon blir påsatt i starten av fasen. I realiteten varierer lastsituasjon i hver fase. I starten av hver fase blir forskalingsvognen flyttet, så brukes det noen dager på å legge armering og til slutt blir seksjonen støpt og egenvekten fra betongen inntreffer. Denne forskjellen er neglisjert da å dele opp hver byggefase ytteligere virker uhensiktsmessig, og å anta all last i starten av fasen er dessuten konservativt.

Eksempelberegninger for kryp finnes i vedlegg E.

9.6.7 Svinn

Deformasjonslast fra svinn er også blitt beregnet i NovaFrame. Svinntøyningen legges inn i lasttilfellet *shrinkage* med benevnning %0 og negativt fortegn da svinn fører til sammentrekning. Det lages egne lasttilfeller med delsvinntøyning for hver byggefase samt 1 år og 50 år. I hvert tilfelle blir hvert element tildelt korrekt svinntøyning i henhold til den gitte fasen. Til slutt blir det laget lastkombinasjoner som kombinerer deformasjonslastene fra svinn. NovaFrame har ingen hjelpemidler for å regne svinntøyning så denne må regnes manuelt. Fordi svinn er tverrsnittsavhengig får hvert element sin egen svinntøyning, og fordi tidsperspektivet er ulikt i hver fase vil svinntøyningene endre seg fra fase til fase. Som for krep skaper dette store mengder inndata og beregningene har derfor også blitt gjort i Microsoft Excel. Eksempelutregning finnes i vedlegg F. Nedenfor finnes et utdrag av delsvinntøyning og total moment fra svinn for enkeltelementer i enkelte faser.

I motsetning til krep som er avhengig av pålastingsalder t_0 er svinntøyning avhengig av betongens alder ved uttørkning, t_s . Denne settes også til 3 døgn for alle elementer og er konstant gjennom byggeprosessen. Selv om svinn ikke er avhengig av last er det avhengig av det statiske systemet. Svinn er derfor beregnet med prinsippet om delsvinn som fungerer på samme måte som for delkrep.

For fase 1 blir delsvinntøyningen for et elementstøpt i fase 1:

$$\Delta\epsilon_{cs, fase\ 1} = \epsilon_{cs}(t, t_s)_{fase\ 1} = \epsilon(10, 3) \quad (9.6)$$

og for fase 2:

$$\Delta\epsilon_{cs, fase\ 2} = \epsilon_{cs}(t, t_s)_{fase\ 2} = \epsilon(17, 3) - \epsilon(10, 3) \quad (9.7)$$

og for fase 11:

$$\Delta\epsilon_{cs, fase\ 11} = \epsilon_{cs}(t, t_s)_{fase\ 11} = \epsilon(80, 3) - \epsilon(73, 3) \quad (9.8)$$

9.7 Byggefaser

I NovaFrame kan modellen deles opp i byggefaser for å gjenspeile støpetappene til brua. Dette er vesentlig for å kunne beregne tidsavhengige laster som kryp og svinn. Hver fase er delt opp etter hvilke elementer som tilhører denne byggefasen. I hovedspennet er elementstørrelsene beleilig satt lik størrelsen på de faktiske støpetappene. På denne måten er det enkelt å tilegne riktig last til riktig element til rett tid. De tidsavhengige deformasjonslastene kobles så til byggefasene de tilhører med korrekt støpe- og herdetid. Mer om deformasjonslaster i delkapittel 7.3.

9.8 Kalkulasjonsgrupper

Etter modellen er delt opp i byggefaser defineres det kalkulasjonsgrupper. Her grupperes laster som hører sammen. En last kan inngå i flere kalkulasjonsgrupper. Det lages kalkulasjonsgrupper for hver byggefase, ferdigtilstand og egen grupper for kryp og svinn i hver byggefase og 1 år, 50 år og 100 år etter sammenkobling.

9.9 Analyser

Under analyser angis det hvilken byggefase hver kalkulasjonsgruppe hører til. Dette sikrer at lastene blir påført riktig statistisk system. Det kan opprettes mange analyser og programmet har kapasitet til å kjøre en eller flere om gangen avhengig av hvilke laster, faser og resultater som er av interesse.

9.10 Lastkombinering

I NovaFrame kan de ulike lastene kombineres for å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen. Dette gjøres ved å tilegne hvert lasttilfelle en lastfaktor etter hvilken last som er dominerende. Dellaster innenfor samme lasttilfelle som skal summeres grupperes først med lastfaktor 1. Deretter tilegnes denne gruppen en lastfaktor i sorteringsgrupper hvor alle relevante laster eller lastgrupper tilegnes verdier i henhold til 8.1. Følgende kontroller er utført for å avgjøre verst kombinasjon:

- ULS for lastgruppekombinasjon (lgk) a, med trafikk som dominerende variabel last
- ULS for lgk. a, med vind som dominerende variabel last
- ULS for lgk. a, med temperatur som dominerende variabel last
- ULS for lgk. b, med trafikk som dominerende variabel last
- ULS for lgk. b, med vind som dominerende variabel last
- ULS for lgk. b, med temperatur som dominerende variabel last

Funksjonen WORST finner det verste tilfellet av to eller flere lastsituasjoner med tilhørende lastfaktorer. Denne funksjonen er benyttet ill å finne dimensjonerende lastkombinasjon i ULS. For lastgruppekombinasjon b skal øvrige laster tillegges en kombinasjonsfaktor dersom de er ugunstige for lastvirkningen. I tillegg er alle de overnevnte kontrollene utført for ferdigtilstand, etter 1 år, etter 50 år og etter 100 år for å se endringen over tid. Programmet gir til slutt ut hvilken lastkombinasjon som er verst av de forskjellige tidspunktene, og hvilke laster som inngår i denne kombinasjonen samt tilhørende lastkombinasjonsfaktorer. For alle de kontrollerte lastvirkningene er verdiene for 100 år dominerende.

Kapittel 10

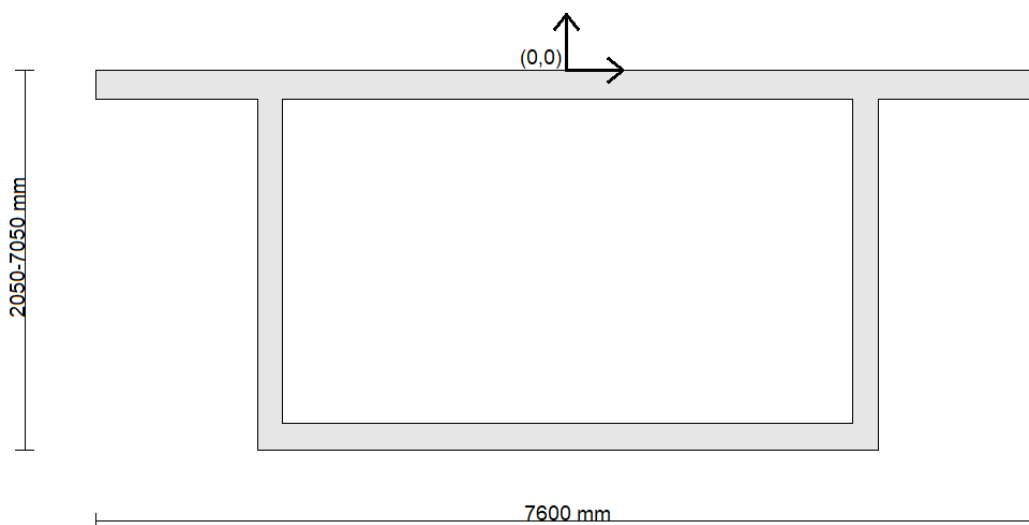
Verifikasjon av modell i NovaFrame

Bruk av modellerings- og analyseprogrammer er en stor fordel på mange områder. Likevel er det viktig å være klar over mulige feilkilder i programvaren. Som regel gjelder det brukerfeil i form av ukorrekte inndata og misstolking av resultater. I følge N400 (2015) punkt 1.3.3 skal resultater for viktige størrelser ved bruk av analyseprogram verifiseres, eventuelt sannsynliggjøres ved alternative analyser eller overslagsberegninger avhengig av konstruksjonens kompleksitet. På grunn av FFB-bruers komplekse geometri og statiske system er det valgt å kontrollere modellen i NovaFrame ved håndberegning av diverse tverrsnittsparemetere samt en vurdering av det statiske systemet og om lastresultater virker fornuftige.

Beregninger finnes i vedlegg G.

10.1 Tverrsnitt

For å kontrollere NovaFrames beregning av tverrsnittsparemetere er det valgt å gjøre en håndberegning av areal, massesenter og andre arealmoment til seks tverrsnitt. I håndberegningene er tverrsnittet forenklet til å ha horisontal overgurt, se figur 10.1.



Figur 10.1: Forenklet tverrsnitt med horisontal overgurt

KAPITTEL 10. VERIFIKASJON AV MODELL I NOVAFRAME

De seks tverrsnittene går fra midt over søyle til midt i spennet i FFB-delen, med en innbyrdes avstand på 11 meter. Tverrsnittshøyden går fra 2050-7050 mm. Verdiene fra håndberegningene er sammenlignet med resultater fra NovaFrame.

10.1.1 Areal

Tverrsnitt	Håndberegnet $A_c[mm^2]$	NovaFrame $A_c[mm^2]$	Avvik	
			$[mm^2]$	
2050 mm	$3,396 * 10^6$	$3,367 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,9 %
2250 mm	$3,660 * 10^6$	$3,631 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,8 %
2850 mm	$4,268 * 10^6$	$4,239 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,7 %
3850 mm	$5,036 * 10^6$	$5,007 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,6 %
5250 mm	$5,964 * 10^6$	$5,935 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,5 %
7050 mm	$7,052 * 10^6$	$7,023 * 10^6$	$2,90 * 10^4$	0,4 %

Tabell 10.1: Kontroll av arealberegning

Tabell 10.1 viser at avvikene er konstante. Det kommer fra forenklingen om horisontal overgurt. Det kan derfor antas at NovaFrame beregner tverrsnittsareal som forventet.

10.1.2 Massesenter

Tverrsnitt	Håndberegnet $C_0G_y[mm]$	NovaFrame $C_0G_y[mm]$	Avvik	
			$[mm]$	
2050 mm	0,0	0,0	0	0 %
2250 mm	0,0	0,0	0	0 %
2850 mm	0,0	0,0	0	0 %
3850 mm	0,0	0,0	0	0 %
5250 mm	0,0	0,0	0	0 %
7050 mm	0,0	0,0	0	0 %

Tabell 10.2: Kontroll av massesenter om tverrsnittets y-akse

Håndberegning gir nøyaktig samme y-koordinat som NovaFrame. Det er fordi både det korrekte og det forenklete tverrsnittet er symmetrisk om z-aksen.

Tverrsnitt	Håndberegnet	NovaFrame	Avvik	
	$C_0G_z[mm]$	$C_0G_z[mm]$	$[mm]$	
2050 mm	-831,8	-857,6	25,8	-3,0 %
2250 mm	-971,2	-996,1	24,9	-2,5 %
2850 mm	-1353,0	-1377,0	24,0	-1,7 %
3850 mm	-1960,1	-1984,0	23,9	-1,2 %
5250 mm	-2811,0	-2835,4	24,4	-0,9 %
7050 mm	-3909,6	-3934,7	25,1	-0,6 %

Tabell 10.3: Kontroll av massesenter om tverrsnittets z-akse

Tabell 10.3 viser at massesenteret etter håndberegningene ligger høyere i tverrsnittet enn verdiene fra NovaFrame. Dette er som forventet da forenklingen om horisontal overgurt øker arealet i øvre del av tverrsnittet.

10.1.3 Andre arealmoment

Tverrsnitt	Håndberegnet	NovaFrame	Avvik	
	$I_y[mm^4]$	$I_y[mm^4]$	$[mm^4]$	
2050 mm	$2,329 * 10^{12}$	$2,221 * 10^{12}$	$1,083 * 10^{11}$	4,9 %
2250 mm	$3,110 * 10^{12}$	$2,977 * 10^{12}$	$1,330 * 10^{11}$	4,5 %
2850 mm	$5,967 * 10^{12}$	$5,760 * 10^{12}$	$2,067 * 10^{11}$	3,7 %
3850 mm	$1,283 * 10^{13}$	$1,249 * 10^{13}$	$3,415 * 10^{11}$	2,7 %
5250 mm	$2,766 * 10^{13}$	$2,709 * 10^{13}$	$5,667 * 10^{11}$	2,1 %
7050 mm	$5,709 * 10^{13}$	$5,617 * 10^{13}$	$9,201 * 10^{11}$	1,6 %

Tabell 10.4: Kontroll av andre arealmoment om y-aksen

Tabell 10.4 viser økte verdier for I_y med håndberegning. Det skyldes både økt areal og endring i massesenterets y-koordinat.

Tverrsnitt	Håndberegnet	NovaFrame	Avvik	
	$I_z[mm^4]$	$I_z[mm^4]$	$[mm^4]$	
2050 mm	$1,423 * 10^{13}$	$1,407 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	1,1 %
2250 mm	$1,502 * 10^{13}$	$1,486 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	1,1 %
2850 mm	$1,705 * 10^{13}$	$1,689 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	1,0 %
3850 mm	$2,000 * 10^{13}$	$1,984 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	0,8 %
5250 mm	$2,388 * 10^{13}$	$2,372 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	0,7 %
7050 mm	$2,868 * 10^{13}$	$2,852 * 10^{13}$	$1,611 * 10^{11}$	0,6 %

Tabell 10.5: Kontroll av andre arealmoment om z-aksen

Avviket i beregning av I_z er konstant. Dette skyldes av at y-koordinaten til massesenteret ikke er endret. Avviket kommer derfor fra det økte arealet i det forenklede tverrsnittet som også var konstant for hvert tverrsnitt.

10.1.4 Torsjonstregghetsmoment

Tverrsnitt	Håndberegnet $I_T [mm^4]$	NovaFrame $I_T [mm^4]$	Avvik $[mm^4]$		Forholdstall $I_{T,HB}/I_{T,NF}$
2050 mm	$4,646 * 10^{12}$	$1,629 * 10^{13}$	$1,165 * 10^{13}$	350,7 %	0,29
2250 mm	$5,794 * 10^{12}$	$1,783 * 10^{13}$	$1,204 * 10^{13}$	307,8 %	0,32
2850 mm	$9,334 * 10^{12}$	$2,265 * 10^{13}$	$1,331 * 10^{13}$	242,6 %	0,41
3850 mm	$1,582 * 10^{13}$	$3,233 * 10^{13}$	$1,651 * 10^{13}$	204,3 %	0,49
5250 mm	$2,582 * 10^{13}$	$5,081 * 10^{13}$	$2,499 * 10^{13}$	196,8 %	0,51
7050 mm	$3,956 * 10^{13}$	$8,469 * 10^{13}$	$4,513 * 10^{13}$	214,1 %	0,47

Tabell 10.6: Kontroll av torsjonstregghetsmoment

Tabell 10.6 viser at det er store forskjeller mellom torsjonstregghetsmoment beregnet for hånd og med NovaFrame. NovaFrame regner torsjonstregghetsmoment som $I_T = I_y + I_z$ mens håndberegningene antar lukket kassetverrsnitt uten bidrag fra flenser. NovaFrame har imidlertid en funksjon der en variabel som justerer I_T kan angis. Problemet er at dette kun er en variabel som gjelder for hele konstruksjonen og ikke en egen variabel for hvert element. I tabellen vises forholdet mellom håndberegning og NovaFrame. Siden disse ikke er konstante og det kun er mulig å endre en global verdi for I_t velges denne til den høyeste verdien, 0,51. Det betyr at torsjonstregghetsmomentet for tverrsnittet med høyde 5250 mm blir riktig, mens det fortsatt blir for høyt for de andre tverrsnittene. Dette er likevel riktigere enn uten korreksjon. Høy verdi av torsjonstregghetsmoment er konservativt da det resulterer i høyere torsjonsmoment

10.2 Statisk system

For å sjekke likevekt i det statiske systemet settes det på en fordelt last på 50 kN/m langs hele brubanen i NovaFrame, vist i figur 10.2

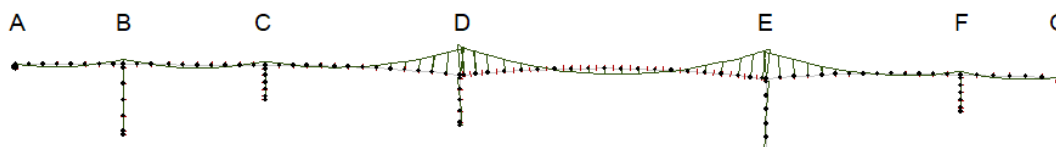


Figur 10.2: Jevnt fordelt last på 50 kN/m langs hele brubanen

50 kN/m ganger lengden på brua i x-retning lik 375 meter gir en total kraft på 18750 kN. Tabell 10.7 viser at summasjon av opplagerreaksjonene i z-retning gir en total på 18833,33 kN. Som det fremkommer av figuren følger lasten kurvaturen til elementene som øker lengden noe. I tillegg har brua horisontal kurvatur som gjør at brulengden er lenger enn 375 meter. Dette forklarer den økte totale kraften fra den fordelte lasten. Tabellen viser også at summen av krefter i x-, og y-retning er tilnærmet lik null som er å forvente.

Opplager	P_x [kN]	P_y [kN]	P_z [kN]
A	1,32	4,28	728,27
B	28,62	-4,70	2600,33
C	-41,68	-0,58	2296,26
D	526,82	0,77	5189,17
E	-392,39	0,16	5240,14
F	-122,70	-0,12	2086,14
G	0,00	0,19	693,02
Sum	-0,01	0	18 833,33

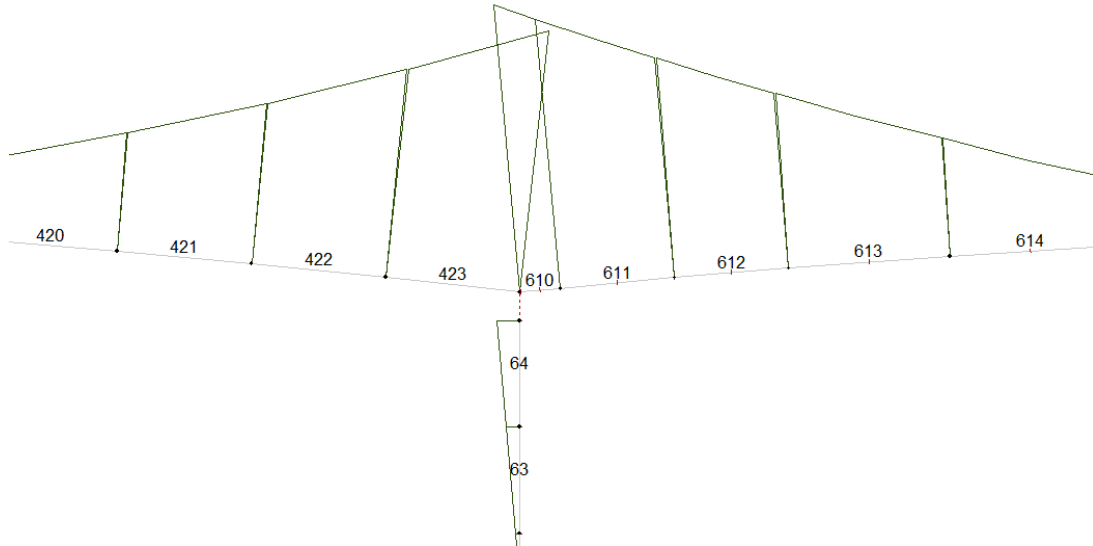
Tabell 10.7: Opplagerreaksjon for 50 kN/m fra NovaFrame



Figur 10.3: Momentdiagram fra jevnt fordelt last på 50 kN/m langs hele brubanen

Figur 10.3 viser momentdiagram fra den jevnt fordelte lasten. Randbetingelsene i akse A og G er modellert som glidelager og som forventet går momentet mot null her. Knutepunktene mellom søyle og bru i de andre aksene er modellert monolittisk så her

skal momentene fra søyleelementet og de to bruelementene skape likevekt. I figur 10.4 er knutepunkt i akse D vist samt tabell 10.8 med tilhørende elementers lastvirkning



Figur 10.4: Knutepunkt mellom brubane og søyle i akse D

Element	X/L	Aksial [kN]	Skjær [kN]	Bøying [kNm]
64	0	-5188,41	-532,28	3022,27
64	1	-5188,41	-532,28	5113,72
423	0	-230,76	2178,84	-45006,24
423	1	-258,54	2428,84	-56596,32
610	0	-775,87	-2685,02	-62277,04
610	1	-768,81	-2610,02	-58288,23

Tabell 10.8: Lastvirkning i knutepunkt D

Differansen i skjærkraft mellom de to bruelementene:

$$\Delta V = -2685,02 - 2428,84 = -5113,86 \text{ kN} \quad (10.1)$$

tilsvarer tilnærmet aksialkraften i søyleelementet lik -5188.41 kN

Momentlikevekten blir:

$$\Sigma M = 62277,04 - 56596,32 - 5113,72 = 567 \text{ kNm} \neq 0 \quad (10.2)$$

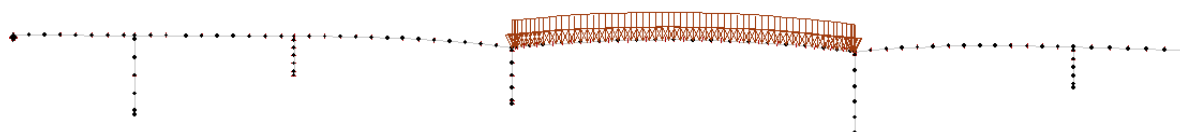
Forskjellen kommer av bidraget fra skjærkraften i søylen. Knutepunktet er modellert med master-slave-noder. Eksentrisiteten fra tuppen av element 64 til knutepunktet er

1,07 meter. Momentet fra skjærkraften i søylen blir da:

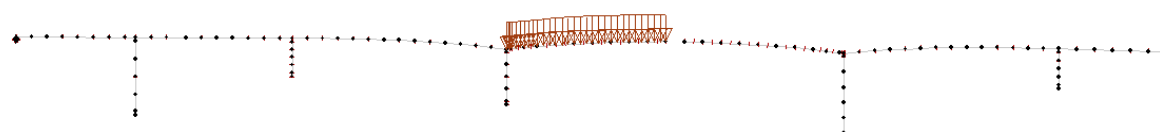
$$M = -532,28 * 1,07 = -569,5 \text{ kNm} \quad (10.3)$$

Dette betyr at momentlikevekten går opp.

For å sjekke størrelsen på resultatene fra last lages det to nye lasttilfeller. Et med last kun i hovedspenn og et tilfelle før sammenkobling med last kun på en utkrager. Begge tilfellene har jevnt fordelt last på 50 kN/m og er vist i figur 10.5 og 10.6

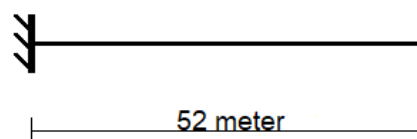
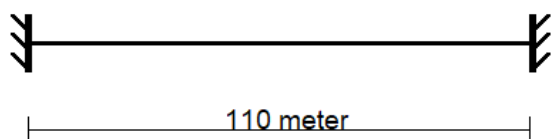


Figur 10.5: Jevnt fordel last på 50 kN/m i hovedspenn



Figur 10.6: Jevnt fordel last på 50 kN/m på venstre utkrager før sammenkobling

Tilfellene er sammenlignet med tilsvarende forenklete modeller med fast innspenning i steden for søyle, se figur 10.7 og 10.8 Resultatene fra sammenligningene er vist under.



Figur 10.7: Forenklet modell av hovedspenn

Figur 10.8: Forenklet modell av utkrager i fase 10

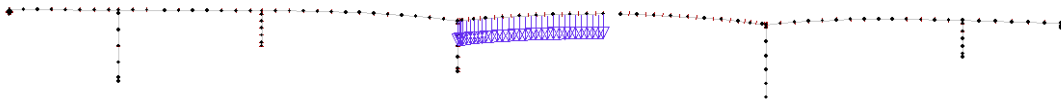
Lasttilfelle	Forenklet modell		NovaFrame	
	Søylemoment [kNm]	Feltmoment [kNm]	Søylemoment [kNm]	Feltmoment [kNm]
Hele hovedspenn	-50416,67	25208,33	-56806,85	16048,42
Utkrager	-67600	0.00	-67649,61	0,00

Tabell 10.9: Lastvirkning fra forenklet modell

Tabellen viser at for tilfellet med utkrager er resultatene tilnærmet like, med at det er et lite avvik i tilfellet med last i hele hovedspennet. Dette skyldes av at stivheten i NovaFrame-modellen ved søylene er mye større enn stivheten midt i feltet. Dette gjør at momentet øker over søyle og minker i hovedspenn. Differansen mellom søylemoment og feltmoment er ca 75000 kNm i begge tilfeller som tyder på at NovaFrame regner moment korrekt.

10.3 Egenvekt

I NovaFrame påføres egenvekt ved å angi tyngdetetthet lik 25 kN/m^3 til hvert element. Da egenvekt er en stor last er det valgt å kontrollere at dette blir gjort riktig ved å regne på tilfelle med egenlast kun på en utkrager før sammenkobling.

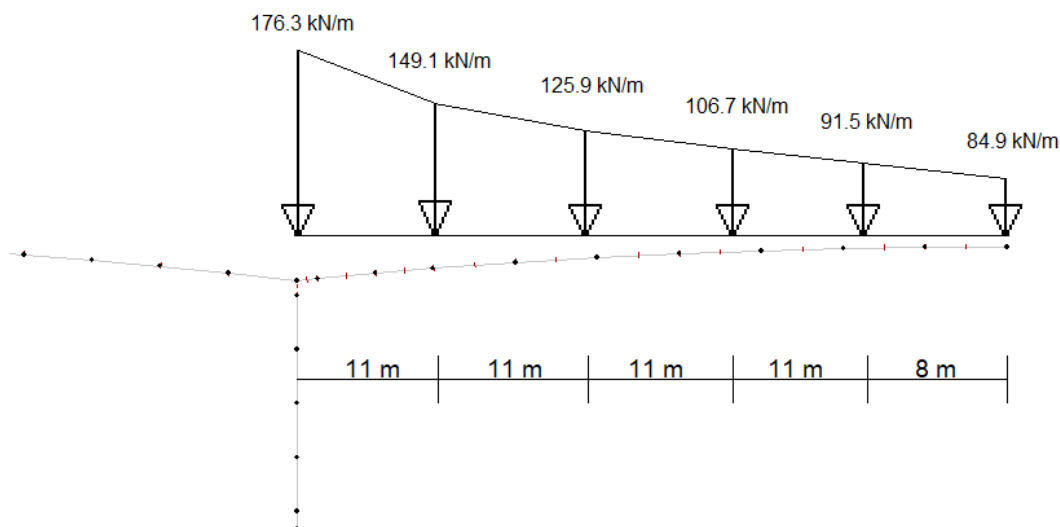


Figur 10.9: Egenvekt kun påført på venstre utkrager i fase 10

Håndberegningene er gjort ved å gange de seks arealene beregnet tidligere med 25 kN/m^3 og anta lineær overgang mellom de seks snittene i hovedspenn.

Tverrsnitt	Areal $A_c [mm^2]$	Last [kN/m]
2050 mm	$3,396 \times 10^6$	84,9
2250 mm	$3,660 \times 10^6$	91,5
2850 mm	$4,268 \times 10^6$	106,7
3850 mm	$5,036 \times 10^6$	125,9
5250 mm	$5,964 \times 10^6$	149,1
7050 mm	$7,052 \times 10^6$	176,3

Tabell 10.10: Last fra egenvekt



Figur 10.10: Håndberegnet egenvekt på utkrager i fase 10

Avstanden mellom kraftpilene er 11 meter bortsett fra mellom de to ytterste, der er avstanden 8 meter. Senter av hovedspennet er 55 meter fra søyle, men i NovaFrame er FFB-elementene 6 meter, så ved å fjerne det midterste blir utkrageren 52 meter. Resultatene fra sammenligning av egenvekt på utkrager blir:

	Håndberegning [kNm]	NovaFrame [kNm]
Søylemoment	-144927,73	-144075,34

Tabell 10.11: Moment egenvekt utkrager

Håndberegningene overestimerer søylemomentet noe fordi de håndberegnete arealene er litt større enn det NovaFrame regner med. Tatt det i betraktning viser resultatene at NovaFrame regner egenvekt fra tyngdetetthet og tverrsnittsgeometri som forventet.

10.4 Vindlast

Det er ikke gjort kontroll av alle variable laster, men det er valgt å sjekke vindlast da det var stor usikkerheten knyttet til NovaFrames håndtering av vindlast. Inndata for vindlast i NovaFrame består av basisvindhastighet, terrengkategori, vindretning og terrenghøyde. Det ble i tillegg angitt vindkraftfaktorer for drag, løft og torsjon fra løftekraft. Vindlast er beskrevet nøyere i kapittel 7.2.4 og vindberegning finnes i vedlegg D. I tabell 10.12 er noen verdier for det midterste element i FFB-delen.

KAPITTEL 10. VERIFIKASJON AV MODELL I NOVAFRAME

	Håndberegning [kNm]	NovaFrame [kNm]	Avvik
Vindkasthastighet	50,6 m/s	50,2 m/s	0,80 %
Dragkraft	6,95 kN/m	6,85 kN/m	1,46 %
Løftekraft	10,95 kN/m	10,78 kN/m	1,58 %

Tabell 10.12: Vindhastighet og vindkraft på element 620. Referansehøyde $z=31.85$ meter

Vindkreftene fra NovaFrame i tabell 10.12 er regnet ut fra spranget i skjærkraft i y- og z-retning i element 620. Avviket er lite nok til å anse at NovaFrame beregner vindkrefter som forventet.

Kapittel 11

Resultater

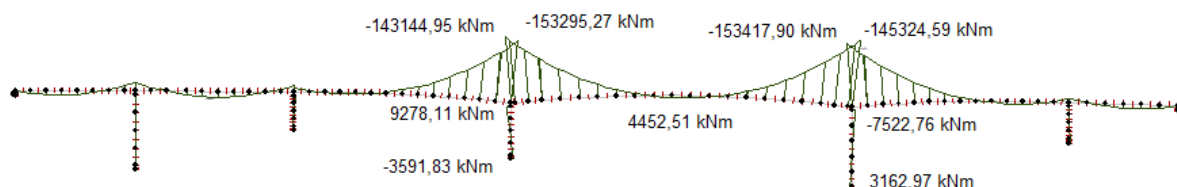
Som nevnt tidligere har fokuset i denne oppgaven kun vært å kontrollere bruddgrense i ferdigtilstand. I dette kapitlet presenteres resultatene fra analysene i NovaFrame, samt resultatet fra beregningen av den effektive skjærkraften i kassestegene basert på metodene presentert i kapittel 6. I figurer og tabeller er det oppgitt moment på begge sider av søyle. Her skal navnsettingen støtte DC bety moment over søyle D vendt mot akse C, og støtte DE bety moment over søyle D vendt mot akse E.

11.1 Ferdigtilstand

I dette delkapitlet presenteres momentdiagram for de individuelle lastene uten lastfaktorer.

11.1.1 Egenvekt

Figur 11.1 viser momentdiagram fra egenvekt direkte etter sammenkobling. Momentet er størst over støtte D og E og relativt lite i felt DE. Dette feltmomentet rett etter sammenkobling skyldes kun egenvekten til det siste elemente. Over tid vil kryp føre til at momentene omfordeles fra støtte til felt og lastsituasjonen vil nærme seg tilfellet som tilsvarende at hele brua ble støpt samtidig.

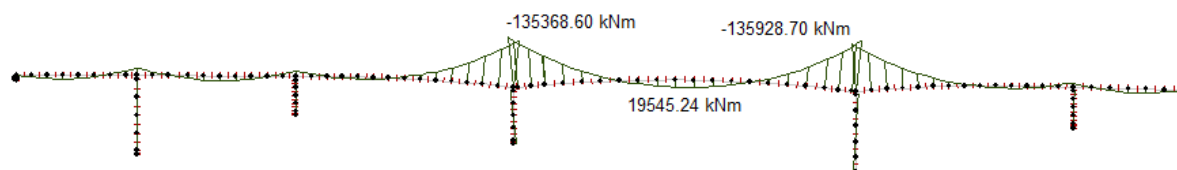


Figur 11.1: Momentdiagram fra egenvekt etter sammenkobling

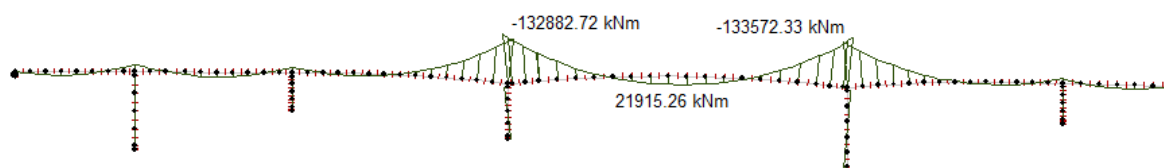
Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	4452,51
Støtte DC	-143144,95
Støtte DE	-153295,27
Støtte ED	-153417,90
Støtte EF	-145324,59
Søyletopp D	9278,11
Søylebunn D	-3591,83
Søyletopp E	-7522,76
Søylebunn E	3162,97

Tabell 11.1: Enkelte momenter fra egenvekt etter sammenkobling

Figur 11.2 viser momentdiagram fra egenvekt samt krypmoment fra egenvekt etter 100 år. Sammenlignes disse verdiene med verdier fra figur 11.3 som kun viser momentdiagram fra egenvekt på brua uten byggefaser, er det tydelig at verdiene er tilnærmet like. Etter lang tid vil verdiene i figur 11.2 nærme seg ytterligere.



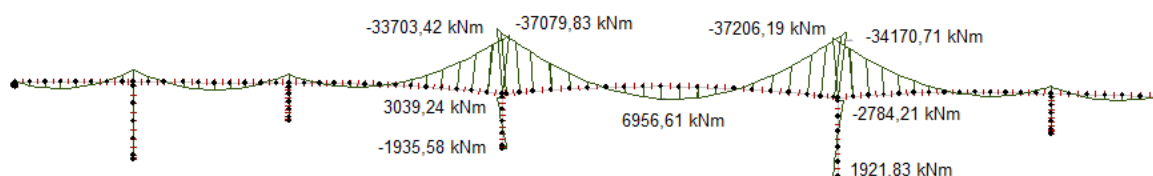
Figur 11.2: Momentdiagram fra egenvekt og kryp med byggefaser



Figur 11.3: Momentdiagram fra egenvekt uten byggefaser

11.1.2 Superegenvekt

Superegenvekten på brua består av betong fra påstøpt fortau, belegning på fortau og kjørebane og rekkverk. Superegenvekten er antatt påført kort tid etter sammenkobling.



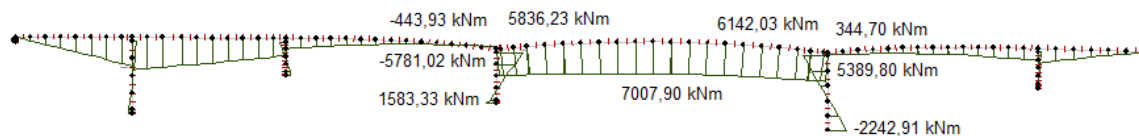
Figur 11.4: Momentdiagram fra superegenvekt etter sammenkobling

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	6956,61
Støtte DC	-33703,42
Støtte DE	-37079,83
Støtte ED	-37206,19
Støtte EF	-34170,71
Søyletopp D	3039,24
Søylebunn D	-1935,58
Søyletopp E	-2784,21
Søylebunn E	1921,83

Tabell 11.2: Enkelte momenter fra superegenvekt etter sammenkobling

11.1.3 Spennkabler

Etter første fase spennes kablene i overgurt og undergurt opp for de elementene som ble støpt på stilas. De resterende kablene i overgurt spennes opp suksessivt etter hver støpefase. Etter siste element er støpt og det er oppnådd sammenkobling spennes de siste kablene i overgurt opp, samt alle kablene i undergurt i hovedspennet. Dette fører til store tvangskrefter i hovedspennet. Figur 11.5 viser totalt tvangsmoment fra alle kabler.

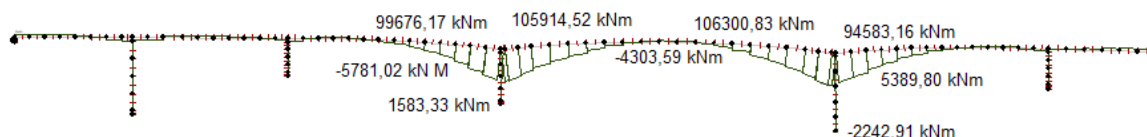


Figur 11.5: Tvangsmomentdiagram fra spennkabler

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	7007,90
Støtte DC	-443,93
Støtte DE	5836,23
Støtte ED	6142,03
Støtte EF	344,70
Søyletopp D	-5781,02
Søylebunn D	1583,33
Søyletopp E	5389,80
Søylebunn E	-2242,91

Tabell 11.3: Enkelte tvangsmomenter fra spennkabler

Det totale momentet fra spennkablene er sum av tvangs- og primærmoment. Momentdiagrammet er gitt i figur 11.6

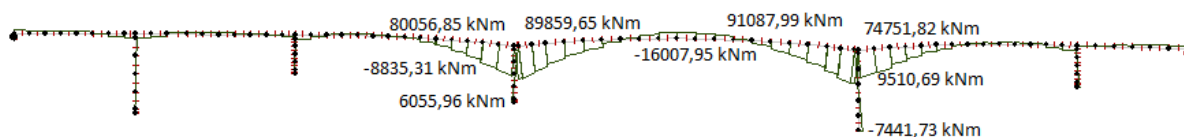


Figur 11.6: Totalt momentdiagram fra spennkabler etter sammenkobling

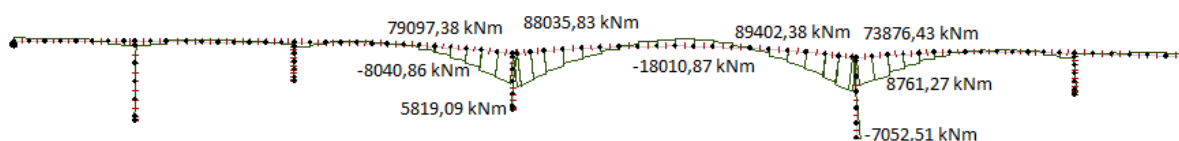
Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	-4303,59
Støtte DC	99676,17
Støtte DE	105914,52
Støtte ED	106300,83
Støtte EF	94583,16
Søyletopp D	-5781,02
Søylebunn D	1583,33
Søyletopp E	5389,80
Søylebunn E	-2242,91

Tabell 11.4: Enkelte momenter fra spennkabler etter sammenkobling

På samme måte som for egenvekt vil kryp føre til at kombinasjonen spennkabler og kryp fra spennkabler etter 100 år nærmer seg tilfellet der spennkabler blir påført uten byggefaser ved at støttemomentet reduseres og feltmomentet øker. Figur 11.7 viser momentdiagrammet for spennkabler med byggefaser og kryp fra spennkabler etter 100 år. Figur 11.8 viser momentdiagrammet for spennkabler uten byggefaser.



Figur 11.7: Momentdiagram for spennkabler og kryp etter 100 år



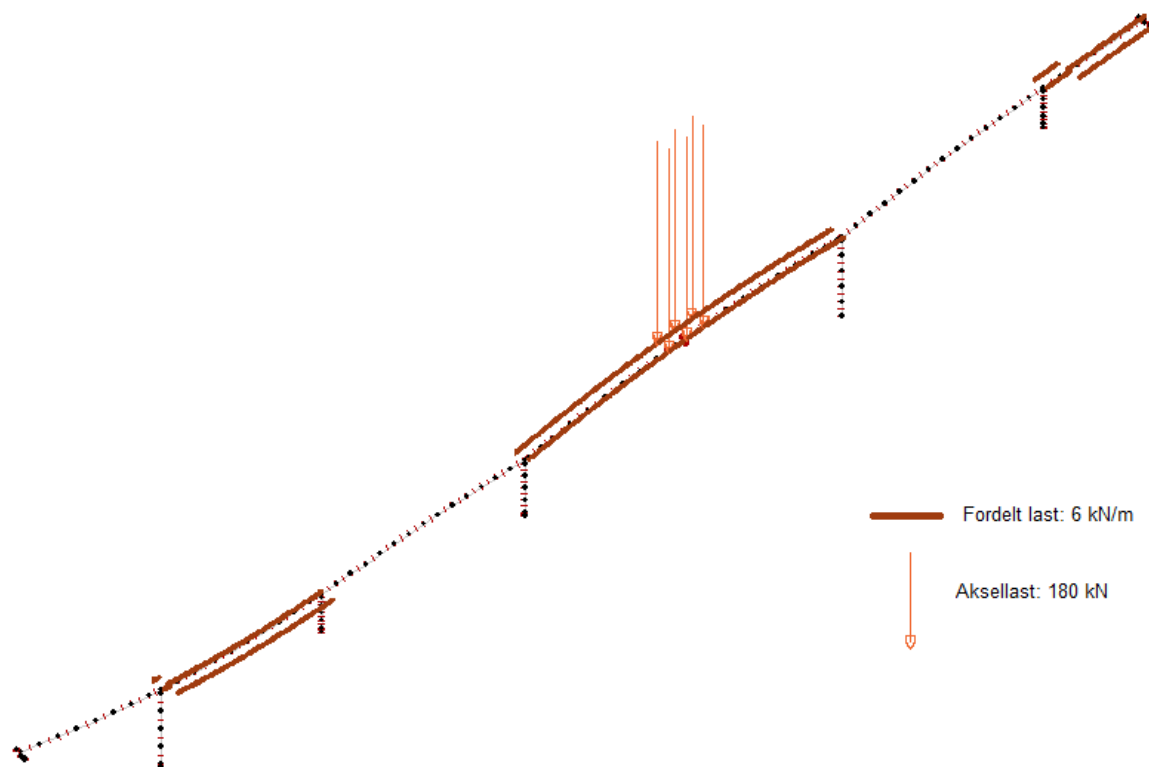
Figur 11.8: Momentdiagram for spennkabler uten byggefaser

11.1.4 Trafikk

NovaFrame regner automatisk verste plassering av trafikk og tilhørende lastvirkning for den reaksjonskraften som er av interesse.

Feltmoment fra trafikk

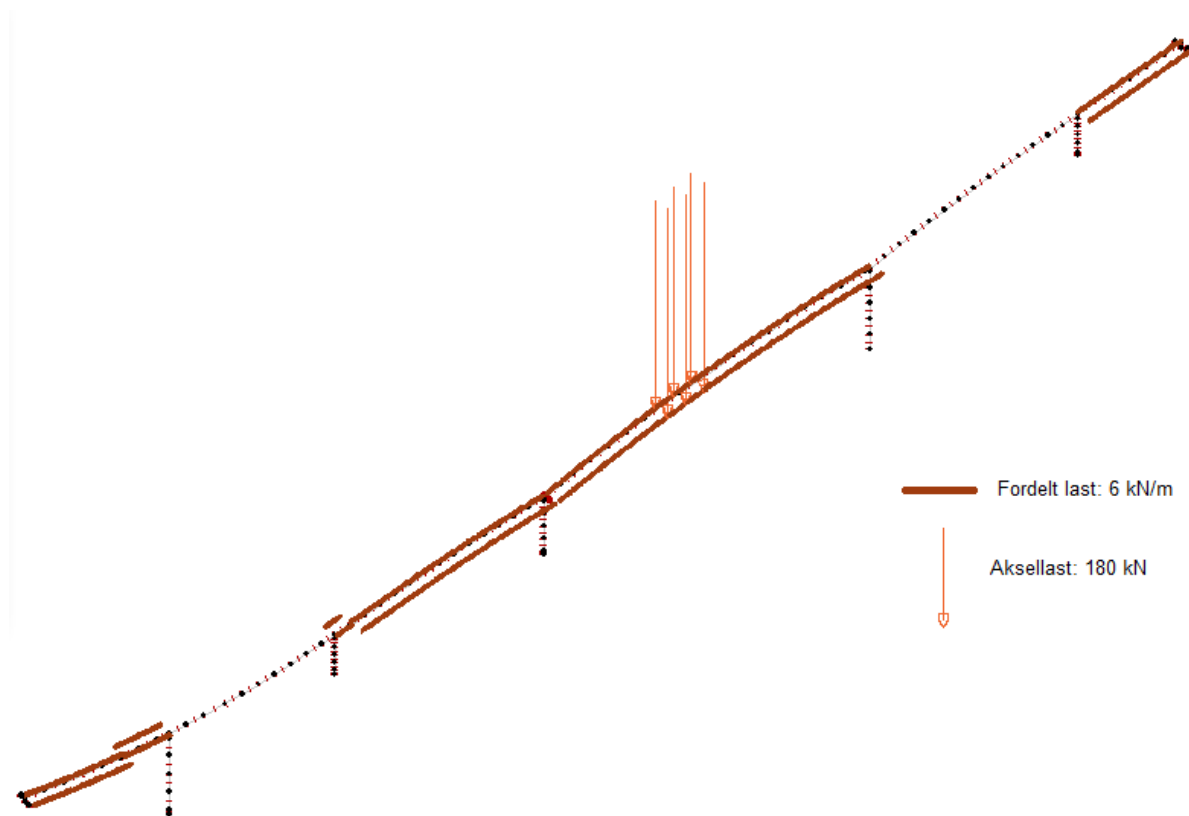
Plasseringen av trafikk i figur 11.9 gir et feltmoment i spenn DE på 12 337,83 kNm.



Figur 11.9: Plassering av trafikklast som gir størst feltmoment

Støttemoment fra trafikk

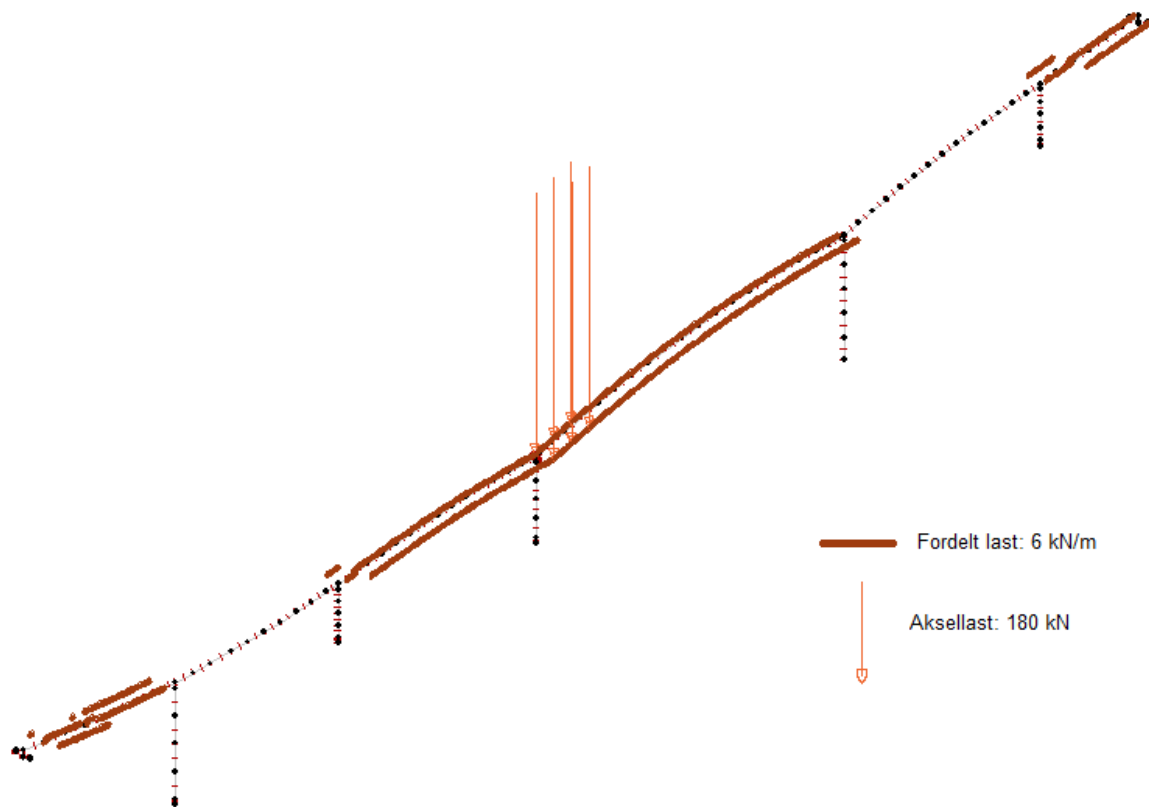
Plasseringen av trafikk i figur 11.10 gir et støttemoment over søyle D på -37 537,22 kNm.



Figur 11.10: Plassering av trafikklast som gir størst støttemoment

Skjærkraft fra trafikk

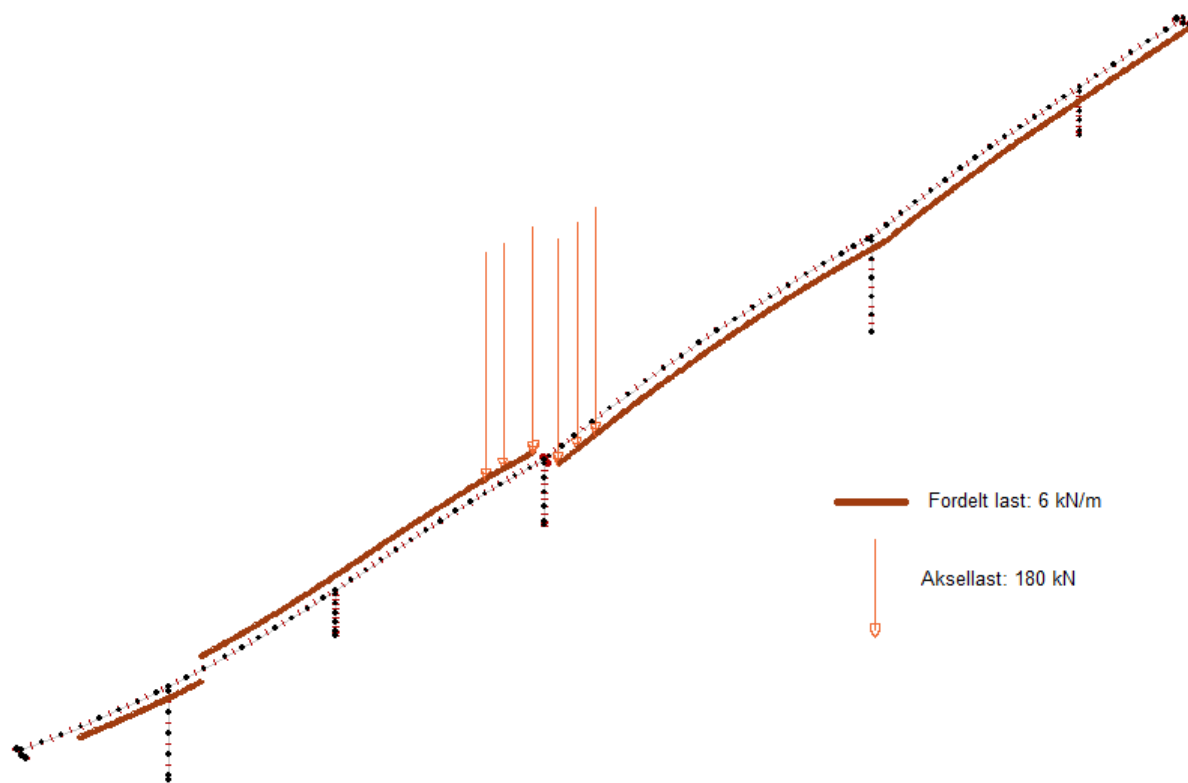
Plasseringen av trafikk i figur 11.10 gir en skjærkraft ved søyle D på -1 733,25 kN.



Figur 11.11: Plassering av trafikklast som gir størst skjærkraft

Torsjonsmoment fra trafikk

Plasseringen av trafikk i figur 11.12 gir et torsjonsmoment over søyle D på 3 308,07 kNm.



Figur 11.12: Plassering av trafikklast som gir størst torsjonsmoment

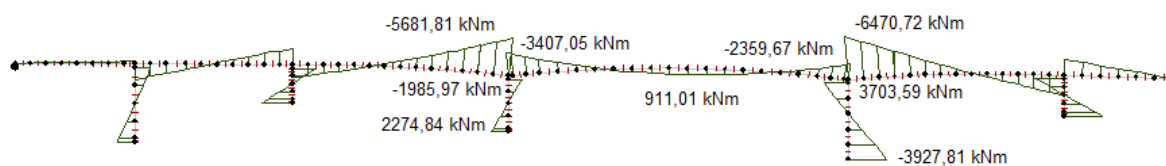
11.1.5 Temperatur

NovaFrame beregnet verste temperaturlast som gir størst feltmoment til kombinasjon av kontraksjon og gradient med varmest overside der jevn temperaturandel er dimensjonerende. Kombinasjonen som gir verst resultat av ligningene 7.4 og 7.5 blir dermed:

$$\omega_M \Delta T_{M, \text{varm}} + \Delta T_{N, \text{kon}} \quad (11.1)$$

der:

- $\omega_M = 0,75$
- $\Delta T_{M, \text{varm}} = 7^\circ\text{C}$
- $\Delta T_{N, \text{kon}} = -25^\circ\text{C}$



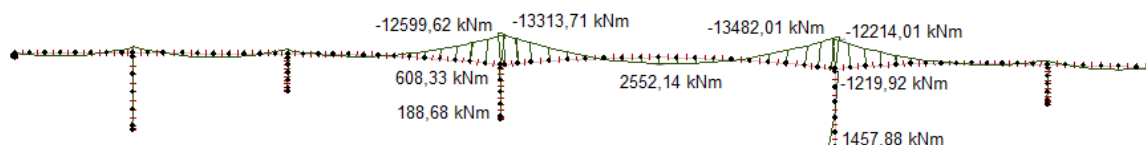
Figur 11.13: Momentdiagram fra verste temperaturkombinasjon

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	911,01
Støtte DC	-5681,81
Støtte DE	-3407,05
Støtte ED	-2359,67
Støtte EF	-6470,72
Søyletopp D	-1985,97
Søylebunn D	2274,84
Søyletopp E	3703,59
Søylebunn E	-3927,81

Tabell 11.5: Enkelte momenter fra verste temperaturkombinasjon

11.1.6 Vind

Vind kan komme fra alle retninger, men for Kjøkøysund bru er det mest ugunstige tilfelle vind vinkelrett på brua. Vindlasten fører til bøyning om alle akser på grunn av drag, løft og eksentrisitet av løft. Løftekraften kan virke i positiv eller negativ vertikalretning, og det er negativ vertikalretning som gir ugunstig bidrag på bøyemomentet.



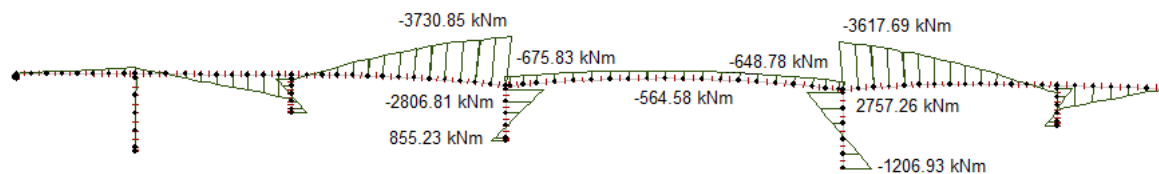
Figur 11.14: Momentdiagram fra løftekraft i negativ vertikalretning

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	2552,14
Støtte DC	-12599,62
Støtte DE	-13313,71
Støtte ED	-13482,01
Støtte EF	-12214,01
Søyletopp D	608,33
Søylebunn D	188,68
Søyletopp E	-1219,92
Søylebunn E	1457,88

Tabell 11.6: Enkelte momenter fra vindlast vinkelrett på brua

11.1.7 Kryp

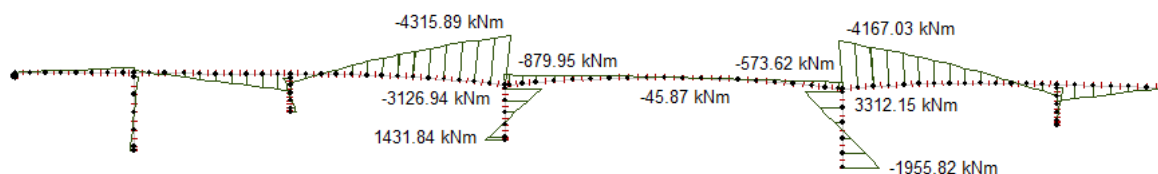
Lastene som fører til kryp er egenvekt, superegenvekt og oppspenningslast. I figur 11.15, 11.16, 11.17 og 11.18 vises diagrammer for krypmoment etter sammenkobling, 1 år, 50 år og etter 100 år. Av figurene fremkommer det at feltmomentet øker med tiden og at støttemomentet mot bruendene øker, mens støttemomentet på FFB-siden av støtten reduseres. De store søylemomentene i søyle D og E og momentene over søylene mot sidespennene kommer trolig på grunn av aksialtøyning på grunn av kryptet. Lastene er størst etter 100 år, men økningen fra 50 år er veldig liten. Det er fordi det meste av kryptet skjer i tidlig alder.



Figur 11.15: Krypmoment etter sammenkobling

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	-564,58
Støtte DC	-3730,85
Støtte DE	-675,83
Støtte ED	-648,78
Støtte EF	-3617,69
Søyletopp D	-2806,81
Søylebunn D	855,23
Søyletopp E	2757,26
Søylebunn E	-1206,93

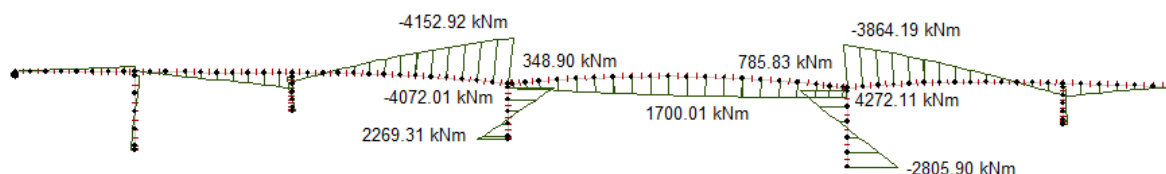
Tabell 11.7: Enkelte krypmomenter etter sammenkobling



Figur 11.16: Krypoment etter 1 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	-45,87
Støtte DC	-4315,89
Støtte DE	-879,95
Støtte ED	-573,62
Støtte EF	-4167,03
Søyletopp D	-3126,94
Søylebunn D	1431,84
Søyletopp E	3312,15
Søylebunn E	-1955,82

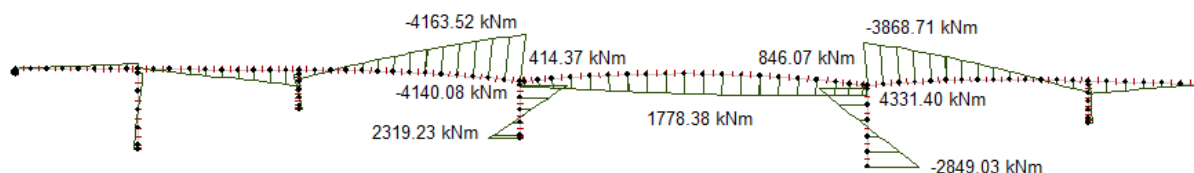
Tabell 11.8: Enkelte momenter fra kryp etter 1 år



Figur 11.17: Krypmoment etter 50 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	1700,01
Støtte DC	-4152,92
Støtte DE	348,90
Støtte ED	785,83
Støtte EF	-3864,19
Søyletopp D	-4072,01
Søylebunn D	2269,31
Søyletopp E	4272,11
Søylebunn E	-2805,90

Tabell 11.9: Enkelte momenter fra kryp etter 50 år



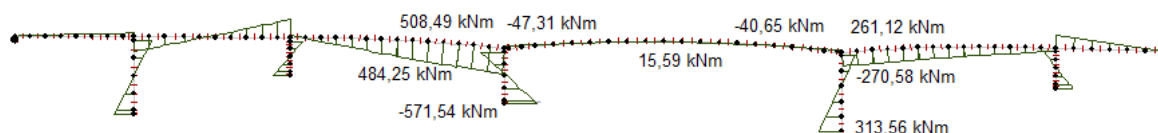
Figur 11.18: Krypmoment etter 100 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	1778,38
Støtte DC	-4163,52
Støtte DE	414,37
Støtte ED	846,07
Støtte EF	-3868,71
Søyletopp D	-4140,08
Søylebunn D	2319,23
Søyletopp E	4331,40
Søylebunn E	-2849,03

Tabell 11.10: Enkelte momenter fra kryp etter 100 år

11.1.8 Svinn

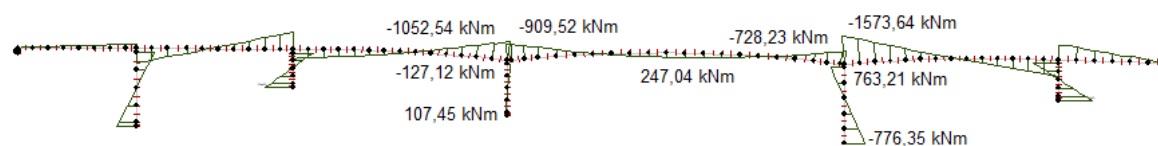
I figur 11.19, 11.20, 11.21 og 11.22 vises momentdiagrammer for svinn etter sammenkobling og etter 1, år, 50 år og 100 år. Momentdiagrammet har samme form, men momentene øker med tiden. Mesteparten av svinn skjer i tidlig alder. Det vises i den marginale forskjellen i moment mellom 50 og 100 år.



Figur 11.19: Totalt momentdiagram fra svinn etter sammenkobling

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	15,59
Støtte DC	508,49
Støtte DE	-47,31
Støtte ED	-40,65
Støtte EF	261,12
Søyletopp D	484,25
Søylebunn D	-571,54
Søyletopp E	-270,58
Søylebunn E	313,56

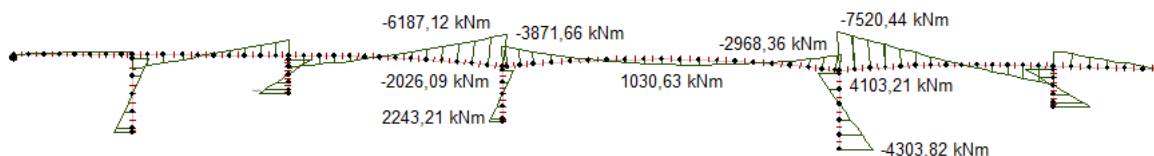
Tabell 11.11: Enkelte momenter fra svinn etter sammenkobling



Figur 11.20: Totalt momentdiagram fra svinn etter 1 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	247,04
Støtte DC	-1052,54
Støtte DE	-909,52
Støtte ED	-728,23
Støtte EF	-1573,64
Søyletopp D	-127,12
Søylebunn D	107,45
Søyletopp E	763,21
Søylebunn E	-776,35

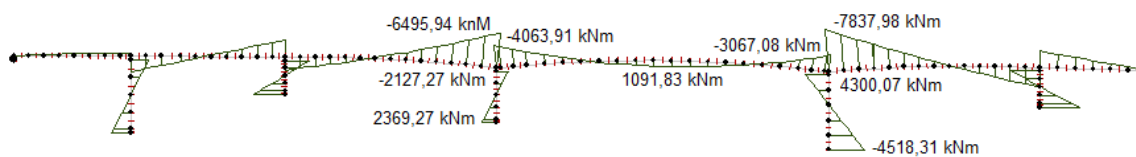
Tabell 11.12: Enkelte momenter fra svinn etter 1 år



Figur 11.21: Totalt momentdiagram fra svinn etter 50 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	1030,63
Støtte DC	-6187,12
Støtte DE	-3871,66
Støtte ED	-2968,36
Støtte EF	-7520,44
Søyletopp D	-2026,09
Søylebunn D	2243,21
Søyletopp E	4103,21
Søylebunn E	-4303,82

Tabell 11.13: Enkelte momenter fra svinn etter 50 år



Figur 11.22: Totalt momentdiagram fra svinn etter 100 år

Posisjon	Moment [kNm]
Felt DE	1091,83
Støtte DC	-6495,94
Støtte DE	-4063,91
Støtte ED	-3067,08
Støtte EF	-7837,98
Søyletopp D	-2127,27
Søylebunn D	2369,27
Søyletopp E	4300,07
Søylebunn E	-4518,31

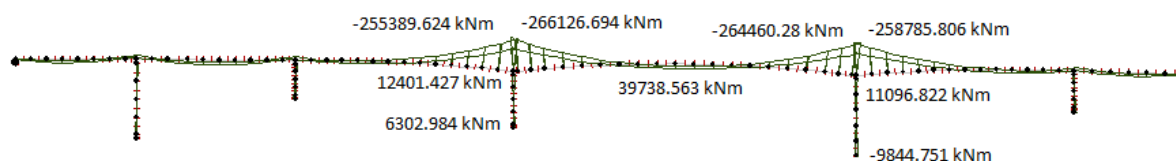
Tabell 11.14: Enkelte momenter fra svinn etter 100 år

11.2 Bruddgrensetilstand

Lastene kombineres i NovaFrame i henhold til kapittel 8. For bøyemoment inkluderes bare tvangskrefter fra spennkablene da primærkreftene inngår i momentkapasitetsberegningen. For de resterende reaksjonskreftene inkluderes både tvangs- og primærmoment fra spennkabler.

11.2.1 Bøyemoment

Figur 11.23 og tabell 11.15 viser verdier for største bøyemoment i bruddgrensetilstand.



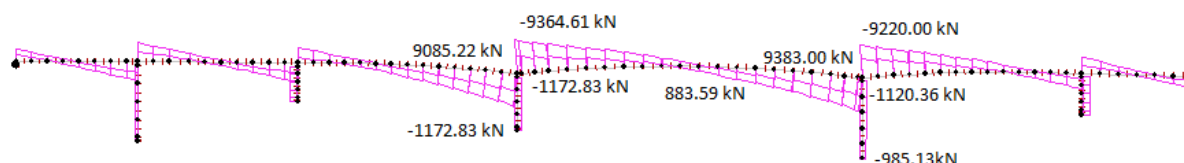
Figur 11.23: Største bøyemoment i bruddgrensetilstand

Last	Feltmoment		Støttemoment	
	6.10.a, trafikk		6.10.a, trafikk	
	Kombinasjonsfaktor	[kNm]	Kombinasjonsfaktor	[kNm]
Egenlast	1,15	13 120,5	1,15	-218 934,4
Spennkabler (tvang)	1,1	7 708,7	0,9	52 52,6
Vind	0,0	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0
Trafikk	1,3	16 039,2	1,3	-48 798,4
Kryp egenlast	1,0	13 482,7	1,0	16 469,4
Kryp spennkabler	1,0	-11 704,4	1,0	-16 054,8
Svinn	1,0	1 091,8	1,0	-4 063,8
Total		39 738,56		-266 126,69

Tabell 11.15: Kombinasjonsfaktorer og momenter i bruddgrensetilstand

11.2.2 Skjærkraft

Figur 11.24 og tabell 11.16 viser verdier for største skjærkrefter i bruddgrensetilstand.



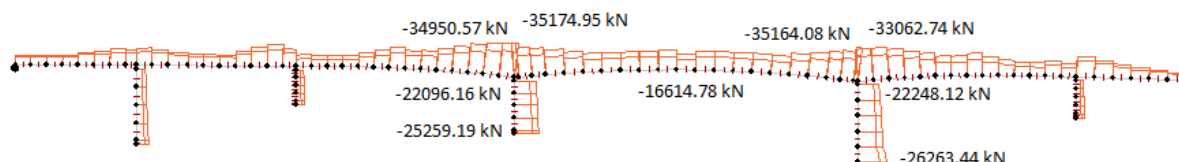
Figur 11.24: Største skjærkrefter i bruddgrensetilstand

Last	Felt		Støtte	
	6.10.a, trafikk		6.10.a, trafikk	
	Kombinasjonsfaktor	[kN]	Kombinasjonsfaktor	[kN]
Egenlast	1,15	0,5	1,15	-9501,4
Spennkabler	1,1	69,9	0,9	2603,0
Vind	0,0	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0
Trafikk	1,3	826,1	1,3	-2 253,3
Kryp egenlast	1,0	3,6	1,0	99,3
Kryp spennkabler	1,0	-7,7	1,0	-142,9
Svinn	1,0	-9,2	1,0	-169,4
Total		883,59		-9 364,61

Tabell 11.16: Kombinasjonsfaktorer og skjærkrefter i bruddgrensetilstand

11.2.3 Aksialkraft

Figur 11.25 og tabell 11.17 viser verdier for største aksialkraft i bruddgrensetilstand.



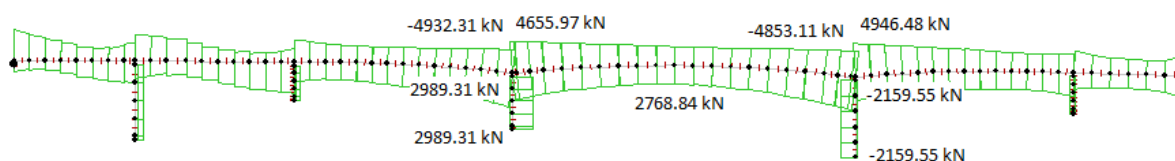
Figur 11.25: Største aksialkrefter i bruddgrensetilstand

Last	Felt		Støtte	
	6.10.a, temperatur		6.10.a, temperatur	
	Kombinasjonsfaktor	[kN]	Kombinasjonsfaktor	[kN]
Egenlast	1,15	534,7	1,15	1 430,6
Spennkabler	1,1	-16 835,1	1,1	-34 494,5
Vind	0,0	0,0	0,0	0,0
Temperatur	1,0	-1 139,0	1,0	-1 131,7
Trafikk	0,0	0,0	0,0	0,0
Kryp egenlast	1,0	907,3	1,0	-901,8
Kryp spennkabler	1,0	1 281,8	1,0	1 273,9
Svinn	1,0	1 519,3	1,0	1 509,9
Total		-16 614,78		-35 174,95

Tabell 11.17: Kombinasjonsfaktorer og aksialkrefter i bruddgrensetilstand

11.2.4 Torsjonsmoment

Figur 11.26 og tabell 11.18 viser verdier for største torsjonsmoment i bruddgrensetilstand.



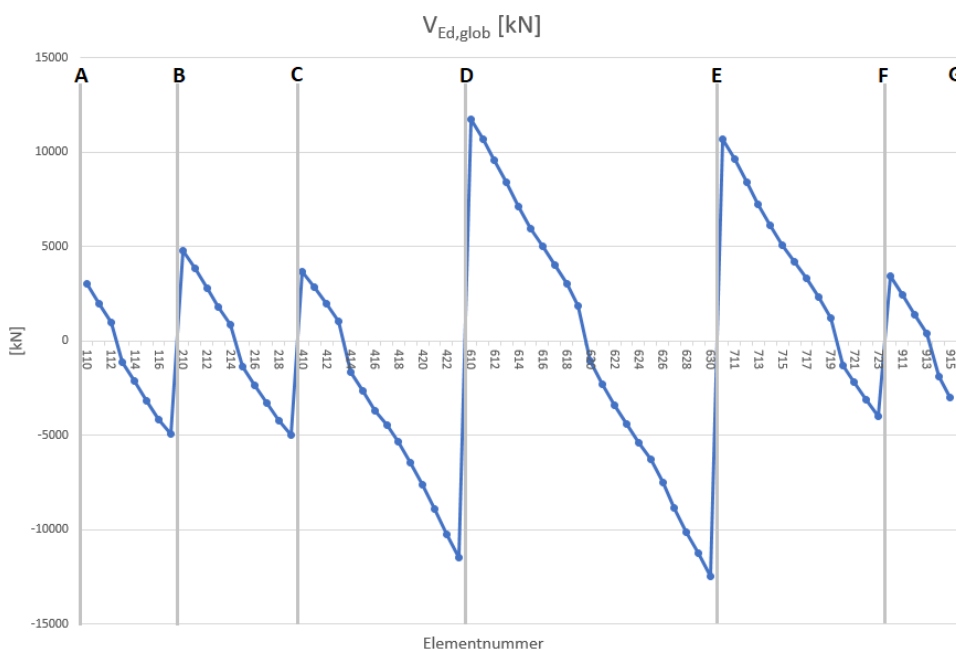
Figur 11.26: Største torsjonsmoment i bruddgrensetilstand

Last	Feltmoment		Støttemoment	
	6.10.a, trafikk		6.10.b, trafikk dominerende	
	Kombinasjonsfaktor	[kNm]	Kombinasjonsfaktor	[kNm]
Egenlast	1,0	0,0	1,0	0,6
Spennkabler	1,1	0,3	1,0	-10
Vind	0,0	0,0	0,8	1 344,9
Temperatur	0,0	0,0	0,8	1,5
Trafikk	1,3	2 759,3	1,2	3 609,1
Kryp egenlast	1,0	-1,7	1,0	-0,3
Kryp spennkabler	1,0	1,7	1,0	3
Svinn	1,0	9,4	1,0	-2,3
Total	2 768,84		4 946,47	

Tabell 11.18: Kombinasjonsfaktorer og torsjonsmoment i bruddgrensetilstand

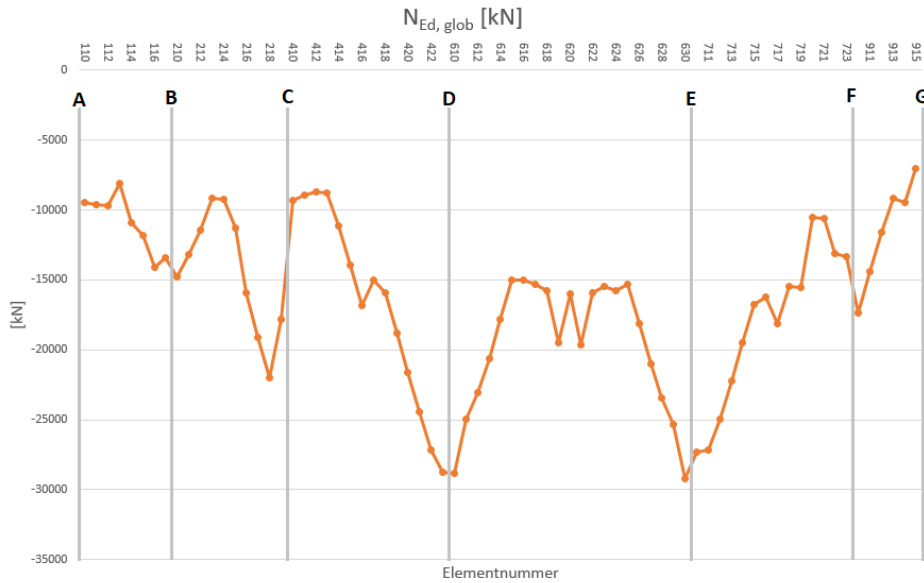
11.3 Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru

Som beskrevet i kapittel 6 er det nødvendig å beregne den globale skjær- og aksialkraften for finne den effektive skjærkraften som må tas opp i kassestegene til Kjøkøysund bru. Figur 11.27 og 11.28 illustrer den globale skjær- og aksialkraften ved maksimal skjærbelastning.



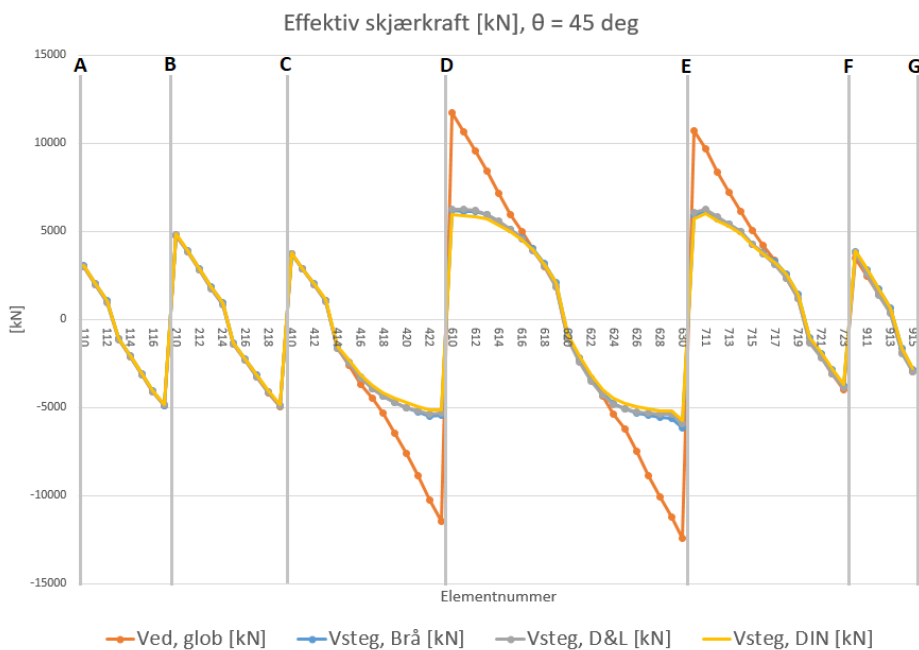
Figur 11.27: Global skjærkraft for Kjøkøysund bru

KAPITTEL 11. RESULTATER

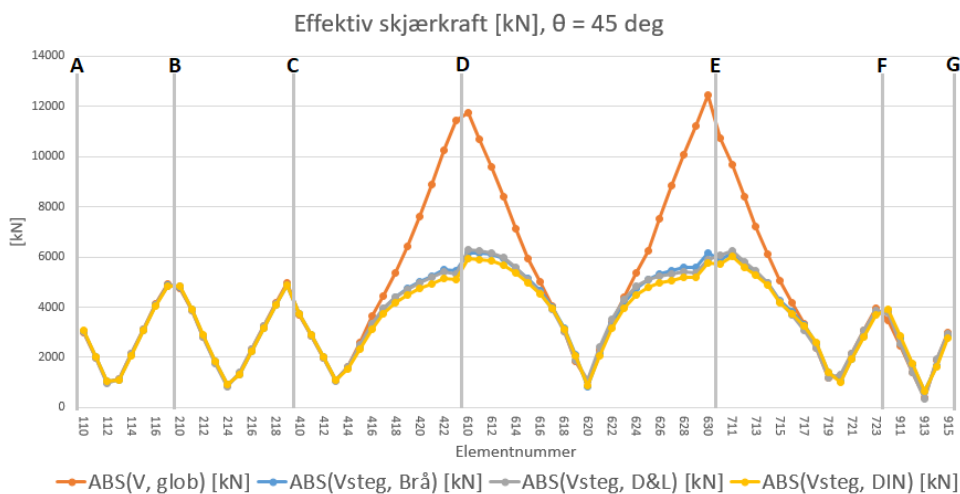


Figur 11.28: Global aksialkraft for Kjøkøysund bru

Den effektive skjærkraften beregnes med de tre analytiske metodene presentert i kapittel 6: Brås, Dilger & Langohr (1997) og tradisjonell metode fra DIN 1045-01 (2001). Den effektive skjærkraften langs brulengden er vist i figurene under. Figur 11.29 og 11.30 er for $\theta = 45^\circ$, og Figur 11.31 og 11.32 for $\theta = 26.6^\circ$. Det er viktig å presisere at verdiene i figurene er den totale effektive skjærkraften som må tas opp av begge kassestegene til sammen.



Figur 11.29: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$.



Figur 11.30: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. Absoluttverdi. $\theta = 45^\circ$.

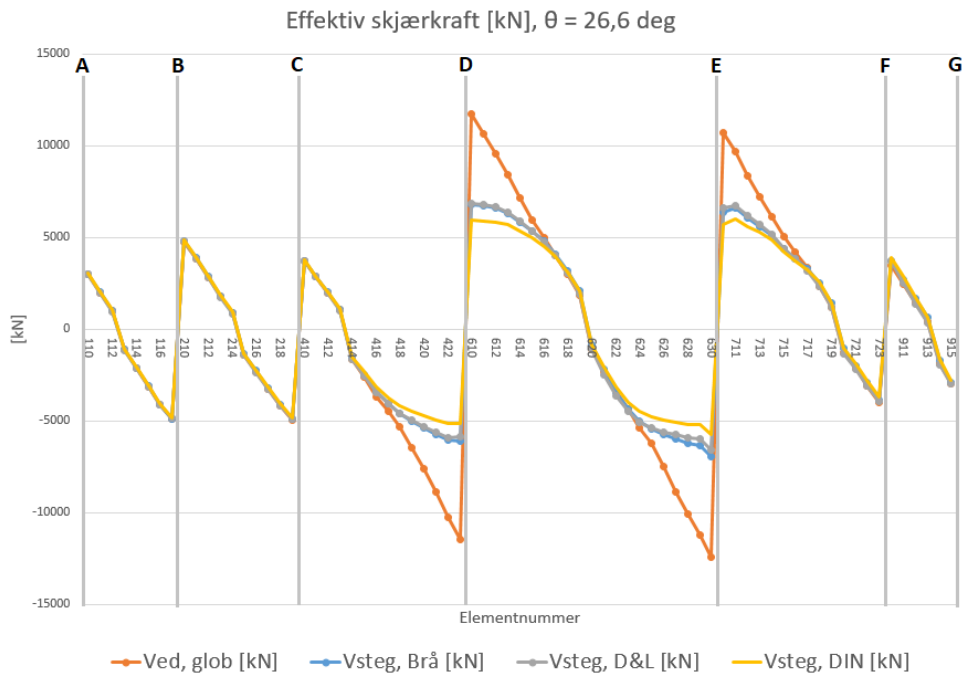
Den effektive skjærkraften ved $\theta = 45^\circ$ for elementene tilknyttet søyle D og E er oppsummert i tabell 11.19.

Element	V_{Ed} [kN]				Diff: $V_{Ed,global} - V_{Ed,i}$ [kN]		
	Global	Brå	D&L	DIN	Brå	D&L	DIN
423	-11449,52	-5439,92	-5318,54	-5124,44	-6009,60	-6130,98	-6325,08
610	11748,68	6169,14	6277,08	5925,13	5579,54	5471,60	5823,55
630	-12440,28	-6156,16	-5917,18	-5757,53	-6284,12	-6523,10	-6682,75
710	10719,46	5875,52	6088,90	5714,75	4843,94	4630,56	5004,71

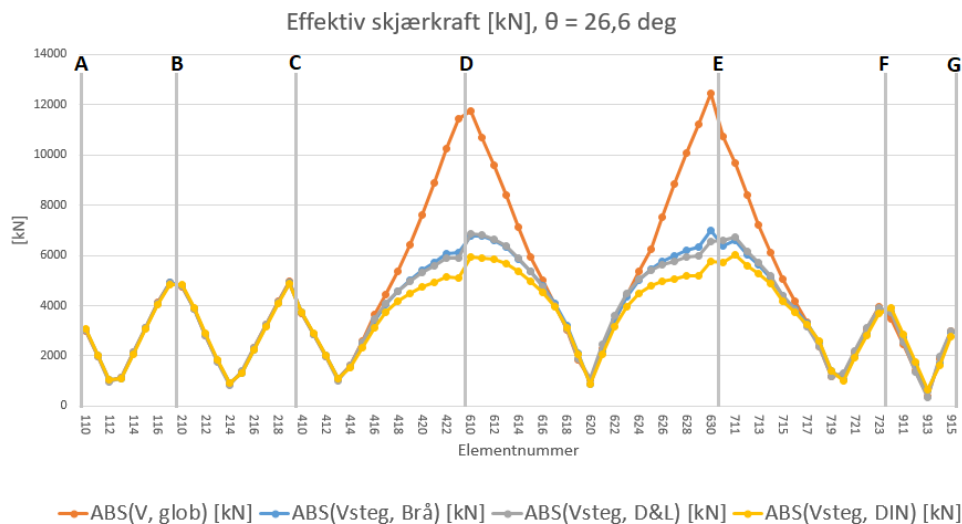
Tabell 11.19: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 45^\circ$

KAPITTEL 11. RESULTATER

Den effektive skjærkraften for $\theta = 26.6^\circ$:



Figur 11.31: Effektiv skjærkraft for Kjøløyssund bru. $\theta = 26.6^\circ$.



Figur 11.32: Effektiv skjærkraft for Kjøløyssund bru. Absoluttverdi. $\theta = 26.6^\circ$.

Den effektive skjærkraften ved $\theta = 26.6^\circ$ for elementene tilknyttet søyle D og E er oppsummert i tabell 11.20.

Element	V_{Ed} [kN]				Diff: $V_{Ed,global} - V_{Ed,i}$ [kN]		
	Global	Brå	D&L	DIN	Brå	D&L	DIN
423	-11449,52	-6098,84	-5879,12	-5124,44	-5400,68	-5620,4	-6325,08
610	11748,68	6768,01	6857,72	5925,13	4980,67	4890,96	5823,55
630	-12440,28	-6978,13	-6571,51	-5757,53	-5462,15	-5868,77	-6682,75
710	10719,46	6360,44	6607,56	5714,75	4359,02	4111,90	5004,71

Tabell 11.20: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru. $\theta = 26.6^\circ$.

Tabell 11.19 og 11.20 viser at absoluttverdien til den effektive skjærkraften øker for Brås metode og Dilger & Langohr (1997) ved lavere θ -vinkel. For verdiene i tabell 11.19 og 11.20 øker Brås metode gjennomsnittlig med 11% fra $\theta = 45^\circ$ til $\theta = 26.6^\circ$. For Dilger & Langohr (1997) er denne økningen på 10 %.

Den tradisjonelle metoden i DIN 1045-01 (2001) forandres ikke ved endring i θ -vinkel. Dette er som forventet da denne metodene ikke inkluderer bidraget fra betongtrykkstaven i tverrsnittet.

Kapittel 12

Kontroll i bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden fastsetter minimumskrav til konstruksjonens pålitelighet mot konstruksjonssvikt ved enten kollaps eller tap av likevekt. Dette kapitlet inneholder kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand for brukassa til Kjøkøysund bru. Beregningene baseres på reglene og prinsippene i NS 3473 kap. 12. Antagelser knyttet til en gitt kapasitetsberegning vil bli beskrevet i tilhørende delkapittel. Dimensjonerende krefter som kapasitetene blir sammenlignet med er beskrevet i kapittel 11. Resultatet av kontrollene i bruddgrensetilstand vil bli presentert ved utnyttelsesgrad. For Kjøkøysund bru har følgende kontroller blitt gjennomført:

- Aksialkapasitet for brukasse midt i spenn DE og ved søyle D.
- Momentkapasitet for brukasse midt i spenn DE og ved søyle D.
- Skjærkapasitet langs hele brulengden
- Torsjonskapasitet langs hele brulengden
- Kombinasjon av skjær og torsjon langs hele brulengden
- Lokal verifikasjon. Utkragende flens

Som sagt blir det ikke gjennomført kontroll i bruddgrensetilstand for andre brukomponenter enn brukassa. Det er også utelatt andre kontroller som må utføres for å oppnå en fullstendig evaluering av Kjøkøysund bru. Eksempler på disse:

- Søylekapasitet. Kneking- og bruddkapasitet.
- Lokal verifikasjon. Kontroll av kneking av steg
- Lokal verifikasjon. Skjær i overgang mellom steg og flens i kassetverrsnitt.
- Kontroll av knusing og spalting av betong i forbindelse oppspenning av kabler.
- Bruksgrensetilstand for brukasse og søyler. Rissvidde- og deformasjonskontroll.
- Effekt av alkalie-silika reaksjoner på brukassen og søylene.

Kontrollene listet her vil være aktuelle temaer for fremtidige masteroppgaver hvis NTNU og Statens Vegvesen forsetter samarbeidet rundt Kjøkøysund bru.

12.1 Aksialkapasitet

Ved beregning av aksialkraftskapasitet av brutverrsnittet er følgende antagelser lagt til grunn:

- Det er full heft mellom betong og armering slik lik tøyning oppnås
- Betong og armering er lineært elastiske slik at Hooke's lov gjelder

Med disse antagelsene kan det gjøres en enkel likevektsbetraktning av indre og ytre krefter av tverrsnittet. Det er antatt at injiseringsmassens kapasitet er minst like stor som betongen. Derfor subtraheres kun arealet av selve kabelarealet. En likevektsbetraktning av aksialkrefter påkjent i tverrsnittet er gitt av:

$$N_{Rd} = f_{cd} * (A_c - A_s - A_p) + f_{sd} * A_p \quad (12.1)$$

der:

- f_{cd} er betongens dimensjonerende trykkfasthet.
- f_{sd} er slakkarmeringens dimensjonerende fasthet.
- A_c er arealet av betong i betraktet snitt.
- A_s er arealet av slakkarmering i betraktet snitt.
- A_p er arealet av spennarmeringen i betraktet snitt.

Det er valgt å kun betrakte to snitt ved beregning av aksialkraftkapasitet. Kontrollsnittene som er valgt er i søyle D og i midten av felt DE. Resultatet av kapasitetsberegningene er presentert i tabell 12.1. For fullstendige beregninger se vedlegg H og I.

Betraktet snitt	N_{Rd}
Støtte D	141 069,28 kN
Hovedspenn felt DE	71 420,55 kN

Tabell 12.1: Aksialkraftkapasitet

12.1.1 Utnyttelsesgrad

Den lokale aksialkraften fra kapittel 11.2.3 må justeres for vinkelen til elementet i NovaFrame for å finne den dimensjonerende globale aksialkraften.

Betraktet snitt	N_{Ed} global	N_{Rd}	Utnyttelse
Støtte D	-35 619,91 kN	141 069,28 kN	0,252
Hovedspenn felt DE	-16 614,40 kN	71 420,55 kN	0,233

Tabell 12.2: Utnyttelsesgrad for aksialkraft

12.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten er beregnet som presentert i Sørensen (2013) Betongkonstruksjoner del 2, kapittel 7, hvor spennkreftene i tverrsnittet betraktes som en indre motstand. Slakkarmeringen lokalisert i gurtenes bidrag til momentkapasiteten er inkludert i beregningene, mens armeringen i steget er neglisjert. Som for aksialkapasiteten beregnes momentkapasiteten i to snitt: Midt i spenn DE og over søyle D. I følgende delkapitler vil kun de viktigste utregningene bli presentert. Se vedlegg J og K for fullstедige kapasitetsberegninger.

12.2.1 Effektiv flensbredde ved bøyepåkjenning

I henhold til NS 3473 kap. 9.5 er den effektive flensbredden for tverrsnitt med flens i trykksonen den minste verdien av følgende verdier:

- Faktisk flensbredde = 1300 mm
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter = $0,1 \cdot 0,7 \cdot 110 \cdot 10^3 = 7700$ mm
- 8 ganger flenstykkelse = $8 \cdot 220 = 1760$ mm

Dette resulterer i at full flensbredde benyttes ved beregning av momentkapasitet hvor flensen befinner seg i trykksonen. NS 3473 pkt. 9.5 sier også at den effektive flensbredden for flens i strekksonen er lik flensbredden for flens i trykksonen.

12.2.2 Momentkapasitet i felt DE

I midten av FFB-spennet DE resulterer det opptredende momentet i strekk på undersiden og trykk på oversiden av kassetverrsnittet. Som figur 12.1 illustrerer er det både spennkabler i over- og undergurt i dette snittet. For å beregne momentkapasiteten er det nødvendig å avgjøre om kassetverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringsarealet for spennarmeringen i undergurten. Dette er armeringsarealet hvor det ved brudd vil oppstå flyting for spennarmeringen i undergurt og knusing av betongen i trykksonen samtidig. Det balanserte spennarmeringsarealet er avhengig av den balanserte trykksonehøydefaktoren α_b :

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0,645 \quad (12.2)$$

Her er ϵ_{cu} trykkbruddtøyningen til betongen, og ϵ'_{p0} er den effektive tøyningdifferansen. Som nevnt i kapittel 4 er spennkrafttapet antatt lik 20 %. Dette resulterer i at ϵ'_{p0} er lik 80 % av forspenningstøyningen ϵ_{p0} .

Det balanserte spennarmeringsarealet beregnes så ved å betrakte kraftlikevekten i aksialretning.

$$A_{pb} = \frac{T_{c1} + T_{c2} + S_2 - S_1 - S_{p, \text{topp}}}{f_{pd}} = 34\,482,86 \text{ mm}^2 \quad (12.3)$$

der:

- T_{c1} er trykkkraften i toppgurten.
- T_{c2} er trykkkraften i stegene
- S_1 er resultatkraften fra slakkarmeringen i undergurten.
- S_2 er resultatkraften fra slakkarmeringen i overgurten.
- $S_{p, \text{topp}}$ er strekkraften fra spennarmeringen i overgurt.
- f_{pd} er spennarmeringens dimensjonerende fasthet.

Det balanserte spennarmeringsarealet er større enn spennarmeringsarealet i undergurten på $17\,556 \text{ mm}^2$, så tverrsnittet er underarmert. Dette betyr at trykksonehøydefaktoren for tverrsnittet midt i felt DE (α_f) kan løses ut fra ligningen:

$$0,8 * f_{cd} * \alpha_f * b_{topp} * d_{m,f} + A_{s, topp} * f_{sd} = \dots$$

$$\dots A_{s, bunn} * f_{sd} + A_{p, bunn} * f_{pd} + A_{p, topp} * E_p * \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}} \right) \quad (12.4)$$

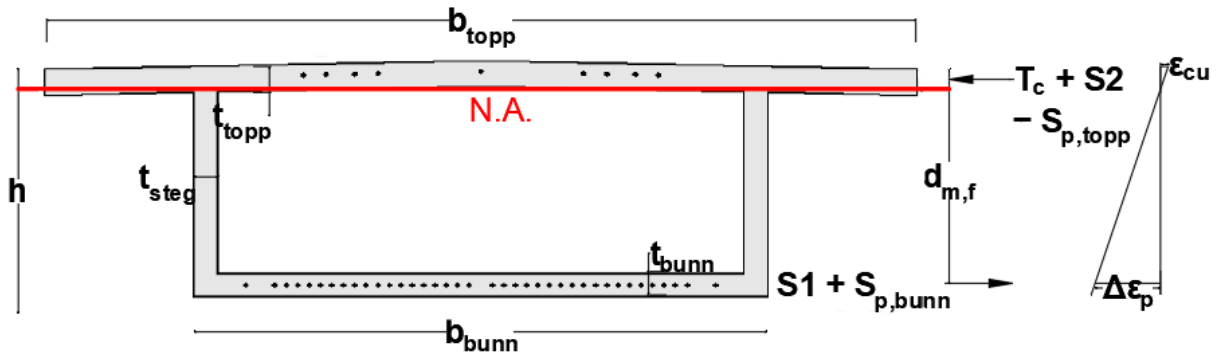
Som gir:

$$\alpha_f = 0,0980 \quad (12.5)$$

I denne beregningen er det antatt at all slakkarmering og spennarmeringen i undergurt flyter. Spennarmeringen i overgurt vil ikke flyte siden den ligger i trykksonen, så tøyningen i denne er beregnet ved uttrykket:

$$\epsilon_{p, topp} = \epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}} \quad (12.6)$$

Trykksonehøyden faller innenfor tykkelsen til overgurten, og tverrsnittet blir som illustrert i figur 12.1. Figuren er forenklet ved at kraftresultantene i de forskjellige gurtene treffer midtpunktet av gurtykkelsen. Ved beregninger er reelle høyder blitt brukt.



Figur 12.1: Momentkapasitet i midtsnitt

Momentkapasiteten i midten av spenn DE blir følgende:

$$M_{Rd, f} = 0,8 f_{cd} (1 - 0,4 \alpha_f) \alpha_f b_{topp} d_{m,f}^2 + f_{sd} A_{s, topp} (d_{m,f} - (h - d_{s, topp, middel})) \dots$$

$$\dots - A_{p, topp} E_p \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}} \right) (d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})) = \mathbf{39\ 961,73\ kNm} \quad (12.7)$$

12.2.3 Momentkapasitet ved søyle D

Ved søyle D vil det opptredende momentet resultere i trykk i undergurten og strekk i overgurten til kassetverrsnittet. Bortsett fra det er fremgangsmåten tilsvarende den for momentkapasiteten i felt DE. Også her, som for det snittet, er det spennkabler i begge gurter. Den balanserte trykksonehøydefaktoren blir:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0,645 \quad (12.8)$$

Det balanserte spennarmeringsarealet i overgurt beregnes ved likevekt i aksialretning:

$$A_{pb} = \frac{T_{c1} + T_{c2} + S1 - S2 - S_{p, \text{bunn}}}{f_{pd}} = 55\,732,00 \text{ mm}^2 \quad (12.9)$$

Spennarmeringsarealet i overgurten er $35\,574 \text{ mm}^2$, så tverrsnittet er underarmert. Trykksonehøydefaktoren for tverrsnittet (α_s) kan løses ut fra ligningen:

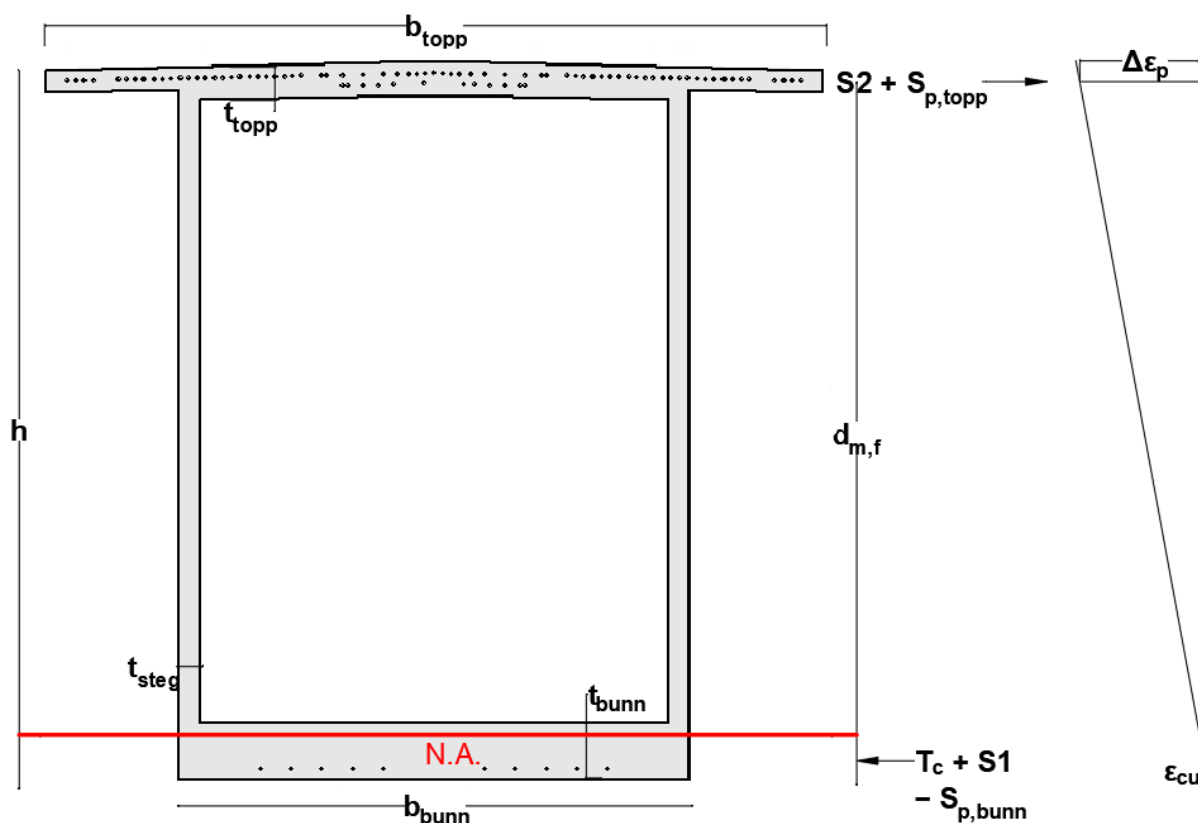
$$0,8 * f_{cd} * \alpha_s * b_{\text{bunn}} * d_{m,s} + A_{s, \text{bunn}} * f_{sd} = \dots$$

$$\dots A_{s, \text{topp}} * f_{sd} + A_{p, \text{topp}} * f_{pd} + A_{p, \text{bunn}} * E_p * \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_s * d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})}{\alpha_s * d_{m,s}} \right) \quad (12.10)$$

Som gir:

$$\alpha_s = 0,1005 \quad (12.11)$$

Trykksonehøyden faller innenfor undergurten, og spenningstilstanden til tverrsnittet blir som illustrert i figur 12.2.



Figur 12.2: Momentkapasitet ved Søyle D

Momentkapasiteten ved søyle D blir:

$$M_{Rd, s} = 0,8f_{cd}(1 - 0,4\alpha_s)\alpha_s b_{bunn} d_{m,s}^2 + f_{sd} A_{s, bunn} (d_{m,s} - (h - d_{s, bunn, middel}))$$

$$-A_{p, bunn} E_p \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_s * d_{m,s} - (h - d_{spenn, bunn})}{\alpha_s * d_{m,s}} \right) (d_{m,s} - (h - d_{spenn, bunn})) = 327\,999,7 \text{ kNm}$$

(12.12)

12.2.4 Utnyttelsesgrad

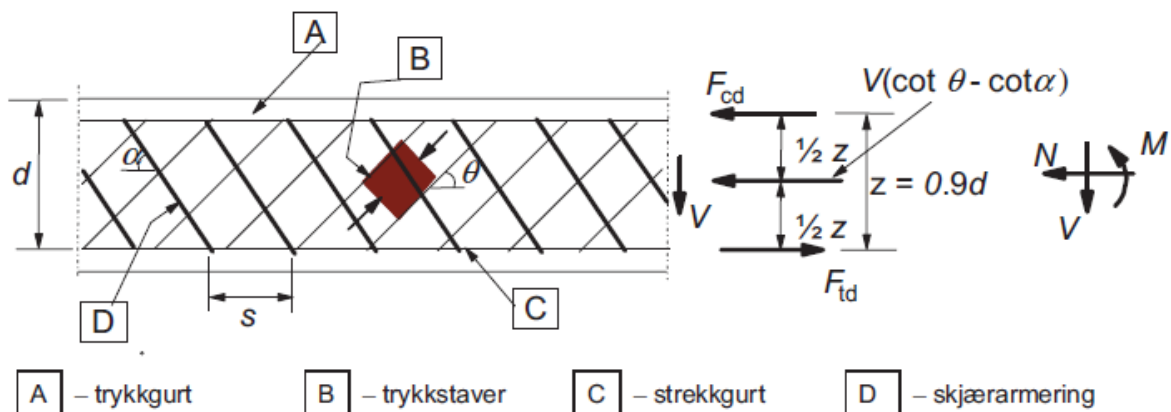
Opptredende moment er hentet fra tabell 11.15 i kapittel 11. Utnyttelsesgrader for bøyemoment blir:

Betraktet snitt	M_{Ed}	Utnyttelse
Støtte D	-266 126,69 kNm	0,689
Hovedpenn felt DE	39 738,56 kNm	0,994

Tabell 12.3: Utnyttelsesgrad for bøyemoment

12.3 Skjærkapasitet

Kapasiteten for skjærkraft er beregnet med den indre fagverksmodellen fra NS 3473 12.3.3, se figur 12.3. Fagverksmodellen er bygd opp av betongtrykkstaver med vinkel θ , og skjærarmering med vinkel α som fungerer som strekkstaver. I henhold til standard kan θ varierer mellom 25° og 60° , og representerer den antatte skjærrissvinkelen i betongen. Som for beregningene av effektiv skjærkraft beregnes skjærkapasiteten for θ lik 45° og 26.6° . For Kjøkøysund bru er all skjærarmering vertikal slik at α blir lik 90° . Fagverksmetoden skiller seg fra den forenklete metoden beskrevet i NS 3473 12.3.2 ved at betongens egen motstand mot strekkbrudd (V_{co}) neglisjeres.



Figur 12.3: Fagverksmodellen for skjærarmerte konstruksjoner (EK2)

I henhold til NS 3473 12.3.1.2 skal kapasiteten kontrolleres for strekkbrudd (V_{sd}) og trykkbrudd (V_{ccd}). Skjærstrekkkapasiteten sier hvor mye skjærkraft den valgte skjærarmeringen kan ta opp ved flytning, og trykkbrudd er at betongen i fagverksmodellen knuses på grunn av belastningen. Formlene for de to kapasitetene er:

Skjærstrekk:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} * A_{sv}}{s} * z * \cot \theta \quad (12.13)$$

Skjærtrykk:

$$V_{ccd} = f_{c2d} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (12.14)$$

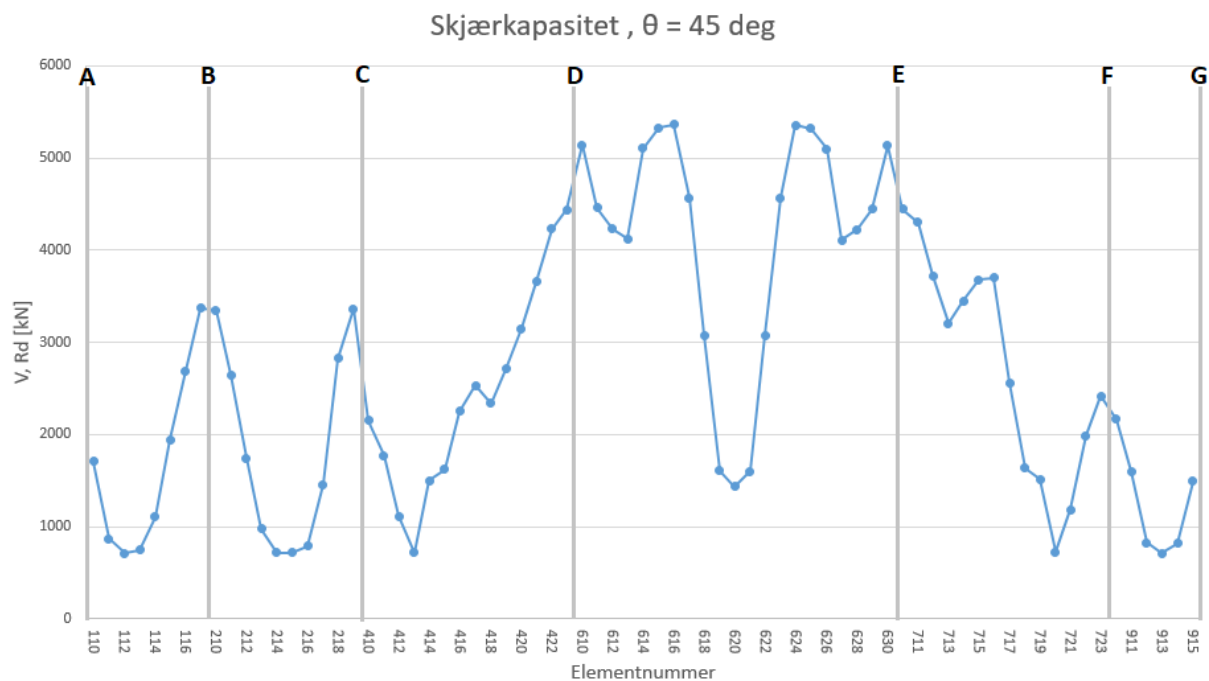
der:

- f_{sd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense.
- A_{sv} er skjærarmeringens tverrsnittsareal.
- s er senteravstanden mellom skjærbøylene.
- z er innvendig momentarm. Antatt lik høyden mellom midten av gurttykkelsene.
- f_{c2d} er den dimensjonerende trykkfastenheten i et gitt trykkfelt. Lik $0,6 * f_{cd}$ i henhold til NS 3473 12.3.3.3.
- b_w er stegbredden for observert bjelke. Lik dobbel stegtykkelse.

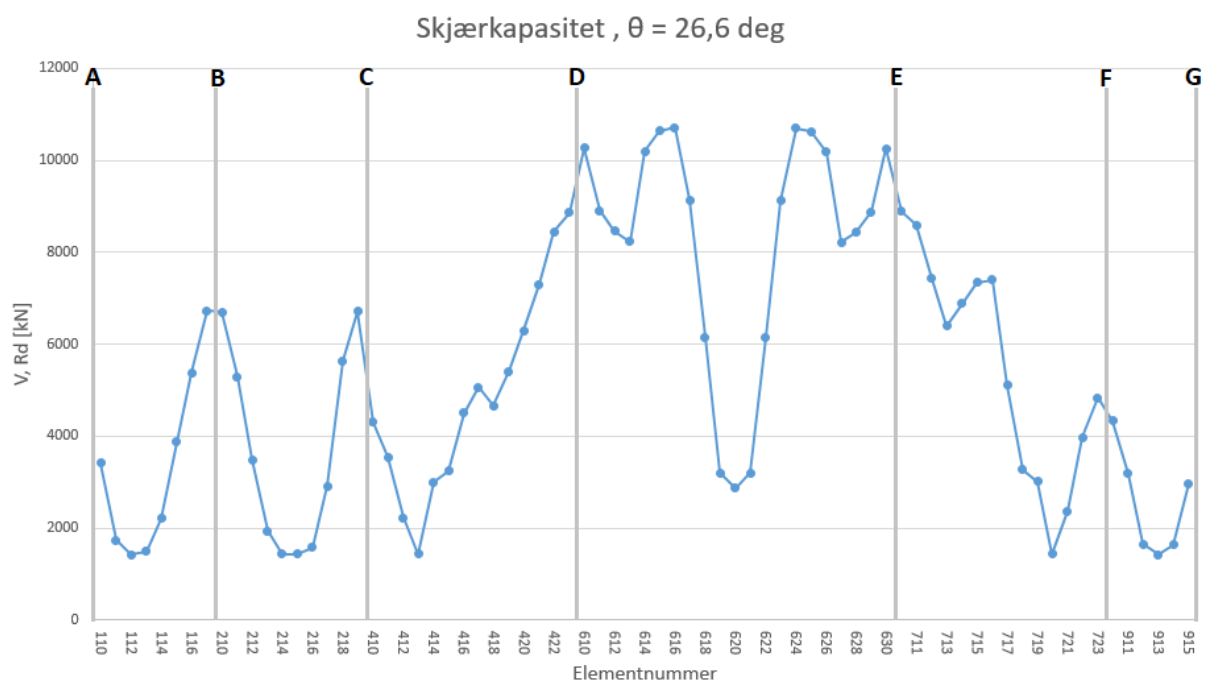
Skjærkapasiteten blir den minste av kapasiteten ved skjærstrekk og skjærtrykk:

$$V_{Rd} = \min[V_{sd}, V_{ccd}] \quad (12.15)$$

Som nevnt i kapittel 6 er det vanskelig å bestemme hvor det kristiske snittet for skjærkapasitet befinner seg langs brubanen på grunn av den varierende tverrsnittsgeomentrien. Av denne grunn vil kapasiteten for skjær bli kalkulert for hele brubanen. Dette gjøres ved å beregne skjærkapasiteten i alle bjelkeelementene generert i NovaFrame-modellen. Vedlegg L viser hvordan skjærkapasiteten er beregnet for elementet 610. Tilsvarende beregning som i vedlegget har blitt gjennomført for alle elementene ved bruk av Microsoft Excel. Skjærkapasiteten gjennom hele brulengden er presentert i figur 12.4 og 12.5.



Figur 12.4: Skjærkapasitet. $\theta = 45^\circ$.



Figur 12.5: Skjærkapasitet. $\theta = 26.6^\circ$.

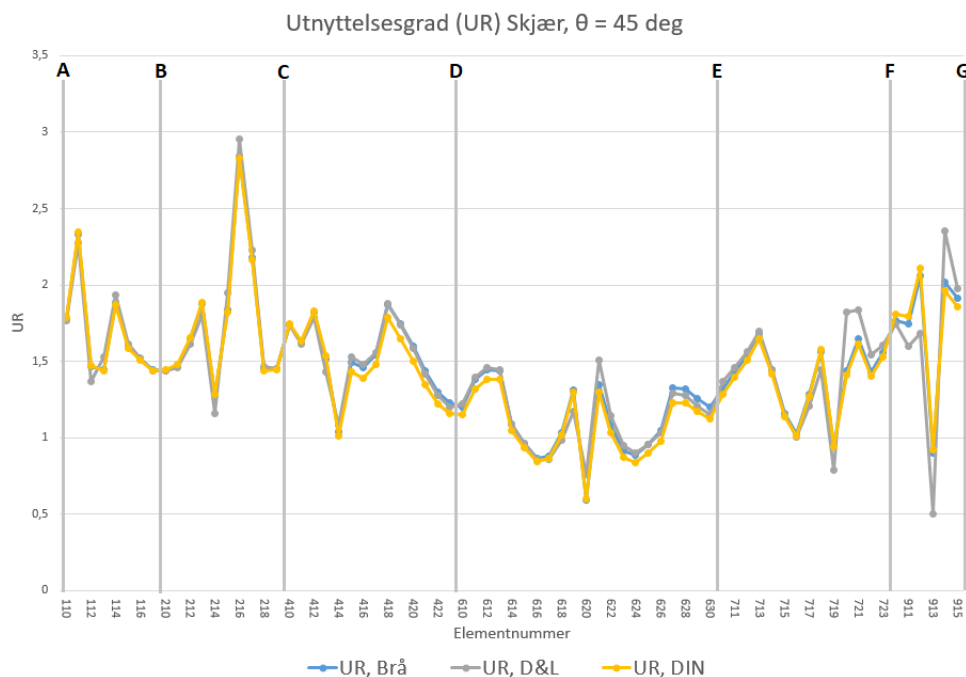
Kapasiteten for strekkbrudd er dimensjonerende for hele brubanen uavhengig av valgt θ -vinkel. Dette resulterer i at formen på diagrammene i figur 12.4 og 12.5 for lik form, og hvor den eneste forskjellen er bidraget fra $\cot\theta$. Ved å velge $\theta = 26.6^\circ$ isteden for $\theta = 45^\circ$ doubles skjærkapasiteten. Det er med andre ord kritisk at valgt θ er realistisk for å kunne trekke gyldige konklusjoner tilknyttet kapasiteten.

Som nevnt i kapittel 6 om beregning av den effektive skjærkraften i brubjelken vurderes θ lik 45° som konservativt, da det ikke er oppdaget skjærriss med større vinkel enn det langs hele brubanen. θ lik 26.6° er i henhold til N400 (2015) som sier at det er minste tillatte vinkel ved bruk av fagverksmodell.

En interessant observasjon ved skjærkapasitetsdiagrammene er forskjellen ved elementene 416-419 og 714-717. Dette er elementer i spenn CD og EF som er speilet om midten av hovedspennet DE, likevel er det lagt inn betydelig mer armering i elementene 714-717. Denne siden av hovedspennet (Kjøkkøysiden) er bygd senere enn motstående side (Kråkerøysiden), noe som kan tyde på at de prosjekterende konkluderte med at det trengtes mer skjærarmoring i bruspennet EF etter byggingen av spenn CD.

12.3.1 Utnyttelsesgrad

Figur 12.6 viser utnyttelsesgraden for skjærkraft ved $\theta = 45^\circ$. Skjærkraften for hvert element er hentet fra figur 11.30 i kapittel 11.3. Kapasiteten er fra figur 12.4 over.

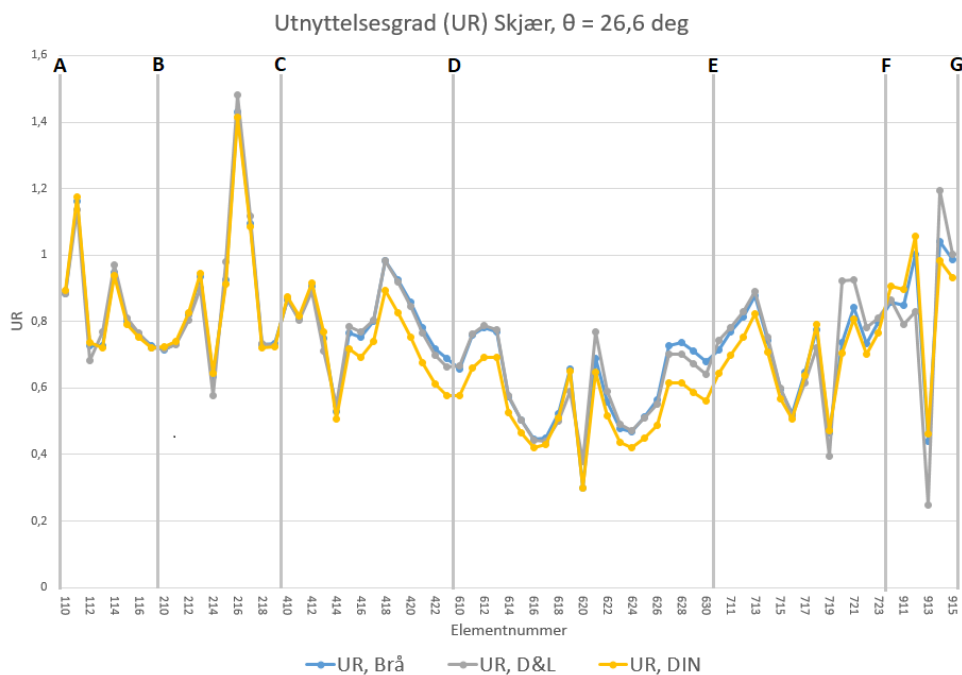


Figur 12.6: Utnyttelsesgrad skjær. $\theta = 26.6^\circ$.

KAPITTEL 12. KONTROLL I BRUDDGRENSETILSTAND

Som vist i figur 12.6 overstiger den opptredende skjærkraften kapasiteten i store deler av brukonstruksjonen. Det er kun elementene 615-617, 620 og 623-625 hvor utnyttelsesgraden er under 1,0. Det største utnyttelsesgraden er for element 216 hvor opptredende skjærkraft er nesten tre ganger så stor som tilgjengelig kapasitet.

Figur 12.7 viser utnyttelsesgraden for skjærkraft ved $\theta = 26.6^\circ$. Skjærkraften for hvert element er hentet fra figur 11.32 i kapittel 11.3. Kapasiteten er fra figur 12.5 over.



Figur 12.7: Utnyttelsesgrad skjær. $\theta = 26.6^\circ$.

Kapasitetsberegningene i kapittel 12.3 og beregningene av effektiv skjærkraft i kapittel 11.3 viste at valg av θ lik 26.6° isteden for 45° resulterte i en dobling av kapasiteten, og en økning i den effektive skjærkraften på ca. 10 % for Brås metode og Dilger & Langohr (1997). Av denne grunn er det som forventet at det oppnås en markant lavere utnyttelsesgrad for θ lik 26.6° enn for 45° .

Som vist i figur 12.7 overstiger utnyttelsesgraden 1,0 kun for elementene: 111, 216, 216, 912 og 914. Elementet 216 har høyest utnyttelsesgrad på 1,5.

12.4 Torsjonskapasitet

NS 3473 12.4 presiserer at kapasiteten for torsjonsmoment skal påvises for strekkbrudd og trykkbrudd. Formlene benyttet er i henhold til tillegg A.12.4 i standarden. Siden torsjon skal kontrolleres i kombinasjon med skjær blir også torsjonskapasiteten beregnet for hele brubanen. Beregningen av torsjonskapasiteten for element 620 er ført i vedlegg M. Tilsvarende beregning er gjennomført for alle elementene fra NovaFrame-modellen ved bruk av Microsoft Excel.

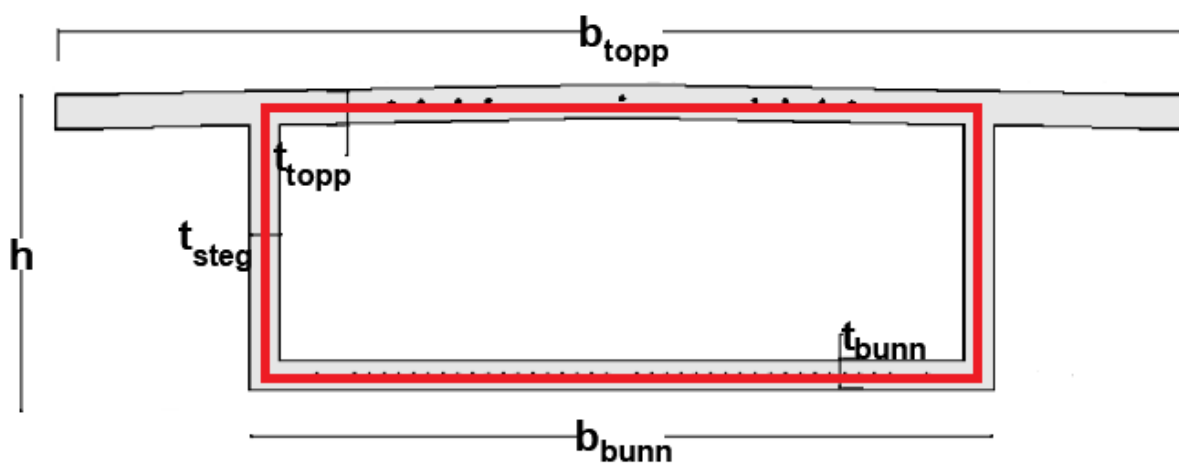
Beregningsprosedyren for torsjonskapasitet begynner med å riss-torsjonsmomentet, T_{cr} . Hvis dette er mindre enn opptredende torsjonsmoment vil det være nødvendig med armering i lengderetning som skal ta opp dette momentet. Riss-torsjonsmomentet beregnes ved formelen:

$$T_{cr} = 2 * f_{td} * A_o * t_c \quad (12.16)$$

der:

- f_{td} er den dimensjonerende strekkfastheten til betongen.
- A_o er torsjonsarealet til tverrsnittet.
- t_c er den effektive veggykkelsen.

For kassetverrsnittet til Kjøkøysund bru blir den effektive veggykkelsen lik stegtykkelsen på 200 mm. Torsjonsarealet forandre seg i brulengden i takt med den varierende tverrsnittsgeometrien. Figur 12.8 illustrer tverrsnittet i midten av hovedspennet DE hvor omrisset av torsjonsarealet er markert med rødt.



Figur 12.8: Torsjonsareal for tverrsnitt midt i spenn DE

KAPITTEL 12. KONTROLL I BRUDDGRENSETILSTAND

For Kjøkkøysund bru overskrider aldri det opptredende torsjonsmomentet fra figur 11.26 riss-torsjonsmomentet langs brubanen. Da er det kun nødvendig å beregne kapasiteten for trykkbrudd ved kombinasjon av torsjon og skjærkraft. Kapasiteten er tilstrekkelig hvis:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{ccd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{ccd}} \leq 1,0 \quad (12.17)$$

V_{ccd} er beregnet som i formel 12.14. Torsjonskapasiteten ved trykkbrud (T_{ccd}) beregnes ved:

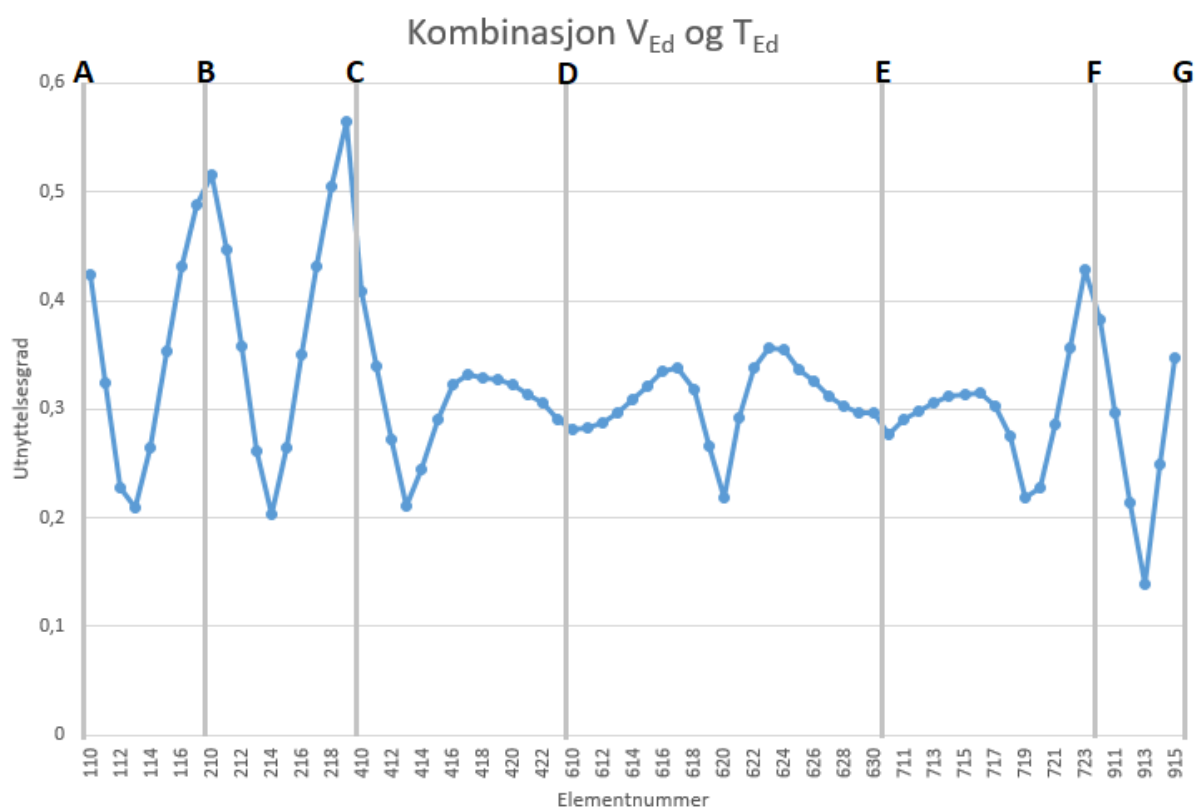
$$T_{ccd} = 2 * A_o * t_c * f_{c2d} * \sin \theta \cos \theta \quad (12.18)$$

der:

- f_{c2d} er den dimensjonerende trykkfastenheten i et gitt trykkfelt. Lik $0,6 * f_{cd}$ i henhold til NS 3473 12.3.3.3.
- A_o er torsjonsarealet til tverrsnittet.
- t_c er den effektive veggykkelsen.
- θ er betongtrykkstavens vinkel. Konservativt satt til 45° .

12.4.1 Utnyttelsesgrad

Figur 12.9 viser utnyttelsesgraden ved kombinasjon av skjærkraft og torsjon for alle elementer i brubanen til Kjøkøysund bru. Den opptredende skjærkraften og torsjonsmomentet er fra lasttilfellet som gir maksimale skjærkrefter, se tabell 11.16.



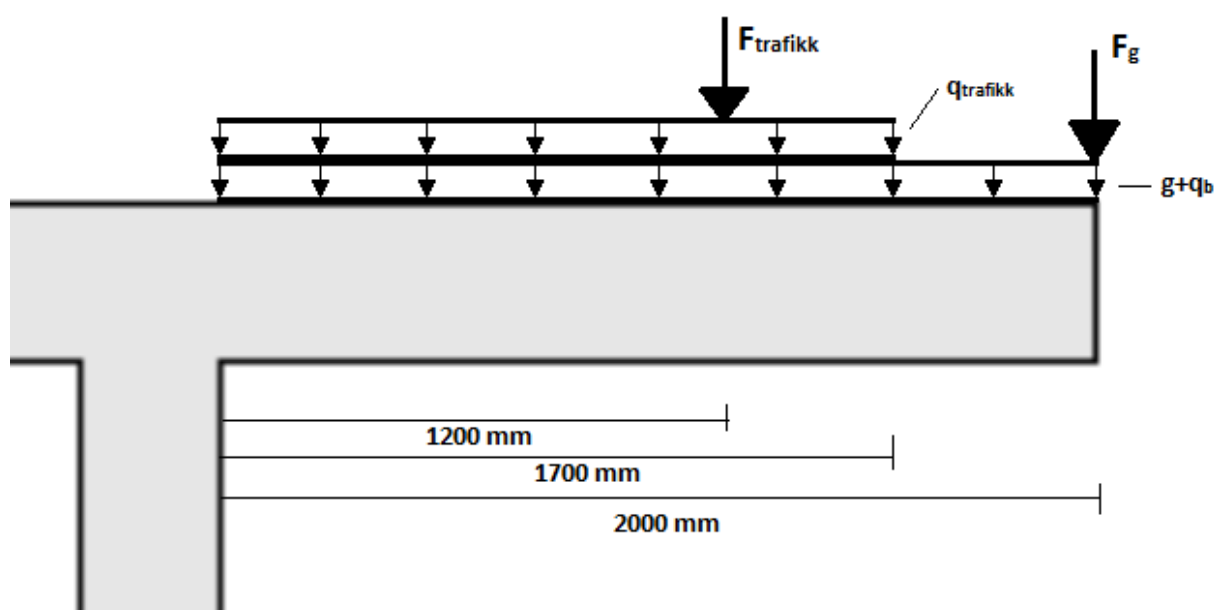
Figur 12.9: Utnyttelsesgraden ved kombinasjon av skjærkraft og torsjon. $\theta = 45^\circ$.

Som figur 12.9 viser overstiger aldri den kombinerte utnyttelsesgraden 1,0, så torsjonskapasiteten er tilstrekkelig.

12.5 Lokal verifikasjon - Utkragende flens i tverretning

I dette delkapittelet vil moment- og skjærkapasiteten for de utkragende flensene bli kontrollert. Denne lokale verifikasjonen har blitt prioritert på grunn av den lave tykkelsen på 230 mm og maksimal lengden på utkrageren på 2 m gjør kassetverrsnittets flenser til en spesielt utsatt konstruksjonsdel. Nedenfor vil kun de viktigste beregningene bli presentert. For full last- og kapasitetsberegninger se vedlegg N og O.

NovaFrame gir ikke ut verdier for lokale momenter og krefter, så opptrødende moment og skjærkraft har blitt beregnet ved håndberegninger. Lastsituasjonen til flensen er illustrert i figur 12.10.



Figur 12.10: Lastsituasjon for utkragende flens

Lastvirkningene fra linjelasten fra superegenvekt (F_g) og de fordelte lastene fra egenvekt (g), belegningsvekt (q_b) og trafikk ($q_{trafikk}$) beregnes enkelt ved å benytte standard statikkformeler for en utkragerbjelke. Lasten $F_{trafikk}$ derimot, er en punktlast. For å beregne bidraget den gir per løpemeter benyttet Norsk Betongforenings (1978) publikasjon nr 6 for skjærkraft og en metode beskrevet av Pucher (1964) for moment. Ved bruk av metodene beskrevet i disse publikasjonene kombinert med standardformlene for de andre lastene blir den opptrødende skjærkraften og momentet:

$$M_{Ed, flens} = 62,32 \text{ kNm/m} \quad (12.19)$$

$$V_{Ed, flens} = 64,56 \text{ kN/m} \quad (12.20)$$

12.5.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten per løpemeter er beregnet ved å betrakte flensen som en bjelke med bredde på 1 meter, tykkelse lik 230 mm og har armering i både over- og underkant.

Det er nødvendig å avgjøre om tverrsnittet er under- eller overarmert. Tverrsnittet er kun slakkarmert så den balanserte trykksonehøydefaktoren beregnes ved formelen:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0,686 \quad (12.21)$$

Det balanserte armeringsarealet blir:

$$A_{sb} = \frac{0,8 * \alpha_b * d * f_{cd} * b + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{sd}}{f_{sd}} = 6612,08 \text{ mm}^2 \quad (12.22)$$

Armeringsarealet i overkant av flensen er 1357,17 mm², så tverrsnittet er underarmert. Da kan trykksonehøyden beregnes ved:

$$\alpha = \frac{A_{s, \text{flens, ok}} * f_{sd} - A_{s, \text{flens, uk}} * f_{sd}}{0,8 * d * f_{cd} * b} = 0,1136 \quad (12.23)$$

Momentkapasiteten per løpemeter blir da:

$$M_{Rd} = 0,8 * \alpha * f_{cd} * b * d^2 * (1 - 0,4 * \alpha) + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{sd} * (d - c_{nom, \text{ellers}} - \frac{\phi_{uk}}{2}) \quad (12.24)$$

$$M_{Rd} = \mathbf{81,97 \text{ kNm/m}} \quad (12.25)$$

12.5.2 Skjærkapasitet

Også for skjærkapasitet per løpemeter betraktes flensen som en bjelke med bredde på 1 meter, tykkelse lik 230 mm og som har armering i både over- og underkant.

Det er ikke lagt inn noe skjærarmoring i flensene, så skjærkapasiteten er beregnet etter NS 3473 12.3.2, "Forenklet metode for konstruksjonsdel uten skjærarmoring".

Skjærstrekk:

$$V_{cd} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A * A_{s, \text{flens, ok}}}{\gamma_c * b_w * d} \right) * b_w * d * k_v \leq 0,6 * f_{td} * b_w * d * k_v$$

der:

- f_{td} er betongens dimensjonerende strekkfastehet.
- $A_{s, \text{flens, ok}}$ er slakkarmeringsarealet i overkanten av flens.
- κ_A er en konstant lik 100 N/mm^2 .
- κ_v er konstant lik 1,0.
- b_w er stegbredden. Lik to ganger stegtykkelsen.
- γ_c er materialfaktoren til betong.
- d er effektiv tverrsnittshøyde.

$$V_{cd} = \min[109,87 \text{ kN}, 161,57 \text{ kN}] = 109,87 \text{ kN} \quad (12.26)$$

Skjærtrykk:

$$V_{ccd} = 0,3 * f_{cd} * b_w * z = 991,44 \text{ kN} \quad (12.27)$$

Skjærkapasitet per løpemeter blir da:

$$V_{Rd} = \min[V_{sd}, V_{ccd}] = \mathbf{109,87 \text{ kN/m}} \quad (12.28)$$

12.5.3 Utnyttelsesgrad

	Utnyttelsesgrad
Moment	0,76
Skjærkraft	0,59

Kapittel 13

Diskusjon og konklusjon

13.1 Feilkilder

Det er viktig å være oppmerksom på hvilke feilkilder som kan oppstå i en oppgave som dette. For å kunne håndtere eller unngå feilaktige resultater er det nødvendig å evaluere alle feilkildene.

13.1.1 Håndberegning

Håndberegninger er brukt ved regning av enkelte lastdata som legges inn i NovaFrame og til utregninger av kapasiteter. Håndregning og overslag ble også brukt som en del av verifikasjonen av modellen i NovaFrame. I tillegg til vanlig håndberegning har også Excel blitt brukt ved gjentakende beregninger, både ved kapasitet og inndata til NovaFrame. Sidemannskontroll har blitt benyttet ved viktige verdier.

13.1.2 Prosjekteringsgrunnlag

Tegningssettet som er lagt til grunn for modelleringen av Kjøkøysund bru har ikke vært helt komplett. Det foreligger kun en delvis bygge- og tidsplan slik at historikken til støpeetappene er ukjent. Dette påvirker igjen krypberegningene som er tidsavhengige. Også fullstendig informasjon om spennkabler har manglet. Antakelser ble gjort i samråd med veileder og medveileder og på bakgrunn av informasjon fra lignende prosjekter.

13.1.3 Analyseprogram

Analyseprogrammer er nyttige verktøy, men krever en viss forståelse om bruk av programmet og kunnskap om statikk for å kunne oppdage eventuelle feil.

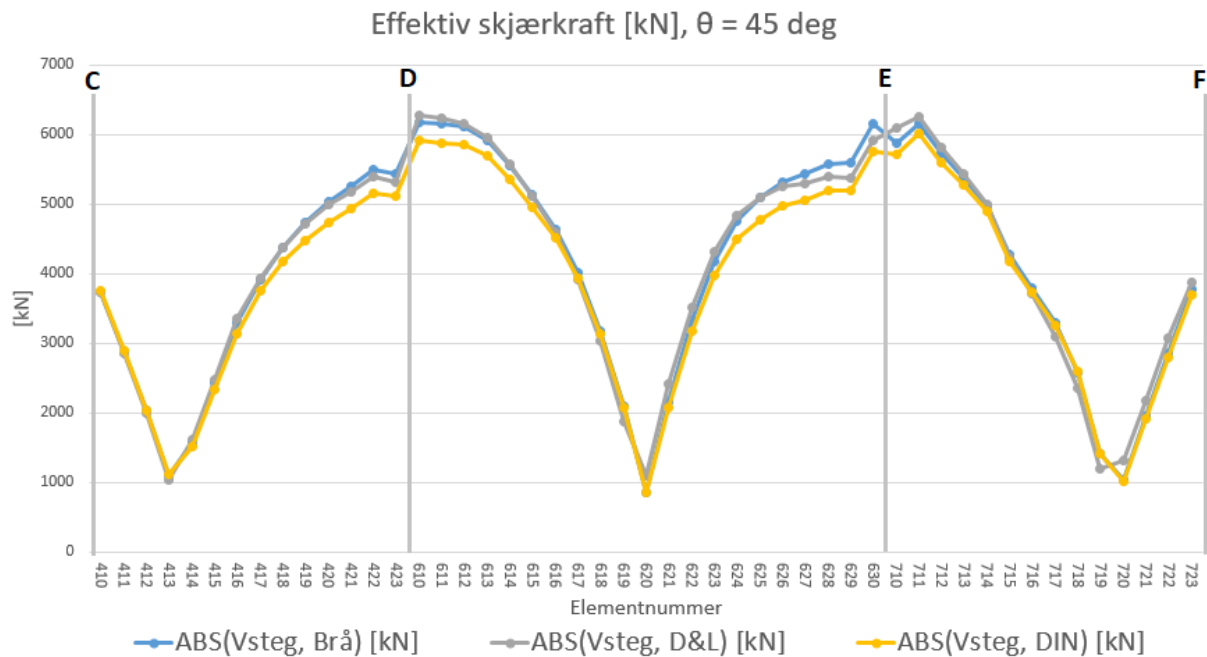
13.2 NovaFrame

Ved bruk av modellerings- og analyseprogrammer er det viktig å vurdere programmets brukervennlighet og relevans for problemet som skal løses. Modellering av Kjøkøysund bru i NovaFrame har til tider vist seg å ikke være helt problemfritt og har tatt mye tid. Programmet bruker utelukkende inndata på formen ascii-kode og er ikke like intuitivt å bruke som mer moderne analyseprogrammer. Bruken av NovaFrame er heller ikke særlig utbredt og manualen som følger med er ikke veldig detaljert. Problemer som har oppstått har derfor hovedsaklig blitt løst ved prøving og feiling og gjennom samtaler med medveiledere og medstudenter. Når det er sagt er NovaFrame et veldig nyttig program når det brukes riktig. Programmet egner seg spesielt godt til brumodellering da referanselinjefunksjonen gjør det enkelt å plassere ut formen og tverrsnitt på brubanen. NovaFrame har også gode funksjoner for svinn- og krypberegninger og for plassering av trafikk.

Enkelte problemer som har oppstått i modelleringen som ikke har blitt vurdert som kritiske har blitt løst ved forenklinger eller antakelser. I stedet for å modellere klotoiden som er definert mot Kjøkøy er det valgt en rettlinjet brubane. Å slutte en referanselinje med en klotoid uten endekoordinater har vist seg å ikke la seg gjøre, selv etter grundig gjennomlesing av manualen og korrespondanse med medveileder. Dette ble ansett som en neglisjerbar endring og resultatene kan antas å være upåvirket av dette. Et annet aspekt verdt å merke er beregning av torsjonstregghetsmomentet. NovaFrame regner som nevnt i kapittel 10.1.4 torsjonstregghetsmoment på en ukonvensjonell måte og dette var ikke mulig å løse så det ble korrekt for alle elementer. Torsjonskapasiteten var ikke ansett som et kritisk problem og verdien for torsjonstregghetsmomentet ble konservativt justert til å være så korrekt som mulig. Hadde problemer som dette vært kritisk for resultatene måtte det blitt tatt en vurdering på om NovaFrame var det riktige analyseprogrammet for oppgaven.

13.3 Beregning av effektiv skjærkraft ved skrå gurter

Ved sammenligning av de forskjellige metodene for beregning av effektiv skjærkraft er det interessant å se hvilke metode som er mest konservativ. Grunnlaget for Dilger & Langohr (1997) og Brås metode var jo nettopp at den tradisjonelle metoden i DIN 1045-01 (2001) underestimerte den effektive skjærkraften i områder med trykk i vinklet undergurt. Figur 13.1 viser at denne påstanden stemmer.



Figur 13.1: Effektiv skjærkraft for Kjøkøysund bru akse C-F.

Diagrammet viser absoluttverdien av den effektive skjærkraften tilsvarende figur 11.30, men kun for spenn CD, DE og EF. Det er valgt å fokusere på denne delen av brua siden det er her forskjellene mellom de tre metodene kommer tydeligst fram. Dette er fordi det er i denne delen av brua at gurtvinklene er størst. Ved søylene D og E (elementnummer 610 og 630) estimerer både Dilger & Langohr (1997) og Brå en høyere effektiv skjærkraft enn den tradisjonelle metoden i DIN 1045-01 (2001).

Den tradisjonelle metodene viser seg å være konservativ ved noen få tilfeller. Felles for disse elementene er:

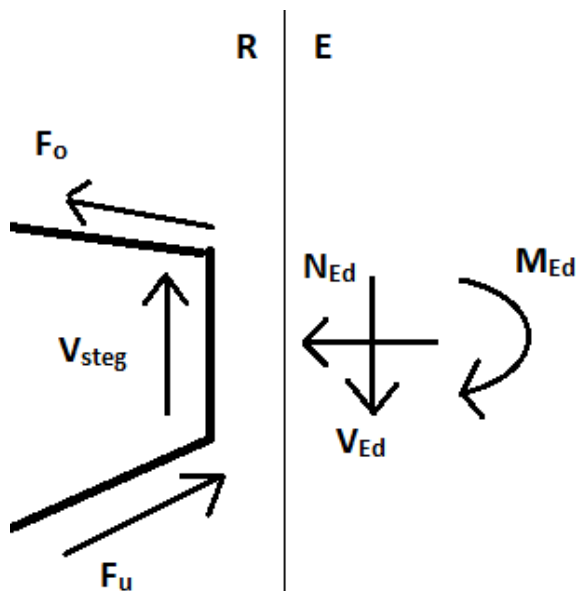
- Det er motsatt fortegn på skjærkraften og undergurtens vinkel.
- Det er enten trykkrefter i begge gurtene eller betydelig større krefter i trykkgurten enn i strekkgurten (minst fire ganger så stor).

For figur 13.1 tilsvarende dette elementene 410-413 og 718-719. Diagrammet viser at for disse punktene er de tre linjene tilnærmet sammenfallende. Differansen mellom den tradisjonelle metoden fra DIN 1045-01 (2001) og de andre metodene overstiger aldri 20 kN. Den tradisjonelle metoden vil med andre ord underestimere den effektive skjærkraften ved søylene tilknyttet FFB-spennet, og der metoden er konservativ er det med minimal margin.

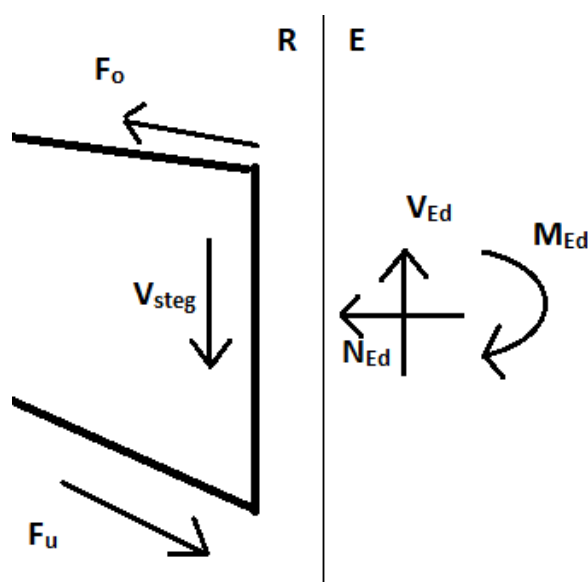
Som nevnt i kapittel 6 er det to forskjeller på metoden til Dilger & Langohr (1997) og Brå. Dilger & Langohr (1997) antar at betongtrykkstaven i fagverksmodellen treffer i det

geometriske midtpunktet til tverrsnittet, mens Brå antar at den treffer i tyngdepunktet. I tillegg inkluderer Brås metode effekten av vinklet overgurt. Det er vanskelig å vurdere hvilke av plasseringene til betongtrykkstaven som resulterer i optimale resultater uten at det blir gjennomført enten laboratorieforsøk eller ikke-lineære elementanalyser som kontrollerer den faktiske bruddlasten mot den estimerte ved Dilger & Langohr (1997) og Brå. Som nevnt har aldri Brås metode blitt testet gjennom eksperimentelt arbeid, så den dataen er ikke tilgjengelig.

Det er en fordel for Brås metode at den inkluderer effekten av vinklet overgurt. Spesielt for FFB-bruer vil sjeldent overgurten være helt horisontal, så å inkludere bidraget fra begge gurtene vil resultere i mer gyldige beregninger. Fra figur 13.1 kommer det frem hvordan denne effekten påvirker effektiv skjærkraft. Dilger & Langohr (1997) er konservativ ved søyle D og utover i hovedspennet (element 610-615), mens Brå er konservativ ved søyle E og utover i hovedspennet (element 625-630). Bakgrunnen for forskjellen kan forklares ved å se på likevekten til disse elementene.



Figur 13.2: Likevekt for element 610-615



Figur 13.3: Likevekt for element 625-630

Figurene 13.2 og 13.3 viser kraftlikevekten for elementene 610-615 og 625-630. De to figurene har motsatt fortegn for skjærkraft og undergurtsvinkel, mens alle andre variabler har likt fortegn.

For elementene 610-615 vil vertikalkomponenten til både kraften i undergurt (F_u) og overgurt (F_o) ha samme retning som den effektive skjærkraften i kassestegene (V_{steg}). Begge vertikalkomponentene bidrar da til å senke den effektive skjærkraften i kassestegene sammenlignet med den opptredende skjærkraften (V_{Ed}). Metoden til Dilger & Langohr (1997) neglisjerer vertikalkomponenten til kraftresultanten i overgurt. Dette resulterer i en høyere effektiv skjærkraft enn ved Brås metode, og metoden vil være konservativ.

For elementene 625-630 på den andre siden av hovedspennet vil bidraget fra overgurten øke den effektive skjærkraften i kassesteget. Dette skjer fordi vertikalkomponenten til kraftresultanten i overgurt (F_o) har samme retning som den opptredende skjærkraften (V_{Ed}). Ved å neglisjere vinklen til overgurten får Dilger & Langohr (1997) en lavere effektiv skjærkraft enn Brås metode. Dermed blir Brås metode konservativ for disse elementene.

Basert på nåværende kunnskap om de forskjellige metodene for beregning av den effektive skjærkraften er det nærliggende å anta at Brås metode gir de mest realistiske resultatene. Sammenlignet med den tradisjonelle metoden i DIN 1045-01 (2001) er den tydelig mer konservativ i de kritiske områdene ved søylene tillnyttet hovedspennet, og for de få områdene av brua hvor den tradisjonelle metoden er konservativ er det med minimal margin. At metoden også inkluderer effekten fra vinklet overgurt fører til at Brås metode vurderes som en mer komplett metode enn den fra Dilger & Langohr (1997). Det er dog viktig å presisere at denne vurderingen bygger på manglete kunnskap knyttet til effekten av betongstavens plassering. Hvis fremtidige eksperimentelle laboratorieforsøk eller ikke-lineære elementanalyser viser at den mest korrekte plasseringen av betongtrykkstaven er i det geometriske midtpunktet, som i Dilger & Langohr (1997), må muligens en annen slutning trekkes.

13.4 Diskusjon knyttet til resultatet

Som det kommer frem av kapittel 12 er skjærkapasiteten ved $\theta = 45^\circ$ overskredet langs hele brubanen foruten noen få punkter i hovedspennet DE. Det mest kritiske punktet har en utnyttelsesgrad på nesten 300 %. Ved bruk av $\theta = 26.6^\circ$ er skjærkapasiteten tilstrekkelig for store deler av konstruksjonen, men utnyttelsen er likevel høy ved søylene. Den laveste utnyttelse ved en søyle er ca. 0,7.

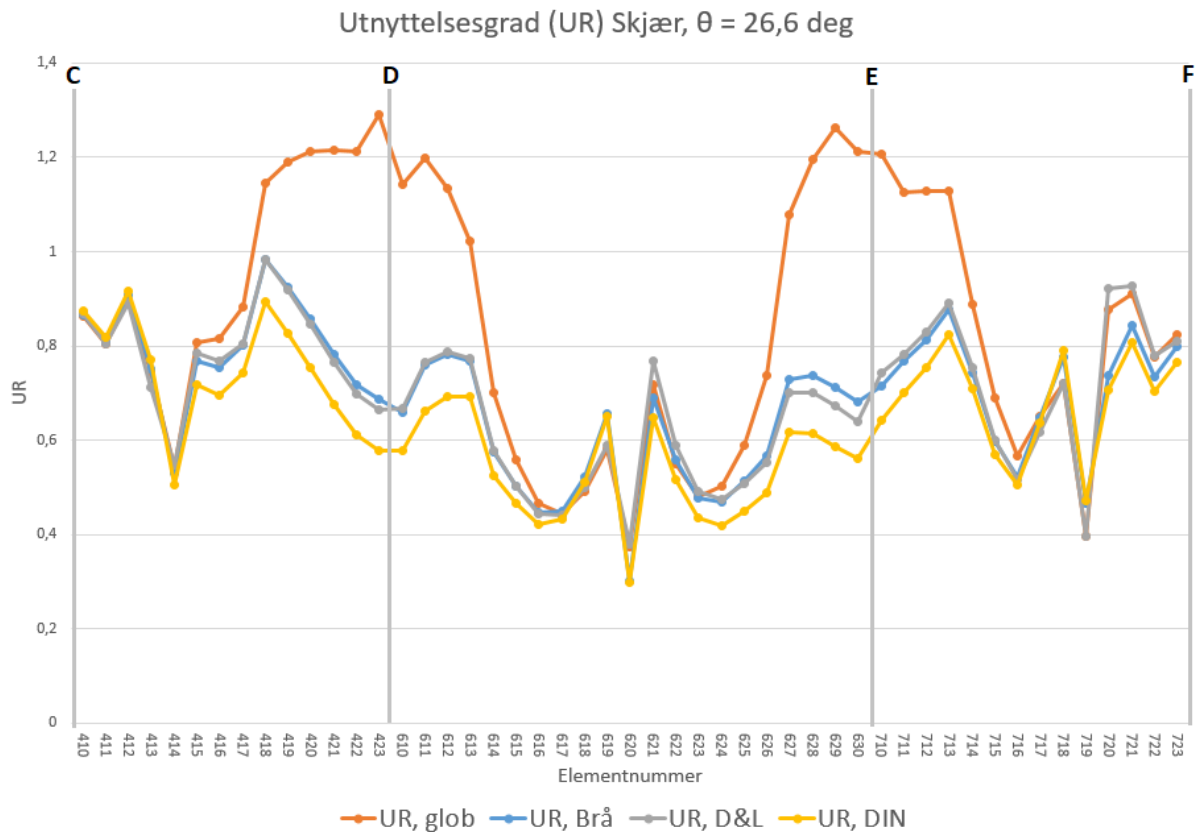
Forklaringen for den generelt høye utnyttelsen, uavhengig av valgt θ -verdi, kan ha forskjellige grunner. Det kan ha blitt gjort en prosjekteringsfeil. Armeringstegningene viser at mengden skjærarmering er større for spenn EF enn CD. For et element i spenn EF har skjærarmingsmengden økt med 55 % sammenlignet med tilsvarende element i CD. Dette er spenn som er like store og er speilet om midten av hovedspennet DE. Forventet belastning i disse spennene er med andre ord lik, så den økte armeringsmengden kan tyde på at det ble oppdaget at det var for lite armering i spenn CD før byggingen av EF.

At beregningene gir en høy utnyttelse trenger likevel ikke bety at det ble begått prosjekteringsfeil da brua ble prosjektert. En annen årsak kan være endringer i regelverkene som er brukt og kravene de stiller. Kjøkøysund bru ble prosjektert etter lastklasse 1/1958 og utførelsesklasse B fra NS 427 A mens denne oppgaven er basert på nyere regelverk, hovedsaklig NS 3473 for kapasitet og R412 for lastkombinering. Prosjektering med lastklasse 1/1958 ble utført etter spenningskontrollmetoden der de faktiske opptredende spenningene i konstruksjonen ble sjekke opp mot tillatte verdier.

På grunn av lite kjennskap til lastklasse 1/1958 og NS 427 A er det vanskelig å si noe om sikkerhetsmarginen til disse verdiene. Med NS 3473 kom beregningsmetoder basert på partialfaktorer ved beregning av dimensjonerende laster og kapasiteter. Med lastfaktor på 1,15 som multipliseres med karakteristisk belastning for permanente laster og karakteristisk kapasitet for betong som divideres på en materialfaktor lik 1,4 er det ikke vanskelig å tenke seg at utnyttelsen for Kjøkkøysund bru ved overgang mellom regelverkene øker markant. I tillegg er trafikklastene satt til bruksklasse BK10/60 som har større laster enn BK10/50 som det tidligere har vært vanlig å benytte ved brukklassifisering.

Fra tilstandsrapporten presentert i kapittel 5 var det klart at Kjøkkøysund bru hadde flere skjærriss langs hele brubanen, og det er derfor ikke uventet at de opptredende lastene overskrider kapasiteten. Det er derimot uventet at området hvor utnyttelsesgraden er lavest er i hovedspennet DE siden skjærrissene ved søyle D og E hadde størst rissvidde på 0,8 mm. Den største utnyttelsesgraden er i spennene AB, BC og FG. Dette er spenn hvor det ble rapportert lite eller ingen skjærrissdannelse. Det kan tyde på at antagelsen om at rissvinkelen, θ , er lik i hele brulengden kan være feil. Valget av $\theta = 45^\circ$ var basert på de observerte skjærrissene ved søylene D og E. En bedre antagelse kan være at denne rissvinkelen kun gjelder for spennene CD, DE og EF, og at det benyttes en lavere θ -verdi for de resterende spennene. Det er naturlig vanskelig å anta hva som er korrekt θ -verdi når det ikke har oppstått riss, men det kan konkluderes med at for spennene AB, BC og FG gir $\theta = 45^\circ$ konservativ utnyttelsesgrad.

En annen grunn til rissdannelsen ved søyle D og E kan være at den effektive skjærkraften er underestimert. Med andre ord har metodene presentert i denne oppgaven senket den globale skjærkraften fra NovaFrame for mye. Figur 13.4 viser utnyttelsesgraden for $\theta = 26.6^\circ$ tilsvarende figur 12.7, men kun mellom aksene C og F. Denne viser at den største forskjellen mellom utnyttelsesgraden ved global skjærkraft og effektiv skjærkraft er ved søylene D og E. Dette er som forventet siden det er inn mot søylene at gurtvinklene er størst. Hvis den globale skjærkraften reduseres for mye i akse D og E kan dette resulterer i den observerte risspropageringen. Som nevnt i kapittel 6 og i diskusjonen fra delkapittel 13.3 over er det nødvendig med mer forskning på effekten fra skrå gurter for å kunne forstå fenomenet bedre.



Figur 13.4: Utnyttelsesgrad for skjærkraft akse C-F. $\theta = 26.6^\circ$.

For de kontrollerte snittene for bøyemoment oppnås en utnyttelsesgrad på 0,69 ved støtte D og 0,99 i felt DE. Av disse to er feltmomentet spesielt kritisk da det her er oppnådd tilnærmet full utnyttelse. Som for skjær trenger nødvendigvis ikke dette bety at det er gjennomført prosjekteringsfeil da brua ble prosjertert. Lastene har økt siden brua ble prosjertert etter lastklasse 1/1958, spesielt for trafikk og kryp. Trafikklast har økt ettersom Statens Vegvesen stadig setter strengere krav til hva det norske vegnettet skal kunne håndtere, og økt forskning og forståelse knyttet til fenomenet kryp har ført til at det beregnes større krypdeformasjoner.

Utnyttelsesgraden for aksiallast overskrider aldri 0,26 for de kontrollerte snittene. Dette er forventet siden en stor andel av aksialbelastningen er fra spennkablene benyttet i konstruksjonen, og kapasitetsmangler knyttet til krefter fra spennarmering resulterer sjeldent i at den totale aksialkapasiteten overstiges.

Dette er fordi kapasiteten for lokal knusing/spalting av betong ved spennkablens forankringspunkter er lavere enn aksialkapasiteten til hele tverrsnittet. Det har ikke blitt rapportert eller observert rissdannelse ved voutene hvor spennarmeringen forankres, så det var forventet at den lokale kapasiteten var tilstrekkelig. På grunn av dette var det også forventet at den totale aksialkapasiteten var tilstrekkelig

Torsjonskapasiteten har blitt kontrollert langs hele brubanen og viser seg å være tilstrekkelig. Høyeste utnyttelsesgrad ved kombinasjon av torsjon og skjær var 0,57. Det er som forventet at Kjøkøysund bru ikke har kapasitetsmangler knyttet til torsjon. Grunnen til dette er at brukonstruksjoner med hult kassetverrsnitt har som regel høy torsjonsmotstand fordi den effektivt omfordeler skjærspenningene fra torsjonsbelastningen rundt i tverrsnittet. Derfor er det sjeldent kapasitetsproblemer knyttet til torsjon for slike konstruksjoner.

13.5 Konklusjon

Basert på kontrollen i bruddgrensetilstand gjennomført i denne oppgaven er det klart at Kjøkøysund bru ikke har tilstrekkelig skjærkapasitet. Dette er som forventet på grunn av den observerte skjærrisspropageringen på flere områder av brubanen. Hovedgrunnen til den høye skjærutnyttelsen er at brukonstruksjonen ble prosjektert etter gammelt regelverk fra før etableringen av NS 3473. Det gamle regelverket stilte lavere krav til kapasitet enn NS 3473 og lavere krav til laster enn NS 3491 og R412.

Tiltak for å øke skjærstyrken til Kjøkøysund bru bør iverksettes snarest for å hindre at tilstanden forverres ytterlig. Statens vegvesen har et løpende forsterkningsprosjekt nå hvor det vurderes en ytre karbonfiberarmering på brubanen som vil øke skjærstrekkkapasiteten. Bestandigheten til brua bør også sikres ved at de større eksisterende skjærrissene injiseres.

For beregning av den effektive skjærkraften for bjelker med skrå gurter konkluderes det med at Brås metode gir mest korrekte resultater. Dette er fordi metoden inkluderer effekten fra vinklet overgurt og er mer konservativ enn den tradisjonelle metoden fra DIN 1045-01 (2001) i de kritiske områdene av brukonstruksjonen.

13.6 Videre arbeid

I denne oppgaven har det kun blitt gjennomført kontroll i bruddgrensetilstand for brukassen til Kjøkøysund bru. For å oppnå en fullstendig kontroll er det nødvendig å gjennomføre kontroll av søylene, fundamentene og landkarene. Det er i tillegg noen lokale verifikasjoner for brubanen som ikke er gjennomført, se kapittel 12 for fullstendig liste.

Som nevnt i konklusjonen over vurderer Statens Vegvesen å forsterke Kjøkøysund bru med karbonfiberarmering. Dette er metode for forsterkning som er lite brukt i Norge, og det kan være aktuelt at det gjennomføres forskning knyttet til kapasitetsberegninger, bruddformer og implementering. Her kan eventuelt Kjøkøysund bru fungere som et pilotprosjekt, hvor oppførselen til brua etter implementert karbonfiber-forsterkning følges nøye.

Det kom fram ved befaring og tidligere rapporter at det er benyttet alkalie-reaktivt tilslag i betongen, og det har derfor oppstått alkalie-silika reaksjoner. Dette kan forverre den allerede kritiske situasjonen ved å øke lastene på brua samtidig som kapasiteten senkes. Det vil være nødvendig å kartlegge graden av alkalie-silika reaksjoner for Kjøkøysund bru, og dets effekt på lastsituasjonen, for å sikre at fremtidige forsterkningstiltak blir tilstrekkelig.

Som presentert i kapittel 6 om effekten av skrå gurter i betongkonstruksjoner er det tydelig at dette er et tema det må forskes mer på. Ved flere eksperimentelle forsøk og med ikke-lineær elementmetodeanalyse kan det være mulig å finne en mer generelt formel for effekten fra de skrå gurtene på den effektive skjærkraften. En formel som gir tilfredstillende resultater uavhengig av statisk system og størrelse på den observerte bjelken.

Referanser

Aas-Jakobsen (2011), *NovaFrame User's Guide Version 5*, Aas-Jakobsen.

Aas-Jakobsen (2014), *Rapport fra spesialinspeksjon 2014*, Aas-Jakobsen.

Betongelementforeningen (2010), *Betongelementboken Bind A - Bygging med betongelementer*, Betongelementforeningen.

Debaiky, S. I. & El-Niema, E. I. (1982), 'Behavior and strength of reinforced concrete haunched beams in shear.', *Journal of the American Concrete Institute* **79**(3), 184–194.

Dehli, M. (1995), *Kråkerøy: en østnorsk kystbygd. 2: Under okkupasjon og forandring 1940-1993*, Fredrikstad kommune.

Dilger, W. H. & Langohr, P. (1997), 'Shear design of haunched concrete box girders of the confederation bridge', *Canadian Journal of Civil Engineering* **24**(6), 898–907.

DIN 1045-01 (2001), '*EN-Concrete reinforcement and prestressed concrete structures, Part 1: Design and construction*'.

El-Niema, E. I. (1988), 'Investigation of concrete haunched t-beams under shear', *Journal of Structural Engineering (United States)* **114**(4), 917–930.

ETA (2013), '*Internal Post-tensioning System with 02 to 61 Strands*'.

Hentet 28.01.2018, Figur tilgjengelig fra:

<https://imgv2-1-f.scribdassets.com/img/document/262564362/original/b7da0d7ee4/1506302565>.

Hagen, E. (u.å.), 'Arkivfoto Kjøløysund bru'.

Tilgjengelig fra:

https://g.acdn.no/obscure/API/dynamic/r1/ece5/tr_1080_719_1_f/0000/fred/2017/12/4/11/Kj%25C3%25B8k%25C3%25B8sysund%2Bbru.png?chk=2595A5.

Hou, C., Matasumoto, K. & Niwa, J. (2015), 'Shear failure mechanism of reinforced concrete haunched beams', *Journal of JSCE* **3**(1), 230–245.

Kompen, R. (2014), '*Betongregelverk relatert til bestandighet - Betongbruer i et historisk perspektiv*'.

Tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/588403/binary/940810?fast_title=8+Kompen+Betongregelverk+og+betongbruer+i+et+historisk+perspektiv.pdf.

MacLeod, I. A. & Houmsi, A. (1994), 'Shear strength of haunched beams without shear reinforcement', *ACI Structural Journal* **91**(1), 79–89.

Nghiep, V. H. (2011), '*Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups*', PhD thesis, Technische Universität Hamburg.

REFERANSER

Norsk Betongforening (1978), *Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 6 - Skjærkraft for plater med konsentrerte laster*, Norsk Betongforening.

Pucher, A. (1964), *Influence Surface of Elastic Plates*, Springer-Verlag Wien.

Rambjør, S. (2007), *Fritt Frambyggbruer*, Aas-Jakobsen.

Standard Norge (2002), '*NS 3491-4 Prosjektering av konstruksjoner - Dimensjonerende laster - Del 4: Vindlaster*'.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=133858>.

Standard Norge (2003a), '*NS 3473:2003 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*'.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=133834>.

Standard Norge (2003b), '*NS 3491-5 Prosjektering av konstruksjoner - Dimensjonerende laster - Del 5: Termiske påvirkninger*'.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=196900>.

Standard Norge (2008), '*NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*'.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701>.

Statens Vegvesen (2003), '*Håndbok 239 - Bruklassifisering*'.

Hentet 25.05.2018, Figur tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/124199/binary/239085?fast_title=Handbok+239+Bruklassifisering+%28NB%21+31+MB%29.pdf.

Statens Vegvesen (2009), '*Rapport nr. 2565 - Volumendring og risstendens i betong*'.

Hentet 19.03.2018, Tilgjengelig fra:

https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/194017/volumendringer_og_risstendens_i_betong.pdf.

Statens Vegvesen (2014a), '*Fv. 108 Kjøkkøysund bru*'.

Hentet 31.01.2018, Tilgjengelig fra:

<https://www.vegvesen.no/Fylkesveg/kjokkoyssundbru>.

Statens Vegvesen (2014b), '*Håndbok R412 - Bruklassifisering*'.

Hentet 08.02.2018, Figur tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/61486/binary/964011?fast_title=Handbok+R412+Bruklassifisering.pdf.

Statens Vegvesen (2014c), 'Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer'.

Hentet 21.02.2018, Tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/69833/binary/964063?fast_title=Håndbok+V441+Inspeksjonshåndbok+for+bruer+%2836+MB%29.pdf.

Statens Vegvesen (2014d), 'Signalregulering på Kjøkøysund bru trer i kraft'.

Hentet 20.02.2018, Tilgjengelig fra:

<https://www.vegvesen.no/Fylkesveg/kjokoyosundbru/nyhetsarkiv/signalregulering-på-kjokoyosund-bru-trer-i-kraft>.

Statens Vegvesen (2014e), 'Vedlegg til NA-rundskriv 2017/10: Endringer og tilføyelser til håndbok R412 Bruklassifisering'.

Hentet 08.02.2018, Figur tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/2120473/binary/1227650?fast_title=Vedlegg+til+handbok+R412+Bruklassifisering+-+Endringer+og+tilfoyelser.pdf.

Statens Vegvesen (2015), 'Håndbok N400 - Bruprosjektering'.

Hentet 09.05.2018, Figur tilgjengelig fra:

https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf.

Statens Vegvesen (2017), *Inspeksjonsrapport*, Statens Vegvesen.

Stefanou, G. D. (1983), 'Shear resistance of reinforced concrete beams with non-prismatic sections', *Engineering Fracture Mechanics* **18**(3), 643–666.

Stensrud, K. B. (2014), *Deformasjonsanalyse, skadekartlegging og klassifisering av Gisundbrua*, Master's thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Störfix (2005), 'Weidatal Bridge, Germany'.

Hentet 07.02.2018, Figur tilgjengelig fra:

https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/c/c9/Weidatalbruecke3_2005-11-02.jpg/800px-Weidatalbruecke3_2005-11-02.jpg.

Sørensen, S. I. (2013), *Betongkonstruksjoner*, Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS.

Tena-Colunga, A., Archundia-Aranda, H. I. & González-Cuevas, O. M. (2008), 'Behavior of reinforced concrete haunched beams subjected to static shear loading', *Engineering Structures* **30**(2), 478–492.

Troyano, L. F. (2003), *Bridge engineering: a global perspective*, Thomas Telford.

Øderud, H. T. & Nordahl, R. S. (2018), 'Bro'.

Hentet 28.01.2018, Nettside tilgjengelig fra:

<https://www.snl.no/bro>.

Vedlegg

Merk at de fleste beregninger er gjort i Microsoft Excel. Dette programmet benytter en nøyaktighet på ned til 15 desimaler i utregninger. I vedleggene presenteres aldri verdier med mer enn 4 desimaler. Av denne grunn kan det være avvik mellom resultater regnet i Excel og resultater regnet med de presenterte verdiene i vedleggene. Verdiene fra Excel er de som er benyttet i oppgaven.

A Betongoverdekning

Vedlegget viser betongoverdekningsberegninger for Kjøkøysund bru i henhold til Håndbok N400

Undergurt

Overkant

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 10 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 35 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 35 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Underkant

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 10 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Overgurt

Overkant

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 26 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 60 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 60 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 75 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Underkant

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 26 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Steg**Mot utsiden av kassetverrsnitt**

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 10 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Mot innsiden av kassetverrsnitt

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 10 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 35 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 35 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Søylor**Søyle B, C, D og F**

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 26 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Søyle E

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 26 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 100 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 100 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 20 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 120 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Fundament på land**Overkant**

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 10 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 50 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Underkant

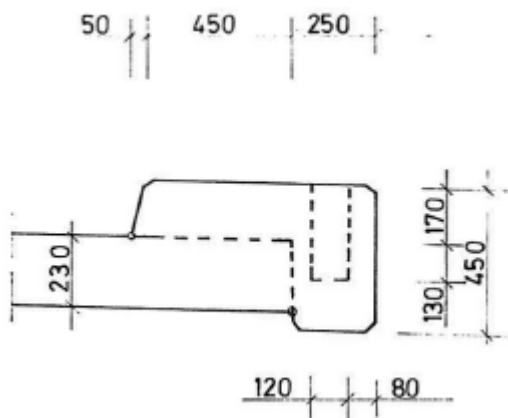
Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 20 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 100 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] = 100 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 20 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 120 \text{ mm}$	N400 7.4.4

Fundament under vann

Minste overdekning av hensyn til heft	$c_{\min,b} = \phi = 16 \text{ mm}$	EK2 Tabell 4.2
Minste overdekning av hensyn til bestandighet	$c_{\min,dur} = 100 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Minste overdekning	$c_{\min} = \max[c_{\min,b}, c_{\min,dur}] + 10 = 110 \text{ mm}$	N400 7.4.2
Tillatt avvik	$\Delta c_{dev} = 20 \text{ mm}$	N400 7.4.3
Nominell overdekning	$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 130 \text{ mm}$	N400 7.4.4

B Egenlast

Fortau



Figuren over viser tverrsnittet av det påstøpte fortauet. Egenvekten på fortauet tilsvarer en last på:

$$(500 * 170 + 250 * 450) * 25 = 5 \text{ kN/m} \quad (1)$$

Belegningslasten på fortauet blir:

$$2,0 * 0,750 = 1,5 \text{ kN/m} \quad (2)$$

Rekkverket gir en last på 1 kN/m

Totalt blir lasten fra fortauet

$$5 + 1,5 + 1 = 7,5 \text{ kN/m} \quad (3)$$

C Beregning av termisk påvirkning

Maksimaltemperatur	$T_{max} = 34^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 Figur A.2
Minimumstemperatur	$T_{min} = -33^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 Figur A.2
Høyeste temperatur	$T_{e,max} = T_{max} - 9^{\circ}\text{C} = -25^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 6.1.3.3
Laveste temperatur	$T_{e,min} = T_{max} + 10^{\circ}\text{C} = -23^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 6.1.3.3
Initialtemperatur	$T_0 = 2^{\circ}\text{C}$	Statens Vegvesen
Kontraksjon	$\Delta T_{N,con} = -(T_0 - T_{e,min}) = -25^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 (3)
Ekspansjon	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 23^{\circ}\text{C}$	NS 3491-5 (2)
Temperaturgradient varm	$\Delta T_{M,varm} = 10^{\circ}\text{C}$	NS 3473 Tabell 4
Temperaturgradient kald	$\Delta T_{M,kald} = -5^{\circ}\text{C}$	NS 3473 Tabell 4
Faktor varm	$k_{overfl} = 0,7$	NS 3473 Tabell 5
Faktor kald	$k_{overfl} = 1,0$	NS 3473 Tabell 5
Justert gradient varm	$\Delta T_{M,varm} = 10^{\circ}\text{C} * 0,7 = 7^{\circ}\text{C}$	NS 3473 6.1.4.1(2)
Justert gradient kald	$\Delta T_{M,kald} = -5^{\circ}\text{C} * 1,0 = -5^{\circ}\text{C}$	NS 3473 6.1.4.1(2)

D Beregning av vindlast

Korreksjonsfaktorer	$c_{RET} = 1,0$	NS 3491-4 A.2
	$c_{ARS} = 1,0$	NS 3491-4 A.3
	$c_{HOH} = 1,0$	NS 3491-4 A.4
	$c_{SAN} = 1,0$	NS 3491-4 5.1
Lufttetthet	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$	NS 3491-4 5.1

Element nummer 620

Tilsvarende beregning er gjennomført for alle elementene fra NovaFrame-modellen ved bruk av Microsoft Excel.

Vindkasthastighetstrykk

Høyde over terreng	$z = 31,85 \text{ m}$	
Terrenguhetsfaktor	$c_r(z) = 1,37$	NS 3491-4 (6)
Topografifaktor	$c_t(z) = 1,0$	NS 3491-4 5.4
Toppfaktor	$k_p(z) = 3,5$	NS 3491-4 6
Turbulensintensitet	$I_v(z) = 0,124$	NS 3491-4 (15a)
Basisvindhastighet	$v_b = c_{RET} * c_{ARS} * c_{HOH} * c_{SAN} * v_{REF} = 27 \text{ m/s}$	NS 3491-4 (1)
Stedsvindhastighet	$v_s(z) = c_r(z) * c_t(z) * v_b = 37 \text{ m/s}$	NS 3491-4 (4)
Vindkasthastighet	$v_{kast} = v_s(z) \sqrt{1 + 2 * k_p * I_v} = 50.6 \text{ m/s}$	NS 3491-4 6
Vindkasthastighetstrykk	$q_{kast} = 0,5 \rho v_{kast}^2 = 1600.2 \text{ Pa}$	NS 3491-4 (14)

Kraftfaktor

Dragfaktor	$c_{fy,0} * H = 1.6396 * 2.56 = 4.35$	NS 3491-4 10.11.2
Løftfaktor	$c_{fz} * B = 0.9 * 7.6 = 6.84$	NS 3491-4 10.11.3
Torsjonsfaktor	$c_{fz} * 0.25 * B^2 = 0.9 * 0.25 * 7.6^2 = 13.00$	NS 3491-4 10.11.2

Vindkrefter

Dragkraft	$c_{fy,0} * H * q_{kast} = 6.95 \text{ kN/m}$	NS 3491-4 8
Løftkraft	$c_{fz} * B * q_{kast} = 10.95 \text{ kN/m}$	NS 3491-4 8
Torsjon	$c_{fz} * 0.25 * B^2 * q_{kast} = 20.80 \text{ kNm/m}$	NS 3491-4 8

E Krypberegninger

Beregningene er utført etter A.9.3.2 i NS 3473:2003. Vedlegget viser beregning av kryptall for element 620 i byggefase 11 og etter 1 år, 50 år og 100 år. Tilsvarende beregning er gjennomført for alle elementer fra NovaFrame-modellen ved bruk av Microsoft Excel.

Betong	$f_{cck} = 32 \text{ MPa}$	NS 3473
Tverrsnittsareal	$A_c = 3378000 \text{ mm}^2$	
Utvendig omkrets	$U_y = 19300 \text{ mm}$	
Innvendig omkrets	$U_i = 12440 \text{ mm}$	
Effektiv omkrets	$U = u_y + 0,5 * u_i = 25520 \text{ mm}$	NS 3473 A.9.3.2
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 = \frac{2A_c}{U} = 264.73 \text{ mm}$	NS 3473 A.9.3.2
Relativ luftfuktighet	$RH = 70\%$	N400 7.2.3
Belastningsalder	$t_0 = 3 \text{ døgn}$	
Alder i fase 11	$t = 10 \text{ døgn}$	
Alder 1 år	$t = 295 \text{ døgn}$	
Alder 50 år	$t = 18180 \text{ døgn}$	
Alder 100 år	$t = 36430 \text{ døgn}$	
β faktorer	$\beta_1 = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 0.95878$	NS 3473 A.9.3.2
	$\beta_2 = \frac{2,4}{0,1 + t_0^{0,18}} = 1.82003$	NS 3473 A.9.3.2
	$\beta_h = 1,5 \left[1 + 0,00012 \frac{RH^{18}}{50} \right] h_0 + 250 \leq 1500$ $= 667.442$	NS 3473 A.9.3.2
	$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_h} + t - t_0 \right]^{0,3}$	NS 3473 A.9.3.2
Normert kryptall	$\phi_0(t, t_0) = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,08 * h_0^{1/3}} = 1.5840$	NS 3473 A.9.3.2
Kryptall	$\phi(t - t_0) = \phi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c(t - t_0)$	NS 3473 A.9.3.2

Fase 11	$\beta_c(10-3)=0.2540$ $\phi_{fase\ 11}=0.7021$ $\Delta\phi_{fase\ 11}=\phi_{fase\ 11}=0.7021$
1 år	$\beta_c(295-3)=0.6998$ $\phi_{1\ \text{år}}=1.9344$ $\Delta\phi_{1\ \text{år}}=\phi_{1\ \text{år}}-\phi_{fase\ 11}=1.2323$
50 år	$\beta_c(18180-3)=0.9892$ $\phi_{50\ \text{år}}=2.7344$ $\Delta\phi_{50\ \text{år}}=\phi_{50\ \text{år}}-\phi_{1\ \text{år}}=0.7999$
100 år	$\beta_c(36430-3)=0.9946$ $\phi_{100\ \text{år}}=2.7491$ $\Delta\phi_{100\ \text{år}}=\phi_{100\ \text{år}}-\phi_{50\ \text{år}}=0.0147$

F Svinnberegning

Beregningene er utført etter A.9.3.2 i NS 3473:2003. Vedlegget viser beregning av svinntøyningen for element620 i byggefase 11 og etter 1 år, 50 år og 100 år. Tilsvarende beregning er gjennomført for alle elementer fra NovaFrame-modellen ved bruk av Microsoft Excel

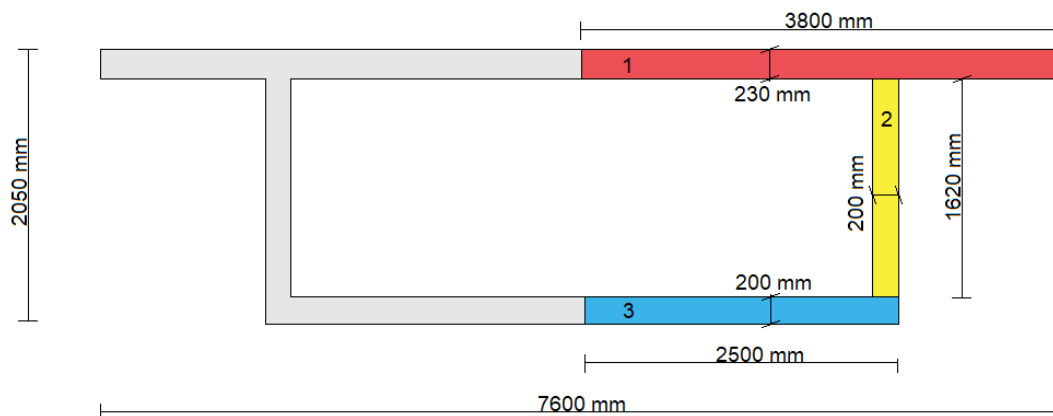
Betong $f_{cck} = 32MPa$ NS 3473

Tverrsnittsareal	$A_c = 3378000mm^2$	
Utvendig omkrets	$U_y = 19300mm$	
Innvendig omkrets	$U_i = 12440mm$	
Effektiv omkrets	$U = u_y + 0,5 * u_i = 25520mm$	NS 3473 A.9.3.2
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 = \frac{2A_c}{U} = 264.73mm$	NS 3473 A.9.3.2
Relativ luftfuktighet	$RH = 70\%$	N400 7.2.3
Uttørkningsalder	$t_s = 3 \text{ døg}$	
Alder i fase 11	$t = 10 \text{ døg}$	
Alder 1 år	$t = 295 \text{ døg}$	
Alder 50 år	$t = 18180 \text{ døg}$	
Alder 100 år	$t = 36430 \text{ døg}$	
Svinntøyning	$\epsilon_s = -550 * 10^6 [1 - \frac{RH^3}{100}]$ $= -0.3614 \text{ ‰}$	NS 3473 A.9.3.2
	$\beta_s(t - t_s) = [\frac{t - t_s}{0,035 * h_0^2 + t - t_s}]$	NS 3473 A.9.3.2
	$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_s * \beta_s(t - t_s)$	NS 3473 A.9.3.2

Fase 11	$\beta_s(10-3)=0.0533$ $\epsilon_{fase\ 11}=-0.0193$ $\Delta\epsilon_{fase\ 11}=\epsilon_{fase\ 11}=-0.0193$
1 år	$\beta_s(295-3)=0.3262$ $\epsilon_{1\ \text{år}}=-0.1179$ $\Delta\epsilon_{1\ \text{år}}=\epsilon_{1\ \text{år}}-\epsilon_{fase\ 11}=-0.0986$
50 år	$\beta_s(18180-3)=0.9387$ $\epsilon_{50\ \text{år}}=-0.3392$ $\Delta\epsilon_{50\ \text{år}}=\epsilon_{50\ \text{år}}-\epsilon_{1\ \text{år}}=-0.2213$
100 år	$\beta_s(36430-3)=0.9679$ $\phi_{100\ \text{år}}=-0.3498$ $\Delta\phi_{100\ \text{år}}=\phi_{100\ \text{år}}-\phi_{50\ \text{år}}=-0.0106$

G Verifikasjonsberegninger

Eksempelberegningene er vist for tversnitt med høyde 2050 mm.



Areal

$$\begin{aligned}
 A &= 2 * \Sigma A_i \\
 &= 2 * (A_1 + A_2 + A_3) \\
 &= 2 * (3800 * 230 + 200 * 1620 + 2500 * 200) \\
 &= 3.396 * 10^6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Massesenter

Origo i midten øverst

$$G_j = \Sigma \frac{A_i * e_i}{A}$$

y-retning

$$\frac{(3800 * 230 * \frac{3800}{2} + 200 * 1620 * (2500 - \frac{200}{2}) + 2500 * 200 * \frac{2500}{2})}{3.396 * 10^6} + \dots$$

y-retning

$$\dots + \frac{(3800 * 230 * \frac{-3800}{2} + 200 * 1620 * (-2500 + \frac{200}{2}) + 2500 * 200 * \frac{-2500}{2})}{3.396 * 10^6} = 0$$

z-retning

$$\frac{(3800 * 230 * \frac{-230}{2} + 200 * 1620 * (-230 + \frac{-1620}{2}) + 2500 * 200 * (-2050 + \frac{200}{2})) * 2}{3.396 * 10^6} = -831.84 \text{ mm}$$

Andre arealmoment

$$I_j = 2 * \Sigma \frac{b_i * h_i^2}{12} + A_i * e_i^2$$

I_y

$$I_y = \left(\frac{3800 * 230^3}{12} + \frac{200 * 1620^3}{12} + \frac{2500 * 200^3}{12} + 3800 * 230 * \left(831.84 - \frac{230}{2} \right)^2 \right) * 2 + \dots$$

$$\dots + \left(200 * 1620 * \left(831.84 - 230 - \frac{1620}{2} \right)^2 + 2500 * 200 * \left(831.84 - 2050 + \frac{200}{2} \right)^2 \right) * 2 = \dots$$

$$\dots = 2.32934 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

I_z

$$I_z = \left(\frac{230 * 3800^3}{12} + \frac{1620 * 200^3}{12} + \frac{200 * 2500 * 3}{12} \right) * 2 + \dots$$

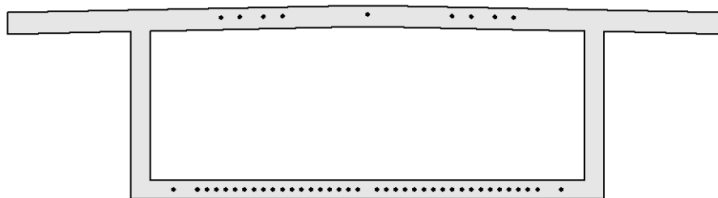
$$\dots + \left(3800 * 230 * \left(\frac{3800}{2} \right)^2 + 200 * 1620 * \left(2500 - \frac{200}{2} \right)^2 + 2500 * 200 * \left(\frac{2500}{2} \right)^2 \right) * 2 = 1.423 * 10^{13} \text{ mm}^4$$

Torsjonstreghetsmoment

$$I_T = \frac{4a^2b^2}{\frac{a}{t_1} + \frac{a}{t_3} + \frac{b}{t_2} + \frac{b}{t_4}}$$

$$I_T = \frac{4 * \left(2050 - \frac{23}{2} - \frac{200}{2} \right)^2 * (4800^2)^2}{\frac{2035}{200} + \frac{2035}{200} + \frac{4800}{230} + \frac{4800}{200}} = 4.646 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

H Aksialkraftkapasitet i felt DE



Tverrsnitt:

$$A_c = 3.367 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h_{\text{steg,mid}} = 1572 \text{ mm}$$

$$c_{\text{vertikal}} = 150 \text{ mm}$$

$$n_{\text{jern,vert}} = 1572/150 \approx 11$$

Betong B32/C40:

$$f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

Slakkarmering:

$$f_{\text{sk}} = 500 \text{ MP}$$

$$f_{\text{sd}} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,25$$

Spennarmering:

$$A_{\text{p,per kabel}} = 462 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{kabler}} = 50$$

$$A_p = 23\,100 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering - Plassering og mengde

Slakkarmering i toppgurt:

$$\text{OK: } 42\phi 10 + 8\phi 26 \quad A_{\text{s, topp, ok}} = 11793,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{UK: } 42\phi 10 + 8\phi 26 \quad A_{\text{s, topp, uk}} = 11793,54 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i bunnurt:

$$\text{OK: } 15\phi 10 \quad A_{\text{s, bunn, ok}} = 1178,10 \text{ mm}^2$$

$$\text{UK: } 15\phi 10 \quad A_{\text{s, bunn, uk}} = 1178,10 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i steg:

$$\text{YK*}: 2 \cdot \phi 10 \text{c} 150 \quad A_{\text{s, steg,yk}} = 1727,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{IK*}: 2 \cdot \phi 10 \text{c} 150 \quad A_{\text{s, steg,ik}} = 1727,88 \text{ mm}^2$$

(YK=Ytterkant, IK=Innerkant)

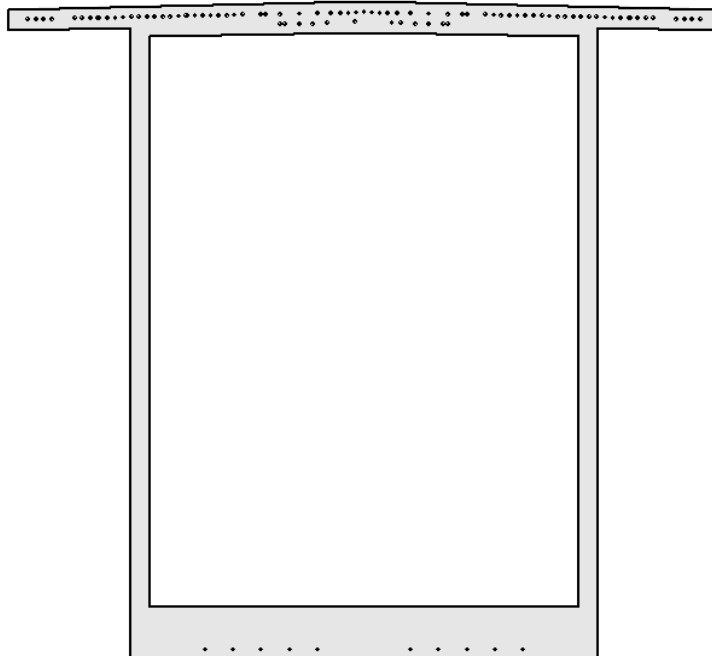
Total slakkarmering:

$$\text{Sum: } A_s = 29398,83 \text{ mm}^2$$

Aksialkraftkapasitet for betongtverrsnitt påkjent av aksialt trykk:

$$N_{Rd} = f_{cd} * (A_c - A_s - A_p) + f_{sd} * A_s$$
$$N_{Rd} = \mathbf{71\ 420,55\ kN}$$

I Aksialkraftkapasitet i søyle D



Tverrsnitt:

$$A_c = 7,023 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h_{\text{steg,mid}} = 6112 \text{ mm}$$

$$c_{\text{vertikal}} = 150 \text{ mm}$$

$$n_{\text{jern}} = 6112/150 \approx 41$$

Betong B32/C40:

$$f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

Slakkarmering:

$$f_{\text{sk}} = 500 \text{ MP}$$

$$f_{\text{sd}} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,25$$

Spennarmering:

$$A_{\text{p,per kabel}} = 462 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{kabler}} = 87$$

$$A_p = 40\,194 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering - Plassering og mengde

Slakkarmering i toppgurt:

OK:	$42\phi 10 + 8\phi 26$	$A_{\text{s, topp, ok}} = 11793,54 \text{ mm}^2$
UK:	$42\phi 10 + 8\phi 26$	$A_{\text{s, topp, uk}} = 11793,54 \text{ mm}^2$

Slakkarmering i bunngurt:

OK:	15 ϕ 10	$A_{s, \text{bunn, ok}} = 1178,10 \text{ mm}^2$
UK:	15 ϕ 10	$A_{s, \text{bunn, uk}} = 1178,10 \text{ mm}^2$

Slakkarmering i steg:

YK*:	2* ϕ 10c150	$A_{s, \text{steg,yk}} = 6440,26 \text{ mm}^2$
IK*:	2* ϕ 10c150	$A_{s, \text{steg,ik}} = 6440,26 \text{ mm}^2$

(YK=Ytterkant,IK=Innerkant)

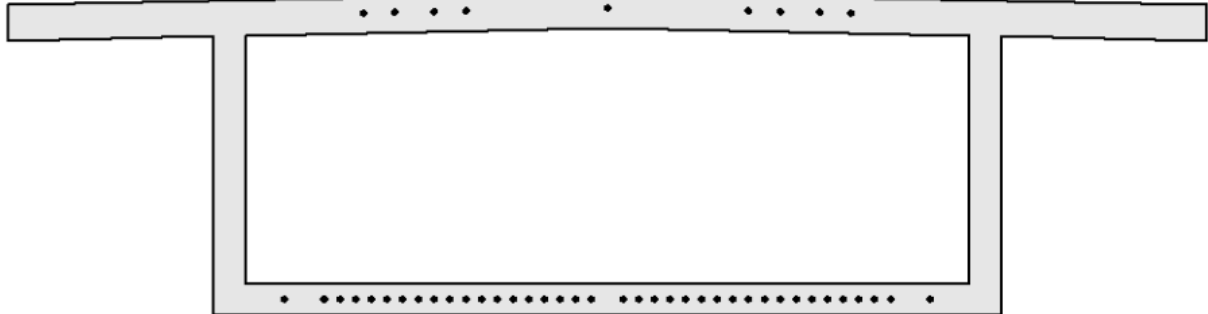
Total slakkarmering:

Sum:	$A_s = 38823,81 \text{ mm}^2$
------	-------------------------------

Aksialkraftkapasitet for betongtverrsnitt påkjent av aksialt trykk:

$$N_{Rd} = f_{cd} * (A_c - A_s - A_p) + f_{sd} * A_s$$
$$N_{Rd} = \mathbf{141\ 069,28 \text{ kN}}$$

J Momentkapasitet i felt DE



Tverrsnitt:

$h = 2000 \text{ mm}$
 $t_{\text{topp}} = 230 \text{ mm}$
 $t_{\text{bunn}} = 200 \text{ mm}$
 $t_{\text{steg}} = 200 \text{ mm}$
 $b_{\text{topp}} = 7600 \text{ mm}$
 $b_{\text{bunn}} = 5000 \text{ mm}$
 $c_{\text{nom, topp, ok}} = 20 \text{ mm}$
 $c_{\text{nom, ellers}} = 30 \text{ mm}$

Betong B32/C40:

$f_{\text{cck}} = 32 \text{ MPa}$
 $f_{\text{ck}} = 40 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$
 $f_{\text{tn}} = 2,75 \text{ MPa}$
 $f_{\text{td}} = 1,32 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1,4$
 $E_{\text{ck}} = 26870,06 \text{ MPa}$

Slakkarmering:

$f_{\text{sk}} = 500 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sk}} = 480 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sd}} = 400 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sd}} = 384 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1,25$
 $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
 $\phi_{\text{skjær}} = 10 \text{ mm}$

Spennarmering:

$A_{\text{p, kabel}} = 462 \text{ mm}^2$
 $n_{\text{kabler, topp}} = 10$
 $n_{\text{kabler, bunn}} = 40$
 $A_{\text{p, topp}} = 4620 \text{ mm}^2$
 $A_{\text{p, bunn}} = 18480 \text{ mm}^2$
 $\phi_{\text{rør}} = 45 \text{ mm}$
 $f_{\text{pk}} = 1620 \text{ MPa}$
 $f_{\text{p0,2k}} = 1420 \text{ MPa}$
 $\gamma_p = 1,25$
 $f_{\text{pd}} = \frac{f_{\text{p0,2k}}}{\gamma_2} = 1136 \text{ MPa}$
 $E_p = 195\,000 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{\text{p0}} = 0,67 * \frac{f_{\text{p0,2k}}}{E_p}$
 $= 4,879 * 10^{-3}$
 $d_{\text{spenn, topp}} = 1885 \text{ mm}$
 $d_{\text{spenn, bunn}} = 1900 \text{ mm}$

Slakkarmering - Plassering og mengde

Armering toppgurt:

OK:	$48\phi 10 + 2\phi 26$	$A_{s, \text{topp, ok}} = 4831,77 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{topp, ok}} = 1945 \text{ mm}$
UK:	$48\phi 10 + 2\phi 26$	$A_{s, \text{topp, uk}} = 4831,77 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{topp, uk}} = 1815 \text{ mm}$

$$A_{s, \text{topp}} = A_{s, \text{topp, ok}} + A_{s, \text{topp, uk}} \\ = 9663,54 \text{ mm}^2$$

$$d_{s, \text{topp, middel}} = \frac{A_{s, \text{topp, ok}} * d_{s, \text{topp, ok}} + A_{s, \text{topp, uk}} * d_{s, \text{topp, uk}}}{A_{s, \text{topp}}} \\ = 1880 \text{ mm}$$

Armering i bunnurt:

OK:	$15\phi 10$	$A_{s, \text{bunn, ok}} = 1178,10 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{bunn, ok}} = 1845 \text{ mm}$
UK:	$15\phi 10$	$A_{s, \text{bunn, uk}} = 1178,10 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{bunn, uk}} = 1955 \text{ mm}$

$$A_{s, \text{bunn}} = A_{s, \text{bunn, ok}} + A_{s, \text{bunn, uk}} = 2356,19 \text{ mm}^2$$

$$d_{s, \text{bunn, middel}} = \frac{A_{s, \text{bunn, ok}} * d_{s, \text{bunn, ok}} + A_{s, \text{bunn, uk}} * d_{s, \text{bunn, uk}}}{A_{s, \text{bunn}}} = 1900 \text{ mm}$$

Midlere effektiv høyde:

$$d_{m, f} = \frac{d_{s, \text{bunn, middel}} * A_{s, \text{bunn}} * f_{sd} + d_{\text{spenn, bunn}} * A_{p, \text{bunn}} * f_{pd}}{A_{s, \text{bunn}} * f_{sd} + A_{p, \text{bunn}} * f_{pd}} = 1900 \text{ mm}$$

Kontroll om tverrsnittet er over- eller underarmert:

Tøyninger. Det er antatt et 20 % tøyningstap i spennarmering.

Betongtøyning:	$\epsilon_{cu} = 3,500 * 10^{-3}$
Effektiv tøyningdifferanse:	$\epsilon'_{p0} = 0,8 * \epsilon_{p0} = 3,903 * 10^{-3}$

Trykksonehøydefaktor ved balansert tverrsnitt:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0,645$$

VEDLEGG

Tøyninger ved balansert tverrsnitt:

Spennarmering i topp:

$$\Delta \epsilon_{p, \text{topp}} = \frac{\alpha_b * d_{m,f} - (h - d_{\text{spenn, topp}})}{\alpha_b * d_{m,f}} = 3,172 * 10^{-3}$$

Slakkarmering i topp:

$$\epsilon_{s, \text{topp}} = \frac{\alpha_b * d_{m,f} - (h - d_{s, \text{topp, middel}})}{\alpha_b * d_{m,f}} = 3,158 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s, \text{topp}} > \epsilon_{yd} = 2,000 * 10^{-3} \rightarrow \text{Armeringen flyter}$$

Slakkarmering i bunn:

$$\epsilon_{s, \text{bunn}} = \frac{d_{s, \text{bunn, middel}} - \alpha_b * d_{m,f}}{\alpha_b * d_{m,f}} = 1,922 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s, \text{bunn}} < \epsilon_{yd} = 2,000 * 10^{-3} \rightarrow \text{Armeringen flyter ikke}$$

Krefter:

$$T_{c1} = b_{\text{topp}} * t_{\text{topp}} * f_{cd} = 31464 \text{ kN}$$

$$T_{c2} = (0,8 * \alpha_b * d_{m,f} - t_{\text{topp}}) * t_{\text{steg}} * f_{cd} * 2 = 5407,95 \text{ kN}$$

$$S1 = A_{s, \text{bunn}} * E_s * \epsilon_{s, \text{bunn}} = 905,94 \text{ kN}$$

$$S2 = A_{s, \text{topp}} * f_{sd} = 3865,42 \text{ kN}$$

$$S_{p, \text{topp}} = A_{p, \text{topp}} * E_p * (\epsilon'_{p0} - \Delta \epsilon_{\text{topp}}) = 658,90 \text{ kN}$$

$$S_{p, \text{bunn}} = A_{pb} * f_{pd}$$

Løser den aksielle likevekten ved balansert tverrsnitt:

$$T_{c1} + T_{c2} + S2 = S1 + S_{p, \text{topp}} + S_{p, \text{bunn}}$$

$$\rightarrow A_{pb} = \frac{T_{c1} + T_{c2} + S2 - S1 - S_{p, \text{topp}}}{f_{pd}} = 34482,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb} > A_{p, \text{bunn}} = 17556 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Tverrsnittet er underarmert!}$$

Momentkapasitet for underarmert tverrsnitt

Ved kapasitetsberegningene er det antatt at slakkarmeringen flyter og at trykksonen til betongen befinner seg i toppgurten.

Krefter:

$$\begin{aligned} T_c &= 0,8 * f_{cd} * \alpha_f * b_{topp} * d_{m,f} \\ S1 &= A_{s, bunn} * f_{sd} \\ S2 &= A_{s, topp} * f_{sd} \\ S_{p, bunn} &= A_{p, bunn} * f_{pd} \\ S_{p, topp} &= A_{p, topp} * E_p * (\epsilon'_{p0} - \Delta\epsilon_{topp}) \end{aligned}$$

Hvor:

$$\Delta\epsilon_{p, topp} = \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}}$$

α_f bestemmes ved å løse ut aksiallikevekten:

$$\begin{aligned} T_c + S2 &= S1 + S_{p, bunn} + S_{p, topp} \\ 0,8 * f_{cd} * \alpha_f * b_{topp} * d_{m,f} + A_{s, topp} * f_{sd} &= \dots \\ \dots &= A_{s, bunn} * f_{sd} + A_{p, bunn} * f_{pd} + A_{p, topp} * E_p * \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}} \right) \end{aligned}$$

Innsatt verdier:

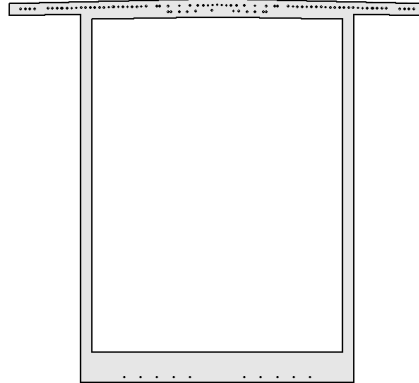
$$\begin{aligned} 207936000 * \alpha_f + 3865415,601 &= \dots \\ \dots &= 942477,80 + 20993280 + 4620 * 195000 * \left(3,903 * 10^{-3} - \frac{\alpha_f * 1900 - (2000 - 1885)}{\alpha_f * 1900} \right) \\ &\longrightarrow \alpha_f = 0,0980 \\ 0,8 * \alpha_f * d_{m,f} &= 148,98mm \longrightarrow \text{Trykksonen er i toppgurt} \end{aligned}$$

Momentkapasitet:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 0,8 f_{cd} (1 - 0,4 \alpha_f) \alpha_f b_{topp} d_{m,f}^2 + \dots \\ &\dots f_{sd} A_{s, topp} (d_{m,f} - (h - d_{s, topp, middel})) - \dots \\ &\dots A_{p, topp} E_p \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_f * d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})}{\alpha_f * d_{m,f}} \right) (d_{m,f} - (h - d_{spenn, topp})) = 39961,78 kNm \end{aligned}$$

Momentkapasiteten i midt av spenn DE er 39 961,73 kNm.

K Momentkapasitet ved søyle D



Tverrsnitt:

$h = 7000 \text{ mm}$
 $t_{\text{topp}} = 230 \text{ mm}$
 $t_{\text{bunn}} = 560 \text{ mm}$
 $t_{\text{steg}} = 200 \text{ mm}$
 $b_{\text{topp}} = 7600 \text{ mm}$
 $b_{\text{bunn}} = 5000 \text{ mm}$
 $c_{\text{nom, topp, ok}} = 20 \text{ mm}$
 $c_{\text{nom, ellers}} = 30 \text{ mm}$

Betong B32/C40:

$f_{\text{cck}} = 32 \text{ MPa}$
 $f_{\text{ck}} = 40 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$
 $f_{\text{tn}} = 2,75 \text{ MPa}$
 $f_{\text{td}} = 1,32 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1,4$
 $E_{\text{ck}} = 26870,06 \text{ MPa}$

Slakkarmering:

$f_{\text{sk}} = 500 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sk}} = 480 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sd}} = 400 \text{ MPa}$
 $f_{\text{sd}} = 384 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1,25$
 $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
 $\phi_{\text{skjær}} = 10 \text{ mm}$

Spennarmering:

$A_{\text{p, kabel}} = 462 \text{ mm}^2$
 $n_{\text{kabler, topp, ok}} = 65$
 $n_{\text{kabler, topp, uk}} = 12$
 $n_{\text{kabler, bunn}} = 10$
 $A_{\text{p, topp}} = 35574 \text{ mm}^2$
 $A_{\text{p, bunn}} = 4620 \text{ mm}^2$
 $\phi_{\text{rør}} = 45 \text{ mm}$
 $f_{\text{pk}} = 1620 \text{ MPa}$
 $f_{\text{p0,2k}} = 1420 \text{ MPa}$
 $f_{\text{pd}} = \frac{f_{\text{p0,2k}}}{\gamma_p} = 1136 \text{ MPa}$
 $\gamma_p = 1,25$
 $E_p = 195\,000 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{\text{p0}} = 0,67 * \frac{f_{\text{p0,2k}}}{E_p} = 4,879 * 10^{-3}$
 $d_{\text{spenn, topp, ok}} = 6885 \text{ mm}$
 $d_{\text{spenn, topp, uk}} = 6785 \text{ mm}$
 $d_{\text{spenn, bunn}} = 6885 \text{ mm}$

Slakkarmering - Plassering og mengdeArmering i toppgurt:

OK:	$42\phi 10 + 8\phi 26$	$A_{s, \text{topp, ok}} = 11793,54 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{topp, ok}} = 6945 \text{ mm}$
UK:	$42\phi 10 + 8\phi 26$	$A_{s, \text{topp, uk}} = 11793,54 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{topp, uk}} = 6815 \text{ mm}$

$$A_{s, \text{topp}} = A_{s, \text{topp, ok}} + A_{s, \text{topp, uk}} = 23587,08 \text{ mm}^2$$

$$d_{s, \text{topp, middel}} = \frac{A_{s, \text{topp, ok}} * d_{s, \text{topp, ok}} + A_{s, \text{topp, uk}} * d_{s, \text{topp, uk}}}{A_{s, \text{topp}}} = 6880 \text{ mm}$$

Armering i bunnurt:

OK:	$15\phi 10$	$A_{s, \text{bunn, ok}} = 1178,10 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{bunn, ok}} = 6485 \text{ mm}$
UK:	$15\phi 10$	$A_{s, \text{bunn, uk}} = 1178,10 \text{ mm}^2$	$d_{s, \text{bunn, uk}} = 6955 \text{ mm}$

$$A_{s, \text{bunn}} = A_{s, \text{bunn, ok}} + A_{s, \text{bunn, uk}} = 2356,19 \text{ mm}^2$$

$$d_{s, \text{bunn, middel}} = \frac{A_{s, \text{bunn, ok}} * d_{s, \text{bunn, ok}} + A_{s, \text{bunn, uk}} * d_{s, \text{bunn, uk}}}{A_{s, \text{bunn}}} = 6720 \text{ mm}$$

Midlere effektiv høyde:

$$d_{\text{spenn, topp, middel}} = \frac{d_{\text{spenn, topp, ok}} * n_{\text{kabler, topp, ok}} + d_{\text{spenn, topp, uk}} * n_{\text{kabler, topp, uk}}}{n_{\text{kabler, topp, ok}} + n_{\text{kabler, topp, uk}}} = 6869,41 \text{ mm}$$

$$d_{m,s} = \frac{d_{s, \text{topp, middel}} * A_{s, \text{topp}} * f_{sd} + d_{\text{spenn, topp, middel}} * A_{p, \text{topp}} * f_{pd}}{A_{s, \text{topp}} * f_{sd} + A_{p, \text{topp}} * f_{pd}} = 6871,42 \text{ mm}$$

Kontroll om tverrsnittet er over- eller underarmert:

Det er antatt et 20 % tøyningstap i spennarmering.

Tøyninger:

Betongtøyning:	$\epsilon_{cu} = 3,500 * 10^{-3}$
Effektiv tøyningdifferanse:	$\epsilon'_{p0} = 0,8 * \epsilon_{p0} = 3,903 * 10^{-3}$

Trykksonehøydefaktor ved balansert tverrsnitt:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} = 0,645$$

Tøyninger ved balansert tverrsnitt:

Spennarmering i bunn:

$$\Delta \epsilon_{p, \text{bunn}} = \frac{\alpha_b * d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})}{\alpha_b * d_{m,s}} = 3,409 * 10^{-3}$$

VEDLEGG

Slakkarmering i topp:

$$\epsilon_{s, \text{topp}} = \frac{d_{s, \text{topp, middel}} - \alpha_b * d_{m,s}}{\alpha_b * d_{m,s}} = 1,923 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s, \text{topp}} < \epsilon_{yd} = 2,000 * 10^{-3} \rightarrow \text{Armeringen flyter ikke}$$

Slakkarmering i bunn:

$$\epsilon_{s, \text{bunn}} = \frac{d_{s, \text{bunn, middel}} - (h - \alpha_b * d_{m,s})}{\alpha_b * d_{m,s}} = 3,280 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s, \text{bunn}} > \epsilon_{yd} = 2,000 * 10^{-3} \rightarrow \text{Armeringen flyter}$$

Krefter:

$$T_{c1} = b_{\text{bunn}} * t_{\text{bunn}} * f_{cd} = 50400kN$$

$$T_{c2} = (0,8 * \alpha_b * d_{m,f} - t_{\text{topp}} * t_{\text{steg}} * f_{cd} * 2 = 21515,03kN$$

$$S1 = A_{s, \text{bunn}} * f_{sd} = 942,48kN$$

$$S2 = A_{s, \text{topp}} * E_s * \epsilon_{s, \text{topp}} = 9101kN$$

$$S_{p, \text{bunn}} = A_{p, \text{bunn}} * E_p * (\epsilon'_{p0} - \Delta\epsilon_{\text{bunn}}) = 444,98kN$$

$$S_{p, \text{topp}} = A_{pb} * f_{pd}$$

Løser den aksielle likevekten ved balansert tverrsnitt:

$$T_{c1} + T_{c2} + S1 = S2 + S_{p, \text{topp}} + S_{p, \text{bunn}}$$

$$\rightarrow A_{pb} = \frac{T_{c1} + T_{c2} + S1 - S2 - S_{p, \text{bunn}}}{f_{pd}} = 55732mm^2$$

$$A_{pb} > A_{p, \text{topp}} = 35574 mm^2 \rightarrow \text{Tverrsnittet er underarmert!}$$

Momentkapasitet for underarmert tverrsnitt

Ved kapasitetsberegningene er det antatt at slakkarmeringen flyter og at trykksonen til betongen befinner seg i toppgurten.

Krefter:

$$T_c = 0,8 * f_{cd} * \alpha_f * b_{\text{bunn}} * d_{m,s}$$

$$S1 = A_{s, \text{bunn}} * f_{sd}$$

$$S2 = A_{s, \text{topp}} * f_{sd}$$

$$S_{p, \text{bunn}} = A_{p, \text{bunn}} * E_p * (\epsilon'_{p0} - \Delta\epsilon_{\text{bunn}})$$

$$S_{p, \text{topp}} = A_{p, \text{topp}} * f_{pd}$$

Hvor:

$$\Delta\epsilon_{p, \text{bunn}} = \frac{\alpha_s * d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})}{\alpha_s * d_{m,s}}$$

α_f bestemmes ved å løse ut aksiallikevekten:

$$T_c + S1 = S2 + S_{p, \text{topp}} + S_{p, \text{bunn}}$$

$$0,8 * f_{cd} * \alpha_s * b_{\text{bunn}} * d_{m,s} + A_{s, \text{bunn}} * f_{sd} = \dots$$

$$\dots = A_{s, \text{topp}} * f_{sd} + A_{p, \text{topp}} * f_{pd} + A_{p, \text{bunn}} * E_p * \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_s * d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})}{\alpha_s * d_{m,s}} \right)$$

Innsatt verdier:

$$495651600 * \alpha_s + 942477,80 = \dots$$

$$\dots = 9434831,06 + 40412064 + 4620 * 195000 * \left(3,903 * 10^{-3} - \frac{\alpha_s * 6884,05 - (7000 - 6885)}{\alpha_s * 6884,05} \right)$$

$$\longrightarrow \alpha_s = 0,1005$$

$$0,8 * \alpha_s * d_{m,s} = 552,23 \text{ mm} \longrightarrow \text{Trykksonen er i bunnurt}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 f_{cd} (1 - 0,4 \alpha_s) \alpha_s b_{\text{bunn}} d_{m,s}^2 + f_{sd} A_{s, \text{bunn}} (d_{m,s} - (h - d_{s, \text{bunn, middel}}))$$

$$- A_{p, \text{bunn}} E_p \left(\epsilon'_{p0} - \frac{\alpha_s * d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})}{\alpha_s * d_{m,s}} \right) (d_{m,s} - (h - d_{\text{spenn, bunn}})) = 327999,7 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten i midt av spenn DE er 327 999,7 kNm.

L Skjærkapasitet for element 610

Under følgende en beregning av skjærkapasiteten for element nr. 610 i NovaFrame-modellen (inn mot søyle D i spenn DE). Beregninger er gjennomført i henhold til NS 3473 kap 12.3 med rissvinkel (θ) = 45° . Tverrsnittgeometrien benyttet i beregningene er gjennomsnittetsverdien langs elementlengden. Tilsvarende beregninger som denne, og med $\theta = 26.6^\circ$, er gjennomført for alle elementer generert i NovaFrame ved bruk av Microsoft Excel.

<u>Tverrsnitt:</u>	<u>Betong B32/C40:</u>	<u>Skjærarmering:</u>
$l_{\text{element}} = 1507 \text{ mm}$	$f_{\text{cck}} = 32 \text{ MPa}$	$f_{\text{sk}} = 400 \text{ MPa}$
$h = 6819,83 \text{ mm}$	$f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$	$f_{\text{sd}} = 320 \text{ MPa}$
$t_{\text{topp}} = 230 \text{ mm}$	$f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,25$
$t_{\text{bunn}} = 552,73 \text{ mm}$	$f_{\text{c2d}} = 0,6 * f_{\text{cd}} = 10,8 \text{ MPa}$	$\phi_{\text{skjær}} = 10 \text{ mm}$
$b_w = 2 * t_{\text{steg}} = 400 \text{ mm}$	$\gamma_c = 1,4$	$n_{\text{arm,jern}} = 48$

Betongtrykkstavens vinkel

$$\theta = 45^\circ$$

$$\cot \theta = 1$$

Innvendig momentarm

Det er antatt at den innvendige momentarmen, z , går fra midten av gurtene. Dette gir:

$$z = h - \frac{t_{\text{topp}}}{2} - \frac{t_{\text{bunn}}}{2} = 6428,47 \text{ mm}$$

Skjærstrekk. NS 3473 12.3.3.2

Skjærarmeringsareal:

$$A_{\text{sv}} = n_{\text{arm,jern}} * \frac{\pi * \phi_{\text{skjær}}^2}{4} = 3769,91 \text{ mm}^2$$

Armeringsintensitet:

$$\frac{A_{\text{sv}}}{s} = \frac{A_{\text{sv}}}{l_{\text{element}}} = 2,502 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Skjærstrekkkapasiteten:

$$V_{\text{sd}} = \frac{f_{\text{sd}} * A_{\text{sv}}}{s} * z * \cot \theta = 5146,07 \text{ kN}$$

Skjærtrykk. NS 3473 12.3.3.3

$$V_{\text{ccd}} = f_{\text{c2d}} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 55541,99 \text{ kN}$$

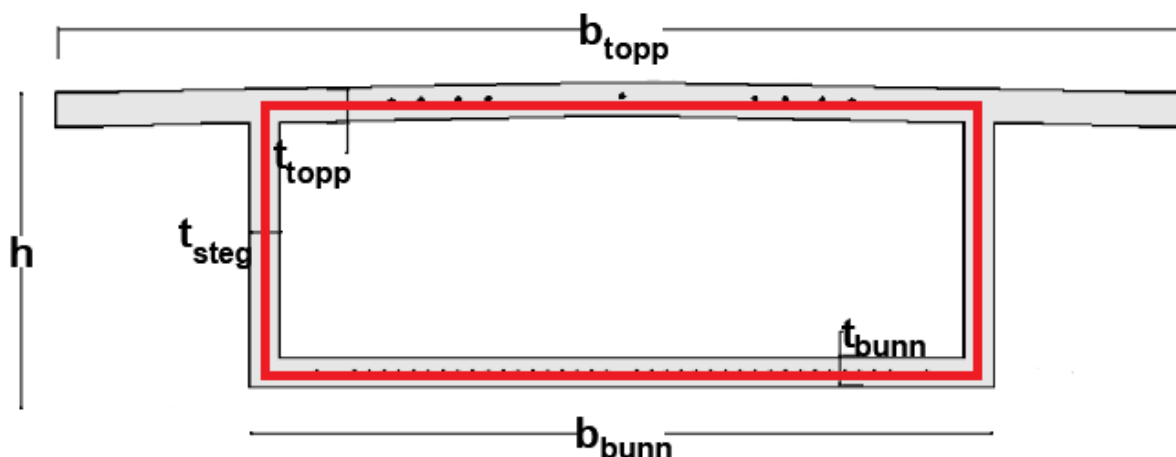
Skjærkapasitet

$$V_{\text{Rd}} = \min[V_{\text{sd}}, V_{\text{ccd}}] = 5146,07 \text{ kN}$$

Skjærkapasiteten til element nr. 610 er 5146,07 kN

M Torsjonskapasitet for element 620

Under følger en beregning av torsjonskapasiteten for element nr. 620 i NovaFrame-modellen (Midt i spenn DE). Beregninger er gjennomført i henhold til NS 3473 A.12.4 med rissvinkel (θ) = 45°. Tverrsnittgeometrien benyttet i beregningene er gjennomsnittetsverdien langs elementlengden. Tilsvarende beregninger som denne er gjennomført med Excel for alle elementer generert i NovaFrame.



Tverrsnitt:

$h = 2000 \text{ mm}$
 $t_{\text{steg}} = 200 \text{ mm}$
 $t_{\text{topp}} = 230 \text{ mm}$
 $t_{\text{bunn}} = 200 \text{ mm}$
 $b_{\text{bunn}} = 5000 \text{ mm}$
 $b_w = 2 * t_{\text{steg}} = 400 \text{ mm}$

Betong B32/C40:

$f_{\text{cck}} = 32 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cn}} = 25,2 \text{ MPa}$
 $f_{\text{cd}} = 18 \text{ MPa}$
 $f_{\text{c2d}} = 0,6 * f_{\text{cd}} = 10,8 \text{ MPa}$
 $f_{\text{tn}} = 2,75 \text{ MPa}$
 $f_{\text{td}} = 1,32 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1,4$

Indre fagverksmodell

$\theta = 45^\circ$
 $\cot \theta = 1$
 $z = h - (t_{\text{topp}} + t_{\text{bunn}}) / 2 = 1785 \text{ mm}$

Effektiv vegtykkelse

For et hult tverrsnitt blir den effektive vegtykkelsen den minste tykkelsen i tverrsnittet.

$$t_c = \min[t_{\text{steg}}, t_{\text{bunn}}, t_{\text{topp}}] = 200 \text{ mm}$$

Torsjonsareal

Torsjonsarealet er arealet innenfor det røde omrisset i figuren over.

$$A_o = (b_{\text{bunn}} - t_{\text{steg}}) * \left(h - \frac{t_{\text{bunn}} + t_{\text{topp}}}{2} \right) = 8568000 \text{ mm}^2$$

VEDLEGG

Riss-torsjonsmomentet. NS 3473 A.12.4.1

$$T_{cr} = 2 * f_{td} * A_o * t_c = 4523,90 \text{ kNm}$$

$$T_{cr} > T_{Ed} = 2768,83 \text{ kNm} \rightarrow \text{Ikke nødvendig med torsjonsarmering}$$

Det er ikke nødvendig med torsjonsarmering. Da er det kun nødvendig å kontrollere for trykkbrudd ved kombinert torsjon og skjærkraft.

Torsjonstrykk. NS 3473 A.12.4.4

$$T_{ccd} = 2 * A_o * t_c * f_{c2d} * \sin \theta \cos \theta = 18506,88 \text{ kNm}$$

Skjærtrykk. NS 3473 12.3.3.3

$$V_{ccd} = f_{c2d} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 15422,40 \text{ kN}$$

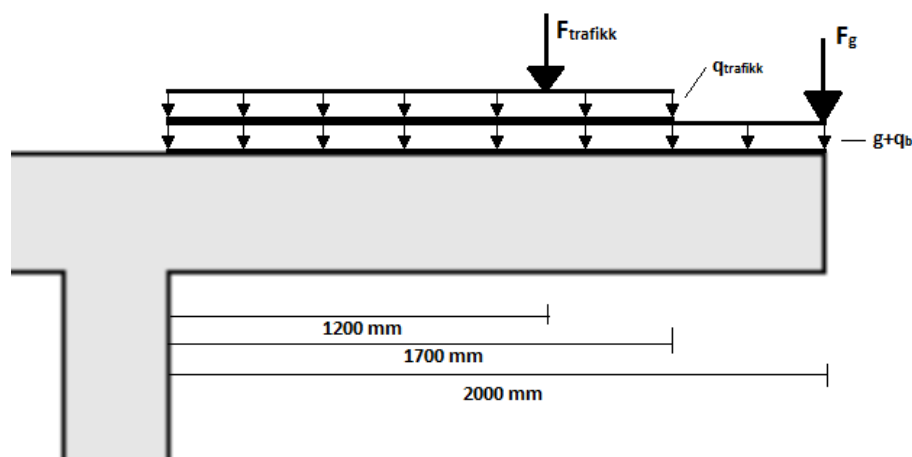
Utnyttelse ved kombinasjon av torsjon og skjær

$$\frac{T_{Ed}}{T_{ccd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{ccd}} = \frac{2768,83}{18506,88} + \frac{1072,82}{15422,40} = 0,22 \leq 1,0$$

Torsjonskapasiteten for element 620 er tilstrekkelig

N Dimensjonerende last i tverretning. Utkragende flens

Lastsituasjonen for den utkragende flensen er som illustrert i figuren under. Utkrageren er belastet av egenvekt (g), belegningsvekt (q_b), linjelast fra superegenvekt (F_g), fordelt trafikklast (q_{trafikk}) og lasten fra en halv aksling (F_{trafikk}).



Laster i tverretning:

Egenvekt: $g = \rho_{\text{betong}} * t_{\text{flens}} = 25 \text{ kN/m}^2 * 0,23 \text{ m} = 5,75 \text{ kN/m}^2$

Belegning: $q_b = 2,5 \text{ kN/m}^2$

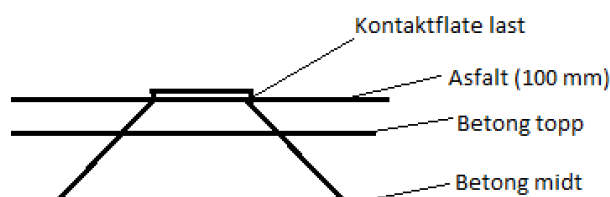
Superegenvekt rekkverk og kantdrager: $F_g = 7,5 \text{ kN/m}$

Trafikk fordelt: $q_{\text{trafikk}} = 11,11 \text{ kN/m}^2$

Hjullast: $F_{\text{trafikk}} = 20 \text{ kN}$

Effekten av fra punktlasten:

Punktlasten sprer seg nedover i dekket med en vinkel på 45° . Kontaktflaten ($b_1 * b_2$) til lasten er i henhold til R412 $600 * 200 \text{ mm}^2$.



Lastområdet i midten av betongdekket blir da:

$$t_x = b_1 + 2(t_{\text{asfalt}} + \frac{t_{\text{flens}}}{2}) = 600 + 2(100 + 230/2) = 1030 \text{ mm}$$

$$t_y = b_2 + 2(t_{\text{asfalt}} + \frac{t_{\text{flens}}}{2}) = 200 + 2(100 + 230/2) = 630 \text{ mm}$$

Momentbidrag fra punktlasten

Bidraget beregnes basert på fremgangsmåten beskrevet i boka Influence Surfaces of Elastic Plates (Pucher, 1964)

$$M_{\text{Ed, punktlast}} = \frac{F_1}{8 * \pi} * \mu * \gamma_1$$

Fra Pucher (1964) hentes ut verdien μ basert lastområdet i midten av betongdekket. Den er lik 0,7. Momentbidraget blir da:

$$M_{\text{Ed, punktlast}} = \frac{F_1}{8 * \pi} * \mu * \gamma_1 = \frac{20}{8 * \pi} * 7 * \gamma_1 = \gamma_1 * 5,57 \text{ kN/m}$$

Skjærbidrag fra punktlasten

Bidraget beregnes basert på fremgangsmåten beskrevet i Norsk betongsforenings publikasjon nr. 6.

$$V_{\text{Ed, punktlast}} = k_v * \frac{F_{\text{trafikk}}}{t_y}$$

Konstanten k_v hentes ut fra diagram 4.1 i publikasjonen og er lik 0,325. Skjærbidraget blir da.

$$V_{\text{Ed, punktlast}} = k_v * \frac{F_{\text{trafikk}}}{t_y} * \gamma_1 = 0,325 * \frac{20}{0,630} * \gamma_1 = \gamma_1 * 10,32 \text{ kN/m}$$

Opptredende last og moment

Ved beregning av opptredende skjærkraft og moment benyttes lastfaktoren $\gamma_1 = 1,3$ og $\gamma_g = 1,15$.

$$M_{\text{Ed, flens}} = \gamma_g * \left(\frac{(g + q_b) * (2 \text{ m})^2}{2} \right) + \gamma_g * F_g * 2 \text{ m} + \gamma_1 * \frac{q_{\text{trafikk}} * (1,7 \text{ m})^2}{2} + M_{\text{Ed, punktlast}}$$

$$M_{\text{Ed, flens}} = 61,17 \text{ kNm/m}$$

Det opptredende momentet i tverretningen er 62,32 kNm per løpemeter

$$V_{\text{Ed, flens}} = \gamma_g * (g + q_b) * 2 \text{ m} + \gamma_g * F_g + \gamma_1 * q_{\text{trafikk}} * 1,7 \text{ m} + V_{\text{Ed, punktlast}}$$

$$V_{\text{Ed, flens}} = 63,41 \text{ kN/m}$$

Den opptredende skjærkraften i tverretningen er 64,56 kN per løpemeter

O Kapasitet i tverretning. Utkragende flens

Vedlegget viser beregninger av moment- og skjærkapasiteten per løpemeteter for de utkragede flensene til kassetverrsnittet. Derfor settes $b=1000$ mm.

Flensgeometri	Betong B32/C40:	Slakkarmering:	Skjærarmering:
$t_{\text{flens}} = 230$ mm	$f_{\text{ck}} = 32$ MPa	$f_{\text{sk}} = 400$ MPa	$f_{\text{sk}} = 400$ MPa
$b = 1000$ mm	$f_{\text{cn}} = 25,2$ MPa	$f_{\text{sd}} = 320$ MPa	$f_{\text{sd}} = 320$ MPa
$c_{\text{nom, topp, ok}} = 20$ mm	$f_{\text{cd}} = 18$ MPa	$\gamma_s = 1,25$	$\phi_{\text{skjær}} = 10$ mm
$c_{\text{nom, ellers}} = 30$ mm	$f_{\text{tn}} = 2,75$ MPa	$E_s = 200\,000$ MPa	
$l_{\text{flens}} = 2000$ mm	$f_{\text{td}} = 1,32$ MPa	$\epsilon_{\text{yd}} = \frac{f_{\text{sd}}}{E_s} = 1,6 \times 10^{-3}$	
	$\gamma_c = 1,4$		
	$E_{\text{ck}} = 26870,06$ MPa		
	$\epsilon_{\text{cu}} = 3,5 \times 10^{-3}$		

Slakkarmering per løpemeteter

OK:	$12\phi 12$	$A_{s, \text{flens, ok}} = 1357,17 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
UK:	$4\phi 10$	$A_{s, \text{flens, uk}} = 314,16 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Effektiv høyde

$$d = t_{\text{flens}} - c_{\text{nom, topp, ok}} - \frac{\phi_{\text{ok}}}{2} = 204 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

Kontroll om tverrsnitt er over- eller underarmert.

Balansert trykksonehøydefaktor:

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \epsilon_{\text{yd}}} = 0,686$$

Løser den aksielle likevekten ved balansert tverrsnitt. Både strekk- og trykkarmeringen flyter:

$$\begin{aligned} T_c + S1 &= S2 \\ 0,8 * \alpha_b * d * f_{\text{cd}} * b + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{\text{sd}} &= A_{\text{sb}} * f_{\text{sd}} \\ \rightarrow A_{\text{sb}} &= \frac{0,8 * \alpha_b * d * f_{\text{cd}} * b + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{\text{sd}}}{f_{\text{sd}}} = 6612,08 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{sb}} > A_{s, \text{flens, ok}} &= 1357,17 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Underarmert tverrsnitt.} \end{aligned}$$

Tverrsnittet er underarmert. Da kan trykksonehøydefaktoren bestemmes ved likevekten:

$$\begin{aligned} T_c + S1 &= S2 \\ 0,8 * \alpha * d * f_{\text{cd}} * b + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{\text{sd}} &= A_{s, \text{flens, ok}} * f_{\text{sd}} \\ \alpha &= \frac{A_{s, \text{flens, ok}} * f_{\text{sd}} - A_{s, \text{flens, uk}} * f_{\text{sd}}}{0,8 * d * f_{\text{cd}} * b} = 0,1136 \end{aligned}$$

VEDLEGG

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,8 * \alpha * f_{cd} * b * d^2 * (1 - 0,4 * \alpha) + A_{s, \text{flens, uk}} * f_{sd} * (d - c_{\text{nom, ellers}} - \frac{\phi_{\text{uk}}}{2}) = 81,97 \text{ kNm/m}$$

Momentkapasiteten er 81,97 kNm per løpometer.

Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten beregnes i henhold til NS 3473 12.3.2.

Innvendig momentarm:

Det er antatt i henhold NS 3473 12.3.2.4 at den innvendige momentarmen, z , er lik $0,9 * d$.

$$z = 0,9 * d = 183,6 \text{ mm}$$

Skjærstrekk jf. NS 3473 12.3.2.1. $k_A = 100 \text{ N/mm}^2$ og $k_v = 1$

$$V_{cd} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A * A_{s, \text{flens, ok}}}{\gamma_c * b_w * d} \right) * b_w * d * k_v \leq 0,6 * f_{td} * b_w * d * k_v$$

$$V_{cd} = \min[109,87 \text{ kN}, 161,57 \text{ kN}] = 109,87 \text{ kN}$$

Skjærtrykk jf. NS 3473 12.3.2.5:

$$V_{ccd} = 0,3 * f_{cd} * b_w * z = 991,44 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \min[V_{sd}, V_{ccd}] = 109,87 \text{ kN/m}$$

Skjærkapasiteten for utragende flens er 109,87 kN per løpometer

