

Analyse og dimensjonering av jernbanebru i spennbetong

Gjeldende regelverk, modellering,
beregninger og ikkelineære elementanalyser

Øystein Garli Dragset

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Rolf Mære, Aas-Jakobsen Trondheim AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10. juni 2012	ANTALL SIDER: 142 + 82
------------------------------------	------------------------	---------------------------

TITTEL:

Analyse og dimensjonering av jernbanebru i spennbetong

Analysis and Design of Prestressed Concrete Railroad Bridge

UTFØRT AV:

Øystein Garli Dragset



SAMMENDRAG:

I forbindelse med utbygging av E6 Sør er det behov for ei ny jernbanebru i Klettbakkan. Jernbanebrua spenner over 4 spenn og har total lengde 71 meter.

Brua prosjekteres av Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen Trondheim AS. Det er i oppgaven gjennomført et litteraturstudium av gjeldende regelverk gitt av oppdragsgiver, Jernbaneverket, samt gjeldende Eurokoder som berører jernbanebruer i betong. En beregningsmodell i 3D-rammeprogrammet NovaFrame er etablert for å bestemme snittkrefter fra aktuelle lastmodeller og en delvis dimensjonering er utført. Ikkelineære analyser i elementmetodeprogrammet DIANA er gjennomført for å undersøke måten en stor konstruksjon praktisk kan modelleres med mer eller mindre avanserte materialmodeller, og hva ulike regelverk anbefaler for ikkelineær modellering.

Det er påvist tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand og utstrakte beregninger er gjort i bruksgrensetilstand. I prosessen med ikkelineære analyser er mange sentrale tema belyst. De ikkelineære modellene viser gjennomgående lavere kapasitet enn analytisk håndberegning. Variasjon i materialmodeller påvirker både kapasitet og stivhet/deformasjonsforløp i stor grad.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Professor Terje Kanstad, NTNU, professor Max Hendriks, NTNU/TU Delft og Rolf Mære, Aas-Jakobsen Trondheim AS

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne rapporten er en masteroppgave tilsvarende 30 studiepoeng skrevet ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) under Institutt for Konstruksjonsteknikk (KT). Oppgaven er skrevet våren 2012 og utgjør 20 ukers arbeid.

Under utvekslingsstudier ved Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) Aachen, Tyskland, fulgte jeg et fag om spennbetongbruer – Massivbau IV. Dette fant jeg svært interessant, og ønsket å kunne bruke noe kunnskap herfra og fordype meg videre i masteroppgaven.

Rapporten omhandler dimensjonering og analyse av ei etteroppspent jernbanebru. Dimensjonering er gjort etter relevant regelverk - i hovedsak Eurokode 2 og Jernbaneverkets Tekniske Regelverk. Numeriske analyser er gjennomført i elementmetodeprogrammene NovaFrame og DIANA, og er sammenlignet med resultater fra håndberegninger hvor praktisk mulig.

Brua skal bygges i Klettbakkan i forbindelse med ny E6 Klett - Sentervegen. Prosjekterende er firmaet Aas-Jakobsen Trondheim A/S. Oppgaven er skrevet i samarbeid med bedriften.

Jeg ønsker å rette en stor takk til professorer Terje Kanstad som har gitt meg frie tøyler til å fordype meg i de tema jeg har funnet interessante, og professor Max Hendriks ved NTNU og TU Delft som har vært en utmerket støttespiller og inspirator for de ikkelineære analysene. Jeg vil også takke ekstern veileder ved Aas-Jakobsen Trondheim Rolf Mære for god oppfølging, gode innspill og faglig tyngde.

Øystein Dragset
Trondheim, 10. juni 2012

Innhold

	Side
Summary in English	xv
Innledning	1
I Gjennomgang av relevant regelverk	3
1 Jernbaneverkets tekniske regelverk - Laster	5
1.1 Laster - generelt	5
1.1.1 Lasttyper	5
1.1.2 Lastfaktorer	6
1.1.3 Lastgrupper - karakteristiske verdier	6
1.2 Vertikallaster - karakteristiske verdier	7
1.2.1 Lastmodell 71	7
1.2.2 Lastmodeller SW/0 og SW/2	8
1.2.3 Tomme vogner	9
1.3 Dynamiske effekter	9
1.3.1 Egenfrekvens	10
1.3.2 Dynamisk faktor	11
1.4 Horisontale laster	11
1.4.1 Sentrifugalkraft (tverrgående)	11
1.4.2 Slingrekraft (tverrgående)	12
1.4.3 Vindkraft (tverrgående)	13
1.4.4 Trekk- og bremsekraft (langsgående)	13
1.4.5 Termiske påvirkninger	14
2 Jernbaneverkets tekniske regelverk - betongkonstruksjoner	15
2.1 Dimensjonerende materialparametre	15
2.1.1 Betong	15
2.1.2 Slakkarmering	15

2.1.3	Spennkabler	15
2.2	Armeringsregler og konstruktive regler	16
3	Jernbaneverkets tekniske regelverk - bruks- og bruddgrensetilstand	17
3.1	Brukgrensetilstand	17
3.1.1	Spenningsbegrensning	17
3.1.2	Rissviddebegrensning	18
3.1.3	Nedbøyningsbegrensning	18
3.2	Bruddgrensetilstand	19
4	Lastkombinering i henhold til Eurokode	21
4.1	Partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer	21
4.2	Lastkombinasjoner	25
4.2.1	Gjeldende regelverk	25
4.2.2	Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand – Ligning (6.10a) og (6.10b) i Eurokode	26
4.2.3	Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand – Ligning (6.14a) - (6.16b) i Eurokode	27
4.3	Lastkombinasjoner for jernbanebrua i Klettbakkan	28
4.3.1	Kombinasjoner i bruddgrensetilstanden (ULS)	28
4.3.2	Kombinasjoner i bruksgrensetilstanden (SLS)	30

II Modellering i NovaFrame og dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand **31**

5	Beregningsmodell, jernbanebru i Klettbakkan	33
5.1	Forenklinger og antagelser	33
5.1.1	Dimensjonerende hastighet	33
5.1.2	Jordstivhet/geotekniske forhold	34
5.1.3	Armering	34
5.1.4	Tverrsnitt	34
5.1.5	Torsjonsstivhet	35
5.2	Fortegnskonvensjoner og aksesystem	35
5.2.1	Aksesystem, globalt og lokalt	35
5.2.2	Fortegnskonvensjoner	36
5.3	Elementmodellens oppbygning	38
5.3.1	Enheter	38
5.3.2	Referanselinjer	38
5.3.3	Noder	38

5.3.4	Elementer	40
5.3.5	Randbetingelser	41
5.3.6	Materialer	42
5.3.7	Tverrsnitt	43
5.4	Permanente laster	44
5.4.1	Egenvekt	44
5.4.2	Skinner, kabelkanal og ballast	44
5.4.3	Spennkraft	44
5.5	Nyttelast	45
5.5.1	Lastmodeller 71, SW/0 & SW/2 - Vertikale krefter	45
5.5.2	Sentrifugalkrefter for lastmodell 71	45
5.5.3	Sentrifugalkrefter for lastmodeller SW/0 & SW/2	45
5.5.4	Oppsummering - sentrifugalkrefter	46
5.5.5	Trekk- og bremsekraft	46
5.6	Andre variable laster	47
5.6.1	Temperatur	47
5.6.2	Vindlast	48
5.6.3	Snølast	48
5.6.4	Gangbanelast	49
5.7	Praktisk gjennomføring av lastkombinering i NovaFrame	49
5.7.1	Lasttilfeller – LC	49
5.7.2	Sorterte lastkombinasjoner – SC	49
5.7.3	Sorterte kombinasjonslinjer	50
5.8	Resultater: Bruddgrensetilstand - ULS	50
5.8.1	Dimensjonerende snittkrefter - ULS	51
5.9	Resultater: Bruksgrensetilstand - SLS	55
5.9.1	Dimensjonerende snittkrefter - SLS	55
5.9.2	Snittkrefter for håndberegning av rissvidder	55
5.10	Diskusjon - Modellering i NovaFrame	57
6	Innledende dimensjonering av tverrsnitt og oppspenningskraft	59
6.1	Innledende overslag	59
6.1.1	Nedbøyningskrav	59
6.1.2	Rotasjonskrav	61
6.2	Overslag over nødvendig spennkraft	61
6.2.1	Overdekning og plasskrav	61
6.3	Spennkabelføring	62
6.3.1	Endefelt	62
6.3.2	Innerfelt	63
6.4	Tvangskrefter fra spennarmering	64

6.5	Innledende kapasitetskontroll etter Publikasjon 14 – Bruddgrensetilstanden (ULS)	65
6.5.1	Største feltmoment	65
6.5.2	Største støttemoment	65
6.5.3	Forenklet kapasitetsberegning	67
6.5.4	Oppsummering - innledende kapasitetskontroll etter Publikasjon 14	67
6.6	Minimumsarmoring	67
6.6.1	Minimumsarmoring i lengderetning	68
6.6.2	Valgt armoring i lengderetning	68
6.6.3	Minimum skjærarmoring	69
6.6.4	Valgt skjærarmoring	69
6.7	Oppsummering av innledende dimensjonering	69
7	Dimensjonering i bruddgrensetilstand - ULS	71
7.1	Dimensjonerende snittkrefter - ULS	71
7.2	Kapasitet - Bøyning	71
7.3	Skjærkraft	73
7.3.1	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring	73
7.3.2	Skjærkraftkapasitet med skjærarmoring	74
7.4	Oppsummering - Bruddgrensetilstanden	74
8	Dimensjonering i bruksgrensetilstand - SLS	77
8.1	Brukgrensetilstanden i Eurokode 2	77
8.2	Spenningsbegrensning	77
8.2.1	Karakteristisk lastkombinasjon	78
8.2.2	Tilnærmet permanente laster:	78
8.3	Rissviddebegrensning	78
8.3.1	Rissviddekrav: overbygning	78
8.3.2	Rissviddekrav: søyler	79
8.3.3	Rissviddeberegning	79
9	Tap av spennkraft - umiddelbare og tidsavhengige tap	83
9.1	Låsetap, friksjonstap og tap fra elastisk deformasjon i betongen - øyeblikkelige tap av spennkraft	83
9.1.1	Låsetap	83
9.1.2	Friksjonstap	84
9.1.3	Deformasjon i betong	84
9.2	Kryp, svinn og relaksasjon - tidsavhengige tap av spennkraft	85
9.2.1	Kryp	85
9.2.2	Svinn	86

9.2.3	Relaksasjon	86
9.2.4	Forenklet beregning av tidsavhengige tap	86

III Ikkelineære elementanalyser 89

10 Ikkelineære analyser i DIANA 91

10.1	Bakgrunn	91
10.1.1	Anvendelsesområde	91
10.1.2	Programvare	92
10.2	Modellering - prinsipp	92
10.2.1	Essensielle filklasser	93
10.3	Modellering av jernbanebrua	94
10.3.1	Elementer	95
10.3.2	Elementinndeling	96
10.3.3	Tverrsnitt - brubjelke	96
10.3.4	Fundamenter og søyletverrsnitt	96
10.3.5	Randbetingelser	97
10.3.6	Lastmodellering	97
10.4	Materialmodeller – generelt	99
10.4.1	Stål i trykk og strekk	99
10.4.2	Betong i trykk	99
10.4.3	Betong i strekk	100
10.5	Lineær statisk analyse	104
10.5.1	Resultater fra lineær statisk analyse	104
10.6	Generelt om de ikkelineære statiske analysene	105
10.6.1	Lastblokker	105
10.6.2	Konvergenskriterier og løsningsmetode	106
10.6.3	Bruddkriterium	106
10.6.4	Output fra DIANA	107

11 Ikkelineære analyser basert på materialmodeller fra Model

Code 2010		109
11.1	Bakgrunn - Model Code 2010	109
11.1.1	Sikkerhetsformater i Model Code 2010	109
11.2	Materialparametre for de ulike Model Code 2010-modellene . .	110
11.2.1	Komplett arbeidsdiagram for betong B45 for Model Code 2010-analysene	111
11.3	Resultater fra ikkelineære statiske analyser etter Model Code 2010	111
11.3.1	Ultimate feltmomenter og totale lastforløp	111

11.3.2	Kapasitet etter kriterium: ultimat betongtrykktøyning	114
11.3.3	Dimensjonerende kapasitet i henhold til Model Code 2010	115
11.3.4	Diskusjon rundt resultater og bruddkriterium	116
11.3.5	Spenningstilstand ved brudd	119
12	Ikkelineære analyser med materialmodeller fra Eurokode 2	121
12.1	Arbeidsdiagram og parametre for materialmodellene	121
12.1.1	Betong	121
12.1.2	Armeringsstål	122
12.1.3	Spennstål	122
12.2	Resultater fra ikkelineære analyser med Eurokode 2-materialmodeller	124
12.2.1	Diskusjon rundt resultater	124
13	Ikkelineær analyse med materialmodeller basert på "Guidelines for NFEA of Concrete Structures"	127
13.1	Materialparametre	127
13.2	Resultater fra ikkelineære analyser basert på retningslinjer fra det nederlandske departementet	128
14	Sammenstilling av resultater og konklusjon	131
IV	Resultater, konklusjon og forslag til videre arbeid	133
15	Resultater og erfaringer	135
15.1	Resultater	135
15.2	Konklusjon	135
15.3	Forslag til videre arbeid	136
	Referanser	139
	Vedlegg	143
A	Effektive bredder - komplett beregning	143
B	Sentrifugalkrefter, beregningsdokument	145

C	Minste overdekning	147
	C.1 Overdekningskrav - slakkarmering	148
	C.2 Overdekningskrav - spennarmering	148
D	Lasttilfeller og lastkombinasjoner i NovaFrame	149
E	Beregning av minimumsarmering og skjærdimensjonering	153
F	Oppspenningsberegning og låsetap	159
G	Momentkapasitet i bruddgrensetilstand - beregninger	163
H	Svinntøyning og kryptall for brubjelketverrsnitt	167
I	Svinn-, kryp- og relaksasjonstap i spennstål	171
J	Nedbøyningsberegning - overslag	173
K	Ekvivalent elastisitetsmodul for rissede søyler	175
	K.1 Bakgrunn	175
	K.2 Iterasjoner i NovaFrame/NovaDesign	176
L	Kontroll av tvangsmomentverdier fra NovaFrame	177
	L.1 Beregning av fastinnspenningsmomenter	177
	L.1.1 Endefelt	177
	L.1.2 Innerfelt	178
	L.2 Fordeling av ubalanserte fastinnspenningsmomenter	180
	L.2.1 Crossmetoden – kort gjennomgang og resultater	180
M	Håndberegning av dimensjonerende snittkrefter og betongspenninger	183
N	Håndberegning av rissvidde i bruksgrensetilstand	197
	N.1 Beregninger	197
	N.1.1 Forklaring til beregninger	216
	N.2 Krav	216
O	Kommandofil for DIANA (.dcf)	219
P	Sikkerhetsformater i Model Code 2010	223

Figurer

	Side
1 Capacities assessed with safety formats from Model Code 2010	xv
2 Oppriss, jernbanebru i Klettbakkan	1
1.1 Lastmodell 71 - karakteristiske verdier for vertikale laster . . .	7
1.2 Resulterende eksentrisitet for lastmodell 71	8
1.3 Lastmodeller SW/0 og SW/2	8
1.4 Grenser for egenfrekvensområde	10
1.5 Sentrifugal- og vindkraft; plassering og retning	12
3.1 Maksimal rotasjon av dekke - prinsipp	19
5.1 Elementmodell med tverrsnittsflater	33
5.2 Armering i brudekke, Tingberg bru	34
5.3 Aksestystemer og positive snittkrefter i NovaFrame	37
(a) Globalt og lokale aksestystem i NovaFrame	37
(b) Positive snittkrefter i lokalt system	37
5.4 Figurer fra Jernbaneverkets skisse	39
(a) Horisontalprojeksjon. Stigning er 1.95%.	39
(b) Vertikalprojeksjon. Kurveradius er 1020 m.	39
5.5 Elementmodell - nodenummerering	40
5.6 Elementmodell - elementnummerering	41
5.7 Prinsippskisse av statisk system og geometri	41
5.8 Omhyllingskurver i bruddgrensetilstand.	52
(a) Moment ML	52
(b) Skjærkraft PN	52
5.9 Plassering av lasttog LM71 for feltmoment	53
5.10 Plassering av lasttog LM71 for støttemoment	53
5.11 Prinsipp, reduksjon av støttemoment	54
5.12 Omhyllingskurver for bøyemoment ML for de tre lastkombi- nasjonene i bruksgrensetilstand	56
(a) Kombinasjon tilnærmet permanent	56

(b)	Kombinasjon ofte forekommende	56
(c)	Kombinasjon karakteristisk	56
6.1	Førsteutkast til tverrsnitt	60
6.2	Plot – største forskyvning	61
6.3	Brosjyre: Cona Multi spenntausystem	62
6.4	Spennkabelføring – endefelt	63
6.5	Spennkabelføring – innerfelt	64
6.6	Elementmodell - modellert spennarmering	64
7.1	Tøyningstilstand for spennbetong i bruddgrensetilstand	72
10.1	Flyttdiagram - sentrale filklasser for DIANA-analyser	93
10.2	Geometripunkter og -linjer, DIANA-modell	94
10.3	Topologi - L7BEN-element	95
10.4	Topologi og spenningsretning - Armeringsstang-element	96
10.5	Armeringsposisjoner i 2D-systemet	97
10.6	Predefinerte trykkmodeller i DIANA	100
10.7	Predefinerte strekkmodeller i DIANA	102
10.8	Momentdiagram i bruddgrensetilstand - lineær analyse	105
11.1	Komplett arbeidsdiagram for MC2010-modellene	111
11.2	Respons til de 3 modellene som er brukt for å representere sikkerhetsformatene i Model Code 2010.	113
(a)	Last-forskyvningskurver for node 26	113
(b)	Last-momentkurver for element 25	113
11.3	Last-forskyvningskurve frem til brudd, Node 26	114
11.4	Karakteristiske og dimensjonerende momentkapasiteter etter de forskjellige sikkerhetsformatene i MC2010	116
11.5	Tøyning i overkant, tverrsnitt langs felt 2	118
11.6	Spenningstilstand i element 25 ved brudd	119
12.1	Arbeidsdiagram for materialene iht. Eurokode 2 kap. 3	123
(a)	Arbeidsdiagram, armeringsstål	123
(b)	Arbeidsdiagram, spennstål	123
(c)	Arbeidsdiagram, betong	123
12.2	Last-forskyvningsdiagram: sammenligning av modell ECOV,char og EC2	124
12.3	Last-forskyvningsdiagram for node 26, modell EC2,CHAR og EC2,DESIGN	125

13.1 Last-forskyvningsdiagram: sammenligning av modell ECOV, char og EC2	129
14.1 Last-forskyvningskurver for alle modeller	132

Vedlegg 143

G.1 Prinsipp - spennbetong i bruddgrensetilstanden	163
L.1 Prinsipp spennkabelføring, endefelt	178
L.2 Prinsipp spennkabelføring, innerfelt	179
L.3 Tabell – fordeling etter Crossmetoden	181
L.4 Fastinnspenningsmomenter og fordelte tvangsmomenter	181
N.1 Felttverrsnitt med negativt moment: skisse av ytre og indre krefter	216

Tabeller

	Side
1.1	Parametre - Lastmodeller SW/0 og SW/2 8
1.2	Karakteristiske verdier for langsgående krefter 13
4.1	Kopi av tabell NA.A2.4(B) 23
4.2	Kopi av tabell NA.A2.3 24
4.3	Kopi av tabell NA.A2.6 26
4.4	Lastklasser brukt i lastkombineringsoversikt 28
4.5	Mulighetsrom for én enkelt lastkombinasjon 29
4.6	Partialfaktorer for kombinasjoner i bruddgrensetilstanden . . . 29
4.7	Partialfaktorer for kombinasjoner i bruksgrensetilstanden . . . 30
5.1	Nodenummerering 38
5.2	Elementinndeling 40
5.3	Skjematisk fremstilling av randbetingelser 42
5.4	Materialegenskaper - betong 43
5.5	Materialegenskaper - stål 43
5.6	Materialegenskaper - spennarmeringsstål 43
5.7	Trekk- og bremsekrefter 47
5.8	Temperaturgradienter 48
5.9	Ekstremalverdier, bøyemoment for bruksgrensetilstanden . . . 55
6.1	Tvangsmomenter beregnet i NovaFrame 65
6.2	Største feltmoment for innledende dimensjonering - ULS . . . 66
6.3	Største støttemoment for innledende dimensjonering - ULS . . 66
7.1	Dimensjonerende snittkrefter i bruddgrensetilstand fra NovaFrame- analyse 71
7.2	Dimensjonerende momenter/skjærkraft i bruddgrensetilstand og beregnet kapasitet 75
10.1	Parametre for oppspenningslast 98

10.2	Lasttilfeller og -faktorer i rekkefølge	99
10.3	Karakteristiske materialdata, stål	99
10.4	Toleranser og innstillinger for de ulike lastblokker i ikkelineær analyse	107
11.1	Materialparametre for de ulike modellene innen sikkerhetsformatene i Model Code 2010	110
11.2	Modell ECOV,mean/GRF: verdier ved ultimat betongtrykk-tøyning	114
11.3	Modell ECOV,char: verdier ved ultimat betongtrykk-tøyning	114
11.4	Modell PF: verdier ved ultimat betongtrykk-tøyning	115
12.1	Materialparametre, armeringsstål for Eurokode 2-modellene	122
12.2	Materialparametre, spennstål for Eurokode 2-modellene	122
13.1	Materialparametre for analyse etter retningslinjer fra det nederlandske infrastruktur- og miljødepartementet	128
15.1	Kontroller i bruddgrensetilstand	135

Vedlegg 143

C.1	Relevante overdekningskrav c_{min}	148
L.1	Resulterende tvangsmomenter – Leonhardt + Crossmetode	180
N.1	Kopi av <i>Tabell NA.7.1N - Grenseverdier av w_{max} (mm)</i> fra EC2-1-1	217

Summary

A single track railroad bridge is to be designed and constructed south of Trondheim. The construction consists of 4 spans and a total length of 71 metres. The longest single span is 20 metres.

This bridge is the subject of this master's thesis, written at the Department of Structural Engineering at the Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. Supervisors have been professor Terje Kanstad and professor Max Hendriks. The bridge is to be designed by the consulting engineering company Aas-Jakobsen Trondheim. This thesis is written in collaboration with the company, with Rolf Mære as supervisor.

A literature study of the relevant guidelines and regulations for design of railroad bridges in prestressed concrete in Norway has been performed. A model of the bridge in the space-frame software NovaFrame has been assembled, and loads according to regulations have been combined to form the ultimate and serviceability limit states according to Eurocode.

Basic design checks have been executed both by hand calculations and using software to control if the bridge design complies with regulations.

A nonlinear model of the bridge is assembled in the finite element software DIANA. Different sets of material parameters and material models have been used to try to assess capacity for bending moment according to safety formats in FIB Model Code 2010. Background theory and parameters have been discussed. Models based on material models given in Eurocode 2 part 1-1 and in "Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures", which is to be published by the Dutch Ministry of Infrastructure and the Environment, has also been analysed.

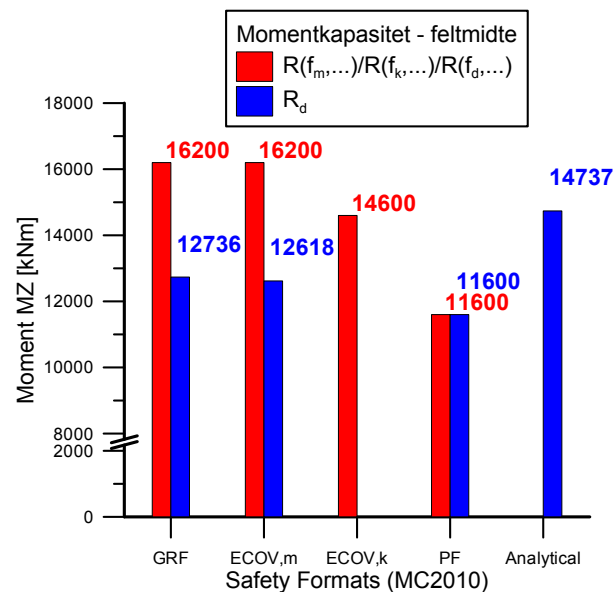


Figure 1: Capacities assessed with safety formats from Model Code 2010

Innledning

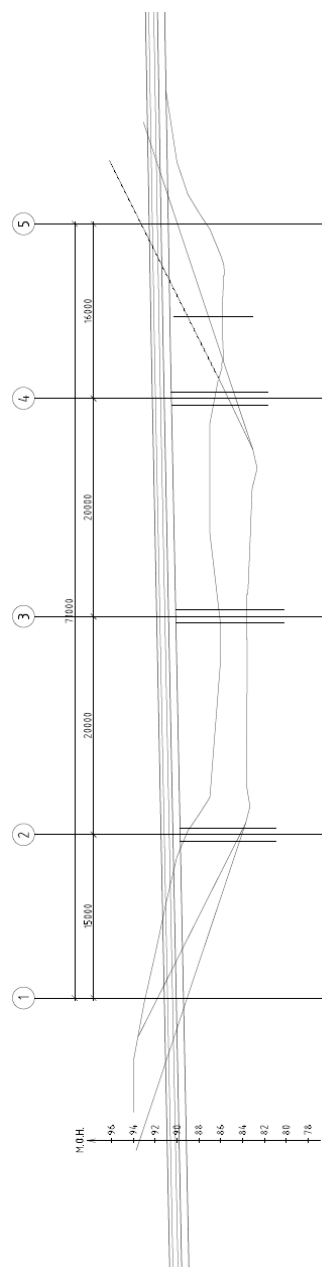
I forbindelse med ny E6 Klett – Sentervegen skal det bygges ny jernbanebru i Klettbakkan (fig. 2). Brua prosjekteres av Aas-Jakobsen Trondheim A/S for oppdragsgiver Jernbaneverket. I denne masteroppgaven er det gjennomgått relevant regelverk, lastkombinering, modellering og dimensjonering av jernbanebrua.

Eurokode 2 utgjør regelverket for prosjektering av betongkonstruksjoner. I tillegg har jernbaneverket et teknisk regelverk for jernbanebruer i betong. I oppgaven er det redegjort for hvilket regelverk som gjelder på de forskjellige områder av dimensjoneringen.

Praktisk rettet dimensjonering etter Norsk Betongforenings publikasjon 14 og Eurokode 2 er gjennomført på et brutverrsnitt og randbetingelser gitt av Rolf Mære ved Aas-Jakobsen Trondheim. En elementmodell er etablert i NovaFrame, hvor lastene er kombinert i henhold til Eurokode, og dimensjonerende snittkrefter for hvert enkelt element er beregnet.

Brua er også modellert i elementmetodeprogrammet DIANA med mer avanserte ikkelineære materialmodeller. Bruas oppførsel under lastnivåer opp mot og over kritisk last er undersøkt, og kapasiteter er regnet ut etter den internasjonale betongforeningen FIB sitt regelverk Model Code 2010 og alternative tilnærminger og retningslinjer til ikkelineære elementanalyser.

Til sist er de viktigste resultater oppsummert og diskutert, og forslag til videre arbeid er skissert.



Figur 2: Oppriss, jernbanebru i Klettbakkan

Del I

Gjennomgang av relevant regelverk

- Jernbaneverkets tekniske regelverk
 - Bok 525: Bruer/Prosjektering og bygging
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
 - Del 2: Bruer
- Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Kapittel 1

Jernbaneverkets tekniske regelverk - Laster

Jernbaneverket opprettholder en wiki-side som inneholder oppdatert regelverk [1]. Jernbaneverkets tekniske regelverk innebærer normaler innenfor de ulike jernbanetekniske fagområder. Relevant for denne oppgaven er bok nr. 525: *Bruer/Prosjektering og bygging*.

Boka innledes av 3 kapitler med felles bestemmelser som gjelder for de aller fleste av bøkene i teknisk regelverk. Kapittel 4 til 10 beskjeftiger seg med det bruspesifikke regelverket, og er av interesse for denne rapporten.

I denne delen er det gjennomgått viktige punkter fra regelverket som gir føringer for prosjektering av jernbanebruer.

1.1 Laster - generelt

Jernbaneverkets tekniske regelverk for laster [1, Kap. 5] er i samsvar med Eurokode 1 del 2 [2]. Ved sammenligning kan det ikke spores viktige forskjeller mellom Eurokode og jernbaneverkets regelverk.

Det er greit å merke seg at lastene ikke skal avbilde reell belastningssituasjon, men gi en representativ effekt av jernbanedrift inkludert dynamiske effekter. Avsnitt som omhandler ulykkeslast og konstruksjoner nær sporet (aerodynamiske effekter) er ikke gjennomgått her.

1.1.1 Lasttyper

Det er definert følgende lasttyper på grunn av jernbanedrift:

- Vertikale laster: lastmodellene “71”, “SW/0” og “SW/2”
- Dynamiske effekter

KAPITTEL 1. JERNBANEVERKETS TEKNISKE REGELVERK - LASTER

- Sentrifugalkrefter
- Slingrekrefter
- Akselerasjons- og bremsekrefter
- Aerodynamiske effekter fra passerende tog (trykk- og sugeffekter)

Ulykkeslaster er gitt for:

- Effekt av avsporing
- Nedfalling av åk og kontaktledning
- Ulykkeslast fra eksternt kjøretøy (påkjøringskrefter)

Det fins flere lastmodeller for vertikale jernbanelaster for å ta hensyn til forskjellige belastningsscenarier. Lastmodell 71 representerer normal trafikk på hovedbanene, mens lastmodellene SW representerer spesielt tunge laster (f.eks. transport av stridsvogner).

1.1.2 Lastfaktorer

Teknisk regelverk referer til Eurokode for lastfaktorer både for bruks- og bruddgrensetilstanden. Gjeldende Eurokode her er *Eurokode 0: Endringsblad A1* [3], og for Norge gjelder det *nasjonale tillegget*.

Faktoren α

Teknisk regelverk har en tilleggslastfaktor: karakteristiske verdier for følgende lastpåvirkninger skal multipliseres med faktoren α (ligning 1.1).

- Lastmodell 71 på linjer med jernbanetrafikk som er tyngre enn normal jernbanetrafikk.
- Lastmodell SW/0 for kontinuerlige bruer
- Sentrifugalkrefter
- Akselerasjons- og bremsekrefter
- Ulykkeslaster

$$\alpha = \begin{cases} 1.00 & \text{hvis ikke annet er angitt} \\ 1.33 & \text{hvis spesifisert, men alltid for Østfoldbanen} \end{cases} \quad (1.1)$$

1.1.3 Lastgrupper - karakteristiske verdier

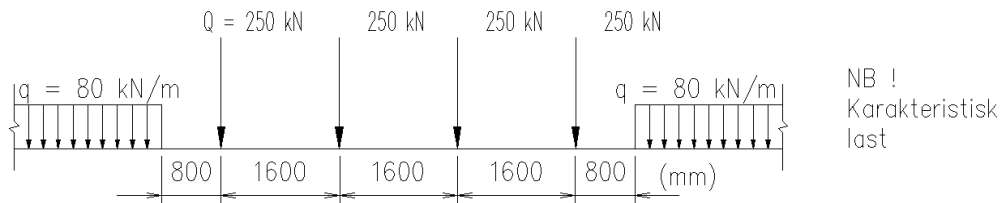
Trafikklastene (LM71, slingrekraft osv.) er kategorisert i lastgrupper i Teknisk regelverk [1, Laster: pkt.3.2.5]. Lastgruppene med tilhørende lastfaktorer skal belaste brua kombinert med ikke-trafikkklaster (egenvekt, vindlast o.l.). Lastgruppene er gjensidig ekskluderende.

1.2 Vertikallaster - karakteristiske verdier

Her blir de ulike modeller for vertikallaster i det tekniske regelverket og karakteristiske verdier for disse presentert.

1.2.1 Lastmodell 71

Lastmodell 71 representerer den statiske effekten av normal jernbanetrafikk og er vist i figur 1.1. Modellen består av en jevnt fordelt last og fire punktlaste.



Figur 1.1: Lastmodell 71 - karakteristiske verdier for vertikale laster

Eksentrisitet; lastmodell 71

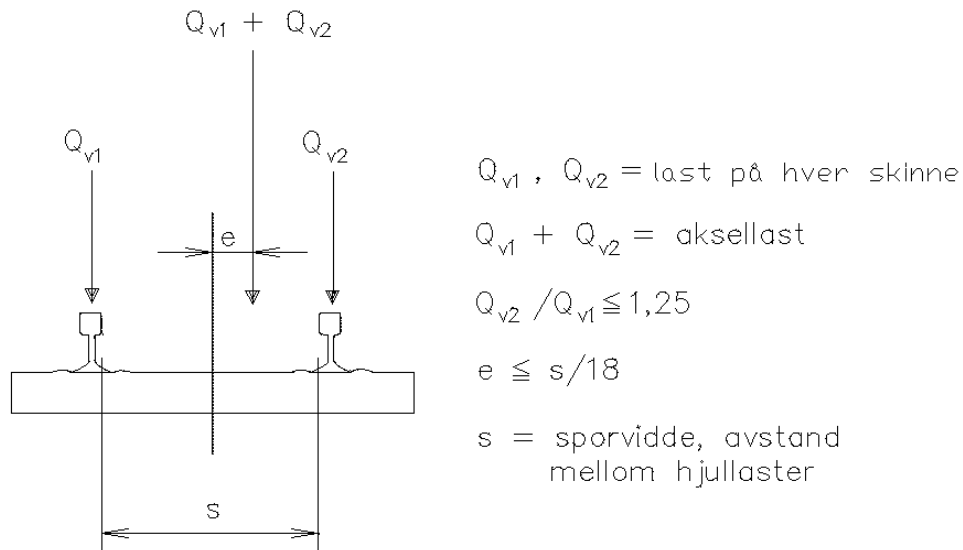
Effekten av sideforskyvning ivaretas av en ekvivalent eksentrisitet av vertikallastene (figur 1.2). Ved å sette forholdet mellom hjullastene lik 1.25 kan en ekvivalent eksentrisitet regnes ut, vist i (1.2a) - (1.2c).

$$Q_{v2} = 1.25 \cdot Q_{v1} \Rightarrow \text{Moment om midtakse} = 0.25 \cdot Q_{v1} \cdot \frac{s}{2} \quad (1.2a)$$

$$\text{Statisk ekvivalens når: } (Q_{v1} + Q_{v2}) \cdot e = \frac{0.25 \cdot s}{2} \cdot Q_{v1} \quad (1.2b)$$

$$e = \frac{s}{2} \cdot \frac{0.25}{2.25} = \frac{s}{18} \quad (1.2c)$$

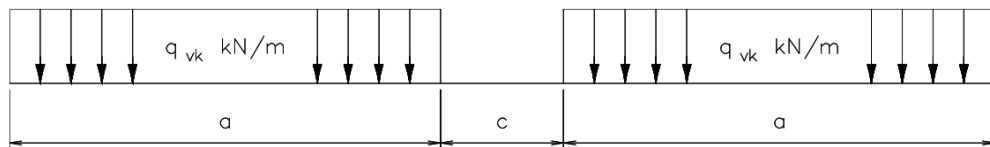
KAPITTEL 1. JERNBANEVERKETS TEKNISKE REGELVERK - LASTER



Figur 1.2: Resulterende eksentrisitet for lastmodell 71

1.2.2 Lastmodeller SW/0 og SW/2

Disse lastmodellene representerer statisk effekt av ekstraordinær tung jernbanelast – transport av transformatorer, stridsvogner o.l. Lastmodellene har samme grunnprinsipp, men ulike parametre, som vist i figur 1.3 og tabell 1.1.



Figur 1.3: Lastmodeller SW/0 og SW/2

Lastklassifisering	q_{vk} (kN/m)	a (m)	b(m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tabell 1.1: Karakteristiske verdier for vertikallaster - lastmodell SW/0 og SW/2

1.2.3 Tomme vogner

For å påvise tilstrekkelig tverrstabilitet skal en kombinasjon av vindlast og jevnt fordelt vertikallast på 10.0 kN/m etterregnes. Denne vil imidlertid aldri bli dimensjonerende som vertikallast, og vil bli nærmere beskrevet under horisontale laster – vind.

1.3 Dynamiske effekter

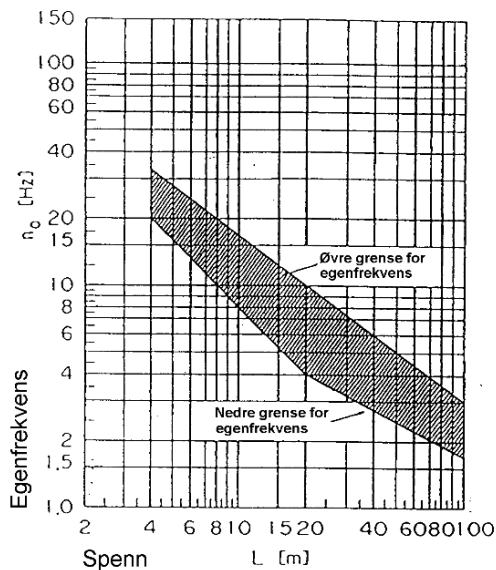
Å se på den statiske responsen til brua av lastene fra jernbanedrift alene gir ikke et fullstendig bilde av belastningssituasjonen. Tog som kjører over ei bru gir lastforløp som ikke uten videre kan karakteriseres som rent statiske. Den hurtige lastøkningen et tog i høy hastighet gir og effekten av at brukonstruksjoner har en betydelig treghet må tas hensyn til i dimensjoneringsprosessen.

I følge Jernbaneverket [1, Avsn. 5] må følgende fenomener overveies:

- hurtig lastøkning pga. kjørehastighet over konstruksjonen og effekten av konstruksjonens treghet som det ikke er tatt hensyn til ved statiske beregninger
- variasjoner i hjullaster pga. ujevnheter på hjulenes og skinnenenes overflate
- passering av suksessive belastninger med tilnærmet jevn avstand som kan initiere vibrasjoner i konstruksjonen og under visse omstendigheter forårsake resonans (hvor frekvensen av stimuleringen tilsvarer egenfrekvensen til konstruksjonen er det mulig at vibrasjonene som skyldes suksessive aksler som kommer inn på konstruksjonen vil forårsake heftige vibrasjoner)

Flere faktorer påvirker en brukonstruksjons dynamiske oppførsel. Konstruksjonens egenfrekvens er åpenbart viktig, og bør ikke ligge i området for lastpåføringens frekvens – frekvensen vognene entrer brua i. Jernbanevognenes akselavstand og kjørehastighet over brua bestemmer frekvensen jernbanelasten påføres med. Konstruksjonens demping kan variere — man kan se for seg at ei sprengverksbru er sterkere dempet enn ei fritt opplagt bru. Ujevnheter på hjulene kan gi sykliske laster (hjulslag), det samme kan vertikale ujevnheter i sporet gi.

Ved å innføre dynamiske faktorer blir disse hovedfaktorene ivaretatt. Fremgangsmåte blir gjennomgått her, og er tilnærmet identisk i Jernbaneverkets tekniske regelverk og Eurokode 1 del 2 [2, Kap. 6.4]. Den mest



Figur 1.4: Grenser for egenfrekvensområde hvor bruk av dynamisk faktor er gyldig [2, Fig. 6.10]

iøynefallende forskjellen er at flytskjemaet skissert i Eurokode og forankret i det nasjonale tillegget ikke er tatt i bruk i Jernbaneloverkets regelverk.

De dynamiske faktorene kan kun brukes for konstruksjoner beregnet for hastigheter $V \leq 220$ km/t og hvor egenfrekvensen til konstruksjonen ligger innenfor gitte grenser gitt i figur 1.4

Skulle konstruksjonens egenfrekvens ligge utenfor gyldighetsområdet er en mer utførlig dynamisk analyse påkrevd. For denne oppgaven er det antatt at konstruksjonen er innenfor grensene.

1.3.1 Egenfrekvens

Egenfrekvens for en fritt opplagt konstruksjon utsatt for bøyning beregnes etter ligning 1.3.

$$n_0(\text{Hz}) = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (1.3)$$

Her er δ_0 beregnet nedbøyning i feltmidte pga. permanente laster i millimeter. Nedbøyningen beregnes ved å benytte en korttids E-modul i samsvar med egnet lastperiode for togpasseringen.

1.3.2 Dynamisk faktor

For Jernbaneverkets brukonstruksjoner skal det forutsettes “godt vedlikeholdte spor”, og dermed skal den dynamiske faktoren Φ_2 brukes. Dynamisk faktor avhenger kun av en faktor – bestemmende lastlengde: L_Φ .

Bestemmende lastlengde L_Φ fastsettes ut fra [1, Tab. 3, kap. 5], og avhenger ofte av geometriske parametre på brua. Når bestemmende lastlengde er fastsatt regnes dynamisk faktor ut etter (1.4).

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad (1.4)$$

For buebruer og betongbruer med en overdekning av ballast og grus på mer enn 1.00 m kan dynamisk faktor reduseres.

1.4 Horisontale laster

Horisontale krefter (langsgående og tverrgående) kan bli betydelige, avhengig av sporets geometri, bruas lengde og dimensjonerende hastighet.

1.4.1 Sentrifugalkraft (tverrgående)

Sentrifugalkrefter skal tas i betraktning for bruer hvor sporet helt eller delvis ligger i kurve. Også sporets overhøyde har betydning, siden sentrifugalkreftene antas å opptre utover i horisontal retning i en høyde 1.80 m over SOK¹ – se figur 1.5. Sentrifugalkraften kombineres *alltid* med vertikal trafikklast, og skal ikke multipliseres med dynamisk faktor Φ_2 . Karakteristisk sentrifugalkraft beregnes etter (1.5).

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot Q_{vk}) \quad [\text{kN}] \quad (1.5a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot q_{vk}) \quad [\text{kN/m}] \quad (1.5b)$$

I uttrykkene over er

- Q_{tk}, q_{tk} Karakteristisk verdi av sentrifugalkraft [kN, kN/m]
- Q_{vk}, q_{vk} Karakteristisk verdi av vertikallast fra lastmodell 71, SW/0, SW/2 og “tomme vogner” – *uten* dynamiske effekter inkludert.
- f Reduksjonsfaktor [2, Lign. 6.19]. Her ligning 1.6.

¹SOK – Skinneoverkant

1.4.3 Vindkraft (tverrgående)

Jernbaneverkets tekniske regelverk henviser til Eurokode 1 del 1-4 [4] for alminnelige bestemmelser, hvor kapittel 8 omhandler vindpåvirkninger på bruer. I tillegg gjelder:

- konstruksjoner som bærer jernbanelast skal beregnes til å bære en uendelig lengde av tog med høyde lik 4.0 meter over SOK.
- hvis ikke annet påvises skal vindtrykket settes lik 2.0 kN/m^2 med formfaktor satt til 1.0
- følgende kombinasjoner skal betraktes:
 - vertikale jernbanelaster inkludert dynamisk faktor sammen med vindlaster. Begge laster bør opptre som dominerende, men som alltid bare en av gangen.
 - en jevnt fordelt vertikal last lik 10.0 kN/m – “tomme vogner” – sammen med vindkraft uten dynamisk faktor for kontroll av tverrstabilitet. Kreftene plasseres for å gi ugunstigste effekt på det konstruksjonselementet som betraktes

1.4.4 Trekk- og bremsekraft (langsgående)

Når toget akselererer (minker eller øker fart) må skinnene bidra med motkraft. Denne effekten modelleres som en jevnt fordelt last over en influenslengde ($L_{a,b}$ (Eurokode), L_t (TRV)). Karakteristiske verdier for kreftene er som vist i tabell 1.2 (Eurokodenotasjon), og heller ikke denne kraften skal multipliseres med dynamisk faktor. Trekk- og bremsekrefter skal kombineres med korresponderende vertikale laster inkludert støtt tillegg, men trekk- og bremsekrefter skal ikke få støtt tillegg.

Denne effekten kan neglisjeres for lasttilfellet “tomme vogner”.

Kraft - tilhørende lastmodell(er)	Karakteristisk verdi [kN]
Trekkkraft - LM 71, SW/0, SW/2	$Q_{tak} = 33 \cdot L_{a,b} \leq 1000 \text{ kN}$
Bremsekraft - LM 71, SW/0	$Q_{tbk} = 20 \cdot L_{a,b} \leq 6000 \text{ kN}$
Bremsekraft - LM SW/2	$Q_{tck} = 35 \cdot L_{a,b}$

Tabell 1.2: Karakteristiske verdier for langsgående krefter

De langsgående kreftene må føres til grunnen gjennom konstruksjonen (skinner og lagre). Om sporet er helsveist eller ikke ved endene av konstruksjonen påvirker kreftenes vei til grunnen. Et helsveist spor ved en eller begge

ender vil føre til at ikke alle kreftene går i lagre, men at en del av det blir tatt opp av friksjonsmasser bak landkar. Andel som overføres via dekket til lagrene finnes ved å multiplisere total kraft med en koeffisient fra tabell 5, kapittel 5 [1].

1.4.5 Termiske påvirkninger

Temperaturen i omgivelsene vil svinge gjennom et år, og påvirke brua på grunn av materialenes termiske ekspansjon/kontraksjon. Det statiske systemet bestemmer om det oppstår tvangskrefter.

Temperatursvingningene oppstår på en slik måte at temperaturpåvirkninger kan deles inn i en jevnt fordelt temperaturandel og en vertikal lineært varierende temperaturandel. Den jevnt fordelte andelen vil forårsake at brua vil ekspandere eller kontrahere, mens den lineært varierende andelen vil skape en krumning langs brubanen.

Jevnt fordelt temperaturandel

Figur NA.A1 og NA.A2 i Eurokode 1 del 1-5 [5] er isotermkart for maksimums-/minimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år ($p=0.02$). Disse må justeres for høyde over havet; minimumstemperaturen synker med $0.3^{\circ}C$ per 100 m, mens maksimumstemperaturen skal senkes med $0.65^{\circ}C$ per 100 m [5, NA.A.1].

Vertikal lineært varierende temperaturandel

I Eurokode 1 del 1-5 [5, Avsn. NA.6.1] angis temperaturgradienter for bruer. Fra tabell 6.1 i nevnte Eurokode hentes anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for bruoverbygningen. Disse verdiene er basert på en modell med beleggykkelse på 50 mm. I tabell 6.2 i Eurokoden kan ulike beleggykkelser hensyntas ved faktoren k_{sur} .

Kapittel 2

Jernbaneverkets tekniske regelverk - betongkonstruksjoner

Jernbaneverkets tekniske regelverk for betongkonstruksjoner [1, kap. 7] gir tilleggsregler til Eurokode 2 del 1 og del 2 (NS-EN 1992-1-1/1992-2). Teknisk Regelverk er gyldig så lenge anvisningene ikke gir mildere krav enn NS-EN 1992. Kun de viktigste punktene er presentert i dette kapitlet.

2.1 Dimensjonerende materialparametre

2.1.1 Betong

Det skal ikke benyttes betong med fasthetsklasse lavere enn B45 ($f_{ck} \geq 45$ MPa). Bestandighetsklasse settes til MF 40.

2.1.2 Slakkarmering

Krav til minste generelle overdekning er $65 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$.

2.1.3 Spennkabler

Det skal generelt ikke benyttes uninjiserte spennkabelsystemer.

Spennkabler for jernbanebuer skal ikke ha høyere flyte kraft, $F_{0,2}$, enn 3200 kN. Med en dimensjonerende flytespenning

$$f_{p,0.2,d} = \frac{f_{p,0.2,k}}{\gamma_p} = \frac{1670 \text{ MPa}}{1.15} = 1452 \text{ MPa}$$

blir største spennkabelareal

$$A_{maks} = \frac{3200 \cdot 10^3 \text{ N}}{1452 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2203 \text{ mm}^2$$

En veldig vanlig spenntaudimensjon er 0.6" diameter, hvilket tilsvarer ca 15.24 mm. Et spenntau består f.eks. av 1 sentertråd med 6 utvendige slagne tråder. Arealet av en spennkabel med 12 slike spenntau er 1680 mm² [6].

Det skal minimum anvendes 6 spennkabler per bjelke for bjelkebruer.

2.2 Armeringsregler og konstruktive regler

Teknisk Regelverk sier at alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger. Minste slakkarmeringsdimensjon er satt til 12 mm.

Kantbjelke for innfesting av rekkverk skal gis en bredde på minst 350 mm. Høyden skal være 600 mm, og kantbjelkens overflate skal helle innover med en helning 1:50.

Kapittel 3

Jernbaneverkets tekniske regelverk - bruks- og bruddgrensetilstand

Det er generelt henvist til gjeldende Eurokoderegler, men Teknisk Regelverk har skjerpede krav på noen punkter, for eksempel rissviddekrav.

3.1 Bruksgrensetilstand

Relevante Eurokoder er Eurokode 2 del 1-1 [7] og Eurokode 2 del 2 [8], hvilke gir krav i forbindelse med

- spenningsbegrensning
- rissviddebegrensning
- nedbøyningsbegrensning

3.1.1 Spenningsbegrensning

Karakteristisk lastkombinasjon

Eurokode 2 del 2 [8, 7.2(102)]: Riss i lengderetningen kan oppstå hvis spenningsnivået i den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi $k_1 f_{ck}$. For Norge er denne verdien $k_1 = 0.6$, men kan økes til 0.66 ved bruk av omsluttende tverrarmring [8, NA.7.2(102)].

$$\sigma_{c, kar} \leq k_1 f_{ck} \quad (3.1)$$

Tilnærmet permanente laster:

Hvis spenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $k_2 f_{ck}$, kan det antas lineær kryptøyning [9, 7.2(3)]. Hvis spenningen i betongen overskrider $k_2 f_{ck}$, bør det antas ikkelineær kryptøyning. I det nasjonale tillegg settes $k_2 = 0.45$, og dermed blir kravet:

$$\sigma_{c,tiln.perm.} \leq 0.45 f_{ck} \quad (3.2)$$

3.1.2 Rissviddebegrensning

Tabell NA.7.1N [7] gir grenseverdier for største rissvidde w_{max} . For bruoverbygning og søyler kan kravet multipliseres med en faktor k_c (ligning 3.3) hvis overdekningen er større enn minstekravet av hensyn til bestandighet ($c_{min,dur}$).

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1.3 \quad (3.3)$$

Jernbanelverkets tekniske regelverk, bok 525 angir også rissviddekrav:

- For slakkarmering gjelder samme krav som NS-EN 1992, generelt 0.30 mm.
- For spennarmerte bjelkebruer gjelder følgende krav:
 - 0.20 mm karakteristisk rissvidde på undersiden
 - 0.00 mm karakteristisk rissvidde på oversiden
- Ved større overdekning (enn minstekravet av hensyn til bestandighet) reduseres rissviddebegrensningen som angitt i EC2-1-1.

Siste punkt er viktig, siden det tillater bruk av formel 3.3 for å øke maksimal karakteristisk rissvidde med opptil 30%.

3.1.3 Nedbøyningsbegrensning

EC2 del 1-1 punkt 7.4.1(5) angir en anbefalt verdi for maksimal nedbøyning lik $1/500$ av spennlengde for kombinasjon med tilnærmet permanente laster, men i Eurokode 2 del 2 står det at dette punktet skal ses bort fra.

Det er altså ikke angitt noen verdi for maksimal nedbøyning av en bru i Eurokoden, bortsett fra punkt 7.4.1(1)P og 7.4.1(2) i EN1992-1-1 som sier noe veldig generelt om nedbøyninger; at de ikke skal påvirke konstruksjonens funksjon eller utseende, og at “passende” nedbøyningskrav skal håndheves.

Bok 525 [1] angir nettopp nedbøyningskrav for jernbanebruer i kapittel 5 “laster”, punkt 10.3. Det er angitt et maksimum forhold mellom spenn

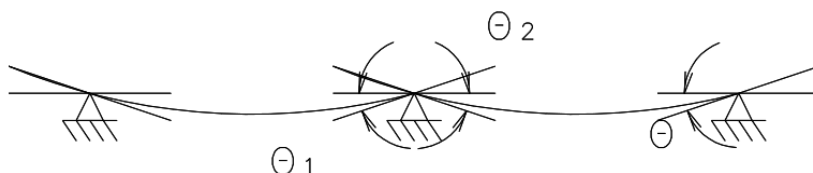
og vertikal nedbøyning for fritt opplagte spenn; forholdet $\frac{L}{\delta}$. Her må Jernbaneverket ha byttet om på maksimum og minimum. Det kan ikke tolkes på annen måte enn at grenseverdiene for dette forholdet er minimumsverdier, siden nedbøyning skal *begrenses*.

Rotasjon av dekket

Videre gir Teknisk Regelverk “grensetilstander for trafikksikkerhet” – maksimumskrav til rotasjon av dekket for spor med ballast (definisjoner, se fig. 3.1). Maksimalverdiene for enkeltsporede bruer er:

$$\theta = 6.5 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_1 + \theta_2 = 10.0 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$



Figur 3.1: Maksimal rotasjon av dekke - prinsipp

Øvrige deformasjonskrav

Andre krav som er gitt i Jernbaneverkets Tekniske Regelverk, bok 525, men ikke gjennomgått her, er

- Vertikal akselerasjon av dekket (kun relevant for hastigheter $V > 200 \text{ km/t}$).
- Dreining av dekket
- Horisontale forskyvninger av dekket

3.2 Bruddgrensetilstand

I Teknisk Regelverk henvises det fullt til EC2, med tilleggsmerknad om at det ikke i noe snitt skal velges mindre armering enn den som er forutsatt ved beregning av forskyvninger.

Det er altså stort sett bruksgrensekrav som er spesifisert i jernbaneverkets regelverks bok 525, for øvrig dimensjonering er det regelverk i Eurokodene som gjelder.

Kapittel 4

Lastkombinering i henhold til Eurokode

For brukonstruksjoner er det mange belastningssituasjoner som kan vise seg å bli dimensjonerende for forskjellige bruutforminger. Å kombinere lasttilfellene for hånd er sikkert mulig, men det er ingen tvil om at beregningsprogrammer gjør en mye raskere og sannsynligvis mer korrekt jobb.

For denne rapporten er NovaFrame [10] benyttet. “Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner” [9] sammen med endringsblad A1 [3] utgjør grunnlaget for lastkombineringen. Førstnevnte gir en total bakgrunn for dimensjoneringsprosessen innen Eurokodesystemet – påvisning ved partialfaktormetoden. Det første en bør merke seg er at påvisning ved partialfaktormetoden etter NS-EN 1990 er

“begrenset til påvisning i bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander for konstruksjoner som utsettes for statisk belastning, medregnet tilfeller der dynamiske påvirkninger tas hensyn til ved bruk av ekvivalente kvasi-statiske laster og dynamiske forsterkningsfaktorer, medregnet vind- og trafikklaster.”

Så lenge bruas egenfrekvens ligger innenfor området som gjør bruk av dynamisk faktor Φ_2 gyldig kan altså brua dimensjoneres etter denne metoden.

4.1 Partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer

En generell last F med en karakteristisk verdi F_k gjøres til en dimensjonerende last F_d (4.1) ved å multiplisere med partialfaktor γ_f og kombinasjonsfaktor Ψ .

$$F_d = F_k \gamma_f \Psi \quad (4.1)$$

Disse faktorene tar hensyn til ulike aspekter ved lasten:

Partialfaktor γ Kort sagt tar partialfaktoren hensyn til mulige ugunstige avvik mellom lastens karakteristiske verdi og opptredende verdi. Det virker fornuftig at ulike laster har ulike utfallsrom – eksempelvis er partialfaktoren for laster fra vind, bølger og strøm $\gamma_Q = 1.60$, mens partialfaktoren for temperaturlast er $\gamma_Q = 1.20$. Forskjellen i faktor avspeiler at temperaturlasten med større sikkerhet er lik dens karakteristiske verdi. Komplette oversikt finnes i tabell 4.1.

Kombinasjonsfaktor Ψ Kombinasjonsfaktorer (tabell 4.2) er til for å skape ulike belastningsscenarier – kombinasjoner. I bruddgrensetilstanden skal de ulike variable laster enten være “dominerende variabel last” eller “øvrig last”, og det brukes ulike kombinasjonsfaktorer avhengig av dette.

I bruksgrensetilstanden skilles det mellom f.eks. “tilnærmet permanent” og “sjeldent forekommende” kombinasjon – nettopp ved hjelp av kombinasjonsfaktorer.

4.1. PARTIALFAKTORER OG KOMBINASJONSFAKTORER

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.</p> <p>MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ- og ξ-verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$ for permanent last, untatt de som er listet under ¹⁾²⁾ $1,00$ for irreversible deformasjonslaster ³⁾ $1,20$ for permanent del av vanntrykk</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 1,0$ for permanent last ¹⁾²⁾ 0 for irreversible deformasjonslaster ³⁾ $1,0$ for vanntrykk</p> <p>$\xi = 0,89$ for egenvekt ¹⁾</p> <p>$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle eurokodene. ⁴⁾</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,5$ for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q = 1,2$.</p> <p>$\gamma_Q = 1,60$ for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,20$ for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>¹⁾ Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.</p> <p>²⁾ De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med $\gamma_{G,j,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,j,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.</p> <p>³⁾ Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For γ-verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige γ-verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.</p> <p>⁴⁾ Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.</p> <p>MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).</p> <p>MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_g og γ_q og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd}. En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.</p> <p>Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.</p> <p>MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.</p>					

Tabell 4.1: Kopi av tabell NA.A2.4(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B) [3]

KAPITTEL 4. LASTKOMBINERING I HENHOLD TIL EUROKODE

Påvirkning		ψ_0	ψ_1	ψ_2 ⁴⁾
Individuelle trafikklaster ⁵⁾	LM 71	0,8	0,8 ¹⁾	0,2/0,5 ³⁾
	SW / 0	0,8	0,8	0,2/0,5 ³⁾
	SW / 2	0	1,0	0,2/0,5 ³⁾
	Tomme vogner	1,0	-	
	Akselerasjon og bremsing Sentrifugalkrefter	Samme verdier for kombinasjonsfaktorene ψ som for de tilhørende vertikale laster		
	Slingrekrefter	1,0	0,8	0
	Horisontalt jordtrykk pga. trafikklast	0,8	0,8 ¹⁾	0
Lastgrupper	Gruppe 11 t.o.m. 15 (ett spor)	0,8	0,8	0,2/0,5 ³⁾
	Gruppe 21 t.o.m. 25 (to spor)	0,8	0,7	0,2/0,5 ³⁾
	Gruppe 31 t.o.m. 35 (tre spor eller flere)	0,8	0,6	0,2/0,5 ³⁾
Andre trafikklaster	Aerodynamiske virkninger	0,8	0,5	0
	Ikke offentlig tilgjengelige gangbaner	0,8	0,5	0
Vindlaster ²⁾	F_{wk} belastet bru	0,75	0,5	0
	F_w^{**} belastet bru	1,0	0,5	0
	F_{wk} ubelastet bru (tomme vogner)	1,0	0,5	-
Temperatur	T_k	0,6	0,6	0,5

¹⁾ Verdien settes lik 0,8 for ett spor, 0,7 for to spor og 0,6 for tre spor.

²⁾ Der vindlast opptrer samtidig med trafikklast trenger vindlasten $\psi_0 F_{wk}$ ikke regnes større enn F_w^{**} , se NA.A2.2.4(4).

³⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdien 0,2 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

⁴⁾ Ved beregning av deformasjoner i vedvarende eller forbigående situasjoner settes ψ_2 lik 1,0 for trafikklast. For seismiske situasjoner, se tabell NA.A2.5.

⁵⁾ Minste samtidig opptredende gunstige trafikklast for beregning sammen med individuelle trafikklast, for eksempel krefter fra akselerasjon, bremsing eller sentrifugalkraft, kan settes lik 0,5LM71.

Tabell 4.2: Kopi av tabell NA.A2.3 – Verdier av Ψ -faktorer for jernbanebruer [3]

4.2 Lastkombinasjoner

I Eurokodene fins et omfattende regelverk for lastkombinering, som ved første øyekast kan virke tvetydig og komplisert. Når man må ta hensyn til et regelverk fra jernbaneverket, en Eurokode, et endringsblad til nevnte Eurokode, samt nasjonale tillegg til begge to, kommer viktigheten av god struktur i arbeidet frem. Her vil jeg presentere det som ligger til grunn for lastkombinasjonene det blir dimensjonert etter i denne oppgaven.

4.2.1 Gjeldende regelverk

Her er det sammenfattet hvilke regelverk som er relevante og hva de betyr for dimensjoneringen:

Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+NA:2008)

Denne generelle og helt fundamentale Eurokoden definerer f.eks. karakteristiske laster, fremgangsmåte for konstruksjonsanalyse samt påvisning ved partialfaktormetoden – alle essensielle for prosjekteringsprosessen.

Tillegg A1 gir regler og metoder for å fastsette lastkombinasjoner for konstruksjoner. Anvendelse for bruer finnes altså ikke i selve Eurokoden, men derimot i et eget endringsblad. Det hadde selvsagt vært hensiktsmessig med et samlet regelverk, men på grunn av at brudelen ble fastsatt først i november 2010, mens den generelle delen var klar allerede i 2008, måtte brureglene gis ut som endringsblad.

Endringsblad A1: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010)

Her finnes et tillegg til ovennevnte Eurokode, med noe som er meget relevant for rapporten: *regler og metoder for å fastsette lastkombinasjoner for dimensjonering i bruks- og bruddgrensetilstand for vegbruer, gang- og sykkelbruer og jernbanebruer*. Her finnes altså lastkombineringsfaktorer og partialfaktorer og instruksjoner om hvordan disse skal kombineres med de karakteristiske lastene til lastkombinasjoner.

I endringsbladets nasjonale tillegg angis fire bruksgrensetilstander (tabell 4.3), altså en tilstand mer enn for bygninger. Den ekstra tilstanden heter *sjeldent forekommende*, og er ikke beskrevet av noen av ligninger (6.14a) - (6.16b) i Eurokode 0 [9]. Men ved å kontrollere tabeller for ψ -verdier kommer det fram at det ikke er oppgitt verdier for $\psi_{1,infq}$ for jernbanebruer, men

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

Tabell 4.3: Kopi av tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstanden [3]

kun for veg- og gang- og sykkelbruer. Dermed blir ikke bruksgrensetilstand *sjeldent forekommende* relevant for oppgaven.

Jernbaneverkets tekniske regelverk (Bok 525 – Bruer/Prosjektering og bygging)

Henviser til gjeldende Eurokoder, med bare én anmerkning: For lastmodell SW/2 skal $\gamma_Q = 1.2$ brukes. Dette står uansett i Eurokoden, så det er en smule merkelig at akkurat dette er poengtert.

4.2.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand – Ligning (6.10a) og (6.10b) i Eurokode

For bruddgrensedimensjonering av konstruksjonsdeler skal tabell NA.A1.2B [3, pkt. A1.3.1(4)] brukes, og dermed brukes den minst gunstige av ligninger (6.10a) og (6.10b) i NS-EN 1990 [9] for å finne dimensjonerende lastkombinasjon.

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

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

"+" betyr "kombineres med" (kan være pluss eller minus)

Σ betyr "kombinert virkning av"

Forskjellen mellom disse ligningene kan sammenfattes slik:

- I ligning (6.10a) skal *alle* variable laster ganges med korresponderende partialfaktor γ og kombinasjonsfaktor Ψ_0 , slik at ingen last egentlig kan sies å være dominerende. Ligningen kan omskrives til

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Når verste trafikklastgruppe er funnet er det altså bare en lastkombinasjon som må kontrolleres etter ligning (6.10a).

- I ligning (6.10b) reduseres ugunstige permanente laster med faktoren ξ . Her må flere variable laster enkeltvis prøves som dominerende last
 - en last får opptre med partialfaktor multiplisert med karakteristisk verdi, mens de øvrige multipliseres med både partialfaktor og kombinasjonsfaktor.

4.2.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand – Ligning (6.14a) - (6.16b) i Eurokode

Bruksgrensetilstanden skiller seg fra bruddgrensetilstanden ved at det i tillegg til å finnes dominerende variable laster også finnes ulike kombinasjoner for ulike situasjonssannsynligheter:

- 1) Karakteristisk kombinasjon [9, lign. (6.14b)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b) \text{ i EC}$$

Brukes vanligvis for irreversible grensetilstander

- 2) Ofte forekommende (hyppig) kombinasjon [9, lign. (6.15b)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \Psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b) \text{ i EC}$$

Brukes vanligvis for reversible grensetilstander

- 3) Tilnærmet permanent kombinasjon [9, lign. (6.16b)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b) \text{ i EC}$$

Brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende. Ingen dominerende variabel last.

"+" betyr "kombineres med" (kan være pluss eller minus)

\sum betyr "kombinert virkning av"

Det er viktig å merke seg at partialfaktor for materialegenskaper γ_M generelt settes lik 1 for kontroller i bruksgrensetilstanden.

4.3 Lastkombinasjoner for jernbanebrua i Klett- bakkan

For oversikts skyld er lastklasser som definert i tabell 4.4 brukt for å lette lesing av lastkombinasjonene i dette kapitlet.

Lastklasse	Betegnelse	Komponenter
Egenvekt	G	Egenvekt overbygning, ballast, rekkverk, skinner, kabelkanaler
Forspenning	P	Lastvirkning fra forspenning
KSR	D	Kryp og svinn i betong og relaksasjon av spennstål
Verste lastgruppe	Q	Minst gunstige av trafikkgruppene 11-16 – inneholder lastmodeller og tilhørende slingre-, traksjons- og sentrifugalkrefter
Vind	Q	Vindlast
Temperatur	Q	Last fra termiske påvirkninger

Tabell 4.4: Lastklasser brukt i lastkombineringsoversikt

4.3.1 Kombinasjoner i bruddgrensetilstanden (ULS)

Tabell 4.6 viser partialfaktorer iht. [3, Tab. NA.A2.4(B)]. Gul merking viser dominerende variabel last, mens indeks a og b henspeiler på hhv. ligning (6.10a) og (6.10b).

Det er verdt å merke seg at alle laster har to forskjellige faktorer, hvor faktoren som gir mest ugunstig verdi for hver enkelt snittkraft legges til grunn. Det blir med andre ord et stort antall kombinasjoner – her er sågar jernbanelastene kun tatt med som “verste lastgruppe”, mens NovaFrame regner alle kombinasjoner med alle de ulike lastgruppene fra jernbanelast.

Eksempelvis betyr dette at kombinasjon 1b i virkeligheten er minst 768 kombinasjoner¹ per snittkraft per element-ende (vist i tabell 4.5) – siden høyst forskjellige kombinasjoner gir dimensjonerende situasjoner for eksempelvis støttemoment og feltmoment. Sunn fornuft, erfaring og gode ingeniørevner kan selvsagt eliminere mesteparten av disse, men i prinsippet skal alle sjekkes for å avdekke dimensjonerende kombinasjon. Med nåtidens regnekraft er det heller ingen praktisk grunn til å unngå å sjekke alle mulige relevante kombinasjoner.

¹Egentlig er det til og med flere som må kontrolleres, eksempelvis siden lastklasse “verste lastgruppe” inneholder traksjonslast, som må kontrolleres med forskjellig fortegn.

4.3. LASTKOMBINASJONER FOR JERNBANEBRUA I KLETTBAKKAN

Lastklasse	Kombinasjoner K_i
Egenvekt	2
Forspenning	2
KSR	2
Lastgruppe	$2 \cdot 6$
Vind	$2 \cdot 2$
Temperatur	2
$\prod_{i=1}^n K_i$	768

Tabell 4.5: Mulighetsrom for én enkelt lastkombinasjon

Lastklasse:	Kombinasjon:			
	1a	1b	2b	3b
Egenlast	1.35/1.00	1.20/1.00	1.20/1.00	1.20/1.00
Forspenning	1.10/0.90	1.10/0.90	1.10/0.90	1.10/0.90
KSR	1.00/0.00	1.00/0.00	1.00/0.00	1.00/0.00
Verste lastgruppe	1.20/0.00	1.50/0.00	1.20/0.00	1.20/0.00
Vind	1.20/0.00	1.20/0.00	1.60/0.00	1.20/0.00
Temperatur	0.72/0.00	0.72/0.00	0.72/0.00	1.20/0.00

Tabell 4.6: Partialfaktor for kombinasjoner i bruddgrensetilstanden. Bokstavene a og b henspiller på ligninger (6.10a) og (6.10b) fra Eurokode. Dominerende last er markert med gult.

4.3.2 Kombinasjoner i bruksgrensetilstanden (SLS)

Tabell 4.7 viser lastkombinasjonene kontrollert i bruksgrensetilstanden iht. [9, avsn. 6.5.3], med gul merking som indikator for dominerende variabel last.

Lastklasse	Kombinasjon:						
	Karakteristisk			Ofte forekommende			TP
	10	11	12	13	14	15	16
Egenlast	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Forspenning	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
KSR	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Verste lastgruppe	1.00	0.80	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50
Vind	0.75	1.00	0.75	0.00	0.50	0.00	0.0
Temperatur	0.60	0.60	1.00	0.5	0.5	0.60	0.50

Tabell 4.7: Partialfaktorer for kombinasjoner i bruksgrensetilstanden. TP står for tilnærmet permanent.

Del II

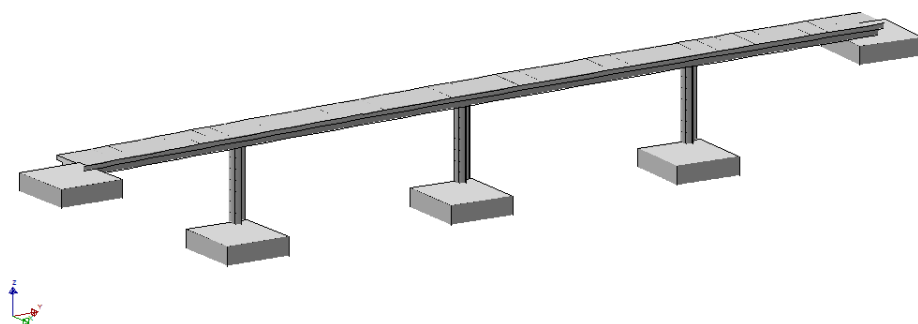
Modellering i NovaFrame og dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand

- Modellering i NovaFrame
 - Modellens oppbygning
 - Lastmodellering
 - Resultater
- Innledende dimensjonering etter Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14
- Dimensjonering etter Eurokode 2 og Jernbaneverkets Tekniske Regelverk

Kapittel 5

Beregningsmodell, jernbanebru i Klettbakkan

En beregningsmodell (oversiktsbilde i figur 5.1) er etablert i 3D-rammeprogrammet NovaFrame [10]. Modellen er etablert ved å skrive ei inputfil i ASCII-kode¹ i TextPad. Her gis all nødvendig informasjon som programmet trenger for å gjennomføre en statisk analyse av brua. Inndata gitt til programmet blir gjennomgått i følgende kapitler.



Figur 5.1: Elementmodell med tverrsnittflater

5.1 Forenklinger og antagelser

5.1.1 Dimensjonerende hastighet

Brua er dimensjonert for en hastighet på $V = 120$ km/t.

¹*American Standard Code for Information Interchange*, 7-bits tegnssett - standard for utveksling av tekst mellom datamaskiner.



Figur 5.2: Armering i brudekke, Tingberg bru. Foto: Statens Vegvesen [11]

5.1.2 Jordstivhet/geotekniske forhold

En komplett modell av ei jernbanebru er kompleks og innbefatter blant annet en god del geotekniske vurderinger av in situ jordstivhet. Det ble en stund vurdert å modellere fundamenter på pæler med fjærer som representerte stivheten til pælene i jorda, men dette ble vurdert som tidkrevende og mindre relevant. Fundamentene ble derfor fast innspent i bunn.

5.1.3 Armering

Armeringsmengden som er modellert er sterkt forenklet i forhold til praktisk utførelse. Som figur 5.2 viser, armeres brudekker og brubjelker tett. Det er ikke hensiktsmessig å modellere all denne armeringen, men å modellere den armering som har mest innvirkning på momentkapasitet. Derfor er kun spennarmering og lengdearmering i underkant og overkant modellert.

5.1.4 Tverrsnitt

Minste effektive flensutstikk er brukt som basis for tverrsnitt i hele brulengden. Dette er en konservativ antagelse, men fornuftig siden selv minste effek-

tive bredde tar bort lite av brutto tverrsnitt. Tverrsnittet er vist i figur 6.1, side 60 i forbindelse med dimensjonering.

En følge er at tyngdepunktet blir annerledes enn fysisk reelt tyngdepunkt i deler av brua hvor fullt brutto tverrsnitt kan utnyttes (midt i spenn). Bruk av effektive bredder fører tyngdepunktet nedover med ca 20 mm. Det er heller tvilsomt om dette påvirker kapasitet i særlig grad.

Et hensyn som bør tas er å skalere opp tyngdetettheten til betongen slik at egenvekten til det faktisk utstøpte tverrsnitt blir påsatt. Areal som neglisjeres er

$$A_{c,brutto} - A_{c,eff} = 3.290 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 - 3.072 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 218000 \text{ mm}^2$$

Dette arealet tilsvarer en tyngde på

$$0.218 \text{ m}^2 \cdot \gamma_c = 5.45 \text{ kN/m} \quad (\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3)$$

Altså må tyngdetettheten for overbygningen regnes som

$$\gamma'_c = \frac{A_{c,brutto}}{A_{c,eff}} \cdot \gamma_c = 1.071 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 26.8 \text{ kN/m}^3$$

5.1.5 Torsjonsstivhet

NovaFrame beregner torsjonsstivhet på en forenklet måte (5.1) som gir en for høy torsjonsstivhet for T-bjelketverrsnitt.

$$I_T = I_x + I_y \quad (5.1)$$

Det er mulig å skalere torsjonsstivheten til riktig nivå med en skaleringsfaktor. Dette er ikke gjort i rapporten. Resultatet av den overdrevne stivheten er at tverrsnittet får uforholdsmessig store torsjonsmomenter, som muligens vil påvirke hovedspenningene i tverrsnittet.

5.2 Fortegnskonvensjoner og aksesystem

For at det skal gi mening for leseren når krefter og momenter beskrives må retninger og konvensjoner fastlegges.

5.2.1 Aksesystem, globalt og lokalt

NovaFrame bruker to koordinatsystemer:

1. **Globalt XYZ-system**

Her defineres noder og randbetingelser. Beregnete forskyvninger gis i globalt system.

2. **Lokalt LMN-system**

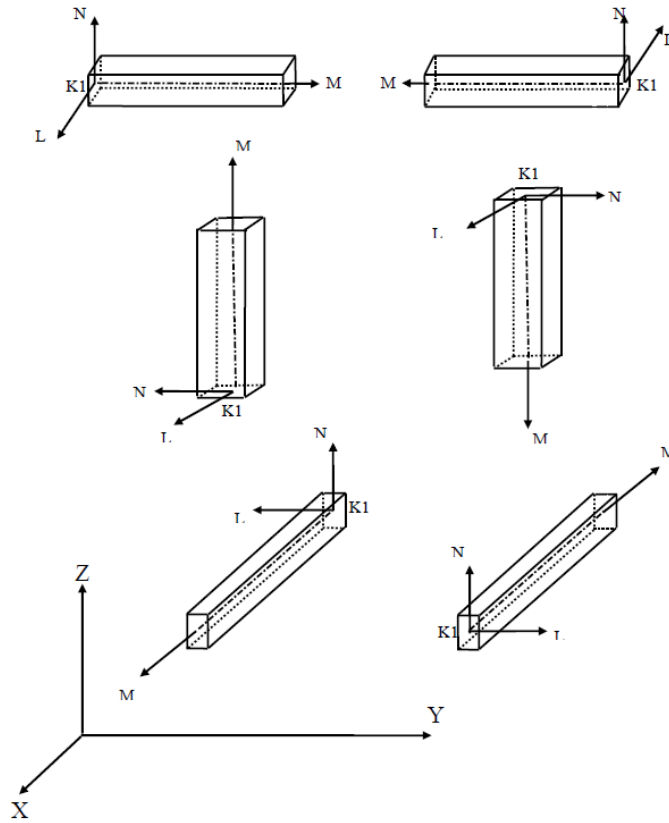
Tverrsnittsgeometri og snittkrefter gis i lokalt system.

Begge systemene er høyrehåndssystemer, og er vist i figur 5.3a. Når laster modelleres kan de gis i det systemet brukeren ønsker.

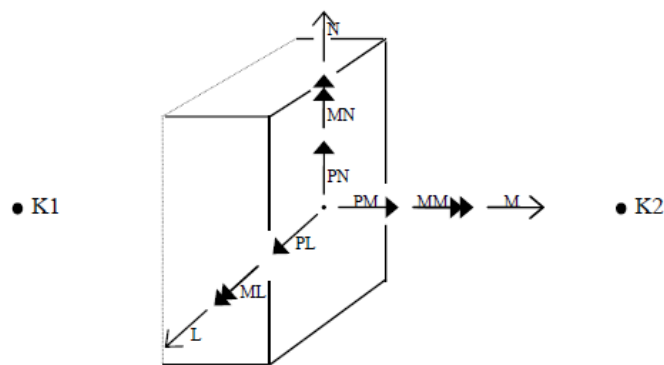
5.2.2 Fortegnskonvensjoner

I figur 5.3b vises retning for positive krefter og momenter i lokalt aksesystem. Systemet er enkelt – positive krefter i samme retning som akse, og momenter positive *med* klokka sett i positiv akseretning. K1 og K2 er henholdsvis node 1 og 2 for elementet. Elementene i modellen er definert med stigende nummer mot høyre – vist i eget avsnitt.

5.2. FORTEGNSKONVENSJONER OG AKSESYSTEM



(a) Globalt og lokale aksesystem i NovaFrame



(b) Positive snittkrefter i lokalt system

Figur 5.3: Definisjoner av globalt og lokalt aksesystem og positive retninger for snittkrefter som brukes i NovaFrame

5.3 Elementmodellens oppbygning

5.3.1 Enheter

Modellen er bygd opp med meter som lengdeenhet og kilonewton som kraftenhet. Dette er standard i programmet, og gjør at momenter enkelt kan hentes ut i kNm.

5.3.2 Referanselinjer

I NovaFrame er det hensiktsmessig å definere såkalte referanselinjer som fysisk svarer til sporgeometri, f.eks. senterlinje eller SOK. I modellen er referanselinja hentet fra Jernbaneverkets tegninger og representerer SOK. Figur 5.4a viser horisontalprojeksjon og spennvidder, mens vertikalprojeksjon og horisontalkrumning fremgår av figur 5.4b.

Bruas akser defineres som referanselinjeakser (RFLAXIS). Disse settes på sine respektive *stasjonsnumre* på senterreferanselinje. Stasjonsnumre representerer lengdeverdier langs sporet. For søylene defineres egne søylereferanselinjer (RFLCOLUM) som plasseres på sine respektive akser. Det er definert en referanselinje per akse - ei senterlinje som representerer tyngdepunkt i søyletverrsnitt.

Siden alt er definert på referanselinjer og stasjoner på disse er modellen fleksibel for forandringer i sporgeometri. Denne modellen ble påbegynt i forprosjektfasen, og jernbanetraséen ble faktisk flyttet litt av hensyn til eksisterende jernbaneovergang og endret E6-trasé. Med utstrakt bruk av *alias* (å delegere variabler til navn) kan parametre på en enkel måte endres for hele modellen.

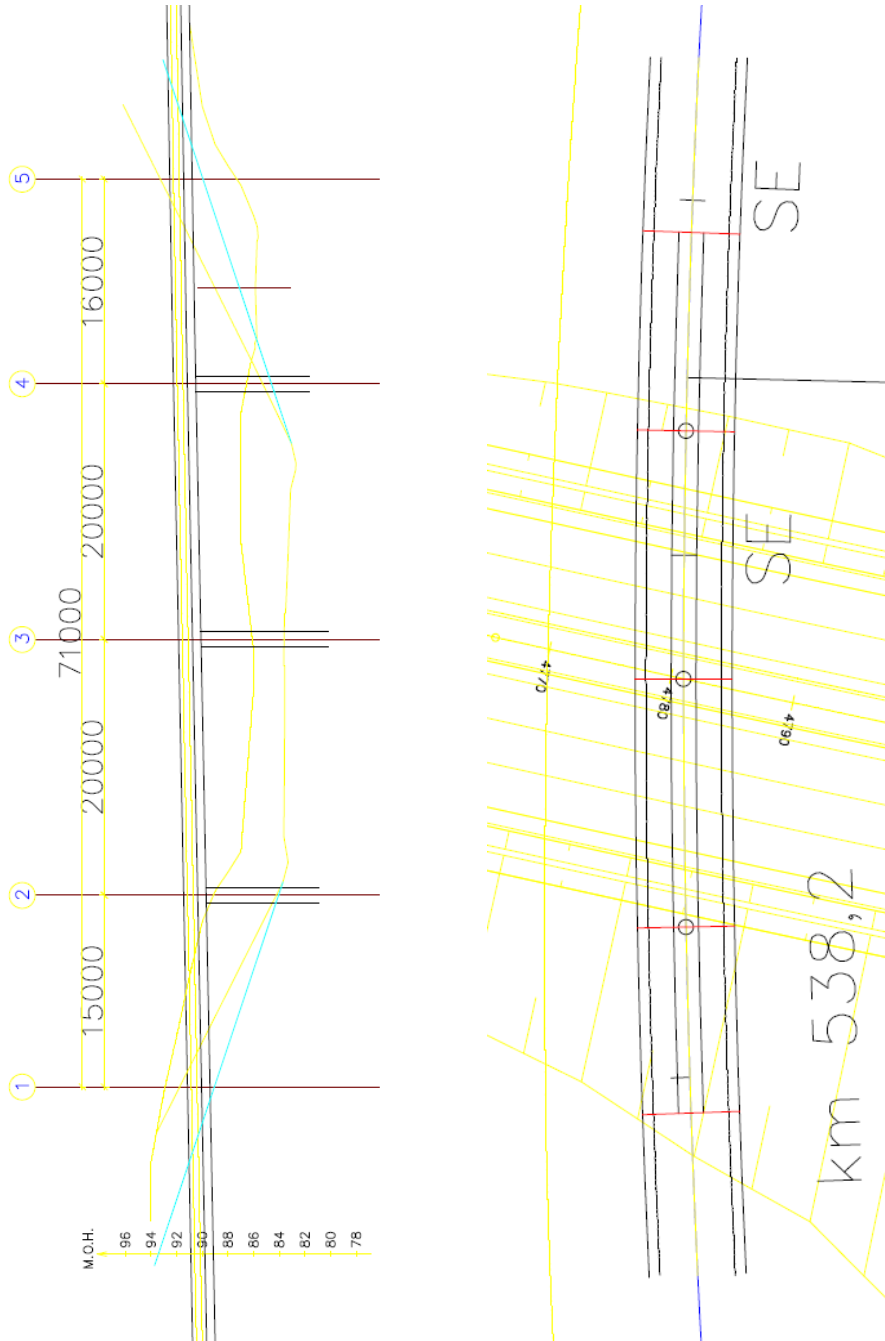
5.3.3 Noder

Noder genereres på referanselinjene. Elementinndeling og lastpåsetting avhenger av nodene, så noen aspekter bør overveies i forbindelse med nodegenerering. I tabell 5.1 og figur 5.5 vises nodenummerering i de forskjellige komponentene. Totalt består modellen av 74 noder.

Komponent	Nodenummer
Overbygning	101-140
Søyle i (i=2,3,4)	i1-i9
Fundament j (j=1-5)	j0-j1

Tabell 5.1: Nodenummerering

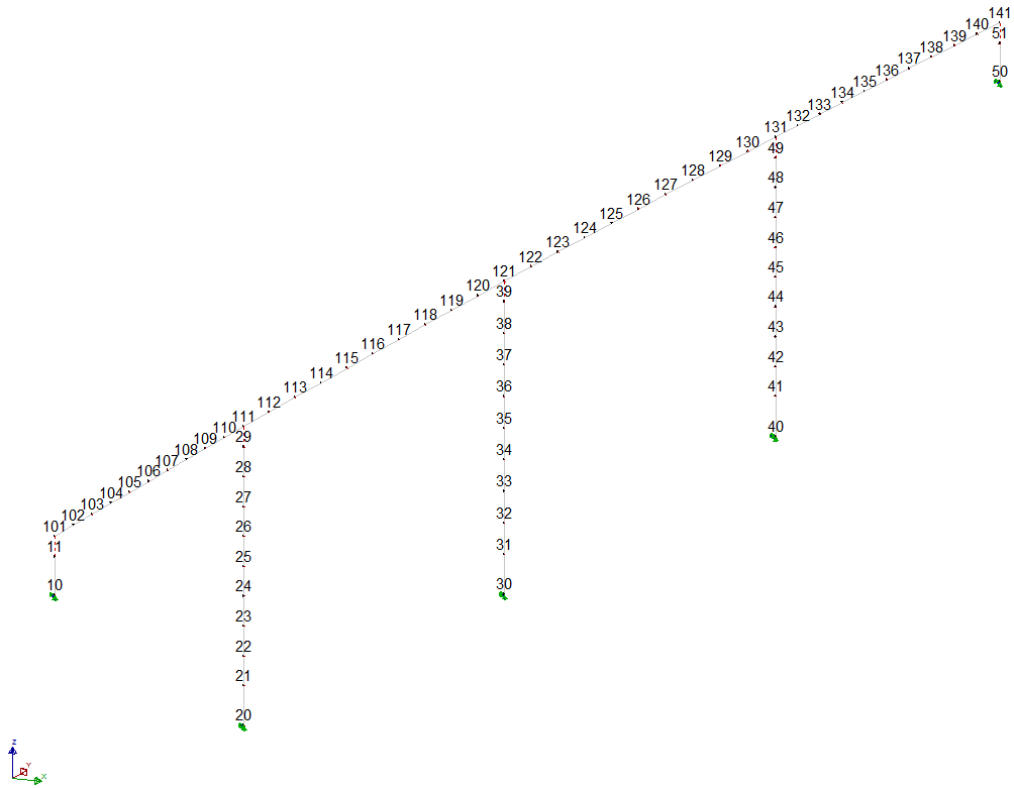
5.3. ELEMENTMODELLENS OPPBYGNING



(a) Horisontalprojeksjon. Stigning er 1.95%.

(b) Vertikalprojeksjon. Kurveradius er 1020 m.

Figur 5.4: Figurer fra Jernbaneverkets skisse



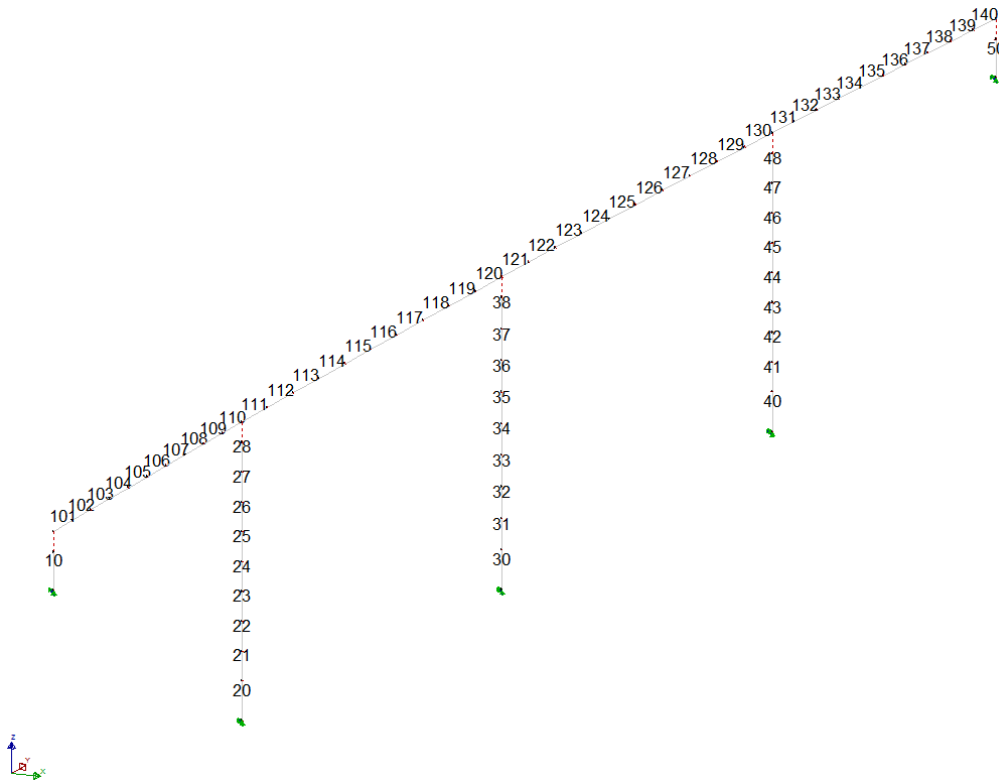
Figur 5.5: Elementmodell - nodenummerering

5.3.4 Elementer

Elementer defineres mellom noder, og tillegges egenskaper som f.eks. lokale akseretninger, tverrsnittstype og -dimensjoner. Bjelkeelementer benyttes i programmet. I tabell 5.2 og figur 5.6 vises elementinndeling i modellens komponenter.

Komponent	Antall elementer	Elementnummer
Spenn	10	101-110,111-120,121-130,131-140
Søyle	8	21-28,31-38,41-48
Fundament	1	10,20,30,40,50

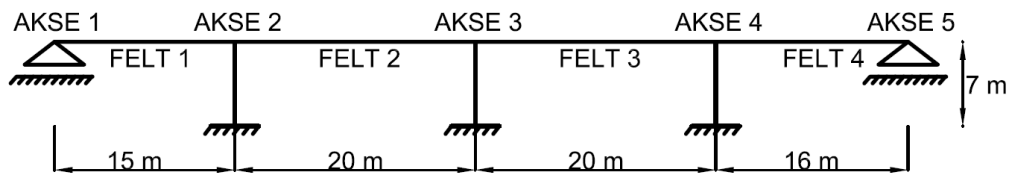
Tabell 5.2: Elementinndeling



Figur 5.6: Elementmodell - elementnummerering

5.3.5 Randbetingelser

Statisk system i YZ-planet er vist i figur 5.7. I tabell 5.3 vises modellering av hver enkelt frihetsgrader for alle akser. Alle randbetingelsene er påført i underkant av fundament som søylene er forbundet med.



Figur 5.7: Prinsippskisse av statisk system og geometri

Endeakser

Endeaksene er modellert momentstivt på fundamenter. Fundamentene er modellert med glidelagre i bunn, og fri til å rotere om X- og Z-akse.

Indre akser

De indre aksene er fastholdt mot forskyvning i alle retninger og mot rotasjoner om alle akser.

Aakse	Translasjon			Rotasjon		
	XTr	YTr	ZTr	XRot	YRot	ZRot
1	1	0	1	0	1	0
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	0	1	0	1	0

Tabell 5.3: Skjematisk fremstilling av randbetingelser. Verdi 1 betyr låst – 0 betyr fri.

Diskusjon – randbetingelser

Randbetingelsene har stor innvirkning på hvilken vei kreftene tar mot grunnen. I begynnelsen ble endeaksene modellert med fastholding mot translasjon også i Y-retning. Resultatet ble at mye av oppspenningskrafta gikk direkte i fundamenter i endeaksene. Det er også forsøkt med rotasjonsfastholding om Z-akse i endeaksene, med resultat at horisontalkreftene ga store momenter i fundamenter.

Randbetingelsene som til slutt ble valgt antas å gi en god representasjon av konstruksjonens bærevirkning.

5.3.6 Materialer

Betong

Betong av fasthetsklasse B45 med materialegenskaper som vist i tabell 5.4 er brukt i modellen. Egenskapene er i henhold til [7, Avsn. 3.1 og tabell 3.1]. Søylene er antatt risset, dette er reflektert i at E-modul for søylene er satt til 17 000 MPa. Fremgangsmåten (vist i vedlegg K) for å finne ekvivalent E-modul er iterativ, og gjennomført i NovaDesign og Excel.

Overbygningen er antatt urisset siden den er spennarmert.

Armeringsstål

Slakkarmeringsstål av type B500NC er modellert med egenskaper som spesifisert i EC2-1-1 [7, Avsn. 3.2.] og NS-EN 10080 [12]. Materialegenskaper er

gitt i tabell 5.5.

Spennarmeringsstål

Materialet er beskrevet i Eurokode 2 del 1-1 [7, Avsn. 3.3]. Input gitt til rammeprogram er vist i tabell 5.6.

f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	$E_{c,søylor}$ (MPa)
45	3.8	36 000	17 000

Tabell 5.4: Materialegenskaper - betong

f_{yk} (MPa)	ε_{ud} (‰)	f_{ud} (MPa)	E_S (MPa)
500	30.00	520	200 000

Tabell 5.5: Materialegenskaper - stål

$f_{p,0.2,k}$ (MPa)	E_p (MPa)	$\varepsilon_{p,ud}$ (‰)	f_{ud} (MPa)
1670	195 000	10.00	1736.8

Tabell 5.6: Materialegenskaper - spennarmeringsstål

5.3.7 Tverrsnitt

Brua var i utgangspunktet skissert og modellert med trautverrsnitt, men på grunn av endringer i sporbane og tilhørende endring av spennviddene ble også andre tverrsnitt vurdert. E6 og opprettholdelse av trafikkavvikling i byggeperioden legger føringer for lysåpningen også under byggeprosessen. Ei traubru ble derfor i utgangspunktet vurdert som mer gunstig enn bjelkebru, siden ei bjelkebru måtte bygges på jekker og jekkes ned etter utstøping for å få plass til arbeidet. Etter forandringer i randbetingelsene ble det byttet til bjelkebru. Skisse av tverrsnittet er vist i figur 6.1, side 60.

En fordel med konvensjonell bjelkebru er at de doble søylene som vanligvis trengs for å støtte et trautverrsnitt kan erstattes med enkle søyler i aksene slik at skjeve akser unngås. Videre kan spennarmering i ei bjelkebru modelleres til å variere vinkelrett i vertikalplanet, slik at det bare er høydeeksentrisiteten som forandres gjennom bruas lengde. For ei traubru, hvor sidevangene vanligvis skrår, måtte spennarmering blitt modellert med variasjon i både L- og N-retning.

Effektive bredder

Effektive bredder er beregnet etter Eurokode [7, pkt. 5.3.2.1]. Komplette beregninger finnes i vedlegg A. Minste effektive flensutstikk er benyttet for hele brulengden for enkelhets skyld – bjelkesteget er i utgangspunktet relativt bredt, og lite flens går uansett bort.

Effektiv total bredde blir 3750 mm. 275 mm av trykkflens går bort på hver side.

5.4 Permanente laster

5.4.1 Egenvekt

Egenvekt for armert betong er $\gamma_C = 25 \text{ kN/m}^3$. For overbygningen er tyngdetettheten satt til $\gamma_C = 26.8 \text{ kN/m}^3$ for å kompensere for at det effektive tverrsnitt er modellert.

Kantbjelkene er antatt å gi en last på 5.5 kN/m på hver side, plassert eksentrisk på senterlinje i tyngdepunktet av hvor de er antatt plassert.

5.4.2 Skinner, kabelkanal og ballast

Vekt av skinner, kabelkanal og diverse jernbaneteknisk er etter anbefaling fra Jernbaneverket satt til 8.3 kN/m [1, Laster; pkt 1.1] og påført sentrisk.

Ballast er påsatt som en jevnt fordelt last med intensitet 45.0 kN/m. Lasta er regnet ut ved å anta fylling opp til SOK og bruke en tyngdetetthet på 20 kN/m³.

5.4.3 Spennkraft

Brua utføres som etteroppspent. Det etableres heft mellom spenntau og korrugert stålrør ved at mørtel injiseres under trykk i rørene etter oppspenning.

Spennkablene spennes opp til den tillatte spenning ihht. EC2 pkt. 5.10.3 (2) (her ligning 5.2)

$$\sigma_{pm0} = \min(0.75f_{pk}, 0.85f_{p0,1k}) \quad (5.2)$$

Komplett beregning inkludert beregning av låsetap ligger i vedlegg F. Det er ikke kompensert for låsetap eller friksjonstap ved overoppspenning av modellen.

5.5 Nyttelast

Laster pga. jernbanedrift er i henhold til beskrivelser i Jernbaneverkets tekniske regelverk [1] og gjennomgang i kapittel 1.

5.5.1 Lastmodeller 71, SW/0 & SW/2 - Vertikale krefter

Lastmodell 71 (vanlig jernbanedrift), også kjent som “lasttog av 1977“, er satt på som variabel last. Lastmodellene SW/0 og SW/2 som representerer særlig tung jernbanelast er også modellert. De forskjellige lastmodellene skal kombineres med øvrige laster på ulike vis, f.eks. skal sentrifugallaster for lastmodellene SW/0 og SW/2 beregnes ut fra en hastighet på 80 km/t, selv om hastigheten for LM71 er 120 km/t.

5.5.2 Sentrifugalkrefter for lastmodell 71

Siden brua har dimensjonerende hastighet 120 km/t må kun ett tilfelle regnes, og ingen reduksjon er tillatt. Fullstendig beregning foreligger i vedlegg B.

Influenslengden bestemmes ut fra tabell 3 i Jernbaneverkets tekniske regelverk. For denne brua er tilfelle 5.2 i tabellen gjeldende – “bjelke kontinuerlig over n opplegg“:

$$L_{\Phi} = k \cdot L_m = 1.4 \cdot \frac{1}{4} (15.0 \text{ m} + 20.0 \text{ m} + 20.0 \text{ m} + 16.0 \text{ m}) = \underline{24.9 \text{ m}}$$

Ihht. ligning 1.5a blir:

$$Q_{tk} = \underline{0.111} Q_{vk}$$

Altså skal 11.1% av vertikalkrafta i LM71 settes på som en horisontal kraft.

5.5.3 Sentrifugalkrefter for lastmodeller SW/0 & SW/2

Horisontalkomponenten av vertikalkraften beregnes etter samme fremgangsmåte som for LM71, men en hastighet på 80 km/t legges til grunn.

$$Q_{tk} = \underline{0.049} Q_{vk}$$

5.5.4 Oppsummering - sentrifugalkrefter

For å forenkle beregningsgangen er det kun påsatt sentrifugalkrefter korresponderende LM71. Dette er den største av de beregnede sentrifugalkreftene.

I programmet er det ingen mulighet for å la sentrifugallasten følge lasttoget direkte. Derfor er sentrifugalkraften forenklet satt på som to komponenter:

1. en komponent $q_{tk,UDL}$ fra jevnt fordelt andel av LM71, fordelt over hele bruas lengde.

$$q_{tk,UDL} = 0.111 \cdot 80 \text{ kN/m} = \underline{8.9 \text{ kN/m}}$$

2. en komponent $q_{tk,PL}$ fra punktlastandel av LM71, fordelt over akser og midtspenn. Denne opptrer eksklusivt i ugunstigste akse/midtspenn. Det er dermed ikke sikkert at sentrifugalkraft følger lasttoget slik det skal, men effekten er konservativt ivaretatt.

$$q_{tk,PL} = 0.111 \cdot \left(\frac{1000 \text{ kN}}{6.4 \text{ m}} - 80 \text{ kN/m} \right) = \underline{8.5 \text{ kN/m}}$$

5.5.5 Trekk- og bremsekraft

Som gjennomgått i avsnitt 1.4.4, med et totalt bruspenne på 71 meter lagt til grunn.

Trekkraft – Q_{lak}

Denne trekkrafta gjelder for alle lastmodellene.

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \cdot 71 \text{ m} = 2343 \text{ kN} \leq \underline{1000 \text{ kN}}$$

Bremsekraft – Q_{lbk}

Bremsekrafta her gjelder LM71 og SW/0.

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m} \cdot 71 \text{ m} = \underline{1420 \text{ kN}} \leq 6000 \text{ kN}$$

Bremsekraft – Q_{lck}

Bremsekrafta her gjelder SW/2.

$$Q_{lck} = 35 \text{ kN/m} \cdot 71 \text{ m} = \underline{2485 \text{ kN}}$$

Oppsummering – trekk- og bremsekrefter

Som gjennomgått i avsn. 1.4.4 skal kreftene multipliseres med en koeffisient gitt i [1, Tab. 5]. Koeffisienten har ikke fått noe navn i regelverket, men for oversikts skyld er den i denne rapporten kalt f_{tr} . Med hensveist spor og konstruksjonslengde på 71 m blir koeffisienten vha. lineær interpolasjon:

$$f_{tr} = 0.5 + (0.6 - 0.5) \cdot \frac{71 - 60}{90 - 60} = 0.54$$

Dermed blir kreftene, F_{ak} og F_{bk} som vist i tabell 5.7. De totale kreftene fordeles jevnt over brukonstruksjonens lengde.

Lastmodell	Trekraft F_{ak} [kN]	f_{ak} [kN/m]	Bremsekraft F_{bk} [kN]	f_{bk} [kN/m]
LM71	540	7.61	767	10.80
SW/0	540	7.61	767	10.80
SW/2	540	7.61	1342	18.90

Tabell 5.7: Trekk- og bremsekrefter

5.6 Andre variable laster

5.6.1 Temperatur

Eurokode 1 del 1-5 [5] gir bestemmelser for temperaturlastene.

Jevnt fordelt temperaturandel

På Klett, hvor brua skal ligge, viser isotermkartet hhv. $T_{max} = +36^{\circ}C$ og $T_{min} = -35^{\circ}C$. Disse temperaturene må justeres for høyde over havet; minimumstemperaturen synker med $0.3^{\circ}C$ per 100 m, mens maksimumstemperaturen skal senkes med $0.65^{\circ}C$ per 100 m [5, NA.A.1]. Det er antatt at SOK ligger på 100 m.o.h. Dermed blir maksimums- og minimumstemperatur:

$$T_{e,max} = +36^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = -34^{\circ}C$$

Det som er av interesse er maksimal ekspansjon og kontraksjon, noe som er direkte proporsjonalt med differansen mellom ekstremverdiene og initialtemperaturen T_0 , som er satt til $10^{\circ}C$:

$$\Delta T_{exp} = T_{e,max} - T_0 = +26^{\circ}C$$

$$\Delta T_{con} = T_0 - T_{e,min} = -44^{\circ}C$$

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Brua modellert her er av type *betongbru med betongbjelke*. Fra tabell 6.1 i Eurokoden hentes anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for bruoverbygningen:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ K} \quad - \text{ Overside varmere enn underside}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ K} \quad - \text{ Underside varmere enn overside}$$

Disse verdiene er basert på en modell med beleggtykkelse på 50 mm. I tabell 6.2 kan andre beleggtykkelser hensyntas ved faktoren k_{sur} . Det er ikke sett på byggetilstand i denne rapporten. I så tilfelle måtte tilfellet uten belegg (ulik k_{sur}) blitt med i lastbildet.

I modellen er det antatt 750 mm ballast, hvilket gir overflatekoeffisienter som sammen med resulterende temperaturgradienter er vist i tabell 5.8.

	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	k_{sur}	ΔT_M
Overside varmere enn underside	15 K	-	0.6	9.0 K
Underside varmere enn overside	-	8 K	1.0	8.0 K

Tabell 5.8: Temperaturgradienter

5.6.2 Vindlast

Vindlast er gjennomgått i avsn. 1.4.3 – og påsatt som jevnt fordelt trykk med størrelse 2.0 kPa med formfaktor lik 1.0. Belastet flate regnes fra bruas underkant til en høyde 4.0 m over SOK. Vindbelastet plan per lengdemeter blir dermed

$$1.168 \text{ m} + 0.750 \text{ m} + 4.0 \text{ m} = 5.918 \text{ m}^2/\text{m}$$

Vindlasten er påsatt som linjelast med intensitet 11.836 kN/m i en høyde 2.0 m over SOK.

5.6.3 Snølast

Togtrafikk kan ikke avvikles hvis det ligger så mye snø på skinnene at snølast må medregnes. Det er derfor usannsynlig å kombinere snølast med nyttelast, og det er antatt at virkningen er ivaretatt gjennom de øvrige laster.

5.6.4 Gangbanelast

Brua må også dimensjoneres som “ikke offentlig gangbane“. En jevnt fordelt last med karakteristisk verdi $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$ plassert på et mest mulig ugunstig areal tar hensyn til dette. Gangbanelast regnes ikke å opptre samtidig med toglast – så det er vanskelig å tenke seg et tilfelle hvor dette blir dimensjonerende. Denne belastningen er antatt dekt av de øvrige lastene.

5.7 Praktisk gjennomføring av lastkombinering i NovaFrame

Fremgangsmåten og regelverket for lastkombinering er beskrevet i kapittel 4. En kortfattet veiledning til aktuelle lastkombinasjoner fins i en forelesning: ”innføring av Eurokoder” fra Brukonferansen 2011 [13].

Lastkombineringen i NovaFrame gjennomføres ved hjelp av følgende funksjoner:

5.7.1 Lasttilfeller – LC

Første steg er å definere lastene med type, størrelse, retning og utbredelse. Lastene settes på elementer, så et godt og gjennomtenkt system på elementnummer kommer til nytte her.

5.7.2 Sorterte lastkombinasjoner – SC

I NovaFrame kan lasttilfellene (LC) kombineres på en hensiktsmessig måte ved hjelp av innebygde koder; lasttilfellene kan ”flagges” på forskjellige måter vha. følgende kommandoer:

- ADD: Lasttilfellet tas med uansett (eks. egenvekt)
- ADDIF: Lasttilfellet tas med hvis ugunstig (eks. sentrifugallast)
- SADDIF: Lasttilfellet tas med med \pm fortegn hvis ugunstig (eks: vind)
- WORST: Plukker ut ugunstigste lasttilfelle blant et definert utvalg (eks: utvalg = alle trafikklastgruppene)
- SWORST: Plukker ut ugunstigste lasttilfelle med fortegn \pm .

Disse kommandoene kan brukes i løkker (sorterte lastkombinasjoner kan også inngå i nye sorterte lastkombinasjoner SC), slik at det er mulig å sjekke et stort antall kombinasjoner med relativt lite programmering. Dette er komplisert, men et illustrativt eksempel kan klargjøre:

- Hver enkelt komponent som inngår i lastgruppe 11 - 16 – jernbanelaster, sentrifugalkrefter, slingrekraft, etc. – legges inn i modellen som lasttilfeller (LC)
- En sortert lastkombinasjon (SC) for hver lastgruppe lages ved å kombinere med ADD-funksjonen. Korrekte faktorer for lastgruppene legges samtidig inn, slik at f.eks. sentrifugalkraften i lastgruppe 11 ganges med 0.5.
- Én sortert lastkombinasjon (SC) opprettes hvor alle sorterte lastkombinasjoner (SC) inngår. Den overordnede SC flagges med kommandoen WORST.
- En SC for en ULS-kombinasjon² opprettes. Her inngår WORST-SC. Dermed blir den lastgruppen som er minst gunstig for hvert enkelt element i hver enkelt ULS-kombinasjon funnet.

Når mange SC nøstes inn er det kritisk å holde oversikten og sikre at alt går korrekt for seg. De ulike kombinasjonene er derfor også satt opp i et regneark for egen kontroll, oversikt og forståelse - se vedlegg D.

5.7.3 Sorterte kombinasjonslinjer

Når de sorterte lastkombinasjonene (SC) i brudd- og bruksgrensetilstand (og evt. ulykkes- og utmattningstilstand) er klare kan disse legges inn i kombinasjonslinjer, som finner de mest ugunstige snittkrefter for et utvalg elementer. Kombinasjonslinjen finner da mest ugunstige snittkrefter for hvert enkelt element ut fra alle SC lagt inn i linjen.

Ved å spesifisere en kombinasjonslinje hvor alle ULS-kombinasjonene (SC) inngår og velge de elementene som utgjør overbygning fås dimensjonerende snittkrefter for overbygningen enkelt ut.

5.8 Resultater: Bruddgrensetilstand - ULS

Bruddgrensetilstanden er beskrevet i Eurokode 2 del 1, kapittel 6 [7]. Dimensjonerende momenter og skjærkrefter inngår i kontroller i ULS. Ved hjelp av

²ULS – Ultimate limit state; bruddgrensetilstanden

sorterte kombinasjonlinjer i NovaFrame kan dimensjonerende snittkrefter for hvert enkelt snitt i brua bestemmes.

5.8.1 Dimensjonerende snittkrefter - ULS

Omhyllingskurver for bøyemoment og skjærkraft fra NovaFrame-analyse vises i figur 5.8.

Største feltmoment - ULS

Største feltmoment fås for kombinasjon “ULS (6.10b), toglast dominerende lastvirkning”, og er 6 663 kNm. Momentet opptrer midt i felt 2-3.

I NovaFrame kan lastposisjonering for forskjellig snittkrefter i de ulike snitt vises grafisk. For feltmomentet vises plassering av lasttoget i figur 5.9.

$$M_{Ed, \text{felt}} = 6\,663 \text{ kNm}$$

Største støttemoment - ULS

Største støttemoment fås for kombinasjon “ULS (6.10b), toglast dominerende lastvirkning”, og er $-12\,440$ kNm. Momentet opptrer midt i akse 3, og skal reduseres til oppredende moment ved kant, søyle [7, 5.3.2.2(2)]. Detalj av omhyllingskurvene med påtegnet dimensjonerende snitt er vist i figur 5.11, med dimensjonerende snitt i avstand $0.5 \phi_{\text{søyle}}$ fra aksesenter. Plassering av jernbanelast er vist i figur 5.10.

$$M_{red} = M_1 + \frac{(M_2 - M_1) \frac{\phi_{\text{søyle}}}{2}}{l_{el}} \quad (5.3)$$

Med søylediameter $\phi_{\text{søyle}} = 900$ mm, elementlengde $l_{el} = 1000$ mm og lineær interpolasjon (ligning 5.3) mellom største moment i aksesenter og nabonode blir dimensjonerende søylemoment redusert til

$$M_{Ed, \text{støtte}} = -11\,021 \text{ kNm}$$

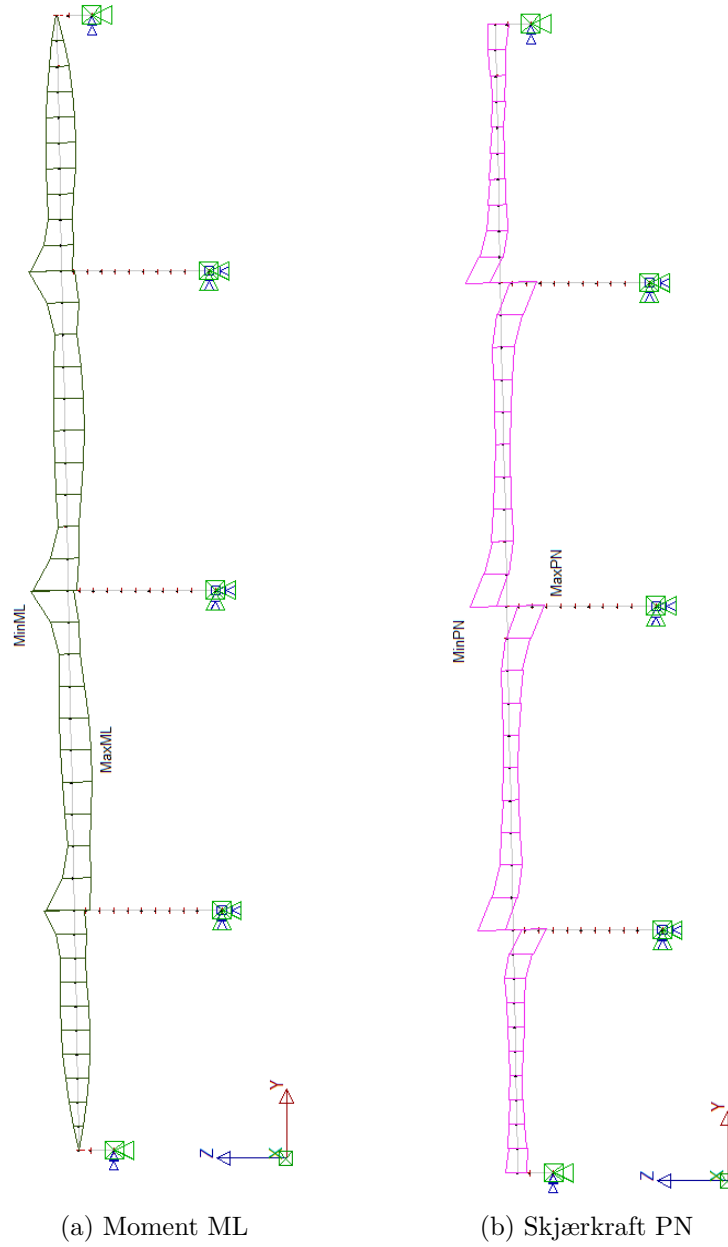
Dimensjonerende skjærkraft - ULS

Største skjærkraft finnes ved støtte, akse 3. Også her skal verdiene fra aksesenter reduseres til verdier ved ytterkant søyle. Samme interpolasjon som benyttet for moment brukes her (ligning 5.3).

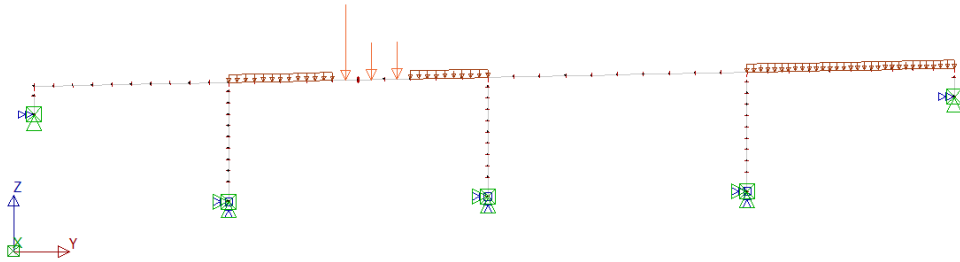
Største skjærkraft i aksesenter er $V_{Ed, c} = 4240$ kN, men dimensjonerende skjærkraft reduseres til verdi ved kant, søyle:

$$V_{Ed} = 3888 \text{ kN}$$

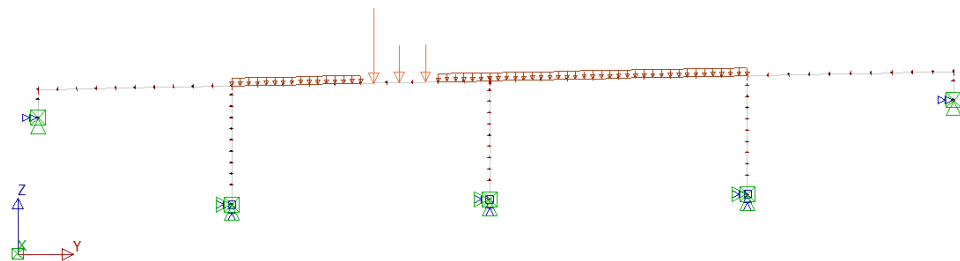
KAPITTEL 5. BEREGNINGSMODELL, JERNBANE BRU I
KLETTBAKKAN



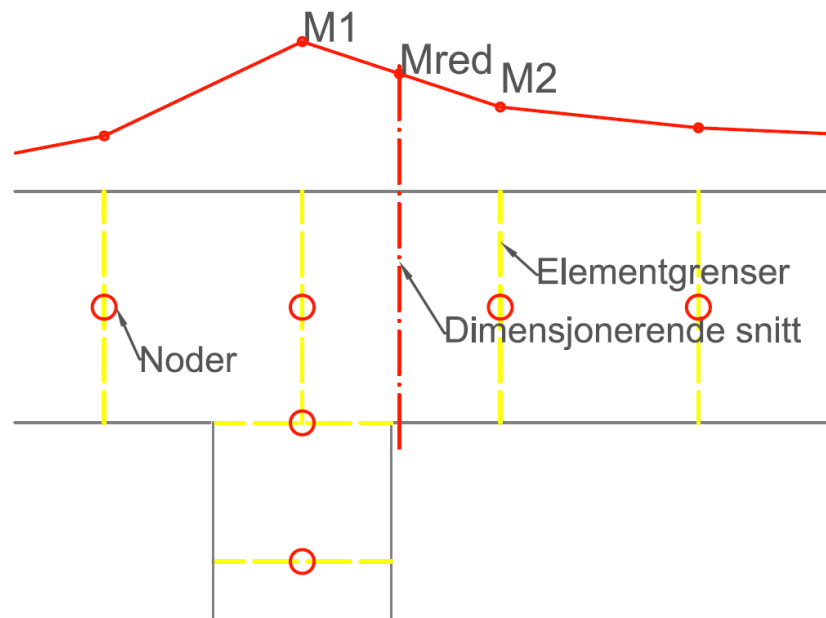
Figur 5.8: Omhyllingskurver i bruddgrensetilstand.



Figur 5.9: Plassering av lasttog LM71 for feltmoment. To av aksellastene er slått sammen av programmet fordi elementlengden for innerfeltene (2 meter) gjør at to aksellaster faller på samme element. Dette antas å ha liten betydning for analysen.



Figur 5.10: Plassering av lasttog LM71 for støttemoment



Figur 5.11: Prinsipp, reduksjon av støttemoment

5.9 Resultater: Bruksgrensetilstand - SLS

5.9.1 Dimensjonerende snittkrefter - SLS

Omhyllingskurver for de tre bruksgrensetilstandene er vist i figur 5.12, og ekstremalverdier finnes i tabell 5.9. Minimumsverdiene er redusert etter ligning (5.3) tilsvarende som for bruddgrensetilstand.

Tilnærmet permanent		Redusert verdi
M_{maks}	3 825 kNm	-
M_{min}	-4 563 kNm	-4 433 kNm
Ofte forekommende		Redusert verdi
M_{maks}	4 135 kNm	-
M_{min}	-6 387 kNm	-6 192 kNm
Karakteristisk		Redusert verdi
M_{maks}	5 051 kNm	-
M_{min}	-7 780 kNm	-7 536

Tabell 5.9: Ekstremalverdier, bøyemoment for bruksgrensetilstanden

5.9.2 Snittkrefter for håndberegning av rissvidder

Det er regnet på rissvidder for hånd i vedlegg N. Siden spennarmeringens plassering i tverrsnittet varierer langs hele bruas lengde er det regnet på to snitt: midt i felt 2 og over støtte, akse 3 (midtre støtte).

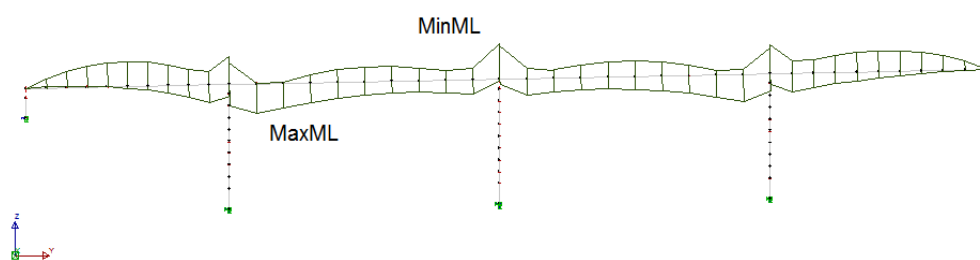
Disse snittene sammenfaller med momentminimum, men ikke med momentmaksimum (se fig. 5.12). Momentene med korresponderende aksialkrefter i de faktiske snittene for lastkombinasjon tilnærmet permanent er brukt i beregningene. Som for bruddgrensetilstanden er støttemomentet redusert til verdi ved kant av støtte.

$$M_{Felt,maks,TP} = 1\,760 \text{ kNm} \quad N_{Felt,M,maks} = -9\,840 \text{ kN}$$

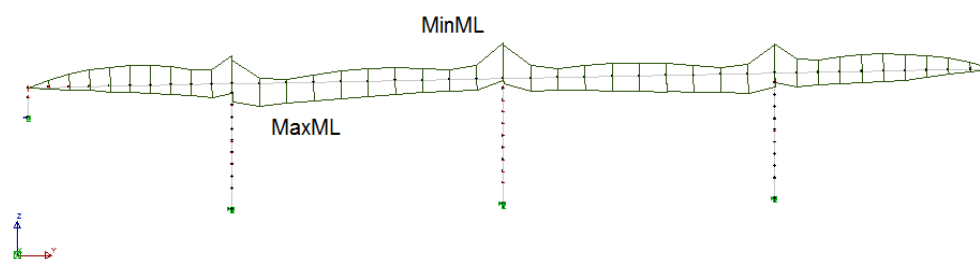
$$M_{Felt,min,TP} = -1\,907 \text{ kNm} \quad N_{Felt,M,min} = -10\,043 \text{ kN}$$

$$M_{Stotte,min,TP} = -4\,433 \text{ kNm} \quad N_{Stotte,M,min} = -9\,642 \text{ kN}$$

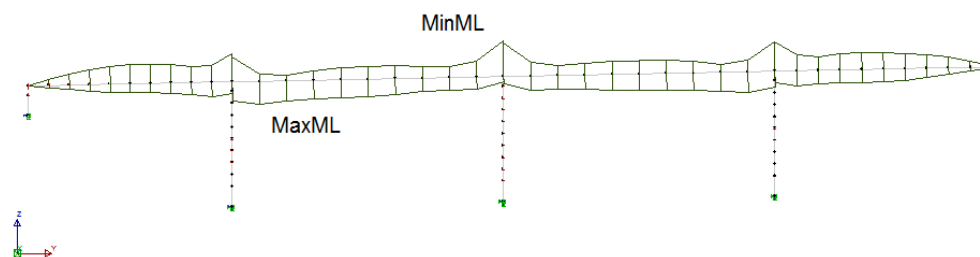
KAPITTEL 5. BEREGNINGSMODELL, JERNBANEBRU I KLETTBAKKAN



(a) Kombinasjon tilnærmet permanent. MaxML = 3 825 kNm, MinML = -4 563 kNm



(b) Kombinasjon ofte forekommende. MaxML = 4 135 kNm, MinML = -6 387 kNm



(c) Kombinasjon karakteristisk. MaxML = 5 051 kNm, MinML = -7 780 kNm

Figur 5.12: Omhyllingskurver for bøyemoment ML for de tre lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand

5.10 Diskusjon - Modellering i NovaFrame

Modellen ble bygd i NovaFrame, som var et nytt program for meg. I starten virket det tungvint å gi all input i ei tekstfil, men etter hvert ble det klart at dette er en effektiv og fremfor alt fleksibel måte å arbeide på.

Modellen ble bygd over et tidsrom på ca. 8-9 uker. Underveis ble en hel del forandringer gjort på bjelketverrsnitt og randbetingelser. Da var det fint å ha en mest mulig fleksibel ramme rundt modellen, slik at ikke alt tidligere arbeid gikk tapt.

Forbedringspotensiale for modellen:

- Skalere torsjonsstivheten I_T til riktig verdi slik at torsjonsstivheten GI_T ikke er overdreven.
- Langtidslaster som svinn og temperatur medfører krypomsparing i konstruksjonen som reduserer tvangskreftene.

- Svinn kunne vært redusert med en faktor $\frac{1}{1 + \phi(28, 36500)}$.
- Temperatur kunne vært redusert for krypomsparing på ca 3 mnd., siden det er usannsynlig å få et skifte fra maks. til min. temperatur eller omvendt på mindre enn 3 måneder. En sannsynlig reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel blir da $\frac{1}{1 + \phi(36410, 36500)}$, som gir det mest konservative kryptallet for 90 dager.

Alt i alt kan det antas at modellen hensyntar mange viktige effekter og gir et representativt bilde av ei jernbanebrus respons på aktuelle lastbilder.

Kapittel 6

Innledende dimensjonering av tverrsnitt og oppspenningskraft

Norsk Betongforening angir en beregningsprosedyre i sin publikasjon nr. 14 [14, B1.2]. Denne er lagt til grunn for dimensjoneringen i dette kapitlet.

6.1 Innledende overslag

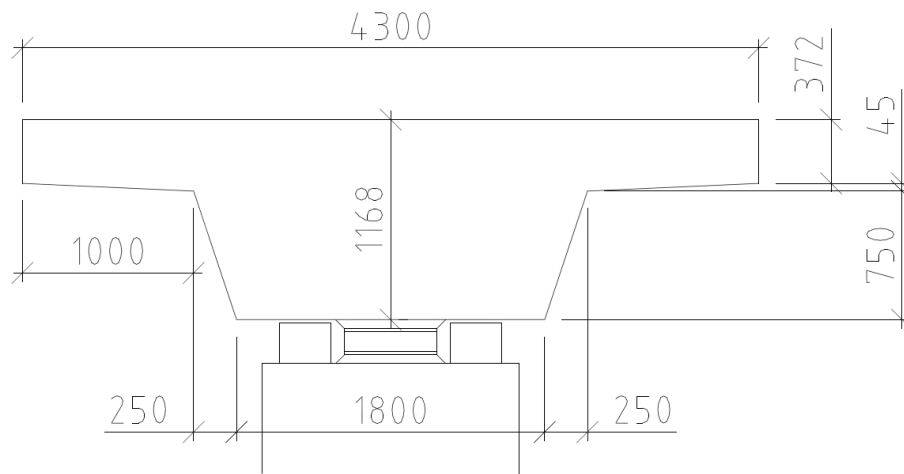
Siden rapporten omhandler ei bru som ikke er prosjektert eller bygd må overslagsberegninger gjøres før endelig dimensjonering kan gjennomføres. Et utgangspunkt må man ha, og jeg fikk tverrsnittet som vist i figur 6.1 av Rolf Mære for innledende dimensjonering.

Tverrsnittet som er skissert er ikke komplett, da kantbjelker for ballast og rekkverk ikke er tatt med. Det er forenklet antatt at disse kantbjelkene ikke bærer last.

6.1.1 Nedbøyningskrav

Nedbøyning er beregnet uten spennarmering, for å få en pekepinn på om tverrsnittets dimensjoner er i riktig størrelsesorden før spennarmering modelleres. Nedbøyningskravet er gitt i bok 525 [1, Del 5, Tabell 7] og er for denne brua $\frac{L}{\delta} \leq 0.9 \cdot 1000$, hvilket tilsvarer en maksimal vertikal nedbøyning

KAPITTEL 6. INNLEDENDE DIMENSJONERING AV TVERRSNITT OG OPPSPENNINGSKRAFT



Figur 6.1: Førsteutkast til tverrsnitt

relativt til lager på

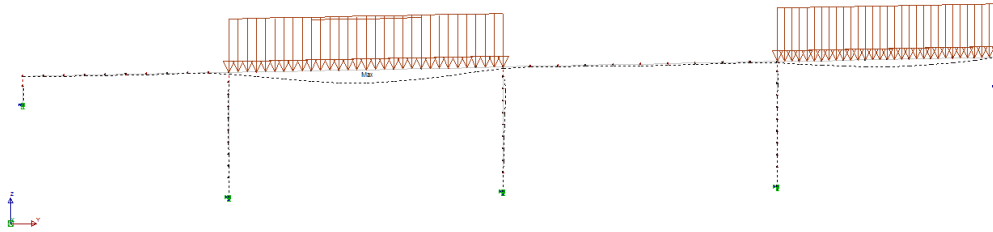
$$\delta_{maks} = \begin{cases} \frac{20 \cdot 10^3 \text{ mm}}{900} = 22 \text{ mm} & \text{for innerfelt} \\ \frac{15 \cdot 10^3 \text{ mm}}{900} = 17 \text{ mm} & \text{for felt 1-2} \\ \frac{16 \cdot 10^3 \text{ mm}}{900} = 18 \text{ mm} & \text{for felt 4-5} \end{cases}$$

Det er fornuftig å anta at egenvekt og vertikallast fra lastmodell 71 gir et godt nok grunnlag for innledende nedbøyningsberegning.

Nedbøyningen er beregnet i NovaFrame. Siden kravet er relatert til spennvidde må i prinsippet alle spenn sjekkes. 5 lasttilfeller med forskjellig plassering av lastmodell 71 ble kontrollert og vertikalforskyvning for alle noder er kontrollert mot kravet for respektivt spenn. Største nedbøyning forekommer i innerfelt, med størrelse $w = 19.5 \text{ mm}$ (se figur 6.2). Kravet for innerfeltene er imidlertid 22 mm, og kravet er innfridd. Det må merkes at dette kravet egentlig gjelder ferdig brukonstruksjon, med spenn- og slakkarmering. Det er dermed ikke så problematisk som det kan virke at kravet bare så vidt er overholdt.

En overslagsberegning for hånd er også gjort for å kontrollere verdiene fra NovaFrame. Det er regnet med både fast innspent og fritt opplagt bjelke. Bruspennene for denne brua ligger et sted *mellom* fast innspent og fritt opplagt.

Overslagsberegnet nedbøyning er i området 9 mm – 45 mm. Den for-



Figur 6.2: Plot – største forskyvning, Lastmodell 71 i felt 2 og 4. Forskyvning er skalert opp med faktor 50.

enklede modellen gir altså greit samsvar med programvarens beregninger. Se vedlegg J for komplett beregning.

6.1.2 Rotasjonskrav

Rotasjoner er også beregnet i NovaFrame uten innlagt spennarmering, også kun for egenlast og vertikallaster fra lastmodell 71. Rotasjonene i nodene ble funnet for 4 ulike posisjoner av lastmodell 71, skapt for å frembringe maksimale rotasjonsverdier på hver side av aksene.

Også her holder konstruksjonen seg godt innenfor kravet, med rotasjoner i størrelsesorden $2/5$ og $1/10$ i forhold til kravet for henholdsvis endeakser og indre akser.

6.2 Overslag over nødvendig spennkraft

All videre dimensjonering bør foregå etter at spennkraft og tvangskrefter fra denne er med i beregningene. Størrelse og geometri på kabelføring må derfor bestemmes.

Etter anbefaling fra R. Mære er det valgt Cona Multi spennausystem (se [6] for nedlastbare brosjyrer). Det er valgt “kabelstørrelse standard” med 0.6” spenntau. Teknisk Regelverks [1] restriksjoner om maks. flytekrift $F_{0.2} = 3200$ kN per kabel gjør at det kan velges blant kabeltyper 406 (4 spenntau), 706 (7 spenntau) og 1206 (12 spenntau) fra produsentens tabell (figur 6.3). Her oppgis også viktige parametre som bruddfasthet, flytegrense og kabelrørets diameter.

6.2.1 Overdekning og plasskrav

For å fastslå hvor eksentrisk spennkablene kan legges, noe som har stor betydning for momentkapasitet, må overdekning bestemmes. Dette er gjort i

KAPITTEL 6. INNLEDENDE DIMENSJONERING AV TVERRSNITT OG OPPSPENNINGSKRAFT

Kabelstørrelse standard								
Antall spenntau 0,6" (140 mm ²)		4	7	12	15	19	31	42
Kabeltype		406	706	1206	1506	1906	3106	4206
Kabelens bruddlast, F _b [1]		kN 1042	1823	3125	3906	4948	8072	10937
Kabelens flytegrense, F _{0,2} [1]		kN 935	1637	2806	3507	4442	7248	9820
Spennkraft ved 80% av F _{0,2}		kN 748	1310	2245	2806	3554	5798	7856
Spennkabelens vekt pr. meter		kg/m 4,40	7,69	13,19	16,5	20,88	34,07	46,16
Kabelrørets diameter [3]		mm 50-57	70-77	85-92	90-97	100-107	130-137	150-155

Figur 6.3: Cona Multi spenntausystem, tabell i brosjyre fra produsenten Spenneteknikk

tillegg C. For kabeltype 1206 blir avstand fra tyngdepunkt til senter spennarmeringsrør i UK

$$z_{UK} = -676.4 \text{ mm} + 80 \text{ mm} + 25 \text{ mm} + 25 \text{ mm} + \frac{92.0 \text{ mm}}{2} \approx -490 \text{ mm}$$

og avstand fra tyngdepunkt til senter spennarmeringsrør i OK

$$z_{OK} = 491.6 \text{ mm} - 80 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{92.0 \text{ mm}}{2} \approx 310 \text{ mm}$$

For å bestemme maksimalt antall spennkabler må også minsteavstanden mellom kabelrør fastslås.

Eurokode 2 [7, pkt.8.10.1] angir minste avstand mellom kabelrør til minste av 50 mm og diameter ϕ . For antatt spennkabeltype 1206 er det diameter som bestemmer, og minste avstand mellom rørene blir 92 mm.

Maksimalt antall spennkabler som kan legges i samme høyde i bann av tverrsnittet, hvor det er smalest, er 9. Fri bredde hvor spennkabler kan legges i lavbrekk er ca. 1500 mm.

Ved oppspenning kreves plass til oppjekkingsutstyr og utsparingsplate. Utsparingsplate for jekken som passer valgt kabeltype er kvadratisk med sidekanter 450 mm. Dermed er det urealistisk at kablene ligger på rekke i endepunktene. Dette er det ikke tatt hensyn til i oppgaven.

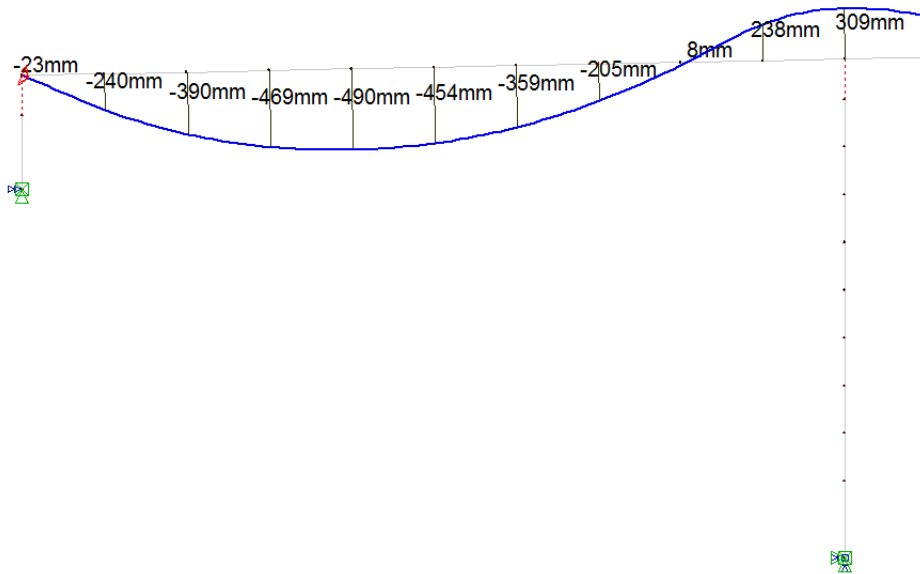
6.3 Spennkabelføring

Spennkablene blir ført parabolisk gjennom bruas lengde (se figur 6.6). Følgende punkter bestemmer kabelgeometrien:

6.3.1 Endefelt

- Kabelen legges i tverrsnittets tyngdepunkt i akse 1 og 5.

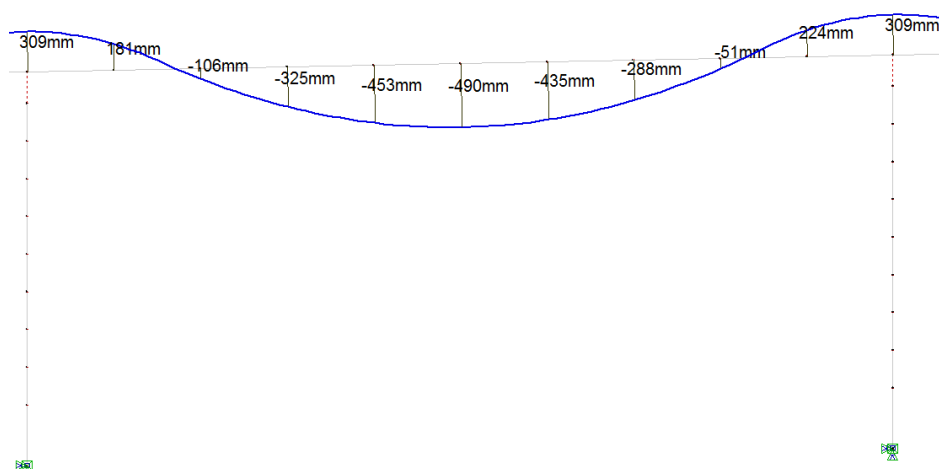
- Første meter fra endeakser går kabelen i rett linje.
- Kabelens lavbrekk legges 0.4L fra akse 1 og 5.
- Kabelens infleksjonspunkt legges ca 0.15L fra søyle.
- Utførelse er vist i figur 6.4.



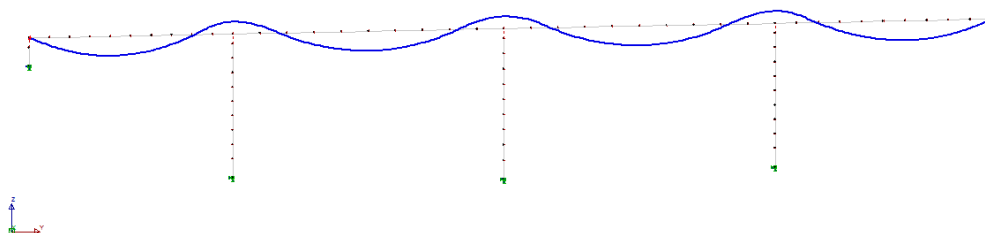
Figur 6.4: Spennkabelføring – endefelt

6.3.2 Innerfelt

- Kabelens lavbrekk legges i midtspenn.
- Kabelens infleksjonspunkter legges ca 0.15L fra søyler.
- Utførelse er vist i figur 6.5.



Figur 6.5: Spennkabelføring – innerfelt



Figur 6.6: Elementmodell - modellert spennarmering. For å tydeliggjøre er eksentrisitet skalert med en faktor 3.0.

6.4 Tvangskrefter fra spennarmering

Siden systemet er statisk ubestemt vil forspenningen gi tvangskrefter. Prinsippet vises utførlig både i S.I. Sørensens lærebok “Betongkonstruksjoner” [15, Kap.4.6] og i Fritz Leonhardts “Vorlesungen über Massivbau, fünfter Teil” [16, Kap.16.3].

NovaFrame beregner tvangskrefter, men en kontroll er foretatt med formler fra F. Leonhardt for å beregne fastinnspenningsmomenter. Kontrollen (se vedlegg L) stemmer *meget* godt overens med resultater fra NovaFrame.

NovaFrame beregner tvangskrefter fra forspenningen som vist i tabell 6.1.

6.5. INNLEDENDE KAPASITETSKONTROLL ETTER PUBLIKASJON 14 – BRUDDGRENSETILSTANDEN (ULS)

Akse	Tvangsmoment [kNm]	Momentfaktor [m]
1	0	0
2	178	0.178
3	126	0.126
4	178	0.178
5	0	0

Tabell 6.1: Tvangsmomenter beregnet i NovaFrame for tapsfri oppspenning på 1000 kN. Momentfaktoren kan ganges med total oppspenningskraft i kN for å få tvangsmomentene i aksene.

6.5 Innledende kapasitetskontroll etter Publikasjon 14 – Bruddgrensetilstanden (ULS)

Utført vha. lastkombinering i NovaFrame med kombinasjoner som beskrevet i kapittel 4, men kun med ytre krefter og tvangskreftene fra antatt spennarmering multiplisert med faktor 1.0. Dette er beskrevet i Publikasjon nr. 14 [14, pkt. B1.2]. Resultatene her er for 6 spennkabler type 1206 - totalt spennarmeringsareal på 10 080 mm².

Håndberegninger er utført for å verifisere elementberegningene – se vedlegg M. Samsvaret er godt mellom rammeprogram og håndberegning.

6.5.1 Største feltmoment

I felt 2 oppstår maksimalt feltmoment – 11 425 kNm. Ved hjelp av en kombinasjonssporer i NovaFrame får brukeren se hvilken ULS-kombinasjon og hvilke lasttilfeller som gir ugunstigste moment. Dette er en god kontroll av at kombinasjonene er satt opp riktig. Ugunstigste kombinasjon vises skjematisk i tabell 6.2. Her er ML momentet om lokal L-akse i tverrsnitt (lokale akser i NovaFrame er definert i figur 5.3).

6.5.2 Største støttemoment

Over støtte i akse 3 (midterste akse) oppstår største støttemoment (største absoluttverdi). Det oppstår et moment på –14 992 kNm – kombinasjon som fører til dette og komponentenes innvirkning er vist i tabell 6.3. Merk at her er jernbanelastmodell SW/0 dimensjonerende.

KAPITTEL 6. INNLEDENDE DIMENSJONERING AV TVERRSNITT
OG OPPSPENNINGSKRAFT

LC	Navn	Faktor	Faktor·ML [kNm]
1	Egenvekt	1.200	1944.5
2	Perm.laster,bane	1.200	172.9
3	Ballast	1.200	937.6
6	Spennarm Parasitt før tap	1.000	1739.1
503	ML-Max Toglast LM71	1.655	5503.8
23	Bremsekraft LM71	1.500	37.6
29	Slingrekraft A3	1.500	5.5
15	Vind	1.200	37.9
5	Svinn	1.000	138.9
10	Temperatur, OK varmere	0.720	843.5
13	Temperaturminking	0.252	63.6
Sum			<u>11 425.0 kNm</u>

Tabell 6.2: Største feltmoment for innledende dimensjonering - ULS (Element 116, snitt X/L = 0.000)

LC	Navn	Faktor	Faktor·ML [kNm]
1	Egenvekt	1.200	-3844.1
2	Perm.laster,bane	1.200	-341.5
3	Ballast	1.200	-1851.4
6	Spennarm Parasitt før tap	1.000	1381.8
529	ML-Min Toglast SW/0	1.655	-8196.0
24	Bremsekraft SW/0	1.500	-799.7
33	Sentrifugallast A3	0.750	-21.0
30	Sentrifugallast fordelt	0.750	-85.5
27	Slingrekraft A3	-1.500	-14.5
15	Vind	-1.200	-96.0
5	Svinn	1.000	-275.0
11	Temperatur, UK varmere	0.540	-489.1
13	Temperaturminking	0.720	-360.0
Sum			<u>-14 992.1 kNm</u>

Tabell 6.3: Største støttemoment for innledende dimensjonering - ULS (Element 120, snitt X/L = 1.000)

6.5.3 Forenklet kapasitetsberegning

Som beskrevet i Publikasjon nr. 14 settes kapasitet forenklet lik $M_d = nP_d z$, hvor n er antall kabler, $P_d = \frac{P_{0.2}}{\gamma_P}$ er dimensjonerende spennkraft og z er indre momentarm. Antagelser:

- $z \approx 0.9 d$ i felt
- $z \approx 0.9 d$ over støtter

For å enkelt kunne variere antall spennkabler er beregningene gjort i Mathcad (se vedlegg M). Inndata er dimensjonerende momenter fra ytre krefter og forskjellige parametre knyttet til spennarmeringen. Når antallet spennkabler økes, øker også tvangskreftene – noe som er ugunstig for tvangskreftene i felt.

Med 6 spennkabler, hver med dimensjonerende kapasitet

$$P_d = \frac{P_{0.2}}{\gamma_m} = \frac{2806 \text{ kN}}{1.15} = 2440 \text{ kN}$$

får tverrsnittet en kapasitet fra spennarmering på

$$M_{Rd} = 13\,044 \text{ kNm}$$

Med 7 spennkabler, hver med dimensjonerende kapasitet P_d får tverrsnittet en kapasitet

$$M_{Rd} = 15\,218 \text{ kNm}$$

6.5.4 Oppsummering - innledende kapasitetskontroll etter Publikasjon 14

Tverrsnittet har altså rikelig plass til et tilstrekkelig antall spennkabler for å oppnå riktig kapasitet. Slakkarmering skal uansett inn i tverrsnittet, og denne vil gi ytterligere kapasitet. Kanskje er det mer gunstig med litt ekstra slakkarmering fremfor en ekstra spennkabel.

Siden søylene er forbundet monolittisk med overbygningen vil momentet kunne reduseres for kontroller etter Eurokode. Det er valgt å modellere **6 spennkabler** for videre dimensjonering.

6.6 Minimumsarmering

For å ha et utgangspunkt å modellere er det her regnet på minimumsarmering i lengderetning samt minimum skjærarmering. Minimumsarmering av hensyn til riss (EC2: 7.3.2(2)) er ikke regnet på her.

6.6.1 Minimumsarmering i lengderetning

I første omgang legges det inn minimumsarmering etter Eurokode 2 [7, pkt.NA.9.2.1.1] – her ligning 6.1. Komplette utregninger er vist i vedlegg E.

$$A_{s,min} = 0.26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0.0013 b_t d \quad (6.1)$$

Her er b_t midlere bredde av strekksonen. En får altså forskjellige armeringsmengder for strekk i overkant og underkant.

Strekk i underkant (felt):

$$A_{s,min,UK} = 3784 \text{ mm}^2$$

Strekk i overkant (støtte):

$$A_{s,min,OK} = 8565 \text{ mm}^2$$

6.6.2 Valgt armering i lengderetning

All armering er lagt i bruas fulle lengde.

Underkant: Med armeringsdiameter $\phi_{s,UK} = 25$ mm og senteravstand $s_{UK} = 200$ mm blir armeringsmengden

$$A_{s,OK} = \frac{\pi \cdot \phi_{s,UK}^2}{4} \cdot \frac{b_{UK}}{s_{UK}} = 4008 \text{ mm}^2$$

Bredden i underkant som det går an å legge armering i er $b_{UK} = 1633$ mm.

Overkant: Her er det lagt inn armering $\phi_{s,OK} = 25$ mm i senteravstand $s_{OK} = 200$ mm, hvilket gir et armeringsareal

$$A_{s,UK} = \frac{\pi \cdot \phi_{s,OK}^2}{4} \cdot \frac{b_{OK}}{s_{OK}} = 9984 \text{ mm}^2$$

Armeringsutbredelsen i overkant er $b_{OK} = 4068$ mm.

6.6.3 Minimum skjærarmering

I EC2 pkt NA.9.2.2 står uttrykk for minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$ (her ligning 6.2).

$$\rho_{w,min} = 0.10 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.2)$$

Skjærarmeringsforholdet ρ_w uttrykkes ved

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)}$$

altså er

$$\frac{A_{sw,min}}{s_w} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \quad (6.3)$$

For bruoverbygningen er minimum skjærarmeringsareal per lengdemeter

$$\frac{A_{sw,min}}{s_w} = 2751 \text{ mm}^2/\text{m}$$

6.6.4 Valgt skjærarmering

Dobbeltsnittede bøyler lagt loddrett ($\alpha = 90^\circ$), med diameter $\phi_{sw} = 25 \text{ mm}$ og senteravstand $s_w = 300 \text{ mm}$ gir et skjærarmeringsareal på

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = 3272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

6.7 Oppsummering av innledende dimensjonering

Innledende dimensjonering viser at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å gå videre i analysen og dimensjonere mer detaljert.

- Tverrsnittet har en høyde som gir tilstrekkelige momentarmer for indre krefter, de opptredende ytre krefter tatt i betraktning.
- Tverrsnittet har god plass til et tilstrekkelig antall spennkabler slik at strekksone får nok kapasitet.
- Det er rikelig med plass i tverrsnittet til minimumsarmering og sekundærarmering.
- Søylene er armert med 16 bunter $3(\phi 25)$ etter kontroller utført i Nova-Frame/NovaDesign.

Kapittel 7

Dimensjonering i bruddgrensetilstand - ULS

7.1 Dimensjonerende snittkrefter - ULS

Fra NovaFramemodellen hentes dimensjonerende snittkrefter – moment og skjærkraft – for dimensjonering.

Fullstendig kapasitetsberegninger finnes i vedlegg G – viktige resultater herfra er vist i dette kapitlet.

Momenter reduseres ved støtte (iht. EC2 pkt.5.3.2.2(3) [7]), slik at kritisk dimensjonerende moment ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget.

Dimensjonerende snittkrefter fremstilles i tabell 7.1.

$M_{Ed, \text{felt}}$	6 663 kNm
$M_{Ed, \text{støtte}}$	-11 021 kNm
$V_{Ed, \text{støtte}}$	3 888 kNm

Tabell 7.1: Dimensjonerende snittkrefter i bruddgrensetilstand fra NovaFrame-analyse

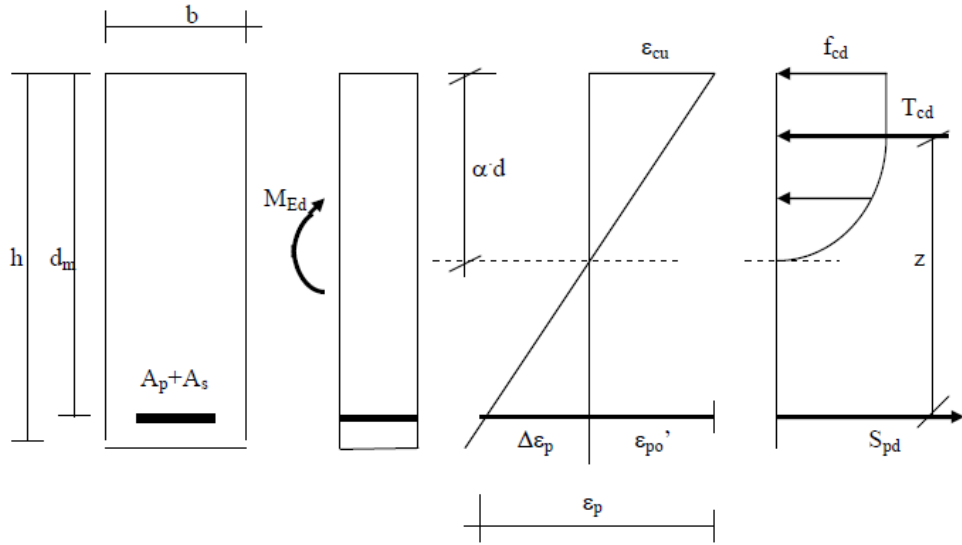
7.2 Kapasitet - Bøyning

Tverrsnittets kapasitet for rent moment beregnes ut fra momentlikevekt ved bruddtøyninger (se figur 7.1). For å finne spenningsnivået i spennarmeringen

KAPITTEL 7. DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND - ULS

(om det er i elastisk eller plastisk område) må α beregnes (ligning 7.1).

$$\alpha = \frac{f_{pd}}{0.8bd_m f_{cd}} \left(A_p + A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \right) = \frac{A_p f_{pd} + A_s f_{yd}}{0.8bd_m f_{cd}} \quad (7.1)$$



Figur 7.1: Tøyningstilstand for spennbetong i bruddgrensetilstand

I brukonstruksjonen er det lagt inn et spennarmeringsareal på $6 \cdot 12 \cdot 140 \text{ mm}^2 = 10080 \text{ mm}^2$ og et slakkarmeringsareal i strekksone på $\approx 4000 \text{ mm}^2$ i underkant og $\approx 10000 \text{ mm}^2$ i overkant. Komplette beregninger finnes i vedlegg G. Det er antatt et totalt tap i spennkraft på 25%.

Resultater:

$$\alpha_{UK} = 0.495$$

$$\alpha_{OK} = 0.179$$

Balansert armert tverrsnitt kjennetegnes ved at betongen når trykkbruddtøyning ε_{cu} samtidig som spennstålet når flytning ved tøyning $\Delta\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0}$.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} \quad (7.2)$$

$$\alpha_b = 0.66$$

Altså er tverrsnittet undermarert både i felt og over støtter.

Det kontrolleres også at beregnede trykksonehøyder ikke overskrider faktisk trykkflens:

$$h_{trykksone} = \alpha d_m \quad (7.3)$$

$$h_{trykksone,UK} = 0.497 \text{ m}$$

$$h_{trykksone,OK} = 0.178 \text{ m}$$

Trykkflens i overkant har en høyde på 0.372 m, og bjelkesteget har en høyde på 0.750 m. Sannsynligvis er trykksonen i underkant lavere enn beregnet her, siden stegets bredde øker i høyden, mens minste bredde på 1.800 m er benyttet i beregningene.

Trykksoneenes momentkapasitet kan nå beregnes med formel 7.4.

$$M_{Rd} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)f_{cd} b d_m^2 \quad (7.4)$$

Innsatt i formel 7.4 fås følgende kapasitet for betongtrykksonen ved ren bøyning:

$$M_{Rd,Felt} = 14737 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,Støtte} = 14508 \text{ kNm}$$

7.3 Skjærkraft

Fullstendige beregninger fins i vedlegg E – resultater og noe bakgrunn er vist her.

7.3.1 Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering

Eurokode 2 [7, 6.2.2] angir følgende formler for beregning av skjærstrekkkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering.

Skjærstrekkkapasitet (EC2: 6.2.2(1))

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (7.5a)$$

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (7.5b)$$

$$v_{min} = 0.035 k^{2/3} f_{ck}^{1/2} \quad (7.5c)$$

Innsatt verdier fås kapasitet:

$$V_{Rd,c} = 1839 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasiteten er klart overskredet.

Skjærtrykkkapasitet (EC2: 6.2.2(6))

Om kapasiteten her (gitt ved (7.6)) overskrides er det ikke mulig å armere seg vekk fra problemet – og tverrsnittet må da oppdimensjoneres. Skjærtrykkkapasitet skal ikke kontrolleres mot en redusert skjærkraft, men mot full skjærkraft.

$$V_{Rd,cc} = 0.5b_w d_s \nu f_{cd} \quad (7.6)$$

$$V_{Rd,cc} = 11878 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasiteten er tilfredsstillende.

7.3.2 Skjærkraftkapasitet med skjærarmering

Eurokode 2 [7, 6.2.3] gir formelverk for kapasitetsberegning. For vertikal skjærarmering er kapasiteten gitt ved formel (7.7)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (7.7)$$

Med antagelse om rissing slik at $\cot \theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$), skjærarmeringsdiameter $\phi 25$ mm og dobbeltsnittede bøylor med senteravstand $s = 100$ mm blir skjærkapasiteten

$$V_{Rd,s} = 4041 \text{ kN}$$

7.4 Oppsummering - Bruddgrensetilstanden

I tabell 7.2 vises en oppsummering av dimensjonerende momenter i felt og støtte og dimensjonerende skjærkraft ved støtte. Kapasitetene utregnet i dette kapitlet står i samme tabell, og viser at tverrsnittet har god kapasitet i bruddgrensetilstand for opptredende laster. Dette med kun minimumsarmering modellert.

Ytterligere armering vil gjøre tverrsnittet sterkere, men hovedbæringen ligger i betongtrykksone og spennarmering, slik at utregnede resultat gir et godt bilde av kapasitet til ferdig bru.

Det kan diskuteres om valgt skjærarmering er optimal – kanskje hadde større bøylediameter og større senteravstand vært mer hensiktsmessig. Det viktigste er å vise at tverrsnittet er mulig å armere opp til tilstrekkelig kapasitet.

7.4. OPPSUMMERING - BRUDDGRENSETILSTANDEN

Opptredende moment/skjærkraft	Kapasitet
$M_{Ed,felt} = 6\,663 \text{ kNm}$	$M_{Rd,felt} = 14\,737 \text{ kNm}$
$M_{Ed,støtte} = 11\,021 \text{ kNm}$	$M_{Rd,støtte} = 14\,508 \text{ kNm}$
$V_{Ed,støtte} = 3\,888 \text{ kNm}$	$V_{Rd,s} = 4\,041 \text{ kN}$

Tabell 7.2: Dimensjonerende momenter/skjærkraft i bruddgrensetilstand og beregnet kapasitet. Verdiene er absoluttverdier.

Kapittel 8

Dimensjonering i bruksgrensetilstand - SLS

8.1 Bruksgrensetilstanden i Eurokode 2

Bruksgrensetilstanden er beskrevet i kapittel 7 i Eurokode 2 del 1 og del 2 [7], [8] og de vanlige kontrollene innebærer:

- spenningsbegrensning
- rissviddebegrensning
- nedbøyningsbegrensning

I tillegg kommer Jernbaneverket med egne skjerpede krav i Teknisk Regelverk [1, kap. 7, pkt. 3.3]

Nedbøyningsbegrensning er regnet kun i forbindelse med innledende dimensjonering.

8.2 Spenningsbegrensning

Kontroll av betongspenninger er foretatt i NovaDesign, men håndberegninger er også gjort (se vedlegg M). Håndberegningene av spenninger er basert på snittkreftene fra håndberegning, slik at et noe forenklet lastbilde ligger til grunn her. Håndberegnete snittkrefter ligger på tilnærmet samme nivå som elementmodellen, så det er antatt at resultatene i vedlegg M er relevante.

8.2.1 Karakteristisk lastkombinasjon

Krav som beskrevet i oppgavens kapittel om Jernbaneverkets tekniske regelverk (ligning 3.1 s. 17) – med verdi for betongkvalitet B45:

$$\sigma_{c,karakteristisk} \leq 0.6 \cdot 45 \text{ MPa} = 27 \text{ MPa}$$

NovaDesign angir største betongtrykkspenning for karakteristisk bruksgrensetilstand som $f_{c,kar,max} = 26.4 \text{ MPa}$ når minimumsarmering er lagt inn. Kravet er overholdt.

Håndberegninger gir største betongtrykkspenning $f_{c,max} = 12.4 \text{ MPa}$ i tverrsnittets underkant ved støtten i akse 3 (midtre akse).

Differansen *kan* skyldes at tverrgående laster ikke er hensyntatt i håndberegningene. Horisontale tverrgående krefter vil bidra til moment om loddaksen, og derved øke ekstremalpenningene i hjørner av tverrsnittet.

8.2.2 Tilnærmet permanente laster:

For betongkvalitet B45 blir kravet (ligning 3.2 s. 18)

$$\sigma_{c,tiln.perm} \leq 0.45 \cdot 45 \text{ MPa} = 20.25 \text{ MPa}$$

NovaDesign beregner største betongtrykkspenning for tilnærmet permanent bruksgrensetilstand til 20.8 MPa. Lineær kryptøyning kan altså ikke antas uten videre, men verdien er såpass lite overskytende at det antas at sekundærarmering som ikke er modellert vil senke betongspenningen til et nivå lavere enn kravet.

8.3 Rissviddebegrensning

Hvis armeringens overdekning er større enn minstekravet av hensyn til bestandighet, kan rissviddekravet økes iht. ligning 3.3 s. 18.

Rissviddekrav for de ulike konstruksjonsdelers armering er gitt i Eurokode 2 sitt nasjonale tillegg [7, Tabell NA.7.1N] og oppsummert i de neste delkapitler.

8.3.1 Rissviddekrav: overbygning

Overbygningen er i klasse XC4 iht. [7, Tab.4.1].

Spennarmering, overbygning

$$k_{c,p} = \frac{65 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + 25 \text{ mm} + 25 \text{ mm}}{45 \text{ mm}} = 2.9 \leq \underline{1.3}$$

Spennarmeringen i overbygningen skal kontrolleres mot rissviddekravet $w_k \leq 0.20k_c = 0.26 \text{ mm}$ for spennarmering på underside. Bruksgrensetilstand *ofte forekommende* kombinasjon skal benyttes.

Jernbaneverket har skjerpet rissviddekrav for overkant av brubjelke i spennarmeringsretning. Her skal teoretisk rissvidde w_k overholde kravet $w_k \leq 0.00 \text{ mm}$.

Karakteristiske rissvidder for spennarmering kan iht. merknad 3 i tabell NA.7.1N i EC2 [7] regnes ut ved å skalere karakteristisk rissvidde for slakkarmering etter formel 8.1, hvor ε_{s1} og ε_{s2} er hhv. største strekktøyning i armering og tøyning i nivå med spennarmeringen.

$$w_{2k} = w_k \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}} \quad (8.1)$$

Slakkarmering, overbygning

$$k_{c,s} = \frac{65 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + 25 \text{ mm}}{35 \text{ mm}} = 3.0 \leq \underline{1.3}$$

Rissvidder for slakkarmeringen skal kontrolleres for *tilnærmet permanent* kombinasjon, og størrelsen på beregnede rissvidder skal generelt overholde og $w_k \leq 0.20k_c = 0.26 \text{ mm}$, men i overkant gjelder $w_k \leq 0.00 \text{ mm}$.

8.3.2 Rissviddekrav: søyler

Søylene er i klasse XD3 siden det må påregnes at saltsprut fra undergående E6 treffer søylene.

Slakkarmering, søyler

$$k_{c,ss} = \frac{60 \text{ mm} + 15 \text{ mm}}{35 \text{ mm}} = 2.1 \leq \underline{1.3}$$

Rissvidder for søylene skal beregnes for *ofte forekommende* kombinasjon. Kravet for søylene er $w_k \leq 0.30k_c = 0.39 \text{ mm}$.

8.3.3 Rissviddeberegning

I NovaDesign kan rissvidder beregnes for relevant bruksgrensetilstand for å få en idé om hvorvidt rissviddekravene er tilfredsstilt eller ikke. Håndberegning av rissvidder er gjennomført for feltmidte, beregninger ligger i vedlegg N.

KAPITTEL 8. DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTAND - SLS

NovaDesign bruker formel (7.8) og (7.9) fra Eurokode 2 [7, pkt 7.3.4] for å beregne rissvidder (her hhv ligning (8.2) og (8.3)):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (8.2)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_c - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8.3)$$

Overbygning

Med innlagt minstearmering viser NovaFrame-beregninger at rissvidder ved spennarmering er 0.00 mm langs hele bruas lengde for *ofte forekommende* kombinasjon.

Største karakteristiske rissvidde for slakkarmering er 0.21 mm, og største karakteristiske rissvidde forekommer i felt 4.

Riss forekommer også i overkant over støttene, i størrelsesorden ≈ 0.10 mm. Tverrsnitt og/eller armering må dermed tilpasses slik at kravet etterkommes. Det er valgt å ikke ta hensyn til dette i oppgaven etter anbefaling fra Aas-Jakobsen, siden kravet fra Jernbaneverket nødvendiggjør en oppdimensjonering av betongtverrsnittet.

Ved håndberegning (se vedlegg N) er største karakteristiske rissvidde beregnet til 0.16 mm i overkant brubjelke ved negativt moment i feltmidte. Over støtte er rissvidde beregnet til 0.05 mm, men dette gjelder momentet som virker i støtteaksen. Der er tverrsnittet monolittisk forbundet til støtta, og vil sannsynligvis ikke få så store riss som beregnet.

Håndberegnete riss er gjennomgående lavere enn fra rammeprogrammet, selv om samme moment ligger til grunn. Sannsynligvis er det fordi rammeprogrammet regner rissvidder for hver enkelt armeringsstang, og med bøyemoment om to akser. Dermed får stengene mot sidekantene av tverrsnittet større spenninger og karakteristiske rissvidder.

Søyler

Største rissvidde med innlagt armering 14(3 ϕ 32) er i NovaDesign beregnet til $w_k = 0.31 \text{ mm} \leq 0.39 \text{ mm}$.

Trykkavlastning

Det er etter anbefaling også kontrollert for trykkavlastning for *tilnærmet permanent* kombinasjon. Trykkavlastning oppstår når betongspenningen i høyde med spennarmering ikke er negativ, altså at $\sigma_c > 0$ slik at betongen ikke er i trykk.

8.3. RISSVIDDEBEGRENSNING

Minste betongtrykktøyning i høyde med spennarmering for hele brulengden er $-0.17 ‰ \neq 0$. Trykkavlastning oppstår ikke.

Kapittel 9

Tap av spennkraft - umiddelbare og tidsavhengige tap

I dette kapittelet er det sett på de ulike kildene til tap av oppspenningskraft både over tid og momentant ved oppspenning.

Begge elementmetodeprogrammene som brua er analysert med har innebygde moduler som tar hensyn til tapene.

9.1 Låsetap, friksjonstap og tap fra elastisk deformasjon i betongen - øyeblikkelige tap av spennkraft

Spennkraften målt i jekken ved oppspenning vil alltid avvike noe fra kraften i spennarmeringen etter etablering av forankring og heft. Den umiddelbare differansen skyldes disse faktorene:

9.1.1 Låsetap

Låsetap oppstår ved glidning av stålet når kraften overføres fra jekk til forankring, i særskilt grad kilelåser [15, 5.2.1]. Tøynings- og spenningstapet er avhengig av spennarmeringens totale lengde, fordi glidningen ved forankring er den samme uavhengig av lengden på armeringen. Glidningen er ofte i størrelsesorden 5 mm.

Produsenten som lager spennstålet valgt for denne rapporten oppgir et låsetap på 6 mm [6], men siden spennarmeringen her er relativt lang vil

KAPITTEL 9. TAP AV SPENNKRAFT - UMIDDELBARE OG TIDSAVHENGIGE TAP

låsetapet gi liten spennings- og tøyingsreduksjon (ligning 9.1).

$$\Delta\varepsilon_{\text{lås}} = \frac{\Delta L_{\text{lås}}}{L} = \frac{6 \text{ mm}}{71\,000 \text{ mm}} = 8.45 \cdot 10^{-5} \quad (9.1)$$

En slik beregning av tøyningstap på grunn av låsegledning er strengt tatt bare gyldig under antagelse om ingen friksjon [15], men gir en god tilnærming. I realiteten er låsetapet en mer lokal effekt som gir et spenningsfall nær aktiv forankring. Friksjonskrefter stopper låsetapets utbredelse.

Det totale beregnede tapet per kabel blir **28 kN** eller 1.2% (beregning i vedlegg F).

9.1.2 Friksjonstap

Når spennstål etteroppspennes må det gjennomgå en tøyning fra passiv ende til aktiv ende ved å gli mot utsparingsrørene. Når stålet spennes opp oppstår en signifikant kontaktkraft mellom stål og rør - et normaltrykk som gir friksjonskraft som motvirker spennkraften. Kurvet spennarmering får større friksjonstap enn rett [15, 5.2.2].

En håndberegning av friksjonstap er ikke gjennomført i rapporten, men både NovaFrame og DIANA regner med friksjonstap. Produsenten oppgir en Coulomb-friksjonskoeffisient på $\mu = 0.18$ og en utilsiktet tilleggskrumning på $k = 0.01$ rad/m [6]. Formel (5.45) i Eurokode 2 [7] angir friksjonstapet i avstand x fra aktiv ende, hvor θ er sum av absoluttverdiene av vinkelendring for spennarmering (her (9.2)) :

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} (1 - \exp(-\mu(\theta + kx))) \quad (9.2)$$

For å minke effekten av friksjonstapet er halvparten av kablene spent opp fra hver sin side i begge elementmetodeprogrammene. Det totale krafttapet reduseres ikke, men det fører til en jevnere fordeling av spennkraft over bruas lengde.

9.1.3 Deformasjon i betong

Når oppspenningskrafta overføres fra jekk til forankring i betong vil betongen komme i trykk og deformeres, og dermed minke tøyningen og spenningen i spennarmeringen. Slakkarmering vil også ta noe av kreftene her. Dette er ikke beregnet for hånd i denne oppgaven. I elementanalysene er denne effekten tatt med.

Formel (5.45) i Eurokode 2 [7] angir midlere tap i spennkraft per kabel som:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

hvor

- $\Delta \sigma_c(t)$ er spenningsvariasjon i betong i høyde med tyngdepunktet til spennarmeringen oppspent ved tid t
- j er en faktor tilsvarende
 - $\frac{n-1}{2n}$ der n er antallet identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre. Kan tilnærmet settes lik $1/2$.
 - 1 for endringer som skyldes permanente påvirkninger påført etter oppspenning

9.2 Kryp, svinn og relaksasjon - tidsavhengige tap av spennkraft

Tap av spennkraft på grunn av kryp og svinn i betong og tap på grunn av relaksasjon i spennstål klassifiseres som tidsavhengige tap. De inntreer altså over et betydelig tidsrom.

I Eurokode 2 står det at de tidsavhengige tapene kan beregnes på grunnlag av følgende to forhold som gir reduserte spenninger:

- tøyingsreduksjon forårsaket av deformasjon av betongen som skyldes kryp og svinn under permanente laster.
- spenningsreduksjon i stål på grunn av relaksasjon ved strekk.

Spenningsfall i spennarmering fra relaksasjon vil motvirkes av kryptøyning i betongen. Eurokode 2 angir en reduksjonsfaktor på 0.8 for relaksasjonstap for å kompensere for dette.

Den forenklete beregningen for utregning av tidsavhengige tap (formel (5.46) i Eurokode 2) er brukt for å beregne spennkrafttap fra kryp, svinn og relaksasjon.

9.2.1 Kryp

Kryp er utførlig behandlet i Sørensen [15, kap 3.2]. Kort sagt kan en si at kryp gir en tøyingsøkning for et konstant spenningsnivå i betong over tid. Tøyingsøkningen i høyde med spennarmering fører til en reduksjon i spenningen i spennarmering.

KAPITTEL 9. TAP AV SPENNKRAFT - UMIDDELBARE OG TIDSAVHENGIGE TAP

Beregningsprosedyre er å beregne betongtøyning for korttidslast og langtidslast (med redusert E-modul for langtidslast). Redusert E-modul, eller E_{middel} beregnes med kryptall $\phi(t, t_0)$ for de ulike lastene. Når E-modulen forandres forandres også tverrsnittets tyngdepunkt, og dermed også spenningene. Spenningsendringene er små, mens tøyningendringene er betydelige [15].

Kryptall er beregnet etter Eurokode 2 Annex B [7] i et Mathcad-dokument slik at kryptall for forskjellige tidspunkt enkelt kan hentes ut (se vedlegg H).

9.2.2 Svinn

Svinn skyldes uttørking av betongen som fører til en svinntøyning – uavhengig av lastnivå. Fri svinntøyning for dette tverrsnittet er beregnet etter Eurokode 2 (se vedlegg H):

$$\varepsilon_{cs} = 2.4 \cdot 10^{-4}$$

Fri svinntøyning brukes som inndata i beregningsprogrammene slik at tvangskrefter fra svinntøyning kan medregnes.

9.2.3 Relaksasjon

Når stål blir utsatt for en konstant tøyning over lang tid oppstår et spenningsfall [15, s. 248]. Spennstål står med betydelige strekktøyninger i hele konstruksjonens levetid, derfor må det i følge Eurokode 2 tas hensyn til effekten i beregningene.

Spennarmeringen som er valgt for brua i oppgaven er i relaksasjonsklasse 2 – definert ved at relaksasjonen er på 2.5% etter 1000 timer i spenning $0.70f_{pk}$ ved 20°C.

Eurokode 2 formel (3.29) angir relativ relaksasjon for spennarmering klasse 2 (her (9.3))¹:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66\rho_{1000} \cdot \exp(9.1\mu) \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (9.3)$$

9.2.4 Forenklet beregning av tidsavhengige tap

Ligning (5.46) i Eurokode 2 (her ligning (9.4)) angir en forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap. I Sørensens lærebok [15, s. 251] er det vist at metoden normalt gir en meget god tilnærming til nøyaktigere beregninger.

¹exp betyr "e opphøyd i", og er brukt av hensyn til lesbarhet. Eks: $\exp(a+b) = e^{(a+b)}$

9.2. KRYP, SVINN OG RELAKSASJON - TIDSAVHENGIGE TAP AV SPENNKRAFT

$$\begin{aligned}\Delta P_{c+s+r} &= A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\ &= A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]}\end{aligned}\quad (9.4)$$

Faktorene i formelen er forklart i Eurokode 2 [7, s.80]. De fleste antas kjent for leseren fra før, unntatt $\sigma_{c,QP}$ som er betongspenning i høyde med spennarmering for kvasi-permanente laster. z_{cp} er avstand fra tyngdepunkt betongtverrsnitt og spennarmering.

Beregningene ligger i vedlegg I. Totalt spennkrafttap fra tidsavhengige tap er beregnet til 10% for en spenning $\sigma_{c,QP}$ beregnet i DIANA til 5.0 MPa (trykk).

Del III

Ikkelineære elementanalyser

”Nonlinear finite element analyses can provide a tool to assess safety using realistic descriptions of the material behavior with actual material properties. In this way, a realistic estimation of the existing safety can be obtained utilizing ”hidden” capacities by using ”true” material properties.”

- Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure

Kapittel 10

Ikkelineære analyser i DIANA

10.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for å utføre ikkelineære analyser på ei bru, hvor man vanligvis er interessert i å ha små deformasjoner og tilnærmet lineærelastisk oppførsel, er for å kontrollere kapasitetsberegningen og se på hvilken effekt rissdannelse og andre ikkelineariteter har på stivhet. Det er sett på ulike måter å definere brudd på, og flere ulike materialmodeller både for betong, armeringsstål og spennstål er benyttet.

FIB¹ sitt regelverk Model Code 2010 [17] gir en rekke føringer og anbefalinger for ikkelineære elementmetodeanalyser av betongkonstruksjoner. Dette regelverket er benyttet for å bestemme materialparametre og kapasitet for noen av modellene.

Eurokode 2 del 1-1 [7] gir også forslag til materialmodeller for ikkelineære analyser. En modell er laget med utgangspunkt i Eurokodemodellen.

I tillegg er et utkast til retningslinjer for ikkelineære elementanalyser av brukonstruksjoner i betong i Nederland [18] brukt som grunnlag for en modell. Dokumentet er utgitt av det nederlandske departementet for infrastruktur og miljø, og gir anbefalinger for materialmodeller og -parametre, elementnettinnndeling, lastpåsetting etc. Dokumentet blir forenklet referert til som nederlandske retningslinjer.

10.1.1 Anvendelsesområde

Det er kun sett på bøyning og bøyebrydd, selv om også skjærbrydd er høyst aktuelt for bruer, og kunne vært et naturlig tema. Bjelkeelementer, som er

¹FIB; *fédération internationale du béton* (International Federation for Structural Concrete)

brukt her, er ikke i stand til å uttrykke skjærdeformasjoner, så modellering av skjærbrudd fordrer mer komplekse elementer enn det som er tilfelle for disse analysene.

10.1.2 Programvare

For ikkelineære analyser er programmet DIANA versjon 9.4.3 [19] benyttet. Programmet er utviklet ved TU Delft i Nederland over en periode på snart 40 år.

DIANA er et akronym for DIplacement ANAlyzer. Programmet er et avansert verktøy beregnet på bruk innen det som på engelsk heter Civil Engineering – altså bygg, samferdsel, offshore og andre ingeniørområder hvor elementanalyse inngår. Programmet er spesielt godt egnet for modellering av betongkonstruksjoner.

10.2 Modellering - prinsipp

I dette kapittelet gjennomgås rammeverket DIANA gir for elementmodellering. En innledende presisering er nødvendig for å unngå forvirring:

- iDIANA er pre- og postprosessoren. I preprosessoren kan modellens geometri, materialmodeller, randbetingelser og laster settes sammen. I postprosessoren kan resultatene av analysen fremstilles grafisk på modellen eller i diagrammer.
- DIANA er solveren – programmet som løser ligningssystemet.

iDIANA – preprossessor

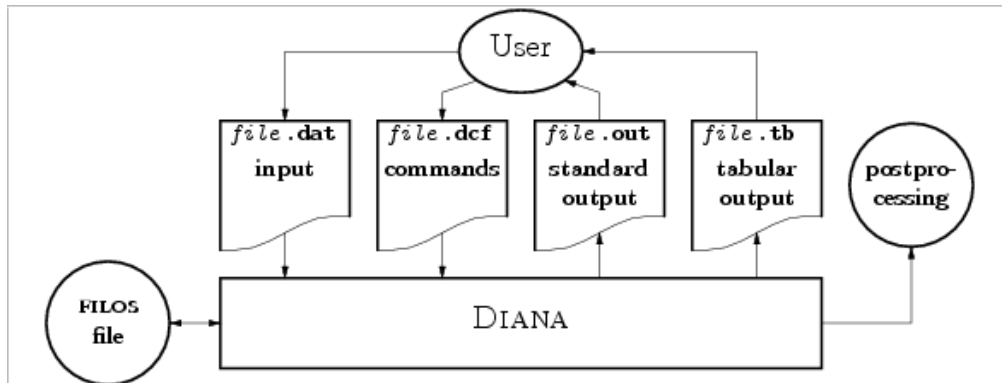
I preprosessoren bygges modellens geometri opp, og materialmodeller og fysiske størrelse tilegnes elementene. Elementnettet genereres også via preprosessoren. I et grafisk vindu kan alt overvåkes.

I oppgaven er det valgt å programmere modellen i ei batchfil (*.fga) fremfor å bruke preprosessoren iDiana (dette heter på engelsk: run batch). Modellen er relativt stor, og det oppleves enklere å beholde oversikt på denne måten. Preprosessoren er benyttet for å kontrollere batchfila samt å generere elementnett og skrive datafil (*.dat) til Diana-solveren.

DIANA – solver

Solveren Diana trenger to filer fra bruker:

1. *.dat-fil



Figur 10.1: Flytdiagram - sentrale filklasser for DIANA-analyser

2. *.dcf-fil

Datafila (*.dat) genereres via preprosessoren iDIANA. Kommandofila (*.dcf) kan enten lages i solveren DIANA, eller ved hjelp av teksteditor. Det siste er å foretrekke, da det gir bedre kontroll og oversikt. Komplette filhierarki er vist i figur 10.1.

Alle filtypene er forklart under.

10.2.1 Essensielle filklasser

Batchfil - *.fga

Batchfila inneholder instruksjoner til preprossessor (iDIANA) om:

- Valgte enheter for modellen
- Definisjon av geometripunkter og -linjer
- Elementinndeling
- Armeringsgeometri
- Randbetingelser
- Materialdata
- Fysiske data (physical properties) – brutverrsnitt og armeringsarealer
- Lasttilfeller

Batchfila inneholder en rekke kommandoer i preprosessorens språk. Ved å lese inn fila kan preprosessoren sette sammen modellen, generere elementnett og skrive ei datafil (*.dat) til solveren (DIANA).

Datafil - *.dat

Datafila beskriver noder, elementer, elementtyper, randbetingelser, laster, materialdata – kort sagt alt som utgjør en elementmodell.

Fila kan i prinsippet skrives av bruker i teksteditor, men en langt mer hensiktsmessig måte er å la preprosessor iDIANA skrive datafila, og så i etterkant redigere datafila i en teksteditor hvis nødvendig.

Kommandofil - *.dcf

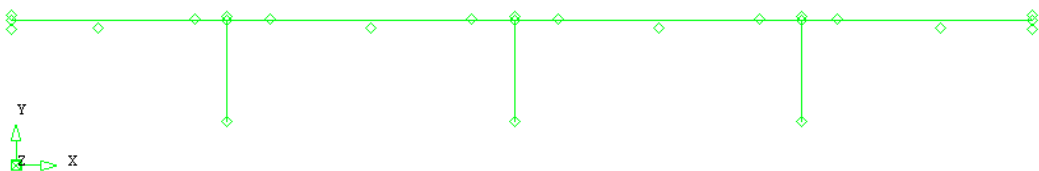
Kommandofila inneholder instruksjoner til solveren DIANA om hvordan analysen skal utføres. Nøkkelelementer er:

- eventuelle .dat-filer som skal leses inn (eksempelvis brukerspesifisert tverrsnitt, egendefinerte materialkurver etc.)
- hvilken output som skal skrives og med hvilken frekvens. For ikkelineær analyse med mange elementer og mange steg kan datamengdene bli uhensiktsmessig store.
- hvilke ikkelineariteter (fysiske, geometriske og/eller tidsavhengige) som skal medregnes og hvilke modeller som skal benyttes innenfor disse (f.eks. forskjellige rissmodeller).
- hvilke laststeg som skal påføres og hvilke metoder som skal brukes for å løse systemet.

For ikkelineære analyser må en hel del valg tas, f.eks. minimum steglengde, arc-length method eller ikke osv. Disse valgene kan detaljstyres i kommandofila.

10.3 Modellering av jernbanebrua

Modellen er bygd etter geometri beskrevet i foregående kapittel – kort sagt ei 4-spenns bro med 3 søyler på 7.0 m og 2 landkar. Modellens geometri – punkter og linjer – er vist i figur 10.2. Punktene som ligger over og under brubjelken uten linjer tilknyttet er punkter som brukes for å definere spennarmering og slakkarmering i over- og underkant.



Figur 10.2: Geometripunkter og -linjer, DIANA-modell. Z-aksen peker ut av papirplanet, slik at positive momenter om Z-aksen gir strekk på oversiden.

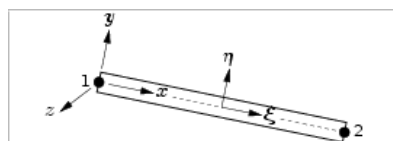
En 2D-modell er etablert fremfor en 3D-modell fordi det er sannsynlig at en todimensjonal modell med bjelkeelementer vil hensynta de effekter som dominerer jernbanebrua. Beregningstiden går signifikant ned for en todimensjonal modell kontra en tredimensjonal modell med volumelementer. Dette kan utgjøre mye når det er snakk om ikkelineære analyser for ei bru på over 70 meter. I tillegg er en 2D-modell mindre komplisert å modellere, slik at sannsynligheten for feil i modellen minsker.

En konsekvens av at modellen er todimensjonal er at alle laster må påføres og all armering må legges i senter av tverrsnittets XY-plan.

10.3.1 Elementer

Brubjelke og søyler

Brubjelke og søyler er etter anbefaling fra Max Hendriks modellert med bjelkeelementer av typen L7BEN (figur 10.3), som er et Klasse II Bernoulli-element. Elementet har 7 frihetsgrader - u_x , u_y og ϕ_z i hver node, og en frihetsgrad for forlengelsen i lengderetning - Δu_x . Elementet integreres vanligvis i 2 punkter i lengderetning (ξ) og 1 punkt per tverrsnittssone (η -retning) [19]. Eksempelvis består en T-bjelke av 2 tverrsnittssoner - steg og flens.



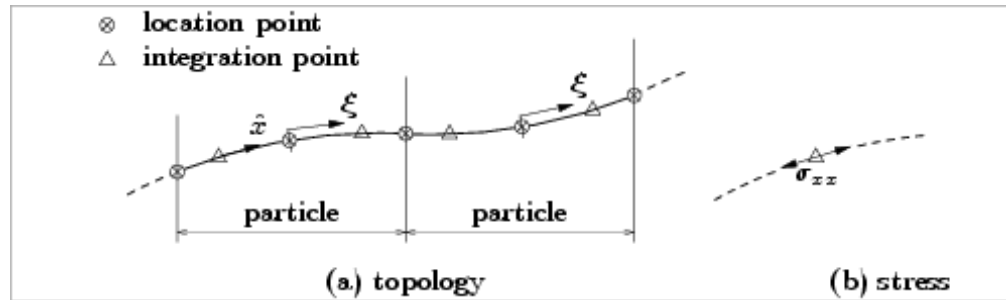
Figur 10.3: Topologi - L7BEN-element

En ulempe med klasse II bjelkeelementer er at skjærdeformasjon ikke kan representeres. Grunnen er at de er basert på Bernoullis hypotese om at *plane tverrsnitt forblir plane og vinkelrette på bjelkeaksen*.

For ikkelineære analyser er antallet integrasjonspunkt utvidet til 3 i lengderetning og 11 per tverrsnittssone. Tverrsnittet er modellert med 3 soner, altså er det 33 integrasjonspunkter i η -retning.

Armering

Armeringen er ikke inndelt i tradisjonelle elementer, men er modellert innebygd (embedded) i tverrsnittet. Armeringsstengene blir oppdelt i partikler, og defineres ved stedspunkt og integrasjonspunkt, som vist i figur 10.4. Variablene i et integrasjonspunkt er tøyning ε_{xx} og aksialspenning σ_{xx} , begge orientert i tangenten til punktet - \hat{x} .



Figur 10.4: Topologi og spenningsretning - Armeringsstang-element

10.3.2 Elementinndeling

Elementene er av hensyn til rissmodellering inndelt slik at alle bjelkeelementer er 1.0 meter lange. Overbygningen består av elementer 1 - 71, mens søylene består av hhv. elementene 72 - 78, 79 - 85 og 86 - 92.

10.3.3 Tverrsnitt - brubjelke

De predefinerte tverrsnittene i iDIANA var ikke dekkende for aktuelt tverrsnitt. Dermed må en separat *.dat-fil leses inn i solveren som tilleggsinformasjon. Her kan brukeren spesifisere kvadrilaterale soner (ikke nødvendigvis rektangulære) som utgjør tverrsnittet.

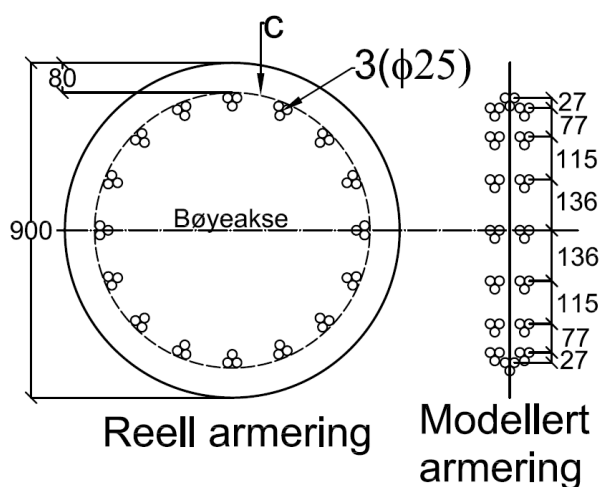
Tverrsnittet kan ikke ses og kontrolleres direkte i pre- eller postprosessen. En sjekkmodell med en fritt opplagt bjelke med brukerspesifisert tverrsnitt er derfor analysert, og spenninger i tverrsnittet er sammenlignet med håndregning for å sikre at tverrsnittet er korrekt modellert.

10.3.4 Fundamenter og søyletverrsnitt

Fundamentene er ikke modellert slik som i NovaFrame-modellen, da de ikke er av spesiell interesse her.

Søylene er sirkulære med diameter 900 mm. På grunn av at modellen er todimensjonal ble armeringen lagt inn i tverrsnittet som vist i figur 10.5. Buntene er plassert i samme eksentrisitet til bøyaksen som de i realiteten er for å forsøke å gi søylene en mest mulig riktig bøyestivhet om bøyaksen.

Bøylearmering i søylene er ikke modellert. Det er likevel tatt hensyn til bøylearmeringen ved at 20 mm er satt av innenfor overdekning $c = 60$ mm, slik at overdekningen til armeringsbuntene blir 80 mm.



Figur 10.5: Armeringsposisjoner i 2D-systemet

10.3.5 Randbetingelser

Randbetingelsene er identiske med NovaFrame-modell – se avsnitt 5.3.5 for detaljer. Søyfeføttene er fastholdt mot forskyvning og rotasjon i/om alle akser, mens landkaraksene kun er fastholdt mot forskyvning i loddretning (Y-retning) og mot rotasjon om lengderetning av brua (om X-akse).

10.3.6 Lastmodellering

Siden modellen er todimensjonal kan ikke krefter vinkelrett på lengderetning, som sentrifugalkraft og vindlast, settes på. Disse bidrar i nokså liten grad til moment om Z-aksen, som primært er av interesse i analysene.

Det er ikke valgt å kjøre lastkombinering med tanke på å finne dimensjonerende snittkrefter i DIANA, siden det allerede er gjort i NovaFrame. Dermed er lastene gruppert utelukkende etter praktiske årsaker, og lastbildet er forenklet. Kun lastkombinasjon funnet som dimensjonerende for moment i felt 2 i NovaFrame er modellert her (ULS 6.10b med toglast som dominerende last), men med et forenklet lastbilde (se tabell 10.2).

Lasttilfelle 1

Lasttilfelle 1 består av permanente laster – egenvekt [Gravity Load, $g=10\text{ m/s}^2$], permanente banelaster [8.3 kN/m] og ballast [45 kN/m]. Gravitasjonen er satt til 10 m/s^2 heller enn den reelle verdien for å på en enkel måte få satt f.eks. egenvekten til armert betong til $2\,500\text{ kN/m}^3$.

Lasttilfelle 2

Tilfelle 2 inneholder oppspenningsfasen. De 6 spennkablene er modellert enkeltvis for å få riktige låse- og friksjonstap. 3 av kablene er spent opp fra hver side. Krefter og parametre for tap er gitt i tabell 10.1

Kraft [N]	Låsetap [mm]	Coloumb-friksjonskoeff. μ [-]	Tilleggsvinkel α [rad/mm]
2 266 320	6	0.18	0.01E-3

Tabell 10.1: Parametre for oppspenningslast

Lasttilfelle 3

Her er bremsekrafta i forbindelse med lastmodell 71 modellert som ei linjelast [N/mm] i X-retning i brubjelkens lengde. Denne lasta påvirker i størst grad søylene, som får skjærkraft og bøyemoment. Lasta er tatt med for å bidra til å gi modellen en *riktig* stivhet ved at også søylene får belastning og eventuelle riss.

Lasttilfelle 4

LC 4 er en lineær temperaturdifferanse på 9 Kelvin over tverrsnittshøyden. Det viste seg at temperaturlast ikke er forenlig med rissmodell, og egner seg klart best for lineær analyse. Lasttilfelle 4 er ikke med i noen av de ikkelineære analysene.

Lasttilfelle 5

Her er lastmodell 71 (lasttog av 1977) modellert som en samling av jevnt fordelte laster som tilsvarer lastmodellen beskrevet i Jernbaneverkets tekniske regelverk [1]. En linjelast $q_1 = 80$ kN/m i felt 2 og 4 og en jevnt fordelt last q_2 i de midterste 6 meter av felt 2 antas å beskrive lastmodellen på en god måte.

Den jevnt fordelte lasten q_2 som tilsvarer aksellastene har størrelse

$$q_2 = \frac{1000 \text{ kN}}{6 \text{ m}} = 186.67 \text{ kN/m}$$

Lasttilfelle	Lastfaktor
LC2: Oppspenning	0.9
LC1: Egenvekt og perm. laster	1.2
LC3: Bremselast SW/0	1.5
LC5: LM71 i felt 2 og 4	1.655

Tabell 10.2: Lasttilfeller med lastfaktorer i rekkefølgen de er påsatt modellen for å simulere last i bruddgrensetilstand i DIANA

10.4 Materialmodeller – generelt

Bevisste valg av materialmodeller er avgjørende for å få en nøyaktig analyse av forskjellige problemer - målet med analysen er ofte bestemmende for hvilke materialmodeller som velges.

Det er gjennomgått generell teori og bakgrunn for materialmodellene som er valgt.

10.4.1 Stål i trykk og strekk

Stål oppfører seg nokså ideelt, og kan modelleres som isotropt og lineært elastisk-plastisk uten å forringe nøyaktigheten på analysene. Karakteristiske verdier vises i tabell 10.3, men for de ulike modellene er ulike parametre brukt – se tabell 11.1.

	E-modul	Kar. flytespenning/0.1%-spenning
Spennstål	195 GPa	1589 MPa
Armeringsstål	200 GPa	500 MPa

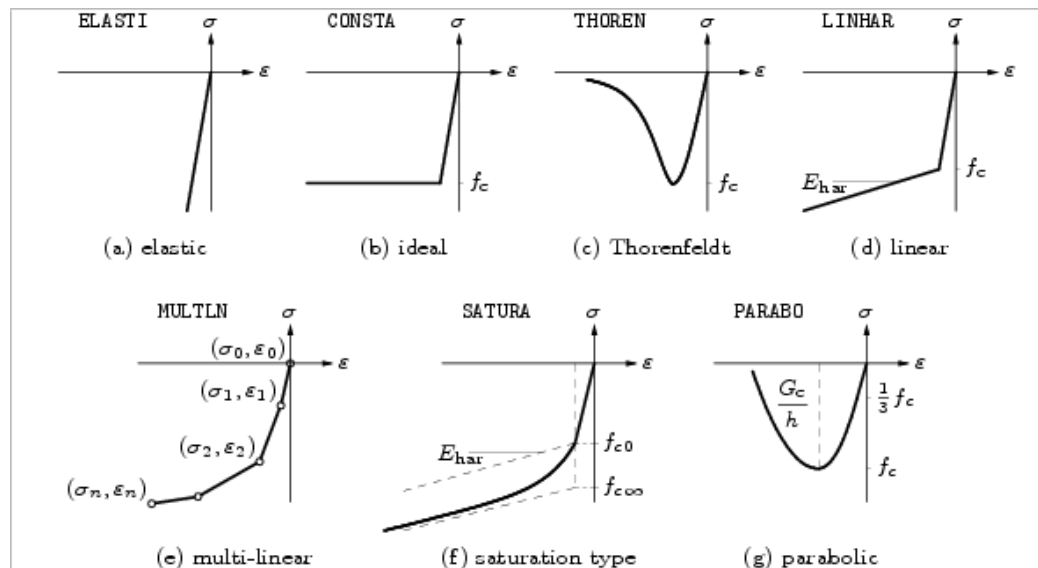
Tabell 10.3: Karakteristiske materialdata, stål

Model Code 2010 [17] avsn. 5.2 og 5.3 omhandler armerings- og spennstål. Regelverket angir at en bi-lineær spennings-tøyningskurve (elastisk-perfekt plastisk) basert på ultimate spenninger (hhv. f_{yk} og f_{pk}) er akseptabelt å bruke i analyser.

For analyser basert på Eurokode 2 og nederlandske retningslinjer er det benyttet materialmodeller med fastning for stålene.

10.4.2 Betong i trykk

I DIANAs brukermanual [19], kapittel *Material Library*, avsnitt 6.2.4 om *Total strain crack models - Compressive behaviour* står de ulike predefinerte trykkmodellene i DIANA forklart (vist her i figur 10.6).



Figur 10.6: Predefinerte trykkmodeller i DIANA

Avhengig av modell er ulike trykkmodeller brukt.

For Model Code 2010-baserte analyser er modell (b) - ”ideal in compression” brukt. Da må trykkfasthet f_c spesifiseres – se tabell 11.1 for f_c for de ulike modellene.

For Eurokode 2-modellen er en multilinjær modell (figur 10.6e) brukt, med 20 punkter fra spennings-tøyningsfunksjonen oppgitt.

For modellen basert på nederlandske retningslinjer er en parabolisk trykkmodell benyttet (figur 10.6g).

Mer detaljerte beskrivelser foreligger i de respektive modellens kapitler.

10.4.3 Betong i strekk

Betong har totalt forskjellige egenskaper i strekk og trykk, hovedsaklig ved at det er et sprøtt materiale som risser opp for relativt små spenninger. Dette kan være en utfordring å modellere, siden armert betong i strekk har en viss stivhet på grunn av armering og urisset betong mellom riss. DIANA tilbyr ulike valg for modellering av betong i strekk. Her er det forklart litt om mulighetene i DIANA, og hvilke valg som er gjort for analysene i oppgaven.

Generelt om behandling av riss på elementnivå

Når materialmodellen oppnår kriteriet for riss et sted i modellen må risset håndteres på elementnivå. Det er to måter å håndtere riss på i DIANA -

Discrete cracking og *Smearred cracking*.

1. *Discrete cracking* innebærer en forandring i elementnettet. Ved riss deler modellen elementer i elementgrensene hvor rissene oppstår – frikobler elementer – og forutsetter dermed fint elementnett og at elementgrensene er tilnærmet parallellt riss i områder hvor riss oppstår.
2. *Smearred cracking* innebærer en forandring i de konstitutive ligningene. Total tøyning deles opp i elastisk tøyning og risstøyning (10.1) [19].

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad (10.1)$$

Modellen krever ingen frikobling av elementer, siden rissene blir påført via endring av E-modul normalt på risset slik at materialet mister all stivhet vinkelrett på risset, mens E-modul parallellt risset forblir uendret [20].

I oppgaven er det valgt å behandle riss ved *smearred cracking*, av grunner som blir forklart sammen med valg av materialmodell for opprissing.

Generelt om materialmodeller for opprissing for *Smearred cracking*

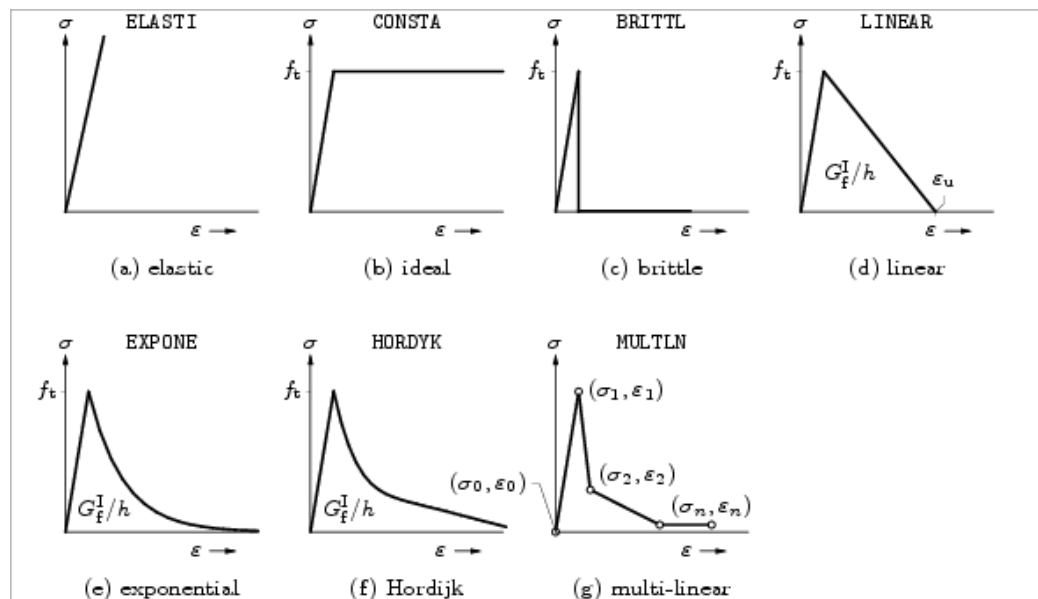
1. TOTAL STRAIN ROTATING CRACK MODEL – sier at riss oppstår når største hovedspenning blir større enn strekkfastheten, og at første riss oppstår vinkelrett på største hovedspenning. Modellen er *rotating* fordi rissene roterer med forandring i største hovedspenningsretning. Sekundære riss som oppstår i samme punkt må være ortogonalt på første riss.
2. TOTAL STRAIN FIXED CRACK MODEL – Riss endrer ikke retning når største hovedspenningsretning endres. Senere riss i samme punkt har ingen krav til retning (trenger ikke være ortogonale).
3. MULTI-DIRECTIONAL CRACK MODEL – er en mellomting mellom FIXED og ROTATING, ved at en rissvinkelterskel bestemmes. Nye riss i samme punkt kan kun oppstå i vinkel større eller lik rissvinkelterskel. En terskel på 0° tilsvarer ROTATING, mens en terskel på 90° tilsvarer FIXED [20].

Betong i strekk – modellering i DIANA

I oppgaven er det benyttet en *total strain rotating crack*-modell, med *smearred cracking* på elementnivå. Modellen har relativt stor fysisk utstrekning, det

ville være tidkrevende med et findelt elementnett alle steder hvor riss vil oppstå. Rissretning er heller ikke kjent, og det er derfor vanskelig å generere et elementnett som er tilpasset rissene som oppstår – og nettopp dette er nødvendig for å få gode resultater med discrete cracking [21].

I DIANAs brukermanual [19], kapittel *Material Library*, avsnitt 6.2.2 om *Total strain crack models - Tensile behaviour* står de ulike predefinerte strekkmodellene i DIANA forklart (vist her i figur 10.7).



Figur 10.7: Predefinerte strekkmodeller i DIANA

For alle analysene i oppgaven benyttes *Linear softening in tension* (figur 10.7d). Dette gir en god representasjon av at betongen ikke mister all strekkapasitet ved rissing, på grunn av armering samt at betongen mellom rissene fortsatt har strekkapasitet - såkalt *tension stiffening*.

Bruddenergi G_f

Linear softening in tension-modellen krever input av strekkfasthet f_t , Mode-I tensile fracture energy (strekkbruddenergi) G_f^I og Crack bandwidth h_{cr} (karakteristisk rissvidde: for bjelkeelementer lik karakteristisk elementlengde).

DIANA: Forholdet mellom risspenning og risstøyning er forklart i DIANAs brukermanual avsnitt 18.1.1 i kapittel *Material Library - IV. Back-*

ground Theory, gjengitt i (10.2)

$$\varepsilon_u^{cr} = 2 \frac{G_f^I}{h_{cr} f_t} \quad (10.2)$$

For armert betong er ultimat risstøyning $\varepsilon_u^{cr} = \frac{\sigma_{y,steel}}{E_{steel}} = \varepsilon_{y,steel}$ [19] slik at

$$G_f^I = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{y,steel} \cdot f_t \cdot h_{cr} \quad (10.3)$$

Model Code 2010: Model Code 2010 angir et annet uttrykk for bruddenergi – (10.4)

$$G_F = 73(f_{cm})^{0.18} \quad (10.4)$$

Nederlandske retningslinjer: Nederlandske retningslinjer gir et tredje uttrykk for bruddenergi (som for øvrig er identisk med uttrykket i Model Code 1990) – (10.5)

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (10.5)$$

Parameteren G_{F0} , og dermed bruddenergien, avhenger av maksimal tilslagsstørrelse d_{max} . Dette har støtte i forsøksresultater [22].

Sammenligning og valg: De ulike uttrykkene gir vidt forskjellige bruddenergier. Model Code 2010 og nederlandske retningslinjer gir noenlunde samsvarende resultater, mens med uttrykket for armert betong fås en langt høyere bruddenergi (faktor ≈ 10).

Dette er naturlig, siden bruddenergiene i MC, (10.4), og i nederlandske retningslinjer, (10.5), gir verdien for uarmerte betongelementer. DIANA sitt uttrykk (10.2) innsatt verdi for ultimat betongtøyning uten armering vil sannsynligvis gi resultater i samme størrelsesorden.

Bruddenergi for uarmerte betongelementer kan kun benyttes når elementinndelingen tillater det – dvs. at inndelingen er så fin at betongen er representert ved volumelementer med interaksjon mot armeringselementer (modellering på mikronivå). I oppgaven er elementnettet langt grovere og med innebygd (embedded) armering (modellering på makronivå). Dermed blir det mest riktig å bruke bruddenergi for armerte betongelementer (10.3) for alle analysene, selv om en finere elementinndeling og lavere bruddenergi trolig er mer nøyaktig modellering av den komplekse oppførselen.

10.5 Lineær statistisk analyse

Etter erfaring fra arbeid med ikkelineære analyser er det en fordel å ha en lineær modell for å sjekke at modell, laster osv. oppfører seg som forventet – kort sagt at resultatene sannsynligvis er i rett størrelsesorden.

I den lineære analysen gjelder bare den rene lineærelastiske delen av materialmodellene – elementene vil altså deformeres proporsjonalt med lasten uansett spenningsnivå. Som alltid er lineær analyse kun gyldig for relativt små deformasjoner og spenningstilstander hvor materialene fortsatt oppfører seg relativt lineært elastisk. En lineær modell kan altså ikke brukes til å modellere armert betong i bruddgrensetilstand, da tverrsnittet er i Stadium III (opprikket tverrsnitt med ikkelineære egenskaper [15]).

En utfordring med å modellere etteroppspent betong er å endre heftbetingelsene til spennarmeringen etter oppspenning, samt å ha full heft for slakkarmering under oppspenning, da spennarmeringen ikke har heft. For å løse dette er den lineære analysen kjørt som en ikkelineær analyse, men med alle ikkelineariteter avslått. Da kan hver enkelt lastblokk ha forskjellige heftbetingelser, slik at spennarmeringen kan bidra til stivhet i tverrsnittet etter oppspenning.

For en *lineær* analyse er rekkefølge på lasttilfeller uvesentlig, og de kan etterpå kombineres lineært til lastkombinasjoner. I kommandofila for *ikkelineær* analyse må lasttilfellene avvikles i *lastblokker*, og rekkefølgen er ikke lenger vilkårlig. Det er heller ikke mulig å beregne lineærkombinasjoner i etterkant. Rett rekkefølge og riktige lastfaktorer må defineres i lastblokkene.

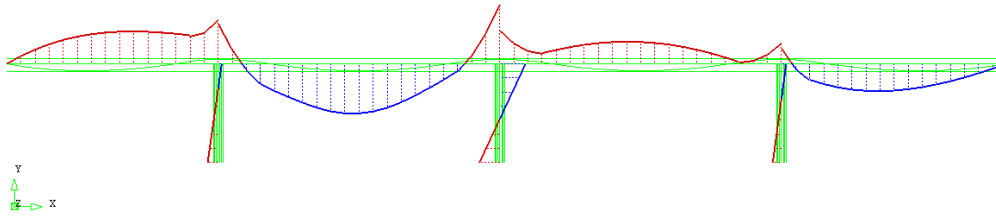
10.5.1 Resultater fra lineær statistisk analyse

Sammenligningsgrunnlaget er håndberegninger (vedlegg M) og resultater fra lineær analyse i rammeprogrammet NovaFrame (kapittel 5).

Det er usannsynlig å oppnå samme verdier som i NovaFrame-analysen - siden flesteparten av lastene ikke er modellert i DIANA på grunn av todimensjonal modell og for å holde modellen enkel.

Momentet midt i felt 2 fra den lineære DIANA-analysen (se figur 10.8) er 5410 kNm. Til sammenligning har dimensjonerende feltmoment i NovaFrame med en mye mer komplett lastmodell verdien 6623 kNm. Det ”mangler” altså cirka 1200 kNm.

Den største feilkilden er mangel av temperaturlast (lineær temperaturlastferanse gir i NovaFrame et moment på ≈ 850 kNm), mens fravær av svinn er nest største feilkilde (≈ 140 kNm i NovaFrame).



Figur 10.8: Momentdiagram i bruddgrensetilstand - lineær analyse. Negativt moment (blått) gir strekk på undersiden. Største negative moment er 5410 kNm.

10.6 Generelt om de ikkelineære statiske analysene

Brukeren står ovenfor mange valg før en ikkelineær analyse kan kjøres. I arbeidet har erfaringer og forelesningsnotater fra kurset *Nonlinear finite element analysis* [23, 24] og arbeidet med ikkelineære analyser i forbindelse med fordypningsprosjekt i niende semester kommet godt med. I fordypningsprosjektet ble det utført ikkelineære analyser på en ståldetalj i elementmetodeprogrammet ABAQUS.

10.6.1 Lastblokker

Følgende lastblokker er definert i inputfila (notasjon: $LC_i j$, hvor i er lasttilfelle, mens j er laststeg):

1. LC2 1: Etteroppspenning. Påført med lastfaktor 0.9 i ett steg.
2. LC1 2: Egenvekt og permanente laster. Påført med lastfaktor 1.2 i ett steg.
3. LC3 3: Bremskraft med lastfaktor 1.5 - påført i ett steg.
4. LC5 4-21: Lastmodell 71 i spenn 2 og 4, med konsentrerte aksellaster midt i spenn 2. Påført med 8 steg à 0.2, 5 steg à 0.01 og 5 steg à 0.001 - hvilket tilsammen gir en lastfaktor på 1.655.
5. LC5 22-171: Videre pålasting av Lastmodell 71. Programmet forsøker å påføre ytterligere 6 ganger lastmodell 71 - noe som selvsagt fører til kritiske spenninger og store deformasjoner. Derfor er Arc-length method benyttet her, samtidig som at DIANA tilpasser stegstørrelsen automatisk. Maksimal stegstørrelse er satt til 0.1, mens maksimalt antall steg er 150. Ingen av modellene har kapasitet til å tåle ytterligere 6 ganger LM71 - og maksimalt antall steg er derfor det som har stoppet alle analysene.

10.6.2 Konvergenzkriterier og løsningsmetode

Tre ulike konvergenzkriterier kan benyttes i DIANA; kraft- (FORCE), forskyvnings- (DISPLA) og energikonvergens (ENERGY). Bakgrunnsteori for disse finnes i [19, §30.1.4]. Det er for siste lastblokk (brudd) valgt å benytte alle tre, men det er nok at en vilkårlig av disse er oppfylt for at konvergens oppnås. Kraft- og energikriteriet er de viktigste, mens forskyvningskriteriet i visse tilfeller kan være mindre stabilt [23].

Erfaring kombinert med prøving og feiling er nødvendig for å finne riktig størrelsesorden på konvergenzkriteriene. Det er unødvendig å bruke mye tid og datakraft på ubetydelige marginer (f.eks. å ha mange små steg i tilnærmet lineært elastisk område), men samtidig viktig å få en nøyaktig nok løsning som er brukbar for det formålet som ønskes.

Standard iterativ løsningsmetode hvis ikke annet spesifiseres er ”Standard Newton-Raphson” med maksimum 5 likevektsiterasjoner (MAXITE). I denne metoden oppdateres tangentstivhetsmatrisa \mathbb{K}_T for hver likevektsiterasjon, i motsetning til ”Modified Newton-Raphson”, hvor tangentstivhetsmatrisa oppdateres sjeldnere, f.eks. bare for første iterasjon. For dette systemet, som har relativt få frihetsgrader, er det ikke fornuftig å bytte til Modifisert Newton-Raphson; metoden gjør at hver iterasjon koster mindre, men antallet steg øker samtidig.

Toleransekriterier brukt i analysene er vist i tabell 10.4. De iterative løsningsmetodene for bruk i DIANA er beskrevet i [19, §30.1.1]

For den siste lastblokk hvor brua føres til brudd er et strengere toleransekrav for forskyvninger valgt samt at energikrav er lagt inn for å sikre at kraft- og/eller energitoleransene møtes. Forskyvningene, spesielt midt i felt 2, er forventet å øke kraftig selv for små lastinkrement etter at kapasiteten er overskredet. Det er benyttet *Updated normal plane Arc-length method* [23] [19, §30.1.5.2] for å finne responsen til konstruksjonen på en nøyaktig måte.

10.6.3 Bruddkriterium

For å finne kapasitet må et bruddkriterium defineres. Slik modellen er definert er det egentlig ikke noe punkt hvor det går til et klart definert brudd – forskyvningene og rotasjonene vil bare bli veldig store for en infinitesimalt større last. Når dette inntreffer kan man være enige om at tverrsnittets kapasitet er oppbrukt, men en kapasitet som har praktisk betydning må defineres ut fra et klarere kriterium.

Etter en gjennomgang av resultater er kriteriet ultimat trykktøyning i betong valgt som generelt kriterium.

Generelle lastblokker	
Attributt	Verdi
FORCE	1.E-2
DISPLA	1.E-2
MAXITE	5
Siste lastblokk (brudd)	
Atributt	Verdi
FORCE	1.E-2
DISPLA	1.E-3
ENERGY	1.E-4
SIZE (LPF λ)	6
MAXSTP	150
MAXSIZ	0.6
MAXITE	75

Tabell 10.4: Toleranser og innstillinger for de ulike lastblokker i ikkelineær analyse. LPF er Load Proportionality Factor: lastfaktor

Kriterium: **BRUDD** når følgende betingelse er oppfylt:

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3} = -3.5 \cdot 10^{-3}$$

10.6.4 Output fra DIANA

Bruker må velge hvilke resultater som skal skrives og eventuelt fra hvilke steg resultater skal skrives. For oppgaven er følgende resultater sett på som viktige:

- totale forskyvninger og rotasjoner gitt i globalt aksesystem
- totale spenninger (Cauchy) i globalt aksesystem
- totale krefter i elementer (aksial- og skjærkraft)
- totale momenter i elementer
- totale tøyninger (Greens formulering)
- plastiske tøyninger (Greens formulering)
- risstøyning (Greens formulering)
- rissvidder

Spenning: Cauchy (eller *sann*) spenning tar utgangspunkt i deformert konfigurasjon, i motsetning til ”vanlig” ingeniørspenning $\sigma_E = \frac{F}{A}$. Generell definisjon av Cauchy-spenningstensor $[\sigma]$ vises i ligning 10.6 [23]:

$$\{\mathbf{t}\} = [\boldsymbol{\sigma}] \{\hat{\mathbf{n}}\} \quad (10.6a)$$

$$\text{hvor overflatetraksjonen } \{\mathbf{t}\} = \frac{\{d\mathbf{f}\}}{dA} \quad (10.6b)$$

Her er $\{\hat{\mathbf{n}}\}$ enhets-normalvektor ut fra det infitesimale arealet dA i deformert konfigurasjon belastet av infitesimal kraftvektor $\{d\mathbf{f}\}$.

Tøyning Tøyning etter Greens formulering (Green strain) er det foretrukne tøyningsmålet i ikkelineære analyser [23] – vist på generell form i ligning 10.7 - hvor d_s er lengde i vilkårlig konfigurasjon og d_{s_0} er lengde i referansekonfigurasjon. I ligning 10.8 vises tøyningen for enakset tøyning.

$$ds^2 - ds_0^2 = 2 \{d\mathbf{X}^T\} [\boldsymbol{\varepsilon}_G] \{d\mathbf{X}\} \quad (10.7)$$

$$\varepsilon_G = \frac{ds^2 - ds_0^2}{2ds_0^2} \quad (10.8)$$

Kapittel 11

Ikkelineære analyser basert på materialmodeller fra Model Code 2010

11.1 Bakgrunn - Model Code 2010

Førsteutkastet av den internasjonale betongforeningen FIB sitt regelverk *Model Code* ble publisert i april og mai 2010 (hhv. volum 1 og volum 2).

FIB er en nullprofittorganisasjon skapt i 1998 som har som mål å utvikle og forske på internasjonalt nivå for å fremme betongkonstruksjoners ytelse teknisk, økonomisk, estetisk og miljømessig. Organisasjonen ønsker å tilby et mer fleksibelt regelverk som er i tråd med moderne forskning på området.

En fullstendig versjon er nå ute på høring og planlegges utgitt i juni 2012.

11.1.1 Sikkerhetsformater i Model Code 2010

Det fins tre sikkerhetsformater for global kapasitet i Model Code 2010. Disse er beskrevet i Annex 2 del 7.11.3 - *Safety formats for non-linear analysis* [17]. Beskrivelsene finnes i vedlegg P.

1. **Global resistance factor method (GRF)**

Non-linear finite element analysis (NLA) with mean input material properties:

$$- R_d = \frac{R(f_m, \dots)}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$$

2. **Estimation of coefficient of variation of resistance method (ECOV)**

NLA with mean and characteristic values of material properties:

- $R_m = R(f_m, \dots), \quad R_k = R(f_k, \dots)$
- $R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$

3. Partial factor method (PF)

NLA with design values of material properties:

- $R_d = R(f_d, \dots)$

For de ulike sikkerhetsformatene er *faktor for modellusikkerhet* γ_{Rd} definert som $\gamma_{Rd} = 1.06$ for velvalidert modell. Denne modellen kan neppe sies å være velvalidert – men siden kun en sammenligning av sikkerhetsformatene skal gjennomføres, og ingen praktisk dimensjonering, er denne verdien brukt.

Partialfaktor for motstand γ_R er ulik for sikkerhetsformatene. Se vedlegg P for definisjoner.

11.2 Materialparametre for de ulike Model Code 2010-modellene

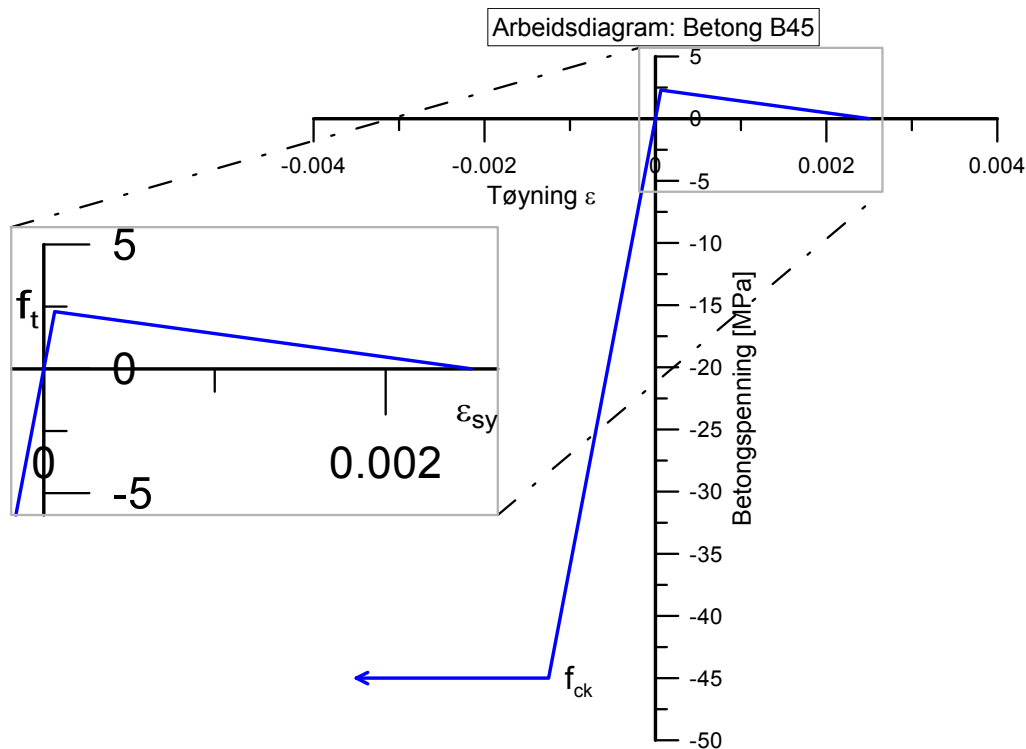
De ulike sikkerhetsformatene i MC2010 [17] krever at 3 modeller med ulike materialparametre etableres. I tabell 11.1 er parametrene brukt i forbindelse med de ulike sikkerhetsformatene vist.

Parameter	Modell		
	GRF/ECOV,mean	ECOV,char	PF
f_c [MPa]	$f_{cm} = 38.25$	$f_{ck} = 45$	$f_{cd} = 25.5$
f_t [MPa]	$f_{ctm} = 2.30$	$f_{ctk,0.05} = 2.7$	$f_{td} = 1.53$
f_y [MPa]	$f_{ym} = 550$	$f_{yk} = 500$	$f_{yd} = 434$
f_p [MPa]	$f_{pm} = 2046$	$f_{pk} = 1860$	$f_{pd} = 1617$
G_f^1 [N/mm]	3.16	3.38	1.66
E [MPa]	36 000		
ν	0.2		

Tabell 11.1: Materialparametre for de ulike modellene innen sikkerhetsformatene i Model Code 2010. Merk at strekkfasthet for GRF/ECOV,mean: f_{ctm} ikke er lik verdien fra EK2 Tabell 3.1, men er regnet ut fra karakteristisk strekkfasthet på samme måte som trykkfastheten f_{cm} .

11.2.1 Komplette arbeidsdiagram for betong B45 for Model Code 2010-analysene

I figur 11.1 vises komplett arbeidsdiagram for karakteristiske verdier.



Figur 11.1: Komplette arbeidsdiagram slik det er modellert i DIANA. Detaljen viser betongoppførsel i strekk. Spenning-tøyningsrelasjonen er lineær opp til strekkfastheten, og avtar deretter lineært frem til største strekktøyning $\epsilon_{nn,ult}^{cr}$ er nådd.

11.3 Resultater fra ikkelineære statiske analyser etter Model Code 2010

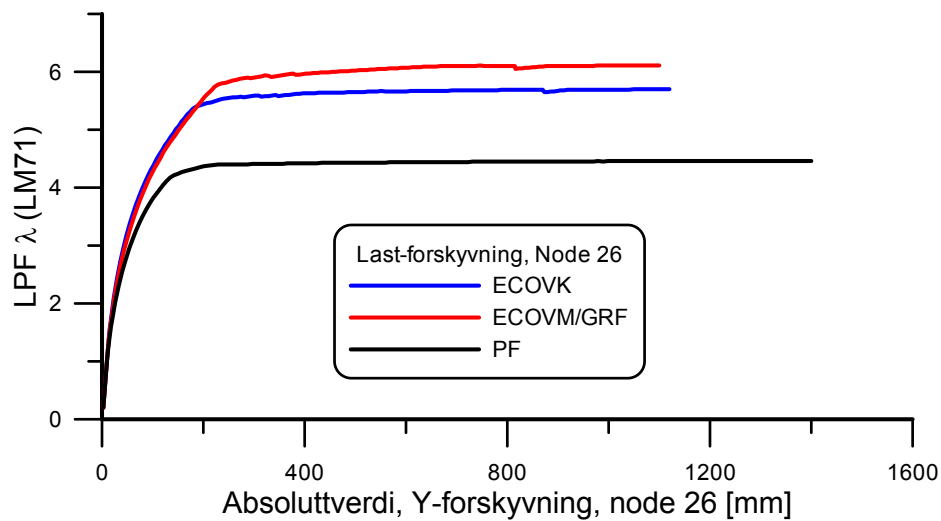
11.3.1 Ultimate feltmomenter og totale lastforløp

I figur 11.2a vises last-forskyvningsforløp for lasttilfelle 5 (LM71) for node 26, som er midterste node i felt 2. Felt 2 er dimensjonerende, og belastningen er påsatt for å fremkalle brudd i dette feltet. Element 25 og element 26 er de to midterste elementene i felt 2.

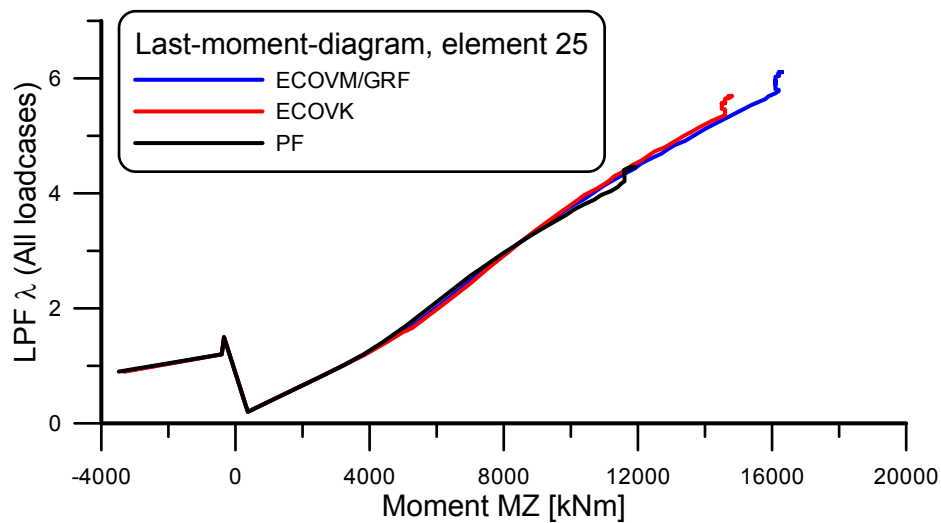
KAPITTEL 11. IKKELINEÆRE ANALYSER BASERT PÅ MATERIALMODELLER FRA MODEL CODE 2010

De ulike modellene når maksimal last på ulike nivå, men med lik oppførsel etter at ultimat kapasitet er nådd. Som forventet er det partiellfaktormodellen som gir seg først, siden den har de desidert laveste fasthetsparametrene. Modell ECOV,m kommer høyest ut, selv om betongfastheten er lavere enn i modell ECOV,k. Dette tyder på at stålfasthetene, som er høyere i modell ECOV,m, har en større betydning enn betongfasthetene.

Figur 11.2b viser utviklingen i moment mot påført lastfaktor. I motsetning til forskyvningen øker ikke momentet særlig mye når lastfaktor nærmer seg maksimalverdien. I figuren er det også tatt med oppspenningstilstand, påføring av permanente laster og bremselast før påføring av LM71 til brudd.



(a) Last-forskyvningskurver for node 26

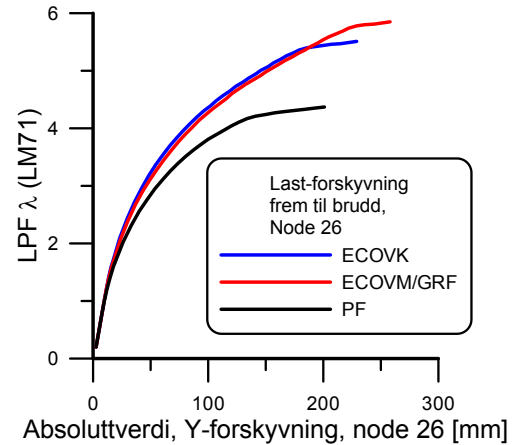


(b) Last-momentkurver for element 25. Her vises alle laststeg - fra oppspenning (negativt moment) til ultimat moment. Alle modellene når et "tak", hvor mer last ikke øker momentet.

Figur 11.2: Respons til de 3 modellene som er brukt for å representere sikkerhetsformatene i Model Code 2010.

11.3.2 Kapasitet etter kriterium: ultimat betongtrykk- tøyning

I tabell 11.2, 11.3 og 11.4 vises de viktigste verdiene i det ultimat betongtrykk-tøyning nås i de ulike modellene. Som vist i figur 11.3 setter bruddkriteriet en stans for den tilnærmet vannrette last-forskyvningskurven modellen viste i figur 11.2a. Med kjent lastfaktor ved brudd kan moment, nedbøyning, armeringstøyning og spennståltøyning hentes ut. Til slutt regnes dimensjonerende kapasiteter ut i henhold til sikkerhetsformatene i MC2010.



Figur 11.3: Last-forskyvningskurve frem til brudd, Node 26

Modell: ECOV,mean/GRF

Laststeg	LC5 61
LPF λ	5.85
M_z	16 200 kNm
ε_p	0.0171
u_y node 26	-258 mm

Tabell 11.2: Modell ECOV,mean/GRF: verdier ved ultimat betongtrykk-tøyning

Modell: ECOV,char

Laststeg	LC5 56
LPF λ	5.51
M_z	14 600 kNm
ε_p	0.0189
u_y node 26	-229 mm

Tabell 11.3: Modell ECOV,char: verdier ved ultimat betongtrykk-tøyning

Modell: PF

Laststeg	LC5 46
LPF λ	4.37
M_z	11 600 kNm
ε_p	0.0147
u_y node 26	-201 mm

Tabell 11.4: Modell PF: verdier ved ultimat betongtrykktøyning

11.3.3 Dimensjonerende kapasitet i henhold til Model Code 2010

Alle kapasitetene er regnet ut ihht. Annex 2 i Model Code 2010 [17]

Format: Global Resistance Factor method (GRF)

$$R_d = \frac{R(f_m, \dots)}{\gamma_R \gamma_{Rd}} = \frac{16\,200 \text{ kNm}}{1.2 \cdot 1.06} = \underline{12\,736 \text{ kNm}}$$

Format: Estimation of Coefficient Of Variance of resistance method (ECOV)

$$R_m = 16\,200 \text{ kNm} \quad R_k = 14\,600 \text{ kNm}$$

Fra Model Code 2010:

$$\text{Coefficient of variation: } V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) \quad (11.1)$$

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R) \quad (11.2)$$

Model Code 2010 anbefaler $\alpha_R = 0.8$ og $\beta = 3.8$ slik at

$$\gamma_R = \exp \left(\frac{0.8 \cdot 3.8}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) \right) = \exp \left(1.842 \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) \right) \quad (11.3)$$

Innsatt verdier blir sikkerhetsfaktoren:

$$\gamma_R = 1.211$$

og kapasiteten:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}} = \frac{16\,200 \text{ kNm}}{1.211 \cdot 1.06} = \underline{12\,618 \text{ kNm}}$$

Format: Partial Factor method (PF)

$$R_d = R(f_d, \dots) = \underline{11\,600\text{ kNm}}$$

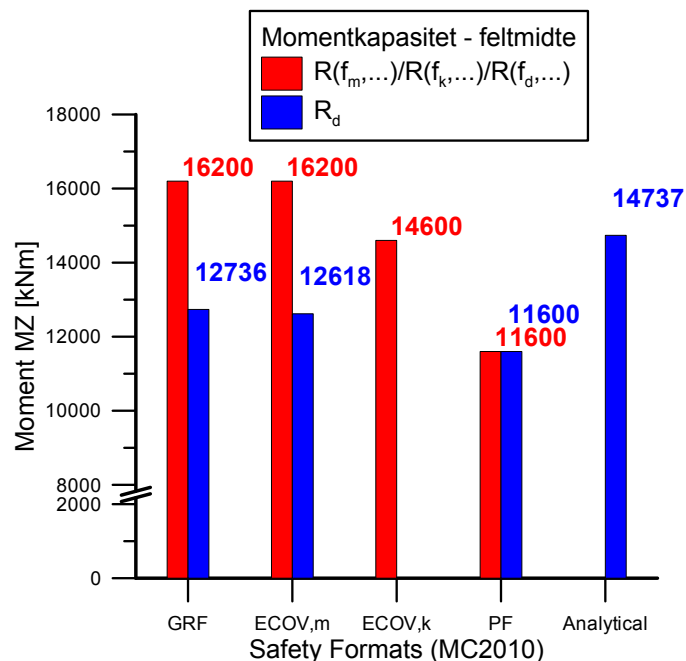
11.3.4 Diskusjon rundt resultater og bruddkriterium

Sammenligning av sikkerhetsformatene og håndberegning

De tre sikkerhetsformatene gir kapasiteter i området 11 600 kNm - 12 700 kNm, alle lavere enn beregninger gjort for hånd (resultater er vist i figur 11.4). Egentlig var det forventet at de ikkelineære analysene skulle gi høyere kapasitetsverdier.

Det kan hende disse resultatene sier noe om at Model Code 2010 ennå er på et ungt stadium. Det er sikkerhetsfaktorene som trekker ned resultatene fra modellene *Global Resistance Factor* og *Estimation of Coefficient Of Variation of resistance*.

Det lave resultatet for analysemodellen med partiellfaktorer, PF, er vanskeligere å forklare. Her er det i praksis brukt samme materialparametre som ligger til grunn for håndberegningen. Differansen mellom resultatene er cirka 3000 kNm – ikke ubetydelig.



Figur 11.4: Karakteristiske og dimensjonerende momentkapasiteter etter de forskjellige sikkerhetsformatene i MC2010

Hva som skjer med brua over støttene, som erfaringsmessig er mer belastet enn feltmidte, er ikke tungt vektlagt her. Noe av forklaringen på de ikkelinære modellenes ”dårlige ytelse” kan ligge her, ved at tverrsnittet over støttene får store plastiske deformasjoner før midten av feltet når bruddtrykkføyning. Det er vanskelig å si noe om virkningen av dette.

Bruddkriterium for bøyning

Selve bruddkriteriet: $\varepsilon_{cu} = -3.5\%$ virker i og for seg tilfredsstillende for betongmodeller med perfekt plastisk oppførsel.

En problemstilling oppstår imidlertid når bruddet skal fastslås – det er nemlig tre måter å hente ut føyning på:

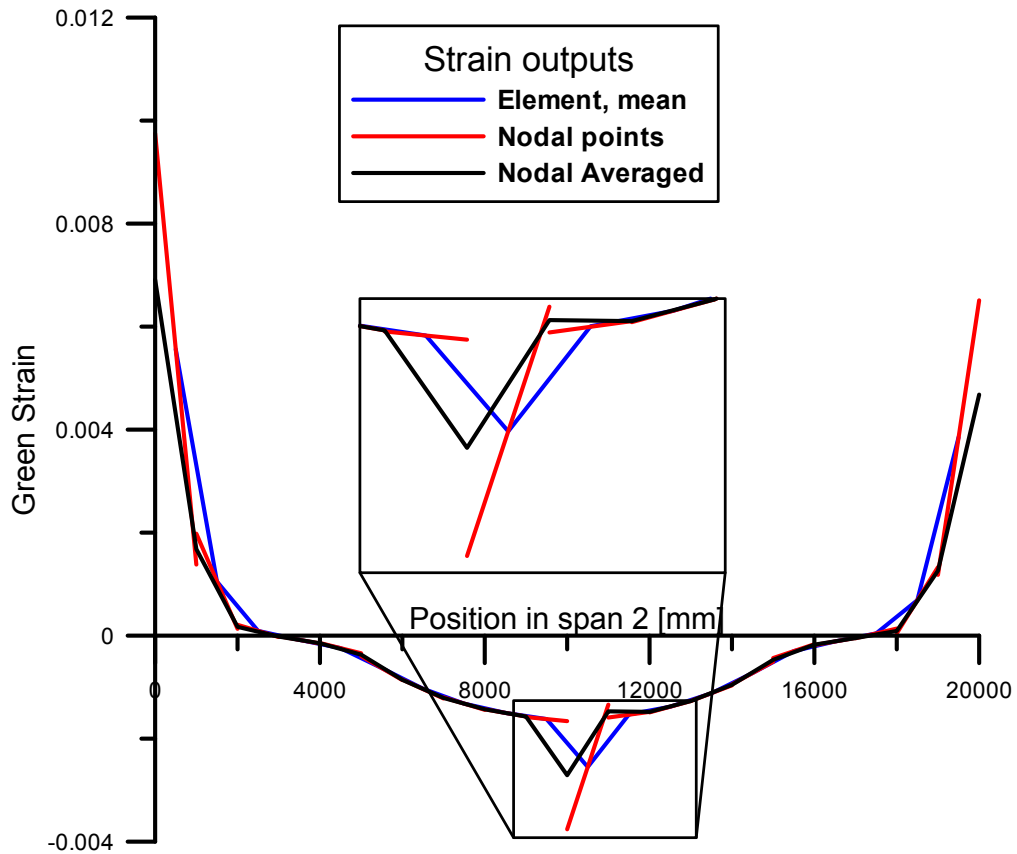
1. Middelerdier for hvert enkelt element
2. punktverdier i nodene
3. punktverdier i nodene midlet over elementgrenser

Figur 11.5 illustrerer forskjellen mellom disse. Brukeren må altså gjøre et valg om en måte å måle føyning på. Resultatene i denne rapporten er hentet ved å se på punktverdier i nodene.

For å få en pekepinn på hvor mye dette utgjør er det sett på kapasitet for de ulike føyningene. Modellen ECOV,m, med *mean material properties* er sett på, og det er funnet at de 3 måtene oppnår bruddkriteriet på ulike laststeg, men at det ikke har betydning for kapasiteten som leses ut.

Det som derimot har betydning er om *momentet* leses av i nodene eller som middelerdi over et element. Forskjellen her er 200 kNm fra momentet midlet i elementet til moment i node for modell ECOV,m.

Momentene som er brukt i rapporten er middelerdi i elementer.

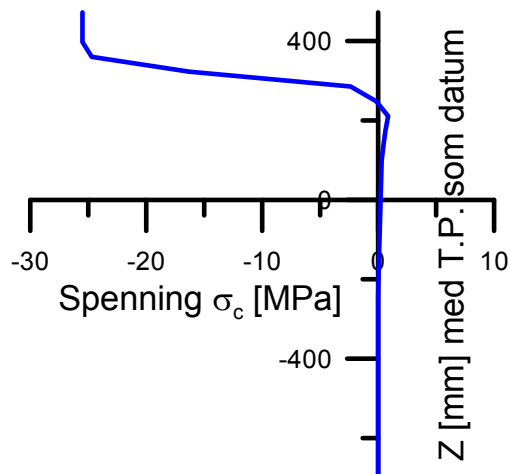


Figur 11.5: Tøyning for øverste integrasjonspunkt i tverrsnittet langs felt 2. Her vises tydelig de 3 ulike måtene tøyning er representert på i en zoomboks: Rød linje er punktverdier i nodene (ikke kontinuerlig over elementgrenser). Blå linje representerer middelveidien i elementet, mens svart linje er middelveidien av naboroder (begge kont. over elementgrenser). Her er bruddkriteriet møtt hvis man betrakter nodeverdier, men ikke hvis man betrakter en av middelveidene.

11.3.5 Spenningstilstand ved brudd

I figur 11.6 vises spenningene i de 33 integrasjonspunktene ved brudd for element 25 i modell PF (Partial Factor). Integrasjonspunktene er tilegnet korrekte høyder i forhold til tyngdepunktet til betongtverrsnittet. Her kan en tydelig trykkspenningsblokk ses i toppen av tverrsnittet. Området hvor betongen har maksimal trykkspenning $f_{cd} = 25.5$ MPa er ca. 150 mm høyt – ikke langt unna resultatet fra håndberegning: ca. 180 mm.

PF-modellen er den modellen som viser trykkløkken tydeligst. Dette kan forklares med at de andre modellene når ultimat betongtrykktøyning før en slik kraftblokk er utviklet, fordi maksimal betongtrykkspenning er så mye høyere. E-modul er den samme for modellene – dermed er det mulig at kriteriet ikke er like passende for modellene med høye verdier for betongtrykfasthet, eller at E-modul for modellene burde vært basert på trykfasthet, som foreslått i Model Code 2010.



Figur 11.6: Spenningstilstand i element 25 ved brudd. Modell: Partial Factor.

Kapittel 12

Ikkelineære analyser med materialmodeller fra Eurokode 2

Her vil resultatene fra to modeller med mer avanserte materialmodeller bli vist. Modellene: EC2,CHAR og EC2,DESIGN er bygd opp med hhv. karakteristiske og dimensjonerende materialparametre. Bruddkriterium er stadig ultimat betongtrykk-tøyning, med grenseverdi fra Eurokode 2:

$$\varepsilon_{cu1} = -3.5 \cdot 10^{-3}$$

12.1 Arbeidsdiagram og parametre for materialmodellene

Alle spennings-tøynings-diagrammene er basert på EC2 kapittel 3 [7]. I figur 12.1 vises begge modellene. Blå linje representerer modellen med karakteristiske verdier (EC2,CHAR), mens rød linje er modellen med dimensjonerende verdier (EC2,DESIGN).

12.1.1 Betong

Betong i strekk er i hovedsak som tidligere, med verdier lik modellene ECOV,char eller PF (se tabell 11.1 s. 110).

Betongens trykk-tøyningsrelasjon er den samme for begge modeller, og er bestemt ved ligning (3.14) i EC2 (her ligning 12.1)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (12.1)$$

KAPITTEL 12. IKKELINEÆRE ANALYSER MED MATERIALMODELLER FRA EUROKODE 2

med koeffisienter

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad k = 1.05 E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$$\varepsilon_{c1} = 2.4 \cdot 10^{-3} \quad \text{fra tabell 3.1 i Eurokode 2}$$

fås totalt arbeidsdiagram for betong som vist i figur 12.1c. Merk at alle tøyningene er absoluttverdier – (12.1) gjelder bare for trykktøyninger.

12.1.2 Armeringsstål

Armeringsstålet modelleres etter figur 3.8 i EC2, med flytespenning og ultimat spenning ved ultimat tøyning som vist i tabell 12.1. Figur 12.1a viser materialoppførselen til modellene. Ultimat tøyning ε_u er forenklet satt til 5.0% for begge modellene.

Parameter	Modell	
	EC2,CHAR	EC2,DESIGN
f_y [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{yd} = 434$
f_u [MPa]	$f_{uk} = 540$	$f_{ud} = 469$
$\varepsilon_{pl,u}$	$\varepsilon_{pl,uk} = 4.73\%$	$\varepsilon_{pl,ud} = 4.77\%$
ε_u	$\varepsilon_{uk} = 5.0\%$	

Tabell 12.1: Materialparametre, armeringsstål for Eurokode 2-modellene

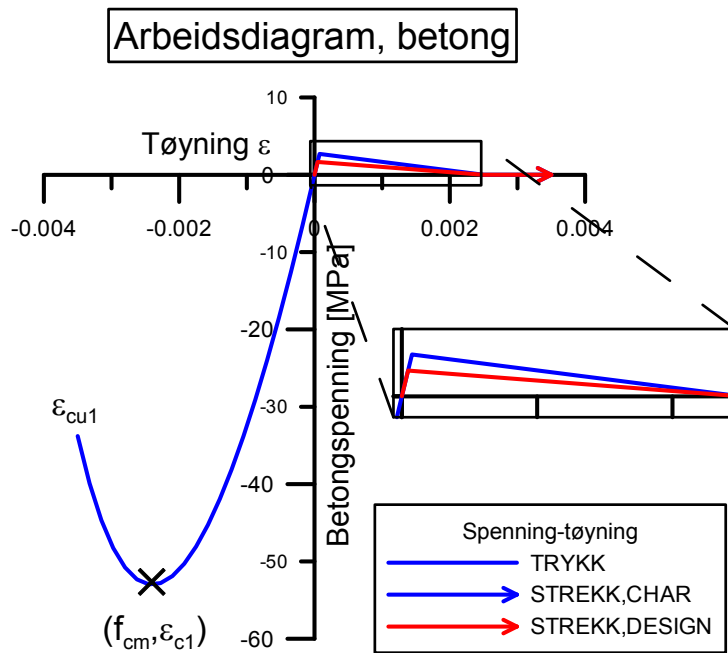
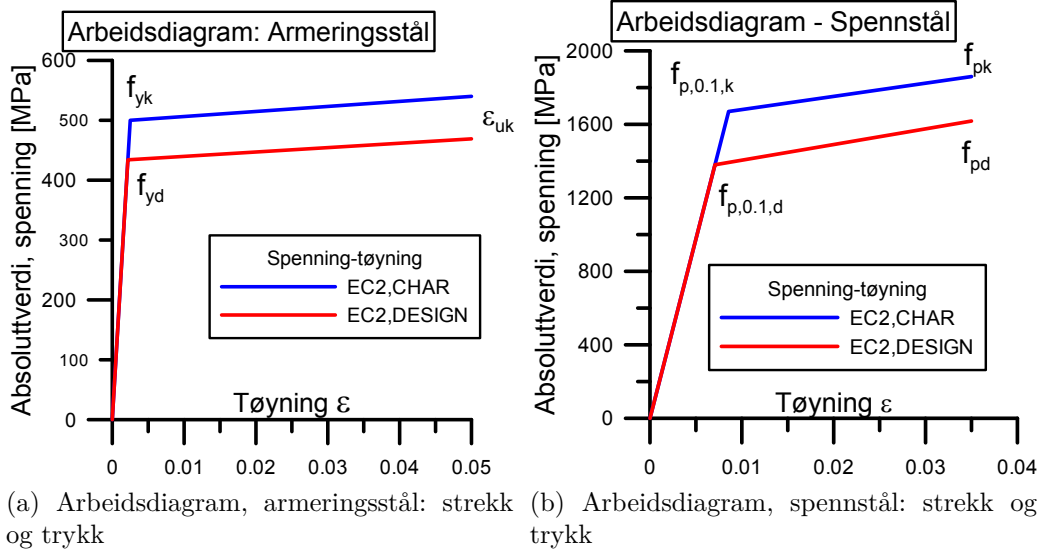
12.1.3 Spennstål

Spennstålet er modellert etter figur 3.10 i EC2 ved flytespenning, ultimat spenning og ultimat tøyning. Arbeidsdiagrammet er vist i figur 12.1b, også her er oppførsel lik i strekk og trykk, og ultimat tøyning $\varepsilon_{p,u}$ er forenklet satt til 3.5% for begge modellene.

Parameter	Modell	
	EC2,CHAR	EC2,DESIGN
$f_{p0,1}$ [MPa]	$f_{p0,1k} = 1587$	$f_{p0,1d} = 1380$
f_p [MPa]	$f_{pk} = 1860$	$f_{pd} = 1617$
$\varepsilon_{pl,u}$	$\varepsilon_{pl,uk} = 2.55\%$	$\varepsilon_{pl,ud} = 2.67\%$
$\varepsilon_{p,u}$	$\varepsilon_{p,u} = 3.5\%$	

Tabell 12.2: Materialparametre, spennstål for Eurokode 2-modellene

12.1. ARBEIDSDIAGRAM OG PARAMETRE FOR MATERIALMODELLENE



Figur 12.1: Arbeidsdiagram for materialene iht. Eurokode 2 kap. 3

12.2 Resultater fra ikkelineære analyser med Eurokode 2-materialmodeller

Analyseresultatene er sammenlignet med modellene ECOV, char og PF fra Model Code-delen. Det som først vekker oppsikt er at bruspenet viser en klart mykere oppførsel, og får en mye større nedbøyning ved bruddtøyning (vist i figur 12.2).

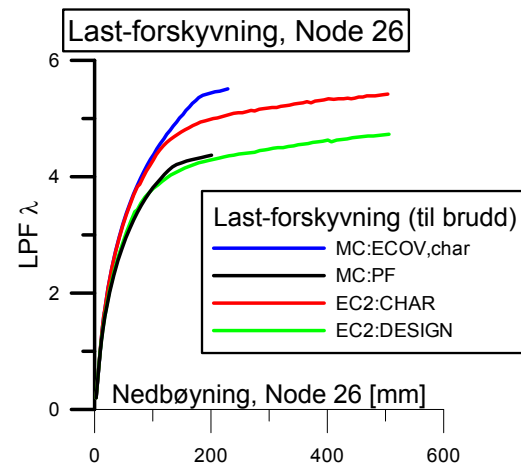
Nedbøyning ved brudd er større med en faktor på ca. 2.5, og kan i sin helhet forklares i materialmodellene. Hovedgrunnen er oppførselen til betong i trykk, fordi betongen ”gir etter” for tøyninger som overskrider ε_{c1} . Dermed kan mye større deformasjoner skje før ultimat betongtrykktøyning inntreffer. Ultimat trykktøyning inntreffer som forventet ved trykkspenning i tverrsnittsoverkant lavere enn fastheten.

Momentet ved ultimat betongtrykktøyning er omtrent de samme som for sammenlignbare modeller: 14 100 kNm for EC2,CHAR og 12 000 kNm for EC2,DESIGN.

12.2.1 Diskusjon rundt resultater

Modellene ga omtrent samme ultimate momentverdier som tidligere. Oppførselen etter brudd er derimot mer interessant enn tidligere. Modell EC2,-DESIGN når et kritisk nivå hvor ytterligere pålasting ikke er mulig. Lastproporsjonalitetsfaktoren minker da kraftig og når til og med negative verdier (se figur 12.3). Negativ lastfaktor og oppoverrettet deformasjon i felt er selvsagt feilaktige resultater, men oppførsel rundt knekkpunktet er fortsatt interessant.

Interessant er det også at det er kun modellen med dimensjonerende materialparametre (lavere fastheter) som får denne knekken. I knekkpunktet (laststeg 85) har de øverste ”fibrene”/integrasjonspunktene allerede passert toppnivået av trykkspenningskurven sin (fig. 10.6g el. fig. 12.1c), og både slakkarmering og strekkarmering i underkant har nådd flytning. Når beton-

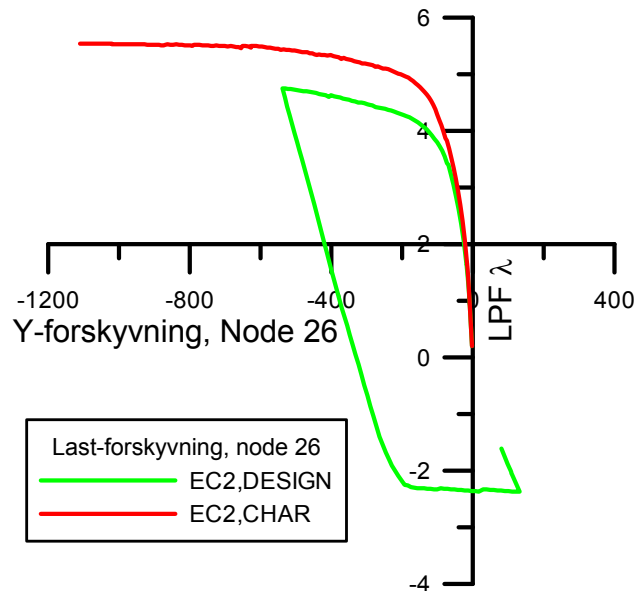


Figur 12.2: Last-forskyvningsdiagram: sammenligning av modell ECOV, char og EC2

12.2. RESULTATER FRA IKKELINEÆRE ANALYSER MED EUROKODE 2-MATERIALMODELLER

gen da begynner å gi seg i økende grad er det lite som stopper deformasjonen.

Stivhetene er lik modellene med perfekt elastisk-plastisk betongtrykk-oppførsel et godt stykke, men går betydelig ned for tøyninger over ε_{c1} .



Figur 12.3: Last-forskyvningsdiagram for node 26, modell EC2,CHAR og EC2,DESIGN

Kapittel 13

Ikkelineær analyse med materialmodeller basert på ”Guidelines for NFEA of Concrete Structures”

Retningslinjene for ikkelineære elementanalyser av betongkonstruksjoner fra det nederlandske departementet for infrastruktur og miljø [18] er tett knyttet opp mot Model Code 2010 fra FIB. En forskjell er at det i det nederlandske dokumentet anbefales at en parabolisk spennings-tøynings-relasjon for betong i trykk brukes. Denne modellen er innebygd i DIANA (se fig. 10.6g s. 100). Det som trengs er en verdi eller et uttrykk for trykkbruddenergi. Denne kan settes til 250 ganger strekkbruddenergien [25] (ligning 13.1)

$$G_C = 250 G_F \quad (13.1)$$

13.1 Materialparametre

Modellen her er bygd på modell EC2,CHAR – karakteristiske materialegenskaper og fastning i stål – og sammenlignes med denne. Materialparametre er regnet ut etter avsnitt 2.3 ”Material Properties” i retningslinjene [18] og vist i tabell 13.1.

KAPITTEL 13. IKKELINEÆR ANALYSE MED
MATERIALMODELLER BASERT PÅ ”GUIDELINES FOR NFEA OF
CONCRETE STRUCTURES”

Attributt	Uttrykk	Verdi
f_{ck} [MPa]	-	45
f_{ct} [MPa]	$f_{ctk,min} = f_{ctk,0,min} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$	2.60
G_F [Nmm/mm ²]	$\frac{1}{2} \varepsilon_{y,steel} f_t h_{cr}$	3.25
G_C [Nmm/mm ²]	$250 G_F$	162.5
E_{ci} [MPa]	$E_{c0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3}$	38 357
ν	-	0.15
f_{yk} [MPa]	-	500
E_s [MPa]	-	200 000
$E_{s,har}$	$0.02 E_s$	4 000
$f_{p,0.1,k}$ [MPa]	-	1587
f_{ptk} [MPa]	-	1860

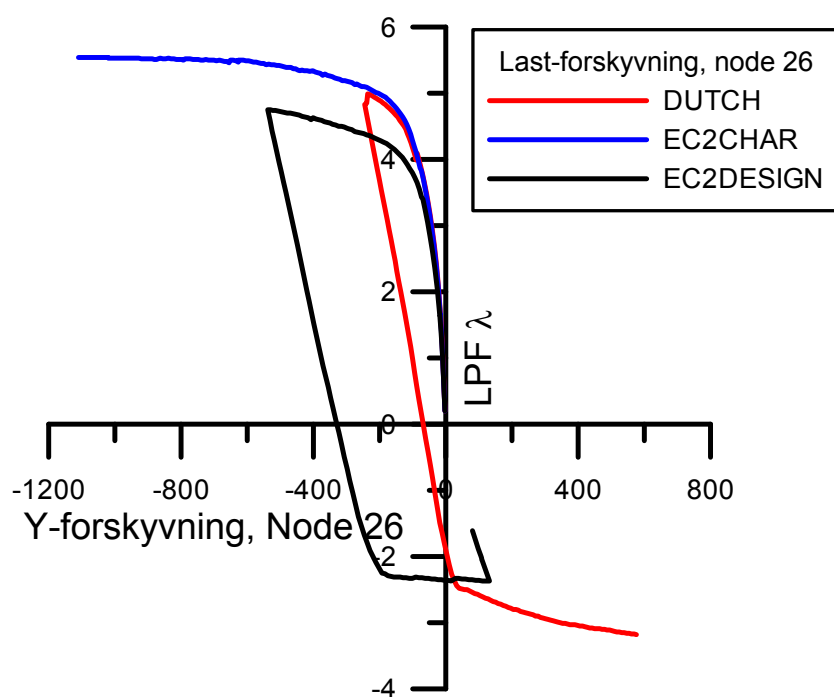
Tabell 13.1: Materialparametre for analyse etter retningslinjer fra det nederlandske infrastruktur- og miljødepartementet. Merk: uttrykket for G_F er ikke fra retningslinjene.

13.2 Resultater fra ikkelineære analyser basert på retningslinjer fra det nederlandske departementet

Modellen viser en noenlunde lik bruddoppførsel som modell EC2,DESIGN (figur 13.1), men for en mindre deformasjon. Responsen før knekkpunkt er som forventet lik modell EC2,CHAR, fordi de fleste fasthetsparametrene er like. Bare betongtrykkmodellen er ulik – men responsen er totalt ulik når man ser på hele forløpet.

Største moment (før knekkpunkt) er cirka 13 000 kNm; lavere enn moment i EC2,CHAR ved trykktøyningsbrudd (14 100 kNm). Modellen oppnår aldri en stor nok betongtrykktøyning til at bruddkriteriet blir oppfylt – men det fremgår tydelig av responskurven når kapasiteten er oppbrukt. Oppførselen er den minst duktile av analysene. Det er vanskelig å si noe om hva som er en sannsynlig deformasjon i den virkelige brua før et brudd oppstår – altså hvilken av modellene som best speiler virkeligheten.

13.2. RESULTATER FRA IKKELINEÆRE ANALYSER BASERT PÅ
RETNINGSLINJER FRA DET NEDERLANDSKE DEPARTEMENTET



Figur 13.1: Last-forskyvningsdiagram: sammenligning av modell ECOV, char og EC2

Kapittel 14

Sammenstilling av resultater og konklusjon

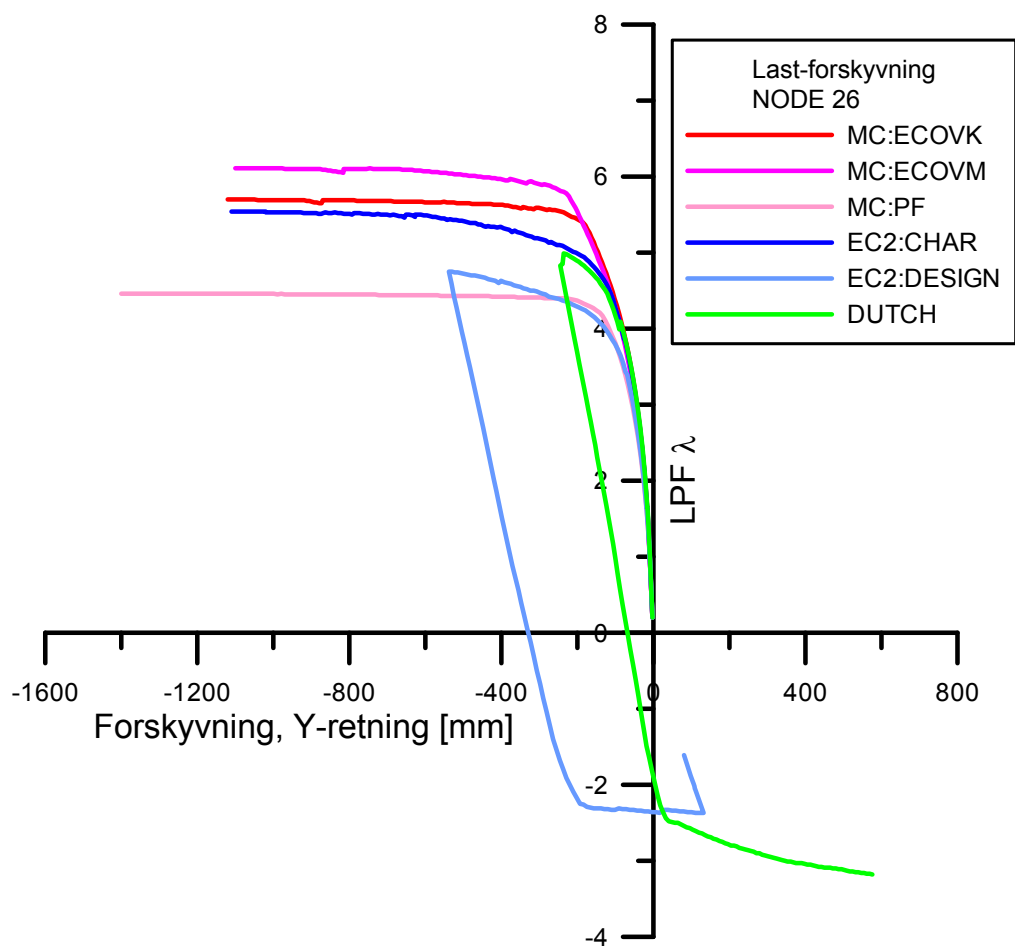
Hensikten med all modelleringen er å få et innblikk i hvilke valg som må treffes og hvilke konsekvenser de har. Tre ulike tilnærminger til ikkelineær modellering er brukt. Resultatet er 6 modeller med forskjellige responskurver, som vist i figur 14.1. Noen av modellene uttrykte et slags brudd, mens de øvrige fikk store deformasjoner uten økning i last.

Prosessen med ikkelineære modeller foregikk over en periode på cirka 10 uker, med til tider intenst press på prosessor. En viktig lærdom er at disse analysene produserer store mengder resultatdata. Et godt og logisk oppbygd system for å holde orden på resultatene er nødvendig.

Betongs oppførsel i strekk og trykk, og særskilt ved spenningsnivåer nært fasthetene, er vanskelig å modellere numerisk. Likevel ser det ut til at slike analyser vil bli enda viktigere verktøy fremover. FIB sin utvikling av Model Code 2010 og de nederlandske myndighetenes utvikling av retningslinjer for ikkelineære elementanalyser tyder på at slike analyser vil få en større plass i praktisk dimensjonering.

Da er det viktig at brukerne har tilgang på god og tilstrekkelig informasjon om alle parametre som inngår og effekten de kan ha på resultatene.

KAPITTEL 14. SAMMENSTILLING AV RESULTATER OG KONKLUSJON



Figur 14.1: Last-forskyvningskurver for alle modeller. Rødlige farger er Model Code 2010-modellene, blålige farger er Eurokode 2-modellene og grønn farge er modell bygd på de nederlandske retningslinjene.

Del IV

Resultater, konklusjon og forslag til videre arbeid

Kapittel 15

Resultater og erfaringer

15.1 Resultater

Resultater er i stor grad oppsummert på slutten av respektiv del. Et kort sammendrag er gitt her.

Brua viser tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand. Viktige resultater er vist i tabell 15.1.

Opptredende moment/skjærkraft	Kapasitet
$M_{Ed, felt} = 6\,663 \text{ kNm}$	$M_{Rd, Felt} = 14\,737 \text{ kNm}$
$M_{Ed, støtte} = 11\,021 \text{ kNm}$	$M_{Rd, Støtte} = 14\,508 \text{ kNm}$
$V_{Ed, støtte} = 3\,888 \text{ kNm}$	$V_{Rd, s} = 4\,041 \text{ kN}$

Tabell 15.1: Kontroller i bruddgrensetilstand

I bruksgrensetilstand overholder brua *ikke* kravet om rissvidder i overkant: $w_{k, OK} \leq 0.00 \text{ mm}$. Dette er et meget strengt krav, som sannsynligvis krever et større bjelketverrsnitt og større spennkraft. Øvrige krav til deformasjoner og spenningsbegrensninger anses oppfylt.

Ikkelineære analyser gir gjennomgående lavere kapasitet enn håndberegning med anerkjente metoder. Model Code 2010 sine anbefalinger gir kapasitet i området 79% – 86% av analytisk kapasitet. Det er funnet at armeringsparametre og betongtrykkmodell har stor innvirkning på statisk respons og momentkapasitet.

15.2 Konklusjon

I hovedtrekk er ei jernbanebru modellert og dimensjonert etter vanlig praksis i prosjekteringsbransjen. Det er gitt en gjennomgang av de relevante regler

og normer som bestemmer modellering og dimensjonering av jernbanebruer i spennbetong. Ikkelineære analyser med ulike materialmodeller er utført, noe som ikke er vanlig praksis i bransjen.

Når regelverket er gjennomgått og sentrale områder som lastkombinering er forstått og modellen er bygd opp med tilfredsstillende randbetingelser, materialmodeller og lastpåsetting, består selve dimensjoneringen i stor grad av utførelse av ulike kontroller. Det er her regnet de mest sentrale kapasitetskontroller i bruddgrensetilstand: bøyemoment og skjærkraft, og kontroller i bruksgrensetilstand.

Brua som er kontrollert har tilstrekkelig kapasitet mot opptredende krefter, men faller gjennom i bruksgrensetilstanden på rissviddekrav. I vanlig praksis er dette ensbetydende med at tiltak må iverksettes, i form av oppskalering av betongtverrsnitt eller oppspenningsgrad. Brua kan derfor egentlig ikke sies å være dimensjonert. Det er mer riktig å si at en dimensjoneringsprosess er utført. I en masteroppgave som denne er det det store bildet som er viktig. Selve kontrollene, og veien dit, er i fokus – og det er utført en bred rekke beregninger for hånd.

De ikkelineære analysene bød på helt andre utfordringer. Her er mye mindre skrevet i stein, og brukeren står foran et lite hav av valg som vil påvirke resultatene i mer eller mindre kjent grad. Under prosessen ble mange sentrale problemstillinger og utfordringer rundt ikkelineære analyser og modellering av materialer adressert – for eksempel tolkning av bruddenergi, og innvirkning av fastningsmodellering i stålmaterialer.

15.3 Forslag til videre arbeid

Mye arbeid gjenstår før brua kan sies å være prosjektert. Ingen lokale kontroller er gjennomført for påvisning av for eksempel *skjærkraft fra konsentrerte laster* i overgangen søyle - brubjelke, eller effekten av oppspenningskreftene lokalt i bruas endeakser.

Det er først og fremst innen ikkelineære analyser at mye mer kan bli gjort. Min modell er et første forsøk på å modellere en stor konstruksjon med ikkelineære egenskaper, og mye kunne helt sikkert vært gjort annerledes. Under arbeidet har jeg lest rapporter om f.eks. tøyningshastighetens betydning for strekkbruddenergien til betong. Det er tydelig at det er utallige elementer å fordype seg i innen modellering av betong.

Et emne jeg selv kunne tenkt meg å utforske mer er rissdannelser i modellen: størrelse og utbredelse av riss, sammenhengen mellom rissing og forandring i stivhet, innvirkning av faktoren β (shear retention factor) i rissmodellen og andre fenomener som er mulige å tenke seg.

15.3. FORSLAG TIL VIDERE ARBEID

Elementtype brukt i analysene kunne med fordel vært av høyere orden for å bidra til en mer reell respons, og inndelingen kunne vært mindre grov. Et mulig alternativ er å modellere brubjelken med to materialer og elementinndelinger, slik at små elementer med avanserte materialmodeller kun finnes i delen av brua som er av spesiell interesse, mens resten har grovere inndeling og simple materialmodeller.

Referanser

- [1] Jernbaneverket. Teknisk Regelverk, bok 525: Bruer/prosjektering og bygging.
URL: https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering_og_bygging
- [2] Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 2: Trafikklast på bruer (NS-EN 1991-2:2003+NA:2010).
- [3] Standard Norge. Endringsblad A1
Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
(NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010).
- [4] Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-4: Allmenne laster - vindlaster
(NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009).
- [5] Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-5: Allmenne laster - termiske påvirkninger
(NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008).
- [6] KB Spenneteknikk AS. Brosjyre: spennsystemer.
URL: <http://spenneteknikk.no/brosjyrer.html>
- [7] Standard Norge. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
(NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008).
- [8] Standard Norge. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 2: Bruer (NS-EN 1992-2:2005+NA:2010).
- [9] Standard Norge. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+NA:2008).
- [10] Aas-Jakobsen AS. NovaFrame/NovaDesign overview
url: www.novaprogram.no

REFERANSER

- [11] Statens vegvesen: Vegprosjekter – url <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/>
- [12] CEN. Norsk Standard NS-EN 10080: Armeringsstål: Sveisbar armering – Del 1: Generelle krav.
- [13] Gunnar Egseth/Johs Holt AS. ”innføring av Eurokoder” – foredrag på brukonferansen 2011.
- [14] Norsk betongforening. Publikasjon nr. 14: Spennarmeringsarbeider. publisher, Oktober 2005.
- [15] Svein Ivar Sørensen. Betongkonstruksjoner. Tapir akademisk forlag, 2010.
- [16] Fritz Leonhardt. Vorlesungen über Massivbau, volume Fünfter Teil: Spannbeton. Springer-Verlag, 1980.
- [17] FIB (International Federation for Structural Concrete). Model code 2010 - first complete draft, March 2010.
- [18] Prof.dr.ir. M.A.N. Hendriks et al. Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure.
- [19] TNO Diana BV. Diana user’s manual – url: <https://support.tnodiana.com/manuals/d943/Diana.html>
- [20] R.C.G. Menin et.al. Smearred crack models for reinforced concrete beams by finite element method. Ibracon structures and materials journal, 2(2):166–200, June 2009.
- [21] Linn Grepstad. Numerisk simulering av betongkonstruksjoner med fem-programmet diana. Master’s thesis, NTNU, 2006.
- [22] G.Appa Rao and B.K.Raghu Prasad. Fracture energy and softening behavior of high-strength concrete. Cement and Concrete Research, 32(2):247 – 252, 2002.
- [23] Kjell M. Mathisen. Lecture notes; TKT4197 - Nonlinear Finite Element Analysis, Høst 2011.
- [24] Robert D. Cook, David S. Malkus, Michael E. Plesha, and Robert J. Witt. Concepts and Applications of Finite Element Analysis. John Wiley & Sons, 2007.

- [25] Nakamura and Higai. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. American Society of Civil Engineers, pages 471–487, 2001.

Vedlegg A

Effektive bredder - komplett beregning

Effektive bredder er regnet ut ihht. EC2 punkt 5.3.2.1.

EFFEKTIVE FLENSBREDDER

Lengder, spenn: $l_1 := 15\text{m}$ $l_2 := 20\text{m}$ $l_3 := 20\text{m}$ $l_4 := 16\text{m}$

Stegbredde: $b_w := 2.3\text{m}$

Flensutstikk: $b := 1\text{m}$

Effektive lengder for felt og akser:

$$l_{0.F1} := 0.85l_1 = 12.75\text{m}$$

$$l_{0.F3} := 0.7l_3 = 14\text{m}$$

$$l_{0.A2} := 0.15(l_1 + l_2) = 5.25\text{m}$$

$$l_{0.A4} := 0.15(l_3 + l_4) = 5.4\text{m}$$

$$l_{0.F2} := 0.7l_2 = 14\text{m}$$

$$l_{0.F4} := 0.85l_4 = 13.6\text{m}$$

$$l_{0.A3} := 0.15(l_2 + l_3) = 6\text{m}$$

EFFEKTIVE FLENSUTSTIKK (SYMMETRISK TVERRSNITT)

$$b_{\text{eff.F1}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F1}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F1}) \leq 0.2l_{0.F1} = 1.475\text{m} \\ (0.2l_{0.F1}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.A2}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A2}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A2}) \leq 0.2l_{0.A2} = 0.725\text{m} \\ (0.2l_{0.A2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.F2}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F2}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F2}) \leq 0.2l_{0.F2} = 1.6\text{m} \\ (0.2l_{0.F2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.A3}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A3}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A3}) \leq 0.2l_{0.A3} = 0.8\text{m} \\ (0.2l_{0.A3}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.F3}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F3}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F3}) \leq 0.2l_{0.F3} = 1.6\text{m} \\ (0.2l_{0.F3}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.A4}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A4}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.A4}) \leq 0.2l_{0.A4} = 0.74\text{m} \\ (0.2l_{0.A4}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff.F4}} := \begin{cases} (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F4}) & \text{if } (0.2b + 0.1 \cdot l_{0.F4}) \leq 0.2l_{0.F4} = 1.56\text{m} \\ (0.2l_{0.F4}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Vedlegg B

Sentrifugalkrefter, beregningssdokument

SENTRIFUGALKREFTER - LM71

Dimensjonerende hastighet:

$$V_{\text{dim}} := 120 \text{ kph} \quad v := V_{\text{dim}} = 33.333 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Radius, kurve

$$r := 1020 \text{ m}$$

Influenslengde (Tab. 3, JD525)

$$L_f := 24.9 \text{ m}$$

Reduksjonsfaktor

$$f := \begin{cases} \left[1 - \frac{V_{\text{dim}} - 120 \text{ kph}}{100 \text{ kph}} \cdot \left(\frac{814 \text{ kph}}{V_{\text{dim}}} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88 \text{ m}}{L_f}} \right) \right] & \text{if } V_{\text{dim}} > 120 \text{ kph} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Horisontallast, andel av Q.vk

$$Q_{\text{tk}} := \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot 1) = 0.111$$

$$\text{Sentrifugalkraft, jevnt fordelt:} \quad q_{\text{UDL}} := Q_{\text{tk}} \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 8.886 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Sentrifugalkraft, punktlaster} \quad q_{\text{PL}} := Q_{\text{tk}} \cdot \left(\frac{4.250 \text{ kN}}{6.4 \text{ m}} - 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 8.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SENTRIFUGALKREFTER - SW/0 & SW/2

Dimensjonerende hastighet, SW/0 & SW/2

$$V_{\text{SW}} := 80 \text{ kph} = 22.222 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Horisontallast, andel av Q.vk

$$Q_{\text{tk.SW}} := \frac{V_{\text{SW}}^2}{g \cdot r} = 0.049$$

Vedlegg C

Minste overdekning

Eurokode 2 del 1 [7, avsn. 4.4.1] angir regler for overdekning:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (C.1)$$

hvor

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (C.2)$$

og

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm} \quad [7, \text{NA.4.4.1.3}] \quad (C.3)$$

Antatt eksponeringsklasse XC4 iht. [7, tabell 4.1]. Beskrivelse:

“Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2”

I ligning C.2 gjelder ifølge:

- NA.4.4.1.2(6): Verdien av $\Delta c_{dur,\gamma}$ settes normalt lik 0 mm.
- NA.4.4.1.2(7): Verdien av $\Delta c_{dur,st}$ settes normalt lik 0 mm.
- NA.4.4.1.2(8): Verdien av $\Delta c_{dur,add}$ settes normalt lik 0 mm.

I tillegg angir JD525 [1, punkt 4.1 - Armeringsoverdekning] at overdekningskrav bør settes til minst 65 mm \pm 15 mm.

VEDLEGG C. MINSTE OVERDEKNING

Fra Tabell NA.4.2 – krav til minste overdekning $c_{min,b}$ av hensyn til **heft**:

Arrangement av stenger: - Slakkarmering; enkeltstenger - Slakkarmering; bunter - Sirkulær kabelkanal - Forspenning; spenntau eller tråd	$c_{min,b}$ Stangdiameter, men ≥ 10 mm Ekvivalent diameter ϕ_1 Minste av diameter eller 80 mm 1.5 ganger diameter
---	---

Fra Tabell NA.4.4N – krav til minste overdekning $c_{min,dur}$ av hensyn til **bestandighet** for *armeringsstål*:

Eksponeringsklasse/Bestandighetsklasse XC4 / M60	$c_{min,dur}$ 35 mm
---	------------------------

Fra Tabell NA.4.5N – krav til minste overdekning $c_{min,dur}$ av hensyn til **bestandighet** for *spennstål*:

Eksponeringsklasse/Bestandighetsklasse XC4 / M60	$c_{min,dur}$ 45 mm
---	------------------------

Tabell C.1: Relevante overdekningskrav c_{min}

C.1 Overdekningskrav - slakkarmering

For slakkarmeringen blir jernbaneverkets krav dimensjonerende uansett stangdimensjon.

$$c_{nom} = 65 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = \underline{80 \text{ mm}}$$

C.2 Overdekningskrav - spennarmering

Minste overdekning av hensyn til heft blir dimensjonerende for relevante spennkabeltyper, men siden spennkabelrørene må ligge innenfor slakkarmering på tvers blir det slakkarmeringens overdekning pluss slakkarmeringsdimensjon som blir bestemmende. Generelt kan spennarmeringens overdekning uttrykkes ved

$$c_{nom,p} = 65 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + \phi_b + \phi_s$$

Minste overdekning for de 3 relevante kabeltypene, antatt diameter for bøylar $\phi_b = 20$ mm og slakkarmering $\phi_s = 32$ mm, blir

$$c_{nom,p} = \underline{132 \text{ mm}}$$

Vedlegg D

Lasttilfeller og lastkombinasjoner i NovaFrame

LC	Kategori	Beskrivelse
1	G	Egenvekt betong
2	G	Permanente laster fra bane
3	G	Ballast
4	G	Jordvekt på fundamenter
5	D	Svinn
6	P	Spennarmering før tap, "parasitt"
7	P	Spennarmering etter tap, "parasitt"
8	P	Spennarmering før tap, total
9	P	Spennarmering etter tap, total
10	Q	Temperaturgradient, OK varmere
11	Q	Temperaturgradient, UK varmere
12	Q	Jevnt fordelt pos. Temp.grad
13	Q	Jevnt fordelt neg. Temp.grad
15	Q	Vind
21	Q	Tomme vogner
22	Q	Trekklast
23	Q	Bremselast LM71 og SW/0
24	Q	Bremselast SW/2
25	Q	Slingrekraft A1
26	Q	Slingrekraft A2
27	Q	Slingrekraft A3
28	Q	Slingrekraft A4
29	Q	Slingrekraft A5
30	Q	Sentrifugallast, jevnt fordelt
31	Q	Sentrifugallast A1
32	Q	Sentrifugallast A2
33	Q	Sentrifugallast A3
34	Q	Sentrifugallast A4
35	Q	Sentrifugallast A5
36	Q	Sentrifugallast midt i felt 2-3
37	Q	Sentrifugallast midt i felt 3-4
41	Q	LM71 felt 2
42	Q	LM71 felt 4
43	Q	LM71 felt 2+4
44	Q	LM71 felt 4+2
45	Q	LM71 felt 1+3
50	Q	LM71 felt 4+2
51	Q	LM71 felt 2+3 pktlast felt
52	Q	LM71 felt 2+3 pktlast støtte
53	Q	LM71 felt 2+4

Trafikklast		
500	Q	LM 71
520	Q	SW/0
540	Q	SW/2

SC	Kombinasjons- metode	Lasttilfeller	Faktor	Beskrivelse
1	ADD	LC 1/2/3/4	1.0/1.0/1.0/1.0	Egenvekt, perm.last, ballast, jordtrykk
5	ADD	LC 7	1.0	Tvangskrefter sp.arm etter tap
6	ADD	LC 9	1.0	Totale krefter sp.arm etter tap
7	ADD	LC 6	1.0	Tvangskrefter sp.arm før tap
10	ADDIF	LC 5	1.0	Svinn
12	SADDIF	LC 15	1.0	Vindlast
14	WORST	LC 12/13	1.0/1.0	Verste jfd. Temperatur
15	WORST	LC 10/11	1.0/1.0	Verste temperaturgradient
16	ADD	SC 15/14	1.0/0.35	Temperaturkomb. 1
17	ADD	SC 15/14	0.75/1.0	Temperaturkomb. 2
18	WORST	SC 16/17	1.0/1.0	Ugunst. Temp.komb
19	ADDIF	SC 18	1.0	Temperaturlast
21	WORST	TL 500/520	1.103/1.103	LM71, SW/0 inkl. dyn. Faktor
22	ADD	TL 540	1.103	SW/2 inkl. dyn. Faktor
23	ADD	TL 500	1.103	LM71 inkl. dyn. Faktor
24	ADD	LC 21	1.0	Tomme vogner
25	WORST	LC 22/23	1.0/1.0	Verste traksjonslast LM/71 og SW/0
26	WORST	LC 22/24	1.0/1.0	Verste traksjonslast SW/2
27	ADDIF	SC 25	1.0	Traksjonslast LM/71 og SW/0
28	ADDIF	SC 26	1.0	Traksjonslast SW/2
29	WORST	LC 31/32/33/34/35/36/37	1.0/1.0/1.0/1.0/1.0/1.0/1.0	Sentrifugallast, akser
30	ADD	LC 30	1.0	Sentrifugallast, jevnt fordelt
31	ADDIF	SC 29/30	1.0/1.0	Sentrifugallast
32	SWORST	LC 25/26/27/28/29	1.0/1.0/1.0/1.0/1.0	Slingrelast
40	ADD	SC 21/24/25/31/32	1.0/0.0/1.0/0.5/0.0	Gruppe 11
41	ADD	SC 21/24/25/31/32	0.0/1.0/0.0/1.0/0.5	Gruppe 12
42	ADD	SC 21/24/25/31/32	1.0/0.0/1.0/0.5/1.0	Gruppe 13
43	ADD	SC 21/24/25/31/32	1.0/0.0/0.0/1.0/1.0	Gruppe 14
44	ADD	SC 21/24/25/31/32	1.0/0.0/1.0/0.5/1.0	Gruppe 15
45	ADD	SC 22/26	1.0/1.0	Gruppe 16
46	WORST	SC 40/41/42/43/44/45	1.0/1.0/1.0/1.0/1.0/0.8	Verste lastgruppe

	ADDIF	SC 46	1.0	Lastgruppe
47	ADD	SC 46	1.0	
50	WORST	SC 1/1	1.35/1.0	Ugunstig/gunstig permanent last 6.10a
55	WORST	SC 1/1	1.2/1.0	Ugunstig/gunstig permanent last 6.10b
51	WORST	SC 6/6	1.1/0.9	Ugunstig/gunstig spennarm.last
60	ADD	SC 50/51/47/12/10/19	1.0/1.0/1.2/1.2/1.0/0.72	ULS (6.10a)
61	ADD	SC 55/51/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5/1.6*0.75/1.0/1.2*0.6	ULS (6.10b) toglast dominerende
62	ADD	SC 55/51/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5*0.8/1.6/1.0/1.2*0.6	ULS (6.10b) vind dominerende
63	ADD	SC 55/51/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5*0.6/1.6*0.75/1.0/1.2	ULS (6.10b) temp dominerende
100	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/1.0/0.75/1.0/0.6	SLS Karakteristisk; toglast dom
101	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.8/1.0/1.0/0.6	SLS Karakteristisk; vindlast dom
102	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.8/0.75/1.0/1.0	SLS Karakteristisk; temperaturlast dom
103	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.8/0.0/1.0/0.5	SLS Ofte forekommende; toglast
104	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.5/0.5/1.0/0.5	SLS Ofte forekommende; vindlast
105	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.5/0.0/1.0/0.6	SLS Ofte forekommende; temperaturlast
106	ADD	SC 1/6/47/12/10/19	1.0/1.0/0.5/0.0/1.0/0.5	SLS Tilnærmet permanent
110	ADD	SC 1/6/23	1.0/1.0/1.0	Dreining av dekket
111	ADD	SC 1/6/23	1.0/1.0/0.9	Vert. Nedbøyning
200	ADD	SC 50/47/12/10/19	1.0/1.2/1.2/1.0/0.72	ULS (6.10a) uten spennarm
201	ADD	SC 50/47/12/10/19	1.0/1.5/1.2/1.0/0.72	ULS (6.10b) toglast dom uten spennarm
202	ADD	SC 1/47/12/10/19	1.0/0.5/0.0/1.0/0.5	SLS tilnærmet perm uten spennarm
210	ADD	SC 50/7/47/12/10/19	1.0/1.0/1.2/1.2/1.0/0.72	ULS (6.10a) tvangskrefter
211	ADD	SC 55/7/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5/1.6*0.75/1.0/1.2*0.6	ULS (6.10b) tvangskrefter
212	ADD	SC 55/7/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5*0.8/1.6/1.0/1.2*0.6	ULS (6.10b) tvangskrefter
213	ADD	SC 55/7/47/12/10/19	1.0/1.0/1.5*0.6/1.6*0.75/1.0/1.2	ULS (6.10b) tvangskrefter

Vedlegg E

Beregning av minimumsarmering og skjærdimensjonering

VEDLEGG E. BEREGNING AV MINIMUMSARMERING OG SKJÆRDIMENSJONERING

Minimum lengdearmering

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \gamma_{MC} := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{MC}} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_{MS} := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{MS}} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$d := 1168 \text{ mm} - 80 \text{ mm} - 32 \text{ mm} - 32 \frac{\text{mm}}{2} = 1.04 \text{ m}$$

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

$$b_{t,OK} := 4300 \text{ mm}$$

$$b_{t,UK} := 1900 \text{ mm}$$

$$b_w := 2050 \text{ mm}$$

$$0.0013 b_{t,OK} \cdot d = 5813.6 \text{ mm}^2$$

EC2; NA.9.2.1.1:

$$A_{s,\text{min},UK} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,UK} \cdot d, 0.0013 b_{t,UK} \cdot d \right)$$

$$A_{s,\text{min},UK} \rightarrow \max(3.904576 \text{ m} \cdot \text{mm}, 2.5688 \text{ m} \cdot \text{mm})$$

$$A_{s,\text{min},UK} = 3904.576 \text{ mm}^2 \quad \text{Min. armering i UK}$$

$$A_{s,\text{min},OK} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,OK} \cdot d, 0.0013 b_{t,OK} \cdot d \right)$$

$$A_{s,\text{min},OK} \rightarrow \max(8.836672 \text{ m} \cdot \text{mm}, 5.8136 \text{ m} \cdot \text{mm})$$

$$A_{s,\text{min},OK} = 8836.672 \text{ mm}^2 \quad \text{Min. armering i OK}$$

Innlagt armering:

Underkant

$$\phi_{UK} := 25\text{mm}$$

$$s_{UK} := 200\text{mm}$$

$$b_{UK} := 1633\text{mm}$$

$$A_{s,UK} := \frac{\pi \cdot \phi_{UK}^2}{4} \cdot \frac{b_{UK}}{s_{UK}} = 4007.985 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,\text{min},UK} = 3904.576 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,UK,\text{mengde}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{s,UK} \geq A_{s,\text{min},UK} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Overkant

$$\phi_{OK} := 25\text{mm}$$

$$s_{OK} := 200\text{mm}$$

$$b_{OK} := 4068\text{mm}$$

$$A_{s,OK} := \frac{\pi \cdot \phi_{OK}^2}{4} \cdot \frac{b_{OK}}{s_{OK}} = 9984.374 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,\text{min},OK} = 8836.672 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,OK,\text{mengde}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{s,OK} \geq A_{s,\text{min},OK} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

VEDLEGG E. BEREGNING AV MINIMUMSARMERING OG SKJÆRDIMENSJONERING

Minimum skjærarmering

EC2; NA.9.2.2: $\alpha := 90^\circ$

$$\rho_{w,\min} := 0.1 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 0.001342$$

$$a_{sw,\min} := \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) = 2750.364 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt skjærarmering:

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

AntSnitt :=

$$s_w := 300\text{mm}$$

$$A_{sw} := \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_w := \text{AntSnitt} \frac{A_{sw}}{(s_w \cdot b_w \cdot \sin(\alpha))} = 0.001596$$

$$a_{sw} := \rho_w \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) = 3272.492 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Shear} := \left(\begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if } \rho_w > \rho_{w,\min} \\ \text{"IKKE OK"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right)$$

Shear = "OK"

$$h_{\text{dot}} := 1168\text{mm} - 2 \cdot \left(80\text{mm} + 32\text{mm} + 32 \frac{\text{mm}}{2} \right) = 0.912 \text{ m}$$

Avstand tpkt
trykk-/strekarm

$$s_{l,\max} := 0.6 \cdot h_{\text{dot}} \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 0.547 \text{ m}$$

Maks. avstand mellom
skjærarmeringsenheter

VEDLEGG E. BEREGNING AV MINIMUMSARMERING OG
SKJÆRDIMENSJONERING

SKJÆRDIMENSJONERING

Skjærkapasitet uten skjærarmering:

$$b_w := 1800\text{mm}$$

$$N_{Ed} := 9149\text{kN} \quad (\text{Tilhørende PM})$$

$$f_{ck} = 45\cdot\text{MPa}$$

$$f_{cd} = 25.5\cdot\text{MPa}$$

Diameter, slakkarmering

$$\phi_s := 32\text{mm}$$

Diameter, bøylar

$$\phi_b := 20\text{mm}$$

Overdekning, JBV

$$c_{nom} := 65\text{mm} + 15\text{mm} = 80\cdot\text{mm}$$

$$d_s := 1168\text{mm} - \left(c_{nom} + \phi_b + \frac{\phi_s}{2} \right) = 1052\cdot\text{mm}$$

$$\nu := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}} \right) = 0.492$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_s}}, 2.0 \right) = 1.436$$

$$k_1 := 0.15$$

$$C_{rd,c} := \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\rho_l := \min \left(0.02, \frac{A_{s,OK} + A_{s,UK}}{b_w \cdot d_s} \right) = 0.007$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 2.781\cdot\text{MPa}$$

$$V_{Rd,c,calc} := \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{1\text{MPa}} \right] \cdot b_w \cdot d_s \cdot \frac{1\text{N}}{1\text{mm}^2} = 1839.2\cdot\text{kN}$$

$$V_{Rd,c,min} := \left(v_{min} + k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{1\text{MPa}} \right) \cdot b_w \cdot d_s \cdot \frac{1\text{N}}{1\text{mm}^2} = 1554.9\cdot\text{kN}$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c,calc}, V_{Rd,c,min}) = 1839.2\cdot\text{kN} \quad \text{Skjærstrekkkapasitet}$$

$$V_{Rd,cc} := 0.5 \cdot b_w \cdot d_s \cdot \nu \cdot f_{cd} = 11878.553\cdot\text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

VEDLEGG E. BEREGNING AV MINIMUMSARMERING OG SKJÆRDIMENSJONERING

Skjærkapasitet med skjærarmering

Innlagt skjærarmering:

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

AntSnitt :=

$$s_w := 100\text{mm}$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{MS}} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{sw} := \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} \cdot \text{AntSnitt} = 981.748 \cdot \text{mm}^2$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$\text{CotThet} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } 1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5 \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$z := 0.9 \cdot d_s = 0.947 \text{ m}$$

$$\text{CotThet} = \text{"OK"}$$

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 1.0 \cdot f_{cd} \end{cases}$$

$$\nu_1 := \begin{cases} 0.6 & \text{if } f_{ck} \leq 60\text{MPa} \\ \min\left(0.9 - \frac{f_{ck}}{200\text{MPa}}, 0.5\right) & \text{if } f_{ck} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

$$V_{Rd.s.calc} := \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 4041.386 \cdot \text{kN} \quad \text{Beregningsmessig skjærkraftkap.}$$

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 14459.207 \cdot \text{kN} \quad \text{Maksimal skjærkraftkap.}$$

$$V_{Rd.s} := \min(V_{Rd.s.calc}, V_{Rd.max})$$

$$V_{Rd.s} \rightarrow \min(4.04138576687339e6 \cdot \text{N}, 1.44592072851064e7 \cdot \text{N})$$

$$V_{Rd.s} = 4041.386 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftkapasitet

Vedlegg F

Oppspenningsberegning og låsetap

Beregning av største tillatte spennstålspenning under oppspenning og etter oppspenning og umiddelbare tap.

Beregning av låsetap under antagelse om ingen friksjon i bruas lengde.

Oppspenningskraft

$$A_p := 10080 \text{mm}^2$$

$$f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{MPa}$$

$$f_{p.0.2.k} := 1670 \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{MPa}$$

$$f_{p.0.1.k} := 0.95 \cdot f_{p.0.2.k} = 1586.5 \text{MPa}$$

5.10.2.1 Maximum stressing force

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p.0.1.k}) = 1427.85 \text{MPa}$$

$$0.8 \cdot f_{pk} = 1.488 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$0.9 \cdot f_{p.0.1.k} = 1.428 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 14392.728 \text{kN}$$

Ingen grunn til å anta noe om nøyaktighet på måling av jekkekraft (ingen overspenning).

5.10.3 (2) Maximum prestress force after immediate losses

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p.0.1.k}) = 1348.525 \text{MPa}$$

$$0.85 \cdot f_{p.0.1.k} = 1348.525 \text{MPa}$$

$$0.75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{MPa}$$

Tilsiktet spennkraft i SLS:

$$P_{p0} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 13593.132 \text{kN}$$

Tilsiktet tøyning i spennarm. i SLS:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.007$$

VEDLEGG F. OPPSPENNINGSBEREGNING OG LÅSETAP

Låsetap:

$$\Delta L_{\text{tau}} := 6\text{mm} \quad L_{\text{tau}} := 71\text{m}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{lås}} := \frac{\Delta L_{\text{tau}}}{L_{\text{tau}}} = 8.451 \times 10^{-5} \quad (\text{Forenkling: gyldig antatt null friksjon})$$

$$\Delta P := P_{p0} \cdot \frac{\Delta \varepsilon_{\text{lås}}}{\varepsilon_{p0}} = 166.107 \cdot \text{kN} \quad \text{Totalt krafttap}$$

$$\frac{\Delta P}{P_{p0}} = 1.222 \% \quad \text{Prosentvis krafttap}$$

$$P_{\text{jekk}} := P_{p0} + \Delta P = 13759.239 \cdot \text{kN} \quad \text{Total kraft i jekk kompensert for låsetap}$$

$$\Delta P_{\text{kabel}} := \frac{\Delta P}{6} = 27.685 \text{ kN} \quad \text{Krafttap per kabel}$$

$$\frac{\Delta P}{P_{p0}} = 0.012 \quad \text{Relativ økning i spennkraft}$$

$$\sigma_p := \sigma_{pm0} \cdot \left(1 + \frac{\Delta P}{P_{p0}} \right) = 1365.004 \cdot \text{MPa}$$

Kontroll mot maksimal spenning:

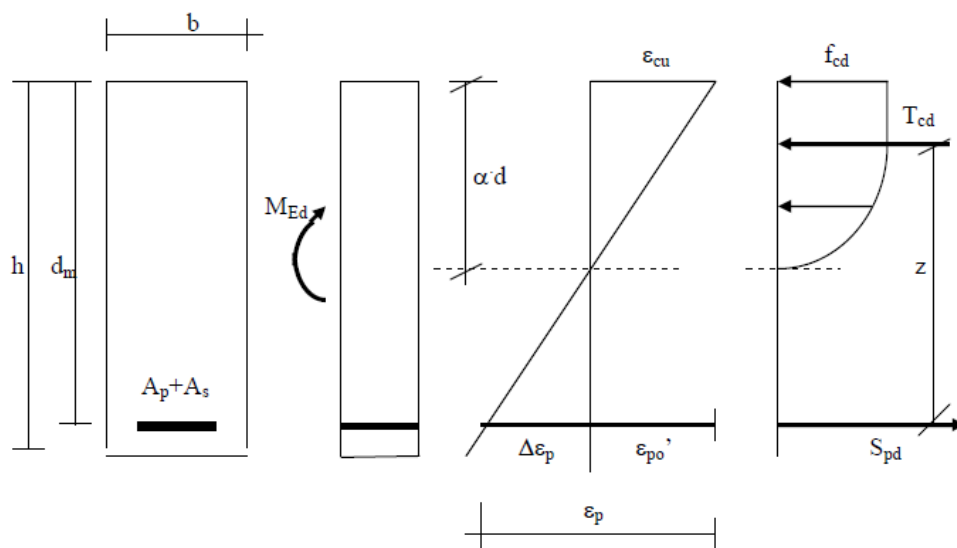
$$\text{Sjekk} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_p \leq \sigma_{p,\text{max}} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$P_p := \sigma_p \cdot A_p = 13759.239 \cdot \text{kN} \quad \text{Total kraft for alle 6 kabler}$$

$$P_{\text{kabel}} := \frac{P_p}{6} = 2293.207 \cdot \text{kN} \quad \text{Kompensert oppspenningskraft per kabel}$$

Vedlegg G

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand - beregninger



Figur G.1: Prinsipp - spennbetong i bruddgrensetilstanden

VEDLEGG G. MOMENTKAPASITET I BRUDDGRENSETILSTAND - BEREGNINGER

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand - Ren bøyning Spennarmering

Antall spennkabler	$n := 6$
Spennarmeringsareal:	$A_p := n \cdot 12 \cdot 140 \text{mm}^2 = 10080 \text{mm}^2$
Dimensjonerende parametre:	$f_{pk} := 1860 \text{MPa} \quad \gamma_s := 1.15$
	$f_{p,0.2,k} := 1670 \text{MPa} \quad E_p := 195 \text{GPa}$
	$f_{p,0.1,k} := 0.95 f_{p,0.2,k} = 1586.5 \text{MPa}$
	$f_{pd} := \frac{f_{p,0.1,k}}{\gamma_s} = 1379.565 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

UNDER OPPSPENNING	$\sigma_{p,0,\text{maks}} := \min(0.8 f_{pk}, 0.9 f_{p,0.1,k}) = 1427.85 \text{MPa}$
EC2 5.10.3 (Etter umiddelbare tap)	$\sigma_{pm0} := \min(0.75 f_{pk}, 0.85 f_{p,0.1,k}) = 1348.525 \text{MPa}$
Kompensert oppspenningskraft etter låsetap:	$F_p := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 13593.132 \text{kN}$
	$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.00692$
Antagelse om 25% totalt tap etter lang tid	$\Delta \epsilon_{\text{tap}} := 25\% \cdot \epsilon_{p0} = 0.00173$
	$\epsilon_{p0,\text{ettertap}} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon_{\text{tap}} = 0.00519$

VEDLEGG G. MOMENTKAPASITET I BRUDDGRENSETILSTAND - BEREGNINGER

Slakkarmering

Slakkarmeringsareal, UK og OK: $A_{s,UK} := 4000\text{mm}^2$ $A_{s,OK} := 10000\text{mm}^2$

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

$$\gamma_m := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flytekraft i UK og OK: $F_{s,UK} := f_{yd} \cdot A_{s,UK} = 1739.13 \cdot \text{kN}$

$$F_{s,OK} := f_{yd} \cdot A_{s,OK} = 4347.826 \cdot \text{kN}$$

Betong B45

Dimensjonerende parametre: $f_{ck} := 45\text{MPa}$ $\gamma_c := 1.5$ $\alpha_{cc} := 0.85$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\epsilon_{cu} := 3.5 \times 10^{-3}$$

Tverrsnitt

Bredder $b_{UK} := 1800\text{mm}$ $b_{OK} := 4300\text{mm}$

Midlere avstand mellom:

OK - felles tyngdepunkt armering UK

$$d_{m,OK} := 1168\text{mm} - \frac{F_p \cdot \left(80\text{mm} + 25\text{mm} + 25\text{mm} + \frac{92\text{mm}}{2}\right) + F_{s,UK} \cdot \left(80\text{mm} + 25\text{mm} + \frac{25\text{mm}}{2}\right)}{F_p + F_{s,UK}}$$

$$d_{m,OK} = 998.636 \cdot \text{mm}$$

UK - felles tyngdepunkt armering OK

$$d_{m,UK} := 1168\text{mm} - \frac{F_p \cdot \left(80\text{mm} + 25\text{mm} + 25\text{mm} + \frac{92\text{mm}}{2}\right) + F_{s,OK} \cdot \left(80\text{mm} + 25\text{mm} + \frac{25\text{mm}}{2}\right)}{F_p + F_{s,OK}}$$

$$d_{m,UK} = 1006.177 \cdot \text{mm}$$

VEDLEGG G. MOMENTKAPASITET I BRUDDGRENSETILSTAND - BEREGNINGER

α -verdier

$$\alpha_{\text{bal}} := \frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \left(\frac{f_{\text{pd}}}{E_{\text{p}}} - \epsilon_{\text{p0.ettertap}} \right)} = 0.65$$

$$\alpha_{\text{UK}} := \frac{A_{\text{p}} \cdot f_{\text{pd}} + A_{\text{s.OK}} \cdot f_{\text{yd}}}{0.8 \cdot b_{\text{UK}} \cdot d_{\text{m.UK}} \cdot f_{\text{cd}}} = 0.494$$

$$\alpha_{\text{OK}} := \frac{A_{\text{p}} \cdot f_{\text{pd}} + A_{\text{s.UK}} \cdot f_{\text{yd}}}{0.8 \cdot b_{\text{OK}} \cdot d_{\text{m.OK}} \cdot f_{\text{cd}}} = 0.179$$

$$\alpha_{\text{UK}} \cdot d_{\text{m.UK}} = 0.497 \text{ m}$$

Trykksonehøyde UK

$$\alpha_{\text{OK}} \cdot d_{\text{m.OK}} = 0.178 \text{ m}$$

Trykksonehøyde OK

Balanserte spennarmeringsareal:

$$A_{\text{pb.UK}} := 0.8 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{pd}}} \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot b_{\text{OK}} \cdot d_{\text{m.OK}} - A_{\text{s.UK}} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{pd}}} = 39987.008 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{pb.OK}} := 0.8 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{pd}}} \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot b_{\text{UK}} \cdot d_{\text{m.UK}} - A_{\text{s.OK}} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{pd}}} = 14245.254 \cdot \text{mm}^2$$

Momentkapasitet, trykksoner:

Begge tverrsnitt er underarmerte

$$M_{\text{Rd.UK}} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{UK}} \cdot (1 - 0.4 \alpha_{\text{UK}}) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{UK}} \cdot d_{\text{m.UK}}^2 = 14736.936 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.OK}} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{OK}} \cdot (1 - 0.4 \alpha_{\text{OK}}) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{OK}} \cdot d_{\text{m.OK}}^2 = 14507.657 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg H

Svinntøyning og kryptall for brubjelketverrsnitt

Her vises Mathcad-dokumenter for beregning av svinntøyning og kryptall. Det er enkelt å variere input og få ut ulike kryptall for en enkel beregning av E_{middel} etter formel (H.1).

$$E_{middel} = \frac{\sum_i |M_i|}{\sum_i \frac{|M_i|}{E_{c,i}}} \quad (\text{H.1})$$

SVINN-/KRYPBEREGNING

Input - Svinn

$$f_{ck} := 45$$

Characteristic compressive strength [MPa]

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

Mean compressive strength [MPa]

$$A_c := 3.288 \text{ m}^2$$

Area of concrete cross section [m²]

$$t_s := 7$$

Age of concrete at the beginning of drying shrinkage (days)

$$t := 36500$$

Age of concrete at the moment considered (days)

$$u := 10.428 \text{ m}$$

Perimeter of cross section exposed to drying [m]

$$\text{RH} := 80\%$$

Relative humidity of the ambient environment [%]

Input - Kryp

$$t_0 := 28$$

Sementtype :=

- S
 N
 R

OUTPUT:

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

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

$$\beta_{as}(t) = 1$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 630.61 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca.inf}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100 \text{ mm} \\ 1 - (1 - 0.85) \cdot \frac{(h_0 - 100 \text{ mm})}{200 \text{ mm} - 100 \text{ mm}} & \text{if } 100 \text{ mm} < h_0 \leq 200 \text{ mm} \\ 0.85 - (0.85 - 0.75) \cdot \frac{h_0 - 200 \text{ mm}}{300 \text{ mm} - 200 \text{ mm}} & \text{if } 200 \text{ mm} < h_0 \leq 300 \text{ mm} \\ 0.75 - (0.75 - 0.7) \cdot \frac{(h_0 - 300 \text{ mm})}{500 \text{ mm} - 300 \text{ mm}} & \text{if } 300 \text{ mm} < h_0 < 500 \text{ mm} \\ 0.7 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.7$$

VEDLEGG H. SVINNTØYNING OG KRYPTALL FOR
BRUBJELKETVERRSNITT

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{1\text{mm}}\right)^3}} \quad \beta_{ds}(t, t_s) = 0.983$$

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

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if Sementtype} = 1 \\ 4 & \text{if Sementtype} = 2 \\ 6 & \text{if Sementtype} = 3 \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if Sementtype} = 1 \\ 0.12 & \text{if Sementtype} = 2 \\ 0.11 & \text{if Sementtype} = 3 \end{cases}$$

$$RH_0 := 100\%$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.756$$

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.246 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cd}(t) := \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = 1.546 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ca.inf} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t) = 2.421 \times 10^{-4}$$

VEDLEGG H. SVINNTØYNING OG KRYPTALL FOR
BRUBJELKETVERRSNITT

KRYPBEREGNING

$$\alpha_1 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\varphi_{\text{RH}} := \begin{cases} \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{1\text{mm}}}} \right) & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{1\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 & \text{if } f_{\text{cm}} > 35\text{MPa} \end{cases} = 1.717$$

$$\beta_{f_{\text{cm}}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm}}}{1\text{MPa}}}} = 2.308$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\beta_{\text{H}} := \begin{cases} \left[1.5 \left[1 + (0.012\text{RH})^{18} \right] \frac{h_0}{1\text{mm}} + 250 \leq 1500 \right] & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ \left[1.5 \left[1 + (0.012\text{RH})^{18} \right] \frac{h_0}{1\text{mm}} + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \right] & \text{if } f_{\text{cm}} > 35\text{MPa} \end{cases} = 1$$

$$\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{f_{\text{cm}}} \cdot \beta_{t_0}$$

$$\beta_{\text{c}}(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{\text{H}} + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{\text{c}}(t, t_0)$$

$$t = 3.65 \times 10^4$$

$$\varphi(t, t_0) = 1.935$$

Vedlegg I

Svinn-, kryp- og relaksasjonstap i spennstål

VEDLEGG I. SVINN-, KRYP- OG RELAKSASJONSTAP I SPENNSTÅL

Tidsavhengige tap av forspenning fra før- og etteroppspenning

$$E_p := 195000 \text{ MPa} \qquad f_{p,0.1.k} := 0.95 \cdot 1670 \text{ MPa} = 1586.5 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa} \qquad f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p,0.1.k}) = 1348.525 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{pi} := 0.7 \cdot f_{pk} = 1302 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_{1000} := 2.5\% \qquad t := 500000 \qquad \mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \rho_{1000} e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pi} = 50.795 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 3.767\%$$

$$I_c := 3.657 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \qquad A_p := 10080 \text{ mm}^2$$

$$z_{cp} := 490 \text{ mm} \qquad A_c := 3.290 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} := 5.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.csr} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0)) \cdot \sigma_{c,QP}$$

Spenningsstap:
 $\Delta\sigma_{p.csr} = 134.66 \text{ MPa}$

$$\Delta P_{csr} := A_p \cdot \Delta\sigma_{p.csr} = 1357.384 \text{ kN} \qquad \text{Totalt spennkrafttap}$$

$$\frac{\Delta P_{csr}}{\sigma_{pm0} \cdot A_p} = 9.986\% \qquad \text{Relativt spennkrafttap}$$

Vedlegg J

**Nedbøyningsberegning -
overslag**

HÅNDBEREGNING, NEDBØYNING

TVERRSNITT, MATERIALPARAMETRE

$$A_c := 3.290\text{m}^2 \quad \gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad L_{\text{felt}} := 20\text{m}$$

$$E_{\text{cm}} := 36\text{GPa} \quad I_{\text{eff}} := 3.454 \cdot 10^{11} \text{mm}^4$$

LASTER

Egenvekt $g_1 := A_c \cdot \gamma_c = 82.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Div.banelast + kantbjelke $g_2 := 8.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Ballast $g_{\text{ballast}} := 39.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Jevnt fordelt andel fra Lastmodell 71 $p_{\text{LM71}} := 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sum punktlaster, Lastmodell 71 $P_{\text{LM71}} := 4 \cdot 250\text{kN} - 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6.4\text{m} = 488\text{kN}$

Total jevnt fordelt last: $q := g_1 + g_2 + g_{\text{ballast}} + p_{\text{LM71}} = 219.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nedbøyninger (formler fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (P.K.Larsen):

$$w_{\text{fastinnspent}} := \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot L_{\text{felt}}^4}{E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{eff}}} + \frac{P_{\text{LM71}} \cdot \left(\frac{L_{\text{felt}}}{2}\right)^6}{3 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{eff}} \cdot L_{\text{felt}}^3} = 8.996\text{mm}$$

$$w_{\text{frittopplagt}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L_{\text{felt}}^4}{E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{eff}}} + \frac{P_{\text{LM71}} \cdot L_{\text{felt}}^3}{48 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{eff}}} \cdot \left[\frac{3}{2} - 4 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^3 \right] = 43.342\text{mm}$$

Vedlegg K

Ekvivalent elastisitetsmodul for rissede søyler

K.1 Bakgrunn

Søylene bør regnes som rissede siden de ikke er spennarmerte. Et risset tverrsnitt mister mye stivhet – men hvor mye? Og hvor mye risser søylene egentlig?

Disse spørsmålene har betydning fordi søylenes stivhet er med på å bestemme responsen for konstruksjonen som helhet. Desto stivere søyler, desto mer krefter “drar de” til seg fra overbygningen, og desto høyere snittkrefter og -momenter oppstår i søyletverrsnittene.

En mye brukt metode hos rådgivende ingeniørfirma er en iterativ metode hvor rammeprogram og betongdimensjoneringsprogram brukes i samspill. Betongdimensjoneringsprogramvaren må kunne regne moment-krumningsdiagram for ulike aksiallastnivå. Med moment-krumningsrelasjonen kan krumning for gitte moment- og aksialkraftnivå bestemmes, og dermed kan en E-modul som tar hensyn til opprissing bestemmes ut fra relasjonen i ligning K.1.

$$\kappa = \frac{M}{EI} \quad (\text{K.1})$$

Moment-krumningsrelasjonen i ligning K.1 er lineær, noe som er langt fra sannheten for betong og armert betong. Betong har ikkelineær materialoppførsel for momenter større enn rissmoment. Denne ikkelineariteten kan modelleres i ulike programmer.

K.2 Iterasjoner i NovaFrame/NovaDesign

NovaDesign gir ikkelineær moment-krumningsrelasjon slik at ekvivalent E-modul kan regnes ut etter ligning K.2:

$$E_{ekv} = \frac{M}{\kappa \cdot I} \quad (\text{K.2})$$

Iterative metoder trenger et kriterie for å bestemme når løsningen er god nok. Forslag til konvergenzkriterie er gitt i ligning K.3, hvor konvergenkravet δ_{tol} settes til ønsket presisjonsnivå.

$$\epsilon_{tol} = \frac{E_{ekv}^i - E_{ekv}^{i-1}}{E_{ekv}^{i-1}} \leq \delta_{tol} \quad (\text{K.3})$$

For NovaFrame/NovaDesign er fremgangsmåten beskrevet her:

1. Anta en armeringsmengde og modeller armert søyleverrsnitt i NovaDesign.
Iterasjonsteller $i = 0$, $E_{ekv} = E_{cm}$
2. Beregn dimensjonerende moment i søyletopp og tilhørende aksiallast med E_{ekv} . Denne beregning utføres i NovaFrame i bruddgrensetilstand.
Iterasjonsteller $i = i + 1$
3. Aksialkraften gis som input til NovaDesign, som viser moment-krumningsrelasjonen. Krumning for aktuelt momentnivå finnes og brukes til å beregne ekvivalent E-modul ved ligning K.2
4. Kontroller konvergens, hvilket gir to alternativer:
 - (a) $\epsilon_{tol} > \delta_{tol}$
Gå til punkt 2 og bruk E_{ekv} i ny analyse.
 - (b) $\epsilon_{tol} \leq \delta_{tol}$
Ekvivalent E-modul er fastslått innenfor ønsket presisjonsnivå.

Merknad: For bruer oppstår det signifikante momenter både om L- og N-akse. Dimensjonerende moment bør derfor regnes som største verdi av $|M| = \sqrt{(M_L)^2 + (M_N)^2}$. For jernbanebrua behandlet i denne rapporten er søylene sirkulære med jevnt fordelt armering i radiell retning, slik at retningen på største momentresultant ikke er av interesse her.

Vedlegg L

Kontroll av tvangsmomentverdier fra NovaFrame

For å verifisere at elementanalysen gir troverdige resultater også for tvangskrefter fra spennarmering er det her beregnet tvangskrefter etter tradisjonell og anerkjent metode.

L.1 Beregning av fastinnspenningsmomenter

Etter “Vorlesungen über Massivbau – Fünfter Teil – Spannbeton” av Fritz Leonhardt [16].

L.1.1 Endefelt

Endefeltene har spennarmeringsføring som vist i figur L.1, med null eksentrisitet i endeakse, lavbrekk ved 0.4L fra endeakse, og infleksjonspunkt 0.15L fra akse mot innerfelt.

Fra Leonhardt fås følgende formel for fastinnspenningsmoment:

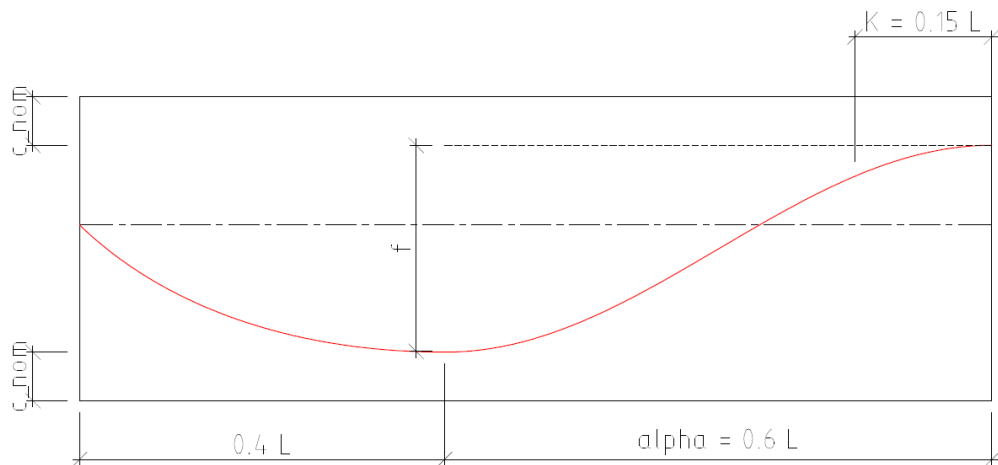
$$M'_s = -V \cdot [f + e_B] \quad (\text{L.1})$$

Hans-Petter Kristiansen (Aas-Jakobsen AS) kommer med følgende modifiserte formel for fastinnspenningsmoment som tar hensyn til at kabelen har lavbrekkpunkt utenfor feltmidte samt infleksjonspunkt:

$$M'_s = \frac{-V}{4} [f(5 - \alpha(2 - \kappa)) - \kappa(4 - \kappa)) + e_B(5 + \alpha(2 - \alpha))] \quad (\text{L.2})$$

Hvor

VEDLEGG L. KONTROLL AV TVANGSMOMENTVERDIER FRA NOVAFRAME



Figur L.1: Prinsipp spennkabelføring, endefelt (Her: Felt 1-2)

V er oppspenningskraft (trykk er negativt)
 V beholdes som variabel

f er pilhøyden
 $f = 1.168 \text{ m} - 2 \cdot 0.178 \text{ m} \approx 0.800 \text{ m}$

α er andel av lengden fra fastinnspenning til lavbrekk
 $\alpha = 0.6L$

κ er andel av lengden fra fastinnspenning til infleksjonspunkt
 $\kappa = 0.15L$

e_B er eksentrisitet ved fastinnspenning (negativ over tyngdepunktsakse)
 $e_B = -0.310 \text{ m}$

Innsatt i ligning L.2 gir dette

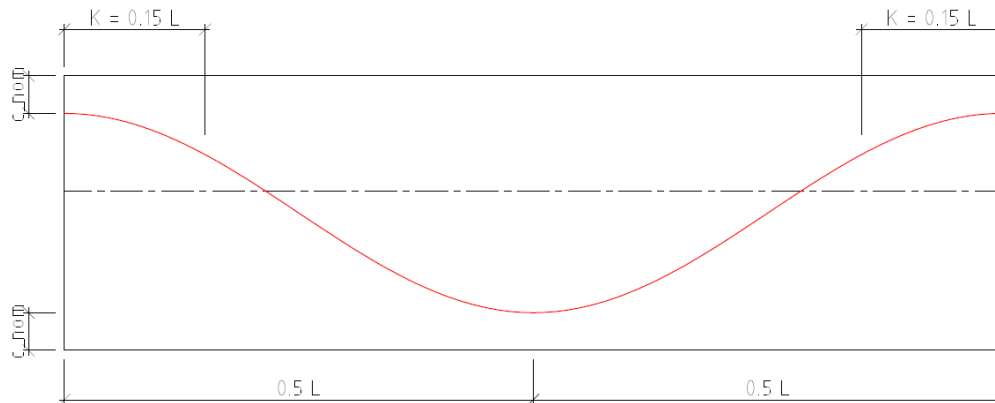
$$M'_s = \frac{V}{4} [0.800 \text{ m} \cdot (5 - 0.6(2 - 0.15)) - 0.15(4 - 0.15)) - 0.310 \text{ m} \cdot (5 + 0.6(2 - 0.6))] = \underline{-0.210 \text{ m} \cdot V} \quad (\text{L.3})$$

En oppspenningskraft på $V = -1000 \text{ kN}$ gir altså et fastinnspenningsmoment på 210 kNm ved akse (positivt moment \Rightarrow strekk på underside).

L.1.2 Innerfelt

De to innerfeltene har lik spennkabelføring, prinsipp vist i figur L.2 – lavbrekk i feltmidte og infleksjonspunkter $0.15L$ fra akser.

VEDLEGG L. KONTROLL AV TVANGSMOMENTVERDIER FRA
NOVAFRAME



Figur L.2: Prinsipp spennkabelføring, innerfelt

F. Leonhardt foreslår følgende formel for tosidig fast innspent bjelke med parabolisk spennkabelføring og like endeeksentrisiteter ($e_A = e_B = e$):

$$M'_S = -V \cdot \left(\frac{2}{3}f + e \right) \quad (\text{L.4})$$

Også her har Aas-Jakobsen AS en modifisert formel som hensyntar infleksjonspunktene:

$$M'_S = -V \cdot \left(\frac{2}{3}f(1 - \kappa) + e \right) \quad (\text{L.5})$$

Parametre:

V beholdes som variabel

$$f = 0.800 \text{ m}$$

$$\kappa = 0.15 L$$

$$e = -0.310 \text{ m}$$

Innsatt i ligning L.5 gir dette

$$M'_S = -V \cdot \left(\frac{2}{3} 0.800 \text{ m} (1 - 0.15) + (-0.310 \text{ m}) \right) = \underline{-0.143 \text{ m} \cdot V} \quad (\text{L.6})$$

I innerfeltene er det altså beregnet et fastinnspenningsmoment ved støtter som er lik 0.143 kNm for en oppspenning på 1000 kN.

L.2 Fordeling av ubalanserte fastinnspenning- momenter

Fastinnspenningmomentene beregnet i foregående avsnitt kan ikke benyttes direkte siden de impliserer forskjellig moment på de to sidene av aksene. Dette kan i prinsippet oppstå, da støttene tar opp noe moment, men i modellen for beregning av tvangsmoment er støttene erstattet med faste opplager – og ingen ubalanse bør finnes. Momentene må altså fordeles. Crossmetoden er benyttet her.

L.2.1 Crossmetoden – kort gjennomgang og resultater

Metoden baserer seg på fordeling av momenter ut fra stivhetsforholdene til tilstøtende komponenter. Én komponent har fordelingstall $r_i = \frac{k_i}{\sum k}$, hvor k_i er komponentens rotasjonsstivhet og $\sum k$ er summen av rotasjonsstivhetene til tilstøtende komponenter. Dette fordelingstallet sier noe om hvor stor andel av det ubalanserte momentet som går til komponent i .

For systemer med flere roterbare knutepunkter må momentene fordeles utover etter et turbasert system. Alle knutepunkt settes i utgangspunktet til fast innspente, mens ett og ett knutepunkt løses opp og momenter fordeles. Fordelingen fortsetter til ubalansen er innenfor en toleranse.

Fortegnskonvensjonen er viktig å merke seg – momenter er positive *mot urviser*.

Beregningen gjennomført for rapporten er vist i figur L.3 og L.4. Her er tvangsmomenter for en forspenningskraft på 1000 kN beregnet, og det kan ses at de ubalanserte fastinnspenningmomentene fordeles etter stivhetsforholdene – som ligger nær 0.5 for alle komponentene.

Endelige tvangsmomenter etter Leonhardt, fordelt etter Crossmetoden blir som fremstilt i tabell L.1.

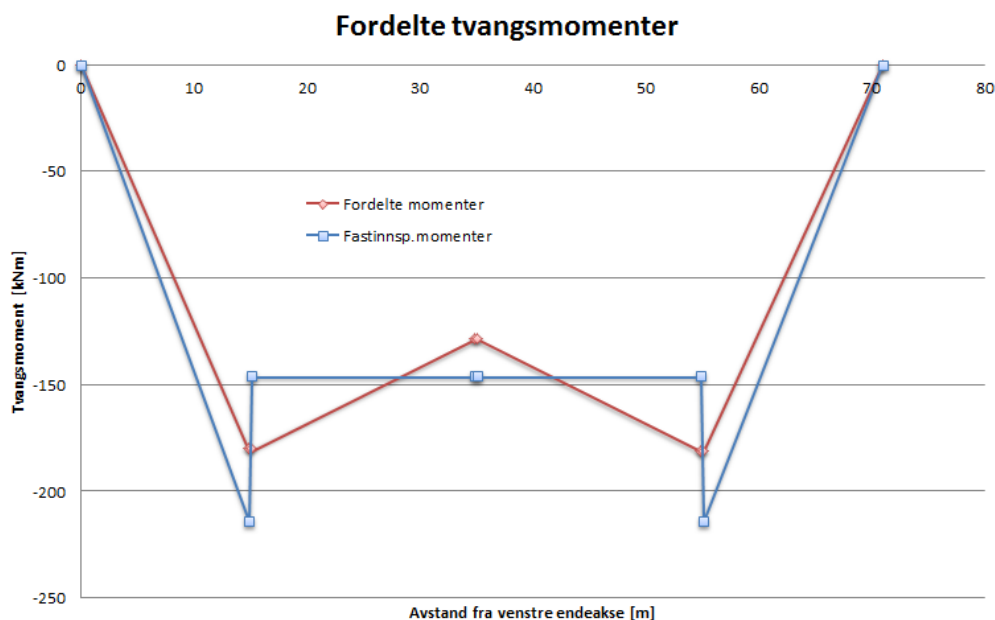
Akse	Tvangsmoment [kNm]
1	0
2	-177
3	-126
4	-178
5	0

Tabell L.1: Resulterende tvangsmomenter – Leonhardt + Crossmetode

VEDLEGG L. KONTROLL AV TVANGSMOMENTVERDIER FRA NOVAFRAME

Akse 1		Akse 2		Akse 3		Akse 4		Akse 5
		2-1	2-3	3-2	3-4	4-3	4-5	
Ford. faktor		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.52	0.48
Fastinnsp.momenter	0	-214	146	-146	146	-146	214	0
Fordeling i A2		34	34	17				
			-4.25	-8.5	-8.5	-4.25		
		2.125	2.125	1.0625	1.105	2.21	2.04	
			-0.541875	-1.08375	-1.08375	-0.541875		
		0.2709375	0.2709375	0.13546875	0.1408875	0.281775	0.2601	
		-0.06908906	-0.13817813	-0.13817813	-0.06908906			
	0.03454453	0.03454453	0.01727227	0.01796316	0.03592631	0.03316275		
Fordeling i A4			4.42	8.84	-17.68	-35.36	-32.64	
		-2.21	-2.21	-1.105	-1.1492	-2.2984	-2.1216	
			0.56355	1.1271	1.1271	0.56355		
		-0.281775	-0.281775	-0.1408875	-0.146523	-0.293046	-0.270504	
			0.07185263	0.14370525	0.14370525	0.07185263		
		-0.03592631	-0.03592631	-0.01796316	-0.01868168	-0.03736337	-0.03448926	
			0.00916121	0.01832242	0.01832242	0.00916121		
Resultat:		-180.097219	180.10638	-128.64141	128.676646	-181.257508	181.266669	

Figur L.3: Tabell – fordeling etter Crossmetoden



Figur L.4: Fastinnspenningsmomenter og fordelte tvangsmomenter

Vedlegg M

Håndberegning av dimensjonerende snittkrefter og betongspenninger

Innhold:

Dimensjonering av spennarmering iht. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14

Beregning av snittkrefter og virkning av lastkombinasjoner

Snittkrefter er beregnet ved hjelp av tabellverk for 4-felts kontinuerlig bjelke fra *Steel designer's manual (2003)*.

Beregning av betongspenninger i oppspenningsfase og etter lang tid

Betongspenningene er regnet ut for Stadium I-tverrsnitt etter metode beskrevet i Sørensens *Betongkonstruksjoner* [15] med snittkrefter fra håndberegningen.

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Dimensjonering av spennarmering (etter publikasjon 14)

Antall spennkabler	$n := 6$
Diameter, rør	$\phi := 92\text{mm}$
Diameter, slakkarmering	$\phi_s := 25\text{mm}$
Diameter, bøylar	$\phi_b := 25\text{mm}$
Overdekning, ihht. Jernbaneverkets tekniske regelverk JD525	$c_{\text{nom}} := 65\text{mm} + 15\text{mm} = 80\text{mm}$
Flytekraft	$S_{02} := 2806\text{kN}$
Materialfaktor	$\gamma_m := 1.15$
Oppspenningskraft etter låsetap	$S_0 := 0.8 \cdot S_{02} = 2244.8\text{ kN}$
Tap fra kryp, svinn og relaksasjon	$T_{\text{ksr}} := 10\%$
Friksjons- og låsetap	$T_{\text{fr}} := 15\%$
Midlere effektiv spennkraft per kabel	$S_{\text{eff}} := (1 - T_{\text{ksr}} - T_{\text{fr}}) \cdot S_0 = 1683.6\text{ kN}$
Dimensjonerende kabelkapasitet	$S_d := \frac{S_{02}}{\gamma_m} = 2440\text{ kN}$
Total spennkraft etter lang tid	$P := n \cdot S_{\text{eff}} = -10101.6\text{ kN}$
Avstand tpkt arm. - kant betong	$d := 1168\text{mm} - \left(c_{\text{nom}} + \phi_s + \phi_b + \frac{\phi}{2} \right)$ $d = 0.992\text{ m}$
Momentarmer	$z_{\text{felt}} := 0.9 \cdot d = 0.893\text{ m}$ $z_{\text{støtte}} := 0.9 \cdot d = 0.893\text{ m}$
$M_{\text{Rd.Felt}} := n \cdot S_d \cdot z_{\text{felt}} = 13070.592\text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{\text{Rd.Støtte}} := n \cdot S_d \cdot z_{\text{støtte}} = 13070.592\text{ kN}\cdot\text{m}$	

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE
SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Håndberegning av laster og snittkrefter

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

Midlere spenn

Lengde, endefelt $L_{EF} := 16\text{m}$

$E_{cm} := 36000\text{MPa}$

$h := 1168\text{mm}$

Permanente laster:

Overbygning

Kantbjelker

Perm.laster, bane

Ballast

Sum permanente laster:

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \text{mm}^2$$

$$L_m := \frac{15\text{m} + 20\text{m} + 20\text{m} + 16\text{m}}{4} = 17.75 \text{m}$$

Lengde, innerfelt $L_{IF} := 20\text{m}$

$$I_c := 3.657 \cdot 10^{11} \text{mm}^4$$

$$\alpha_T := 1.0 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$$

$$g_1 := A_c \cdot \gamma_c = 82.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_2 := 10.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_3 := 8.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_4 := 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{tot}} := g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 146.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forspenning

Statisk ubestemte andeler

Endefelt $T_{EF} := -17.8\% \cdot \text{m}$

Innerfelt $T_{IF} := -12.6\% \cdot \text{m}$

Eksentrisiteter:

Feltmidt $e_{FM} := 490\text{mm}$

Støtte $e_{ST} := -310\text{mm}$

Variable laster

Dynamisk faktor -- toglast

$$\phi_2 := 1.103$$

Toglast - LM71

$$q_{LM71} := \phi_2 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{LM71} := \phi_2 \cdot \left(4 \cdot 250\text{kN} - 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6.4\text{m} \right) = 538.264 \cdot \text{kN}$$

Temperatur (OK/UK varmere)

$$\Delta_{OK} := 9\text{K} \quad \Delta_{UK} := -8\text{K}$$

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Momenter

Endefelt

$$M_{g,EF} := 0.077 \cdot g_{tot} \cdot L_{EF}^2 = 2887.808 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,ind,EF} := 0.5 \cdot P \cdot T_{EF} = 899.042 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,dir,EF} := P \cdot e_{FM} = -4949.784 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM71,EF} := 0.10 \cdot q_{LM71} \cdot L_{EF}^2 + 0.20 \cdot Q_{LM71} \cdot L_{EF} = 3981.389 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T,OK,EF} := -1.0 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{OK}}{h} = -1014.442 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T,UK,EF} := -1.0 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{UK}}{h} = 901.726 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Innerfelt

$$M_{g,IF} := 0.036 \cdot g_{tot} \cdot L_{IF}^2 = 2109.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,ind,IF} := P \cdot \frac{T_{IF} + T_{EF}}{2} = 1535.443 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,dir,IF} := P \cdot e_{FM} = -4949.784 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM71,IF} := 0.081 \cdot q_{LM71} \cdot L_{IF}^2 + 0.173 \cdot Q_{LM71} \cdot L_{IF} = 4721.369 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T,OK,IF} := -1.0 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{OK}}{h} = -1014.442 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T,UK,IF} := -1.0 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{UK}}{h} = 901.726 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momenter

Akse 2/Akse 4

$$M_{g.A2} := -0.107 \cdot g_{tot} \cdot L_{EF}^2 = -4012.928 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.ind.A2} := P \cdot T_{EF} = 1798.085 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.dir.A2} := P \cdot e_{ST} = 3131.496 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM71.A2} := -0.121 \cdot q_{LM71} \cdot L_{IF}^2 - 0.10 \cdot Q_{LM71} \cdot L_{IF} = -5347.344 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T.OK.A2} := -1.5 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{OK}}{h} = -1521.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T.UK.A2} := -1.5 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{UK}}{h} = 1352.589 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Akse 3

$$M_{g.A3} := -0.071 \cdot g_{tot} \cdot L_{IF}^2 = -4160.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.ind.A3} := P \cdot T_{IF} = 1272.802 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.dir.A3} := P \cdot e_{ST} = 3131.496 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM71.A3} := -0.107 \cdot q_{LM71} \cdot L_{IF}^2 - 0.080 \cdot Q_{LM71} \cdot L_{IF} = -4637.894 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T.OK.A3} := -1.5 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{OK}}{h} = -1521.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta T.UK.A3} := -1.5 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta_{UK}}{h} = 1352.589 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Aksialkraft, søyler

Akse 1

$$N_{g,A1} := 0.393 \cdot g_{tot} \cdot L_m = 1021.947 \cdot \text{kN}$$

$$N_{LM71.A1} := 0.446 \cdot q_{LM71} \cdot L_{EF} + 0.4 \cdot Q_{LM71} = 844.986 \cdot \text{kN}$$

Akse 2/4

$$N_{g,A2} := 1.143 \cdot g_{tot} \cdot L_m = 2972.229 \cdot \text{kN}$$

$$N_{LM71.A2} := 1.223 \cdot q_{LM71} \cdot L_m + 0.728 \cdot Q_{LM71} = 2307.392 \cdot \text{kN}$$

Akse 3

$$N_{g,A3} := 0.893 \cdot g_{tot} \cdot L_m = 2322.135 \cdot \text{kN}$$

$$N_{LM71.A3} := 1.143 \cdot q_{LM71} \cdot L_m + 0.607 \cdot Q_{LM71} = 2116.961 \cdot \text{kN}$$

ULS, Topp av søyler

$$N_{A1} := 1.2 \cdot N_{g,A1} + 1.5 \cdot N_{LM71.A1} = 2493.816 \cdot \text{kN}$$

$$N_{A2} := 1.2 \cdot N_{g,A2} + 1.5 \cdot N_{LM71.A2} = 7027.763 \cdot \text{kN}$$

$$N_{A3} := 1.2 \cdot N_{g,A3} + 1.5 \cdot N_{LM71.A3} = 5962.004 \cdot \text{kN}$$

**ULS 6.10b med toglast som dominerende last,
overbygning (for dimensjonering etter Publikasjon 14)**

- kun tvangskrefter fra antatt spennarmering

$$M_{Ed.Endefelt} := 1.20 \cdot M_{g.EF} + 1.0 \cdot M_{p.ind.EF} + 1.5 \cdot M_{LM71.EF} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.UK.EF}$$

$$M_{Ed.Endefelt} = 10985.738 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.Innerfelt} := 1.20 \cdot M_{g.IF} + 1.0 \cdot M_{p.ind.IF} + 1.5 \cdot M_{LM71.IF} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.UK.IF}$$

$$M_{Ed.Innerfelt} = 11798.26 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.St\ddot{o}tte} := 1.20 \cdot M_{g.A2} + 1.0 \cdot M_{p.ind.A2} + 1.5 \cdot M_{LM71.A2} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.OK.A2}$$

$$M_{Ed.St\ddot{o}tte} = -12134.042 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.A3} := 1.20 \cdot M_{g.A3} + 1.0 \cdot M_{p.ind.A3} + 1.5 \cdot M_{LM71.A3} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.OK.A3}$$

$$M_{Ed.A3} = -11772.357 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**ULS 6.10b med toglast som dominerende last,
overbygning**

$$M_{Ed.Endefelt} := 1.20 \cdot M_{g.EF} + 0.9 \cdot (M_{p.ind.EF} + M_{p.dir.EF}) + 1.5 \cdot M_{LM71.EF} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.UK.E}$$

$$M_{Ed.Endefelt} = 6441.028 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.Innerfelt} := 1.20 \cdot M_{g.IF} + 0.9 \cdot (M_{p.ind.IF} + M_{p.dir.IF}) + 1.5 \cdot M_{LM71.IF} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.UK.IF}$$

$$M_{Ed.Innerfelt} = 7189.91 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.St\ddot{o}tte} := 1.20 \cdot M_{g.A2} + 0.9 \cdot (M_{p.ind.A2} + M_{p.dir.A2}) + 1.5 \cdot M_{LM71.A2} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.OK.A2}$$

$$M_{Ed.St\ddot{o}tte} = -9495.504 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.A3} := 1.20 \cdot M_{g.A3} + 0.9 \cdot (M_{p.ind.A3} + M_{p.dir.A3}) + 1.5 \cdot M_{LM71.A3} + 0.72 \cdot M_{\Delta T.OK.A3}$$

$$M_{Ed.A3} = -9081.291 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av betongspenninger i oppspenningsfase:

Slakkarmering er neglisjert

$$I_c := 3.657 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Materialparametre:

$$E_{cm} := 36 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_p := 6 \cdot 12 \cdot 140 \text{ mm}^2 = 10080 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,UK} := 4000 \text{ mm}^2 \quad A_{s,OK} := 10000 \text{ mm}^2$$

$$c_y := 695.9 \text{ mm}$$

Tidsavhengige materialparametre

Trykkfasthet:

$$f_{cm,28} := 53 \text{ MPa}$$

$$s := 0.25$$

$$\beta_{cc}(t) := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right]$$

$$f_{cm}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm,28}$$

$$f_{ck,28} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(t) := f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}$$

E-modul:

$$E_{cm,28} := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}(t) := \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm,28}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm,28}$$

Strekkfasthet:

$$f_{ctm,28} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctm,28}$$

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Støtte (Akse 2)

$$M_{p.st} := M_{p.ind.A2} + M_{p.dir.A2} = 4929.581 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Stadium I

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}(7)} = 5.988$$

$$E_{cm}(7) = 33398.766 \text{ MPa}$$

$$e := -310 \text{ mm}$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 3.34 \text{ m}^2$$

$$y_t := (\eta - 1)A_p \cdot \frac{e}{A_t} = -4.666 \cdot \text{mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = 3.705 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$N := -6 \cdot S_0 = -13468.8 \cdot \text{kN}$$

$$M := M_{p.st} = 4929.581 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := M - N \cdot y_t = 4866.729 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

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

Betongspenning i UK tverrsnitt:

$$\sigma_c(696 \text{ mm}) = 5.172 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm}(7) = 2.959 \text{ MPa}$$

Strekkspenning $\sigma_{c.UK} \geq f_{ctm}$ ■

Her viser beregningene at betongstrekfastheten er overskredet og at betongen vil risse.

Men søylen under støtten vil sannsynligvis motvirke den deformasjonen som kreves for at den beregnede strekkspenningen kan oppstå, og begrense opprissing i noen grad. Det er ikke regnet videre med opprisset tverrsnitt.

Betongspenning i OK tverrsnitt:

$$\sigma_c(-472 \text{ mm}) = -10.172 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ck}(7) = 33.276 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{ck}(7) = 19.966 \text{ MPa}$$

Trykkspenning $\sigma_{c.OK} \leq 0.6 \cdot f_{ck}$ ■

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE
SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Felt (midt i felt 2)

$$M_{IF} := M_{p.ind.IF} + M_{p.dir.IF} = -3414.341 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \eta := \frac{E_s}{E_{cm}(7)} = 5.988$$

Stadium I

$$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 3.34 \text{ m}^2 \quad e := 490 \text{ mm}$$

$$y_t := (\eta - 1)A_p \cdot \frac{e}{A_t} = 7.376 \cdot \text{mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = 3.776 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$N := -6 \cdot S_0 = -13468.8 \cdot \text{kN}$$

$$M := M_{IF} = -3414.341 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := M - N \cdot y_t = -3314.995 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

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

Betongspenning i UK tverrsnitt:

$$\sigma_c(696 \text{ mm}) = -10.078 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ck}(7) = 33.276 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{ck}(7) = 19.966 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning } \sigma_{c.UK} \leq 0.6 \cdot f_{ck} \blacksquare$$

Betongspenning i OK tverrsnitt:

$$\sigma_c(-472 \text{ mm}) = 0.176 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm}(7) = 2.959 \text{ MPa}$$

$$\text{Strekspenning } \sigma_{c.OK} \leq f_{ctm} \blacksquare$$

Kontroll av betongspenninger for karakteristisk kombinasjon etter lang tid:

Materialparametre:

$$\begin{aligned}
 A_c &:= 3.290 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 & I_c &:= 3.657 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \\
 A_p &:= 6 \cdot 12 \cdot 140 \text{ mm}^2 = 10080 \cdot \text{mm}^2 & E_s &:= 200000 \text{ MPa} \\
 A_{s,UK} &:= 4000 \text{ mm}^2 & E_{cm} &:= 36000 \text{ MPa} \\
 A_{s,OK} &:= 10000 \text{ mm}^2 \\
 c_y &:= 695.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Støtte (Akse 2)

$$M_{p.st} := M_{p.ind.A2} + M_{p.dir.A2} = 4929.581 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \varphi_p := 2.514 \quad \text{Krytall, (100 år, 7 døgn)}$$

$$E_{p.st} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_p} = 10244.735 \cdot \text{MPa}$$

$$M_{g.st} := M_{g.A2} = -4012.928 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_g := 2.514 \quad \text{Krytall, (100 år, 7 døgn)}$$

$$E_{g.st} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_g} = 10244.735 \cdot \text{MPa}$$

$$M_{\Delta T.st} := 0.6 M_{\Delta T.OK.A2} = -912.998 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{\Delta T.st} := E_{cm} = 36000 \cdot \text{MPa}$$

$$M_{LM71.st} := M_{LM71.A2} = -5347.344 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{LM71.st} := E_{cm} = 36000 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{middel.st} := \frac{\frac{|M_{p.st}|}{E_{p.st}} + \frac{|M_{g.st}|}{E_{g.st}} + \frac{|M_{LM71.st}|}{E_{LM71.st}} + \frac{|M_{\Delta T.st}|}{E_{\Delta T.st}}}{\frac{|M_{p.st}|}{E_{p.st}} + \frac{|M_{g.st}|}{E_{g.st}} + \frac{|M_{LM71.st}|}{E_{LM71.st}} + \frac{|M_{\Delta T.st}|}{E_{\Delta T.st}}}$$

$$E_{middel.st} = 14523.352 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel.st}} = 13.771$$

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Stadium I

$$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 3.419 \text{ m}^2 \quad e := -310 \text{ mm}$$

$$y_t := (\eta - 1)A_p \cdot \frac{e}{A_t} = -11.673 \cdot \text{mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = 3.776 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$N := -6 \cdot S_{\text{eff}} = -10101.6 \cdot \text{kN}$$

$$M := M_{p.\text{st}} + M_{g.\text{st}} + M_{LM71.\text{st}} + M_{\Delta T.\text{st}} = -5343.689 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := M - N \cdot y_t = -5461.604 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_c(y) := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{1}{(y - y_t)}$$

Betongspenning i UK tverrsnitt:

$$\sigma_c(696 \text{ mm}) = -13.19 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning i OK tverrsnitt:

$$\sigma_c(-472 \text{ mm}) = 3.703 \cdot \text{MPa}$$

Trykkspenning $\sigma_{c,UK} \leq 0.6 \cdot f_{ck}$ ■

Strekspenning $\sigma_{c,OK} \leq f_{ctm}$ ■

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE
SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Felt (midt i felt 2)

$$M_{p.f} := M_{p.ind.IF} + M_{p.dir.IF} = -3414.341 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \varphi_p := 2.514 \quad \text{Kryptall, (100 år, 7 døgn)}$$

$$E_{p.f} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_p} = 10244.735 \cdot \text{MPa}$$

$$M_{g.f} := M_{g.IF} = 2109.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_g := 2.514 \quad \text{Kryptall, (100 år, 7 døgn)}$$

$$E_{g.f} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_g} = 10244.735 \cdot \text{MPa}$$

$$M_{LM71.f} := M_{LM71.IF} = 4721.369 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{LM71.f} := E_{cm} = 36000 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{\text{middel.f}} := \left[\left(\frac{|M_{p.f}|}{E_{p.f}} + \frac{|M_{g.f}|}{E_{g.f}} + \frac{|M_{LM71.f}|}{E_{LM71.f}} \right)^{-1} \cdot (|M_{p.f}| + |M_{g.f}| + |M_{LM71.f}|) \right]$$

$$E_{\text{middel.f}} = 15283.589 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{middel.f}}} = 13.086$$

VEDLEGG M. HÅNDBEREGNING AV DIMENSJONERENDE SNITTKREFTER OG BETONGSPENNINGER

Stadium I

$$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 3.412 \text{ m}^2 \quad e := 490 \text{ mm}$$

$$y_t := (\eta - 1)A_p \cdot \frac{e}{A_t} = 17.496 \text{ mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = 3.939 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$N := -6 \cdot S_{\text{eff}} = -10101.6 \cdot \text{kN}$$

$$M := M_{p.f} + M_{g.f} + M_{LM71.f} = 3416.629 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_t := M - N \cdot y_t = 3593.371 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

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

Betongspenning i UK tverrsnitt:

$$\sigma_c(696 \text{ mm}) = 3.229 \cdot \text{MPa}$$

Strekkspenning $\sigma_{c.OK} \leq f_{ctm}$ ■

Betongspenning i OK tverrsnitt:

$$\sigma_c(-472 \text{ mm}) = -7.426 \cdot \text{MPa}$$

Trykkspenning $\sigma_{c.UK} \leq 0.6 \cdot f_{ck}$ ■

Vedlegg N

Håndberegning av rissvidde i bruksgrensetilstand

N.1 Beregninger

Det er regnet rissvidder etter formelverket i Eurokode 2 [7] og teori gjennomgått i Sørensens lærebok *Betongkonstruksjoner* [15].

Feltmidte i felt 2 og støtte, akse 3 kontrolleres her. Trykksonehøyden for risset tverrsnitt (Stadium II) er regnet ut ved å kreve aksialkraftlikevekt og momentlikevekt om strekkarmeringen (se figur N.1). Utregningen er gjort for både positivt og negativt moment i felt, og for negativt moment over støtte. Aritmetikken er utført i regneprogrammet Maple, siden sannsynligheten for menneskelig feil blir stor med så omfattende uttrykk.

Tverrsnitt over støtte i akse 3 har største negative dimensjonerende moment. Trykksonehøyde for risset tverrsnitt er beregnet også for dette tverrsnittet, med samme fremgangsmåte.

Med kjent trykksonehøyde er tverrsnittets bøyestivhet EI beregnet i Mathcad. Moment fra NovaFrame-analysen er brukt i alle ledd.

E-modul for betong er forenklet satt til E_{cm} . I motsatt fall måtte midlere E-modul blitt beregnet for de 3 ulike lastkombinasjonene, noe som gjør en allerede krevende beregningsgang ennå mer krevende. En lavere, midlere E-modul ville gitt betongen i tverrsnittet enda mindre stivhet relativt til de andre materialene. Dette ville påvirket bøy- og aksialstivhet til tverrsnittet, og antageligvis gitt høyere karakteristiske rissvidder.

Resultatet av beregningen ble ingen opprissing i underkant, felt. For felt med negativt moment fås riss i overkant, med størrelse 0.16 mm. Over støtta fås det også riss, med beregnet størrelse 0.05 mm.

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

FELT: Beregning av nøytralakse, - Stadium II - Positivt moment og aksialkraft
Antatt nøytralakse i flens

restart;

Aksiallikevekt:

$$N1 := \frac{1}{2} \cdot Ec \cdot \epsilon \cdot \alpha \cdot d \cdot bf + (Es - Ec) \cdot \epsilon \cdot str \cdot Astr - Es \cdot \epsilon \cdot As - Ep \cdot \epsilon \cdot Ap$$

$$\frac{1}{2} Ec \epsilon \alpha d bf + (Es - Ec) \epsilon str Astr - Es \epsilon s As - Ep \epsilon p Ap \quad (1)$$

MOMENTLIKEVEKT:

$$Meq := N2 \cdot (e + c) = \frac{1}{2} \cdot Ec \cdot \epsilon \cdot \alpha \cdot bf \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d + (Es - Ec) \cdot \epsilon \cdot str \cdot Astr \cdot (d - dtr) - Ap \cdot Ep \cdot \epsilon \cdot dp$$

$$N2 (e + c) = \frac{1}{2} Ec \epsilon \alpha bf d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + (Es - Ec) \epsilon str Astr (d - dtr) - Ap Ep \epsilon p dp \quad (2)$$

$N2 := rhs(isolate(Meq, N2))$

$$\frac{\frac{1}{2} Ec \epsilon \alpha bf d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + (Es - Ec) \epsilon str Astr (d - dtr) - Ap Ep \epsilon p dp}{e + c} \quad (3)$$

$alfauttrykk := N1 - N2 = 0$

$$\frac{1}{2} Ec \epsilon \alpha d bf + (Es - Ec) \epsilon str Astr - Es \epsilon s As - Ep \epsilon p Ap \quad (4)$$

$$\frac{\frac{1}{2} Ec \epsilon \alpha bf d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + (Es - Ec) \epsilon str Astr (d - dtr) - Ap Ep \epsilon p dp}{e + c} = 0$$

$$\epsilon str := \frac{(\alpha \cdot d - dtr) \cdot \epsilon c}{\alpha \cdot d} \quad (5)$$

$$\epsilon s := \frac{(1 - \alpha) \cdot \epsilon c}{\alpha} \quad (6)$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$$\begin{aligned}
 ep &:= \frac{(1 - \alpha) \cdot d - dp}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon c & (7) \\
 & \\
 & \text{alfauttrykk} \\
 \frac{1}{2} Ec \varepsilon \alpha d bf + \frac{(Es - Ec)(\alpha d - dtr) \varepsilon Astr}{\alpha d} - \frac{Es(1 - \alpha) \varepsilon As}{\alpha} - \frac{Ep((1 - \alpha)d - dp) \varepsilon Ap}{\alpha d} & (8) \\
 \frac{1}{2} Ec \varepsilon \alpha bf d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) + \frac{(Es - Ec)(\alpha d - dtr) \varepsilon Astr (d - dtr)}{\alpha d} - \frac{Ap Ep ((1 - \alpha)d - dp) \varepsilon dp}{\alpha d} & = 0 \\
 \hline
 d &:= 1044 & (10) \\
 dtr &:= 125 & (11) \\
 dp &:= 59 & (12) \\
 Es &:= 200000 & (13) \\
 Ep &:= 195000 & (14) \\
 Ec &:= 36000 & (15) \\
 As &:= 4000 & (16) \\
 Astr &:= 10000 & (17) \\
 Ap &:= 10080 & (18)
 \end{aligned}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$bf := 4300$ (19)
 $e := 179$ (20)
 $c := 572$ (21)
 $ligning := simplify\left(\alpha \cdot \frac{alfauttrykk}{\epsilon}\right)$

$$-\frac{23676040800000}{751} \alpha^2 + \frac{1685475200000}{751} \alpha - \frac{161048956000000}{65337} + \frac{28120348800000}{751} \alpha^3 = 0$$
 (22)
 $fsolve(ligning)$ (23)
 0.8611239102

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

Rissviddeberegning, felt (Positivt moment)

Fra Maple: Hele tverrsnittet er i trykk
(Løsning av aksialkraftlikevekt og momentlikevekt $\alpha := 1.0$
om strekkarmering for Stadium II)

$$d := 1051\text{mm}$$

$$\alpha \cdot d = 1.051 \text{ m}$$

$$h := 1168\text{mm}$$

$$(1 - \alpha)d = 0 \text{ m}$$

$$h - \alpha \cdot d = 0.117 \text{ m}$$

Sone 1: $b_1 := 900\text{mm} + \frac{h - \alpha d}{750\text{mm}} \cdot 250\text{mm} = 0.939 \text{ m}$ (Rektangulær)

$$h_1 := \alpha \cdot d = 1.051 \text{ m}$$

$$\text{arm}_1 := \frac{\alpha \cdot d}{2} = 0.525 \text{ m}$$

Sone 2: $b_2 := 2150\text{mm} - b_1 = 1.211 \text{ m}$ (Rektangulær)

$$h_2 := 372\text{mm}$$

$$\text{arm}_2 := \alpha \cdot d - \frac{372\text{mm}}{2} = 0.865 \text{ m}$$

Sone 3: $b_3 := \frac{4300\text{mm} - 1800\text{mm}}{2} - 250\text{mm} = 1 \text{ m}$ (Trekantet)

$$h_3 := 45\text{mm}$$

$$\text{arm}_3 := \alpha \cdot d - h_2 - \frac{h_3}{3} = 0.664 \text{ m}$$

Sone 4: $b_4 := \frac{4300\text{mm}}{2} - b_1 - b_3 = 0.211 \text{ m}$ (Trekantet)

$$h_4 := 750\text{mm} - (h - \alpha \cdot d) = 0.633 \text{ m}$$

$$\text{arm}_4 := h_4 \cdot \frac{2}{3} = 0.422 \text{ m}$$

Sone 5: $b_5 := b_4 = 0.211 \text{ m}$ (Rektangulær)

$$h_5 := h_3 = 0.045 \text{ m}$$

$$\text{arm}_5 := h_4 + \frac{h_5}{2} = 0.655 \text{ m}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

Betongbidrag:

$$I_{\beta\beta} := \frac{1}{12} \cdot (b_1 \cdot h_1^3 + b_2 \cdot h_2^3 + b_5 \cdot h_5^3) + \frac{1}{36} \cdot (b_4 \cdot h_4^3 + b_3 \cdot h_3^3) \dots = 7.33 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ b_1 \cdot h_1 \cdot \text{arm}_1^2 + b_2 \cdot h_2 \cdot \text{arm}_2^2 + \frac{1}{2} \cdot b_3 \cdot h_3 \cdot \text{arm}_3^2 + \frac{1}{2} \cdot b_4 \cdot h_4 \cdot \text{arm}_4^2 \dots$$

$$+ b_5 \cdot h_5 \cdot \text{arm}_5^2$$

Armeringsbidrag:

$$A_{s,UK} := 4000 \text{mm}^2$$

$$A_{s,OK} := 9980 \text{mm}^2$$

$$A_p := 12 \cdot 6 \cdot 140 \text{mm}^2 = 10080 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_s := A_{s,UK} \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 0 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s,tr} := A_{s,OK} \cdot (\alpha \cdot d - d_{tr})^2 = 8.697 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_p := A_p \cdot (d - \alpha \cdot d - d_p)^2 = 3.45 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$d_{tr} := 80 \text{mm} + 25 \text{mm} + \frac{25 \text{mm}}{2} = 117.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := \frac{25 \text{mm}}{2} + \frac{92 \text{mm}}{2} = 58.5 \cdot \text{mm}$$

Bøyestivhet om nøytralakse:

$$E_{cm} := 36 \text{GPa} \quad E_s := 200 \text{GPa} \quad E_p := 195 \text{GPa}$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot (I_s + I_{s,tr}) + E_p \cdot I_p = 2.813 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$I_{c,ekv} := \frac{EI}{E_{cm}} = 7.815 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c,ekv} := A_c + \left(\frac{E_s - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_{s,UK} + A_{s,OK} + \left(\frac{E_p - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_p = 3.363 \text{m}^2$$

Spenning i armering i SLS

$$M_{Ed,f} := 1760 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{|M_{Ed,f}| \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 0 \cdot \text{MPa}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$k_t :=$
 Korttidsbelastning $k_t = 0.6$
 Langtidsbelastning

$\xi := 0.5$ $\phi_s := 25\text{mm}$ $\phi_p := 1.75 \cdot 15.24\text{mm} = 26.67\text{mm}$

$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ $h_{c,eff} := \min\left[2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - \alpha \cdot d)}{3}, \frac{h}{2}\right] = 0.039\text{ m}$

$b_{ef} := 1800\text{mm} + \frac{1}{2} \cdot 250\text{mm} \cdot \frac{h_{c,eff}}{750\text{mm}} = 1.806\text{ m}$ Midlere bredde av strekksone

$A_{c,eff} := b_{ef} \cdot h_{c,eff} = 0.07\text{ m}^2$ $f_{ct,eff} := 3.8\text{MPa}$

$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,UK} + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = 0.124$ $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$

"Hvis senteravstand er mindre eller lik $5(c + \phi/2)$ for armeringen i strekksonen gjelder:"

$k_3 := 3.4$ $c := 80\text{mm}$ $k_1 := 0.8$ $k_2 := 0.5$ $k_4 := 0.425$

$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} = 0.306\text{ m}$

$\delta\varepsilon := \max\left[0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}\right] = 0$

$w_k := s_{r,max} \cdot \delta\varepsilon = 0\text{mm}$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

FELT: Beregning av nøytralakse, - Stadium II - Negativt moment og aksialkraft
Antatt nøytralakse i steg

restart:

Aksiallikevekt:

$$N1 := \frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon \cdot \alpha \cdot b \cdot d + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} + Es \cdot \varepsilon \cdot A_s - Ep \cdot \varepsilon_p \cdot Ap$$

$$\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon \cdot \alpha \cdot d \cdot b + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} + Es \cdot \varepsilon \cdot A_s - Ep \cdot \varepsilon_p \cdot Ap \quad (1)$$

Momentlikevekt:

$$N2 := \frac{1}{(e+c)} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot Ec \cdot \varepsilon \cdot b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} \cdot (d - d_{tr}) + Ap \cdot (Ep - Ec) \cdot \varepsilon_p \cdot (d - d_{tr} - dp) \right)$$

$$\frac{\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon \cdot b \cdot \alpha \cdot d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha \right) + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} \cdot (d - d_{tr}) + Ap \cdot (Ep - Ec) \cdot \varepsilon_p \cdot (d - d_{tr} - dp)}{e+c} \quad (2)$$

alfauttrykk := N1 - N2 = 0

$$\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon \cdot \alpha \cdot d \cdot b + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} + Es \cdot \varepsilon \cdot A_s - Ep \cdot \varepsilon_p \cdot Ap \quad (3)$$

$$\frac{\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon \cdot b \cdot \alpha \cdot d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha \right) + (Es - Ec) \cdot \varepsilon_{str} \cdot A_{str} \cdot (d - d_{tr}) + Ap \cdot (Ep - Ec) \cdot \varepsilon_p \cdot (d - d_{tr} - dp)}{e+c} = 0$$

$$\varepsilon_{str} := \frac{(\alpha \cdot d) - d_{tr}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon$$

$$\frac{(\alpha \cdot d - d_{tr}) \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot d} \quad (4)$$

$$\varepsilon := \frac{(1 - \alpha) \cdot d}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon$$

$$\frac{(1 - \alpha) \cdot \varepsilon}{\alpha} \quad (5)$$

$$\varepsilon_p := \frac{\alpha \cdot d - d_{tr} - dp}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon$$

$$\frac{(\alpha \cdot d - d_{tr} - dp) \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot d} \quad (6)$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$d := 1051$					(7)
$dtr := 118$					(8)
$dp := 59$					(9)
$b := 1800 + \frac{500 \cdot \text{alpha} \cdot d}{750}$				$1800 + \frac{1051}{3} \alpha$	(10)
$As := 10000$				10000	(11)
$Astr := 4000$				4000	(12)
$Ap := 10080$				10080	(13)
$c := \text{evalf}\left(1168 - 696 - 80 - 25 - \frac{25}{2}\right)$				354.5000000	(14)
$e := \text{evalf}\left(\frac{1907}{10043} \cdot 1000\right)$				189.8835009	(15)
$Ec := 36000$				36000	(16)
$Es := 200000$				200000	(17)
$Ep := 195000$				195000	(18)
alfauttrykk				$18918000 \varepsilon \cdot \alpha \left(1800 + \frac{1051}{3} \alpha\right) - \frac{4.455715004 \cdot 10^5 (1051 \alpha - 118) \varepsilon}{\alpha} + \frac{2000000000 (1 - \alpha) \varepsilon}{\alpha}$	(19)

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$$\begin{aligned}
 & - \frac{4.318500722 \cdot 10^6 (1051 \alpha - 177) \varepsilon}{\alpha} - 3.652354998 \cdot 10^7 \varepsilon \left(1800 + \frac{1051}{3} \alpha \right) \alpha \left(1 - \frac{1}{3} \alpha \right) = 0 \\
 \text{ligning} & := \text{simplify} \left(\frac{\text{alfauttrykk-alpha}}{\varepsilon} \right) \\
 & -3.168998996 \cdot 10^{10} \alpha^2 + 1.574631898 \cdot 10^{10} \alpha^3 - 7.007039906 \cdot 10^9 \alpha + 2.816952065 \cdot 10^9 + 4.265139003 \cdot 10^9 \alpha^4 = 0 \quad \text{(20)} \\
 \text{fsolve}(\text{ligning}, \alpha) & \quad -5.084576718, -0.3855344867, 0.2156108932, 1.562634943 \quad \text{(21)}
 \end{aligned}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

Rissviddeberegning, felt (Negativt moment)

Fra Maple: Nøytralakse i bjelkesteg.
(Løsning av aksialkraftlikevekt og momentlikevekt om strekkarmering for Stadium II) $\alpha := 0.21$

$$d := 1051\text{mm}$$

$$\alpha \cdot d = 0.221\text{ m}$$

$$h := 1168\text{mm}$$

$$(1 - \alpha)d = 0.83\text{ m}$$

$$h - \alpha \cdot d = 0.947\text{ m}$$

Sone 1:

(Rektangulær)

$$b_1 := 1800\text{mm}$$

$$h_1 := \alpha \cdot d = 220.71 \cdot \text{mm}$$

$$\text{arm}_1 := \frac{h_1}{2} = 110.355 \cdot \text{mm}$$

Sone 2:

(Trekantet)

$$b_2 := 500\text{mm} \cdot \frac{\alpha \cdot d}{750\text{mm}} = 147.14 \cdot \text{mm}$$

$$h_2 := \alpha \cdot d = 220.71 \cdot \text{mm}$$

$$\text{arm}_2 := \frac{h_2}{3} = 73.57 \cdot \text{mm}$$

Betongbidrag:

$$I_{\beta\beta} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + \frac{1}{36} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + b_1 \cdot h_1 \cdot \text{arm}_1^2 + \frac{b_2 \cdot h_2}{2} \cdot \text{arm}_2^2 = 6.583 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

Armeringsbidrag:

$$A_{s,UK} := 4000 \text{mm}^2$$

$$A_{s,OK} := 9980 \text{mm}^2$$

$$A_p := 12 \cdot 6 \cdot 140 \text{mm}^2 = 10080 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{tr} := 80 \text{mm} + 25 \text{mm} + \frac{25 \text{mm}}{2} = 117.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := \frac{25 \text{mm}}{2} + \frac{92 \text{mm}}{2} = 58.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_s := A_{s,OK} \cdot [(1 - \alpha)d]^2 = 6.88 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s,tr} := A_{s,UK} \cdot (\alpha \cdot d - d_{tr})^2 = 4.261 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_p := A_p \cdot (\alpha \cdot d - d - d_p)^2 = 7.963 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Bøyestivhet om nøytralakse:

$$E_{cm} := 36 \text{GPa} \quad E_s := 200 \text{GPa} \quad E_p := 195 \text{GPa}$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot (I_s + I_{s,tr}) + E_p \cdot I_p = 3.174 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$I_{c,ekv} := \frac{EI}{E_{cm}} = 8.817 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c,ekv} := A_c + \left(\frac{E_s - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_{s,UK} + A_{s,OK} + \left(\frac{E_p - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_p = 3.363 \text{ m}^2$$

Spenning i armering i SLS

$$M_{Ed,f} := -1907 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed,f} := -10043 \text{kN}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{|M_{Ed,f}| \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 99.764 \cdot \text{MPa}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$$k_t := \begin{cases} \bullet & \text{Kortidsbelastning} \\ \circ & \text{Langtidsbelastning} \end{cases} \quad k_t = 0.6$$

$$\xi := 0.5 \quad \phi_s := 25\text{mm} \quad \phi_p := 1.75 \cdot 15.24\text{mm} = 26.67\text{mm}$$

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - \alpha \cdot d)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 0.292\text{ m}$$

$$b_{ef} := 1800\text{mm} + \frac{1}{2} \cdot 500\text{mm} \cdot \frac{h_{c,eff}}{750\text{mm}} = 1.897\text{ m} \quad \text{Midlere bredde av strekksone}$$

$$A_{c,eff} := b_{ef} \cdot h_{c,eff} = 0.555\text{ m}^2 \quad f_{ct,eff} := 3.5\text{MPa}$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,UK} + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = 0.016 \quad \alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

"Hvis senteravstand er mindre eller lik $5(c + \phi/2)$ for armeringen i strekksonen gjelder:"

$$k_3 := 3.4 \quad c := 80\text{mm} \quad k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} = 0.542\text{ m}$$

$$\delta\varepsilon := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right] = 2.993 \times 10^{-4}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \delta\varepsilon = 0.162\text{mm}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

STØTTE: Beregning av nøytralakse - Stadium II - Negativt moment og aksialkraft
Antatt nøytralakse i steg

restart:

Aksiallikevekt:

$$N1 := \frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon c \cdot \alpha \cdot b + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr - Es \cdot \varepsilon s \cdot As - Ep \cdot \varepsilon p \cdot Ap$$

$$\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon c \cdot \alpha \cdot d b + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr - Es \cdot \varepsilon s \cdot As - Ep \cdot \varepsilon p \cdot Ap \quad (1)$$

Momentlikevekt:

$$N2 := \frac{1}{(e+c)} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot Ec \cdot \varepsilon c \cdot b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr \cdot (d - dtr) - Ap \cdot Ep \cdot \varepsilon p \cdot dp \right)$$

$$\frac{\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon c \cdot b \cdot \alpha \cdot d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha \right) + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr \cdot (d - dtr) - Ap \cdot Ep \cdot \varepsilon p \cdot dp}{e+c} \quad (2)$$

alfauttrykk := N1 - N2 = 0

$$\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon c \cdot \alpha \cdot d b + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr - Es \cdot \varepsilon s \cdot As - Ep \cdot \varepsilon p \cdot Ap \quad (3)$$

$$-\frac{\frac{1}{2} Ec \cdot \varepsilon c \cdot b \cdot \alpha \cdot d^2 \left(1 - \frac{1}{3} \alpha \right) + (Es - Ec) \cdot \varepsilon str \cdot Astr \cdot (d - dtr) - Ap \cdot Ep \cdot \varepsilon p \cdot dp}{e+c} = 0$$

$$\varepsilon str := \frac{(\alpha \cdot d) - dtr}{\alpha \cdot b} \cdot \varepsilon c$$

$$\frac{(\alpha \cdot d - dtr) \cdot \varepsilon c}{\alpha \cdot b} \quad (4)$$

$$\varepsilon s := \frac{1 - \alpha \cdot d}{\alpha \cdot b} \cdot \varepsilon c$$

$$\frac{(1 - \alpha \cdot d) \cdot \varepsilon c}{\alpha \cdot b} \quad (5)$$

$$\varepsilon p := \frac{(1 - \alpha) \cdot d - dp}{\alpha \cdot b} \cdot \varepsilon c$$

$$\frac{((1 - \alpha) \cdot d - dp) \cdot \varepsilon c}{\alpha \cdot b} \quad (6)$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$d := 1051$					(7)
$dtr := 118$					(8)
$dp := 59$					(9)
$b := 1800 + \frac{500 \cdot \text{alpha} \cdot d}{2 \cdot 750}$					(10)
$As := 4000$			$1800 + \frac{1051}{3} \alpha$		(11)
$Astr := 10000$			4000		(12)
$Ap := 10080$			10000		(13)
$c := \text{evalf}\left(310 + \frac{92}{2} + \frac{25}{2}\right)$			10080		(14)
$e := \text{evalf}\left(\frac{4433}{9642} \cdot 1000\right)$			368.5000000		(15)
$Ec := 36000$			459.7593860		(16)
$Es := 200000$			36000		(17)
$Ep := 195000$			200000		(18)
alfautrykk			195000		(19)
			$18918000 \alpha \alpha \left(1800 + \frac{1051}{3} \alpha\right) - \frac{1.97328530 \cdot 10^5 (1051 \alpha - 118) \alpha}{\alpha} - \frac{800000000 (1 - 1051 \alpha) \alpha}{1051 \alpha}$		

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

```

- 1.736996188 106 (992 - 1051 α) εc / α - 2.400554505 107 εc (1800 + 1051/3 α) α (1 - 1/3 α) = 0

ligning := simplify(alfauttrykk-alpha)
-9.157581090 109 α2 + 1.262099041 1010 α3 + 2.418190709 109 α - 1.700576632 109 + 2.803314205 109 α4 = 0
fsolve(ligning, alpha)
-5.170603975, 0.6532475351

```

(20)

(21)

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

Rissviddeberegning, støtte (Negativt moment)

Fra Maple: Nøytralakse i bjelkesteg.
(Løsning av aksialkraftlikevekt og momentlikevekt
om strekkarmering for Stadium II) $\alpha := 0.65$

$$d := 1051\text{mm}$$

$$\alpha \cdot d = 0.683\text{ m}$$

$$h := 1168\text{mm}$$

$$(1 - \alpha)d = 0.368\text{ m}$$

$$h - \alpha \cdot d = 0.485\text{ m}$$

Sone 1:

(Rektangulær)

$$b_1 := 1800\text{mm}$$

$$h_1 := \alpha \cdot d = 0.683\text{ m}$$

$$\text{arm}_1 := \frac{h_1}{2} = 0.342\text{ m}$$

Sone 2:

(Trekantet)

$$b_2 := \frac{\alpha \cdot d}{750\text{mm}} \cdot 500\text{mm} = 0.455\text{ m}$$

$$h_2 := \alpha \cdot d = 0.683\text{ m}$$

$$\text{arm}_2 := \frac{h_2}{3} = 0.228\text{ m}$$

$$I_{\beta\beta} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + \frac{1}{36} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + b_1 \cdot h_1 \cdot \text{arm}_1^2 + \frac{b_2 \cdot h_2}{2} \cdot \text{arm}_2^2 = 2.034 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I BRUKSGRENSETILSTAND

Armeringsbidrag:

$$A_{s,UK} := 4000\text{mm}^2$$

$$A_{s,OK} := 9980\text{mm}^2$$

$$A_p := 12 \cdot 6 \cdot 140\text{mm}^2 = 10080 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{tr} := 80\text{mm} + 25\text{mm} + \frac{25\text{mm}}{2} = 117.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := \frac{25\text{mm}}{2} + \frac{92\text{mm}}{2} = 58.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_s := A_{s,OK} \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = 1.35 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{s,tr} := A_{s,UK} \cdot (\alpha \cdot d - d_{tr})^2 = 1.28 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_p := A_p \cdot (d - \alpha \cdot d - d_p)^2 = 9.646 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Bøyestivhet om nøytralakse:

$$E_{cm} := 36\text{GPa} \quad E_s := 200\text{GPa} \quad E_p := 195\text{GPa}$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot (I_s + I_{s,tr}) + E_p \cdot I_p = 8.036 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$I_{c,ekv} := \frac{EI}{E_{cm}} = 2.232 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := 3.290 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c,ekv} := A_c + \left(\frac{E_s - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_{s,UK} + A_{s,OK} + \left(\frac{E_p - E_{cm}}{E_{cm}} \right) \cdot A_p = 3.363 \text{ m}^2$$

Spenning i armering i SLS

$$M_{Ed,st} := -4433\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed,st} := -9642\text{kN}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{|M_{Ed,st}| \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 40.583 \cdot \text{MPa}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

$k_t :=$
 Korttidsbelastning $k_t = 0.6$
 Langtidsbelastning

$\xi := 0.5$ $\phi_s := 25\text{mm}$ $\phi_p := 1.75 \cdot 15.24\text{mm} = 26.67\text{mm}$

$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ $h_{c,eff} := \min\left[2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - \alpha \cdot d)}{3}, \frac{h}{2}\right] = 161.617\text{mm}$

$b_{ef} := b_1 + \frac{b_2}{2} = 2.028\text{m}$ Midlere bredde av strekksone

$A_{c,eff} := b_{ef} \cdot h_{c,eff} = 0.328\text{m}^2$ $f_{ct,eff} := 3.8\text{MPa}$

$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,OK} + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = 0.045$ $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$

"Hvis senteravstand er mindre eller lik $5(c + \phi/2)$ for armeringen i strekksonen gjelder."

$k_3 := 3.4$ $c := 80\text{mm}$ $k_1 := 0.8$ $k_2 := 0.5$ $k_4 := 0.425$

$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} = 0.367\text{m}$

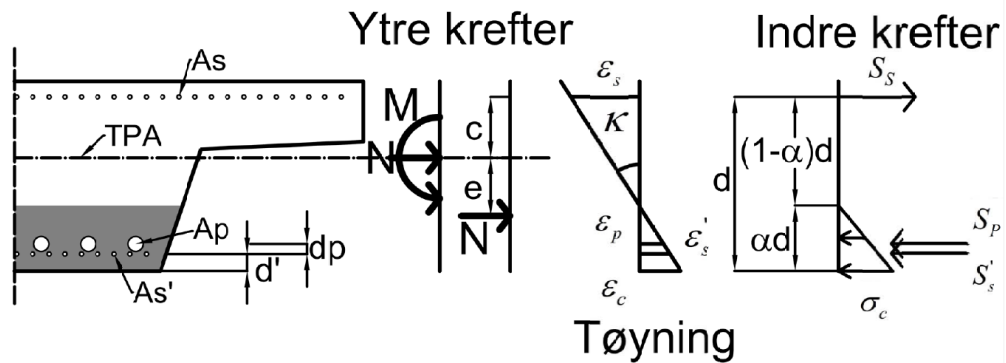
$\delta\varepsilon := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_c} = -1.145 \times 10^{-4}$

$\delta\varepsilon := \max\left[0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}\right] = 1.217 \times 10^{-4}$

$w_k := s_{r,max} \cdot \delta\varepsilon = 0.045\text{mm}$

N.1.1 Forklaring til beregninger

For å løse ligningene må alle tøyningene uttrykkes ved betongtrykktøyning ε_c slik at tøyningene kan strykes.



Figur N.1: Felttverrsnitt med negativt moment: skisse av ytre og indre krefter og tøyningstilstand. Samme notasjon er brukt her som i Maple-ligningene.

N.2 Krav

Brua er i eksponeringsklasse XC4 og er av type *Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke*. Dermed skal lastkombinasjon "ofte forekommende" benyttes, og kravet for underkant brubjelke er

$$w_k \leq 0.20k_c = 0.26 \text{ [mm]}$$

Dette er det samme kravet som står i Teknisk Regelverk.

For overkant av brubjelken gjelder kravet til Jernbaneverkets Tekniske regelverk, som er strengere enn Eurokodekravet:

$$w_{k,OK} \leq 0.00 \text{ [mm]}$$

VEDLEGG N. HÅNDBEREGNING AV RISSVIDDE I
BRUKSGRENSETILSTAND

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

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

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{3av} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekkøytningen i armeringen på siden med størst tøynings, ϵ_{s2} er strekkøytningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Tabell N.1: Kopi av *Tabell NA.7.1N - Grenseverdier av w_{max} (mm)* fra EC2-1-1

Vedlegg O

Kommandofil for DIANA (.dcf)

```
*INPUT
READ APPEND FILE="adapt.dat" TABLE ELEMEN DATA
READ APPEND FILE="CrossX.dat" TABLE GEOMET
:Avanserte materialmodeller:
READ APPEND FILE="Material.dat" TABLE MATERI
*NONLIN
:                               Output item definition
BEGIN OUTPUT
  DISPLA TOTAL  TRANSL
  DISPLA TOTAL  ROTATI
  STRESS TOTAL  FORCE
  STRESS TOTAL  MOMENT Z
  STRESS TOTAL  CAUCHY
  STRAIN TOTAL  GREEN
  STRAIN PLASTI GREEN
  STRAIN CRACK
  STRAIN CRKWDT
END OUTPUT
:                               Type of nonlinear analysis
BEGIN TYPE
  BEGIN PHYSIC
    PLASTI FIRST MITERA=100
:  CREEP ZERO MITERA=10
  CREEP OFF
  CRACKI OFF
  TOTCRK SECANT
  SHRINK OFF
END PHYSIC
```

VEDLEGG O. KOMMANDOFIL FOR DIANA (.DCF)

```
END TYPE
:                               Post-tensioning
BEGIN EXECUTE
  PHYSIC BOND REINFOK REINFUK
  BEGIN LOAD
    LOADNR=2
  BEGIN STEPS
    EXPLICIT SIZES 0.9
  END STEPS
  END LOAD
END EXECUTE
:                               Permanent loads
BEGIN EXECUTE
  PHYSIC BOND
  BEGIN LOAD
    LOADNR=1
    STEPS EXPLICIT SIZES 1.2
  END LOAD
  ITERAT MAXITE=20
END EXECUTE
:                               Braking force
BEGIN EXECUTE
  PHYSIC BOND
  BEGIN LOAD
    LOADNR=3
    STEPS EXPLICIT SIZES 1.5
  END LOAD
  ITERAT MAXITE=20
END EXECUTE
:                               LM71 i spenn 2
BEGIN EXECUTE
  PHYSIC BOND
  BEGIN LOAD
    LOADNR=5
  BEGIN STEPS
    BEGIN EXPLIC
      SIZES 0.2(8) 0.01(5) 0.001(5)
:    ARCLEN
  END EXPLIC
  END STEPS
  END LOAD
```

VEDLEGG O. KOMMANDOFIL FOR DIANA (.DCF)

```
BEGIN ITERAT
  MAXITE=50
  BEGIN CONVER
    FORCE
    DISPLA
    ENERGY
  END CONVER
END ITERAT
END EXECUTE
:
:           LM71 i spenn 2 til brudd
BEGIN EXECUTE
  PHYSIC BOND
  BEGIN LOAD
    LOADNR=5
    BEGIN STEPS
      BEGIN AUTOMA
        SIZE=6
        MAXSIZ=0.1
        MAXSTP=150
        ARCLEN
      END AUTOMA
    END STEPS
  END LOAD
  BEGIN ITERAT
    MAXITE=75
    BEGIN METHOD
      NEWTON REGULA
    END METHOD
    BEGIN CONVER
      DISPLA TOLCON=1E-3
      FORCE TOLCON=1E-2
      ENERGY TOLCON=1E-4
    END CONVER
  END ITERAT
END EXECUTE
*END
```


Vedlegg P

**Sikkerhetsformater i Model
Code 2010**

Annex 2 – Safety formats for non-linear analysis (Level IV Approximation) according to fib Model Code 2010 (MC2010)

7.11 Verification assisted by numerical simulations

7.11.3 Safety formats for non-linear analysis

7.11.3.1 General

Design condition $F_d \leq R_d$, $R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$

Partial factor of resistance γ_R given below; model uncertainty factor $\gamma_{Rd} = 1.06$ in case of well validated model, otherwise a higher value should be chosen.

7.11.3.3 Global resistance methods

7.11.3.3.1 Global Resistance Factor method (GRF)

Non-linear finite element analysis (NLA) with mean input material properties:

- $R_d = \frac{R(f_m, \dots)}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$ with $\gamma_R = 1.2$

Mean material properties:

- Reinforcing steel $f_{ym} = 1.1 f_{yk}$

With global factor $\gamma_{GL}^{steel} = \frac{f_{ym}}{f_{yd}} = \frac{1.1 f_{yk}}{f_{yk}/1.15} = 1.1 \cdot 1.15 = 1.27$

To obtain same global factor for concrete a reduced mean strength is defined:

- Concrete $f_{cm} = 0.85 f_{ck}$

Thus global factor $\gamma_{GL}^{concrete} = \frac{f_{cm}}{f_{cd}} = \frac{0.85 f_{ck}}{f_{ck}/1.5} = 0.85 \cdot 1.5 = 1.27$

7.11.3.3.2 Estimation of Coefficient Of Variation of resistance method (ECOV)

NLA's with mean and characteristic values of material properties:

- $R_m = R(f_m, \dots)$, $R_k = R(f_k, \dots)$
- $R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}}$

Coefficient of variation follows from:

- $V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right)$

Global factor for mean resistance:

- $\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R) = \exp(0.8 \times 3.8 V_R) = \exp(3.04 V_R)$

7.11.3.4 Partial Factor method (PF)

NLA with design values of material properties:

- $R_d = R(f_d, \dots)$