

Konseptanalyse av en spennarmert bruplate uten slakkarmering

Dimensjonering etter Eurokode

Kine Stuhr Sjøblom
Simen Sjøvold Skavang

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2014

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Eldar Høysæter, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som avsluttende oppgave i masterstudiet Bygg- og Miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Den er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, i samarbeid med Statens vegvesen. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng per student og er skrevet høsten 2014.

Oppgaven er skrevet som et samarbeid mellom Kine Stuhr Sjøblom og Simen Sjøvold Skavang, som har sittet ved Statens vegvesens kontor i Oslo. Hovedveileder har vært professor Terje Kanstad ved Institutt for Konstruksjonsteknikk. Eldar Høysæter har vært kontakt hos Statens vegvesen og fungert som ekstern veileder i forbindelse med detaljer rundt Sifjordenprosjektet.

Oppgaven går ut på å dimensjonere en spennarmert bruplate i betong, uten slakkarmoring. Bruplaten skal dimensjoneres etter Eurokode og skal møte de forutsetningene som settes av Statens vegvesen i forbindelse med et bruprojekt i Sifjorden, Troms fylke. Som analyseverktøy benyttes elementmetodeprogrammet SOFiSTiK.

Utover studentenes mulighet til å realisere kunnskap tilegnet ved masterstudiet, er hensikten med oppgaven å utforske og kartlegge muligheten for å ta i bruk en ny og mer bestandig måte å dimensjonere betongbruer på. Ved å fjerne de av bruas bestanddeler som kan korrodere, fjernes også korrosjonsproblemet. Korrosjon av armering i bruer er et kostbart problem og det ses alltid etter nye og mer bestandige løsninger.

Det rettes en stor takk til professor Terje Kanstad som har fungert som en god veileder underveis. Takk for interesse, faglig støtte og hyggelig samtaler. Det rettes også en takk til Eldar Høysæter, Statens vegvesen, for all hjelp, samt en takk til bru- og geologiavdelingen ved Statens vegvesen for kontorplass og hyggelige bekjentskaper. Til slutt rettes det en stor takk til Georg Pircher hos SOFiSTiK, for uvurdelig hjelp med programmet, og ikke minst til Johann Kollegger for innføring i teorien bak Egg-Graben-Brücke, samt gjestfrihet og omvisning på universitetet i Wien, Østerrike.

Oslo, 31. desember 2014

Kine Stuhr Sjøblom

Kine Stuhr Sjøblom

Simen Sjøvold Skavang

Simen Sjøvold Skavang

Sammendrag

I denne oppgaven gjennomføres en konseptanalyse av en spennarmert bruplate uten slakkarmering. Platen dimensjoneres i bruks- og bruddgrensetilstand i henhold til Eurokode. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen, og rammene for oppgaven er satt etter prosjektrammene for ei bru som planlegges over Sifjorden i Torsken kommune i Troms fylke.

Konseptet er inspirert av Egg-Graben-Brücke i Østerrike, som ble designet og bygget uten slakkarmering i bruplaten. Idéen går ut på å unngå bruk av metall som kan korrodere i bruplaten, og på den måten eliminere korrosjon som ødeleggende faktor. Resultatet er en bruplate med betydelig bedre bestandighet. Dimensjonering uten slakkarmering setter andre krav til spennkraft og påvisning av tilstrekkelig duktilitet.

I Norge er det vanlig praksis å dimensjonere underarmerte betongtverrsnitt. Med krav til minimumsarmering sikrer dette tverrsnitt som er tilstrekkelig duktilt. I denne oppgaven oppfylles kravene i Eurokode ved å sammenligne tverrsnittets krumning ved opprissing og brudd. Beregningene viser at tverrsnittets krumning er over 10 ganger større ved brudd enn ved opprissing, og det konkluderes med at tverrsnittet har tilstrekkelig duktilitet.

Brua må dimensjoneres med slakkarmering i forbindelse med spaltekrefter bak spennarmeringens forankringer. Slakkarmeringen utføres i rustfritt stål for å ivareta konseptets bestandighetsbehov.

Som dimensjoneringsverktøy benyttes elementmetodeprogrammet SOFiSTiK, et modulbasert program egnet for 2D- og 3D-analyser av små og store konstruksjonsprosjekter. SOFiSTiK beregner opptredende lasttilfeller for aktuelle grensetilstander etter Eurokode. Disse lastene benyttes ved kapasitetskontroll i brudd- og bruksgrensetilstand.

Grunnforholdene i Sifjorden tilsier at brua skal stå på peler i fyllingsfundamenter. Derfor må bæresystemet velges slik at konstruksjonen ikke overfører horisontale krefter til fundamentene. Valgt bæresystem er overliggende bue, fast innspent i bruplatens ender slik at bruplaten fungerer som et strekkbånd. Ettersom konseptet ikke egner seg for lange enkeltspenn anses buebruens mange og korte enkeltspenn som et godt alternativ.

Utfordringen i denne oppgaven er bueinnspenningene og området rundt buens første kabel. I disse områdene er opptredende krefter så store at bruplaten går i brudd. Hvis konseptet skal fungere med det valgte designet må de utsatte områdene detaljprosjekteres, og en eventuell slakkarmering som legges inn må være rustfri. De øvrige punktene som kontrolleres i bruplaten er godt innenfor kapasiteten, med høyeste kapasitetsutnyttelse på 64,9% for trykkapasitet i bruksgrensetilstanden. Øvrig kontroll i bruksgrensetilstand viser også at bruplaten, med unntak av utsatte områder, ikke vil risse opp.

Oppgaven konkluderer med at konseptet er gjennomførbart, også for et bæresystem med bueløsning. Grunnforholdene i Sifjordenprosjektet utfordrer konseptet i denne oppgaven, ettersom bueinnspenning og strekkbåndeffekt skaper svært ugunstige lasttilfeller i bruplaten. Med et bæresystem uten innspent bue er det mindre problematisk å oppnå en bruplate som har tilstrekkelig kapasitet, og i tillegg ikke risser opp.

Abstract

This report describes a concept analysis of a post-tensioned concrete bridge slab without steel reinforcement. The slab is designed to fulfill the requirements for serviceability and ultimate limit states according to Eurocode. The report is written in cooperation with the Norwegian Public Road Administration, and based on a bridge project in Troms.

The concept is inspired by the Egg-Graben-Brücke in Austria, designed and built without steel reinforcement in the bridge slab. The project was initiated based on the idea that by removing all material with the risk of corrosion, the durability of the bridge will depend only on the durability of the concrete. The result is a more durable bridge slab. Design without steel reinforcement has different criteria for the use of prestressed steel and the approach to establish satisfactory ductility in the structure.

In Norway it is customary to design concrete cross-sections so that the concrete ruptures after the steel reinforcement. By use of mild reinforcement, adequate ductility is insured for the concrete cross-section. In this paper, the requirements to insure ductility are satisfied by comparing the cross-section curvature at cracking and final fracture. Calculations indicate that the curvature of the cross-section is more than ten times larger at fracture than at cracking. This implies satisfactory ductility in the bridge slab.

Steel reinforcement is necessary to manage split tension forces around prestressing anchorages. Stainless steel reinforcement is used to ensure no risk of material-related corrosion in the concrete.

The engineering software SOFiSTiK is used for modelling and finite element analysis. SOFiSTiK carries out analysis according to design combinations in Eurocode, used to determine the structures utilization.

The bridge is to be built on soil foundation where horizontal forces are unfavourable. An arch bridge is therefore chosen as the load-bearing structure. The arch spans over the bridge deck, fastened in the bridge deck and thereby restrained in axial direction. Since the concept is unsuited for large spans, the structure of the arch bridge with several short spans is a good alternative.

Challenges are related to the area where the arch fastenes to the bridge deck. Extreme loads occur and the cross-section does not satisfy the design requirements of Eurocode. These areas must be calculated in detail. By use of stainless steel the cross-section is likely to endure the extreme stresses in the challenging areas, while the durability of the slab is ensured. The remaining part of the bridge slab meets all design requirements, with 64,9 % as the highest utilization, associated with concrete compression in serviceability state. The calculations conclude that cracking will not occur in the bridge slab, with the exception of the extreme areas.

The report concludes that the concept is achievable with the arch as the load-bearing structure. The foundations challenge the concept. The extreme values calculated at the ends of the bridge slab may be avoided if the load-bearing structure leads horizontal forces straight into the foundation. This way, a satisfactory design is more easily obtained for the concept.

Innledning

Nasjonal Transportplan (NTP) har estimert et totalt vedlikeholdsetterslep på bruer og ferjekaier på omtrent 14,5 milliarder kroner, med et anslått usikkerhetsspenn på omtrent 11-19 milliarder ved inngangen til neste NTP-planperiode i 2018 [34].

Vedlikeholdsforfall kan gi manglende robusthet og konstruksjonssikkerhet, med fare for redusert fremkommelighet, trafikkisikkerhet og i noen tilfeller midlertidig stenging av brua [29, s. 20]. Redusert pålitelighet til vegnettet er uheldig, samtidig som manglende vedlikeholdsarbeid er økonomisk ugunstig og kan resultere i behov for dyrere tiltak og mer omfattende oppgradering av brukonstruksjonen [29, s. 6].

Armeringskorrosjon er et betydelig problem i betongkonstruksjoner, og kloridindusert korrosjon anses som det største bestandighetsproblemet for armerte betongkonstruksjoner. I følge EK2, 9.1(3) [23] skal betongkonstruksjoner dimensjoneres med minimumsarmering for å hindre sprø bruddformer og store riss, og for å oppta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger. Korrosjonsutsatt armering medfører dessverre risiko for redusert bæreevne, og blir dermed en begrensende faktor for bestandigheten i norske betongbruer.

Egg-Graben-Brücke i Østerrike er en betongkonstruksjon der bruplatten er dimensjonert nesten helt uten minimumsarmering, med bruk av rustfri slakkarmering ved spennarmeringens forankringer. På denne måten elimineres en betydelig korrosjonsrisiko, hvilket kan resultere i en mer bestandig konstruksjon med lavere vedlikeholdsbehov gjennom bruas levetid.

Det er i dag over 16 000 bruer i det norske vegnettet, og cirka 400 til er under bygging eller planlegging. Nye bruer er ikke vedlikeholdsfrie, og det er viktig at de ikke bidrar til å øke vedlikeholdsetterslepet i Norge. Å bygge bruer med lavere behov for vedlikehold kan være et bidrag i arbeidet med å redusere vedlikeholdsbehovet på norske bruer, og på sikt det totale vedlikeholdsetterslepet i det norske vegnettet [7].

Denne oppgaven er inspirert av Egg-Graben-Brücke i Østerrike og tar for seg dimensjonering av en spennarmert bruplate uten slakkarmering. Bruplaten kontrolleres for dimensjonerende krefter i brudd- og bruksgrensetilstand etter Eurokode, og imøtekommer overordnede krav til duktilitet uten bruk av minimumsarmering.

Analysen gjøres med utgangspunkt i ei bru Statens vegvesen skal bygge over Sifjorden på Senja i Troms. Dette er et område med utsatte værforhold, og en plassering der det tilsynelatende vil være hensiktsmessig med en mer bestandig brukonstruksjon.

Innholdsfortegnelse

Forord	1
Sammendrag	2
Abstract	3
Innledning	4
Innholdsfortegnelse	8
Figurliste	9
Tabelliste	12
Indeksliste	13
1 Bakgrunn	19
1.1 Egg-Graben-Brücke	19
1.2 Sifjorden	19
1.3 Typiske skader på betongkonstruksjoner	20
1.3.1 Frostsprengning	20
1.3.2 Alkalireaksjoner	21
1.3.3 Armeringskorrosjon	21
2 Prosjekteringsgrunnlag	23
2.1 Informativt	23
2.2 Materialelegenskaper	23
2.2.1 Betong, B55	23
2.2.2 Spennarmering, Y1860S7	23
2.3 Eksponeringsklasser	24
2.4 Forutsetninger gitt av Statens vegvesen	24
2.5 Avgrensning av oppgaven	25
2.6 Buebruer	26
3 Program - SOFiSTiK	28
3.0.1 Moduler	28
4 Brumodell	30
4.1 Valg av bæresystem og statisk modell	30
4.2 Brukonstruksjon	30
4.2.1 Utgangspunkt	32
4.3 Modell i SOFiSTiK	34
4.3.1 Koordinatsystem	34
4.3.2 Geometriske akser	34
4.3.3 Materialvalg og tverrsnitt	35
4.3.4 Bruplate	35

4.3.5	Randbetingelser ved opplager i bruflatens ender	36
4.3.6	Bue	36
4.3.7	Kabler	37
4.3.8	Spennarmering	37
4.4	Spennarmeringsystem	38
4.4.1	Injisering	38
4.5	Kabelvalg	38
4.6	Minste senteravstand	40
4.7	Betongverdekning	41
4.7.1	Bestemmelse av minste overdekning, c_{min}	42
4.7.2	Tillatt avvik Δc_{dev}	43
4.7.3	Betongoverdekning, c_{nom}	43
4.7.4	Overdekning over spennarmeringens forankringspunkter, c_f	43
4.8	Plassering av spennarmering	44
4.8.1	Tilnæringer ved plassering	45
4.8.2	Lengdearmering	45
4.8.3	Tverrarmering	47
4.8.4	Spennarmeringsprofil i lengde- og tverretning	48
5	Verifikasjon og kontroll av modell i SOFiSTiK	50
5.1	Verifikasjon av modell	50
5.1.1	Jevnt fordelt last	51
5.1.2	Punktlast	52
5.1.3	Temperaturgradient	53
5.1.4	Oppsummert	55
5.2	Kontroll av kabler og bue	55
6	Spennkraft	57
6.1	Oppspenningskraft	57
6.2	Forspenningskraft	57
6.3	Tap av tøyingsdifferanse - umiddelbare tap	58
6.3.1	Friksjonstap	58
6.3.2	Låsetap	62
6.3.3	Opptredende spennkraft etter korttidstap	66
6.4	Tidsavhengige tap	68
6.4.1	Kryptall	68
6.4.2	Fri svinntøyning	72
6.4.3	Relaksasjon	75
6.4.4	Samlet tap etter kryp, svinn og relaksasjon	75
7	Laster	82
7.1	Permanente laster	82
7.1.1	Egenvekt	82
7.2	Deformasjonslaster	82
7.3	Variable laster	82
7.3.1	Vind	82

7.3.2	Trafikk	89
7.3.3	Temperatur	92
7.4	Laster i SOFiSTiK	93
7.4.1	Egenvekt	95
7.4.2	Trafikk	95
7.4.3	Vindlaster	96
7.4.4	Temperaturlaster	97
7.4.5	Spennarmering	97
8	Lastkombinasjoner	98
8.1	Bruddgrensetilstand	98
8.2	Bruksgrensetilstand	99
8.3	Lastkombinasjoner i SOFiSTiK	100
8.3.1	Bruddgrensetilstand	100
8.3.2	Bruksgrensetilstand	101
8.3.3	Generering av aktuelle lastsituasjoner for dimensjonering	102
9	Opptredende krefter	105
9.1	Moment, bruddgrensetilstand	105
9.1.1	Lengderetning, M_{yy} [kNm/m]	105
9.1.2	Tverretning, M_{xx} [kNm/m]	107
9.2	Aksial, bruddgrensetilstand	109
9.2.1	Lengderetning, N_{yy} [kN/m]	109
9.2.2	Tverretning, N_{xx} [kN/m]	111
9.3	Moment og aksial ved opplager/bueinnspenning	112
9.3.1	Lengderetning	112
9.4	Skjær	114
9.4.1	Skjær i lengderetning, V_y	114
9.4.2	Skjær, tverretning, V_x	116
9.4.3	Konsentrert kraft fra kabel	119
9.5	Moment, bruksgrensetilstand	119
9.5.1	Lengderetning, M_{yy} [kNm/m]	119
9.5.2	Tverretning	121
9.6	Aksialkrefter, bruksgrensetilstand	124
9.6.1	Lengderetning, N_{yy} [kN/m]	124
9.6.2	Tverretning, N_{xx} [kN/m]	125
9.7	Moment og aksial ved opplager, bruksgrensetilstand	126
10	Dimensjonerende laster	127
10.1	Bruddgrensetilstand	127
10.2	Bruksgrensetilstand	128
11	Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand	130
11.1	Momentkapasitet i lengderetning	130
11.2	Momentkapasitet i tverretning	135
11.3	Skjærkapasitet	138
11.3.1	Skjærstrekkapasitet	139

11.3.2	Skjærtrykkapasitet	139
11.3.3	Bestemmelse av d , d_l og d_t	140
11.3.4	Kapasitetsberegning	142
11.4	Skjærkraft fra konsentrerte laster	144
11.4.1	Kontroll av skjærkraft fra konsentrerte laster	146
12	Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstanden	150
12.1	Stadium I og Stadium II	150
12.1.1	Stadium I	150
12.1.2	Stadium II	151
13	Duktilitet	155
14	Konsentrerte laster bak forankring	161
15	Resultater og diskusjon	166
16	Konklusjon	168
17	Videre arbeid	169
	Referanser	170
A	Beregning av parabel for spennarmeringskurvatur	172
B	Oversikt over lasttilfeller i SOFiSTiK	175
C	Kombinasjonskode for vindlaster i SOFiSTiK	178
D	Kode for lastkombinasjoner, SOFiSTiK	179
E	Samlet langtidstap i tverretning	182
F	Momentkapasitet i bruddgrensetilstand, lengderetning	187
G	Momentkapasitet i bruddgrensetilstand, tverretning	215
H	Skjærkapasitet i bruddgrensetilstand	223
I	Kontroll av opprissing grunnet bøyemoment	237
J	Skjærkapasitet for konsentrerte laster i bruddgrensetilstand	243
K	Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand	247
L	Kontroll av duktilitet i tverretning	269
M	Teori låsetap	274
N	Dimensjonerende lastsituasjoner	275

Figurliste

1	Egg-Graben. Foto: Pez Hejduk	19
2	Sifjorden med fjordkryssingsalternativet i rødt [39]	19
3	Svinesundbrua med kryssende bue [9], og Brandangersundet bru med overliggende nettverskbue [15]	26
4	Bøyemoment grunnet egenvekt for 3 forskjellige buebruer [15]	27
5	Brumodell	30
6	Bruplatens tverrsnitt	31
7	Senteravstand mellom hvert kabelpar	31
8	Tverrsnitt av bue	32
9	Sammenligning av deformasjon uten og med forskyvning av bue i z -retning [mm]	33
10	Globalt og lokalt koordinatsystem	34
11	Modell med geometriske akser	34
12	Lokalt aksesystem og interne krefter og momenter i shell-elementer [4, pkt. 2.8]	35
13	Rotasjon av plate om opplager	36
14	Opplagerbetingelser	36
15	Forankring av spennarmering. Electrically isolated anchorage E [30, Annex 8]	40
16	Minimum senteravstand mellom spennkabler [23]	41
17	Bruplatens deformasjon i z -retning fra konstruksjonens egenvekt [mm]	44
18	Plassering av lengdearmering ved forankringspunkt i plateenden [mm]	46
19	Plassering av lengdearmering ved platens midtsnitt [mm]	46
20	Variabler ved beregning av radius	47
21	Tverrarmeringens profil over bruplatens bredde [mm]	47
22	Spennarmering i x - y -plan	48
23	Spennarmering i y - z -plan	49
24	Spennarmering i x - z -retning	49
25	Modell i SOFiSTiK, brukt til verifisering.	50
26	Modell i Focus Konstruksjon. Fjærene er små og grønne.	51
27	Momentkrefter fra egenvekt, Focus Konstruksjon	51
28	Momentkrefter fra egenvekt, SOFiSTiK	51
29	Momentfordeling fra egenvekt, SOFiSTiK [kNm/m]	52
30	Momentkrefter fra punktlast, Focus Konstruksjon	52
31	Momentkrefter fra punktlast, SOFiSTiK	53
32	Momentfordeling fra punktlast, SOFiSTiK [kNm/m]	53
33	Momentkrefter fra temperaturgradient, Focus Konstruksjon	54
34	Momentkrefter fra temperaturgradient, SOFiSTiK	54
35	Momentfordeling fra temperaturgradient, SOFiSTiK [kNm/m]	54
36	Moment M_y i bue fra egenvekt [kNm/m]	55
37	Moment M_z i bue fra egenvekt [kNm/m]	55
38	Maksimal trykkrefter i bue [kN]	56
39	Maksimal strekkraft i kabel [kN]	56

40	Spennkrafttap fra friksjon og lås i lengderetning (venstre) og tverretning (høyre). Rød linje indikerer låsetap.	67
41	Kraft i spennarmering i lengderetning, SOFiSTiK	68
42	Akser ved beregning av vind	83
43	Vindraft i z -retning på bruplatten	86
44	Illustrasjon av LM1	91
45	Hierarkisk inndeling av laststruktur i SOFiSTiK [4, pkt. 34.]	94
46	Loadcasemanager i SOFiPUS-(X). Oversikt over brukte lasttyper i oppgaven	94
47	Utdrag av vindkombinasjonskode i Teddy i SSD	96
48	Utdrag av lastkombinasjonskode for bruddgrensetilstand	101
49	Utdrag av lastkombinasjonskode for bruksgrensetilstand	102
50	Nye lasttilfeller fra trafikklasttilfeller for element 10152	103
51	Lastkombinasjon for dimensjonering, for element 10152	104
52	Brumodell med aksesystem	105
53	Max M_{yy} , [kNm/m]	106
54	Min M_{yy} , [kNm/m]	107
55	Max M_{xx} , [kNm/m]	108
56	Min M_{xx} , [kNm/m]	108
57	M_{xx} i snitt i midtlinje ved opplager	109
58	Max N_{yy} [kN/m]	110
59	Min N_{yy} , [kN/m]	111
60	Max N_{xx} , [kN/m]	111
61	Min N_{xx} , [kN/m]	112
62	Avgrensning av område opplager - bue	112
63	Ekstremverdier ved innspenning av bue	113
64	Snitt 1, over kabelfestet i bruplatten nærmest opplager	113
65	Snitt 2, mellom kabel og opplager for situasjonen som gir størst moment med strekk i overkant	114
66	Max V_y , [kN/m]	114
67	Min V_y , [kN/m]	115
68	N_{yy} [kN/m] i snitt ved buens innspenning i platen	116
69	Max V_x [kN/m]	116
70	Min V_x [kN/m]	117
71	Overordnet bilde av snitt i bruplatten	118
72	Snitt 1, største skjærkraft V_x i platens nedre høyre hjørne	118
73	Snitt 2, minste skjærkraft V_x i platens øvre høyre hjørne	119
74	Aksialkraft i kabler ved kablenes feste i bruplatten. [kN]	119
75	Max M_{yy} [kNm/m]	120
76	Min M_{yy} [kNm/m]	121
77	Max M_{xx} [kNm/m]	122
78	Min M_{xx} [kNm/m]	123
79	Snitt ved minste M_{xx} ved opplager	123
80	Max N_{yy} [kN/m]	124
81	Min N_{yy} [kN/m]	125
82	Max N_{xx} , [kN/m]	125

83	Min N_{xx} , [kN/m]	126
84	Plassering av snitt på bruplate	126
85	Snitt 1, M_{yy} og N_{yy} over kabelfeste med høyest aksialkraft	126
86	Snitt 2, M_{yy} og N_{yy} mellom kabel og opplager	126
87	Plassering av kontrollpunkter i bruddgrensetilstand	127
88	Effektiv tverrsnittshøyde d i lengderetning [mm]	128
89	Effektiv tverrsnitshøyde d i tverretning [mm]	128
90	Plassering av kontrollpunkter i bruksgrensetilstand	129
91	Beregningsmodell for et tverrsnitt i brudd	135
92	Fordeling av spenninger i en bjelke [26].	138
93	Trykkfelt mellom skråriss [31, s. 66]	139
94	Tenkt skjærrissutvikling fra opplager i lengderetning	140
95	Tenkt skjærrissutvikling fra kabelfest i tverretning	141
96	Kontrollsnitt av belastede flater [23, Fig. 6.13]	145
97	Beregningsmodell for Stadium I - uopprisset betongtverrsnitt	150
98	Beregningsmodell for Stadium II - opprisset betongtverrsnitt	151
99	Graf som viser tverrsnittets krumning ved økende moment.	160
100	Fordeling av krefter ved konsentrert last [1, s. 19]	161
101	Beregningsmessig lastutbredelse ved partielt belastede flater [23, s. 109]	162
102	Forankring illustert med helix og tilleggsarmering	162
103	Kontrollerte punkter i bruddgrensetilstand	166
104	Kontrollerte punkter i bruksgrensetilstand	166

Tabelliste

2	Materialelegenskaper for betong, B55	23
3	Materialelegenskaper for spennstål, Y1860S7	24
4	Materialelegenskaper for stål, S450	24
5	Lengderetning	39
6	Tverretning	39
7	Forankring i lengde- og tverretning, Electrically isolated anchorages . . .	40
8	Beregnet c_{min}	42
9	Betongoverdekning c_{nom} [mm]	43
10	Kabellengder og fjærstivheter for halve modellen	50
11	Momenter til verifisering	55
12	Tabell NA.4.1, terrengruhetskategorier med parametre	84
13	Tabell 8,1, høyde d_{tot} for $A_{ref,x}$ (referanse:)	85
14	Beregnet $A_{ref,x}$	85
15	Beregnet vindkraft F_{wx}	86
16	Beregnet vindkraft F_{wz}	86
17	Antall og bredde for lastfelt	89
18	Karakteristiske verdier for LM1	90
19	Justeringsfaktorer, i indikerer lastfeltet	90
20	Laster, lastmodell 1	91
21	Lastgrupper, kombinasjon av trafikkklaster	92
22	Verdier av ψ -faktorer for vegbruer	98
23	Lastkombinering for bruddgrensetilstand	99
24	Lastfaktorer, bruddgrensetilstand	99
25	Lastkombinering, bruksgrensetilstand	100
26	Gjennomsnittlige skjærkrefter V_y i bruplatens hjørner	115
27	Dimensjonerende momentkrefter, bruddgrensetilstand	127
28	Dimensjonerende skjærkrefter, bruddgrensetilstand	128
29	Dimensjonerende momentkrefter, bruksgrensetilstand	129
30	Tøyningstilstand for de 4 punktene benyttet ved beregning av MN-diagram. 130	
31	Kapasitetsutnyttelse for bruddgrensetilstand i lengderetning	135
32	Kapasitetsutnyttelse for bruddgrensetilstand i tverretning	138
33	Skjærkapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand	144
34	Skjærkapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand for konsentrerte laster . .	149
35	Oppsummering av kapasitetsutnyttelser i Stadium I - bruksgrensetilstand	154
36	Dimensjoner for beregning av krefter bak forankring	162
37	De høyeste kapasitetsutnyttelsene med unntak av overskridelser	167

Indeksliste

Store latinske bokstaver

A_c	Areal, betongtverrsnitt
A_{c1}	Belastningsflate
A_{c0}	Fordelingsflate
A_p	Areal, spennarmering
A_{ref}	Referanseareal
A_s	Areal, armering, spaltekrefter
A_t	Transformert tverrsnitt
C_{Rdc}	Faktor med hensyn til tilslagsstørrelse og materialfaktor
C_x	Vindlastfaktor
E_{cm}	Betongens midlere E-modul
$E_{c,eff}$	Effektiv modulus
E_p	Spennstålets e-modul
F_{Rd}	Trykkapasitet, betong
F_{wx}	Vindkraft, x -retning
F_{wz}	Vindkraft, z -retning
G	Permanent lastvirkning
$G_{k,inf}$	Karakteristisk permanent last, gunstig
$G_{k,sup}$	Karakteristisk permanent last, ugunstig
I	Annet arealmoment
I_v	turbulensintensitet
L	Bruplatens lengde
M	Moment
M_{cr}	Rissmoment
M_g	Moment, egenvekt
M_{Rd}	Momentkapasitet
M_{xx}	Moment i bruplate, tverretning
M_{yy}	Moment i bruplate, lengderetning
N	Aksialkraft
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
N_{xx}	Aksialkraft i bruplate, tverretning
N_{yy}	Aksialkraft i bruplate, lengderetning
P	Forspenningslast
P	Punktlast
$\Delta P_i(x)$	Umiddelbare spenntap
ΔP_{las}	Låsetap

P_0	
P_{m0}	Forspenningskraft
P_{max}	Oppspenningskraft
ΔP_i	Friksjonstap ved låsetaplengde
ΔP_{mu}	Krafttap, friksjon
Q_1	Dominerende variabel last
Q_i	Øvrig variabel last
R	Kurvaturradius
R_{min}	Minimum radius, spennarmeringskurvatur
RH	Relativ fuktighet, omgivelser
S	Statisk arealmoment
S_p	Strekraft, strekkarmering
T	Strekraft, spaltekrefter
T_0	Initialtemperatur
T_c	Trykkraft, betong
T_{max}	Øvre representative lufttemperatur
T_{min}	Nedre representative lufttemperatur
$T_{e,max}$	Høyeste jevnt fordelte temperaturandel
$T_{e,min}$	Laveste jevnt fordelte temperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Kontraksjonsintervall for temperatur
$\Delta T_{N,con}$	Ekspansjonsintervall for temperatur
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperatur, varm underside
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperatur, varm overside
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rdc}	Skjærstrekkekapasitet
V_x	Skjærkraft i bruplate, tverretning
V_y	Skjærkraft i bruplate, lengderetning

Små latinske bokstaver

a_s	Senteravstand, spennarmering
a_k	Senteravstand, kabler
a_f	Senteravstand, forankringer
b	Bruplatens bredde
c_0	Terrengformfaktor
c_{alt}	Korreksjonsfaktor, høyde over havet
ΔC_{dev}	Sikkerhetsmargin, overdekning
c_{dir}	Korreksjonsfaktor, vindretning
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Overdekning, tillegg for sikkerhet

$\Delta C_{dur,st}$	Reduksjon av overdekning for rustfritt stål
$\Delta C_{dur,add}$	Reduksjon av overdekning ved tilleggsbeskyttelse
c_e	Eksponeringsfaktor
$c_{f,i}$	Kraftfaktor
c_{min}	Minimum overdekning
$c_{min,b}$	Minste overdekning, heft
$c_{min,dur}$	Minste overdekning, miljøpåvirkninger
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{ok}	Avstand, overkant til senter spennarmering
c_{prob}	Korreksjonsfaktor, returperiode
c_r	Ruhetsfaktor
c_{season}	Korreksjonsfaktor, årstid
c_{uk}	Avstand, underkant til senter spennarmering
d	Effektiv tverrsnittshøyde
d_{eff}	Snitt, effektiv tverrsnittshøyde
d_g	Største tilslagsstørrelse
e	Eksentrisitet
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet, betong
f_{cm}	Middelverdi av betongens trykkfasthet
f_{cm0}	Referansemiddelverdi, betongens trykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet, betong
$f_{ctk0,05}$	Spennstålets 0.05%-strekkgrense
f_{ctm}	Midrele strekkfasthet
f_{pk}	Karakteristisk flytespenning, stål
$f_{p0,1k}$	Spennstålets 0,1%-strekkgrense
f_{yk}	Karakteristisk flytespenning, slakkarmering
h	Bruplatens høyde
h_0	Effektiv tverrsnittstykkelse av en konstruksjonsdel
k	Utsiktet vinkelendring per meter
k_i	Koeffisient
k_p	Turbulensfaktor
n_k	Antall spennarmeringskabler
n_l	Antall kjørefelt på bruplaten
q_b	Basis vindhastighetstrykk
$q_{i,k}$	jevnt fordelt last
q_p	Vindhastighetstrykk
r	Overdekning, forankring
t	Betongens alder

t_0	
t_b	Tykkelse av buetverrsnitt
T_{re}	Tid etter oppspenning
u	Omkrets
v_b	Basis vindhastighet
v_{b0}	Referansevindhastighet
v_{Ed}	Dimensjonerende skjærspenning
v_m	Stedsvindhastighet
v_{min}	Minste skjærkapasitet
v_{Rdc}	Skjærkapasitet
v_{Rdmax}	Maksimal skjærkapasitet
w	Bredde av kurvatur
w	Bredde av kjørebane
w_l	Bredde av kjørefelt
y	Beliggenhet, tyngdepunktsakse i tverrsnitt
z	Momentarm
z_{0I}	Terrengformfaktor

Greske bokstaver

α	Trykksonefaktor
α_i	Faktor for betongfasthet
α_{Qi}	Justeringsfaktor for tandemsystem, LM1
α_{qi}	Justeringsfaktor for jevnt fordelt last, LM1
β_{as}	Reduksjonsfaktor, betongens alder
β_c	Faktor for belastningstidspunkt, kryp
β_{fcm}	Faktor med hensyn til betongfasthet
β_{ds}	Reduksjonsfaktor med hensyn til alder
β_H	Faktor for RH og h_0
β_{t0}	Faktor for betongens alder ved pålastning
ϵ	Samlet tøyning fra kryp, svinn og relaksasjon
ϵ_c	Tøyning, betong
ϵ_{ca}	Utvikling av autogen svinntøyning
$\epsilon_{c0\infty}$	Endelig autogen svinntøyning
ϵ_{cc}	Reduksjon i spennkraft fra kryp
ϵ_{cd}	Utvikling av svinntøyning, uttørking
$\epsilon_{cd\infty}$	Endelig svinntøyning, uttørking
ϵ_{cs}	Fri svinntøyning
ϵ_{cu}	Bruddtøyning, spennarmering

ϵ_p	Tøyning, spennarmering
$\Delta\epsilon_{p,sv}$	Svinntøyning
ϵ_{p0}	Initiell tøyningdifferanse
$\Delta\epsilon_p$	Tøyningssendring, spennarmering
ϵ_{pd}	Dimensjonerende flytetøyning, spennarmering
$\Delta\epsilon_{pl}$	Langtidstøyning
$\Delta\epsilon_{pk}$	Korttidstøyning
ϵ_{re}	Relaksasjonstap, interaksjonsverdi
$\epsilon_{re,tot}$	Relaksasjonstap
$\Delta\epsilon_{tap}$	Tøyningstap
ϵ_{sv}	Kraftredkusjon fra svinn
η	Forholdstall, e-moduler
γ_c	Materialfaktor, betong
$\gamma_{G,inf}$	Lastfaktor, permanent last, gunstig
$\gamma_{G,sup}$	Lastfaktor, permanent last, ugunstig
γ_P	Lastfaktor, forspenning
γ_Q	Lastfaktor, variabel last
κ	Krumning
κ_{cr}	Krumning ved opprissing
κ_{Rd}	Krumning ved brudd
μ	Friksjonskoeffisient
ν	Fasthetsreduksjonsfaktor
φ_i	Kryptall
φ_{RH}	Faktor med hensyn til virkning av relativ fuktighet
ω_N	Reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel
ω_M	Reduksjonsfaktor for temperaturdifferanse
ϕ	Ytre diameter, kabelrør, spennarmering
ϕ_b	Ytre diameter, bue
ϕ_L	Diameter tilleggsarmering, forankring
ϕ_S	Diameter, helix
$\psi_{j,i}$	Kombinasjonsfaktor
ρ	Lufttetthet
ρ_{1000}	Relaksasjonstap etter oppspenning
ρ_l	Armeringsforhold
σ_c	Spenning, betong
σ_{uk}	Spenning underkant
σ_p	Spenning, spennarmering
σ_{pm0}	Initiell forspenning

σ_{pmax}	Maksimal spenning i spennarmering
$\sigma_{p,opp}$	Spenning i spennkabel etter firksjon- og låsetap
$\Delta\sigma_{pk}$	Korttids-spenningsendring
$\Delta\sigma_{pl}$	Langtids-spenningsendring
$\Delta\sigma_{p,kryp}$	Spenningsendring, kryp
$\Delta\sigma_{pr}$	Spenningsendring, relaksasjon
$\Delta\sigma_{p,sv}$	Spenningsendring, svinn
θ	Vinkelendring
ξ	Reduksjonsfaktor

1 Bakgrunn

1.1 Egg-Graben-Brücke

Konseptidéen er inspirert av Egg-Graben-Brücke som ble ferdigstilt i 2009 i Østerrike. Bruplaten er dimensjonert uten slakkarmering, med unntak av spaltstrekkarmering ved forankringene til spennarmeringen. Slakkarmeringen ved forankringspunktene er utført i rustfritt stål. Det er en sprengverksbru der den bærende buen og platene i underkant av platen er utført med slakkarmering. Det lengste spennet bruplata strekker seg over uten støtte, er på ca. $7,9m$ [13].



Figur 1: Egg-Graben. Foto: Pez Hejduk

Brua i denne oppgaven dimensjoneres med maksimalt spenn på $5m$ i lengderetning og $9m$ i tverretning. Til forskjell fra Egg-Graben dimensjoneres bruplatten med parabelbuet spennarmering i tverretning, der Egg-Graben har rett, sentrisk plassert spennarmering.

1.2 Sifjorden

Sifjorden er en fjord på Senja, en øy i Torsken kommune i Troms fylke. Statens vegvesen har startet utarbeidelse av et planforslag til utbedring av fv.243 på strekningen Sifjordbotn-Røyresbukta, på oppdrag fra Troms fylkeskommune. Utbedringen skyldes skredfare i området. Alternativene Statens vegvesen vurderer er tunnel og fjordkryssing [39]. Det er et av fjordkryssingsalternativene, markert i rødt på figur 2, som danner bakgrunnen for bruforslaget i denne oppgaven.



Figur 2: Sifjorden med fjordkryssingsalternativet i rødt [39]

1.3 Typiske skader på betongkonstruksjoner

I 2003 var det 16 274 bruer i Norge [9], et antall som bare øker med årene. En stor andel av disse bruene trenger vedlikehold, noe som koster penger.

Nasjonal Transportplan (NTP) er et organ er transportetatene går sammen for å kartlegge en rekke utredninger. NTP planlegges for 10 år frem i tid, og revideres hvert fjerde år [35]. Totalt vedlikeholdsetterslep for bruer og ferjekaier er ved inngangen til neste NTP-planperiode (2018) estimert til omtrent 14,5 milliarder kroner, med et anslått usikkerhetsspenn på omtrent 11-19 milliarder kroner [34].

Vedlikehold av bruer og ferjekaier koster staten milliarder av kroner. Foruten de ødeleggende faktorene som kan skade betongen under blanding, støping og herding, er det hovedsakelig frostsprengning, alkalireaksjoner og armeringskorrosjon som skader konstruksjonen etter ferdigstilling. I de neste kapitlene presenteres en oversikt over frostsprengning, alkalireaksjoner og armeringskorrosjon.

1.3.1 Frostsprengning

Frostsprengning opptrer sjelden der salt er fraværende. Uten korrosjonsfare er det heller ikke behov for membran og membranbeskyttelse. Det betyr at gjennom de årstidene det saltes, og det blir liggende saltholdig vann på veibanen, kan det skape frostsprengning ved frost og tining.

Erik Sellevold [27] refererer til to hypoteser der mekanismen av frostsprengning beskrives:

Hypotese 1 Grunnet vannets utvidelse poster det hydraulisk trykk når vann begynner å fryse i porene. Hvis ikke trykket kan reduseres eller elimineres ved at vann flommer til ledige porer, kan trykkspenningene overgå strekkfastheten til betongen, som kan gi opprissing.

Hypotese 2 Osmotisk trykk oppstår når ionekonsentrasjonen øker i vannet som ligger rundt is i porene. For å nøytralisere forskjellen i ionekonsentrasjon strømmer vann til fra andre porer. Dette kan medføre et trykk som overstiger strekkfastheten til betongen, og som igjen kan forårsake opprissing.

Begge hypotesene forklarer noen fenomener, samtidig som de er mangelfulle ved andre fenomener. Sannsynligvis er det en kombinasjon av de to som opptrer i praksis. Uavhengig av hypotese er det bevist at tilgangen til saltholdig vann er ødeleggende, samt at betong med lavt w/c-tall eller med iblandede luftbobler er mindre utsatt for frostsprengning.

Som nevnt tidligere oppstår frostsprengning sjelden der salt er fraværende, så dette kan forhindres ved å fjerne tilgangen til salt. Dette kan gjøres ved å dimensjonere veibanen med helning slik at saltholdig vann renner av. I denne oppgaven vil veibanen dimensjoneres uten helning. Det vil med andre ord ikke bli tatt hensyn til frostsprengning.

1.3.2 Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner oppstår når alkali-reaktive bergarter reagerer kjemisk grunnet det høye pH-miljøet som oppstår i betong. Produktene fra slike reaksjoner vil akkumulere over tid, og fører til en utvidelse i betongen som skaper opprissing. Slike utvidelser kan føre til store skader på større konstruksjoner, som bruer og dammer [28].

I Norge er det alkali-reaktive bergarter i de fleste regionene. Av økonomi- og miljøhensyn er det viktig å benytte seg av disse kortreiste bergartene, noe som fordrer andre løsninger på problemet, ettersom man fortsetter å bruke dem i produksjon av betong [28].

Denne problemstillingen blir ikke tatt for seg videre i oppgaven. Det ansees ikke som hensiktsmessig å anbefale føringer på bergarter som bør benyttes som tilslag i betongen.

1.3.3 Armeringskorrosjon

Betong armeres på grunn av lav strekkfasthet i materialet. Betong og stål passer godt sammen av flere grunner. Begge materialene har relativt lav pris, er lett tilgjengelige og har relativt lik termisk utvidelse. I tillegg bidrar det høye pH-miljøet i betongporene til en passivering av armeringsstålet. Dette innebærer at det dannes et tynt lag med korrosjonsprodukter rundt stålet som beskytter mot øvrig korrodering. Hvis derimot denne passivfilmen brytes og stålet begynner å korrodere er det, ifølge Glass og Buenfield [10], en rekke ødeleggende konsekvenser som kan inntreffe:

Redusert tverrsnitt:

- Redusert strekkapasitet
- Økt tøyning
- Større sjanse for tretthetsbrudd

Rissing av betongen:

- Tap av heftkrefter
- Økning i korrosjonsrate
- Betong avbindes

Hydrogensprøhet:

- Sprøbrudd i armering

Passivfilmen kan bli ustabil dersom pH-verdien i betongen synker til 9 eller mindre, eller dersom det er kloridioner til stede. Typen korrosjonsprodukter varierer mellom massive produkter som hopper seg opp og skaper riss, og produkter med lite volum som siver ut i betongen. Den siste formen for produkter kan være tilstede ved kloridindusert korrosjon i våt betong, og er farlig da det gjerne oppstår korrosjon som er vanskelig å oppdage.

Korrosjon grunnet karbonatisering Den høye pH-verdien som oppstår i porene skyldes store mengder kalsiumhydroksid som dannes under hydratisering av sement, og oppløsning av alkalieioner fra sementen. Porenes pH-verdi synker på grunn av karbonatisering, der kalsium binder seg og danner kalsiumkarbonat. Synker pH-verdien til 9 eller mindre er passivfilmen ustabil og armeringen mister beskyttelsen[33].

Kloridindusert korrosjon Kloridindusert korrosjon ansees ofte som det største bestandighetsproblemet for armerte betongkonstruksjoner. Kloridioner kommer seg inn i

betongen ved at kloridholdig vann penetrerer, eller ved diffusjon av kloridioner til porevannet. Kloridene kommer som regel fra omgivelsene, gjennom for eksempel sjøvann eller salting av veier. Det er også klorider i betongens materialer. Derfor er det krav til hvor mye klorid den ferske betongen kan inneholde [32].

2 Prosjekteringsgrunnlag

2.1 Informativt

- Beregninger følger i de aktuelle kapitlene. Gul markering i beregningene markerer inputverdier.
- Der det er gjort flere kapasitetssjekker med like regneark, er kun et regneark presentert i oppgaven. Resten finnes som vedlegg.

2.2 Materialelegenskaper

Materialene som opptrer i denne brukonstruksjonen er betong med fasthetsklasse B55, konstruksjonsstål av typen S450 og spennkabel av typen DYWIDAG Y1860S7.

2.2.1 Betong, B55

Materialelegenskaper for betong er hentet fra EK2 [23].

Tabell 2: Materialelegenskaper for betong, B55

Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	$=55MPa$
Karakteristisk, sentrisk strekkfasthet med 5% sannsynlighet for overskridelse	$f_{ctk,0.05}$	$=3,0MPa$
Midlere sentrisk strekkfasthet, 28 døgn	f_{ctm}	$=4,2MPa$
Midlere trykkfasthet etter 28 døgn	f_{cm}	$=63MPa$
Materialfaktor	γ_c	$=1,5$
Midlere elastisitetsmodul etter 28 døgn	E_{cm}	$=38GPa$
Flyttøyning	ε_{c3}	$=1,8 \cdot 10^{-3}$
Bruddtøyning	ε_{cu3}	$=3,1 \cdot 10^{-3}$
Tyngdetetthet, armert betong	ρ_c	$=25 \frac{kN}{m}$

2.2.2 Spennarmering, Y1860S7

Materialelegenskaper for spennstålet er hentet fra den europeiske tekniske godkjenningen ETA-13/0839 [30].

Tabell 3: Materialegenskaper for spennstål, Y1860S7

Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	$=1860MPa$
Karakteristisk 0.1%-grense	$f_{p0.1k}$	$=1640MPa$
Elastisitetsmodul	E_p	$=1,95 \cdot 10^5 MPa$
Materialfaktor	γ_s	$=1,15$
Tverrsnittsareal, lengderetning	$A_{p.l}$	$=1800mm^2$
Tverrsnittsareal, tverretning	$A_{p.tv}$	$=1050mm^2$

Stål i bue, S450 Materialegenskaper for stålet benyttet i bue er hentet fra EK3 [24]. Materialegenskapene er avhengig av rørets tykkelse, som er $t = 40mm$.

Tabell 4: Materialegenskaper for stål, S450

Flytespenning	f_y	$=440MPa$
Strekkfasthet	f_u	$=550MPa$
Elastisitetsmodul	E_s	$=2,10 \cdot 10^5 MPa$

2.3 Eksponeringsklasser

Standarden omtaler 8 grupper med eksponeringsklasser [17]:

- X0 Ingen korrosjonsfare
- XC Korrosjon grunnet karbonatisering
- XD Kloridindusert korrosjon, men ikke fra sjøvann
- XS Kloridindusert korrosjon fra sjøvann
- XF Angrep av frost og opptining
- XA Kjemisk angrep
- XA4 Kjemisk angrep fra gjødsel
- XSA Ekstra aggressivt miljø

Ettersom brua i denne oppgaven ikke inneholder metaller som kan korrodere, kan det diskuteres om eksponeringsklasse X0 er gjeldende. Ettersom brua skal bygges over Sifjorden, vil den stå i et fuktig miljø eksponert for klorider i form av veisalt. Den dimensjoneres derfor for eksponeringsklassene XD1.

2.4 Forutsetninger gitt av Statens vegvesen

Statens vegvesen satte som forutsetning at brua var utformet med fri seilingshøyde under brua. Brua skulle også ha to kjørefelt.

Statens vegvesen Håndbok N400 setter ytterligere forutsetninger til å være:

- 1.2.4.2 Kjørefeltbredde = $8.0m$
- 1.2.4.3 Ingen kantkrager, men dryppneser
- 1.2.4.4 Ingen fortau
- 1.2.5.7.1 Min fri høyde = $\max(HAT + 2.5m, MV + 3.5m)$

Høyeste astronomiske tidevann, $HAT = 254cm$ og middelvann, $MV = 129cm$ [12] noe som gir min fri høyde = $5.04m$

Etter Håndbok N400 [37, pkt. 2.7.3.1.1] skal bruer som går over seilled planlegges og utformes slik at risiko for påseiling blir minst mulig. Denne brua har ingen bærende søyler, eller andre forstyrrende elementer under brua, så man kan derfor regne fri høyde under brua tilsvarende bruas høyde.

2.5 Avgrensning av oppgaven

Brua er antatt å være helt rett, uten helning eller kurvatur i verken lengde- eller tverretning.

Det antas at brua bygges og spennes opp på kai, før den løftes på plass. Det er derfor ikke tatt hensyn til de forskjellige byggefasene eller oppspenningstilstand av konstruksjonen.

Ettersom trykkfastheten i denne brua er satt til å være over 50 MPa , skal betongens trykksone og effektive fasthet reguleres etter formler gitt i EK2 [23, pkt.3.1.7(3)]. I samråd med veileder vurderes den effekten som neglisjerbar. Øvrige forenklinger som er gjort i forbindelse med formler brukt i beregninger oppgis der det er aktuelt.

Det gjøres ingen kontroller utover bruks- og bruddgrensetilstand. Det gjøres ingen dynamiske beregninger, og hverken slankhet eller stabilitet belyses.

Opgaven tar ikke for seg dimensjonering av buer eller kabler. Dette er kun modellert for å skape realistiske opplagerbetingelser i forbindelse med dimensjonering av bruplaten. Ingen laster utover lastene fra bruplaten påføres kabler og buer.

Buen må i praksis avstives i tverretning. Dette er ikke gjennomført i denne oppgaven.

Det ses bort ifra torsjonspåvirkning, snelast og krav til begrensnings av nedbøyning. Vindlasten regnes forenklet.

Sandwich-modellen legger til rette for beregning av tverrliggende skjærkomponenter i skallelementet. Grunnet tid gjennomføres kun kapasitetskontroll av skjærkrefter i x - og y -retning, og ikke kontroll av tverrliggende skjærkomponenter.

2.6 Buebruer

I norsk bruhistorie er buen en av de eldste konstruksjonsformene. Fra gammelt av har typisk byggemateriale i Norge vært stein og ulike typer tegl, hvilket har liten eller ingen strekkfasthet. Buen var derfor en naturlig form å ta i bruk, ettersom bæresystemet i en ideell buekonstruksjon kun utsettes for trykkrefter. Brubygging med buekonstruksjon muliggjorde større bruspenner med kapasitet til å bære tyngre laster.

Buebruer kan utformes med buen over brubanen, under brubanen, eller med en brubane som krysser buen. Eksempler på norske bruer med kryssende og overliggende bue er vist i figur 3 under.



Figur 3: Svinesundbrua med kryssende bue [9], og Brandangersundet bru med overliggende nettverskbue [15]

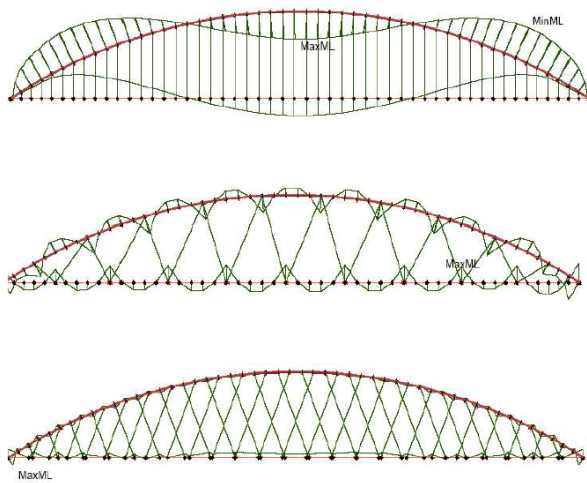
Buer kan utføres som nulleddsbuer, toleddsbuer eller treleddsbuer. Valg av buetype avhenger av buens materiale og fundamenteringsforhold [40, pkt. 20.1.2]. Toleddsbuer har en stivere struktur enn treleddsbuen, og det oppstår mindre forskyvninger knyttet til for eksempel temperaturlaster. Allikevel oppstår større spenninger i toleddsbuen, i motsetning til treleddsbuen der krefter fra temperaturlaster ofte kan neglisjeres [36, pkt. 6.11.2]. Treleddsbuer egner seg ved gode grunnforhold som lett tar opp momentene fra buen, for eksempel fjellgrunn.

Buens geometri kan utføres som en parabel, der kurvens radius varierer langs brubanen, eller som en sirkelbue der buens kurvatur er konstant. Buens form bør velges slik at opptredende moment blir så lavt som mulig. En ideell bueform følger lastens trykklinje, som for jevnt fordelte laster gir en parabelform. En parabelformet bue er derfor gunstig for buebruer med større spenn. For mindre bruer kan også sirkelbuer utføres med hell [40, pkt. 20.1.2].

Bruer med overliggende bue og opphengt brubane kan utføres med buen innspent i bruplatten, slik at buens trykkrefter overføres som strekkrefter til bruplatten. Bruplatten fungerer da som et strekkbånd for buen, og utførelsen kan være fordelaktig med tanke på knekking i bueplanet og andre ordens virkninger. Stålbuer med strekkbånd utføres nesten alltid som toleddsbuer. Leddene i buens innspenning i platten er momentfrie, og kun aksialkrefter overføres mellom bue og bruplate.[40, pkt. 20.1, 20.7].

Nettverksbue er et bueformet bæresystem hvor de bærende kablene er skråstilte og krysser

hverandre flere ganger [15]. Brandangersundet bru i figur 3 er et eksempel på ei norsk bru med nettverksbue.



Figur 4: Bøyemoment grunnet egenvekt for 3 forskjellige buebruer [15]

Nettverksbue gir en drastisk innvirkning på knekkformen, og knekklasten blir nesten 4 ganger så stor. Aksialkraften i buen er omtrent den samme for de 3 løsningene vist i figuren til venstre. Bøyemomentet som vises i figur 4 er derimot over 10 ganger større for buer med vertikale eller skråstilte kabler enn for nettverksbuen. Momentkreftene i veibanen er omtrent 5 ganger så store ved jevnt fordelt last. For punktlast er ikke forskjellen like stor, selv om man ser en kraftig økning i momentkrefter i buen ved vertikale kabler, kontra skråstilte kabler og nettverksbue [15].

3 Program - SOFiSTiK

SOFiSTiK er et omfattende elementmetodeprogram designet for 2D- og 3D-analyser av små og store konstruksjonsprosjekter, hovedsakelig bygninger, bruer og andre landbaserte konstruksjoner.

Programmet består av moduler, der all informasjon lagres i tekstfiler som leses og analyseres i en database, CD-BASE. Modulene utgjør programmets brukergrensesnitt, og bruker bestemmer selv hvilke moduler som anvendes i et prosjekt. Alle moduler består av tekstfiler og programmeringsspråket CADINP, der bruker selv programmerer modellens inputdata for analyse.

Orientering i programmet mellom modulene gjøres i SSD - SOFiSTiK Structural Desktop. Alle programmeringskoder skrives i Teddy, Text-editor, i SSD. I tillegg er det konstruert grafiske grensesnitt for enkelte moduler med den hensikt å forenkle brukerens input i programmet [5].

Denne oppbygningen gjør SOFiSTiK til et tilsynelatende godt program for både små og store konstruksjonsprosjekter. De grafiske grensesnittene muliggjør effektiv oppbygning av enkle og mer standardiserte modeller, som for eksempel bjelke-platebruere med en eller flere spenn. I tillegg legger programmering i tekstfiler til rette for oppbygning av mer kompliserte prosjekter.

3.0.1 Moduler

Programmodulene kan sorteres etter bruksområde. Videre følger en enkel oversikt over moduler, med fokus på hva som blir anvendt i denne oppgaven [5, pkt. 2.2].

Pre-analyse Materialer, tverrsnitt og konstruksjonens geometri spesifiseres, enten ved bruk av grafiske grensesnitt, eller gjennom programmeringsmoduler.

SOFiSTiKs grafiske grensesnitt for modellering av tverrsnitt, modellgeometri, spennarmning og laster (Cross Section Editor og SOFiPLUS-(X)) er basert på programmet AutoCAD. Modellen eksporteres som tekstfiler til CD-BASE. All input i AutoCAD kan også kodes manuelt med CADINP direkte i SSD.

SOFiSTiK legger også til rette for analyse av byggefase gjennom modulen Construction Stage Manager. Ved gruppering av konstruksjonselementer og laster ved oppbygning av modellen, kan rekkefølge for montering og oppspenning bestemmes. Om ønskelig kan tidseffekter som for eksempel kryp og svinn også inkluderes i analysen. Dette er ikke gjennomført i denne oppgaven, og nevnte langtidseffekter er beregnet manuelt.

Analyse Analysemoduler konstruerer elementer for FEM-analyse og gjennomfører statiske og dynamiske analyser, termiske analyser, jordtrykksanalyser og lasttoganalyser. Programmet deler opp elementtyper i bjelker, fjærer, kabler, søyleelementer, plane elementer, triangulære eller firesidete elementer.

Lasttoganalyse gjennomføres med modulen ELLA. Lasttilfeller med største og minste opptredende kraft for hvert utvalgte element generes fra influenslinjer for bestemte laster på valgt element. Dette er en effektiv analyse av trafikklasterens påvirkning på bruflaten for videre bruk i lastkombinering etter ulike grensetilstander.

Design I disse modulene bestemmes designkriterier for konstruksjonen. Kapasitetssjekk kan gjennomføres for ulike konstruksjoner, inkludert forspente betongkonstruksjoner og tverrsnitt av ulike materialer. Knekkningsanalyser for ståltverrsnitt er også mulig.

Modulen MAXIMA er anvendt i denne oppgaven. MAXIMA genererer verst tenkelige lasttilfeller etter spesifiserte lastkombinasjonsregler, ved bruk av superposisjonsprinsippet, for hvert element.

SOFiSTiK legger til rette for design etter Eurokode, med ferdigprogrammerte variabler. Gjennom Teddy er det mulig å omprogrammere forhåndsbestemte variabler etter for eksempel nasjonale regler som avviker fra Eurokoden.

Fremstilling av resultat Resultater fremstilles grafisk og i tabeller gjennom aktive grensesnitt, eller i genererte rapporter. Ønsket presentasjon av resultater spesifiseres med CADINP.

De interaktive grensesnittene, Result Viewer og WiNGRAF, har vært spesielt mye brukt i denne oppgave ved bestemmelse av dimensjonerende krefter i ulike områder i konstruksjonen.

4 Brumodell

4.1 Valg av bæresystem og statisk modell

For tilfellet i Sifjorden er det ønskelig med fri seilingshøyde under brua, noe som fordrer at ingen deler av konstruksjonen henger under bruplatten. I tillegg vil brua hvile på fyllingsfundamenter, så forholdene ligger derfor ikke til rette for å ta opp horisontale krefter.

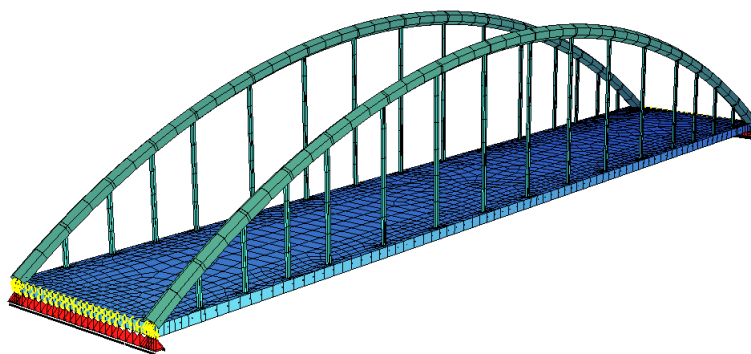
For å oppnå fri seilingshøyde under brua må enten bruas bæresystem være over veibanen, eller det må velges en brutype med langt spenn. Ettersom brua dimensjoneres uten slakkarmring kan den ikke ta opp for store momentkrefter. Dette fordrer at enkeltspennene ikke kan være for lange.

Aktuelle brutyper er derfor sprengverksbru, hengebru, skråstagsbru eller buebru. Disse brutypene kan strekke seg over lange spenn, samtidig som bruplatten spenner over flere kortere spenn.

Ettersom brua skal hvile på peler i fyllingsfundamenter, er det som nevnt ikke rom for å ta opp store horisontalkrefter. Sprengverksbru, hengebru og skråstagsbru vil alle overføre større horisontalkrefter til fundamentene, og krever derfor mer avanserte løsninger hva angår grunnforhold og fundamentering. Løsningen som velges er derfor buebru med bæresystem i overkant. Buen spennes opp i betongplaten og platen fungerer da som et strekkbånd. I denne oppgaven vil buen dimensjoneres med rette hengekabler. Et alternativt system kan være å benytte en nettverksbue, som omtalt i kapittel 2.6.

4.2 Brukonstruksjon

Figur 5 viser den endelig brukonstruksjonen som brukes i denne oppgaven.



Figur 5: Brumodell

Bruplatten er fritt opplagt i hver ende, og fastholdt mot global forskyvning i hjørnene ved den ene platekanten med mulighet for utvidelse i både lengde og tverretning. Bruplatten er utført i betong med betongkvalitet B55. Brua spenner over en total lengde $L = 50m$,

med tverrsnitt som vist i figur 6. Tverrsnittsbredden $b = 9000\text{mm}$ og tverrsnittshøyden $h = 500\text{mm}$.



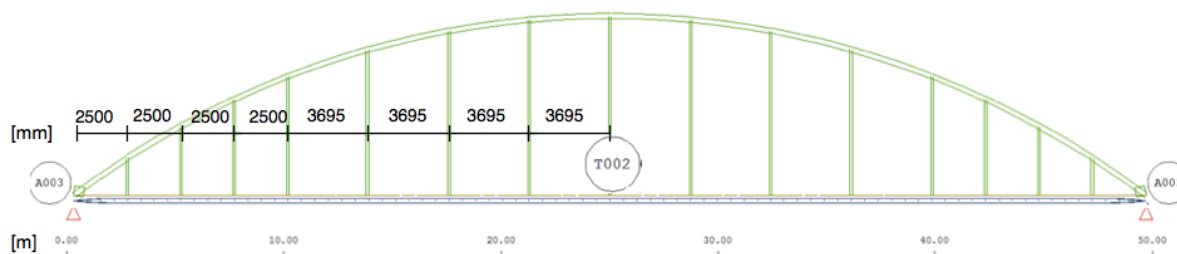
Figur 6: Bruplatens tverrsnitt

Bruas bredde er bestemt etter anbefaling for bredde av kjørebaner og sikkerhetsrom i Håndbok N400 [37, pkt. 1.2.3]. Det legges til rette for to kjørebaner og ingen gang- eller sykkelvei på brua. Hengekablene festes i en avstand på 250mm fra platekant, og rekkverket plasseres 250mm innenfor hengekabler. Dette gir total kjørebanebredde på 8m , sentrisk plassert på bruplaten.

Bruplaten spennarmes i lengde- og tverretning. Dette blir nærmere omtalt i kapittel 4.4 og 4.8.

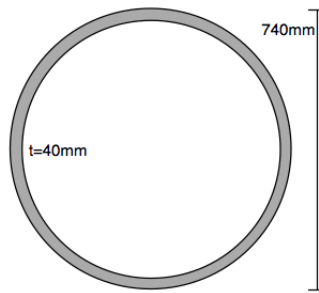
Bæresystemet er utført med buer over bruplaten, der bruplaten henger i kabler festet til buene. I endene er hver bue festet til platen med momentfrie ledd. Utførelsen sikrer overføring av aksialkrefter mellom bue og bruplate, slik at bruplaten fungerer som et strekkbånd for buen.

Kablene er utført parvis, med to kabler per kabelfeste. Hver kabel har en diameter $\phi_k = 100\text{mm}$, og er utført som stålkabler med flytespenning $f_{pk} = 1860\text{MPa}$. Kablenes parvise fordeling varierer med senteravstandene $a_k = 2500\text{mm}$ og $a_k = 3695\text{mm}$, som vist i figur 7. Kablene er plassert symmetrisk om akse T002 i midten av brua. Senteravstanden mellom kablene i hvert kabelpar er 110mm .



Figur 7: Senteravstand mellom hvert kabelpar

Buens høyde over brubanen er bestemt til å være $h = L/6$, der spennlengden $L = 50\text{m}$. Det gir buehøyde $h = 8,33\text{m}$. Buen er utført som et sirkulært ståprofil med stålkvalitet S455, med tverrsnitt som vist i figur 8. Tverrsnittets diameter $\phi_b = 740\text{mm}$, og tykkelsen $t_b = 40\text{mm}$.



Figur 8: Tverrsnitt av bue

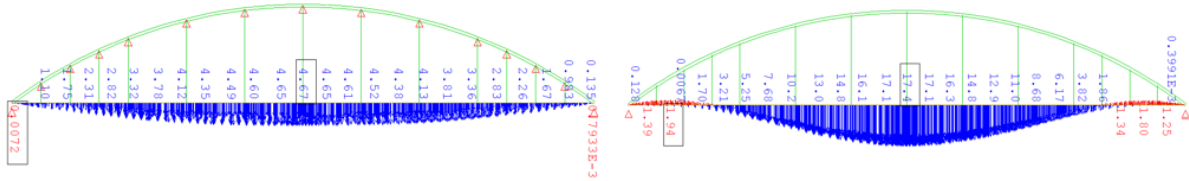
Det er ønskelig å begrense aksialdeformasjon av kablene. For å sikre tilfredsstillende kapasitet i kablene velges dimensjoner som gir en maksimal strekkspenning på 150MPa i alle kabler. Tilsvarende maksimal trykkspenning velges for buen, som kontroll av tilfredsstillende geometri i modellen. Kontroll av bue og kabler gjennomføres i kapittel 5.2.

4.2.1 Utgangspunkt

Den endelige konstruksjonen er et resultat av analyse og tilpasning med utgangspunkt i en mindre stiv brukonstruksjon:

- Med utgangspunkt i Egg-Graben bru i Østerrike ble bruplatens tverrsnittstykkelse satt til $h = 500\text{mm}$, og betongkvaliteten til $B25$.
- Buens geometri og materialvalg ble gjort etter samtale med Statens Vegvesen. Buens høyde h over kjørebane ble bestemt til $h = L/6$, der buens spenn L tilsvarer bruplatens lengde, 50m . Stålkvalitet ble satt til $S355$, og geometri ble bestemt etter ønske om en visuelt slank konstruksjon. Utgangspunktet var en sirkulær stålprofil med diameter $\phi_b = 350\text{mm}$, og tykkelse $t_b = 10\text{mm}$.
- Johann Kollegger, sjefsdesigner bak Egg-Graben-Brücke i Østerrike, anbefalte korte spenn for brukonseptet, der ingen spenn bør overskride $7,5\text{m}$. Kablene ble derfor jevnt fordelt over bruplatens lengde med senteravstand 5m . Materialvalg ble gjort etter anbefaling fra Statens vegvesen: Spennstål med flytespenning 1860MPa , og diameter 80mm .

Utfordringer Tidlige lastkombinasjonsanalyser viste momentkrefter M_{yy} på nær 1600 kNm/m i lengderetning. Disse momentkreftene overskred bruplatens kapasitet i både brudd- og bruksgrensetilstander, selv med påført spennkraft i bruplaten. Det store momentet skyldes i hovedsak et bæresystem med for lite stivhet. Buens slanke geometri viste seg å være spesielt avgjørende for de høye momentkreftene. Dette kan eksemplifiseres ved å observere forandringen i egenvektens moment dersom buen fastholdes mot deformasjoner i z -retning. Dette er vist i figur 9, med tilsvarende modell som brukt ved verifikasjon av modellen i SOFiSTiK. Buen er tilsvarende den som blir brukt ved endelig modell.



Figur 9: Sammenligning av deformasjon uten og med forskyvning av bue i z -retning [mm]

I bildet til venstre i figur 9 er buen fastholdt mot forskyvning i z -retning, hvilket den ikke er i høyre bilde. Deformasjonen i midten av platen er på det meste over 3 ganger så stor, som gir utslag på opptredende krefter i bruplatten.

Betongkvaliteten i bruplatten ble økt, hvilket gav økt momentkapasitet i tverrsnittet. Betongkvaliteten defineres av betongens trykkfasthet, hvilket sees i sammenheng med materialets elastisitetsmodul. Økt betongkvalitet gir derfor en stivere bruplate, som er gunstig for konstruksjonen i sin helhet. Bruplatten deformeres seg mindre og overfører mindre krefter til buen. Hvis buen får mindre last vil den deformere seg mindre, som igjen gir mindre deformasjon i platen. Dette er en effektiv måte å redusere opptredende momentkrefter i bruplatten.

Kablene var i utgangspunktet ikke utført parvis. Etter lastkombinering var det høy spenning i kablene, og spesielt i kablene nærmere brupaltens ender. For å få en jevnere kraftoverføring fra bruplate til bue fikk kablene en tettere fordeling langs bruplatens lengde. I tillegg ble totalt kabelareal per kabelfeste mer en dobbelt ved å feste to kabler per kabelposisjon og samtidig øke diameter per kabel.

Tilnærmeringer Denne oppgaven tar ikke for seg dimensjonering av buen. Buen og kabler er kun modellert for å skape realistiske opplagerbetingelser i forbindelse med dimensjonering av bruplatten.

De momentfrie leddene overfører kun aksialkrefter mellom bue og bruplate. I praksis må derfor buen stives av i tverretning. Et alternativ er å designe et vindfagverk mellom buene, i likhet med Brandangersundet bru i figur 3.

Laster på buen, for eksempel fra vind og temperaturendringer, er ikke beregnet eller inkludert i analysen. Eittersom buen ikke påføres laster i tverretning vil det i denne oppgaven heller ikke forekomme forskyvning av buen i tverretning. Buens mangel på stivhet er dermed ikke et problem.

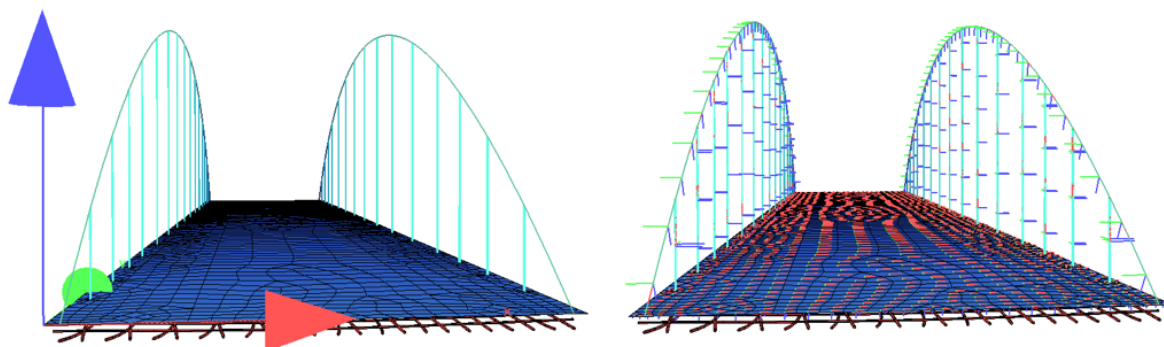
Egenvekten fra et eventuelt vindfagverk mellom buene vil være en ekstra last på bæresystemet. Denne lasten kan gi ugunstig bidrag til deformasjon av buen i z -retning, som kan gi økt momenter i bruplatten. Dette er ikke tatt høyde for i oppgaven.

4.3 Modell i SOFiSTiK

4.3.1 Koordinatsystem

SOFiSTiK opererer med et globalt koordinatsystem for modellen, samt lokale koordinatsystemer for de ulike elementene. Både globalt og lokalt aksesystem referer til x -, y - og z -verdier.

Figur 10 viser bilde av endelig brumodell med globale akser (til venstre) og lokale akser (til høyre).

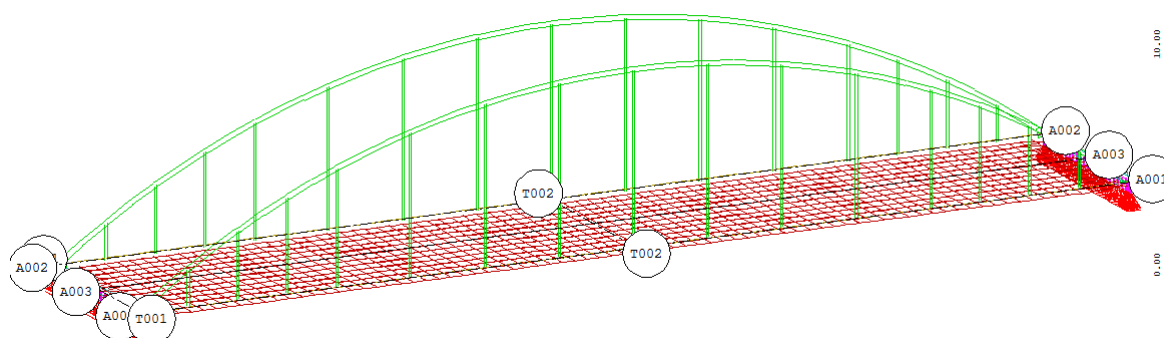


Figur 10: Globalt og lokalt koordinatsystem

I begge bildene er z -aksen blå, x -aksen rød, og y -aksen grønn.

4.3.2 Geometriske akser

I modellen settes geometriske akser i lengde- og tverretning, som vist i figur 11.



Figur 11: Modell med geometriske akser

Aksene som anvendes under modellering er som følger:

A001 - Lengderetning, langs ytterkant. Brukes ved modellering av spennarmering

A002 - Lengderetning, langs ytterkant. Brukes ved modellering av spennarmering.

A003 - Lengderetning, midtsnitt. Brukes ved modellering av trafikkklaster.

T001 - Tverretning, ved opplager. Brukes ved modellering av tverrarmering.

T002 - Tverretning, midtsnitt. Brukes som referansepunkt ved modellering av blant annet kabler.

4.3.3 Materialvalg og tverrsnitt

Materialvalg og tverrsnitt defineres i SSD før modellering. Ved modellering av konstruksjonen i SOFiPLUS-(X) blir geometrien bestemt, og deretter angis materiale og tverrsnitt etter forhåndsbestemte verdier.

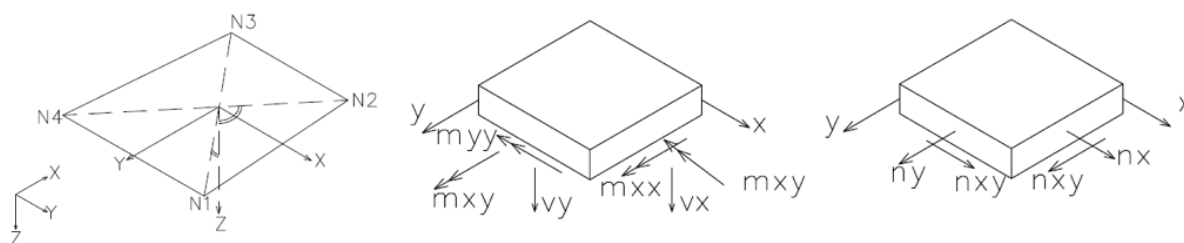
4.3.4 Bruplate

Bruplaten modelleres som en overflate av skallelementer. Overflatearealet bestemmes i x - y -planet med påfølgende bestemmelse av arealets tykkelse i z -retning. Deretter angis et forhåndsdefinert materiale for platen.

Referanseplanet settes til platens overside og blir brumodellens utgangspunkt. Andre strukturelle komponenter og lastvirkninger i modellen må ha en kobling til referanseplaten for å være en del av modellen.

Elementinndeling Et nett (*mesh*) av firesidete skallelementer fordeles utover bruplaten, der programmet automatisk fordeler elementene. Triangulære elementer er også et alternativ, men SOFiSTiK anbefaler ikke triangulære elementer med mindre en tilfredsstillende elementinndeling ikke er å finne med firekantede elementer [4, pkt. 2.8].

Skallelementenes lokale koordinatsystem er vist til venstre i figur 12, med orientering av interne krefter og momenter i midterste og høyre element.

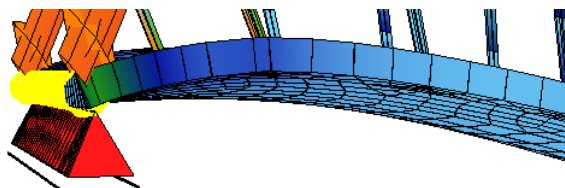


Figur 12: Lokalt aksesystem og interne krefter og momenter i shell-elementer [4, pkt. 2.8]

z -aksen er alltid orientert normalt på elementplanet. x - og y -aksen ligger som regel parallelt med det globale aksesystemet i modellen. Positiv aksialkraft tilsvarer strekkrefter, og positive momenter gir strekk i underkant av elementet.

4.3.5 Randbetingelser ved opplager i bruplatens ender

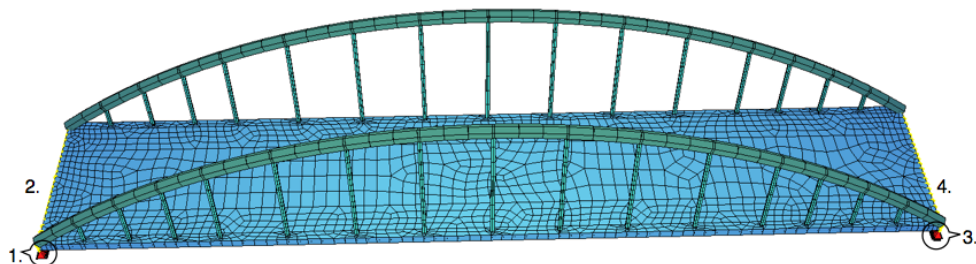
Opplagere i hver ende er modellert som linjeopplagere langs hele platebredden i begge ender av bruplaten. Linjene er modellert som momentfrie ledd i underkant av bruplaten. Som nevnt tidligere må alle komponenter i modellen være koblet til bruplatens referanseplan. Dette gjøres med koblingselementer under modellering i SOFiPLUS-(X). Koblingene er uendelig stive, og festet med ledd i opplagrene. Dette sørger for fri rotasjon av bruplaten rundt opplager, men med bevarelse av grensebetingelsene spesifisert i opplagerpunktene. Dette kommer frem av figur 13, som viser en overdrevet deformasjon av platen.



Figur 13: Rotasjon av plate om opplager

De røde pyramidene er opplagere, og de gule buene er koblingen mellom referanseplan og opplagerpunkter.

For å sikre en stabil konstruksjon med fri deformasjon av platen er opplagere spesifisert som følger, med referanse til figur 14, der brua er sett fra oversiden:



Figur 14: Opplagerbetingelser

1. Opplagerpunkt Et punkt i hjørnet er spesifisert uten forskyvningsmuligheter.
2. Linjeopplager Fri forskyvning i x -retning, fast opplager i y -retning
3. Opplagerpunkt Et punkt i hjørnet har forskyvningsmulighet i kun y -retning.
4. Linjeopplager Fri forskyvning i x - og y -retning.

4.3.6 Bue

Hver bue modelleres som en kurve gjennom tre fastsatte punkter i y - z -planet. Bjelkeelementenes tverrsnitt er bestemt i SSD, og programmet fordeler bjelkeelementene automatisk langs kurven som operer som buebjelkens sentriske akse.

Buen festes i bruplatten, og modelleres med momentfrie ledd i overgangen mellom bue og plate. Dette sørger for overføring av aksialkrefter, og legger til rette for at bruplatten fungerer som et strekkbånd i sammenheng med buen. Samtidig unngås andre lastoverføringer enn aksialkrefter mellom bue og bruplate. Buene må i praksis avstives i bruas tverretning, der en vanlig løsning er tverrstivere utført bruplatten, mellom buene. En slik løsning kommer frem i figur 3 av Brandangersundet bru. Avstivning modelleres ikke i denne oppgaven, da hverken laster på buen eller buens respons skal analyseres.

Valg av tverrsnitt gjøres med den hensikt å begrense nedbøyning, samt gjøre analyser med et fornuftig bæresystem for bruplatten.

Elementinndeling Buen modelleres med bjelkeelementer. Det lokale aksesystemet er vist i figur 10.

Der bruplattes y -akse er i plattes aksialretning, er x -aksen til enhver tid orientert i retning av *buens* sentralakse. y - og z -aksen ligger som alltid ortogonalt på x -aksen. Dette tilsier at buens aksialkrefter virker i x -retning, bøyedeformasjon i global z -retning tilsvarer moment My om y -aksen (den grønne aksene) og bøyedeformasjon i global x -retning, i bruas tverretning, tilsvarer moment Mz om z -aksen.

4.3.7 Kabler

Kablene binder bruplatten til stålbuen, og modelleres med kabelelementer. Det lokale aksesystemet er vist i figur 10.

Kabelelementene kan kun overføre aksialkrefter. Dette impliserer at kablene er leddet i festet til både bue og bruplate [2, pkt. 2.5].

Elementinndeling x -aksen er orientert i retning av kabelens sentralakse, og y - og z -aksen ligger som alltid ortogonalt på x -aksen. Aksialkrefter Nx virker i kabelens x -retning.

4.3.8 Spennarmering

Spennarmeringens geometri modelleres i SOFiPLUS-(X), og eksporteres til SSD. Det er på forhånd spesifisert egenskaper knyttet til spennarmeringen på bakgrunn av den Europeiske tekniske godkjenningen til valgt spennarmeringssystem.

På bakgrunn av geometri og spennarmeringens egenskaper analyseres spennarmeringen, og spennkraft beregnes i punkter knyttet til elementene i bruplatten. Dette innebærer at spennkraften ikke analyseres som kabelelementer, men inkluderes i modellen som en last på elementene i bruplatten.

4.4 Spennarmeringssystem

Spennarmeringssystem velges på bakgrunn av bruas overordnede design. Ettersom brua designes uten fuktmembran vil eventuell opprissing medføre fukt i betongen. Ved bruk av stålrør rundt spennkablene vil det være risiko for korrosjon for både rør og spennkabler. Det velges derfor spennsystem med plastrør og plastbeskyttede forankringer for fullstendig korrosjonsbeskyttelse. I tillegg utføres spennarmeringen med et system som måler om korrosjon oppstår i spennarmeringskablene [30].

4.4.1 Injisering

Spennarmering kan utføres med eller uten injisering av kabelrørene. Ved ønske om god heftforbindelse mellom spennkabler og betong er injiseringsmassens styrke en viktig faktor. Injiseringmassen må ha tilstrekkelig styrke for å overføre kreftene mellom spennkabler og betong. En god heftforbindelse vil sikre ekvivalent tøyingsdifferanse i spennarmeringen og betongen [41, Pkt. 1.3].

Det er flere fordeler ved heftforbindelse i spennsystemet[41, pkt. 1.3]:

- Alkalisk miljø forårsaket av sementen i injiseringsmassen gir spennstålet en aktiv beskyttelse mot korrosjon.
- Heft tillater en betydelig økning i forspenningskraft i en opprisset konstruksjonsdel etter dekompresjon. Dette har stor betydning for både konstruksjonsdelens styrke og rissfordelingen i den forspente konstruksjonen.
- Heftforbindelsen sikrer at lokale skader eller feil i spennkablene forblir lokale.

Ved spennarmeringssystem uten heftforbindelse injiseres kabelrørene med fett for å unngå overføring av krefter mellom betong og spennkabel. Denne utførelsen muliggjør etterstramming av kablene dersom en konstruksjon trenger ytterligere spennkraft [41, pkt. 1.3].

En klar ulempe ved spennsystem uten heftforbindelse er lavere bruddkapasitet for momentkrefter, og at spennarmeringen ikke bidrar til rissfordeling [31, s. 192].

Spennsystemet i denne oppgaven utføres med heftforbindelse mellom spennkablene og betongkonstruksjonen.

4.5 Kabelvalg

Ved dimensjonering brukes *DYWIDAG-systems* som utgangspunkt. Dimensjoner knyttet til forankringer, rør og kabler er hentet fra den aktuelle europeiske tekniske godkjenningen ETA-13/0839 for SUSPA-Litze DW [30].

Betongplaten dimensjoneres med ulike kabelverrsnitt i lengde- og tverretning på grunn på grunn av behov for større forspenningskraft i lengderetning. En oppsummering av valgte

dimensjoner og tilhørende aktuelle verdier etter den Europeiske tekniske godkjenningen er gitt i tabell 5 og 6.

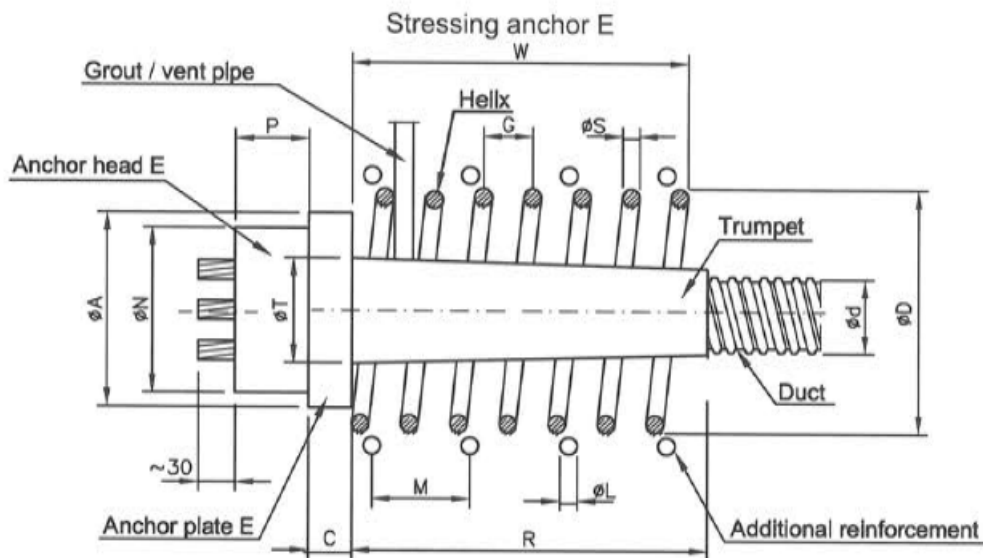
Tabell 5: Lengderetning

Spennkabel Y1860S7 15,7mm ²		Kabelrør GDP plastic dukt	
Tau per kabel	12	Ytre diameter, ϕ	91mm
Areal, tau	150mm ²	Friksjonskoeffisient, μ	0,14rad ⁻¹
Kabelareal, A_p	1800mm ²	Lengdeeffekt, k	0,005rad/m
Flytespenning, f_{pk}	1860MPa	Minimum radius, R_{min}	6,5m
Oppspenningskraft, P_{max}	2657kN		

Tabell 6: Tverretning

Spennkabel Y1860S7 15,7mm ²		Kabelrør GDP plastic dukt	
Tau per kabel	7	Ytre diameter, ϕ	72,5mm
Areal, tau	150mm ²	Friksjonskoeffisient, μ	0,14rad ⁻¹
Kabelareal, A_p	1050mm ²	Lengdeeffekt, k	0,005rad/m
Flytespenning, f_{pk}	1860MPa	Minimum radius, R_{min}	6,5m
Oppspenningskraft P_{max}	1550kN		

Forankring Betongplaten dimensjoneres med ulike kabelverrsnitt i lengde- og tverretning, noe som fordrer ulike dimensjoner på forankringssystemet. Grunnet de store trykkreftene som oppstår i slike forankringssystemer må det tas hensyn til utviklingen av spalte- og trykkrefter bak forankringsplaten. Det vil bli gått nærmere inn på i kapittel 14. I tabell 7 presenteres aktuelle verdier for spennankrene i lengde- og tverretning. Forankringsdimensjonene er hentet fra den europeiske tekniske godkjenningen [30, Annex 11]. Illustrasjon av benyttet forankringssystem vises i figur 15.



Figur 15: Forankring av spennarmering. Electrically isolated anchorage E [30, Annex 8]

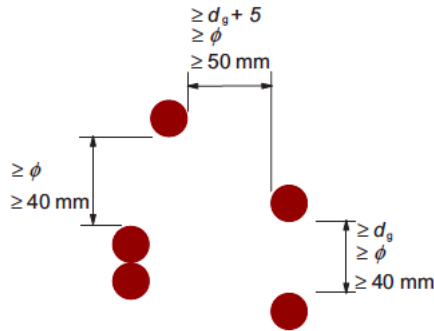
Tabell 7: Forankring i lengde- og tverretning, Electrically isolated anchorages

	Lengdearmering	Tverretning
<i>Helix</i>		
Diameter, ϕS	14mm	14mm
<i>Forankringsplate</i>		
Diameter, ϕA	265mm	205mm
Overdekning ¹ , r	250mm	215mm
Min. senteravstand, a_f	350mm	295mm
<i>Tilleggsarmering</i>		
Min.diameter, ϕL	16mm	14mm
<i>Øvrig</i>		
Trumpet length	300mm	300mm

1. Beregnet som $0,5 \cdot a + c_{nom} - 10mm$

4.6 Minste senteravstand

Minimum fri avstand mellom etteroppspente spennkabler bestemmes etter EK2, 8.10.1.3, som vist i figur 16 [23].



MERKNAD Der ϕ er diameteren til kabelkanalen og d_g er største tilslagsstørrelse.

Figur 8.15 – Minste frie avstand mellom kabelkanaler

Figur 16: Minimum senteravstand mellom spennkabler [23]

Lengdearmering Ytre rørdiameter $\phi = 91\text{mm}$ som gitt i tabell 5. Antatt tilslagsstørrelse $d_g = 20\text{mm}$. Dette gir minimum senteravstand $a_{sl} = 91\text{mm}$ i for kabelrørene i lengderetning.

Tverrarmering Ytre rørdiameter $d = 72,5\text{mm}$, hvilket gir minste senteravstand $a_{st} = 72,5\text{mm}$ for kabelrørene i tverretning.

Forankringer Etter krav fra ETA skal forankringene ha en minste senteravstand $a_{fl} = 350\text{mm}$ i lengderetning, og $a_{ft} = 295\text{mm}$ i tverretning.

Tilstøtende forankringene skal spennkablene føres uten kurvatur i minimum 250mm [30, pkt. 4.3.3].

4.7 Betongverdekning

Betongoverdekning er korteste avstand fra armeringsoverflaten, eventuelt overflaten av rør rundt spennarmeringen, til betongoverflaten. Minste nominelle overdekning, c_{nom} bestemmes av en minimumsverdi c_{min} og en sikkerhetsmargin for avvik, Δc_{dev} [23, Pkt. 4.4.1.1].

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

Minste overdekning c_{min} for spennarmering skal også tilfredsstillere krav gitt i den relevante tekniske godkjenningen [23, pkt. 4.4.1.2(4)]. Etter den tekniske godkjenningen av SUSPA-systemet til Dywidag skal overdekning følge anbefalingene gitt av Eurokode og Nasjonalt tillegg, med et minste overdekningskrav $c_{nom} \geq 20\text{mm}$ over kabelrør, og aldri lavere enn overdekningen til armeringsstenger i samme tverrsnitt [30, pkt. 2.6]. Overdekning bestemmes dermed etter Eurokode 2.

4.7.1 Bestemmelse av minste overdekning, c_{min}

Minste overdekning c_{min} sikrer overføring av krefter gjennom heft, tilstrekkelig beskyttelse mot korrosjon og tilfredsstillende brannmotstand i konstruksjonen [23, pkt. 4.4.1.2(1)].

c_{min} bestemmes som vist i ligning 2,

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

der variablene tar hensyn til følgende:

$c_{min,b}$	Sikre sikker overføring av heftspenninger
$c_{min,dur}$	Tilfredsstillende beskyttelse for miljøpåvirkninger
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Tillegg for sikkerhet
$\Delta c_{dur,st}$	Reduksjon av overdekning ved bruk av rustfritt stål
$\Delta c_{dur,add}$	Reduksjon ved bruk av tilleggsbeskyttelse

For spennarmeringssystemer med sirkulære kabelkanaler bestemmes $c_{min,b}$ for henholdsvis lengde- og tverrarmring som vist i ligning 3 og 4 [23, Tabell NA.4.2].

$$c_{l,min,b} = \min\{\phi_C; 80mm\} = \min\{91mm; 80mm\} = 80mm \quad (3)$$

$$c_{t,min,b} = \min\{\phi_C; 80mm\} = \min\{72,5mm; 80mm\} = 72,5mm \quad (4)$$

Som gitt i kapittel 2.3 er miljøpåvirkningene på brua klassifisert som eksponeringsklasse XD1, moderat fuktig. For dimensjonerende brukstid på 100 år gir det $c_{min,dur} = 60mm$ [23, Tabell NA.4.4N og NA.4.5N]

Etter NA4.4.1.2(6) i EK2 er normalt $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$. Om $\Delta c_{dur,\gamma} = 10mm$ vil det gi en betydelig sikkerhetsøkning i korrosjonsbeskyttelsen. Dette er derimot ikke nødvendig, ettersom armeringsstengene er utført i rustfritt stål, og spennstålet ligger i beskyttet i plastrør. Dermed er $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ [23].

For enkelhetens skyld settes $\Delta c_{dur,st} = 0$ i beregningene, ettersom faktoren ikke vil være avgjørende for overdekningskravet.

$\Delta c_{dur,add}$ gir mulighet for redusert overdekning der betongen er utført med tilleggsbeskyttelse. Dette gjennomføres ikke på den aktuelle brua, og derfor er $\Delta c_{dur,add} = 0$.

c_{min} bestemmes som vist i tabell 8.

Tabell 8: Beregnet c_{min}

Spennarmering	Beregning	c_{min}
Lengderetning	$\max\{80; 60 + 0 - 0 - 0; 10\} mm$	80mm
Tverretning	$\max\{72,5; 60 + 0 - 0 - 0; 10\} mm$	72,5 mm

4.7.2 Tillatt avvik Δc_{dev}

Δc_{dev} er verdien av tillatt avvik, og tar hensyn til unøyaktigheter i utførelse. Vanligvis er $\Delta c_{dev} = \pm 10mm$, men verdien kan reduseres til $5mm$ dersom utførelsen er underlagt et kvalitetssikringssystem med kontroller som inkluderer nøyaktige målemetoder av oppnådd tilstrekkelig betongoverdekning [23, NA.4.4.1.3].

Etter Håndbok V499 skal tillatt avvik for konstruksjoner med minimumsoverdekning settes til $\pm 20mm$. Det er derimot tillatt en reduksjon av tillatt avvik for blant annet tynne dekker, rustfri armering og prefabrikerte betongelementer [38, pkt. 5.3.6.2.3].

Det er ønske om å prosjektere ei bru med høy seilingshøyde over fjorden, samt et visuelt slankt utseende. På grunn av omfattende beskyttelse av armeringsstenger og spennarmering, og med forbehold om at tilfredsstillende kontroller utføres, tillates det i disse beregningene en reduksjon av tillatt avvik. Videre design av brua anvender derfor $\Delta c_{dev} = \pm 5mm$.

4.7.3 Betongoverdekning, c_{nom}

Etter ligning 1 bestemmes krav til nominell overdekning c_{nom} som oppsummert i tabell 9.

Tabell 9: Betongoverdekning c_{nom} [mm]

Armeringstype	c_{min}	Δc_{dev}	c_{nom}
Lengdearmering	80	5	85
Tverrarmring	72,5	5	77,5

4.7.4 Overdekning over spennarmeringens forankringspunkter, c_f

Krav til betongoverdekning over spennarmeringens forankringspunkter bestemmes i spennsystemets tekniske godkjenning. Minste avstand fra betongkant til senter av forankringen, c_f er som vist i ligning 5 [30, Annex 11].

$$c_f = 0,5 \cdot a + c_{nom} - 10mm \quad (5)$$

a er senteravstanden mellom spennarmeringskablene. Spesifikasjoner i den tekniske godkjenningen er ikke gitt for høyere betongkvalitet enn B45. Ved dimensjonering brukes derfor verdiene for B45, på tross av reell betongkvalitet på B55.

Med spennarmeringskabler med 7 tau blir minimumsavstand $a = 295mm$. Tilsvarende for spennarmeringskabler i lengderetning, med 12 tau, bestemmes minimum senteravstand til $a = 350mm$.

Dette gir følgende utregning av c_f i henholdsvis lengde- og tverretning:

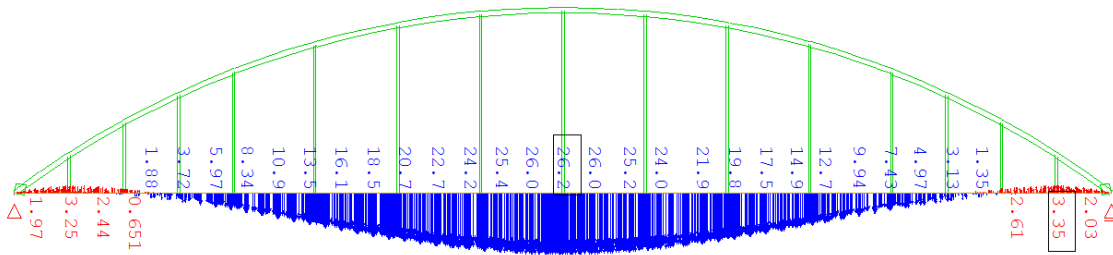
$$c_{f,l} = 0,5 \cdot 350\text{mm} + 85\text{mm} - 10\text{mm} = 250\text{mm} \quad (6)$$

$$c_{f,t} = 0,5 \cdot 295\text{mm} + 77,5\text{mm} - 10\text{mm} = 215\text{mm} \quad (7)$$

4.8 Plassering av spennarmering

Spennarmering anvendes for å motveirke virkningen av ytre laster på konstruksjonen. For meste effektiv utnyttelse av spennarmeringen er det fordelaktig med en spennarmeringsprofil som følger momentforløpet på grunn av de ytre lastene på bruplaten, med spennarmeringens plassering i strekksonen [31, s. 185]. Spennarmeringens plassering bestemmes derfor etter opptredende momentkrefter og bruplatens deformasjon fra konstruksjonens egenvekt.

Figur 17 viser platens deformasjon på grunn av egenvekten i lengde og tverretning.



Figur 17: Bruplatens deformasjon i z-retning fra konstruksjonens egenvekt [mm]

Bøyningsformasjonen av platen i lengderetning indikerer momentkrefter som gir strekk i både overkant og underkant av tverrsnittet. Mellom kabelopplegg i tverretning har platen en bøyningsformasjon tilsvarende en fritt opplagt bjelke med strekk i underkant av tverrsnittet.

Valg av spennarmeringens plassering ble gjort da modellen hadde større senteravstand mellom bærekabler, lavere betongkvalitet og slankere bue. Det var spenn på 9m i tverretning, og 5m mellom hver bærekabel. Den konstruksjonen hadde større opptredende momentkrefter i lengderetning enn i tverretning. Følgende konklusjoner ble dratt angående spennkablenes plassering:

- Det er nødvendig med spennarmering i både lengde- og tverretning.
- Spennarmeringen i lengderetning er nødvendig i både øvre og nedre del av tverrsnittet.
- Lengdearmeringen bør ligge på yttersiden av tverrarmeringen ettersom momentkreftene i lengderetning er størst.

På grunn av de korte spennene på 5 meter mellom hver bærekabel, samt utførelsen av lengdearmering rundt tverrarmeringen er det problematisk å legge lengdearmeringen som en parabel med varierende høyde i platens lengderetning. Lengdearmeringen legges derfor

i to lag, parallelt med betongkanten, så langt ut i tverrsnittet som overdekningskravene tillater.

Tverrarmeringen legges som en parabel innenfor lengdearmeringen. I tillegg til å påføre en jevn trykkspenning over tverrsnittet, vil armeringens parabelform gi konstruksjonen en jevn løftekraft som motvirker de ytre kreftene slik at platen ikke bøyes [31, pkt. 4.4].

Både lengde- og tverrarmering legges kontinuerlig gjennom hele bruplatten. I lengderetning spennes de parrvise armeringskablene opp i hver sin ende av bruplatten for å få et jevnere spenntap langs bruplatens lengde. I tverretning spennes kablene opp fra annenhver side.

4.8.1 Tilnærminger ved plassering

Spennarmeringens lengde settes i alle tilfeller lik tverrsnittsbredden. Dette er en tilnærming, ettersom spennarmering i bruplata må ha mindre dimensjoner enn bruplatens egen størrelse. I realiteten tar også spennarmeringens forankringer opp deler av kablens lengde. Dette er heller ikke trukket ifra.

Ved alle beregninger antas spennarmeringens lengde å tilsvare horisontal avstand i x - eller y -retning fra forankringspunkt. Spennkabelens ekstra lengde på grunn av kurvatur neglisjeres.

Etter krav fra den europeiske tekniske godkjenningen for spennarmeringssystemet skal de første 300 mm av spennarmeringen nærmest forankringen legges uten kurvatur [30]. Dette rette partiet er ikke tatt hensyn til ved beregninger, men er spesifisert i modellen av konstruksjonen i SOFiSTiK.

4.8.2 Lengdearmering

Plassering av lengdearmeringen gjøres etter følgende krav:

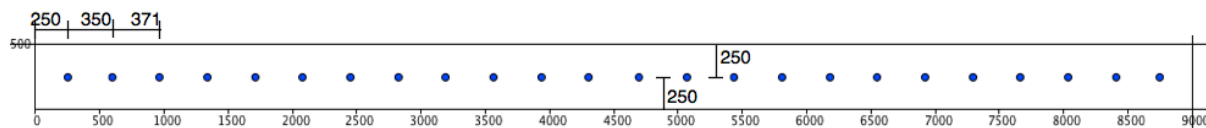
- Hver kabel må forankres i midten av tverrsnittet for å tilfredsstille overdekningskrav for forankringen.
- Minste horisontale avstand fra betongkant til forankring, $r = 250mm$.
- Minste senteravstand mellom hver forankring, $a_f = 350mm$
- Minste radius for kurvatur i spennarmeringen, $R_{min} = 6,5m$

Spennarmeringen legges parvis i over- og underkant av tverrsnittet for å sikre en jevnt fordelt trykkraft over tverrsnittshøyden. Spennarmeringens eksentrisitet gir også økt moment- og skjærkapasitet.

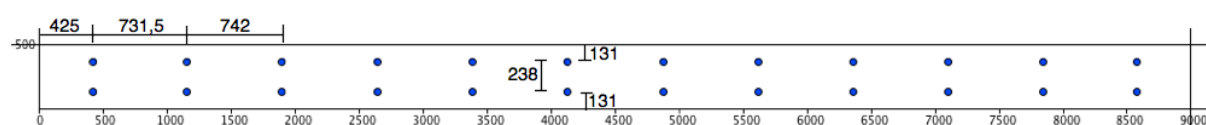
I forankringssnittet fordeles armeringen med jevn senteravstand $a_f = 371mm$ over tverrsnittsbredden $b = 9m$, unntatt for den ytterste kabelen på hver side der senteravstanden er $a_f = 350mm$. Dette skyldes et ønske om høyere armeringstetthet og større momentkapasitet der bærekablene er festet i bruplatten.

Overdekningskrav tilfredsstilles ved forankringspunktene, og armeringen legges i midten av tverrsnittet med en avstand $r = 250mm$ fra senter av forankring til betongens over- og underkant. Horisontal avstand fra ytterkant til ytterste kabelforankring er også $r = 250mm$.

Figur 18 og 19 viser lengdearmeringens fordeling over platebredden i henholdsvis forankringsnitt og midtsnitt. Overdekning og senteravstander er spesifisert i figurene.



Figur 18: Plassering av lengdearmering ved forankringspunkt i plateenden [mm]



Figur 19: Plassering av lengdearmering ved platens midtsnitt [mm]

Armeringen krummer seg fra forankringspunktene og ut i platen i både x - og z -retning. Annenhver kabel krummer seg opp og ned, hvilket gir forandring i plassering fra figur 18 til figur 19. Dette gir en overdekning $c_{nom} = 85mm$ til over- eller underkant for kabelrørene. Det gir en forskyvning i z -retning på $119mm$. Forskyvningen i x -retning er $175mm$ for de to ytterste kablene ved hver platekant, og $185mm$ for de resterende. Forskyvningen av spennkablene i x - og z -retning foregår over en lengde på $2000mm$

Parabel Lengdearmeringens forskyvning over de første $2000mm$ nærmest forankring kan beskrives som parabler. Parablene blir senere i oppgaven brukt ved beregning av vinkelendring i forbindelse med friksjonstap i spennkraften.

Parabelen for kurvatur i z retning er som følger:

$$z = -2,975 \cdot 10^{-5}y^2 + 0,119 \cdot y + 250 \text{ [mm]} \quad (8)$$

Parabelen for kurvatur i x -retning for de to ytterste kablene ved hver kant, der senteravstanden mellom forankringene er $350mm$, er som vist i ligning 9. Parabelen for majoriteten av spennarmeringskablene er gitt i ligning 10.

$$x = -4,375 \cdot 10^{-5}y^2 + 0,175y \text{ [mm]} \quad (9)$$

$$x = -4,65 \cdot 10^{-5}y^2 + 0,186y \text{ [mm]} \quad (10)$$

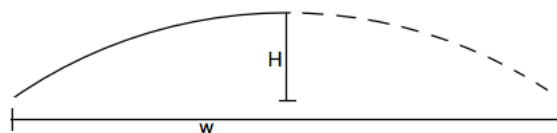
Beregning av parabler er i vedlegg A.

Kontroll av kurvatur Lengdearmeringens kurvatur ved forankringene må kontrolleres for å sikre tilfredsstillende kurvaturradius større enn $R_{min} = 6,5m$.

Kurvaturen kontrolleres etter ligning 11 :

$$R = \frac{H}{2} + \frac{w^2}{8H} \quad (11)$$

der H er kurvatures høyeste punkt over bredden w , som gitt i figur 20.



Figur 20: Variabler ved beregning av radius

Den hele linjen representerer lengdearmeringen ved de første $2000mm$ fra forankring. Den stiplede linjen er en forlengelse av linjen med konstant radius. Ved beregning gir det $w = 2 \cdot 2000mm$. For beregning av radius R_z ved forskyvning i z -retning er $H_z = 119mm$. For forskyvning i x -retning er minste $H_x = 175mm$. Det gir følgende beregning:

$$R = \frac{H}{2} + \frac{w^2}{8H} = \frac{119mm}{2} + \frac{(4000mm)^2}{8 \cdot 119mm} = 16,87m \geq 6,5m \quad (12)$$

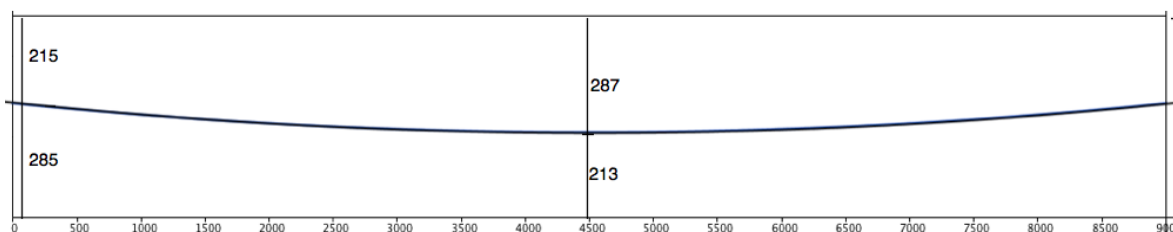
$$R = \frac{H}{2} + \frac{w^2}{8H} = \frac{175mm}{2} + \frac{(4000mm)^2}{8 \cdot 175mm} = 11,52m \geq 6,5m \quad (13)$$

4.8.3 Tverrarmering

Tverrarmeringen utføres som en parabel med høyeste punkt i platens ytterkant, og laveste punkt i platens midtpunkt i tverretning.

Parabelen begrenses av overdekningskrav til rør og forankringspunkter, samt plasseringen av lengdearmeringen. Krav til betongoverdekning for kabelrør ivaretaes ved at tverrarmeringen legges innenfor lengdearmeringen. Ved forankringspunkter er krav til minste avstand fra betongkant til forankringscenter $r = 215mm$.

Dette gir en spennarmeringsprofil som vist i figur 21.



Figur 21: Tverrarmeringens profil over bruflatens bredde [mm]

Tverrarmeringen fordeles jevnt gjennom bruplaten, med kantavstand og senteravstand mellom kabelrør og forankringer $r = a = a_f = 625\text{mm}$. Det gir totalt 79 spennkabler i bruplatens tverretning.

Parabel Tverrarmeringens profil kan beskrives som parabelen gitt i ligning 14.

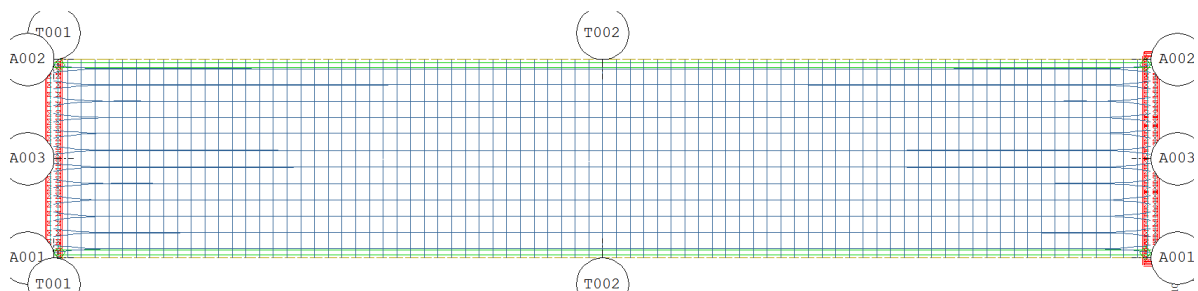
$$z = 3,6296 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,033x + 285 \text{ [mm]} \quad (14)$$

Kontroll av kurvatur Kontroll av kurvatures radius gjøres etter ligning 15 med variabler som vist i figur 21. I dette tilfellet tilsvarer bruplatens bredde $b = w = 9000\text{mm}$, og kurvatures høyde $H = 72\text{mm}$.

$$R = \frac{H}{2} + \frac{w^2}{8H} = \frac{72\text{mm}}{2} + \frac{(9000\text{mm})^2}{8 \cdot 72\text{mm}} = 140,6\text{m} \geq 6,5\text{m} \quad (15)$$

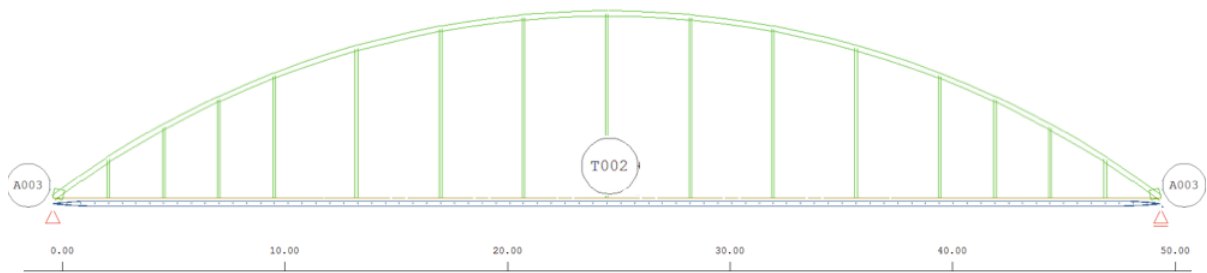
4.8.4 Spennarmeringsprofil i lengde- og tverretning

Figur 22, 23 og 24 viser spennarmeringens plassering i bruplaten sett fra siden (y - z -plan), ovenifra (x - y -plan) og forifra (x - z -plan). I hver figur er spennarmeringen representert ved de blå linjene. Bruplatens endeopplager er vist som røde trekkanter.



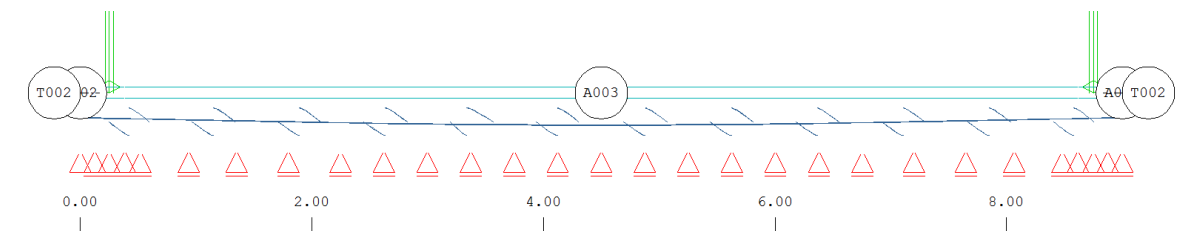
Figur 22: Spennarmering i x - y -plan

I figur 22 kommer det tydelig frem hvordan lengdearmeringen kurver og fordeler seg jevnt ved bruplatens ende. Tverrarmeringen ligger parallelt med akse T002, jevnt fordelt over bruplatens lengde.



Figur 23: Spennarmering i y - z -plan

Figur 23 viser hvordan tverrarmeringen kurver seg symmetrisk mot over- og underkant av betongtverrsnittet. Tverrarmeringens plassering kan skimtes som prikker mellom lengdearmeringen.



Figur 24: Spennarmering i x - z -retning

I figur 24 er tverrarmeringens parabelform tydelig. Figuren viser også hvordan lengdearmeringen kurver seg opp og ned i tverrsnittet, samtidig som de legger seg parallelt i vertikale snitt.

5 Verifikasjon og kontroll av modell i SOFiSTiK

5.1 Verifikasjon av modell

Verifisering av modellen i SOFiSTiK gjøres ved hjelp av rammeprogrammet Focus Konstruksjon. Dette er bestemt i samråd med veileder. Etersom Focus Konstruksjon er et rammeprogram som opererer i 2D gjøres det noen forenklinger for at modellen skal få betingelser tilnærmet modellen i SOFiSTiK. Tverrsnittshøyde og brulengde er modellert likt, mens kabler og brubredde er endret.

Tilpasninger og øvrig data Buen i SOFiSTiK erstattes med opplagere, som tilsvarer en uendelig stiv bue, vist i figur 25.

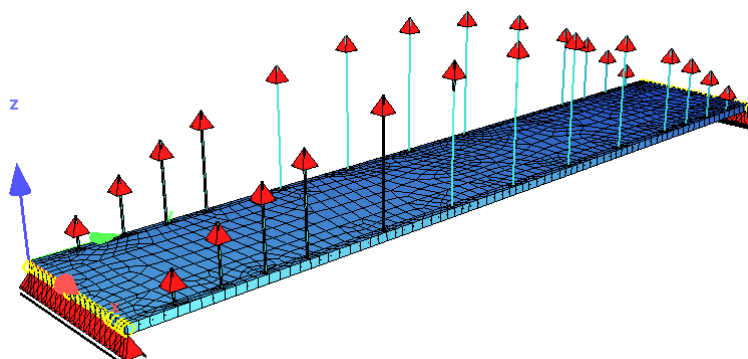
I Focus Konstruksjon er brua modellert med halve bredde av modellen i SOFiSTiK, $b = 4500mm$.

I Focus Konstruksjon erstattes de bærende kablene med fjærer med stivhet $k = \frac{EA}{L}$, vist i figur 26. Areal og E-modul for kabler er $A_{kabel} = 5026,6mm^2$ og $E_p = 1,95 \cdot 10^5 MPa$. Kablenes areal, og dermed også kablenes stivhet, avviker fra den endelige modellen ettersom verifiseringen ble gjort før endelig modell var ferdigstilt.

Tabell 10 oppsummerer kabellengder og fjærstivhet for kabelene i modellen, med nummering fra opplager til midten langs én platekant. Kablene er symmetriske om bruflatens midtsnitt.

Tabell 10: Kabellengder og fjærstivheter for halve modellen

Kabel:	1	2	3	4	5	6	7
L:	1736mm	3219mm	4480mm	5539mm	7115mm	8032mm	8333mm
κ :	$564,4 \frac{kN}{mm}$	$304,5 \frac{kN}{mm}$	$281,8 \frac{kN}{mm}$	$176,9 \frac{kN}{mm}$	$137,8 \frac{kN}{mm}$	$122,0 \frac{kN}{mm}$	$117,6 \frac{kN}{mm}$



Figur 25: Modell i SOFiSTiK, brukt til verifisering.

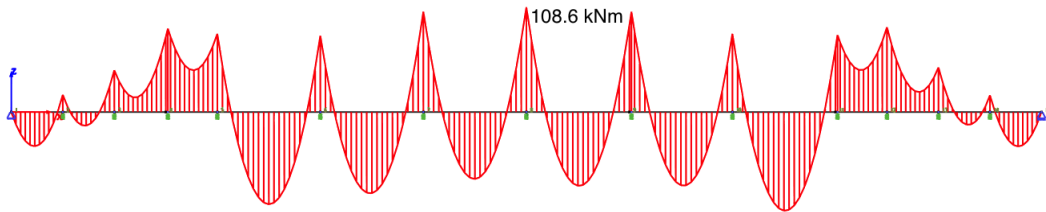


Figur 26: Modell i Focus Konstruksjon. Fjærene er små og grønne.

Modellene sammenlignes for en jevnt fordelt last, en punktlast og en temperaturgradient.

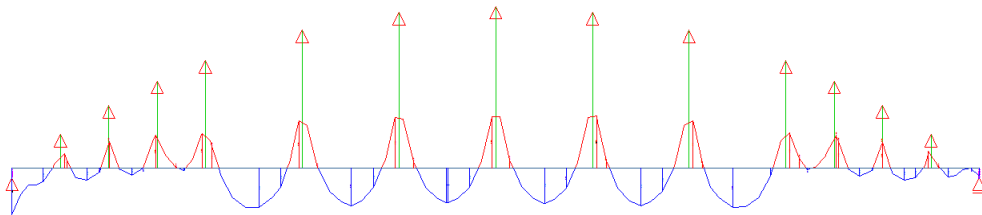
5.1.1 Jevnt fordelt last

Begge modellene belastes med en jevnt fordelt last tilsvarende egenvekten til armert betong: $g = 25 \frac{kN}{m^3}$. Opptredende moment i lengderetning er vist i figur 27 og 28.



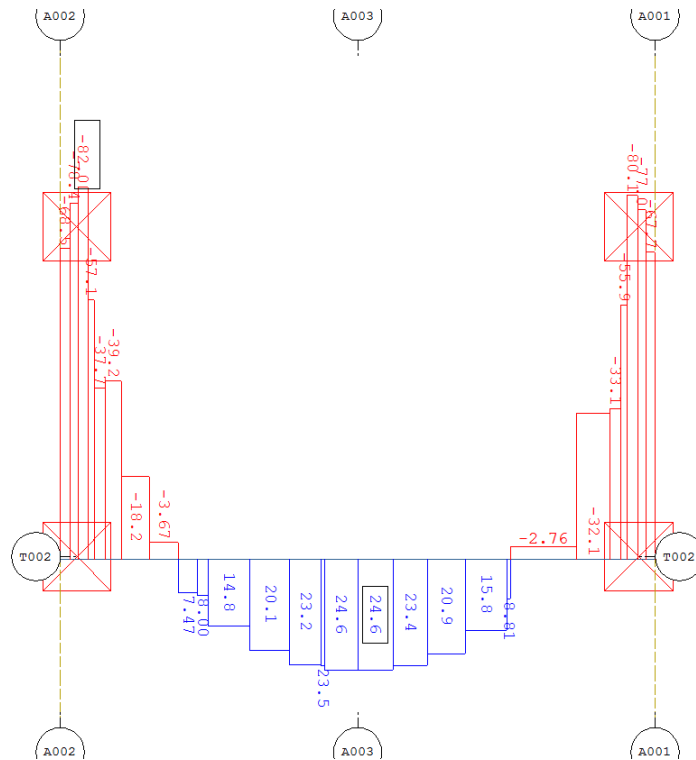
Figur 27: Momentkrefter fra egenvekt, Focus Konstruksjon

Største opptredende moment i modellen i Focus konstruksjon er lik 108,6kNm, med strekk i overkant.



Figur 28: Momentkrefter fra egenvekt, SOFiSTiK

Ettersom SOFiSTiK fordeler lasten og opptredende krefter over bredden av brua må det snittes i tverretning i SOFiSTiK-modellen. Snittet er vist i figur 29, med beliggenhet mellom de to midtre kablene i modellen. Deretter er det mulig å kalkulere den totale momentverdien, som sammenlignes med verdien med samme plassering fra Focus Konstruksjon.



Figur 29: Momentfordeling fra egenvekt, SOFiSTiK [kNm/m]

Ettersom modellen i Focus Konstruksjon kun er modellert med halv bredde, regnes snittet over halve bredden $b_{halve} = 4500mm$.

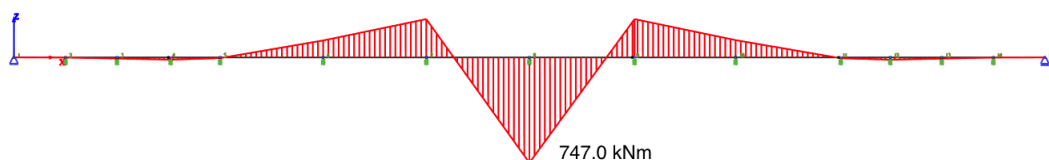
Snittkraften beregnes til å være

$$M_g = \frac{\sum M_{ig}}{n_g} = -22,0 \frac{kNm}{m}$$

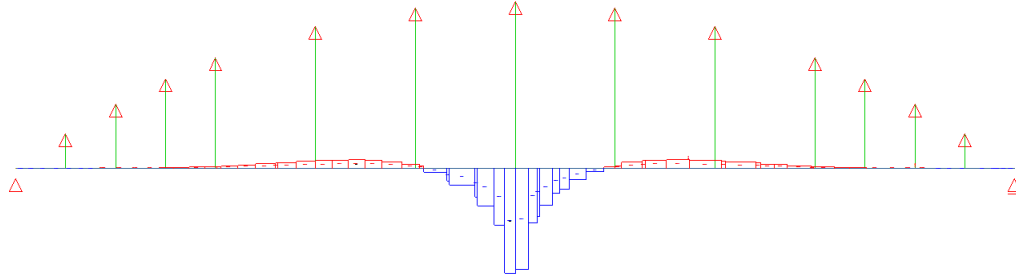
$$M_g \cdot 4,5m = -99,2kNm(\text{strekkeoverkant})$$

5.1.2 Punktlast

Modellen kontrolleres med en punktlast $P = 1000kN$ midt på brua. Figur 30 og 31 viser opptredende momentkrefter i bruas lengderetning.

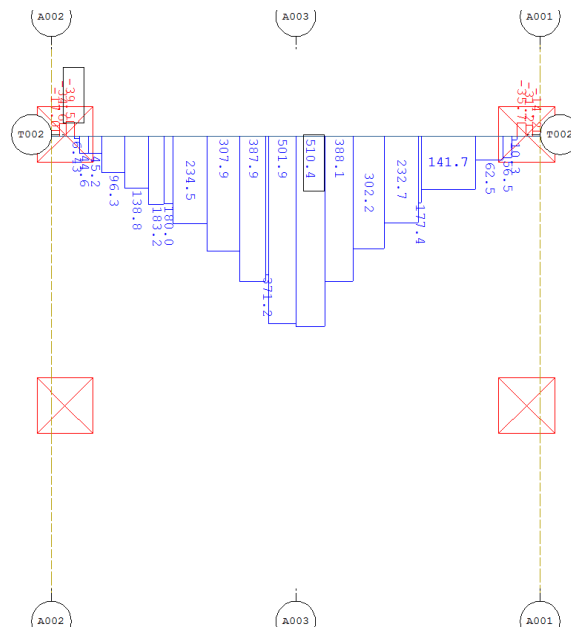


Figur 30: Momentkrefter fra punktlast, Focus Konstruksjon



Figur 31: Momentkrefter fra punktlast, SOFiSTiK

Det snittes over bruas midtpunkt. Fordelingen er som vist i figur 32.



Figur 32: Momentfordeling fra punktlast, SOFiSTiK [kNm/m]

Igjen regnes momentfordelingen over halve bredden, $b_{halve} = 4500mm$.

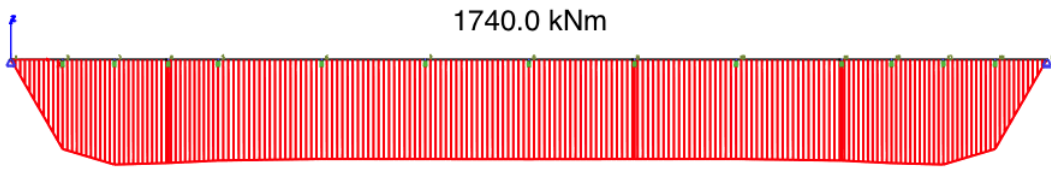
Finner snittkraften til å være

$$M_p = \frac{\sum M_{ip}}{n_p} = 167,1 \frac{kNm}{m}$$

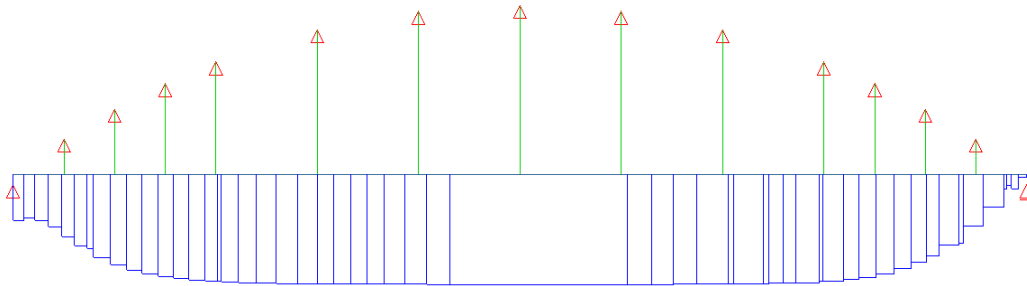
$$M_p \cdot 4,5m = 751,9kNm(\text{strekunderkant})$$

5.1.3 Temperaturgradient

Begge modellene påføres en temperaturgradient med $T_{topp} = 50^\circ C$ og $T_{bunn} = 0^\circ C$. Opptrædende moment i lengderetning er som vist i figur 33 og 34.

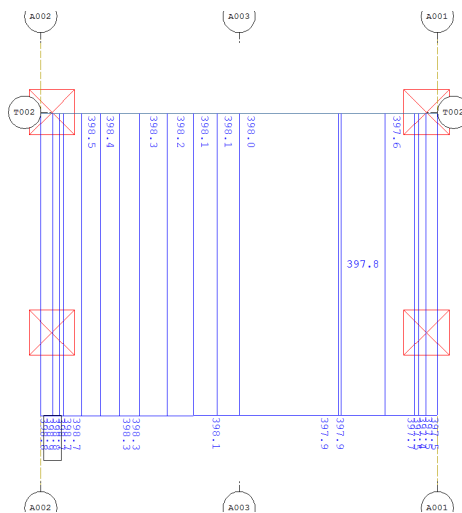


Figur 33: Momentkrefter fra temperaturgradient, Focus Konstruksjon



Figur 34: Momentkrefter fra temperaturgradient, SOFiSTiK

Det snittes over midten av brua, med beregning av total momentkraft over halve bredden.



Figur 35: Momentfordeling fra temperaturgradient, SOFiSTiK [kNm/m]

Den totale kraften i snittet er

$$M_t = \frac{\sum M_{it}}{n_t} = 398,4 \frac{kNm}{m}$$

$$M_t \cdot 4,5m = 1792,8kNm(\text{strekunderkant})$$

5.1.4 Oppsummert

Tabell 11 oppsummerer momentene fra de to programmene, samt avvikene.

Tabell 11: Momenter til verifisering

	SOFiSTiK	Focus	Avvik	Prosentvis avvik
M_g	$-99,2kNm$	$-108,6kNm$	$9,4kNm$	9.47%
M_p	$751,9kNm$	$747,0kNm$	$4,9kNm$	0.65%
M_t	$1792,8kNm$	$1740,0kNm$	$52,8kNm$	2.94%

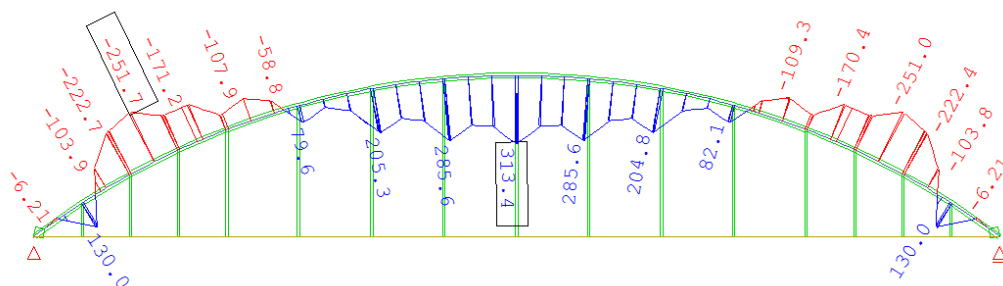
De prosentvise avvikene er små, med unntak av moment M_g fra egenvekten på nesten 10%. Noe avvik er å forvente, og årsak til avvik kan skyldes forenklet modell i Focus Konstruksjon, og manuell beregning av snittkrefter.

Ettersom avvikene er såpass små anses modellen som verifisert. Diagrammene fra de ulike modellene er også sammenfallende.

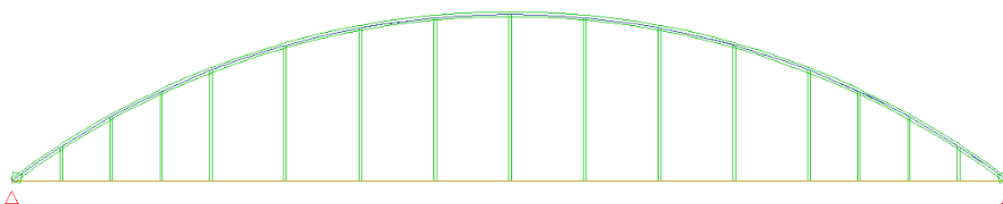
5.2 Kontroll av kabler og bue

Enkel kontroll av kabler og bue gjennomføres for å sikre at valgt geometri er tilfredsstillende uten å gjennomføre detaljert dimensjonering av konstruksjonsdelene.

Ledd bue-bruplate Figur 36 og 37 viser henholdsvis moment M_y og M_z i buen fra modellens egenvekt.



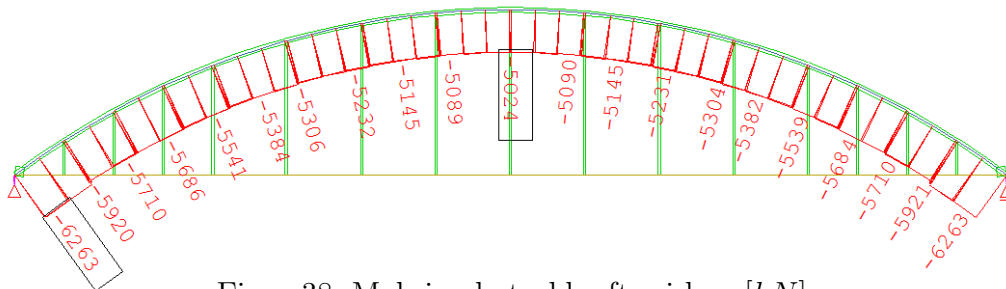
Figur 36: Moment M_y i bue fra egenvekt [kNm/m]



Figur 37: Moment M_z i bue fra egenvekt [kNm/m]

Som det kommer frem synker momentet M_y mot null ved buens innspenning i bruplaten. Moment M_z er null langs hele buen. Det angir at buen er innspent riktig med momentfrie ledd.

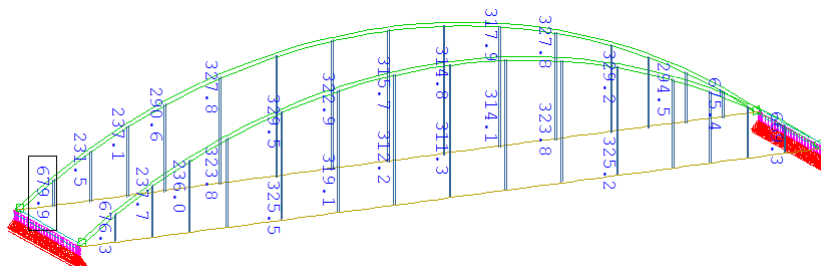
Aksialkrefter, bue Etter samråd med veileder begrenses trykkspenningene til $150MPa$. Figur 38 viser maksimale trykkrefter i buen, beregnet etter bruddgrensetilstand 6,10b



Figur 38: Maksimale trykkrefter i bue [kN]

Buens tverrsnittsareal er $A = \frac{\pi}{4} \cdot (740^2 - 660^2) = 87964mm^2$. For maksimal trykkraft $N_{Ed} = -6263kN$ gir aksialspenning $\sigma_b = -71,2MPa \leq 150MPa$. Trykkreftene i buen er ok.

Aksialkrefter, kabler Etter samråd med veileder skal strekkspenningene i kablene begrenses til $150MPa$, for å unngå store deformasjoner knyttet til lastpåvirkning. Figur 39 viser maksimale strekkrefter i enkelte kabler i modellen, beregnet etter bruddgrensetilstand 6,10b.



Figur 39: Maksimal strekkraft i kabel [kN]

Maksimal opptredende aksialkraft i én kabel er $N_{Ed} = 679,9kN$. Hver kabel har et areal $A_k = \pi \cdot (100mm)^2$. Det gir maksimal aksialspenning $21,64MPa \leq 150MPa$. Aksialspenningene i kablene er ok.

6 Spennkraft

Den målte jekkraften ved oppspenning vil av ulike grunner reduseres. Sørensen omtaler tre hovedgrupper av spennkrafttap [31, s. 223] :

1. Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong Tap som skyldes manglende heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen, og gjelder primært for etteroppspent armering. Beregninger knyttet til dette er gjort i kapittel 6.3.

2. Spenningsendring pga korttidslast Forekommer i føroppspente konstruksjonsdeler og i etteroppspente konstruksjoner der flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt. Dette er ikke aktuelt for denne brua, og vil ikke bli tatt for seg i denne oppgaven.

3. Tidsavhengige tap Tap som skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennstålet, nærmere omtalt i kapittel 6.4.

6.1 Oppspenningskraft

Spennkablernes oppspenningskraft P_{max} skal ikke overskride følgende [23, Pkt. 5.10.2.1]:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (16)$$

der A_p er tverrsnittsareal per spennkabel, henholdsvis $1800mm^2$ og $1050mm^2$ for lengde- og tverrarmring, og $\sigma_{p,max}$ er største påførte spenning i spennkabelen, beregnet som $\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k})$.

Hvis måling av jekkraft gjennomføres med en nøyaktighet på $\pm 5\%$, er en viss overspenning tillatt [23, Pkt. 5.10.2.1]. I oppgaven ses det bort ifra dette og det regnes med en oppspenningskraft begrenset etter ligning 16.

For $k_1 = 0,8$, $k_2 = 0,9$, $f_{pk} = 1860MPa$ og $f_{p0,1k} = 1640MPa$, beregnes følgende P_{max} for lengde- og tverretning:

$$P_{max,l} = 2657kN \quad (17) \quad P_{max,t} = 1550kN \quad (18)$$

6.2 Forspenningskraft

Etter EK2, 5.10.3 [23] skal ikke kraften i spennkablene, umiddelbart etter oppspenning og låsing, overgå forspenningskraften $P_{m0}(x)$ i en avstand x fra den aktive enden av spennkabelen.

Verdien av den initielle forspenningskraften beregnes ved at de umiddelbare spenntapene trekkes fra den maksimale forspenningskraften ($P_{max} - \Delta P_i(x)$).

Begrensningen $P_{m0}(x)$ beregnes som vist i ligning 19 [23, Pkt. 5.10.3(2)].

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (19)$$

der $\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$

For $k_7 = 0,75$, $k_8 = 0,85$, $f_{pk} = 1860MPa$ og $f_{p0,1k} = 1640MPa$, beregnes følgende P_{m0} for lengde- og tverretning:

$$P_{m0,l} = 1464kN \quad (20) \quad P_{m0,t} = 2509kN \quad (21)$$

6.3 Tap av tøyingsdifferanse - umiddelbare tap

Tap av tøyingsdifferanse skyldes låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Temperaturtap er aktuelt ved produksjon av føroppspente elementer og er derfor ikke inkludert i denne oppgaven.

6.3.1 Friksjonstap

Når kablene spennes opp vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidningen mellom armering og utsparringsrør. Disse kreftene skyldes normaltrykk fra spennkabelen på utsparringsrøret som oppstår på grunn av kurvatur [31, s. 277]. En form for friksjonskrefter skyldes tiltenkt kurvatur fra spennarmeringens parabelform. Denne effekten kalles *kurvatureffekten*. For spennarmering som ligger rett vil det også oppstå friksjonskrefter, ettersom spennkabelen alltid vil ha ujevnheter. Denne effekten kalles *lengdeeffekten*.

I bruas lengderetning kurver spennarmeringen to veier, både i z- og i x-retning. Spennarmeringen kan tenkes oppdelt i tre deler, som vist i figur i regnearket under. y_1 er $2m$ lang og parabelformet. y_2 er $46m$ lang og rett. y_3 er som y_1 , bare motsatt rettet. Vinkelendringene regnes for de tre delene og akkumulert krafttap regnes etter EK2, 5.10.5.2 (1) [23]:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (22)$$

I bruas tverretning er spennarmeringen parabelformet. Der finnes den totale vinkelendringen, før akkumulert krafttap regnes etter ligning 22.

Friksjonstap

$$A_{p.l} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tv} := 1050 \text{ mm}^2$$

Areal av spennkabel. Lengde og tverr

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets strekkfasthet

$$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$$

Tab. 3, ETA-13/0839

Friksjonskoeffisient

$$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Tab. 3, ETA-13/0839

Utsiktet vinkelendring per lengdeenhet

$$P_{max.l} := A_{p.l} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 2656.8 \text{ kN}$$

Største tillatte spennkraft, lengderetn.

$$P_{max.tv} := A_{p.tv} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1549.8 \text{ kN}$$

Største tillatte spennkraft, tverretn.

LENGDERETNING

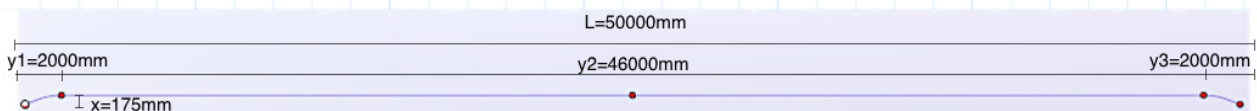
Vinkelendringer

Lengden deles opp i tre deler hvor det foregår tre forskjellige vinkelendringer. y_1 er lengden på del 1, y_2 lengden på del 2 og y_3 lengden på del 3.

$$L := 50 \text{ m}$$

Total lengde

Geometri, y-retning, sett ovenifra:



$$y_1 := 2000 \text{ mm}$$

$$y_2 := 46000 \text{ mm}$$

$$y_3 := 2000 \text{ mm}$$

Parabel for kurvatur i hver ende:

$$y := 0$$

$$x := -2.975 \cdot 10^{-5} \cdot y^2 + 0.119 \cdot y + 250$$

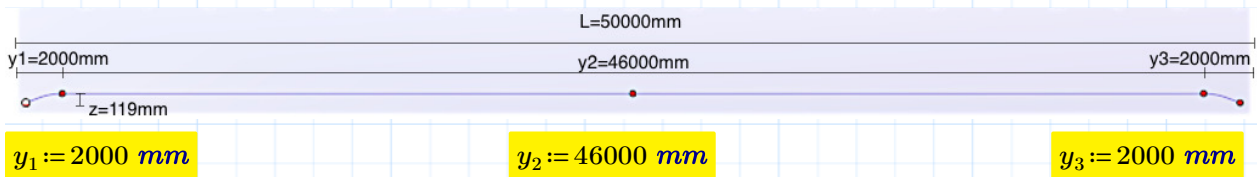
Parabellikningen benyttes for å finne vinkelendringen. Total endringen i vinkel tilsvarer endringen for $y = 0$

$$dx := -5.95 \cdot 10^{-5} \cdot y + 0.119$$

$$dx := 0.119$$

Vinkelen til horisontalaksen i hver ende. I radianer

Geometri, z-retning, sett fra siden



Parabel for kurvatur i hver ende:

$$y = 0$$

$$z := -4.375 \cdot 10^{-5} \cdot y^2 + 0.175 \cdot y + 250$$

Parabellikningen benyttes for å finne vinkelendringen. Total endringen i vinkel tilsvarer endringen for $y = 0$

$$dz := -8.75 \cdot 10^{-4} \cdot y + 0.175$$

$$dz := 0.175$$

Vinkelen til horisontalaksen i hver ende. I radianer

Vinkelendring, x-retning

$$\theta_{x1} := dx = 0.119$$

$$\theta_{x2} := 0$$

$$\theta_{x3} := \theta_{x1} = 0.119$$

Vinkelendring, z-retning

$$\theta_{z1} := dz = 0.175$$

$$\theta_{z2} := 0$$

$$\theta_{z3} := \theta_{z1} = 0.175$$

Akkumulert vinkelendring i x- og z-retning over avstand

$$\theta_1 := \sqrt{\theta_{x1}^2 + \theta_{z1}^2} = 0.212$$

$$\theta_2 := \theta_1 + \sqrt{\theta_{x2}^2 + \theta_{z2}^2} = 0.212$$

$$\theta_3 := \theta_2 + \sqrt{\theta_{x3}^2 + \theta_{z3}^2} = 0.423$$

Akkumulert krafttap

EK2 5.10.5.2 (1)

$$\Delta P_{\mu y1} := P_{max.l} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_1 + k \cdot y_1)}) = 81.2 \text{ kN}$$

Tap fra del 1

$$\Delta P_{\mu y2} := P_{max.l} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_2 + k \cdot (y_1 + y_2))}) = 162.8 \text{ kN}$$

Tap fra del 2

$$\Delta P_{\mu y3} := P_{max.l} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_3 + k \cdot (y_1 + y_2 + y_3))}) = 239 \text{ kN}$$

Tap fra del 3

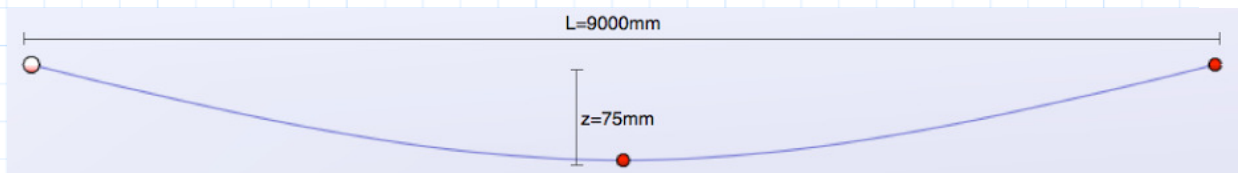
TVERRETNING

Vinkelendringer

Lengde og høyde av parabel

$$L := 9 \text{ m}$$

Geometri



Parabel for kurvatur:

$$x := 0$$

$$z := 3.6926 \cdot 10^{-6} \cdot x^2 - 0.033 x + 287.25$$

$$dz := 7.2592 \cdot 10^{-6} \cdot x - 0.033$$

$$dz = -0.033$$

Vinkelen til horisontalaksen i hver ende. I radianer

$$\theta := 2 \cdot dz = -0.066$$

Total vinkelendring over hele lengden

Krafttap over 9000mm

EK2 5.10.5.2 (1)

$$\Delta P_{\mu tv} := P_{max.tv} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (|\theta| + k \cdot L)}) = 23.9 \text{ kN}$$

6.3.2 Låsetap

Når kraften overføres fra jekken til forankringen oppstår noen millimeter glidning av spennstålet [31, s. 224]. Dette fører til et spennkrafttap. Glidningen oppgis normalt av produsenten, og Dywidag som leverer spennkabelsystemet brukt i denne brua oppgir glidningen til å være $6mm$ [30].

På samme måte som friksjonskreftene motvirker kraften som påføres ved oppspenning (se kapittel 6.3.1), vil friksjonskreftene holde igjen tapet av spennkraft grunnet låseglidning. Låsetapet vil derfor gradvis utlignes av friksjonskreftene og bare virke over en lengde x_0 . Låseglidningen ΔL_{las} finnes som en funksjon av tøyningens endringen over x_0 . Teorien er hentet fra vedlegg M.

$$\Delta L_{las} = \int_0^{x_0} \Delta \varepsilon(x) dx \cong \Delta \varepsilon_{average} \cdot x_0 = \frac{\left(\frac{\Delta P_2(0) + \Delta P_2(x_0)}{2} \right) \cdot x_0}{E_p \cdot A_p} \quad (23)$$

Ettersom låsetapet $\Delta P_2(x_0) = 0$ ved x_0 , vil x_0 kunne uttrykkes som:

$$\Rightarrow x_0^2 = \frac{\Delta L_{las} \cdot E_p \cdot A_p}{P_0 \cdot \mu \left(\frac{8 \cdot e}{L^2} + k \right)}. \quad (24)$$

Låsetapet ved forankringspunktet antas å være 2 ganger friksjonstapet ved x_0 , gitt parabelformet spennarmering:

$$\Delta P_{las} = 2 \cdot \Delta P_1 = 2 \cdot P_{max,l} \cdot \mu \cdot (d\theta + k \cdot x_0) \quad (25)$$

ΔP_1 representerer friksjonstapet ved x_0 .

For å finne den lengden y_0 låsetapet virker over i lengderetning, sjekkes det om y_0 ligger i del 1, del 2 eller del 3 (omtalt i kapittel 6.3.1). Hvis y_0 ligger i del 1 blir beregningene tilsvarende som i tverretning. Om y_0 ligger i del 2 gjøres beregningene etter ligning 27.

$$\Delta L_{las} = \int_0^{y_0} \Delta \varepsilon(y) dy \cong \Delta \varepsilon_{average} \cdot y_0 = \frac{2 \cdot P_{max}(\mu \cdot d\theta_1)}{E_p \cdot A_p} \cdot \frac{y_1}{2} + \frac{2 \cdot P_{max} \cdot k \cdot y_0}{E_p \cdot A_p} \cdot \frac{y_0}{2} \quad (26)$$

$$\Rightarrow y_0^2 = \frac{\Delta L_{las} \cdot E_p \cdot A_p}{P_{max} \cdot k} - \frac{\mu \cdot d\theta_1}{k} \cdot y_1. \quad (27)$$

Beregningene er som følger:

Låsetap

Sørensen s. 224

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennstålets E-modul

$$A_{p.l} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tv} := 1050 \text{ mm}^2$$

Areal av spennkabel. Lengde og tverr

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1% -strekkgrense

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets strekkfasthet

$$\Delta L_{las} := 6 \text{ mm}$$

Tab 4, ETA-13/0839 pkt 2.5

Glidning, lås

$$\mu := 0.14 \cdot \text{rad}$$

Tab. 3, ETA-13/0839

Friksjonskoeffisient

$$k := 0.005 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Tab. 3, ETA-13/0839

Utsiktet vinkelendring per lengdeenhet

$$P_{max.l} := A_{p.l} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 2656.8 \text{ kN}$$

Største tillatte spennkraft, lengderetn.

$$P_{max.tv} := A_{p.tv} \cdot \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1549.8 \text{ kN}$$

Største tillatte spennkraft, tverretn.

$$P_{jekk.l} := P_{max.l}$$

Jekskraft, lengderetning

$$P_{jekk.tv} := P_{max.tv}$$

Jekskraft, tverretning

LENGDERETNING

Vinkelendring

$$L := 50 \text{ m}$$

Lengde av spennkabel

Total vinkelendring over del 1

$$\theta_0 := \sqrt{0.119^2 + 0.175^2} = 0.212 \text{ rad}$$

Som beregnet ved friksjonstap

Vinkelendring for $0 < y_0 \leq 2.0 \text{ m}$

$$\theta_{x1}(y) := -5.95 \cdot 10^{-5} \cdot y + 0.119$$

Bidrag x-retning

$$\theta_{z1}(y) := -8.75 \cdot 10^{-5} \cdot y + 0.175$$

Bidrag z-retning

$$\theta_1(y) := \sqrt{\theta_{x1}^2 + \theta_{z1}^2}$$

Samlet vinkelendring

Vinkelendring for $2.0 \text{ m} < y_0 \leq 48.0 \text{ m}$

$$\theta_2 := \theta_1$$

Ingen ytterligere vinkelendring

Vinkelendring for $48.0 \text{ m} \leq y_0 < 50 \text{ m}$

$$\theta_{x3}(y) := -1.0578 \cdot 10^{-4} \cdot y + 0.1587$$

Bidrag x-retning

$$\theta_{z3}(y) := -1.556 \cdot 10^{-4} \cdot y + 0.2333$$

Bidrag z-retning

$$\theta_3(y) := \theta_1 + \theta_2 + \sqrt{\theta_{x3}^2 + \theta_{z3}^2}$$

Samlet vinkelendring

Virkelengde av låsetap

Sjekk: Er $y_0 < 2.0 \text{ m}$?

$$y := 2$$

$$\theta_{x1} := -5.95 \cdot 10^{-5} \cdot y + 0.119 = 0.119$$

Vinkelendring, bidrag fra x-retning

$$\theta_{z1} := -8.75 \cdot 10^{-4} \cdot y + 0.175 = 0.173$$

Vinkelendring, bidrag fra z-retning

$$\theta_1 := \sqrt{\theta_{x1}^2 + \theta_{z1}^2} = 0.21$$

Samlet vinkelendring

$$d\theta := \theta_1 = 0.21$$

$$y_0 := \sqrt{\frac{A_{p,l} \cdot E_p \cdot \Delta L_{las}}{P_{max,l} \cdot \mu \cdot \left(d\theta \cdot \frac{\text{rad}}{\text{m}} + k \right)}} = 5.1 \text{ m}$$

Lengde låsetap virker over

Beregnet $y_0 > 2.0 \text{ m}$. Det vil si låsetapet virker forbi del 1 og inn i del 2.

Sjekk: Er $2.0 \text{ m} \leq y_0 < 48.0 \text{ m}$?

$$\theta_2 := \theta_1 + 0$$

Ingen ytterligere økning

$$d\theta := \theta_2 = 0.21$$

$$y_1 := 2 \text{ m}$$

$$y_0 := \sqrt{\frac{A_{p,l} \cdot E_p \cdot \Delta L_{las}}{P_{max,l} \cdot k} - \frac{\mu \cdot d\theta}{k}} \cdot y_1 = 12.1 \text{ m}$$

Lengde låsetap virker over

y_0 er $2.0 \text{ m} \leq y_0 < 48.0 \text{ m}$. Låsetapet virker over lengden $y_0 = 12.1 \text{ m}$

Totalt låsetap

$$\Delta P_{las}(y_0) := 0$$

Låsetap ved $y_0 = 12.1 \text{ m}$

$$\Delta P_1 := P_{max.l} \cdot \mu \cdot (d\theta + k \cdot y_0) = 100.7 \text{ kN}$$

Friksjonstapet ved $y_0 = 12.1 \text{ m}$

$$\Delta P_{las} := 2 \cdot \Delta P_1 = 201.4 \text{ kN}$$

Låsetap ved forankring

TVERRETNING

Vinkelendring

$$L := 9 \text{ m}$$

Lengde av spennkabel

Total vinkelendring over spennarmeringens lengde

$$\theta_{z0} := 0.033$$

Som beregnet ved friksjonstap

$$d\theta_z := 2 \cdot \theta_{z0} = 0.066$$

Total vinkelendring

Virkelengde av låsetap

$$x_0 := \sqrt{\frac{A_{p.tv} \cdot E_p \cdot \Delta L_{las}}{P_{max.tv} \cdot \mu \cdot \left(d\theta_z \cdot \frac{\text{rad}}{\text{m}} + k \right)}} = 8.9 \text{ m}$$

Virkelengde

Låsetapet i tverretning virker over en beregnet lengde på ca $x_0 = 8.9 \text{ m}$. For beregning av totalt låsetap brukes tilnærmet låsetaplengde $x_0 := L = 9 \text{ m}$.

Totalt låsetap

$$\Delta P_{las}(x_0) := 0$$

Låsetap ved $x_0 = 9 \text{ m}$

$$\Delta P_{1.tv} := P_{max.tv} \cdot \mu \cdot (d\theta_z + k \cdot x_0) \text{ rad} = 24.1 \text{ kN}$$

Friksjonstapet ved $x_0 = 9 \text{ m}$

$$\Delta P_{las.tv} := 2 \cdot \Delta P_{1.tv} = 48.2 \text{ kN}$$

Låsetap ved forankring

6.3.3 Opptredende spennkraft etter korttidstap

Som omtalt i kapittel 6.2 beregnes den initielle forspenningskraften P_{m0} som påføres betongen etter oppspenning og låsing, ved å trekke de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften P_{max} [23].

Opptredende spennkraft

LENGDERETNING

Akkumulert krafttap fra friksjon

$$\Delta P_{\mu y1} := 81.2 \text{ kN}$$

Tap fra del 1

$$\Delta P_{\mu y2} := 162.8 \text{ kN}$$

Tap fra del 2

$$\Delta P_{\mu y3} := 239.0 \text{ kN}$$

Tap fra del 3

Totalt låsetap

$$\Delta P_1 := 100.7 \text{ kN}$$

Friksjonstapet ved $y_0 := 12.1 \text{ m}$

$$\Delta P_{las} := 2 \cdot \Delta P_1 = 201.4 \text{ kN}$$

Låsetap ved forankring

Opptredende spennkraft

$$P_0 := 2656.8 \text{ kN}$$

Forankringspunktet, uten låsetap

$$P_1 := P_0 - \Delta P_{\mu y1} = 2575.6 \text{ kN}$$

Etter del 1, uten låsetap

$$P_2 := P_0 - \Delta P_{\mu y2} = 2494 \text{ kN}$$

Etter del 2, uten låsetap

$$P_3 := P_0 - \Delta P_{\mu y3} = 2417.8 \text{ kN}$$

Etter del 3, enden av bjelke

$$P_{las.0} := P_0 - \Delta P_{las} = 2455.4 \text{ kN}$$

Spennkraft i forankring. Etter låsetap

$$P_{las.1} := P_0 - \Delta P_1 = 2556.1 \text{ kN}$$

Spennkraft i punkt med låsetap lik 0

$$x_1 := \begin{bmatrix} 0 \text{ m} \\ 2 \text{ m} \\ 48 \text{ m} \\ 50 \text{ m} \end{bmatrix}$$

$$x_2 := \begin{bmatrix} 0 \text{ m} \\ 12.1 \text{ m} \end{bmatrix}$$

$$P_{fr} := \begin{bmatrix} P_0 \\ P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}$$

$$P_{las} := \begin{bmatrix} P_{las.0} \\ P_{las.1} \end{bmatrix}$$

TVERRETNING

Akkumulert krafttap fra friksjon

$$\Delta P_{\mu tv} := 23.9 \text{ kN}$$

Totalt krafttap fra friksjon

Totalt låsetap

$$\Delta P_{1.tv} := 24.1 \text{ kN} \quad (= \Delta P_{\mu tv})$$

Friksjonstapet ved $x_0 := 9.0 \text{ m}$

$$\Delta P_{las.tv} := 48.2 \text{ kN}$$

Låsetap ved forankring

Opptredende spennkraft

$$P_{0.tv} := 1549.8 \text{ kN}$$

Spennkraft i forankring. Uten låsetap

$$P_{tv} := P_{0.tv} - \Delta P_{\mu tv} = 1525.9 \text{ kN}$$

Spennkraft i endepunkt. Låsetap lik 0

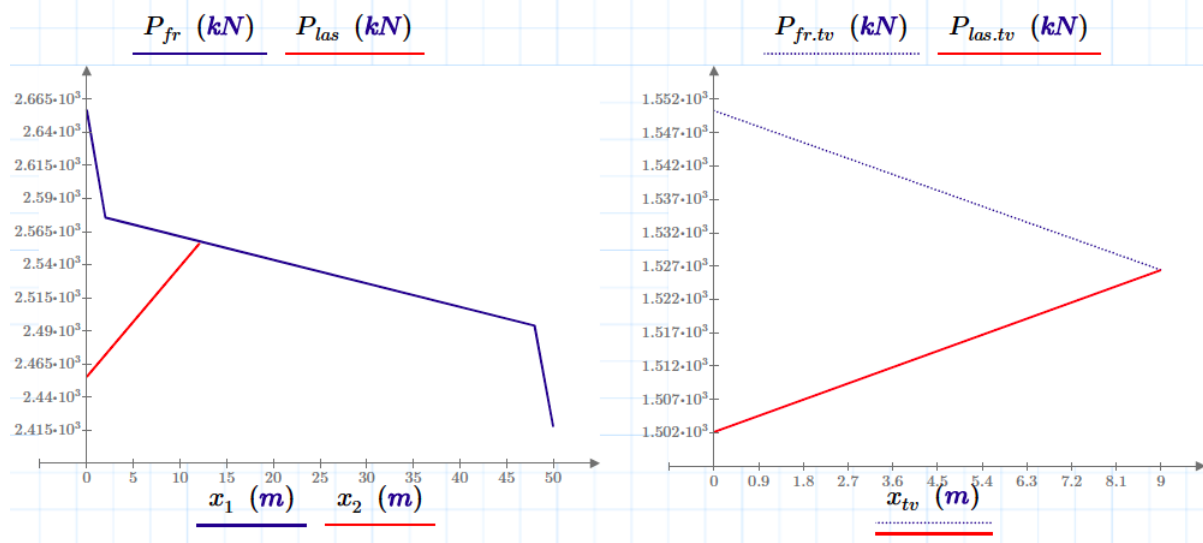
$$P_{las.tv} := P_{0.tv} - \Delta P_{las.tv} = 1501.6 \text{ kN}$$

Spennkraft i forankring. Etter låsetap

$$x_{tv} := \begin{bmatrix} 0 \text{ m} \\ 9 \text{ m} \end{bmatrix}$$

$$P_{fr.tv} := \begin{bmatrix} P_{0.tv} \\ P_{tv} \end{bmatrix}$$

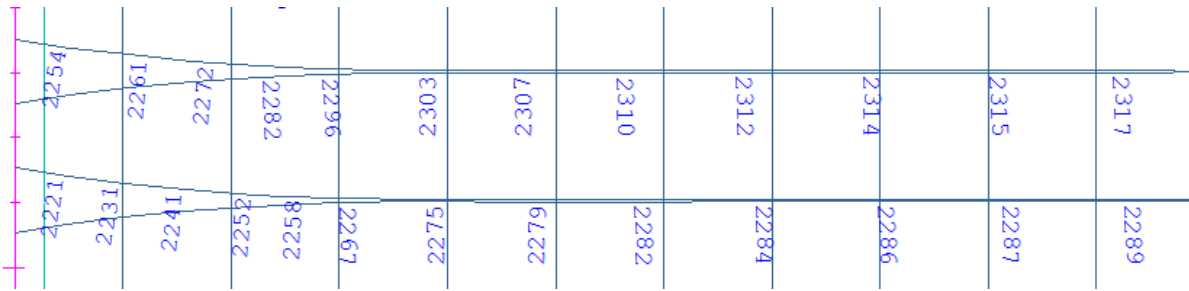
$$P_{las.tv} := \begin{bmatrix} P_{las.tv} \\ P_{tv} \end{bmatrix}$$



Figur 40: Spennkrafttap fra friksjon og lås i lengderetning (venstre) og tverretning (høyre). Rød linje indikerer låsetap.

Bildet til venstre i figur 40 gjelder for lengderetning, og viser en forenklet fremstilling av låsetapet. Etersom friksjonen utligner låsetapet, og friksjonen avhenger av kurvaturen til spennarmeringen, vil låsetapet minke mest der spennarmeringen har størst kurvatur. Derfor vil ikke låsetapet endre seg lineært, men heller speile friksjonstapet (blå linje), frem til de møtes i $y_0 = 12.1m$.

Den opptredende kraften funnet i SOFiSTiK, vist i figur 41, er mindre enn spennkraften funnet ved beregning. Dette skyldes hovedsakelig at SOFiSTiK benytter σ_{pm0} som oppspenning før friksjons- og låsetap.



Figur 41: Kraft i spennarmering i lengderetning, SOFiSTiK

Avviket i SOFiSTiK kan påvirke beregnede laster i bruplatten som brukes ved kontroll av tverrsnittet. For kontroll av moment og skjær virker dette avviket konservativt, da lavere spennkraft vil gi lavere trykk i tverrsnittet, ettersom trykk gir gunstig bidrag til kapasitet. For kontroll av trykkraft i betongen bak forankring anvendes manuelt beregnet P_{max} (se kapittel 14). Lavere spennkraft i modellen i SOFiSTiK er derfor ikke kritisk for oppgaven.

6.4 Tidsavhengige tap

6.4.1 Kryptall

Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles *kryp* [31, s. 13]. Effekten av kryp er blant annet redusert kraft i spennarmeringen og burde tas høyde for i kalkulasjoner ved hjelp av en effektiv modulus, $E_{c,eff}$, gitt som følger:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (28)$$

der φ er kryptallet som tilsvareer forholdet mellom kryptøyningen og den initielle elastiske tøyningen [16, s. 138].

Ifølge EK2, 3.1.4 avhenger betongens kryptall av den relative fuktigheten, tverrsnittsdimensjonene, alder ved pålastning og belastningens varighet og størrelse. Sementtype og temperaturforhold har også innvirkning på kryptallet, men tas ikke hensyn til i denne oppgaven [23]. For beregning av kryptall settes den relative fuktigheten til å være 70%, etter Håndbok N400 [37, Pkt. 5.3.3.2.2].

Betongens alder ved pålastning og oppspenning har også innvirkning på kryptutviklingen. Det antas i denne oppgaven at betongplaten støpes og spennes opp på kai. Derfor settes alder ved pålastning til 28 dager.

I EK2 3.1.4(4) oppfordres det til ikke-lineær beregning av kryptall ved trykkspenninger over $0.45f_{ck}(t_0)$ ved tidspunkt for pålastning [23]. I samråd med veileder er det bestemt at det beregnes med lineært kryp i denne oppgaven

Kryptallet i lengde- og tverretning beregnes etter EK2 tillegg B til å være:

Lengderetning: $\varphi_{100} = 1.145$

Tverretning: $\varphi_{100.tv} = 1.141$

Beregningene er som følger.

Kryptall

Grunnleggende ligninger for beregning av kryptall

$$t := 36500 \quad (\text{Døgn})$$

$$t_0 := 28 \quad (\text{Døgn})$$

$$f_{cm} := 63 \text{ MPa}$$

$$RH := 70$$

$$b := 9000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$l := 50000 \text{ mm}$$

$$u := 2 \cdot (b + h) = 19 \text{ m}$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$A_{c,t} := l \cdot h$$

$$u_t := 2 \cdot (l + h) = 101 \text{ m}$$

EK2 Tillegg B (informativt) Kryp og svinntøyning

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot (\text{MPa})^{-1}} \right)^{0.7}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot (\text{MPa})^{-1}} \right)^{0.2}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm} \cdot (\text{MPa})^{-1}} \right)^{0.5}$$

Den effektive tverrsnittstykkelsen av en konstruksjonsdel (i millimeter)

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 0.474 \text{ m}$$

A_c

= tverrsnittsarealet, lengderetning

u

= konstruksjonsdelens utsatte omkrets, lengderetning

$$h_{0,t} := \frac{2 \cdot A_{c,t}}{u_t} = 0.495 \text{ m}$$

$A_{c,t}$

= tverrsnittsarealet, tverretning

u_t

= konstruksjonsdelens utsatte omkrets, tverretning

Faktor som er avhengig av RH og konstruksjonsdelens effektive tykkelse

$$\beta_H := \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\left\| \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 \cdot \text{mm}^{-1} + 250, 1500 \right) \right\|$$

else

$$\left\| \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 \cdot \text{mm}^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right\|$$

$$\beta_{H,t} := \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\left\| \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_{0,t} \cdot \text{mm}^{-1} + 250, 1500 \right) \right\|$$

else

$$\left\| \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_{0,t} \cdot \text{mm}^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right\|$$

Faktor som beskriver kryptviklingen i forhold til tid etter belastning

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \text{Faktor for lengderetning}$$

$$\beta_{c,t} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{H,t} + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \text{Faktor for tverretning}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongens alder ved pålastning

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Faktor som tar hensyn til betongfastheten

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}} \cdot (\text{MPa})^{-1}}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet

$\varphi_{RH} := \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$ $\left\ \left\ \left\ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0} \cdot (\text{mm}^{-1})} \right\ \right\ $ <p style="text-align: center;">else</p> $\left\ \left\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0} \cdot (\text{mm}^{-1})} \right) \cdot \alpha_1 \right\ \right\ \cdot \alpha_2$	$\varphi_{RH,t} := \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$ $\left\ \left\ \left\ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,t}} \cdot (\text{mm}^{-1})} \right\ \right\ $ <p style="text-align: center;">else</p> $\left\ \left\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,t}} \cdot (\text{mm}^{-1})} \right) \cdot \alpha_1 \right\ \right\ \cdot \alpha_2$
--	--

Det normerte kryptallet

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} \quad \text{Normert kryptall for lengderetning}$$

$$\varphi_{0,t} := \varphi_{RH,t} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} \quad \text{Normert kryptall for tverretning}$$

Kryptall

$$\varphi_{100} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.145 \quad \text{Kryptall for lengderetning}$$

$$\varphi_{100,t} := \varphi_{0,t} \cdot \beta_{c,t} = 1.141 \quad \text{Kryptall for tverretning}$$

6.4.2 Fri svinntøyning

Uttørking av betong fører til at den krymper. Dette kalles *svinn*. Svinn skjer uavhengig av lastnivå og den totale svinntøyningen er ifølge EK2, 3.1.4 (6) [23], satt sammen av to bidrag: uttørkingssvinnet ε_{cd} , og det autogene svinnet ε_{ca} . Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt ettersom det er en funksjon av fukttransport gjennom den herdede betongen. Det autogene svinnet utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, og størstedelen utvikler seg derfor på et tidlig stadium etter utstøping.

Det frie svinnet vil ikke medføre spenninger på ei bru hvis den er statisk bestemt og har mulighet til å svinne fritt. For ei spennarmert bru vil svinnet medføre tap av spenntøyning, og følgelig tap av spennkraft.

Den frie svinntøyningen beregnes til å være:

$$\begin{aligned} \text{Lengderetning: } \quad & \varepsilon_{cs} = 2.591 \cdot 10^{-4} \\ \text{Tverretning: } \quad & \varepsilon_{cs.tv} = 2.579 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

Beregningene er som følger:

Fritt svinn

$t_s := 28$	(Døgn)	Betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinnet.
$t := 36500$	(Døgn)	Betongens alder i døgn, 100 år
$h := 500$	<i>mm</i>	Tverrsnittets høyde
$b := 9000$	<i>mm</i>	Bruens bredde og lengde
$l := 50000$	<i>mm</i>	
$RH := 70$	%	Relativ fuktighet
$f_{cm} := 63$	<i>MPa</i>	Middelverdien av betongens trykkfasthet, B55
$f_{cm0} := 10$	<i>MPa</i>	Referansemiddelverdi
$\alpha_{ds1} := 3.0$		Sementtype S
$\alpha_{ds2} := 0.13$		Sementtype S
$f_{ck} := 55$	<i>MPa</i>	B55
$A_c := h \cdot b$	$A_{c,t} := l \cdot h$	Betongens tverrsnittsareal, både bredde- og lengderetn.
$u := 2 \cdot (h + b)$	$u_t := 2 \cdot (l + h)$	Omkrets av konstruksjonsdelen som er utsatt for tørking
$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u \cdot \text{mm}}$	$h_{0,t} := \frac{2 \cdot A_{c,t}}{u_t \cdot \text{mm}}$	
$h_0 = 473.7$	$h_{0,t} = 495$	Effektiv tverrsnittstykkelse for lengde- og tverretning (mm)

EC2 3.1.4 Kryp og svinn, punkt (6)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$k_h := \frac{(h_0 - 300) \cdot (0.70 - 0.75)}{(500 - 300)} + 0.75 = 0.707$$

Interpolert fra tabell

$$k_{h,t} := \frac{(h_{0,t} - 300) \cdot (0.70 - 0.75)}{(500 - 300)} + 0.75 = 0.701$$

Interpolert fra tabell

EK2 Tillegg B.2 Grunnleggende ligninger for å fastsette svinntøyning ved uttørking

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.099 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning ved uttørking

$$\varepsilon_{cd\infty} := k_h \cdot \varepsilon_{cd0} \qquad \varepsilon_{cd\infty,t} := k_{h,t} \cdot \varepsilon_{cd0} \qquad \text{Endelig verdi av svinntøyning ved uttørking}$$

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \qquad \beta_{ds,t} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0,t}^3}} \qquad \text{Reduksjonsfaktor som tar hensyn til alder}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cd\infty} \qquad \varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t} \cdot \varepsilon_{cd\infty,t} \qquad \text{Utvikling av svinntøyning ved uttørking over tid}$$

Autogen svinntøyning

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} \qquad \text{Endelig autogen svinntøyning}$$

$$\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} \qquad \text{Reduksjonsfaktor som tar hensyn til alder}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} \qquad \text{Utvikling av autogen svinntøyning over tid}$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.591 \cdot 10^{-4} \qquad \text{Total svinntøyning, lengderetning}$$

$$\varepsilon_{cs,t} := \varepsilon_{cd,t} + \varepsilon_{ca} = 2.579 \cdot 10^{-4} \qquad \text{Total svinntøyning, tverretning}$$

6.4.3 Relaksasjon

Relaksasjon er det spennings tapet som oppstår når stålet utsettes for konstant tøyning over lang tid [31, s. 248]. Etter rådføring med veileder benyttes stål med lav relaksasjon, klasse 2. Relaksasjonstapet er definert i EK2 3.3.2(7) som den prosentvise reduksjonen av forspenning i forhold til den initielle spenningen [23].

Tapet skal beregnes på grunnlag av verdien ρ_{1000} , relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning, og med en middeltemperatur på $20^{\circ}C$ [23, pkt. 3.3.2(5)].

Relaksasjon påvirkes av deformasjonene forårsaket av kryp og svinn. Etter EK2, 5.10.6 kan interaksjonen tas høyde for ved å multiplisere relaksasjonstapet med en reduksjonsfaktor lik 0.8 [23].

RELAKSASJON

I samråd med veileder settes relaksasjonsklassen til *klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon*

$\rho_{1000} := 2.5$	Relaksasjonstap 1000t etter oppsp., i prosent
$t_{re} := (36500 - 28) \cdot 24 = 8.753 \cdot 10^5$	Tid etter oppspenning (100 år i timer - 28 dager)
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Karakt. verdi av strekkfasthet, spennstål
$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristik verdi av 0.1% - grensen
$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$	Initielle forspenningen
$\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.749$	

Tap av spennkraft - begge retninger

EK 3.3.2 Egenskaper

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{re}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 75.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{re.tot} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 5.4\%$$

Det prosentvise tapet fra relaksasjon

6.4.4 Samlet tap etter kryp, svinn og relaksasjon

Som omtalt i kapittel 6.1 er forspenningskraften lik den største kraft P_{max} som påføres den aktive enden, minus umiddelbare og tidsavhengige tap [23, Pkt. 5.10.3].

Reduksjon av kraft i spennarmering grunnet kryp, svinn og relaksasjon

Tversnitt

$$b := 9000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tversnittets bredde og høyde

$$n_{k.ok} := 13$$

$$n_{k.uk} := 13$$

Antall spennkabler over- og underkant

$$A_{p.kab} := 1800 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal til en spennkabel

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := A_{p.kab} \cdot n_{k.uk}$$

$$A_{p2} := A_{p.kab} \cdot n_{k.ok}$$

Totalt spennarmeringsareal i OK og UK.

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

Totalt spennarmeringsareal

$$A_c := b \cdot h$$

Tversnittsareal betong

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk} = 119 \text{ mm}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok} = 119 \text{ mm}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakt. 0.1%-grense

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakt. strekkfasthet

$$f_{cm} := 63 \text{ MPa}$$

Betongens midl. 28-døgns trykkfasthet

$$E_{cm} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$RH := 70$$

Relativ fuktighet i prosent

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15}$$

Spennarmeringens dim. 0.1%-grense

KRYP

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største tillatte armeringspenning

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

Initielle forspenningskraft

Lang tid

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c,eff}} = 11$$

Forholdstall, E-moduler

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 4968338.7 \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Avstanden mellom tpb og tp

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.004 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Arealreghetsmoment

Aksialkraft og moment ved tp

$$M_g := 253.6 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra egenvekt, SOFiSTiK

$$N := -\sigma_{pmax} \cdot A_p = -69076.8 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra forspenning

$$M_t := -\sigma_{pmax} \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t) + \sigma_{pmax} \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t) + M_g \cdot b$$

$$M_t = 2282.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment som virker i tp

Betongspenning ved armering (negativt fortegn betyr trykk, positivt betyr strekk)

$$\sigma_{c.l.uk} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e_1 - y_t)}{I_t} = -11.2 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, underkant

$$\sigma_{c.l.ok} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t \cdot (-e_1 - y_t)}{I_t} = -16.6 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, overkant

Kort tid

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.1$$

Forholdstall, E-moduler

$$A_{t,k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot A_p = 4693357.9 \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_{t.k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta_k - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_{t.k}} = 0 \text{ mm}$$

Avstanden mellom tpb og tp

$$I_{t.k} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_{t.k})^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_{t.k})^2$$

$$I_{t.k} = (9.6 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

Aksialkraft og moment ved tp

$$M_g = 253.6 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra egenvekt, SOFiSTiK

$$N := -\sigma_{pmax} \cdot A_p = -69076.8 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra forspenning

$$M_{t.k} := -\sigma_{pmax} \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_{t.k}) + \sigma_{pmax} \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_{t.k}) + M_g \cdot b$$

$$M_{t.k} = 2282.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment som virker i tp

Betongspenning ved armering (negativt fortegn betyr trykk, positivt betyr strekk)

$$\sigma_{c.k.uk} := \frac{N}{A_{t.k}} + \frac{M_{t.k} \cdot (e_1 - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -11.9 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, underkant

$$\sigma_{c.k.ok} := \frac{N}{A_{t.k}} + \frac{M_{t.k} \cdot (-e_2 - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -17.5 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, overkant

Betongtøyninger

Lang tid

$$\Delta \varepsilon_{pl.uk} := \frac{\sigma_{c.l.uk}}{E_{c.eff}} = -0.001$$

Langtidstøyning i underkant

$$\Delta \varepsilon_{pl.ok} := \frac{\sigma_{c.l.ok}}{E_{c.eff}} = -0.001$$

Langtidstøyning i overkant

Kort tid

$$\Delta \varepsilon_{pk.uk} := \frac{\sigma_{c.k.uk}}{E_{cm}} = -3.132 \cdot 10^{-4}$$

Korttidstøyning i underkant

$$\Delta \varepsilon_{pk.ok} := \frac{\sigma_{c.k.ok}}{E_{cm}} = -4.614 \cdot 10^{-4}$$

Korttidstøyning i overkant

Spenningsendring i spennarmering (reduksjon)

Lang tid

$$\Delta\sigma_{pl.uk} := \Delta\varepsilon_{pl.uk} \cdot E_p = -123.3 \text{ MPa}$$

Langtids-spenningsendring, underkant

$$\Delta\sigma_{pl.ok} := \Delta\varepsilon_{pl.ok} \cdot E_p = -182.8 \text{ MPa}$$

Langtids-spenningsendring, overkant

Kort tid

$$\Delta\sigma_{pk.uk} := \Delta\varepsilon_{pk.uk} \cdot E_p = -61.1 \text{ MPa}$$

Korttids-spenningsendring, underkant

$$\Delta\sigma_{pk.ok} := \Delta\varepsilon_{pk.ok} \cdot E_p = -90 \text{ MPa}$$

Korttids-spenningsendring, overkant

Spenningsendring grunnet kryp (reduksjon)

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk} := \Delta\sigma_{pl.uk} - \Delta\sigma_{pk.uk} = -62.2 \text{ MPa}$$

Spenningsendring, underkant

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok} := \Delta\sigma_{pl.ok} - \Delta\sigma_{pk.ok} = -92.8 \text{ MPa}$$

Spenningsendring, overkant

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.uk} + \Delta\sigma_{p.kryp.ok}}{2} = -77.5 \text{ MPa}$$

Gjennomsnittlig spenningsendring

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering grunnet kryp

$$\varepsilon_{cc} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{pmax}} = 5.3\%$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft

SVINN

$$A_t = 4968338.684 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 119 \text{ mm}$$

$$E_{c,eff} = 17715.6 \text{ MPa}$$

$$y_t = 0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 119 \text{ mm}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$I_t = (1.004 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\varepsilon_{cs} := -2.591 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{pmax} = 1476 \text{ MPa}$$

$$A_p = 46800 \text{ mm}^2$$

Fiktiv kraft

$$N_{s.ok} := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p2} = 1182.3 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft, overkant

$$N_{s.uk} := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p1} = 1182.3 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft, underkant

$$N_s := N_{s.ok} + N_{s.uk} = 2364.547 \text{ kN}$$

$$M_s := N_{s.uk} \cdot (e_1 - y_t) - N_{s.ok} \cdot (e_2 + y_t) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment grunnet heft og eventuell usymmetri

Resulterende svinntøyning ved armering

$$\Delta \varepsilon_{p.sv.uk} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.eff} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_1 - y_t)}{E_{c.eff} \cdot I_t} = -0.023\%$$

Svinntøyning, underkant

$$\Delta \varepsilon_{p.sv.ok} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.eff} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_2 + y_t)}{E_{c.eff} \cdot I_t} = -0.023\%$$

Svinntøyning, overkant

Spenningsendring i armering grunnet svinn (reduksjon)

$$\Delta \sigma_{p.sv.uk} := \Delta \varepsilon_{p.sv.uk} \cdot E_p = -45.3 \text{ MPa}$$

Spenningsendring, underkant

$$\Delta \sigma_{p.sv.ok} := \Delta \varepsilon_{p.sv.ok} \cdot E_p = -45.3 \text{ MPa}$$

Spenningsendring, overkant

Reduksjon av kraft i armering grunnet svinn (reduksjon)

$$\varepsilon_{sv.uk} := \frac{|\Delta \sigma_{p.sv.uk}|}{\sigma_{pmax}} = 3.07\%$$

Kraftreduksjon, underkant

$$\varepsilon_{sv.ok} := \frac{|\Delta \sigma_{p.sv.ok}|}{\sigma_{pmax}} = 3.07\%$$

Kraftreduksjon, overkant

$$\varepsilon_{sv} := \frac{\varepsilon_{sv.uk} + \varepsilon_{sv.ok}}{2} = 3.07\%$$

Gjennomsnittlig kraftreduksjon

RELAKSASJON

I samråd med veileder settes relaksasjonsklassen til *klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon*

$$\rho_{1000} := 2.5$$

Relaksasjonstap 1000t etter oppsp., i prosent

$$t_{re} := (36500 - 28) \cdot 24 = 875328$$

Tid etter oppspenning (100 år i timer - 28 dager)

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Karakt. verdi av strekkfasthet, spennstål

$$\sigma_{pm0} = 1394 \text{ MPa}$$

Initielle forspenningen

$$\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.749$$

Tap av spennkraft

EK 3.3.2 Egenskaper

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{re}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 75.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{re.tot} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 5.4\%$$

Det prosentvise tapet fra relaksasjon

Interaksjon med svinn og kryp

EK 5.10.6 Tidsavhengige tap

$$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} = 60.2 \text{ MPa}$$

Reduksjon grunnet deformasjonspåvirkning fra kryp og svinn. Interaksjonsfaktor lik 0,8.

$$\varepsilon_{re} := \varepsilon_{re.tot} \cdot 0.8 = 4.3\%$$

Det samlede tapet fra kryp, svinn og relaksasjon i lengderetning oppsummeres til å være

$$\varepsilon = \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{sv} + \varepsilon_{re} = 5.3\% + 3.07\% + 4.3\% = 12.6\% \quad (29)$$

For tverretning finnes det samlede tapet til å være

$$\varepsilon_{tv} = \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{sv} + \varepsilon_{re} = 2.6\% + 3.22\% + 4.3\% = 10.2\% \quad (30)$$

Beregningene av det samlede tapet i tverretning finnes i vedlegg E.

Ved beregning av langtidstap benyttes den høyeste opptredende M_g i midten av platen. Det opptrer høyere momentverdier som er tilknyttet innspenningen av buen, men dette er ekstremverdier i en liten og utsatt del av konstruksjonen. Ettersom det beregnes et gjennomsnittlig langtidstap for hele konstruksjonen vurderes det som mer riktig å ikke bruke sjeldne ekstremverdier.

7 Laster

7.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som kan anses som konstante innenfor det tidsrom som betraktes [37, Pkt. 2.3.1.1]. Dette omfatter tyngden av konstruksjonen, varig ballast, utstyr som ikke vil bli fjernet, vanntrykk og jordtrykk. Det er kun konstruksjonens egenvekt og tilhørende rekkverk, som vil bli inkludert i denne oppgaven.

7.1.1 Egenvekt

I SOFiSTiK inkluderes både vekten av betongplaten, buen og kablene i modellen. Egenvekten til betong er satt til å være $25 \frac{kN}{m^3}$ for armert betong, i henhold til Eurokode 1 [19, Tabell A.1].

Egenvekt fra rekkverk er modellert som linjelaster langs bruplatten med størrelsen $g = 1kN/m$. Dette er bestemt i samråd med veileder.

7.2 Deformasjonslaster

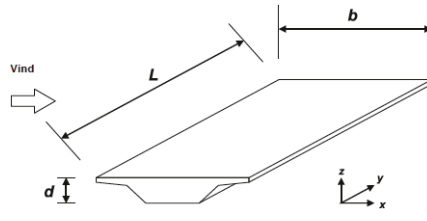
Deformasjonslaster defineres som laster tilknyttet påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper [37, Pkt. 2.6.1.1]. Dette omfatter både forspenning og langtidstapene kryp, svinn og relaksasjon. Last fra forspenning ble tatt for seg i kapittel 6, der kryp, svinn og relaksasjon ble beregnet i kapittel 6.4.

7.3 Variable laster

Variable laster er laster som varierer over tid [37, Pkt. 2.4.1.1]. Denne oppgaven tar for seg lastpåvirkninger fra vind-, trafikk- og temperaturlaster

7.3.1 Vind

Vindlaster på bruplatten beregnes etter Eurokode 1-vindlaster[20, Kap. 8]. Det beregnes separate krefter som virker langs hver bru-akse, i x -, y - og z - retning, etter aksene i figur 42 [20].



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

Figur 42: Akser ved beregning av vind

Vindkreftene i x - og y -retning forårsakes av vind som blåser i ulike retninger, og antas derfor å ikke virke samtidig. Vindkraft i z -retning kan oppstå fra vind som blåser i ulike retninger, og kombineres derfor med vindkrefter i x - og y -retning dersom kombinasjonen gir en mer ugunstig lastvirkning [20, pkt. 8.1(3)].

Referansevindhastighet, v_b Referansevindhastighet v_b beregnes for terrenngtype II og returperiode på 50 år, med utgangspunkt i basis vindhastighet, $v_{b,0} = 30m/s$ for torsken kommune [20, pkt.NA.4.2]

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (31)$$

der faktorene c korrigerer som følger:

c_{alt}	Nivåfaktor	Avhengig av tregrense og høyde over havet, med minimumsverdi lik 1,0. Terkselverdien $v_0 = 30m/s$, tilsvarende $v_{b,0}$, som gir $c_{alt} = 1,0$ [20, pkt. NA.4.2(2)].
c_{dir}	Vindretning	For ytre Troms er $c_{dir} = 0,9$ eller 1,0 avhengig av vindretning. For konservativ beregning brukes $c_{dir} = 1,0$ for alle vindretninger [20, pkt. NA.4.2(2)].
c_{season}	Årstid	Vindhastigheten kan reduseres med $c_{season} = 0,8$ for midlertidige sommerkonstruksjoner og ved beregning av vindkrefter i byggefaser om sommeren. Ettersom brua skal brukes hele året settes $c_{season} = 1,0$.
c_{prob}	Returperiode	Ved beregninger med lavere returperiode enn 50 år anvendes c_{prob} . Etter Håndbok N400, pkt. 2.5.2.5, skal brua kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand for vindhastighet med returperiode på 50 år. Det gir $c_{prob} = 1,0$ [37].

Eksponeringsfaktor c_e Eksponeringsfaktor $c_e(z)$ beregnes etter vindhastighetstrykket q_p ved høyde z over terreng, eller i dette tilfellet fjord(ref: 4.5(1)), og basisvindhastighetstrykket q_b : [20, pkt. 4.5, NA.4.5].

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} \quad (32)$$

der

$$q_p(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2 [1 + 2 \cdot k_p I_v] \quad (33)$$

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (34)$$

Lufttettheten $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ og øvre grenseverdi $k_p = 3,5$.

Stedsvindhastigheten v_m beregnes etter ligning 35,

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_b \quad (35)$$

c_0 tar hensyn til formen av omkringliggende terreng. Beregningene ser bort ifra en eventuell hastighetsøkning som følge av traktvirkning mellom åsene over fjorden. Dette gir $c_0 = 1,0$.

c_r er ruhetsfaktoren og bestemmes etter Ligning 36 med verdier for Terrengkategori I i Tabell NA.4.1 vist Figur 12 [20].

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_0}{z_{\min}}\right) \quad (36)$$

Tabell 12: Tabell NA.4.1, terrengruhetskategorier med parametre

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametre

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Turbulensintensiteten I_v beregnes som forholdet mellom standardavviket, σ_v , av momentvindhastigheten og middelvindhastigheten over 10 minutter [20, pkt. 4.4.1].

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (37)$$

k_l er turbulensfaktoren med anbefalt verdi $k_l = 1,0$.

Vindkraft i x -retning På grunn av bruflatens enkle tverrsnitt og korte spenn er det ikke nødvendig med en dynamisk responsberegning. Vindkraften i x -retning beregnes derfor etter forenklet metode [20, pkt. 8.3.2]:

$$F_{wx} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (38)$$

der ρ er lufttetthet, v_b er basis vindhastighet, C er en kraftfaktor og $A_{ref,x}$ er referansearealet.

Referanseareal $A_{ref,x}$ bestemmes etter ligning 39,

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \quad (39)$$

der L er lengden av bruflaten og d_{tot} en utvidelse av høyden d , se figur 42.

Høyden d_{tot} varierer ettersom vindkraften skal kombineres med trafikklaster eller ei. For lastkombinasjoner uten trafikklaster bestemmes d_{tot} etter Tabell 8.1 i figur 13.

Tabell 13: Tabell 8,1, høyde d_{tot} for $A_{ref,x}$ (referanse:)

Tabell 8.1 – Høyde d_{tot} som skal brukes ved bestemmelse av $A_{ref,x}$

Vegrekkverk	På én side	På begge sider
Åpen parapet eller åpent sikkerhetsrekkverk	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Massiv parapet eller massivt sikkerhetsrekkverk	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Åpen parapet og åpent sikkerhetsrekkverk	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

For lastkombinasjoner med trafikklaster antas kjøretøy som en rektangulær flate med en høyde på $2m$ over vegbanenivå. Dette tar d_{tot} hensyn til med en økning av d på $2m$ [20, pkt. 8.3.1] [37, pkt. 2.5.2.5].

Gjeldende verdi for d_{tot} og $A_{ref,x}$ er som vist i Tabell 14. Høyden h viser til høyden av brudekket, 500 mm, og tilsvarende variabelen d i tabell 8.1 i figur 13.

Tabell 14: Beregnet $A_{ref,x}$

Lastkombinasjon	h [mm]	d_{tot} [mm]	L [mm/m]	$A_{ref,x}$ [m^2/m]
Uten trafikk	500	1100	1000	1,1
Med trafikk	500	2500	1000	2,5

Vindlastfaktor C beregnes som produktet av eksponeringsfaktor c_e og kraftfaktor c_{fx} :

$$C = c_e \cdot c_{fx} \quad (40)$$

Kraftfaktor $c_{fx} = c_{fx,0} = 1,3$ for vanlige bruer uten helning av brudekket [20, pkt. 8.3.1]. (ref: Merknad 2 og (1)) (Designers guide to en 1991.... side 24). Eksponeringsfaktor c_e er som beregnet i kapittel 7.3.1.

Vindkraften F_{wx} beregnes etter ligning 38 og er gitt i tabell 15 med en oppsummering av de aktuelle verdiene. Fullstendige beregninger følger senere i kapittelet.

Tabell 15: Beregnet vindkraft F_{wx}

Lastkombinasjon	ρ [kg/m^3]	v_b [m/s]	C	$A_{ref,x}$ [m^2/m]	F_{wx} [kN/m]
Uten trafikk	1,25	30	3,599	1,1	2.277
Med trafikk	1,25	30	3,599	2,5	5.061

Vindkraft i y -retning Vindkraften på brudekket i y -retning skal kun inkluderes ved spesielle tilfeller, og neglisjeres derfor i denne oppgaven [8, s. 26] [20, pkt. 8.3.4].

Vindkraft i z -retning Vindkraften F_{wz} virker vertikalt på brudekket. F_{wz} beregnes etter samme formel som vindkraften i x -retning:

$$F_{wz} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \quad (41)$$

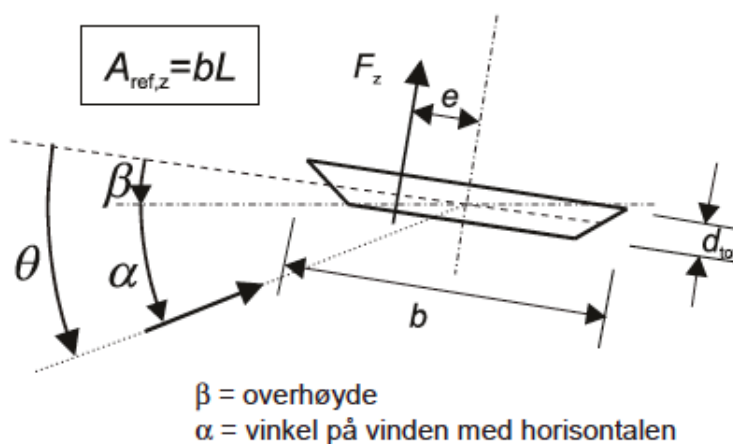
der referansearealet per meter $A_{ref,z} = b \cdot L$, der $L = 1m$ og $b = 9m$. Vindlastfaktoren C er som gitt i ligning 40, men med kraftfaktor $c_{fz} = \pm 0,9$ [20, pkt. NA.8.3.3].

Lufttetthet ρ og basis vindhastighet v_b tilsvarende som i beregningene av F_{wx} . Dette gir beregning av F_{wz} som oppsummert i tabell 16 med fullstendig beregning i slutten av kapittelet.

Tabell 16: Beregnet vindkraft F_{wz}

ρ [kg/m^3]	v_b [m/s]	C	$A_{ref,z}$ [m^2/m]	F_{wz} [kN/m]
1,25	30	$\pm 2,492$	9	$\pm 12,614$

Vindkraften i z -retning påføres med en eksentrisitet $e = \frac{b}{4}$, som vist i figur 43



Figur 43: Vindraft i z -retning på bruplaten

Vindlaster

Etter EK1: Laster på konstruksjoner - del 1-4: Almenne laster - vindlaster

Platedimensjoner.

$$L := 1000 \frac{mm}{m}$$

Lengde

$$h := 500 \text{ mm}$$

Høyde

$$b := 9000 \text{ mm}$$

Bredde

$$z := 10 \text{ m}$$

Høyde over havet

Vindhastighet, etter EC1 NA 4.1 og EC1 NA 4.2

$$c_{alt} := 1.0$$

Faktor - Høyde over havet

$$c_{dir} := 1.0$$

Faktor - Vindretning

$$c_{season} := 1.0$$

Faktor - Årstid

$$c_{prob} := 1.0$$

Faktor - Korreksjon av returperiode

$$v_{b0} := 30 \frac{m}{s}$$

Referansevindhastighet, Torsken

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 30 \frac{m}{s}$$

Basis vindhastighet

Middelvind, etter EC1 4.3

$$c_0 := 1.0$$

Terrengformfaktor

$$z_{0I} := 0.01 \text{ m} \quad z_{0II} := 0.05 \text{ m}$$

Ruhetslengde

$$z_{min} := 2 \text{ m} \quad z_{max} := 200 \text{ m}$$

$z_{min} < z < z_{max}$ OK

$$k_r := 0.19 \left(\frac{z_{0I}}{z_{0II}} \right)^{0.07} = 0.17$$

Terrengruhetsfaktor

$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_{0I}} \right) = 1.173$$

Ruhetsfaktor for $z_{min} < z < z_{max}$

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

Lufttetthet

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 35.179 \frac{m}{s}$$

Stedsvindhastighet

Vindturbulens, etter EC1 4.4

$$k_p := 3.5 \quad k_l := 1.0$$

Turbulensfaktor

$$I_v := \frac{k_t}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0I}}\right)} = 0.145$$

Turbulensintensitet for $z_{min} < z < z_{max}$

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 k_p \cdot I_v) = 1.557 \text{ kPa}$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.563 \text{ kPa}$$

Basis vindhastighetstrykk

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.769$$

Eksponeringsfaktor

Vindkraft i x-retning, etter EC1 8.3.2

$$d_{tot} := h + 0.6 \text{ m} = 1.1 \text{ m}$$

Utvidet høyde, uten trafikk

$$d_{tott} := h + 2 \text{ m} = 2.5 \text{ m}$$

Utvidet høyde, med trafikk

$$A_{refx} := d_{tot} \cdot L = 1.1 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Referanseareal, uten trafikk

$$A_{refxt} := d_{tott} \cdot L = 2.5 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Referanseareal, med trafikk

$$c_{fx0} := 1.3 \quad c_{fx} := c_{fx0} = 1.3$$

Kraftfaktor, ingen helning

$$C_x := c_e \cdot c_{fx} = 3.599$$

Vindlastfaktor

$$F_{wx} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refx} = 2.227 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkraft, uten trafikk

$$F_{wxt} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refxt} = 5.061 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkraft, med trafikk

Vindkraft i z-retning, etter EC1 8.3.3

$$A_{refz} := b \cdot L = 9 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Bruplatens bredde og referanseareal

$$c_{fz} := 0.9$$

Kraftfaktor

$$C_z := c_e \cdot c_{fz} = 2.492$$

Vindlastfaktor

$$e := \frac{b}{4} = 2.25 \text{ m}$$

Vindkraftens eksentrisitet

$$F_{wz} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{refz} = 12.614 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkraft

Kan oppstå i positiv og negativ z-retning

Kontroll av vindhastigheten for vind med trafikk etter NA.8.1(4)

$$v_b = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Maks } v_{b0}^t = 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}, \text{ --> OK}$$

7.3.2 Trafikk

Teorien for beregning av trafikklast er hentet fra Håndbok N400 og EK1-2: Trafikklast på bruer [37][22]. Henvisninger til Eurokode i dette delkapittelet henviser til ovennevnte Eurokode om ikke annet er spesifisert.

I henhold til Håndbok N400 [37] forstås trafikklast som belastning i vertikal og horisontal retning. De vertikale kreftene beregnes fra tyngden av trafikklast på bruflaten. De horisontale kreftene oppstår som bremse- og aksellereasjonskrefter fra trafikk i vegbanen. Disse lastene fungerer i ulike lastfelt.

Teoretiske kjørefelt Eurokoden deler inn kjørebane i lastfelt etter tabell 7.3.2 [22, pkt. 2 4.2.3].

Tabell 17: Antall og bredde for lastfelt

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

For kjørebane med bredde $w = 8\text{m}$ beregnes antall kjørefelt til $n_l = \text{Int}(8/3) = 2$. Dette gir to kjørefelt på 3m , og et restfelt med en bredde på 2m .

Vertikale laster De vertikale lastene i hvert felt beregnes etter 4 ulike lastmodeller [22, pkt. 4.3]:

LM1: Konsentrerte og jevnt fordelte laster fra normal kjøretrafikk.

LM2: Enkel akslinglast som representerer den dynamiske effekten fra normal trafikklast.

LM3: Akslingslaster som representerer spesialkjøretøy.

LM4: Last grunnet folkeansamlinger på brua.

I denne oppgaven er det kun aktuelt å sjekke for LM1 og LM2.

LM1 Lastmodell 1 (LM1) beregnes med to systemer: et tandem system med dobbel akslingslast P_{TS} , og jevnt fordelt last p_{UDL} [22, pkt. 4.3.2].

Kjøretøyets vekt er likt fordelt på de konsentrerte lastene i tandemsystemet, og det er kun et tandemsystem i hvert kjørefelt. Kjæretøyets vekt er likt fordelt på lastene i tandemsystemet. Punktlastene plasseres der de gir mest ugunstig lastbidrag i bruplata.

Tandemsystemet for hvert kjørefelt beregnes som

$$P_{TS,i} = \alpha_{Qi} Q_{ik} \quad (42)$$

der Q_{ik} varierer for de ulike kjørefeltene.

Den jevnt fordelte lasten plasseres også over minst gunstig felt på brua, og beregnes som følger:

$$p_{UDL,i} = \alpha_{qo} q_{ik} \quad (43)$$

der q_{ik} varierer med kjørefeltene.

De karakteristiske lastene Q_{ik} og q_{ik} er gitt i tabell 4.2 i Eurokoden [22], som vist i figur 18.

Tabell 18: Karakteristiske verdier for LM1

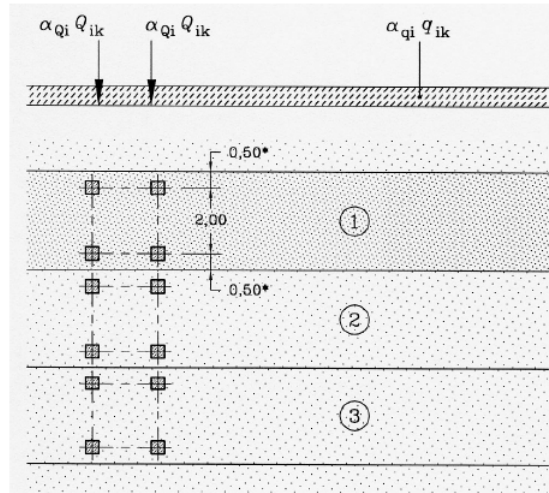
Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

med justeringsfaktorer [22, pkt. NA.4.3.2]

Tabell 19: Justeringsfaktorer, i indikerer lastfeltet

$$\begin{aligned} \alpha_{Qi} &= 1.0 \quad \text{for } i=1,2 \text{ og } 3 \\ \alpha_{q1} &= 0.6 \\ \alpha_{qi} &= 1.0 \quad \text{for } i > 1 \\ \alpha_{qr} &= 1.0 \end{aligned}$$

P_{TS} og p_{UDL} fordeles på de teoretiske kjørefeltene som illustrert i figur 44.



Figur 44: Illustrasjon av LM1

Dette gir følgende karakteristiske laster for de ulike lastfeltene:

Tabell 20: Laster, lastmodell 1

	Tandemsystem		Jevnt fordelt last	
	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$	$P_{TS} [kN]$	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$	$p_{UDL} [kN/m^2]$
Kjørefelt 1	$1 \cdot 300$	300	$0,6 \cdot 9$	5,4
Kjørefelt 2	$1 \cdot 200$	200	$1,0 \cdot 9$	2,5
Resterende areal			$1,0 \cdot 2,5$	2,5

LM2 Lastmodell 2 (LM2) [22, Pkt. 4.3.3] benytter en enkelt akslingslast som påføres på det minst gunstige punktet på brua. Akslingslasten beregnes som $P_{LM2} = \beta_Q Q_{ak}$. For $Q_{ak} = 400kN$ og $\beta_Q = 1,0$, blir $P_{LM2} = 400kN$. Lasten kan plasseres hvor som helst på kjørebanelen.

Horisontale krefter Eurokoden [22, Pkt. 4.4.1] definerer de karakteristiske verdiene for laster som skyldes nedbremsings- og akselerasjonskrefter. Horisontale krefter beregnes som en brøkdel av den totale maksimale vertikale lasten som forekommer i lastfelt 1.

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (44)$$

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300kN) + 0.1 \cdot 0,6 \cdot 9kN/m^2 \cdot 3m \cdot 50m = 441.0kN$$

men begrenset av:

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 900(kN) \quad (45)$$

Samtidige trafikklaster Hvilke lastmodeller fra beregningene som kan kombineres til et samtidig lasttilfelle er definert i Nasjonalt tillegg i Eurokoden [22]. Figur 21 viser Tabell NA.4.4a, hentet fra Nasjonalt tillegg, som beskriver hvordan lastmodellene kan kombineres til ulike lasttilfeller.

Tabell 21: Lastgrupper, kombinasjon av trafikklaster

Tabell NA.4.4a – Samtidige grupper av trafikklaster (karakteristiske verdier av påvirkninger fra sammensatte grupper av trafikklasterlast)

		KJØREBANE					GANGBANE OG FORTAU	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter ^a	Sentrifugalkrefter og tverkrefter ^a	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi ^b
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 ^d							Karakteristisk verdi ^c
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								
^a For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a. ^b For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs. 2,5 kN/m ² . ^c Se 5.3.2.1(2) Ved tosidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig. ^d Denne lastgruppen er ikke aktuell der gr4 benyttes.								

Oppgaven tar kun for seg trafikklaster fra LM1 og LM2, og har ikke gang- og sykkelvei. Det vil si at lastgruppene *gr1a*, *gr1b* og *gr2* er aktuelle for denne oppgaven.

7.3.3 Temperatur

Temperaturlaster beregnes etter EK1-1-5: Termiske påvirkninger [21]. Henvisninger til Eurokode i dette delkapittelet henviser til ovennevnte Eurokode om ikke annet er spesifisert.

Brua klassifiseres som type 3, ettersom det er ei platebru av betong. De representative verdiene fastsettes etter den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturdifferansen [21, pkt. 6.1.2]. For bruer av type 3 kan temperaturlastene beregnes etter metode 1, vertikal lineært varierende temperaturandel, eller metode 2, vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel. I denne oppgaven benyttes metode 1.

NA 6.1.3.1 Laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel

$$\begin{aligned}
 T_{min} &= -30^{\circ}C & T_{e,min} &= T_{min} + 8^{\circ}C & &= -22^{\circ}C \\
 T_{max} &= 34^{\circ}C & T_{e,max} &= T_{max} - 3^{\circ}C & &= 31^{\circ}C
 \end{aligned}$$

NA.A.1(3) Generelt

Initialtemperaturen: $T_0 = 10^\circ C$

6.1.3.3 Intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel

Kontraksjonsintervall: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 32^\circ C$

Ekspansjonsintervall: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21^\circ C$

6.1.4.1 Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Varm overside: $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C \cdot 0,8 = 12^\circ C$

Varm underside: $\Delta T_{M,cool} = 8^\circ C \cdot 1,1 = 8,8^\circ C$

6.1.5 Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

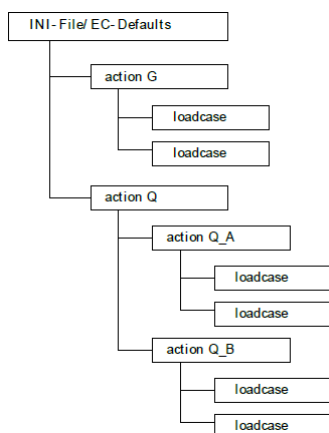
$$\Delta T_{M,heat}(\Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\Delta T_{N,con})$$
$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\Delta T_{N,con})$$

Dette gir følgende 8 scenario:

	Lineært varierende		Jevnt fordelt
	Varmt i overkant	Varmt i underkant	
1.	12,0°C		7,4°C
2.	12,0°C		-11,2°C
3.		8,8°C	7,4°C
4.		8,8°C	-11,2°C
5.	9,0°C		21,0°C
6.	9,0°C		-32,0°C
7.		6,6°C	21,0°C
8.		6,6°C	-32,0°C

7.4 Laster i SOFiSTiK

I SOFiSTiK organiseres laster i lasttilfeller, der hvert lasttilfelle er spesifisert som en lasttype. På denne måten kan flere laster utgjøre et lasttilfelle, og en lasttype bestå av flere lasttilfeller. Denne strukturen er visualisert i figur 45.



Figur 45: Hierarkisk inndeling av laststruktur i SOFiSTiK [4, pkt. 34.]

Oversettelse i figuren er som følger: Action tilsvare lasttype, loadcase tilsvare lasttilfelle, og underkategorier er vist som action Q_A og Q_B under action Q .

Som figuren viser kan også hver lasttype tilegnes underkategorier. Denne inndeling tilrettelegger for en fleksibel struktur av lastene for enkel lastkombinering senere i prosjektet.

I denne oppgaven benyttes lasttyper med bestemte variabler som angitt i figur 46. G gjelder permanente laster fra egenvekt, P gjelder last fra spennarmering, GR gjelder trafikklaster, T gjelder temperaturlaster og W og ZW er vindlaster.

Action	Description	Partition	Superposition	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$
G_1	dead load g1	G (Permanent)	PERM always	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G_2	dead load g2	G (Permanent)	PERM always	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
GR	live loading	Q (Variable)	EXEX extended exclusive	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.80
GR_2	gr2 Horizontale krefter	Q_2 (Variable) Loadgroup 2	EXEX extended exclusive	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.80
GR_T	gr1a LM1	Q_1 (Variable) Loadgroup 1	EXEX extended exclusive	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.80
GR_U	gr1b LM1	Q_1 (Variable) Loadgroup 1	EXEX extended exclusive	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.80
P	prestressing	P (Prestress)	PERM always	1.10	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T	temperature loading	Q (Variable)	EXCL exclusive	1.20	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.80
W	wind loading	Q (Variable)	EXCL exclusive	1.60	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.80
ZW	Vind for trafikert bru	Q (Variable)	EXCL exclusive	1.60	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.80

Figur 46: Loadcasemanager i SOFiPUS-(X). Oversikt over brukte lasttyper i oppgaven

Fanen partition inneholder forhåndsdefinert grupper i SOFiSTiK. I forbindelse med hver gruppe er kombinasjons- og lastfaktorer forhåndsbestemt etter Eurokode 0. Hver fak-

tor kan allikevel forandres manuelt i dette vinduet dersom nasjonale regler avviker fra forhåndsprogrammerte variabler i SOFiSTiK.

Som det kommer frem av figur 46 er det spesifisert hvordan hver last skal kombineres i superposisjon med andre laster i forbindelse med lastkombinering. De angitte superposisjonsreglene er som følger [3, s. 3-22]:

PERM always	Permanent lastsituasjon. Inkluderes uavhengig av om laster gir gunstig eller ugunstig bidrag i en lastkombinasjon.
EXEX extended exclusive	Ulike lasttilfeller innenfor kategoriene i en lasttype utelukker hverandre. Inkluderes bare om den gir ugunstig bidrag.
EXCL exclusive	Ulike lasttilfeller innenfor lasttypen utelukker hverandre. Inkluderes bare om den gir ugunstig bidrag

Denne strukturen legger som nevnt tilrette for effektiv oppbygning av lastkombinasjonskoder. Det er for eksempel mulig å *tilkalle* lasttype G , som betyr at både G_1 og G_2 inkluderes med sine aktuelle variabler. Ettersom lasttypene er definert som permanente, inkluderes begge lastene i kombinasjonen. Ved å inkludere trafikklastene gjennom GR vurderer SOFiSTiK hvilket lasttilfelle innenfor lasttypene GR_2 , GR_T og GR_U som gir mest ugunstig bidrag, og bruker den lasten i lastkombinasjonen [4, pkt. 3.4].

7.4.1 Egenvekt

I analysene er alle konstruksjonselementenes egenvekt inkludert. Det innebærer vekt av bruplate inklusiv spennarmering, bue, kabler og rekkverk på bruplaten.

Egenvekt er bestemt som lasttilfelle G , der modellens egenvekt tilsvarer G_1 i figur 46, og rekkverket tilsvarer G_2 .

Alle laster i G_1 er generert av SOFiSTiK etter definerte materialer i SSD. Rekkverket i G_2 er angitt som en ekstern last på bruplaten. Alle lasttilfellene i lastgruppe G virker i negativ global z -retning.

7.4.2 Trafikk

Trafikklastene på bruplaten angis i modulen ELLA gjennom grafisk grensesnitt Traffic Loader. Trafikklastene defineres og kombineres i trafikkgrupper etter Eurokode og beregninger i kapittel 7.4.2. Hver trafikkgruppe i Eurokoden tildeles en egen lastkategori innenfor lasttypen GR .

ELLA tar utgangspunkt i det faktum at mest ugunstig posisjon for en last er unik for hvert eneste element og lastreaksjon i bruplaten. Bestemte laster beveger seg over bruplaten etter gitt geometri, og ELLA beregner influenslinjer fra lastene for hvert element [4, s. 5.1].

Kjørebener for trafikklastene defineres innenfor hengekabler og rekkverk på brua, med referanse til aksel A003 med beliggenhet midt i bruflaten. Det tilsvarer total kjørebanelbredde på 8m. Trafikklastene beveger seg over bruflaten innenfor definerte kjørebener.

Innenfor hver lastgruppe, for eksempel *gr1a* i Eurokoden, kjøres trafikklastene over bruflaten med utgangspunkt i både høyre og venstre kant av bruflaten. Influenslinjer fra hver lastgruppe på hvert element lagres i CD-BASE.

Innenfor en lastgruppe kan altså lastene kjøre over bruflaten i ulike kjørebanelplasseringer. På bakgrunn av superposisjonsregelen angitt ved opprettelse av lasttyper, som vist i figur 46, vil kun den verste plasseringen for hvert element brukes videre i programmet.

Endelig resultat fra ELLA er nye lasttilfeller som angir største og minste opptredende kraft eller moment fra hver trafikkgruppe i hvert element. For eksempel er et generert lasttilfelle samlet alle maksimale opptredende momenter M_{yy} for hvert element i bruflaten. Minste momentkraft M_{yy} for hvert eneste element vil samles i et annet lasttilfelle. Disse tilfellene brukes videre ved lastkombinering og valg av dimensjonerende laster.

Gjeldende plasseringen av trafikklast for verste opptredende kraft eller moment i et element kan genereres og lagres gjennom programmering i Teddy. Det er aktuelt ved kontroll av dimensjonerende laster, når for eksempel tilhørende aksialkraft for det verst tenkelige momentet i et element skal anvendes i kapasitetskontroll.

7.4.3 Vindlaster

Vindlastene modelleres i SOFiPLUS-(X) tilsvarende den beregnede linjelasten i positiv og negativ x - og z -retning. I modellen tar linjelastene i begge retninger utgangspunkt i bruflatenes overkant, modellens referanseplan. Linjelastene i x -retning virker i plan med bruflatenes overflate. I z -retning virker vindlasten normalt på bruflaten.

Hver linjelast utgjør hvert sitt lasttilfelle under lasttypen W . Lasttilfellene eksporteres til SSD, der kombinasjoner av vindlaster i x - og z -retning lagres som nye lasttilfeller.

Kombinasjonene gjøres etter programmering av kode i Teddy i SSD, under modulen SOFILOAD. Et utdrag av koden er vist i figur 47.

```
+PROG SOFILOAD urs:21.17
HEAD 'LASTTILFELLER VIND SOFILOAD'$Kodens overskrift
ECHO ACT YES $Definerer hvordan resultatene presenteres
ECHO LOAD YES

ACT W $Nye lasttilfelle lagres under lasttypen W

LC NO 50 TITL 'VIND 15' $Nytt lasttilfellet lagres som lasttilfelle 50 med tittel vind 15
COPY NO 10,12 FACT 1.00 TYPE ALL $Kopierer inn lasttilfellene 10 og 12 med faktor 1.00

LC NO 51 TITL 'VIND 16' $Nytt lasttilfellet lagres som lasttilfelle 51 med tittel vind 16
COPY NO 10,13 FACT 1.00 TYPE ALL $Kopierer inn lasttilfellene 10 og 13 med faktor 1.00

end
```

Figur 47: Utdrag av vindkombinasjonskode i Teddy i SSD

Vindlasten definert i SOFiPLUS-(X) er lagret som lasttilfeller 10-17. I vist kode kopieres to av lastene, en i x -retning og en i z retning inn i ny lastkombinasjon.

Fullstendig kode for kombinerings av vindlaster ligger i vedlegg C.

7.4.4 Temperaturlaster

Virkende temperaturlaster modelleres over bruplatens tverrsnitt ved å knytte lastene direkte til bruplatens areal. Dette gjøres for kombinasjoner av jevnt fordelte og lineært varierende laster som beregnet etter Eurokode i kapittel 7.3.3 . Temperaturlastene lagres som lasttype T .

7.4.5 Spennarmering

Etter modellering av spennarmeringen i SOFIPLUS-(X) eksporteres spennarmeringens geometri og plassering i modellen til SSD og CD-BASE. For spennarmering i skall-elementer kjøres en egen analyse av spennarmeringens virkning på elementene. Analysen gjennomføres i modulen TENDONS gjennom det grafiske grensesnittet Analyses of Slab Prestress i SSD.

De opptredende kreftene og momentene i hvert element på grunn av spennarmeringens virkning i bruplaten lagres som nye lasttilfeller. Disse lasttilfellene ligger under lastkategorien P og anvendes senere ved lastkombinering.

Tap av spennkraft blir delvis tatt hensyn til i programmet. Friskjonstap, låsetap og relaksasjon kalkuleres automatisk for hver spennkabel. Programmet tar også hensyn til eventuell eksentrisitet av spennkabel i kabelrøret [6, s. 2-2].

8 Lastkombinasjoner

Laster på konstruksjoner skal kombineres for å påvise at lastvirkningene ikke overskrider konstruksjonens motstand ved de dimensjonerende situasjonene [14, s. 34]. Dimensjonerende lastvirkning E_d for ulike grensetilstander i bruddgrensetilstand bestemmes ved å kombinere karakteriske laster fra ulike lasttilfeller, multiplisert med relevante last- og kombinasjonsfaktorer. Laster som av fysiske eller funksjonelle grunner ikke opptrer samtidig skal ikke kombineres i en lastkombinasjon [25, pkt. A1.2.1].

Aktuelle kombinasjonsfaktorer $\psi_{Q,i}$ for lastkombinering i bruks- og bruddgrense er gitt i Tabell 22 [18, Tabell NA.A2.2].

Tabell 22: Verdier av ψ -faktorer for vegbruer

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Akslingslast	0,7	0,7	0,2/0,5
Trafikk, lastgruppe 1a			
Jevnt fordelt last	0,7	0,7	0,2/0,5
Laster på gangvei	0,7	0,7	0,2/0,5
Trafikk, lastgruppe 1b	0,7	0,7	0,2/0,5
Vindkrefter	0,7	0,6	0/0,5
Temperatur	0,7	0,6	0/0,5
Øvrige variable laster	0,7	0,6	0/0,5

- 1) Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0
- 2) Påvirkning fra temperatur inkluderes i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig
- 3) Ved beregning av rissvidder for lastkombinasjonen *tilnærmet permanent* benyttes verdien 0,5

8.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand kontrolleres dimensjonerende lastvirkninger mot konstruksjonens kapasitet etter materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. Aktuelle lastvirkninger er bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment [31, s. 5].

I bruddgrensetilstand kontrolleres konstruksjonen for tre basissituasjoner; EQU, STR og GEO. EQU omfatter global likevekt av konstruksjonen, STR omfatter brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer, og GEO omfatter brudd i grunnen [14, s. 36]. I dette tilfellet kontrolleres bruplaten for bruddgrensetilstanden STR, brudd i konstruksjoner som ikke omfatter geotekniske laster [25, pkt. A1.3(4)].

Kontroll av brudd i konstruksjonen gjøres etter ligning 6.10a og 6.10b i tabell 23 [18, Tabell NA.A.2.4].

Tabell 23: Lastkombinering for bruddgrensetilstand

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

Det skal taes hensyn til den dimensjonerende verdien av den dominerende variable lasten, og de dimensjonerende kombinasjonsverdiene av de øvrige variable lastene. Laster som av fysiske eller funksjonelle grunner ikke kan opptre samtidig skal ikke kombineres i en lastkombinasjon [25, A1.2.1].

Dimensjonerende lastvirkning E_d bestemmes som den minste verdien av ligningene 6.10a og b, som gitt i Ligning 46.

$$E_d = \min \begin{cases} \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} + \Sigma[\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}] \\ \xi\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i}Q_{k,i} + \Sigma[\gamma_{Q,i}\psi_{0,1}Q_{k,i}] \end{cases} \quad (46)$$

ξ er en reduksjonsfaktor for permanente laster G med verdi $\xi = 0,89$.

Aktuelle lastfaktorer for bruddgrensetilstand, $\gamma_{i,j}$ er gitt i tabell 24 [18, Tabell NA.A2.4].

Tabell 24: Lastfaktorer, bruddgrensetilstand

		Ugunstig bidrag	Gunstig bidrag
$\gamma_{sup} / \gamma_{inf}$	Permanent last	1,35	1,00
γ_P	Forspenning	1,1	0,9
γ_Q	Trafikk	1,35	0
γ_Q	Temperatur	1,2	0
γ_Q	Vindlaster	1,6	0
γ_Q	Øvrige variable laster	1,5	0

8.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand kontrolleres etter spennings-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensninger i konstruksjonen. Konstruksjonen kontrolleres for 3 lastsituasjoner; karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent [25, NA.A1.4.2]. Gjeldende lastkombinasjoner for de tre situasjonene er gitt i tabell 25. [18, NA.A2.4.1].

Tabell 25: Lastkombinering, bruksgrensetilstand

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

8.3 Lastkombinasjoner i SOFiSTiK

Lastkombinering i SOFiSTiK gjøres i Teddy i SSD. Kombinasjonsfaktorer og lastfaktorer for begge grensetilstander er forhåndsbestemt i SOFiPLUS-(X), som vist i figur 46 i kapittel 7.4.

Kombinasjoner gjøres i modulen MAXIMA. Output ved bruk av MAXIMA er genererte lastkombinasjoner innenfor definert kraft eller moment, der største og minste opptredende verdi i hvert element lagres i lasttilfeller.

SOFiSTiK legger til rette for lastkombinering etter Eurokode i både brudd- og bruksgrensetilstand. Kombinasjonsregler defineres ved å bestemme hvilke lasttyper med aktuelle kombinasjons- og lastfaktorer som skal anvendes i beregningene for hver grensetilstand. Hvordan lasttypene kombineres etter superposisjon er som forklart i kapittel 7.4, avhengig av brukers spesifisering i SOFiPLUS-(X). Maksimale og minimale opptredende laster i hvert element fra de aktuelle lasttilfellene kombineres etter bestemt kombinasjonsregel [3, pkt. 2.2-3].

SOFiSTiK analyserer og bestemmer automatisk hvilke variable laster som er dominerende og øvrige variable laster for hvert element. Last- og kombinasjonsfaktorer for lasttilfellene anvendes deretter av SOFiSTiK som kombinerer de variable lastene med de permanente lastene, i tillegg til å ta hensyn til last- og kombinasjonsfaktorene for hvert enkelt lasttilfelle. Dette gir mest ugunstig positive og negative krefter for hver av de dimensjonerende lasttilfellene [3, pkt. 2.1].

Både i brudd- og bruksgrensetilstander gjøres analyser med og uten trafikkklaster, ettersom vindlastene forandrer seg i kombinasjon med trafikkklaster. Som nevnt i kapittel 8 skal heller ikke vindlastene kombineres med trafikkklaster dersom vindlastene er dominerende variabel last.

8.3.1 Bruddgrensetilstand

Figur 48 viser utdrag av programmert kode for lastkombinering etter ligning 46 , 6.10b, i bruddgrensetilstand.

```

+prog maxima    urs:21.19
head Superposition, 6.10B MED TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 92 EXTR EXPL TYPE desi BASE 3400 TITL 'desi'
      $EXPL - selvdefinerte variabler
      $BASE er basis lasttilfellenr. Genererer laster 2101, 2102 osv.
      ADD {G} FACU XSIG          $XSIG=xi*gamma
      ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF $FACU=factor unfavourable, FACF=factor facourable
      ADD {Q1} FACU GAMU FACF GAMF $GAMU=gamma unfavourable, GAMF=gamma favourable
      ADA ZW, T, GR
      ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF $PSIU=gamma*psi (ugunstig)
      ADA ZW, T, GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VY COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
$Superposisjon for quad=firekantede elementer.
      $TYPE krefter/momenter
      $MAMI =maximum, minimum. lagres i hvert sitt lasttilfelle
end

```

Figur 48: Utdrag av lastkombinasjonskode for bruddgrensetilstand

Koden kombinerer etter kombinasjonsregel 6.10*b*, for superposisjoner inkludert last fra spennarmering og trafikk. Tilsvarende kombinasjonskoder i SOFiSTiK for grensetilstand 6.10*a*, samt for kombinasjoner uten spennarmering og uten trafikkklaster ligger i vedlegg D.

Kombinasjonsregel angis som regel nummer 92 i koden. Egenvekt G og laster fra spennarmering P inkluderes som permanente laster. De variable lastene vind, ZW , temperatur, T og trafikk GR inkluderes entes som dominerende variabel last $Q1$, eller som øvrig variabel last QI .

For valg av $Q1$ velges kun den mest ugunstige lasten av de aktuelle lasttypene, angitt etter *ADA* i koden. De gjenværende variable lastene etter valgt dominerende last kombineres som QI .

Ved superposisjon lagres to lasttilfeller for hvert angitte lasttilfelle. Det ene lasttilfellet lagrer maksimal lastvirkning i hvert element, og det andre minste lastvirkning. Koden i figur 48 generer dermed 12 nye lasttilfeller [3, pkt. 3.10].

8.3.2 Bruksgrensetilstand

Figur 49 viser utdrag av programmert kode for lastkombinering etter karakteristisk grensetilstand i tabell 25 i bruksgrensetilstand.

```

+prog maxima urs:21.18
head BRUKSGRENSE, karakteristisk, med trafikk
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 86 EXTR EXPL TYPE desi BASE 4400 TITL 'karakteristisk'
      $EXPL=selvdefinerte variabler i kombinasjonen
      $Base: basis lasttilfellenr. Generer laster 4401, 4402 osv.
ADD {G} FACU 1.0 FACF 1.0
ADD {P} FACU 1.0 FACF 1.0          $FACU=factor unfavourable, FACF=factor facourable
ADD {Q1} FACU 1.0 FACF 1.0
ADA ZW,T,GR
ADD {QI} FACU PSIO FACF PSIO      $PSIU=gamma*psi (ugunstig)
ADA ZW,T,GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX          COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYX          COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX          COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYX          COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
$Superposisjon for quad=firekantede elementer
$TYPE krefter/momenter
                                     $MAMI=maximum, minimum.

end

```

Figur 49: Utdrag av lastkombinasjonskode for bruksgrensetilstand

Koden har lik oppbygning som i bruddgrensetilstand i figur 48, men andre faktorer etter som grensetilstanden er forandret. Fullstendig kode finnes i vedlegg D.

8.3.3 Generering av aktuelle lastsituasjoner for dimensjonering

Resultatet fra lastkombinasjonsanalysene i modulen MAXIMA er som nevnt lasttilfeller der verst tenkelige tilfelle er lagret for hvert element. Ved kontroll av dimensjonerende situasjoner er det nødvendig å gjennomføre en videre analyse for å få en mer nøyaktig dimensjonerings situasjon. Problemet er som følger: dersom verst tenkelige momentkraft skal kontrolleres for et element, er ikke tilhørende aksialkraft for lastsituasjonen som skapte den momentkraften generert. Kun den verst tenkelige aksialkraften for det aktuelle elementet er tilgjengelig. Det vil være en konservativ beregning å velge dimensjonerende laster på denne måten, men det kan potensielt gi svært store unøyaktigheter i utnyttelsesgrad.

For å få tilhørende aksialkrefte for den aktuelle situasjonen må nye lasttilfeller med de aktuelle vind-, temperatur- og trafikklastene genereres. Dette kan gjøres gjennom programmeringskode i Teddy. Første steg er å finne verste trafikklastgruppe og dens plassering på bruflaten for et valgt element. Programmeringskoden for dette er som vist i figur 50.

```

+PROG SOFILOAD URS:37.1 $control of forces
head control of forces

LC 9011 TYPE NONE TITL='gr1aright MYY+, 10152'           $Nytt lasttilfelle 9011
  COPY 103 TYPE ELLA REF A003.10 case 1 NRE 10152       $Tidligere lasttilfelle 103 hentes
  COPY 103 TYPE ELLA REF A003.11 CASE 1 NRE 10152       $Referanse til last i kjørebane .10
LC 9021 TYPE NONE TITL='gr1aleft MYY+, 10152'           $Analyseres for element 10152
  COPY 203 TYPE ELLA REF A003.20 case 1 NRE 10152
  COPY 203 TYPE ELLA REF A003.21 CASE 1 NRE 10152
LC 9031 TYPE NONE TITL='gr1bright MYY+, 10152'
  COPY 303 TYPE ELLA REF A003.10 case 1 NRE 10152
LC 9032 TYPE NONE TITL='gr1bleft MYY+, 10152'
  COPY 303 TYPE ELLA REF A003.20 CASE 2 NRE 10152
LC 9033 TYPE NONE TITL='gr1bcenter MYY+, 10152'
  COPY 303 TYPE ELLA REF A003.01 CASE 3 NRE 10152
LC 9034 TYPE NONE TITL='gr1bright MYY+, 10152'
  COPY 303 TYPE ELLA REF A003.11 CASE 4 NRE 10152
LC 9035 TYPE NONE TITL='gr1bleft MYY+, 10152'
  COPY 303 TYPE ELLA REF A003.21 CASE 5 NRE 10152
LC 9041 TYPE NONE TITL='gr1bleft MYY+, 10152'
  COPY 403 TYPE ELLA REF A003.10 case 1 NRE 10152
  COPY 403 TYPE ELLA REF A003.11 CASE 1 NRE 10152
LC 9042 TYPE NONE TITL='grbleft MYY+, 10152'
  COPY 403 TYPE ELLA REF A003.20 CASE 2 NRE 10152
  COPY 403 TYPE ELLA REF A003.21 CASE 2 NRE 10152

END

```

Figur 50: Nye lasttilfeller fra trafikklaster for element 10152

Analysen gjennomføres for en bestemt lastpåvirkning, for eksempel *Myy*, som er tilfellet i figur 50. I tredje linje genereres nytt lasttilfelle 9011 ved å kopiere inn plasseringen av trafikklaster i lasttilfelle 103 for element 10152. I dette tilfellet er lasttilfelle 103 det genererte lasttilfelle for maksimalt opptredende *Myy* i bruplatten for trafikklastergruppe *gr1a*, med kjørebane lagt med utgangspunkt i høyre platekant.

Den aktuelle trafikksituasjonen, den trafikklastergruppen med det mest ugunstige bidraget for det valgte elementet, kombineres med mest ugunstige vindlast og temperaturlast, samt egenvekt og last fra spennarmering, med riktige last- og kombinasjonsfaktorer. Denne koden er vist i figur 51.

```

+PROG SOFILOAD   urs:30.24
HEAD lastsituasjon maks myy, trafikk
echo act yes
echo load yes

ACT NONE GAMF 1.0 GAMU 1.0
LC NO 9000 TITL='situasjon maks myy element 10152 BRUDD'
COPY NO 1      FACT 1.2015 TYPE ALL $Egenvekt
COPY NO 20     FACT 1.2015 TYPE ALL $ Rekkverk
COPY NO 800    FACT 0.9     TYPE ALL $Forspenning $evt 1.1
COPY NO 801    FACT 1.1     TYPE ALL $Forspenning
COPY NO 9042   FACT 1.35    TYPE ALL $Trafikk, dominerende variabel last
COPY NO 65     FACT 1.12    TYPE ALL $Vind
COPY NO 4      FACT 0.84    TYPE ALL $Temperatur

END

+PROG ASE urs:30.3 $Linear Analysis
HEAD Calculation

LC 9000

END

```

Figur 51: Lastkombinasjon for dimensjonering, for element 10152

Her er aktuelle kombinasjons- og lastfaktorer lagt inn manuelt for lastkombinasjonen. Resultatet er et sannsynlig lasttilfelle på bruflaten, med utgangspunkt i det elementet eller området som det er ønskelig å dimensjonere for.

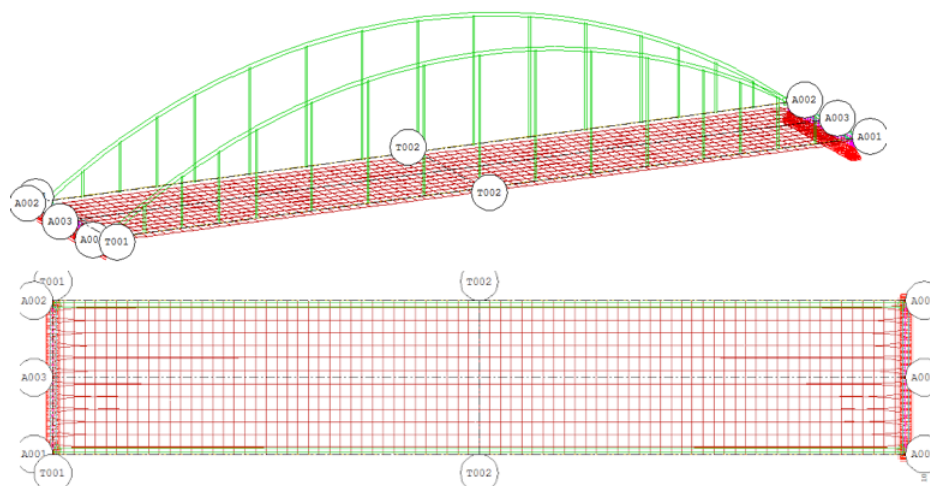
9 Opptredende krefter

Lastkombinasjonsanalyse i SOFiSTiK gjennomføres for bruddgrensetilstand etter Ligning 6.10a og 6.10b, og for bruksgrensetilstand med lastkombinasjoner for karakteristisk lastsituasjon, permanent lastsituasjon og ofte forekommende lastsituasjon.

Analysen viser at maksimal- og minimumsverdier hovedsakelig er knyttet til Ligning 6.10b i bruddgrensetilstand, og til karakteristisk lastsituasjon i bruksgrensetilstand. Alle figurer av lastsituasjoner i dette kapitlet er derfor knyttet til et av disse to lasttilfellene.

Dimensjonerende krefter velges basert på fordeling av krefter og momenter på bruplatten. Figurene i dette kapitlet viser hovedsakelig maksimale opptredende krefter og momenter. Trafikksituasjonen og tilhørende fordeling av krefter for den dimensjonerende lastsituasjonen er for alle kontrollpunkter gitt i vedlegg N

Figur 52 viser bruplatten med referanse til brumodellen som brukes ved fremstilling av opptredende laster. Akser inkluderes ikke videre i kapitlet, for å unngå at aksemerkingen skygger for interessante lastverdier.

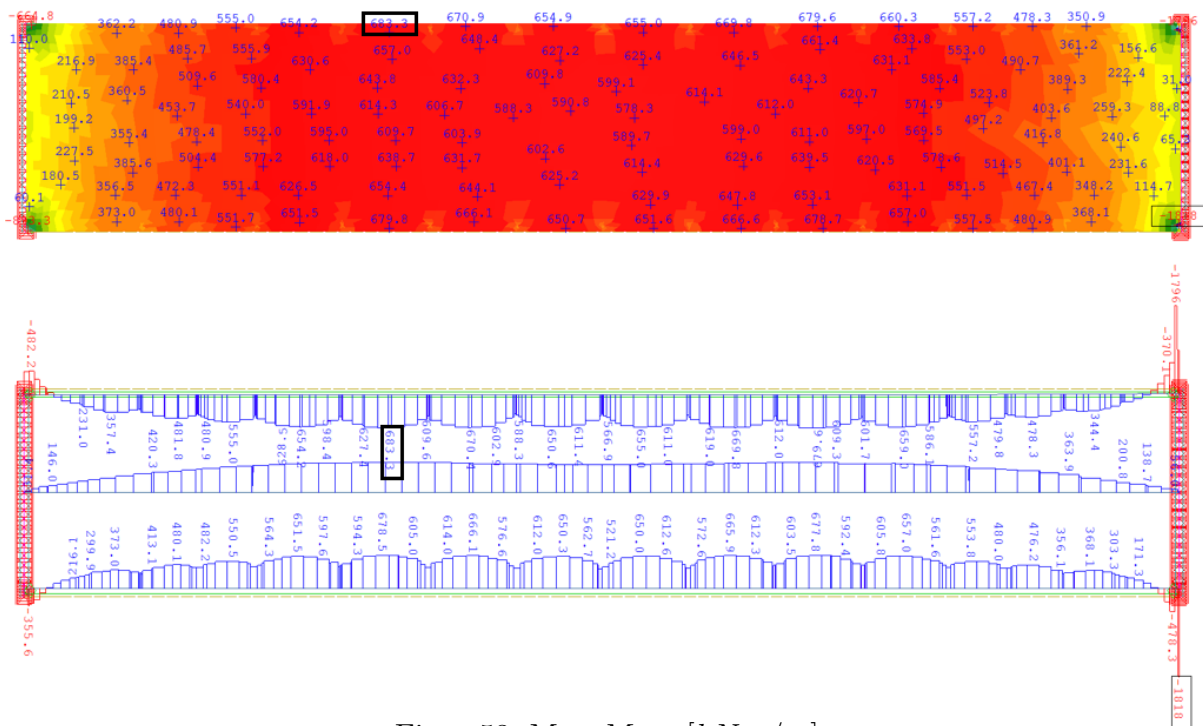


Figur 52: Brumodell med aksesystem

9.1 Moment, bruddgrensetilstand

9.1.1 Lengderetning, M_{yy} [kNm/m]

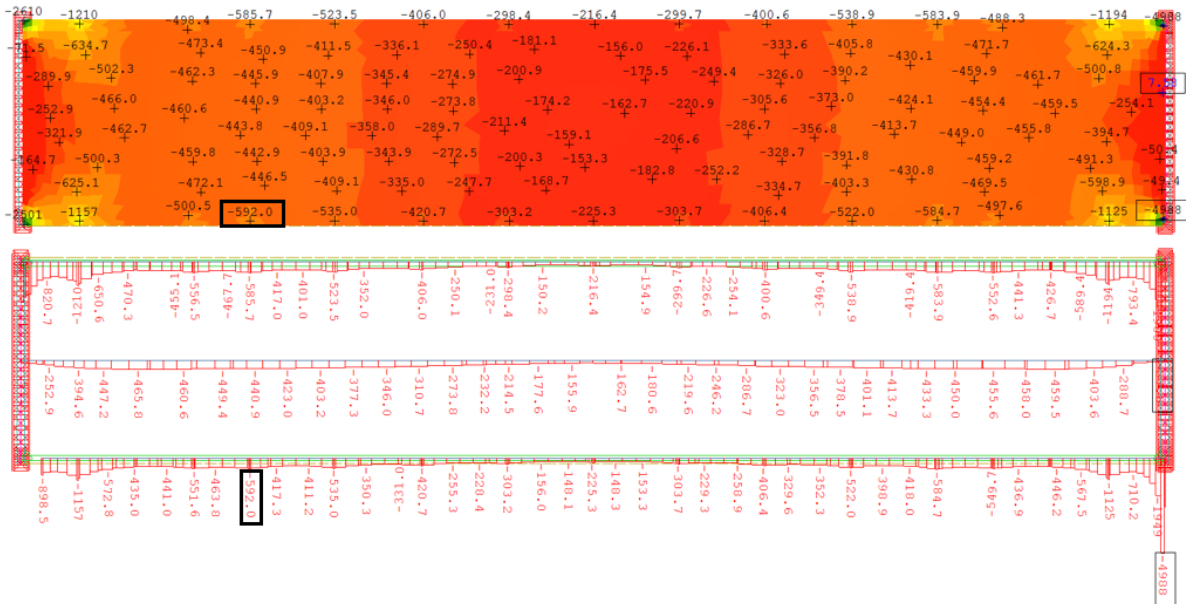
Figur 53 viser største opptredende momentkraft M_{yy} i lengderetning for hvert element, med usystematisk utdrag av enkeltverdier. Positive momentkrefter gir strekk i underkant av tverrsnittet, og negative momentverdier i overkant. Det nedre bildet i figur 53 viser momentkraften M_{yy} i snitt langs platens midtlinje, og ved kabelfester i platen, 250mm fra platekant.



Figur 53: Max M_{yy} , [kNm/m]

Maksimalt opptredende moment i lengderetning, M_{yy} , er markert med tykk svart boks i begge bildene i figur 53 over. Tverrsnittet skal kontrolleres for maksimalt opptredende moment, gitt ved platens kant og er innrammet i begge bildene i figur 53. Opptredende momentkraft $M_{yy} = 683,3 \text{ kNm/m}$, med tilhørende aksialkraft $N_{yy} = -4636 \text{ kN/m}$.

Figur 54 gir en oversikt over minste opptredende momentkraft M_{yy} i utvalgte elementer i platen. Det nedre bildet i figur 54 gir momentverdier i midtsnitt og i snitt der kablene er festet i platen.



Figur 54: Min M_{yy} , [kNm/m]

Største momentkraft med strekk i overkant av tverrsnittet opptrer ved innspenning av bue. Områdene rundt bueinnspenning blir vurdert senere i kapittel 9.3. Dette gjelder også ytterste kabel i hvert platehjørne, på grunn av opptredende ekstremverdier samtidig med unormale aksialkrefter i samme område.

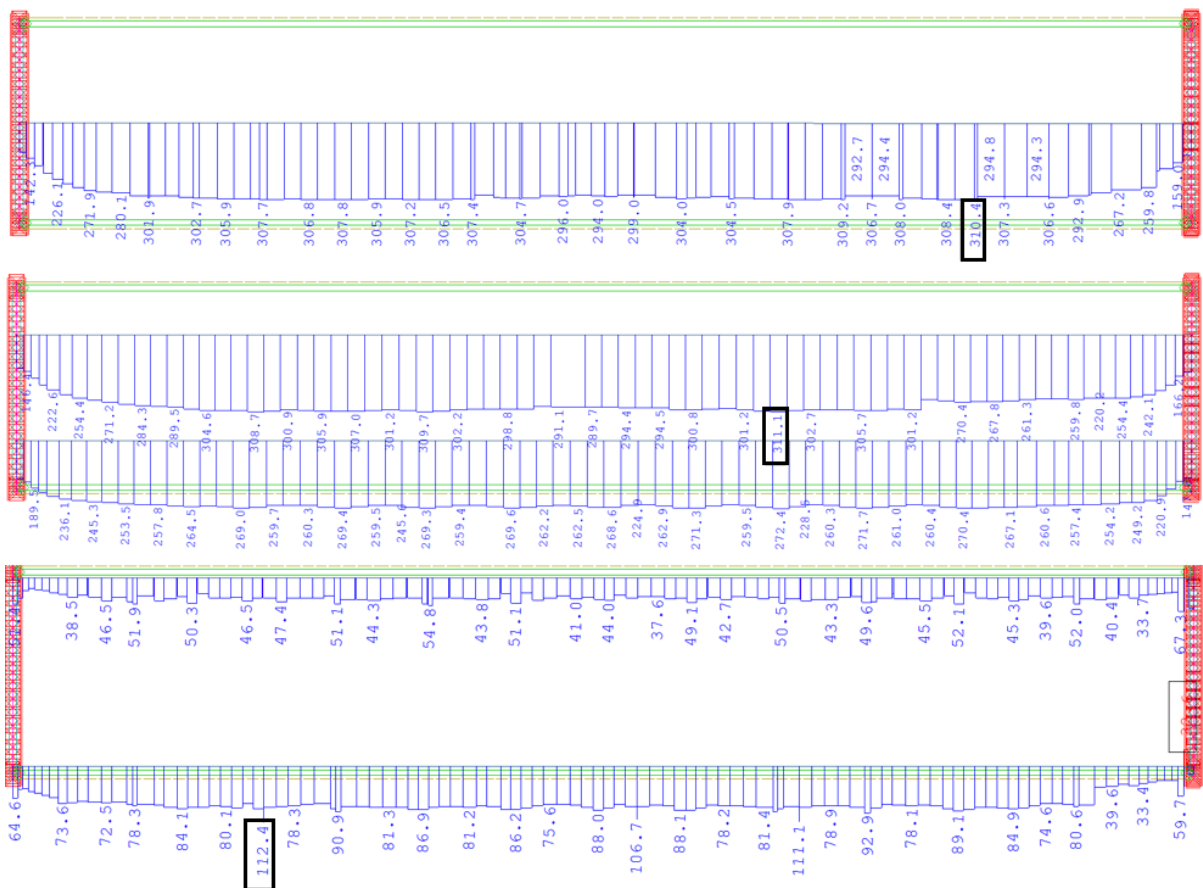
Sett bort ifra disse områdene velges et kontrollpunkt ved 4. kabelfeste fra opplager, markert med tykk svart boks i begge bildene i figur 54. Det gir dimensjonerende moment $M_{yy} = -592kNm/m$, med tilhørende aksialkraft $N_{yy} = -3772kN/m$ i samme element.

Elementmetoden er en beregningsmodell som kan gi momentspisser i enkelte punkter, hvilket er tilfellet der kablene er festet i bruplaten. Vanlig praksis er å finne gjennomsnittlig momentverdi over en lengde lik tverrsnittets tykkelse. Som en forenkling brukes momentverdien $M_{yy} = -592kNm/m$ ved kapasitetskontroll. Dette er en konservativ beregning for dette punktet, ettersom opptredende moment i tilstøtende elementer er mindre.

Momentkapasiteten varierer i utgangspunktet kun med opptredende aksialkraft, bortsett fra i bruplatens ender der lengdearmeringen krummer inn mot tverrsnittets midtpunkt. Andre aktuelle kontrollpunkter vurderes etter utviklingen av aksialkreftene N_{yy} i bruplaten. Dette følger i kapittel 9.2.

9.1.2 Tverretning, M_{xx} [kNm/m]

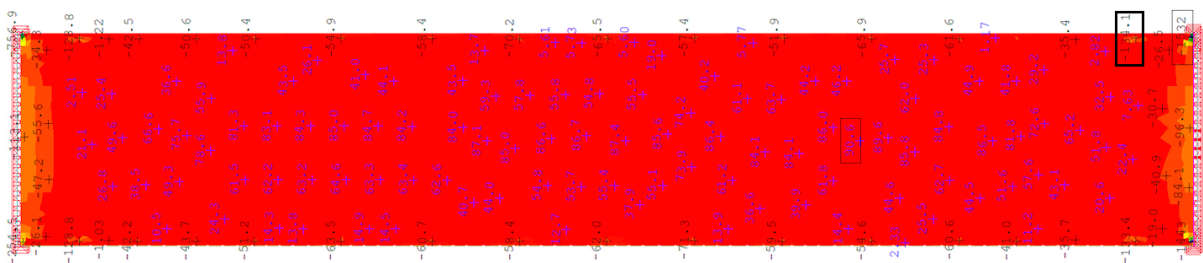
Ved kontroll av moment M_{xx} i tverretning vurderes spennkraften som en intern motstand [31, s. 263]. Figur 55 og 56 gir derfor største og minste opptredende momentkraft M_{xx} i enkelte elementer ekskludert bidraget fra spennarmeringen i konstruksjonen.



Figur 55: Max M_{xx} , [kNm/m]

Figur 55 viser momentkreftene i tverretning, M_{xx} langs ulike snitt i bruplaten. Det er tydelig at momentkreftene er høyere i platens midtsnitt enn i de andre snittene. Momentkreftene i de ytre snittene må allikevel kontrolleres, ettersom spennarmingen har en lavere effektiv tverrsnittshøyde d , og dermed også lavere kapasitet, nærmere platekanten.

Momentene som kontrolleres er markert som innrammet verdi i hvert bilde i figur 55. Tverrsnittet skal kontrolleres for $M_{xx} = 310,4kNm/m$ i midtsnitt, $M_{xx} = 311,1kNm/m$ i snittet en avstand $2250mm$ fra platekant og $M_{xx} = 112,4kNm/m$ i snittet en avstand $500mm$ fra platekant.

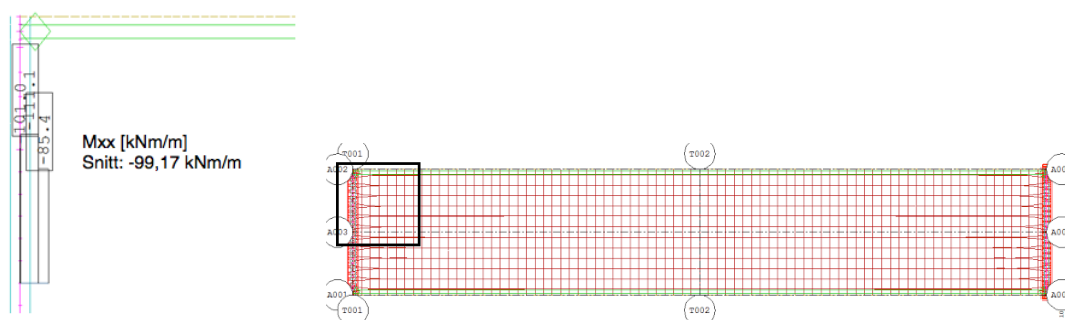


Figur 56: Min M_{xx} , [kNm/m]

Figur 56 viser minste opptrødende moment i tverretning for utvalgte elementer. Minste

opptredende moment betyr det største momentet med strekk i overkant av tverrsnittet, Punktene der kablene er festet i bruplaten kan gjenkjennes som de negative momentkrefte langs platekanten. Sett bortifra disse punktene, og momentverdiene ved opplager, er bruplaten hovedsakelig påvirket av positive momenter med strekk i underkant av tverrsnittet. Det kabelpunktet med størst negativt moment har beliggenhet øverst til høyre på Figur 56. Dette er kabelen som ligger nærmest platens ende, markert med tykk svart boks. Opptredende momentverdi $M_{xx} = -134.1 \text{ kNm/m}$.

Ved opplager i bruplatens ende er det ved enkelte situasjoner moment med strekk i overkant av tverrsnittet. Platen er ikke dimensjonert med tanke på strekkrefter i dette området. Kontroll gjøres ved å ta gjennomsnittet av opptredende moment M_{xx} og tilhørende aksial N_{xx} i platens midtlinje ved opplager, over en snittbredde på 500mm. Figur 57 viser opptredende momentkrefter M_{xx} og beregnet gjennomsnitt. Bildet er tatt fra platens midtlinje til øvre venstre hjørne, som angitt på oversiktsbildet i figuren. Snittet ligger langs akse A003.

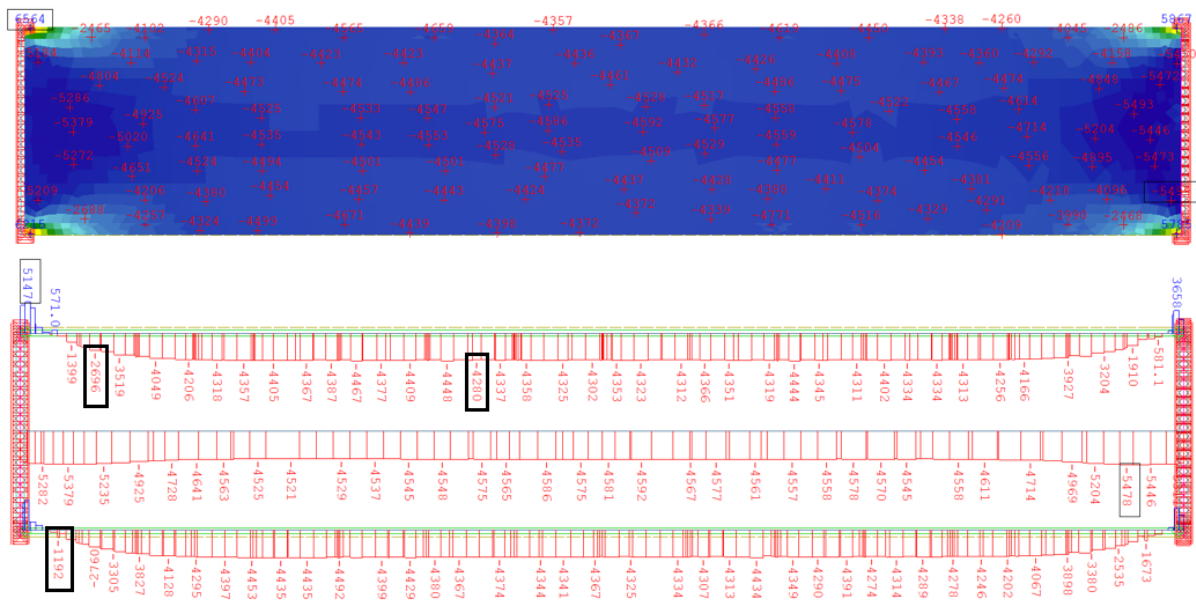


Figur 57: M_{xx} i snitt i midtlinje ved opplager

9.2 Aksial, bruddgrensetilstand

9.2.1 Lengderetning, N_{yy} [kN/m]

Figur 58 viser de høyeste aksialkreftene i lengderetning for hvert element, hvilket betyr den minste trykkraften for hvert element. Positive verdier tilsvarer strekk, og negative verdier tilsvarer trykk. På grunn av spennarmeringen i lengderetning er bruplaten hovedsakelig påvirket av trykkrefter.



Figur 58: Max N_{yy} [kN/m]

Som nevnt tidligere er momentkapasiteten M_{Rd} kun styrt av aksialkraften i hvert snitt, fordi spennarmeringen ligger jevnt fordelt over tverrsnittets bredde. Tverrsnittet kontrolleres derfor i snitt med lavere trykkraft.

Som det kommer frem av figur 58 synker trykkraften mot midten av tverrsnittet i lengderetning, og er lavere langs platekanten enn i platens midtsnitt. I tillegg er momentkreftene M_{yy} generelt høyere langs platekanten enn i midtsnittet, som vist i figur 53. Kontrollpunkter velges på bakgrunn av dette. Aksialkrefter N_{yy} med tilhørende momentkrefter M_{yy} i samme element er som følger:

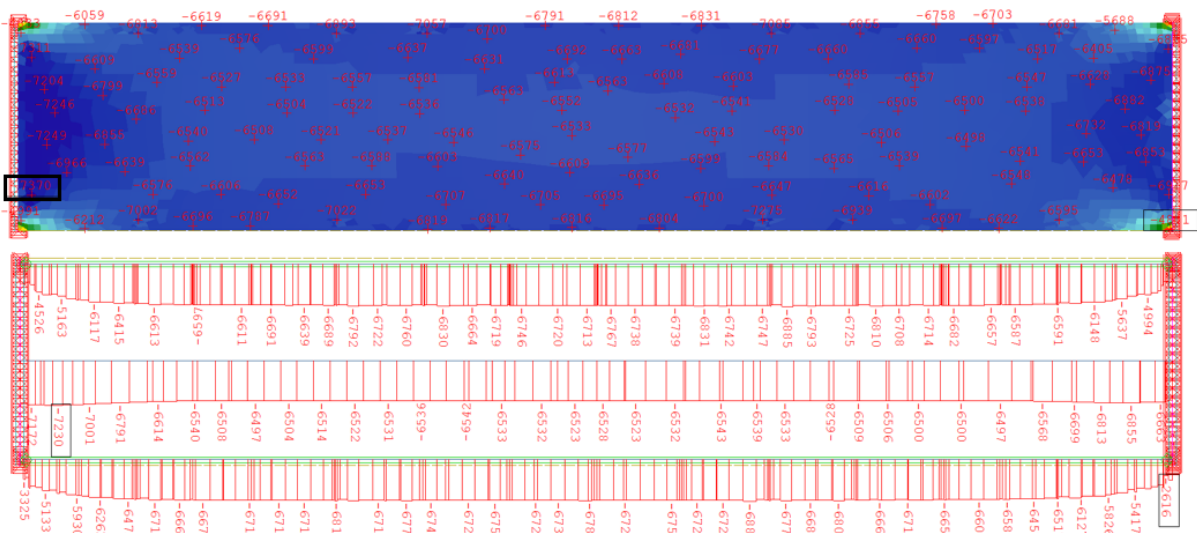
$$N_{yy} = -4280kN/m \quad M_{yy} = 260,7kNm/m$$

$$N_{yy} = -2696kN/m \quad M_{yy} = -648,9kNm/m$$

$$N_{yy} = -1192kN/m \quad M_{yy} = -649,2kNm/m$$

Kontrollpunktene er markert med tykk svart boks i figur 58.

Figur 59 viser de største trykkreftene i lengderetning for utvalgte elementer. Det er interessant å kontrollere platen for de største trykkreftene, for å sikre tilstrekkelig kapasitet mot trykkbrudd i tverrsnittet.

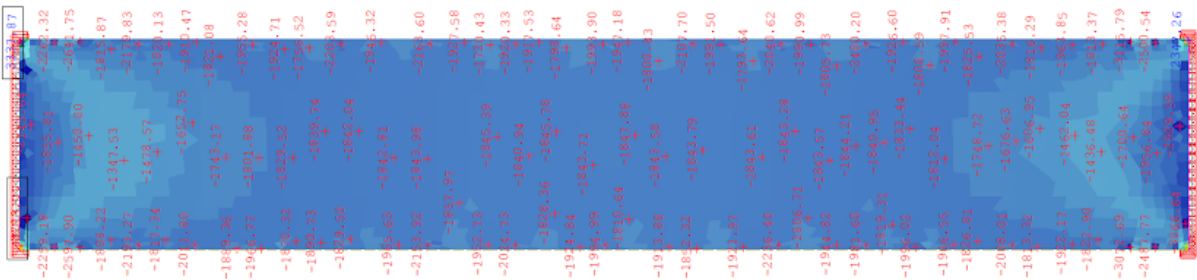


Figur 59: Min N_{yy} , [kN/m]

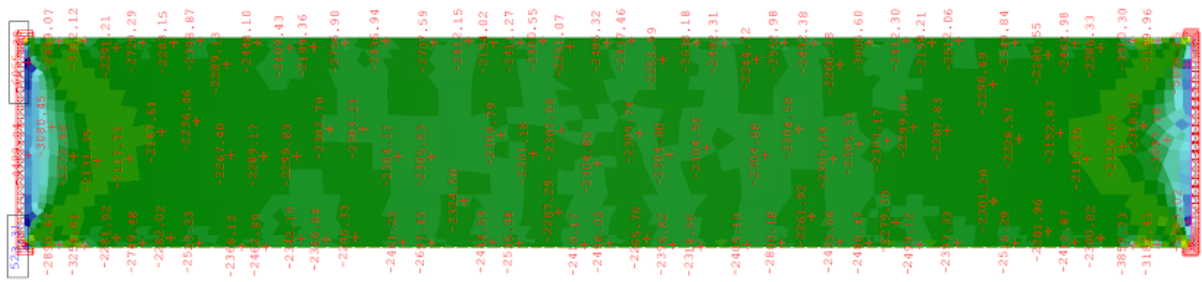
Høyeste trykkkraft er markert med boks rundt verdien i det øverste bildet i figur 59. Det gir aksialkraft $N_{yy} = -7370kN/m$, med tilhørende momentverdi $M_{yy} = -273.79kNm/m$ i samme element.

9.2.2 Tverretning, N_{xx} [kN/m]

Figur 60 og 61 viser største og minste aksialkraft N_{xx} i tverretning. Spennkreftene i bruplaten er inkludert i figurene.



Figur 60: Max N_{xx} , [kN/m]



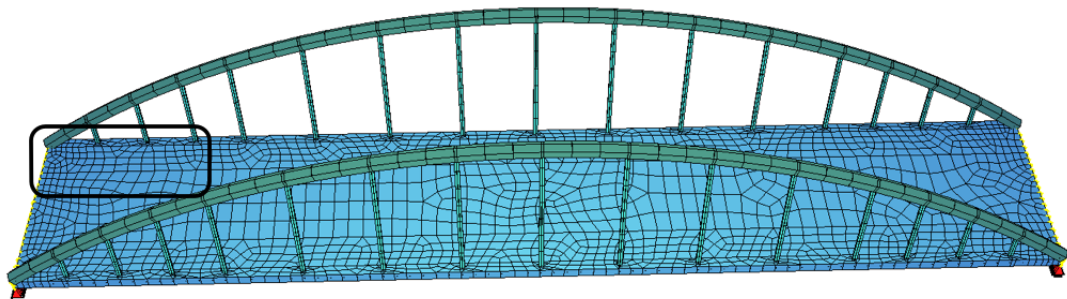
Figur 61: Min N_{xx} , [kN/m]

Som det kommer frem er aksialkraften relativt jevnt fordelt over bruplaten. Unntaket er i nærheten av opplager i bruplatens ende. Kontrollpunkter i dette området velges etter opptredende M_{xx} og V_x . Det er derfor ikke nødvendig å velge flere kontrollpunkter på bakgrunn av aksialkreftene N_{xx} .

9.3 Moment og aksial ved opplager/bueinnspenning

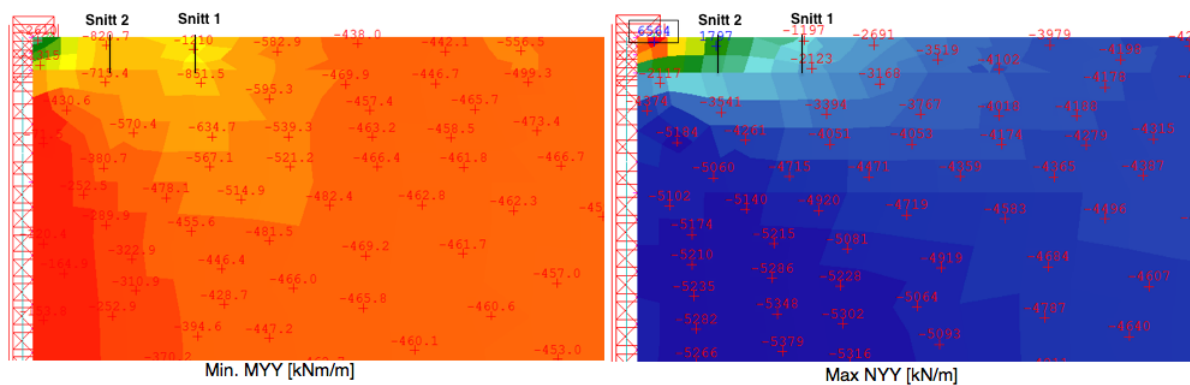
9.3.1 Lengderetning

I området rundt buens innspenning ved endeopplager vil det i flere tilfeller opptre krefter som avviker sterkt fra lastsituasjonen i andre områder. Et problemområde for momentkrefter M_{yy} , og aksialkrefter N_{yy} er markert i figur 62.



Figur 62: Avgrensning av område opplager - bue

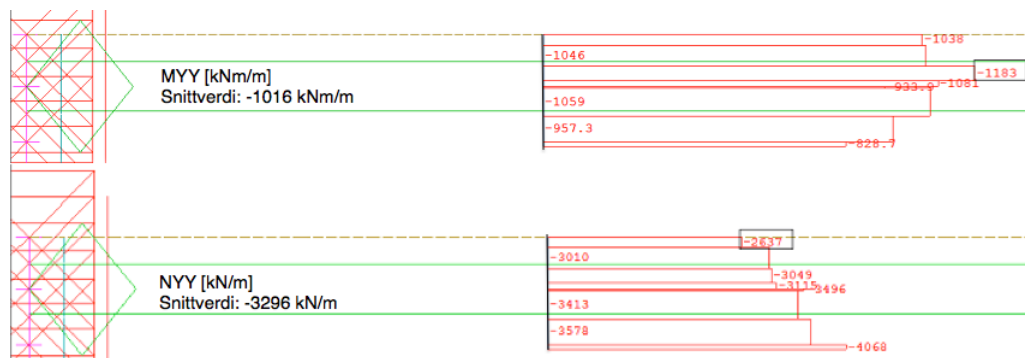
Minste momentverdi M_{yy} og største aksialkraft N_{yy} er vist i figur 63. Den røde kanten til venstre i hvert bilde er opplager i bruplatens ende. Plassering av nærmeste kabel til opplager kommer frem som elementet der $M_{yy} = 1210kNm/m$, og $N_{yy} = -1197kN/m$.



Figur 63: Ekstremverdier ved innspenning av bue

Tverrsnittets kapasitet bør kontrolleres i et snitt der kabelen er festet i bruplaten. Bildet av aksialkreftene N_{yy} i figur 63 gir også en indikasjon på opptredende strekkrefter mellom opplager og kabel. Platen kontrolleres derfor også for et snitt mellom opplager og kabelfeste.

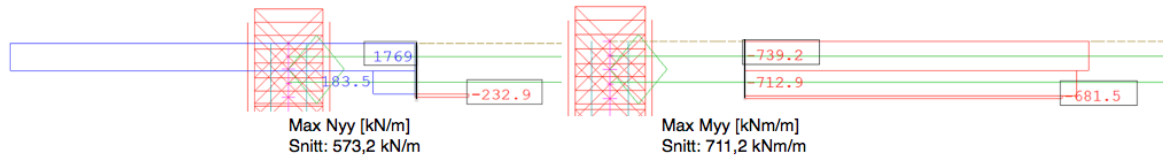
Figur 64 viser opptredende krefter i et snitt på 500mm over punktet der kabel nærmest opplager er festet i bruplaten. Momentkreftene i figur 64 viser opptredende momentkrefter for den lastsituasjonen som gav høyest momentkraft i elementet med $M_{yy} = -1210\text{kNm/m}$ i figur 63, med tilhørende aksialkrefter N_{yy} for samme situasjon.



Figur 64: Snitt 1, over kabelfestet i bruplaten nærmest opplager

Ved kapasitetskontroll brukes gjennomsnittlig moment- og aksialkraft over hvert snitt. Verdiene er gitt i figur 64.

Figur 65 under viser opptredende moment- og aksialkraft, M_{yy} og N_{yy} , i et snitt mellom kabel og opplager. Kraftene er beregnet for den situasjonen med høyest opptredende strekkraft i et element i gjeldende snitt.

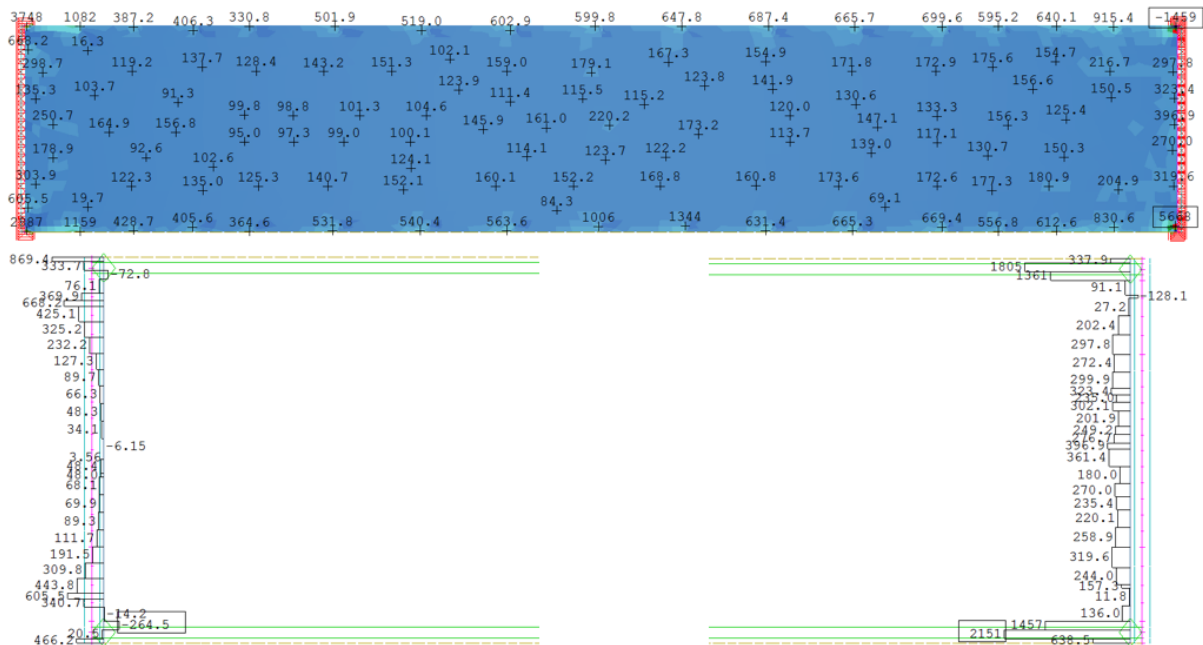


Figur 65: Snitt 2, mellom kabel og opplager for situasjonen som gir størst moment med strekk i overkant

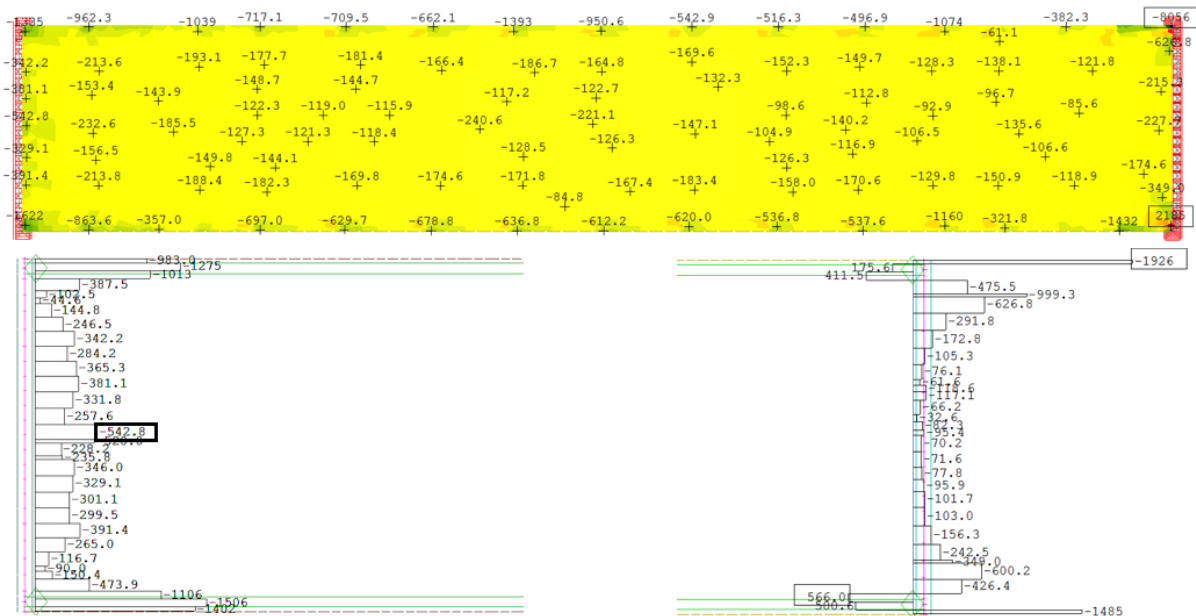
9.4 Skjær

9.4.1 Skjær i lengderetning, V_y

Figur 66 og 67 viser høyeste og laveste opptredende skjærkraft i platen, samt opptredende skjærkrefter ved et snitt i en avstand $d = 226mm$ fra opplager.



Figur 66: Max V_y , [kN/m]



Figur 67: Min V_y , [kN/m]

Skjærkraftkapasiteten er uavhengig av skjærkraftens fortegn, ettersom spennarmeringen i lengderetning ligger symmetrisk i tverrsnittet. Maksimalverdi velges derfor uavhengig av fortegn.

Sett bort ifra ekstremverdiene ved bueinnspenning er største opptredende skjærspenning midt i snittet ved venstre plateende, som markert med tykk boks i nedre bilde. Det gir $V_y = -542,8 \text{ kN/m}$, med tilhørende aksialkraft $N_{yy} = -6554,8 \text{ kN/m}$

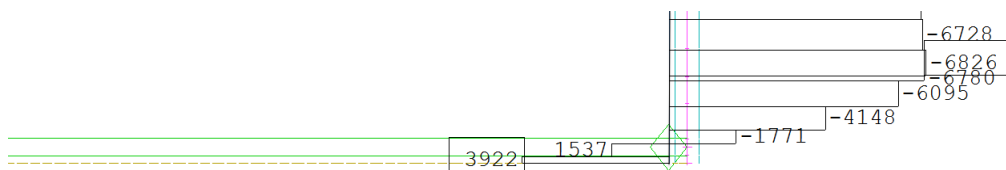
Skjærkapasiteten avhenger av om området risser grunnet bøyemoment. Skjærkapasiteten er høyere dersom platen ikke risser fra bøyemoment. Området kontrolleres med høyeste opptredende momentkraft med strekk i overkant, $M_{yy} = -137 \text{ kNm/m}$, og tilhørende aksialkraft $N_{yy} = -6782$.

Kontroll av ekstremverdi ved innspenning av bue Her kontrolleres skjærkapasiteten med gjennomsnittlig skjærkapasitet over de tre ytterste elementene i hvert hjørne. Det tilsvarer en total bredde på ca 500 mm . Snittkrefter for V_y er gitt i tabell 26 for hvert hjørne.

Tabell 26: Gjennomsnittlige skjærkrefter V_y i bruflatens hjørner

	Max V_y	Min V_y
Plassering	Snittkraft	Snittkraft
Øvre venstre hjørne	144,7	-1090
Nedre venstre hjørne	74,02	-1338
Øvre høyre hjørne	1168	-446,3
Nedre høyre hjørne	1416	-139,5

Maksimal gjennomsnittlig skjærkraft $V_y = 1416kN/m$. Tilhørende aksialkrefter over det samme snittet er som vist i figur 68, der gjennomsnittet igjen beregnes etter de tre nederste elementene.

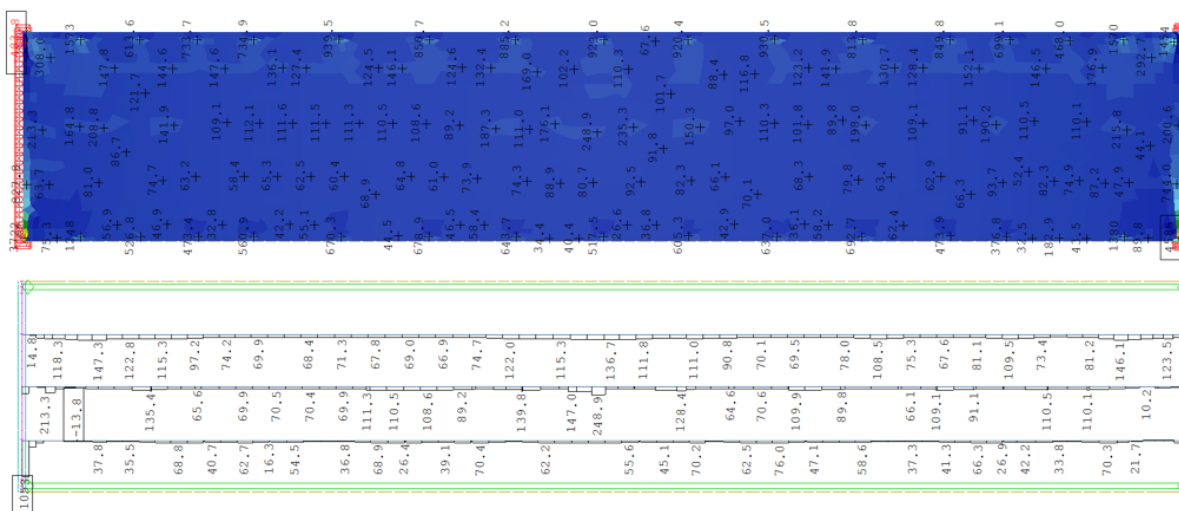


Figur 68: N_{yy} [kN/m] i snitt ved buens innspenning i platen

Platen kontrolleres for skjærkraft $V_y = 1416kN/m$ med tilhørende gjennomsnittlig aksialkraft $N_y = 1229kN/m$. Merk at tilhørende aksialkraft er strekkrefter som gir et negativt bidrag til skjærkapasiteten.

9.4.2 Skjær, tverretning, V_x

Største og minste skjærkrefter V_x i tverretning er som vist i Figur 69 og 70. Snitt er utført ved platens midtlinje og i en avstand 2,25m fra platekant.



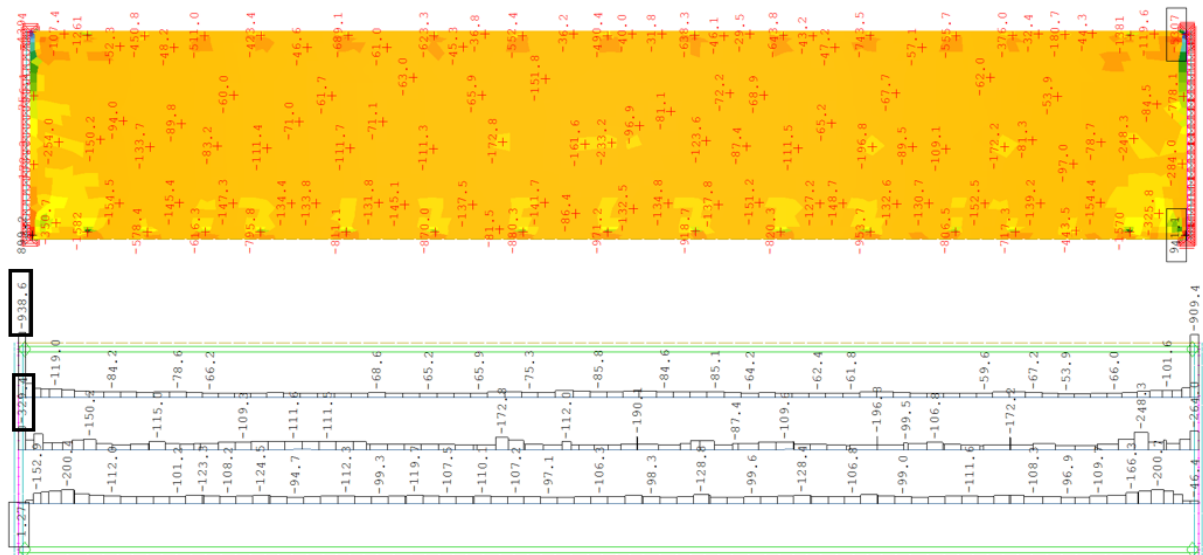
Figur 69: Max V_x [kN/m]

Skjærkraftkapasiteten for positive skjærkrefter er lavere ved snittet i en avstand $b/4$ fra platekant enn langs platens midtlinje. Dette skyldes tverrarmeringens varierende høyde, og dermed lavere effektiv tverrsnittshøyde d .

Største skjærkraft opptrer til venstre i nederste snitt i figur 69, med opptredende skjærkraft $V_x = 1053kN/m$. For kontroll beregnes gjennomsnittlig skjærkraft for det aktuelle elementet og nærmeste element i samme snitt, der $V_x = 121,6kN/m$. Kontroll utføres

med dimensjonerende skjærkraft $Vx = 587,3kN/m$ og tilhørende gjennomsnittlig aksialkraft $Nxx = -3932,48kN/m$

For å kontrollere om riss oppstår i området hentes største opptredende moment med strekk i underkant, $Mxx = 136kNm/m$, og tilhørende aksialkraft $Nxx = -3982kN/m$, i tilsvarende punkt som kontrolleres for skjærkrefter.



Figur 70: Min Vx [kN/m]

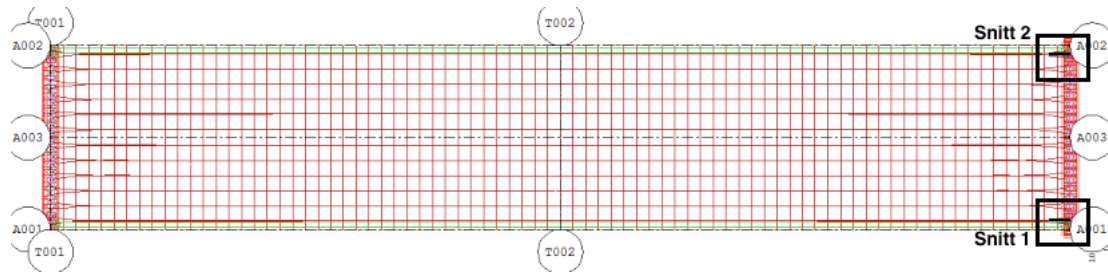
For negativ skjærkraft er kapasiteten lavere langs snittet i midten av platen i figur 70. Som det kommer frem i figuren er opptredende skjærkraft høyere i snittene nærmere platekanten. Tverrsnittet kontrolleres derfor for skjærkrefter i både platens midtsnitt og i snitt med avstand 2,25m fra platekant. De aktuelle skjærkreftene er markert med tykk svart boks i figur 70.

Største skjærkraft i ytre snitt er $Vx = -938,6kN/m$. Tverrsnittet kontrolleres for gjennomsnittlig skjærkraft i gitt element og nærmeste element i samme snitt, der $Vx = -162,5kN/m$. Det gir gjennomsnittlig skjærkraft $Vx = -551kN/m$, med tilhørende gjennomsnittlig aksialkraft $Nxx = -3845kN/m$.

Største skjærkraft i midtsnitt ligger helt til venstre i midtsnittet, $Vx = -329,5kN/m$. Igjen utføres kontroll med gjennomsnittlig verdi, der $Vx = -65,29kN/m$ i nærmeste element. Dette gir gjennomsnittlig skjærkraft $Vx = -197,3kN/m$, og tilhørende gjennomsnittlig aksialkraft $Nxx = -3041kN/m$.

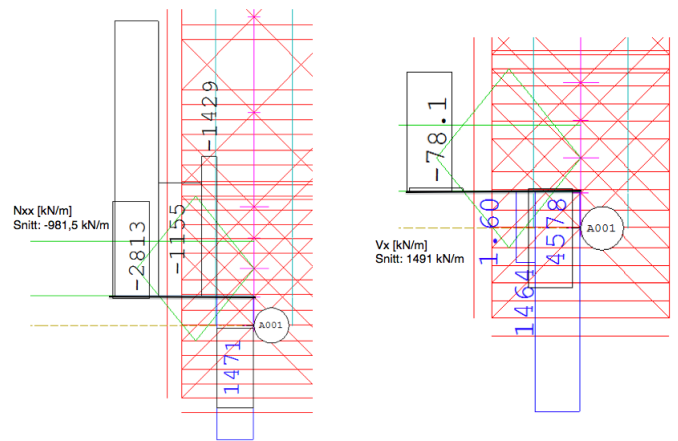
Konservativ kontroll i midtsnitt av riss fra bøyemoment gjøres med største negative moment Mxx , og laveste trykkraft Nxx i det aktuelle punktet. Det gir $Mxx = -136,7kNm/m$, $Nxx = -2278kN/m$. Denne kontrollen gjelder også for kontroll av skjærkraft i snittet nærmere platekant, på grunn av momentets fordeling i tverretning som gir lavere moment nærmere platekant i midtsnittet. Tverrsnittet vil dermed ikke risse i ytre snitt om det ikke risser i midtre snitt.

Kontroll ved opplager/innspenning av bue Største positive og negative skjærkrefter opptrer i nedre og øvre høyre hjørne i bruplatten. Bilder og snitt i figur 72 og 73 har plassering som angitt i figur 71



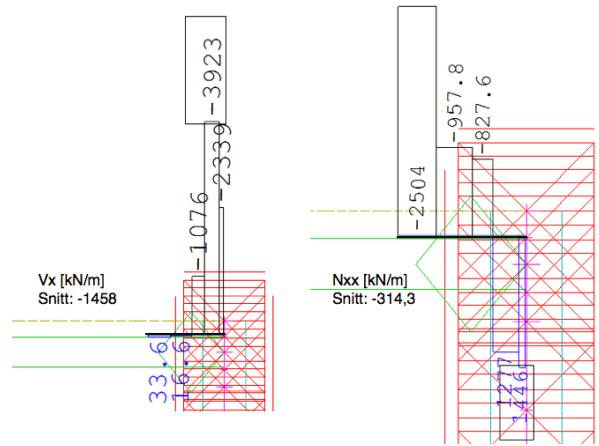
Figur 71: Overordnet bilde av snitt i bruplatten

Største positive skjærkraft opptrer i nedre høyre hjørne i øvre bilde i Figur 69. Gjennomsnittlig skjærkraft ved dette elementet, og tilhørende aksialkraft N_{xx} er som vist i Figur 72. Gjennomsnittlige verdier anvendes i kapasitetskontroll.



Figur 72: Snitt 1, største skjærkraft V_x i plattens nedre høyre hjørne

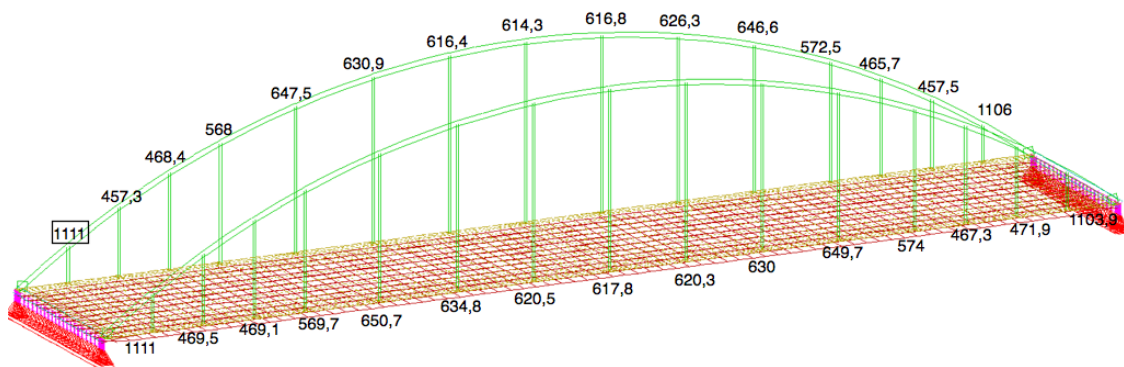
Største negative skjærkraft opptrer i øvre høyre hjørne i figur 70. Figur 73 viser snitt skjærkraft med tilhørende gjennomsnittlig aksialkraft N_{xx} for kontroll av opprettede skjærkraft ved opplager og bueinnspenning.



Figur 73: Snitt 2, minste skjærkraft V_x i platens øvre høyre hjørne

9.4.3 Konsentrert kraft fra kabel

Brua er dimensjonert med kabler som opptrer parvis. Hver oppgitte kraft i figur 74 er den summerte kraften i de parvise kablene i det punktet der kablen treffer bruplaten i modellen.



Figur 74: Aksialkraft i kabler ved kablernes feste i bruplaten. [kN]

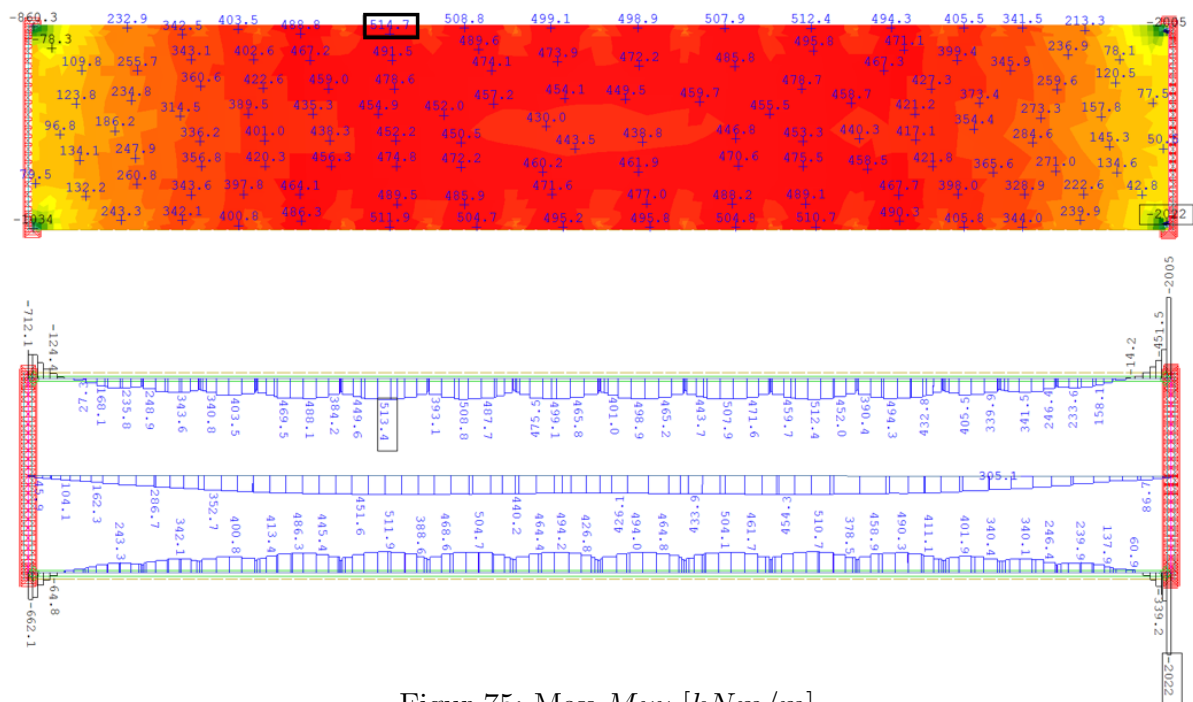
Den største kabelkraften er markert i figur 74. Dimensjonerende konsentrert skjærkraft fra kablene på bruplaten er $V_{Ed} = 1111kN$. Tilhørende aksialkrefter for denne lastsituasjonen er $N_{xx} = -1907kN/m$ og $N_{yy} = -3557kN/m$

9.5 Moment, bruksgrensetilstand

9.5.1 Lengderetning, M_{yy} [kNm/m]

Figur 75 viser største momentverdier M_{yy} med strekk i underkant av tversnittet for utvalgte elementer. Snittene i det nederste bildet er lagt i midten av platen og i en

avstand 0,25m fra platekant. Positive verdier angir moment med strekk i underkant av tverrsnittet, og negative verdier strekk i overkant.

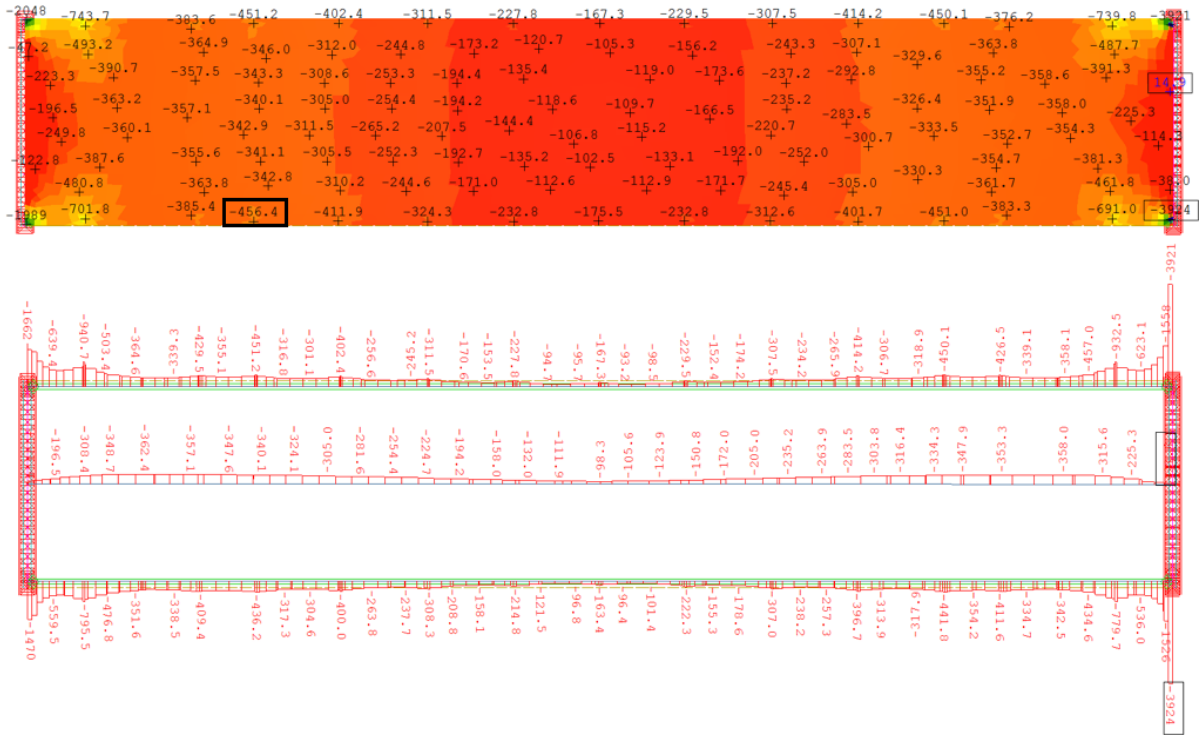


Figur 75: Max M_{yy} [kNm/m]

Tverrsnittet må kontrolleres for maksimalt opptredende moment i platen, $M_{yy} = 514.7$ kNm/m , markert med tykk svart boks i det øverste bildet i figur 75. Tilhørende aksialkraft i samme element er $N_{yy} = -5459kN/m$.

I likhet med bruddgrensetilstand varierer kapasiteten med opptredende aksialkraft i snittet som kontrolleres. Andre kontrollpunkter bestemmes derfor etter aksialkraften senere.

Figur 76 viser minste opptredende moment M_{yy} for hvert element.



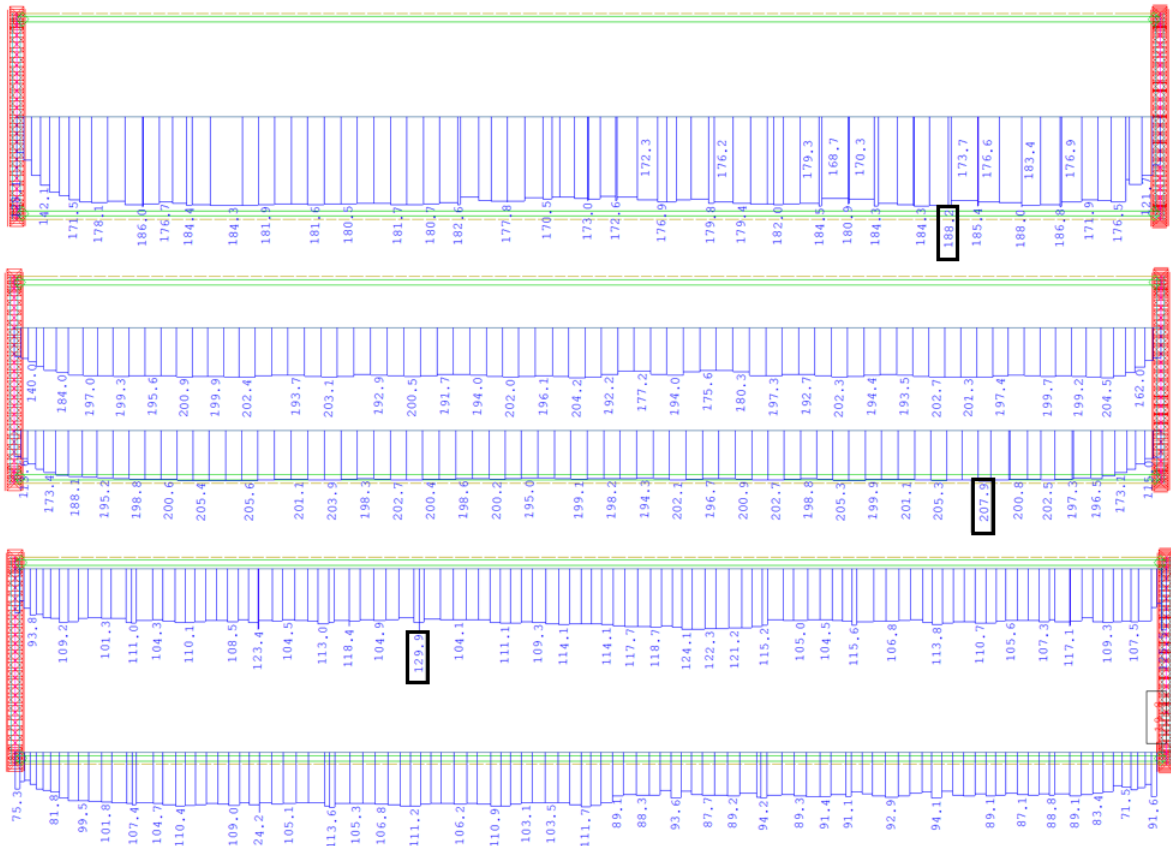
Figur 76: Min M_{yy} [kNm/m]

Ettersom manglende kapasitet allerede er påvist ved kabelfestet nærmest opplager, kontrolleres minste momentkraft M_{yy} lenger ut i platen. Tverrsnittet kontrolleres for $M_{yy} = -456,4 kNm/m$ med tilhørende aksialkraft $N_{yy} = -5517 kN/m$. Momentkraften opptrer ved fjerde kabel fra opplager, markert med tykk svart boks i øverste bilde i figur 76.

9.5.2 Tverretning

Momentkapasiteten varierer med armeringens høyde i tverrsnittet. Kontroll gjøres derfor for snitt langs platens midtlinje, i en avstand $2,25m$ fra platekanten, og i en avstand $500mm$ fra platekanten.

Figur 77 gir største opptredende momentkraft M_{xx} i utvalgte elementer.



Figur 77: Max M_{xx} [kNm/m]

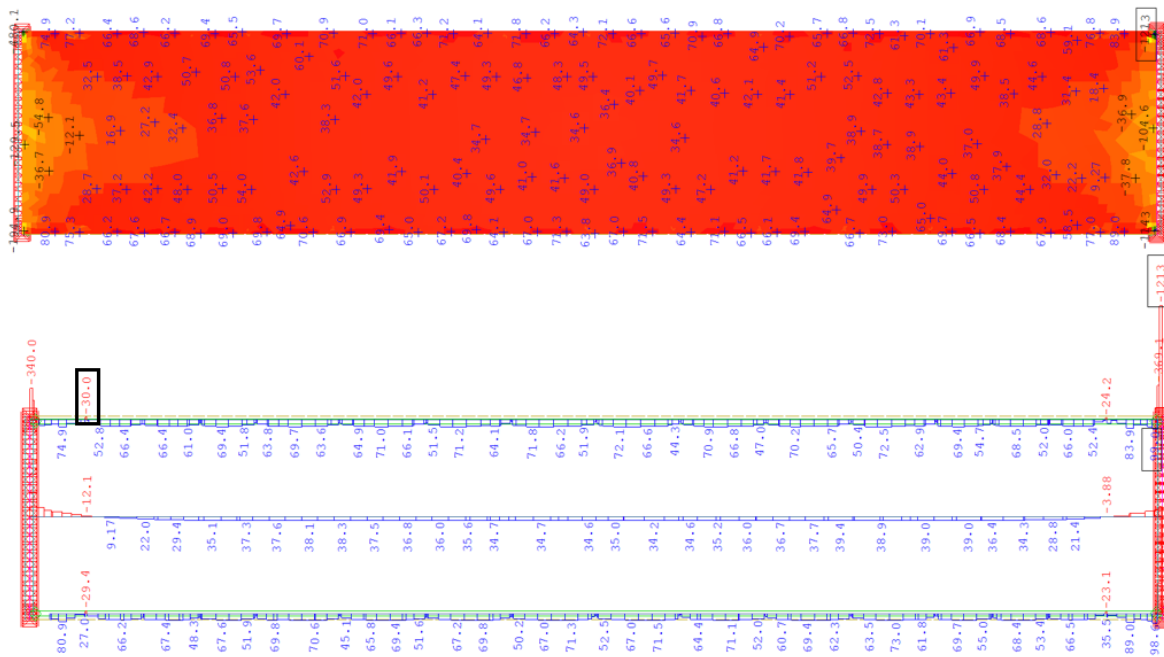
Momentkreftene som skal kontrolleres er markert med tykk svart boks i figuren, og er som følger

$$M_{xx} = 188,2kN/m, N_{xx} = -2023kN/m$$

$$M_{xx} = 207,9kNm/m, N_{xx} = -2008kN/m$$

$$M_{xx} = 129,9kNm/m, N_{xx} = -2083kN/m$$

Figur 78 viser minste opptrædende momentverdier M_{xx} i utvalgte elementer. Tverrsnittet skal kontrolleres for den laveste verdien, hvilket tilsvarer den største momentverdien med strekk i overkant av tverrsnittet.

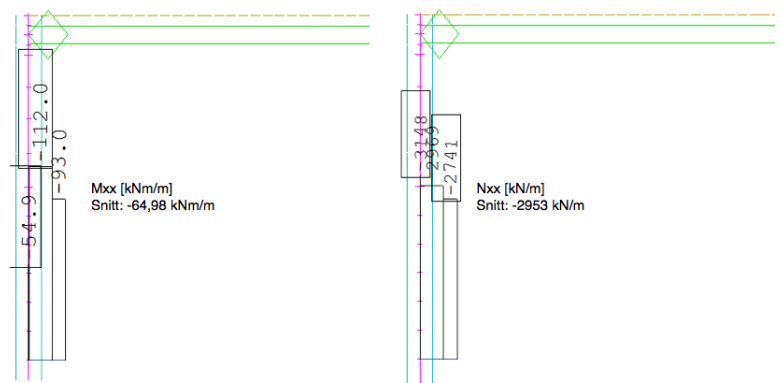


Figur 78: Min M_{xx} [kNm/m]

Minste verdi, sett bort ifra verdier ved opplager og buens innspenning, er $M_{xx} = -30.0 kNm/m$. Tilhørende aksialkraft $N_{xx} = -2272 kN/m$.

Det er konservativt å velge momentspissen ved kabelopplegg for kontroll. Gjennomsnittlig verdi blir derfor ikke beregnet i dette tilfellet.

Kontroll gjøres også av de negative opptredende momentene ved opplager. Figur 79 viser opptredende momentkrefter M_{xx} , og tilhørende aksialkraften N_{xx} i elementer over et snitt på $500mm$. Gjennomsnittlig verdi brukes ved kontroll, og er gitt i figuren.

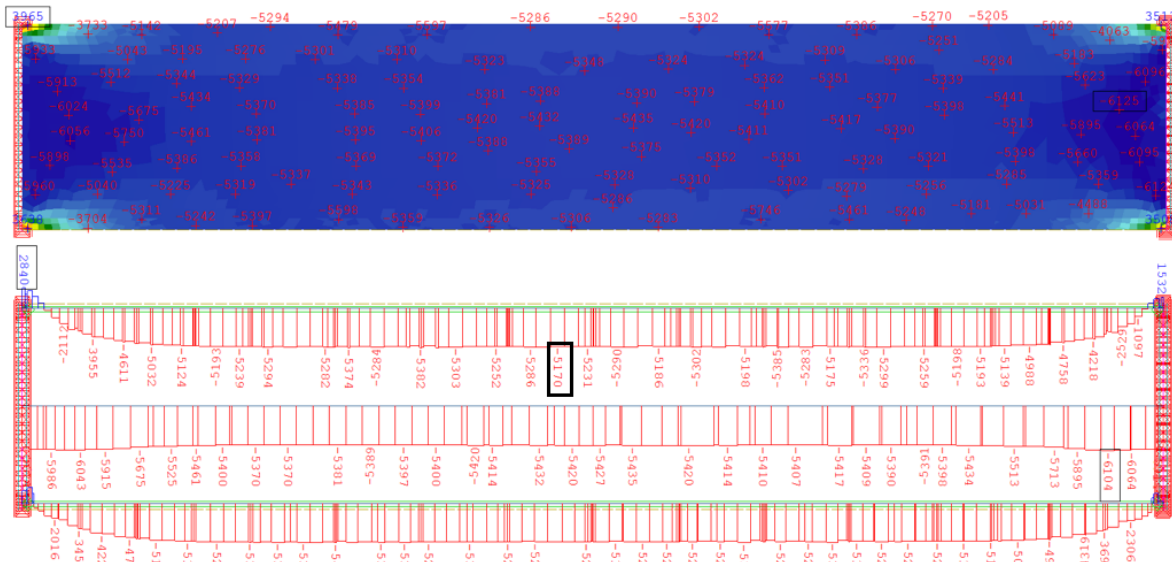


Figur 79: Snitt ved minste M_{xx} ved opplager

9.6 Aksialkrefter, bruksgrensetilstand

9.6.1 Lengderetning, N_{yy} [kN/m]

Figur 80 gir en oversikt over maksimale aksialkrefter N_{yy} i utvalgte elementer i brukplaten.

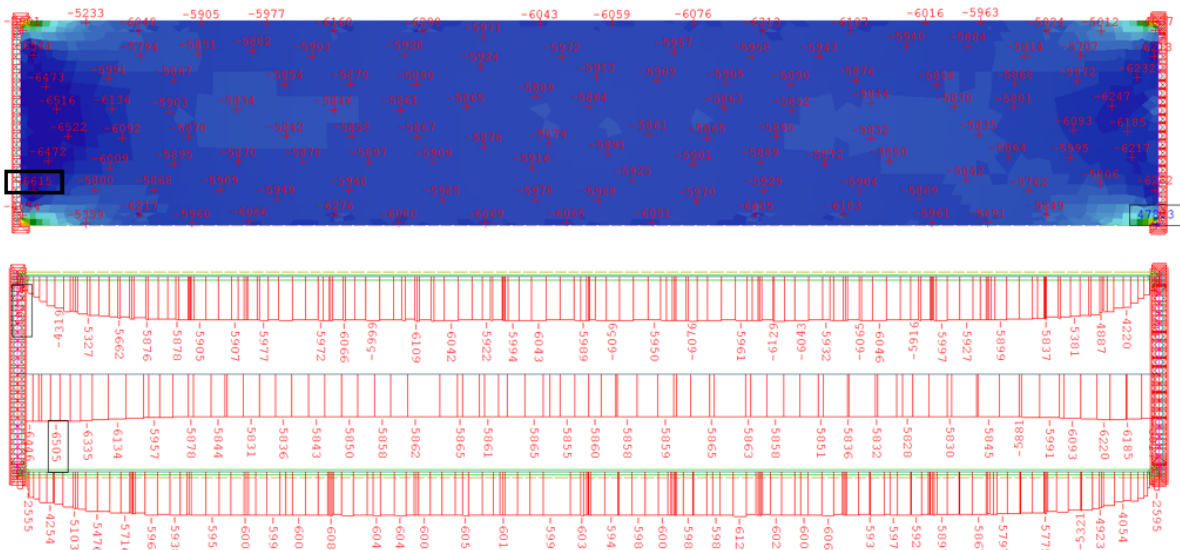


Figur 80: Max N_{yy} [kN/m]

Aksialkreftene i bruksgrensetilstand har tilsvarende utvikling som aksialkreftene i bruddgrensetilstand. På bakgrunn av de samme argumentene sjekkes kombinert moment og aksial i punkter der momentkreftene M_{yy} er større. Det kommer frem av figur 75 at momentkreftene er større nærmere platens ytterkant enn i midtsnittet som følger platens lengderetning.

Tverrsnittet kontrolleres for et element midt i øverste snitt i nedre bilde i figur 80, der $N_{yy} = -5170 kN/m$. Tilsvarende momentkraft i samme element er $M_{yy} = 199,4 kNm/m$

Figur 81 viser opptrødende aksialkraft N_{yy} for utvalgte elementer, hvilket betyr den største opptrødende trykkraften for hvert element i platens lengderetning.



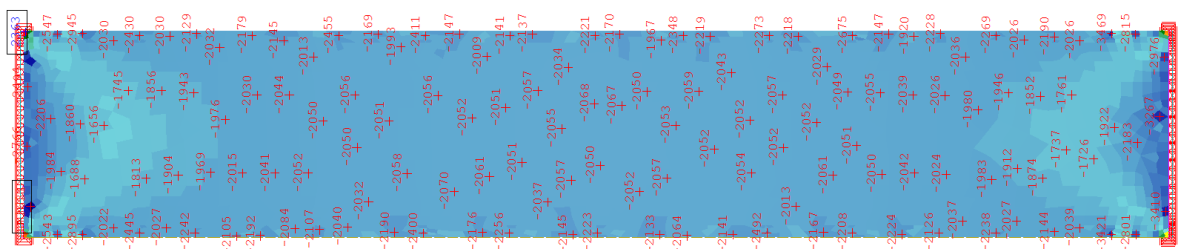
Figur 81: Min N_{yy} [kN/m]

Bruplaten skal kontrolleres for trykkbrudd, og kontrolleres derfor for den største trykkraften i platen. Kraften er markert med tykk svart boks i figur 81. Det gir $N_{yy} = -6115 kN/m$, med tilhørende momentkraft $M_{yy} = -104,94 kNm/m$

Ettersom største trykkraft opptrer i nærheten av opplager, kan momentkraften forventes å være lav. Tverrsnittet bør også kontrolleres i et punkt lenger fra opplager. Det velges derfor et punkt i øvre snitt, nærmere midten i lengderetning. Det gir $N_{yy} = -6042 kN/m$, med tilhørende moment $M_{yy} = 101,9 kNm/m$

9.6.2 Tverretning, N_{xx} [kN/m]

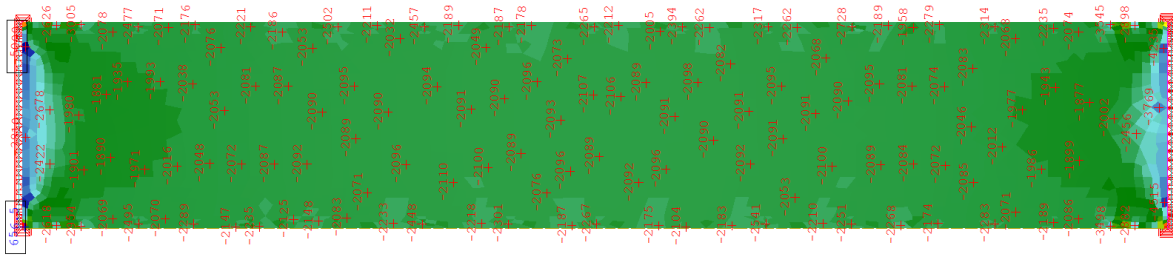
Figur 82 og 83 viser største og minste aksialkraft N_{xx} i tverretning. Det kommer frem at trykkraften er relativt jevnt fordelt i tverretning, bortsett fra ved opplager i bruplattens ende der trykkraften er noe avvikende fra resten av platen. Kontrollpunkter i dette området er allerede bestemt. Flere kontrollpunkter for samtidig opprettede moment M_{xx} og aksial N_{xx} i tverretning velges derfor ikke.



Figur 82: Max N_{xx} , [kN/m]

Som det kommer frem av figur 83 er største opprettede trykkraft N_{xx} , i tverretning

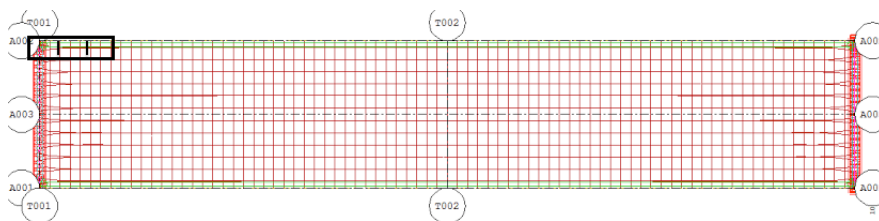
til enhver tid lavere enn trykkraften N_{yy} i lengderetning. Det er derfor ikke nødvendig å kontrollere trykkapasiteten i tverretning.



Figur 83: Min N_{xx} , [kN/m]

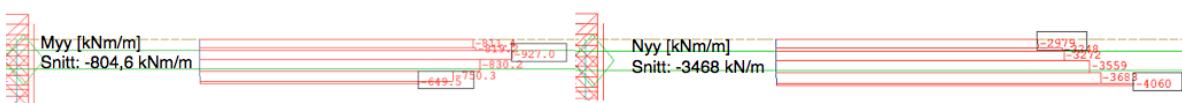
9.7 Moment og aksial ved opplager, bruksgrensetilstand

I likhet med bruddgrensetilstand oppstår mer ekstreme verdier fra kabel nærmest opplager til buens innspenning i platen. Figur 85 og 86 er hentet fra markert område i bruplaten i figur 84, med snitt 1 til høyre, og snitt 2 til venstre innenfor markert boks.



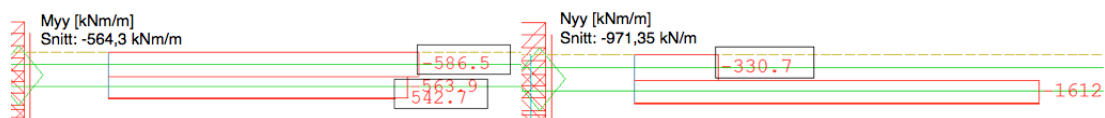
Figur 84: Plassering av snitt på bruplate

Figur 85 viser dimensjonerende minste moment M_{yy} i et snitt over kabelfestet nærmest opplager, med tilhørende aksialkraft N_{yy} for den gitte situasjonen. Gjennomsnittlige verdier i elementer over en bredde på 500mm er vist i figuren. Disse verdiene anvendes ved dimensjoneringskontroll.



Figur 85: Snitt 1, M_{yy} og N_{yy} over kabelfeste med høyest aksialkraft

Figur 86 viser minste opptredende moment M_{yy} i et snitt midt mellom første kabelfeste og opplager, med tilhørende aksialkraft for den gitte situasjonen. Også her anvendes gjennomsnittlig verdi ved dimensjoneringskontroll.



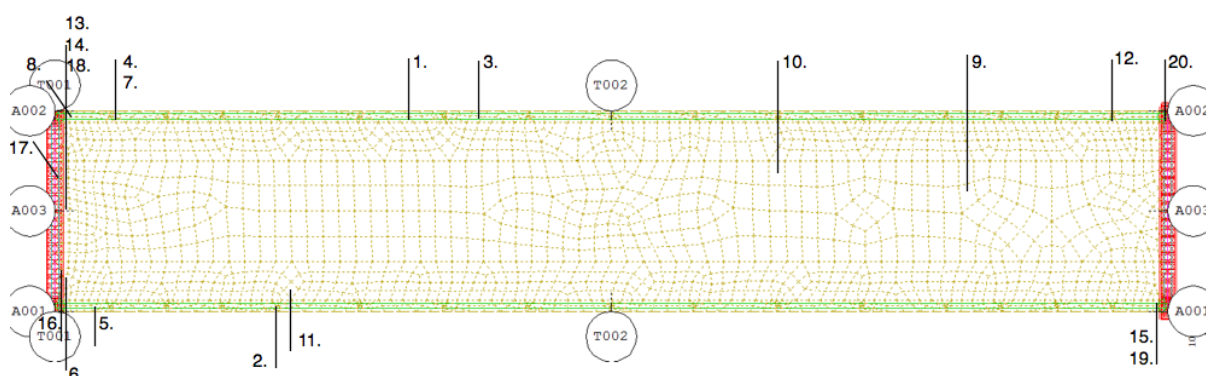
Figur 86: Snitt 2, M_{yy} og N_{yy} mellom kabel og opplager

10 Dimensjonerende laster

10.1 Bruddgrensetilstand

En oppsummering av dimensjonerende krefter er gitt i Tabellene 27 og 28, med tilhørende effektiv tverrsnittshøyde d for hvert punkt som skal kontrolleres, ettersom det er relevant for beregningene videre i kapittelet.

Figur 87 viser plasseringen av dimensjonerende krefter som kontrolleres, med nummerering knyttet til tabellene 27 og 28.



Figur 87: Plassering av kontrollpunkter i bruddgrensetilstand

Tabell 27: Dimensjonerende momentkrefter, bruddgrensetilstand

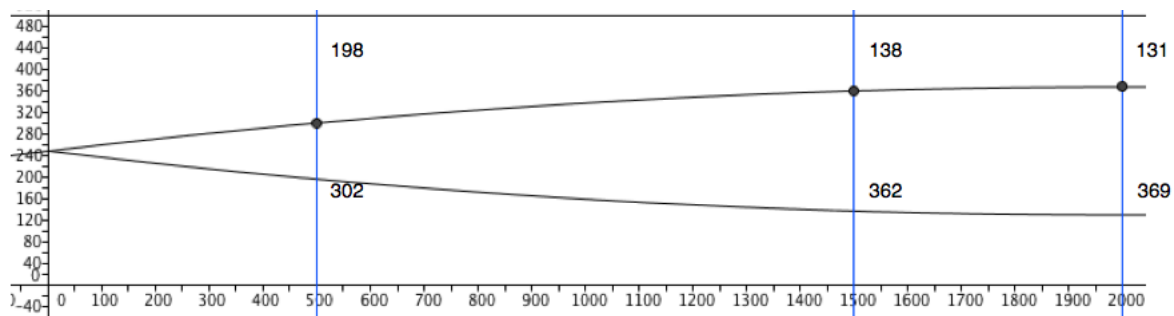
	M_{yy}	N_{yy}	d		M_{xx}	d
	$[kNm/m]$	$[kN/m]$	$[mm]$		$[kNm/m]$	$[mm]$
1.	683,3	-4636	369	9.	310,4	287
2.	-529	-3772	369	10.	311,1	269
3.	260,7	-4280	369	11.	112,4	230
4.	-648,9	-2696	369	12.	-134,1	277
5.	-649,2	-1192	369	13.	-99,17	213
6.	-273,8	-7370	302			
7.	-1016	-3296	369			
8.	711,2	-573,2	362			

Tabell 28: Dimensjonerende skjærkrefter, bruddgrensetilstand

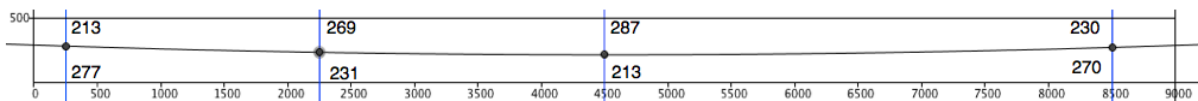
	V_y	N_{yy}	d		V_x	N_{xx}	d
	$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[mm]$		$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[mm]$
14.	-542,8	-6554	275	16.	587,3	-3932	269
15.	1416	1229	275	17.	-551	-3845	269
				18.	-197,3	-3041	213
				19.	1491	-981,5	230
				20.	-1458	-314,3	269

Effektiv tverrsnittshøyde i kontrollsnitt Bruplaten kontrolleres også for konsentrert skjærkraft V_{Ed} ved kabelens feste i bruplatten. Dimensjonerende strekkraft i kabelen, som overføres som konsentrert skjærkraft i bruplatten er $V_{Ed} = 1111kN$. Tilhørende aksialrefter er $N_{xx} = -1907kN/m$ og $N_{yy} = -3557kN/m$.

Effektiv tverrsnittshøyde d anvendt i kapasitetskontroll er knyttet til snitt i figur 88 og 89 med angitt avstand fra spennarmering til øvre og nedre betongkant.



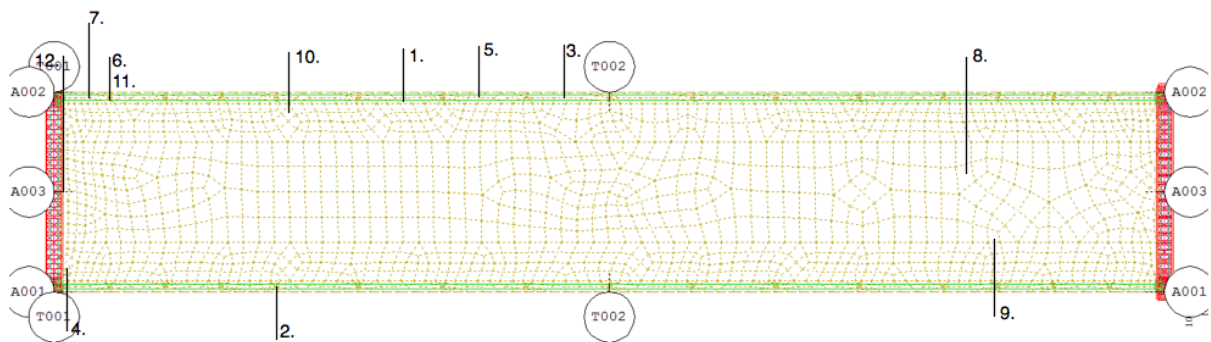
Figur 88: Effektiv tverrsnittshøyde d i lengderetning $[mm]$



Figur 89: Effektiv tverrsnittshøyde d i tverretning $[mm]$

10.2 Bruksgrensetilstand

Tabell 29 gir en oversikt over kontrollpunkter relatert til punktene gitt i Figur 90



Figur 90: Plassering av kontrollpunkter i bruksgrensetilstand

Tabell 29: Dimensjonerende momentkrefter, bruksgrensetilstand

	M_{yy}	N_{yy}	d		M_{xx}	N_{xx}	d
	[kNm/m]	[kN/m]	[mm]		[kNm/m]	[kN/m]	[mm]
1.	514,7	-5459	369	8.	188,2	-2023	287
2.	-456,4	-5517	369	9.	207,9	-2008	269
3.	199,4	-5170	369	10.	129,9	-2083	230
4.	-104,9	-6615	302	11.	-30,0	-2272	277
5.	101,9	-6042	369	12.	-64,98	-2953	213
6.	-804,6	-3468	369				
7.	-564,3	-971,4	362				

Gjeldende effektive tverrsnittshøyder d for hvert snitt er som angitt i figur 89 og 88.

11 Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden krever at konstruksjonen skal motstå de lastene den dimensjoneres for, med adekvate sikkerhetsfaktorer. Dette gjøres for å ivareta sikkerheten til konstruksjonen og ikke minst de som benytter seg av konstruksjonen [16, s. 16].

Forutsetningene for beregning i bruddgrensetilstand er gitt av kapittel 6 i EK2 [23]. De vil ikke bli gjengitt her.

11.1 Momentkapasitet i lengderetning

Spennkraften og buen er begge med på å skape aksialkrefter i platen. Ettersom det ligger spennarmering i både over- og underkant av tverrsnittet i lengderetning bestemmes kapasiteten ved MN-diagram. Spennkraften betraktes som en ytre last [31, s. 263].

Størrelsesforholdet til momentet og aksialkraften bestemmer om tverrsnittet vil gå i strekk- eller trykkbrudd, da størrelsen på eksentrisiteten ($e=M/N$) påvirker nøytralaksen og følgelig spenningene over tverrsnittet [16, s. 85].

Diagrammet finnes ved å beregne de ulike kombinasjonene av aksialkraft og moment som fører til brudd. Det kreves både aksial- og momentlikevekt i hvert bruddpunkt. Det minste antall bruddpunkter som trengs for å lage et forenklet diagram er tre: strekkbrudd (stor eksentrisitet), balansert brudd og trykkbrudd (lav eksentrisitet). I denne oppgaven er det regnet et ekstra punkt for et mer nøyaktig diagram. De fire tøyningstilstandene er vist i tabell 30.

Tabell 30: Tøyningstilstand for de 4 punktene benyttet ved beregning av MN-diagram.

1. Rent Trykk:	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p = \varepsilon_{cu}$
2. Trykkbrudd med armeringstøyning:	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{p2} = \varepsilon_{pd}$
3. Trykkbrudd og stor armeringstøyning:	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{p3} = 0.004$
4. Trykkbrudd og enorm armeringstøyning:	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{p4} = 0.14$

Kapasitetssjekk i bruddgrensetilstand for lengderetning utføres for punkt 1 til 8, gitt i tabell 27 i kapittel 10.

Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i underkant

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tverrsnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 683.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 4636 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyningkapasitet i spennarmeringen

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1 (1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$$

Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$$

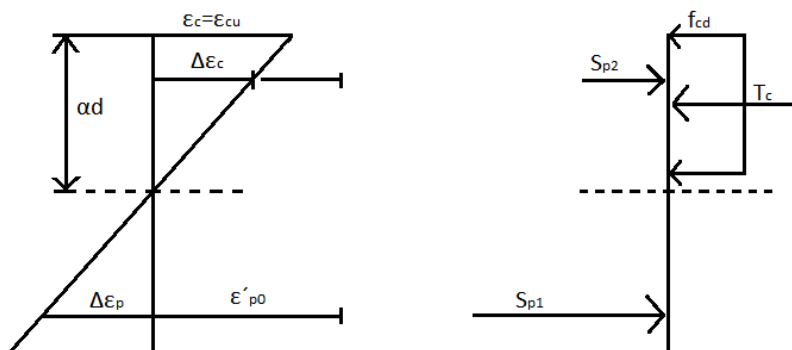
Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$$

Resterende spennarmeringstøyning



illustrasjonsfoto

1. Rent trykk

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$\Delta\varepsilon_{p22} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_2 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002 \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_{p22} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 785.5 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_2 := T_{c2} + T_{p22} - S_{p12} = 8199.4 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p22} \cdot e_2 + S_{p12} \cdot e_1 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p3} := 0.004$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.437 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p23} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_3 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 5.794 \cdot 10^{-4} \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 4017.1 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$T_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_{p23} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 255.4 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_3 := T_{c3} + T_{p23} - S_{p13} = 4002.7 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p23} \cdot e_2 + S_{p13} \cdot e_1 = 807.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p4} := 0.014$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p24} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_4 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p24} := \frac{\Delta\varepsilon_{p24} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p14} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p24} - S_{p14} = 88.9 \text{ kN}$$

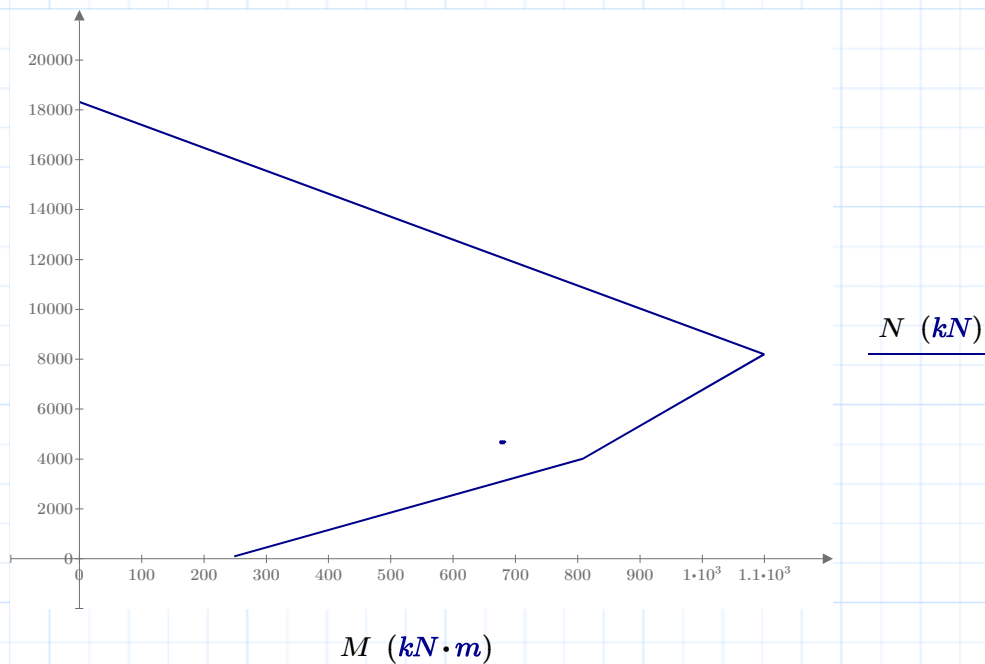
Aksiell likevekt

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p24} \cdot e_2 + S_{p14} \cdot e_1 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Tabell 31 oppsummerer kapasitetsutnyttelsen for de punktene som er kontrollert. Det er kun beregningene til punkt 1 som er inkludert i denne oppgaven. Beregningene av de resterende punktene finnes i vedlegg F

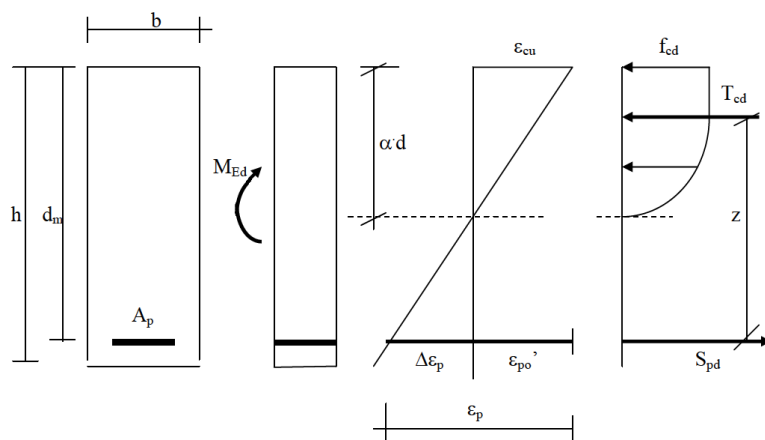
Tabell 31: Kapasitetsutnyttelse for bruddgrensetilstand i lengderetning

1	OK	5	NEI
2	OK	6	OK
3	OK	7	NEI
4	NEI	8	NEI

Fire av punktene som kontrolleres har ikke tilstrekkelig kapasitet. Punkt 4 og 7 er punkter ved kabel nærmest bueinnspenning (se figur 87) og punkt 8 er innspenningen av buen. Dette er et kritisk punkt i konstruksjonen, som må detaljprosjekteres nærmere. Punkt 5 ligger ved kablen som tilsvarer kablen ved punkt 4 og 7 på motsatt side av brua.

11.2 Momentkapasitet i tverretning

I tverretning ligger spennarmeringen i parabelform. Ved brudd vil man ha en tøyningssituasjon som vist i figur 11.2. Momentkapasiteten finnes ved momentlikevekt om tverrsnittets tyngdepunktsakse.



Figur 91: Beregningsmodell for et tverrsnitt i brudd

I motsetning til beregning ved hjelp av MN-diagram, betraktes her forspenningskraften som en indre motstand. Tapet som skyldes låsing, friksjon, kryp, svinn og relaksasjon ($\Delta\varepsilon_p$) representerer et tøyningspotensiale i spennarmeringen. Ved å anta brudd finnes den balanserte armeringsmengden. Denne benyttes til å finne ut om tverrsnittet er over- eller underarmert. Trykksonefaktoren α finnes etter Sørensen [31, s.266].

Ved trykkfasthet over $50MPa$ skal egentlig den effektive trykksonehøyden og den effektive fastheten defineres etter EK2 3.1.7 (3) [23]. For $f_{ck} = 55MPa$ er effekten liten og det er derfor besluttet i samråd med veileder, å neglisjere dette.

Bruddgrensetilstand - Momentkapasitet i tverretning. Strekk i underkant

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$A_{p.k} := 1050 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per spennkabel

$$c_{uk} := 213 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$n_{meter} := 1.6$$

Antall spennkabler per meter

$$A_p := A_{p.k} \cdot n_{meter} = 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$d_1 := h - c_{uk} = 287 \text{ mm}$$

Tverrsnittets effektive høyde

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets kar. strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.17 \text{ MPa}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Spennstålets dim. strekkfasthet

$$M_{Ed.tv} := 310.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(uten forspenning)

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1(1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p}$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las.tv}}{A_{p.k}} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 10.2\%$$

Reduksjon: kryp, svinn og relaks

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.01$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0$$

Spennarmeringstøyning

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.86$$

Balansert trykksonefaktor

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert

Ved aksiell likevekt finnes det balanserte armeringstverrsnittet:

$$0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

Aksiell likevekt

$$A_{pb} := \frac{0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{pd}} = 4330.4 \text{ mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$Kontroll := \frac{A_p}{A_{pb}} = 0.39$$

Underarmert om $kontroll < 1$

Trykksonefaktoren

$$T_c = S_p \quad \rightarrow \quad 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_p$$

Aksiell likevekt

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = 0.33$$

Trykksonefaktor

Momentkapasitet:

$$S_{p1} := f_{pd} \cdot A_p = 2395.8 \text{ kN}$$

Kraften i spennarmeringen

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = 2395.8 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_1 = 248.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 595.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$Kap.utnyttelse := \frac{M_{Ed.tv}}{M_{Rd}} = 52.1\%$$

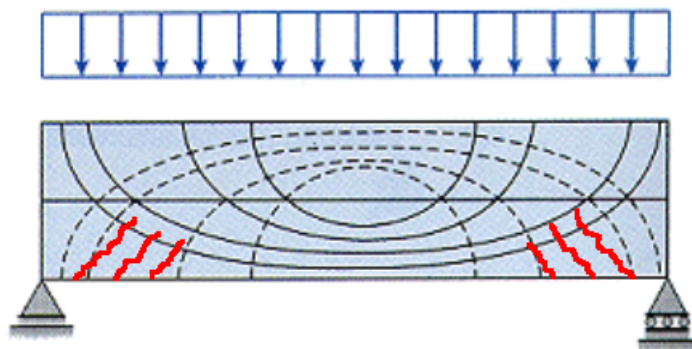
Som vist i tabell 32 har alle kontrollpunktene i tverretning tilstrekkelig kapasitet, og vil ikke gå i brudd. Det er punktene 9 til 13 som er kontrollert ettersom det er de dimensjonerende lastkombinasjonene, som vist i tabell 27. Det er kun beregningene av punkt 9 som er inkludert i denne oppgaven. Beregninger av øvrige punkter finnes i vedlegg G.

Tabell 32: Kapasitetsutnyttelse for bruddgrensetilstand i tverretning

9	52.1%	12	23.5%
10	56.3%	13	23.7%
11	24.5%		

11.3 Skjærkapasitet

Skjærkrefter opptrer som skjærstrekk og skjærtrykk i en konstruksjonsdel. I betong dannes gjerne skjærriss i konstruksjonen. Som vist i figur 92 brer strekkraftene i konstruksjonsdelen seg langs de heltrukkede kurvede linjene. Rissene, markert med rødt i figuren, forekommer da normalt på disse linjene, der kreftene strekker betongen fra hverandre.



Figur 92: Fordeling av spenninger i en bjelke [26].

Skjærrissene er forventet å opptre nærme opplagere, der skjærkreftene forventes å være høyere. Normalt dimensjoneres betongkonstruksjoner med skjærarmering for å ta opp skjærstrekkraftene. Også der opptredende skjærkrefter er lave dimensjoneres det etter EK2 med krav om minimumsarmering [31] [16, s. 100]

Betongkonstruksjoner uten skjærarmering har også en viss skjærkapasitet. Kraftene tas opp delvis av urisset betong i betongens trykksone, og delvis av lengdearmering i strekksonen. I konstruksjonsdeler som ikke risser under bøyespenning vil betongen i seg selv ha en viss skjærkapasitet. Dette er gjerne i nærheten av opplager, der momentkreftene er lave. I slike tilfeller kan skjærkapasiteten beregnes med bidrag fra betongens strekkkapasitet.

Påvisning av tilstrekkelig skjærkraftkapasitet gjøres i dette tilfellet etter *konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering* etter EK2 6.2.2[23]. Opptredende

skjærkraft må være lavere enn beregnet skjærkraftkapasitet i henhold til EK2 6.2.1 (3) [23].

11.3.1 Skjærstrekkkapasitet

I snitt der konstruksjonen er opprisset av bøyemoment beregnes skjærstrekkkapasitet $V_{Rd,c}$ etter ligning 47.

$$V_{Rd,c1} = [C_{Rd,c}k(100\rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}] \cdot b_w d \quad (47)$$

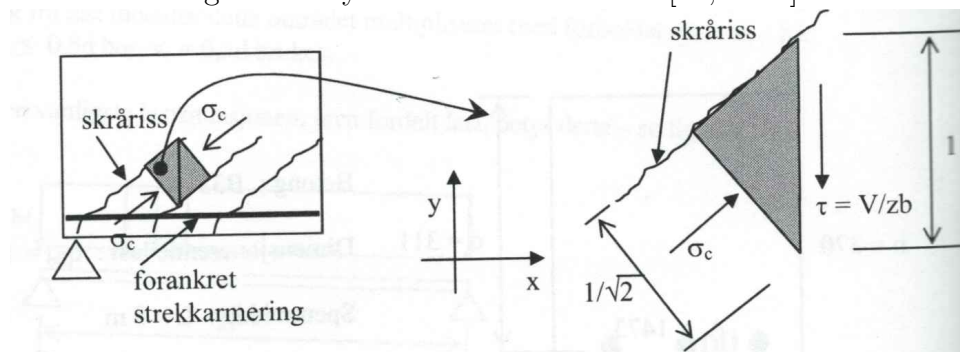
I områder som forblir urisset under bøyning bør skjærkraftkapasiteten begrenses av betongens strekkfasthet. Denne skjærkraftkapasiteten er gitt i ligning 48 og benyttes hvis betongens bøyestrekkspenninger er mindre enn $f_{ctk0.05}/\gamma_c$ [23, 6.2.2(2)].

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (48)$$

11.3.2 Skjærtrykkkapasitet

Trykkspenninger i betongen oppstår parallelt med rissene fra skjærstrekkkraften. Ettersom rissenes utbredelse forekommer i 45° blir kraftlikevekten gitt som i figur 93.

Figur 93: Trykkfelt mellom skråriss [31, s. 66]



Likevekten gir $V = 0.5 \cdot \sigma_c \cdot b \cdot z$. Tverrsnittet kontrolleres for trykkspenninger ved å begrense dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} til V_{Rd} . Skjærtrykkkapasiteten V_{Rd} er gitt som vist i ligning 49, der ν er en fasthetsreduksjonsfaktor for betongen med hensyn til skjærrissene i betongen [23, 6.2.2(6)].

$$V_{Rd} = 0,5b_w d \nu f_{cd} \quad (49)$$

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (50)$$

11.3.3 Bestemmelse av d , d_l og d_t

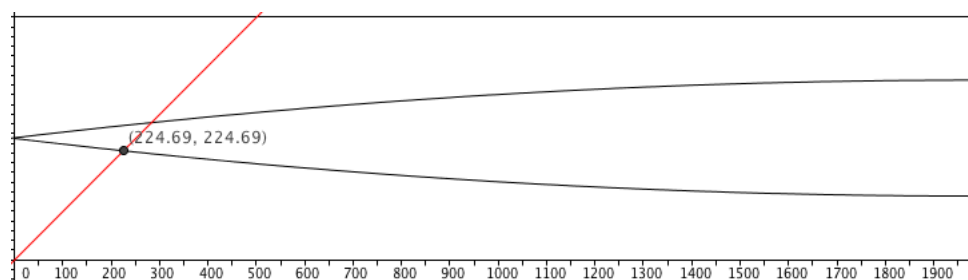
d_l og d_t er avstanden fra kabelopplegg til det nærmeste snittet som skal kontrolleres for skjærkapasitet, i henholdsvis lenge- og tverretning.

Etter EK2 6.2.1 (8) er det for konstruksjonsdeler med hovedsakelig jevnt fordelt belastning ikke nødvendig å påvise kapasitet for skjærkraft i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegg. Det må likevel påvises at skjærkraften inntil opplegg ikke overskrider $V_{Rd,max}$ [23].

Lengderetning I lengderetning tilsvarer d den lengste avstanden fra spennarmeringen i strekksonen til over- eller underkant av tverrsnittet. Sennarmeringsprofil i lengderetning er som gitt i kapittel 4.8.4.

For den delen av lengdearmeringen som ikke varierer i høyde er effektiv tverrsnittshøyde $d = d_{l,1} = 386mm$.

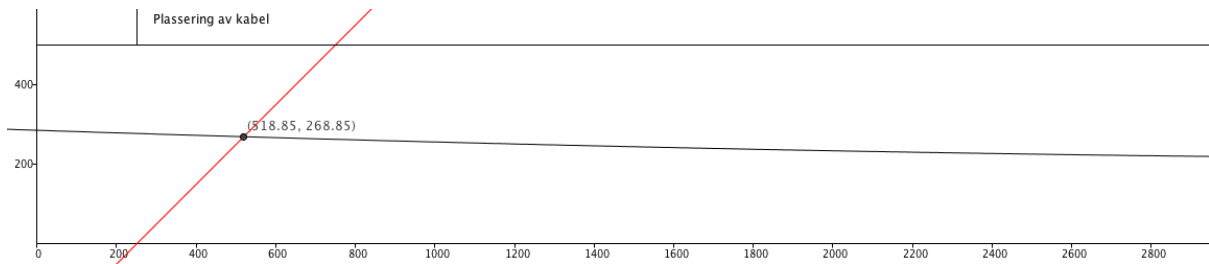
Ved bruplatens opplager har spennarmeringen varierende høyde. Det snittet som kontrolleres for skjærstrekkrefter bestemmes som det punktet der en tenkt linje vinklet 45° fra platens under- eller overkant treffer tverrarmeringen. Grafen i figur 94 viser spennarmeringens profil nær opplager, og utbredelsen av skjærriss. Den røde linjen er skjærrissutviklingen, og de kurvede linjene er lengdearmeringen i over- og underkant.



Figur 94: Tenkt skjærrissutvikling fra opplager i lengderetning

Bruplaten skal dermed kontrolleres for skjærstrekkkapasitet i en avstand $d_{l,2} = 225mm$ fra opplager. I disse snittene er effektiv tverrsnittshøyde $d = 500mm - 225mm = 275mm$ for både positiv og negativ skjærkraft.

Tverrarmering I tverretning varierer avstanden d ettersom spennarmeringen varierer i høyde. Snitt nærmest opplager beregnes som for lengdearmering, og er vist i figur 95.



Figur 95: Tenkt skjærrissutvikling fra kabelfest i tverretning

Grafen viser tverrarmeringens senterlinje og skjærrissets utbredelse fra kabeloppleggets posisjon til risset treffer tverrarmeringen. Opplagerkabel er plassert $x = 250\text{mm}$ fra betongkanten, og skjærrissutbredelsen er gitt ved funksjonen $y = x - 250$.

Som det fremkommer av grafen treffer skjærrisset tverrarmeringen ved $x = 519\text{mm}$. Det vil si at skjærkraftkapasiteten i tverretning skal kontrolleres i en minste avstand $d_t = 519\text{mm} - 250\text{mm} = 269\text{mm}$ fra opplager. Effektiv tverrsnittshøyde ved positiv skjærkraft er $d = 500\text{mm} - 269\text{mm} = 231\text{mm}$. Effektiv tverrsnittshøyde ved negativ skjærkraft er $d = 269\text{mm}$.

11.3.4 Kapasitetsberegning

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, lengderetning Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 275 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 9000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealregningsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 13$$

Antall kabler i strekk over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 4508 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := -542.8 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.853$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.009$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 6.233 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 257.3 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10445.4 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2005.6 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 211\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 5.2\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 27.1\%$$

Tabell 33 oppsummerer kapasitetsutnyttelse for de opptredende skjærkreftene. Punktene som kontrolleres er punkt 14 til 20 fra tabell 28 i kapittelet om dimensjonerende laster (kapittel 10).

Tabell 33: Skjærkapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand

		$V_{Rd,c1}$	$V_{Rd,c2}$	$V_{Rd,cc}$
<i>Lengde.</i>	14:	211,0%	5,2%	27,1%
	15:	Ingen kap.	13,7%	70,6%
<i>Tverr.</i>	16	233,3%	5,6%	29,9%
	17:	218,9%	5,3%	28,1%
	18:	101,5%	1,9%	12,7%
	19:	2196,4%	14,3%	88,9%
	20:	5708,4%	14,0%	74,3%

Det er ingen av punktene i tabell 33 som har tilstrekkelig kapasitet i opprisset tilstand. Det kontrolleres derfor om tverrsnittet risser i de aktuelle områdene.

I henhold til EK2 6.2.2 (2) settes betongens dimensjonerende strekkfasthet til å være til å være $\frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$ [23]. Ettersom det sjekkes for opprissing, benyttes Stadium I - beregninger (se kapittel 12.1.1). Punkt 15, 19 og 20 opptrer i bueinnspenninger. Disse punktene må detaljprosjekteres og det antas at kreftene i disse punktene vil overstige kapasiteten. Det gjennomføres derfor kontroll av de øvrige punktene. For punkt 14 og 16 bestemmes verst opptredende moment med tilhørende aksialkraft for hver av punktene. Punkt 18 kontrolleres med minst gunstige moment og minst gunstige aksialkraft i det aktuelle punktet. Dette er en konservativ beregning, da disse kreftene ikke opptrer i samme lastkombinasjon. Det antas at kontrollen i punkt 18 gjelder for punkt 17 ettersom kapasitet for negativt moment i tverretning er høyere for punkt 17 enn 18.

Kontrollberegninger av riss for punkt 14, 16 og 18 inkluderes ikke i oppgaven, ettersom beregningene er lik de for Stadium I-beregninger i bruksgrensetilstanden. Beregninger finnes i vedlegg I.

Beregningene i vedlegg I viser at tverrsnittet ikke vil få noen strekkspenninger i det hele tatt. Det er derfor tilstrekkelig å kontrollere punkt 14, 16, 17 og 18 som uopprisset. Som det fremkommer av tabell 33 har punktene tilstrekkelig skjærkapasitet i uopprisset tilstand.

11.4 Skjærkraft fra konsentrerte laster

Konsentrerte laster i bruplaten skal kontrolleres mot tverrsnittets skjærkapasitet. Ifølge Eurokode 2 settes følgende krav til skjærspenningskapasitet [23, pkt. 6.4.1]:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (51)$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (52)$$

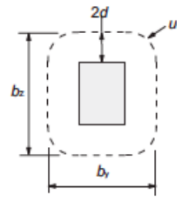
Kravene må oppfylles for at tverrsnittet skal ha tilstrekkelig kapasitet uten skjærarmoring. For sentrisk belastning bestemmes dimensjonerende skjærspenning som følger [23, pkt. 6.4.2]:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d_{eff}} \quad (53)$$

Kritisk kontrollsnitt Det kritiske kontrollsnittet med omkrets u_1 kan antas i en avstand $2d_{eff}$ fra lastflatens ytterkant. Platens effektive tykkelsen d_{eff} kan antas å være konstant, og bestemmes som gjennomsnittet av effektiv tykkelse i de to retningene, d_x og d_y [23, pkt. 6.4.2]. Beregning av d_{eff} er som gitt i ligning 54.

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_x)}{2} \quad (54)$$

Det kritiske kontrollsnittet rundt belastede flater er som vist i figur 96.



Figur 96: Kontrollsnitt av belastede flater [23, Fig. 6.13]

Omkretsen av kontrollsnitt med rektangulære lastflater med sidelengder b_i beregnes etter ligning 55.

$$u_1 = 2(b_1 + b_2 + 8d_{eff}) \quad (55)$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet Den dimensjonerende skjærspenningskapasiteten [MPa] for det kritiske kontrollsnittet beregnes etter ligning 56 og 57.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (56)$$

$$v_{Rdmax} = 0,4 \cdot f_{cd} \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (57)$$

Trykk gir positivt spenningsbidrag til kapasiteten.

11.4.1 Kontroll av skjærkraft fra konsentrerte laster

Trafikkklaster Kontroll av konsentrert skjærkraft er aktuelt for punktlastene i Lastmodell 1 og Lastmodell 2.

Skjærspenningskapasiteten øker med effektiv tverrsnittshøyde, d . Verste plassering av trafikklast er derfor ved lavest mulig d . For dette tilfellet er den verst tenkelige plasseringen av trafikklasten helt i enden av platen, så nærme rekkverket som mulig.

Beregninger av skjærspenningskapasiteten for Lastmodell 1 og 2 gjøres uten tilhørende aksialkraft over kritisk snitt. Dette er konservativt beregning, ettersom tverrsnittet påvirkes av trykkrefter i både x - og y -retning, og trykk gir positivt bidrag til skjærkapasiteten.

Som gitt i Eurokoden for trafikkklaster virker hver av punktlastene i LM1 med en størrelse $P = 150kN$ på en kvadratisk flate med sidebredder $0,5m$ [22, s. 38].

For Lastmodell 2 virker hver punktlast med en størrelse $P = 200kN$ på en flate med sidebredder $x = 0,35m$ og $y = 0,5m$ [22, s. 39].

Ved beregninger brukes effektiv tverrsnittshøyde d i x - og y -retning under lastflatens midtpunktet.

Kabelopplegg Bruplatens kabelopplegg virker som konsentrerte laster på bruplaten. Etter samråd med veileder antas kabelopplegget å ha samme virkning som en kvadratisk søyle av størrelsen $300mm \cdot 300mm$.

Skjærkapasiteten skal for søyler kontrolleres ved søylekant og ved omkretsen u_1 av kritisk kontrollsnitt [23, pkt. 6.4.1]. Beregning av skjærspenningskapasiteten ved kabelopplegg gjøres med tilhørende aksialkraft.

Videre presenteres beregningene for konsentrert last fra kabelopplegg. Beregninger for trafikklastmodellene finnes i vedlegg J. Alle resultater oppsummeres i tabell 34.

Skjærkraft fra konsentrerte laster, kabelopplegg

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Snitt i søylekant

$$d_{xs} := 223 \text{ mm}$$

$$d_{ys} := 396 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_{effs} := \frac{d_{xs} + d_{ys}}{2} = 0.31 \text{ m}$$

Snitt effektiv tverrsnittshøyde

$$b_{wy} := 0.3 \text{ m}$$

$$b_{wx} := 0.3 \text{ m}$$

Lastflate

$$u_{1s} := 2 (b_{wy} + b_{wx}) = 1.2 \text{ m}$$

Omkrets, søylekant

Kritisk snitt, etter EK2 6.4.2

$$d_x := 235 \text{ mm}$$

$$d_y := 273 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 0.254 \text{ m}$$

Snitt effektiv tverrsnittshøyde

$$u_1 := 2 (b_{wy} + b_{wx} + 8 d_{eff}) = 5.264 \text{ m}$$

Omkrets, kritisk snitt

$$A_{cy} := d_y \cdot (b_{wy} + 4 d_{eff}) = 0.359 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tv.sn.høyde

$$A_{cx} := d_x \cdot (b_{wx} + 4 d_{eff}) = 0.309 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tv.sn.høyde

Armeringsmengde i strekksone for kritisk snitt

Lengderetning

$$A_{sly1} := 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{sly} := A_{sly1} \cdot (b_{wy} + 2 d_{eff}) = 0.002 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Tverretning

$$A_{slx1} := 1680 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{slx} := A_{slx1} \cdot (b_{wx} + 2 d_{eff}) = 0.001 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Dimensjonerte skjærkrefter, etter EK2 6.4.3

$$V_{Ed} := 1111 \text{ kN}$$

$$\beta := 1$$

Sentrisk belastning

$$v_{Ed} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 830.9 \text{ kPa}$$

Dimensjonerende skjærspenning, kritisk snitt

$$v_{Eds} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{1s} \cdot d_{effs}} = 2991.4 \text{ kPa}$$

Dimensjonerende skjærspenning, snitt i søylekant

Dimensjonerende krefter

$$N_{Edy} := 3557$$

$$N_{Edx} := 1907.25$$

Aksialkrefter neglisjeres.
Konservativ beregning

$$\sigma_{cy} := \frac{N_{Edy} \cdot \text{kN}}{A_{cy}} = 9.9 \text{ MPa} \quad \sigma_{cx} := \frac{N_{Edx} \cdot \text{kN}}{A_{cx}} = 6.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende aksialspenning
Trykk = positiv

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 8 \text{ MPa}$$

Skjærkapasitet i kritisk snitt, etter EK1 6.4.4

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{eff}}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 1.89$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \min \left(\frac{A_{sly}}{b_{wy} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_{lx} := \min \left(\frac{A_{slx}}{b_{wx} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa}^{\frac{-1}{2}} = 0.67$$

$$v_{Rd.c1} := C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot MPa^{-1} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c2} := v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$v_{Rdc} := \min(v_{Rd.c1}, v_{Rd.c2}) = 1.9 \text{ MPa}$$

Skjærkapasitet ved søylekant, etter EK2 NA 6.4.5

$$v_{Rdmax} := 0.4 \cdot f_{cd} \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot MPa} \right) = 5.8 \text{ MPa}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_1 := \frac{v_{Ed}}{v_{Rdc}} = 44.2\%$$

Kapasitet OK!

$$Kap_2 := \frac{v_{Eds}}{v_{Rdmax}} = 51.3\%$$

Kapasitet OK!

Som det fremkommer i tabell 34 er det ingen av skjærkreftene ved konsentrerte laster som overgår kapasiteten. Kontroll av LM1 og LM2 finnes i vedlegg J.

Tabell 34: Skjærkapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand for konsentrerte laster

	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$
Kabel	44.2%	51.3%
LM1	15.5%	–
LM2	20.3%	–

12 Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstanden

Målet med dimensjonering av spennarmerte betongkonstruksjoner er å sørge for at spennene ikke overgår spenningsbegrensningene, gjennom hele bruas levetid. Dette tilsier at primærdimensjoneringen er i bruksgrensetilstanden [16, s. 329]. Etter Eurokode 2, kapittel 7 [23] skal trykkspenninger, riss og nedbøyningsdeformasjoner begrenses slik at konstruksjonens bestandighet, funksjon eller utseende ikke reduseres.

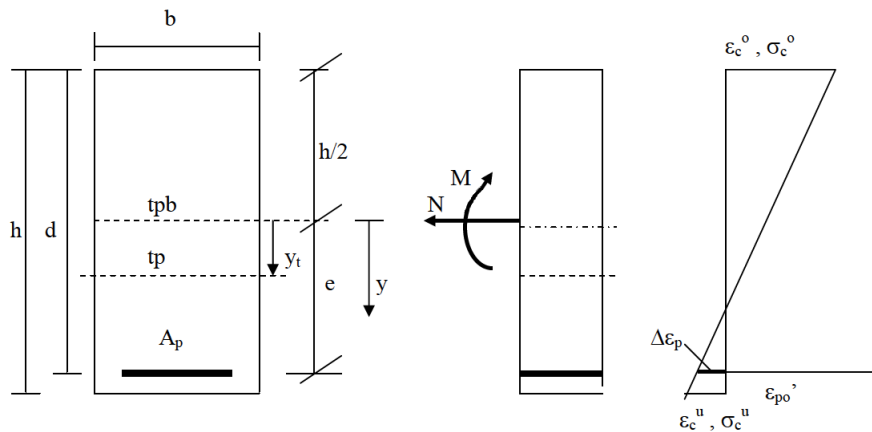
Ifølge Sørensen kan tverrsnittet til etteroppspent betong med injiserte utsparringsrør, beregnes som et vanlig armert tverrsnitt bortsett fra at spennarmeringen er gitt en forhåndstøyning som representeres ved en tøyningdifferanse mellom spennstålet og betongen [31, s. 235].

Det er et mål at tverrsnittet forblir urisset også etter lastpåkjenning. På bakgrunn av dette er det i samråd med veileder bestemt at betongens strekkfasthet settes til $f_{ctk0.05} = 3.0MPa$, tilsvarende den karakteristiske, sentriske strekkfastheten med 5% sannsynlighet for underskridelse [31, s. 8]. Dette er et strengere krav enn $f_{ctm} = 4.2MPa$ og en konservativ tilnærming. Trykkspenningen begrenses til $0.6f_{ck}$ i henhold til EK2, 7.2 (2) [23].

12.1 Stadium I og Stadium II

12.1.1 Stadium I

Forspente bjelker med små strekkspenninger i bruksgrensetilstanden, slik at betongen kan antas urisset, kan beregnes i Stadium I. Ved en slik beregning inkluderes hele tverrsnittet i kapasitetsberegningen, også betongen som ligger i strekksonen.



Figur 97: Beregningsmodell for Stadium I - uopprisset betongtverrsnitt

Ifølge Sørensen [31, s.238] er det armerte tverrsnittet uttrykt som et ekvivalent transformert betongtverrsnitt. Dette gjøres ved å utnytte forskjellen i materialenes elastisitetsmodul:

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (58)$$

hvor

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (59)$$

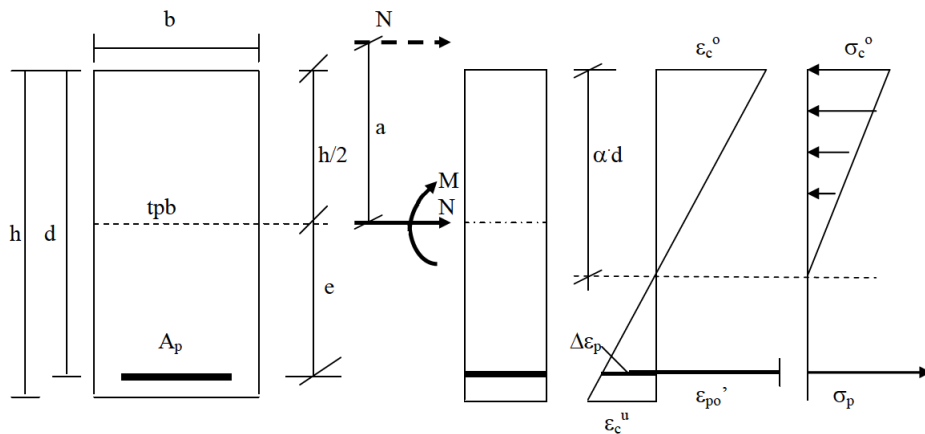
Aksialkraften og momentet angriper i det ekvivalente tverrsnittets nye tyngdepunktsakse som har en eksentrisitet y_t til den rene betongaksen (se figur 97). Med det transformerte arealtreghetsmomentet kan spenningen nå uttrykkes som

$$\sigma_c = -\frac{P_0}{A_t} - \frac{M_t \cdot (y - y_t)}{I_t} \quad (60)$$

Hvis strekkspenningene i tverrsnittet overgår kravet til betongens strekkfasthet $f_{ctk.0.05}$, slik at betongen risser opp, må tverrsnittet beregnes som opprisset tverrsnitt, Stadium II.

12.1.2 Stadium II

Når betongens strekkspenninger overstiger strekkkapasiteten vil betongen risse opp og betong som ligger i strekksonen vil ikke lenger bidra til tverrsnittets bøyestivhet.



Figur 98: Beregningsmodell for Stadium II - opprisset betongtverrsnitt

Ifølge Sørensen [31, s. 252] vil bøyestivheten til et spennarmert tverrsnitt med kombinert aksialkraft og moment, endre seg med størrelsen på momentet. Grunnet kombinert aksial- og momentpåvirkning vil eksentrisiteten $a = \frac{M}{N}$ påvirke nøytralaksen og følgelig arealtreghetsmomentet. Etersom bøyestivheten varierer med momentet, slås lastvirkningene sammen til en kombinasjon av M og N . Det benyttes en midlere E -modul som tar hensyn til både kort- og langtidseffekter.

Det regnes aksial- og momentlikevekt om spennarmeringstygdepunktet. En løsning som ofte benyttes er en grafisk løsning hvor aksiallikevektsligningen,

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha - \eta\rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad (61)$$

og momentlikevektsligningen,

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{2(e+a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha(1-\alpha/3)} \quad (62)$$

plottes mot hverandre. Skjæringspunktet dem imellom gir løsningen for trykksonefaktoren og spenningen. Det er den løsningen som er valgt i denne oppgaven.

Videre følger beregninger av punkt 1 i bruksgrensetilstand fra tabell 29 i kapittel 10). Beregninger av de øvrige punktene som sjekkes finnes i vedlegg K.

Brukgrensetilstand i lengderetning- strekk i underkant

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn. areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.115 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -5459 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFiSTiK)

$$M_f := 514.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFiSTiK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot (y - y_t) = 1.65 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot (-y - y_t) = -21.4 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = 54.9\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 64.9\%$$

Kontroll av trykkspenning

Tabell 35 oppsummerer kapasitetsutnyttelsene for kontroll utført i bruksgrensetilstand. Punktene som er sjekket er punkt 1 til 12 fra tabell29 fra kapittel 10.

I punkt 6 og 7 vil tverrsnittet risse opp, ettersom kapasitetsutnyttelsen ligger mellom 300% og 400%. Som vist i figur 90 (kapittel 10) er punkt 6 og 7 mellom innspenningen av buen og nærmeste kabel. Dette er et kritisk punkt i konstruksjonen som må detaljprosjekteres nærmere. I henhold til tabell 35 vil ikke de øvrige punktene risse opp i bruksgrensetilstanden.

Tabell 35: Oppsummering av kapasitetsutnyttelser i Stadium I - bruksgrensetilstand

	Lengderetning		Tverretning		
	Strek	Trykk	Strek	Trykk	
1	54,9%	64,9%	8	19,0%	25,6%
2	7,9%	61,3%	9	36,3%	26,9%
3	Trykk	41,9%	10	Trykk	21,6%
4	Trykk	43,8%	11	Trykk	15,5%
5	Trykk	40,1%	12	Trykk	22,0%
6	391,7%	73,7%			
7	366,2%	44,0%			

13 Duktilitet

Tilstrekkelig duktilitet for en armert betongkonstruksjon er et basiskrav i vanlige dimensjoneringstilnæringer. Konstruksjonens duktilitet er nødvendig for å varsle om brudd. Det er i tillegg viktig for konstruksjonens robusthet, dens evne til å ta opp uforutsette laster [11, s. 9]. Eurokoden stiller følgende krav til en spennarmert konstruksjons duktilitet [23]:

5.10.1 Spennarmerte konstruksjonsdeler og konstruksjoner - generelt

(5)P Det skal unngås at konstruksjonsdeler får sprø bruddformer som følge av brudd i spennkabler.

Eurokoden presenterer flere metoder for å sikre at sprøbrudd unngås. Her presenteres to av metodene. Metode A presenteres da denne metoden, i kombinasjon med underarmert tverrsnitt, er vanlig praksis i Norge. E er metoden som benyttes i denne oppgaven.

Metode A: Legge inn minimumsarmering i samsvar med EK2 9.2.1

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

En armert betongkonstruksjon er, ifølge FIB bulletin nr 242 [11], avhengig av god plastisk deformasjons-/rotasjonskapasitet for å risse opp og omfordele momenter før bæreevnen overskrides. Hvis et punkt risser opp, synker bøyestivheten og evnen til å ta opp momenter. Hvis punktet når flytegrensen er konstruksjonen avhengig av punktets plastiske rotasjonskapasitet for å kunne omfordele ytterlige momentkrefter ved økt pålastning.

Rapporten i FIB referer til rapporter som viser sammenhengen mellom tverrsnittets maksimale krumning og tverrsnittets plastiske rotasjonskapasitet [11, s. 25]. I denne duktilitetskontrollen sjekkes det for om tverrsnittet har betydelig større krumning ved brudd enn ved opprissing. I samråd med veileder er krav til tilstrekkelig forhold mellom maksimal krumning og krumning ved opprissing satt til $\kappa_{pRd}/\kappa_{cr} \geq 10$.

Kontroll av duktilitet gjøres ved å beregne rissmomentet M_{cr} , bruddmomentet M_{Rd} og et mellompunkt der tverrsnittet har risset opp men ikke gått i brudd. Deretter beregnes tilhørende krumning for å vurdere forholdet mellom rotasjon ved maksimalt moment og rissmoment. Et plott med beregnede verdier for moment med tilhørende krumning gir et bilde av tverrsnittets rissutvikling. Mellompunktet inkluderes for å se om det er en kontinuerlig overgang fra M_{cr} til M_{pRd} . Om så er tilfellet gir det indikasjoner på at det ikke er midlertidige fall i kapasiteten.

Rissmomentet beregnes etter Stadium I - beregninger, midtpunktet etter Stadium II - beregninger og bruddmomentet ved momentlikevekt. Ved beregning av rissmoment er aksialkraften satt til P_{max} . Dette er en konservativ tilnærming og gir et høyere rissmoment og lavere forholdstall.

Duktilitet - lengderetning

Tverrsnittsdata:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Areal, spennarmering per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra betongkant til senter spennarmering

$$n_k := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A := b \cdot h$$

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

Tverrsnittsareal betong og sp.armering

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Eksentrisitet, spennarmering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

Tverrsnittets effektive høyde

Material

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålet kar. 0.1%-grense

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$f_{ctm} := 4.2 \text{ MPa}$$

Midlere sentrisk strekkfast., 28 døgn

$$E_{cm,c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongs midlere E-modul, 28 døgn

$$\varepsilon_{cs} := 2.579 \cdot 10^{-4}$$

Fri svinntøyning

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall for 100 år

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennstålets E-modul

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$E_{cm} := \frac{E_{cm,c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

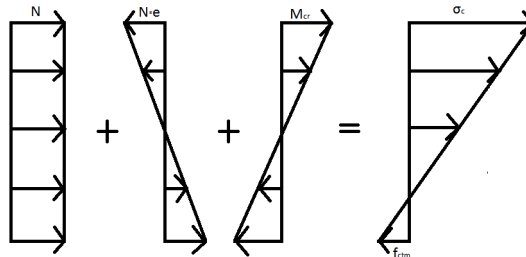
$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall E-moduler

EK2 5.10.2.1 Største tillatte spenning i spennarmering

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := A_{p1} \cdot \sigma_{pmax} = 3837.6 \text{ kN}$$



Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen etter langtidstap

$$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$$

(per kabel)

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las} \cdot n_k}{A_{p1}} = 1342.8 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$red := 12.6\%$$

Reduksjon krep, svinn og relaks

$$\Delta \varepsilon_{tap} := red \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$$

Tøyningstap

$$\varepsilon'_{p0} := \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.006$$

Effektiv tøyingsdifferanse

Momentkapasitet og rissmoment

$$\alpha := \frac{f_{p0.1k} \cdot A_{p1}}{0.8 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d_1} = 0.263$$

Trykksonehøyde

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_1$$

Momentarm

$$M_{pRd} := f_{p0.1k} \cdot A_{p1} \cdot z = 1408.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$N_{pEd} := P_{max} = 3837.6 \text{ kN}$$

Aksialkraft. P_{max} er konservativt

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Annet arealmoment

$$\sigma_{uk} := -\frac{N_{pEd}}{A} - \frac{f_{p0.1k} \cdot (A_{p1} \cdot e_1 - A_{p2} \cdot e_2)}{I} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = f_{ctm}$$

Spenning, underkant

$$M_{cr} := \left(f_{ctm} + \frac{N_{pEd}}{A} \right) \cdot \frac{2 \cdot I}{h} + f_{p0.1k} \cdot (A_{p1} \cdot e_1 - A_{p2} \cdot e_2)$$

$$M_{cr} = 494.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment

$$Utn := \frac{M_{cr}}{M_{pRd}} = 35.1\%$$

Prosentvis utnyttelse ved opprissing

Krumning ved opprissing

$$\sigma_{uk.cr} := -\frac{N_{pEd}}{A} - \frac{f_{p0.1k} \cdot (A_{p1} \cdot e_1 - A_{p2} \cdot e_2)}{I} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = 4.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok.cr} := -\frac{N_{pEd}}{A} + \frac{f_{p0.1k} \cdot (A_{p1} \cdot e_1 - A_{p2} \cdot e_2)}{I} \cdot \frac{h}{2} - \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = -19.6 \text{ MPa}$$

$$\kappa_{cr} := \frac{|\sigma_{ok.cr}| + |\sigma_{uk.cr}|}{E_{cm} \cdot h} = 0.003 \frac{1}{m}$$

Krumning

Krumning ved brudd

$$\kappa_{pRd} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d_1} = 0.032 \frac{1}{m}$$

Krumning

Krumning av midtliggende punkt - funnet ved Stadiuim II, opprisset betong

$$M_{stII} := \frac{M_{pRd} + M_{cr}}{2} = 951.5 \text{ kN} \cdot m$$

Velger moment mellom de to

$$N_{stII} := N_{pEd} = 3837.6 \text{ kN}$$

Samme aksialkraft

$$\eta = 11.007$$

$$\rho := \frac{A_{p1}}{b \cdot d_1} = 0.007$$

$$a := \frac{M_{stII}}{|N_{stII}|} = 247.9 \text{ mm}$$

Eksentrisitet til ekvivalent aksialkraft

$$\alpha := 0.5, 0.55 \dots 0.75$$

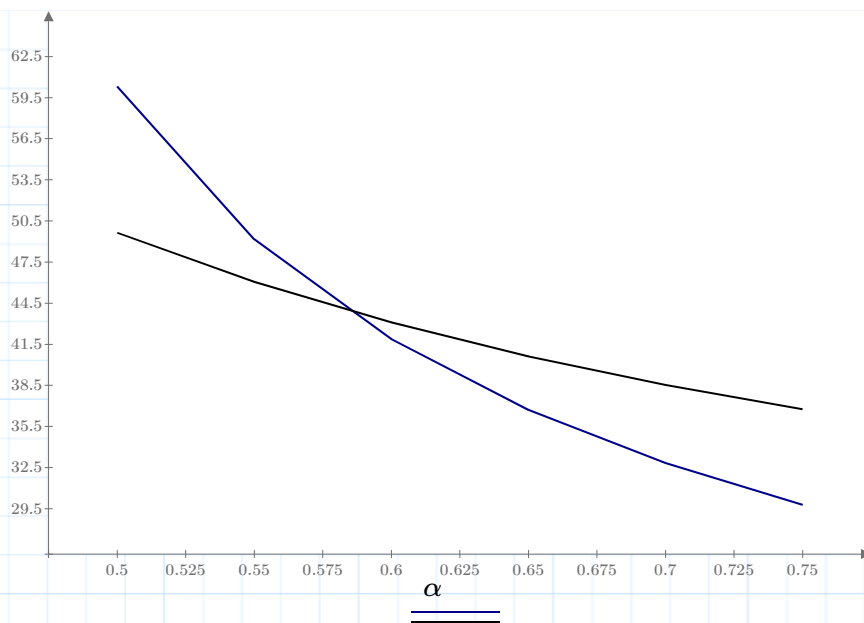
Trykksonefaktor

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}}$$

Aksiallikevektsgning

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{2 \cdot (e_1 + a)}{d_1} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Momentlikevektsgning



$$\alpha := 0.585$$

Trykksonefaktor

$$\sigma_c := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}} = 43.79 \text{ MPa}$$

Betongens trykkspenning

$$\varepsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 0.002$$

Betongtøyning i overkant

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_c \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = 0.002$$

Tøyning ved spennarmering

$$\Delta\sigma_p := (\Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{cs}) \cdot E_p = 291.7 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i sp.armering.
 ε_{cs} er reduksjon fra fritt svinn

$$\varepsilon_{re} := 4.3\%$$

Tap fra relaksasjon

$$\sigma_p := \sigma_{p,opp} \cdot (1 - \varepsilon_{re}) + \Delta\sigma_p = 1576.7 \text{ MPa}$$

Spenning i spennarmering

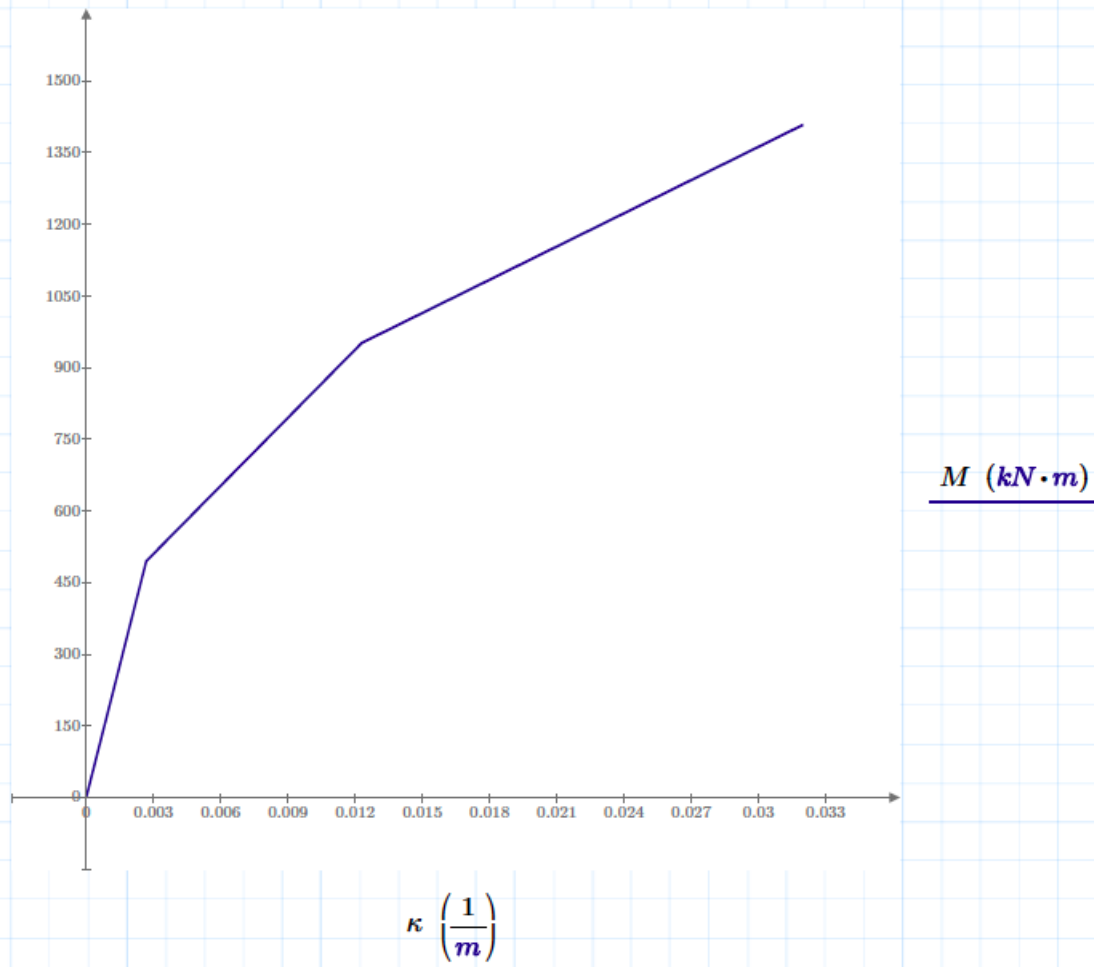
$$\varepsilon_p := \frac{\sigma_p}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.00207$$

$$\kappa_{stII} := \frac{\frac{|\sigma_c|}{E_{cm}} + \varepsilon_p}{d_1} = 0.012 \frac{1}{m}$$

$$\kappa := \begin{bmatrix} 0 \\ \kappa_{cr} \\ \kappa_{stII} \\ \kappa_{pRd} \end{bmatrix}$$

$$M := \begin{bmatrix} 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{cr} \\ M_{stII} \\ M_{pRd} \end{bmatrix}$$

$$Sjekk := \frac{\kappa_{pRd}}{\kappa_{cr}} = 11.93$$

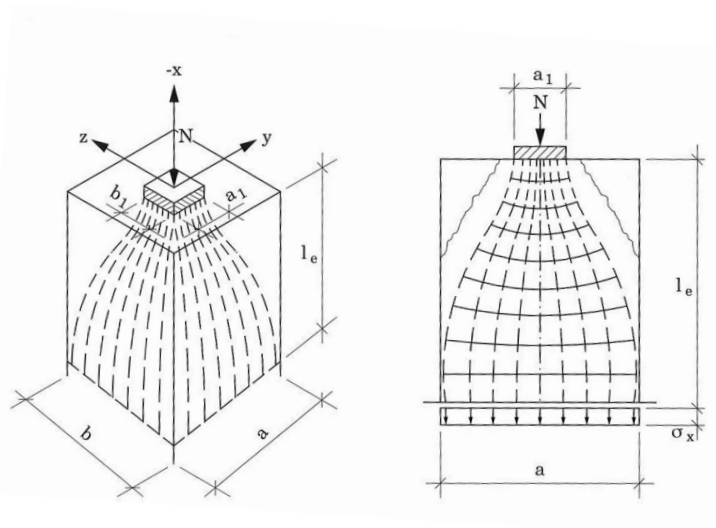


Figur 99: Graf som viser tverrsnittets krumning ved økende moment.

Krumningsforholdet mellom brudd og opprissing er på 11.93. Dette er over kravet satt i samråd med veileder, og tilsier at tverrsnittet har tilstrekkelig duktilitet. Det anbefales et mer omfattende litteraturstudium for å finne et bedre og mer holdbart forholdstall. Duktilitetsberegningene for tverretning er ikke presentert i denne oppgaven, men finnes i vedlegg L. Krumningsforholdet mellom brudd og opprissing er på 23.98, som er dobbelt så mye som i lengderetning.

14 Konsentrerte laster bak forankring

Ved oppspenning påføres betongen konsentrerte trykkspenninger. Når betong påføres konsentrerte laster oppstår spaltekrefter i tverretningen, som vist i figur 100. Dette kan medføre opprissing hvis spaltekreftene overgår strekkfastheten. For å ta opp spaltekreftene benyttes slakkarmering. For å ivareta bestandigheten til brua, oppfordres det til å bruke rustfri armering. Det er dyrere enn vanlig armeringsstål, men en nødvendighet om bestandigheten skal ivaretas.



Figur 100: Fordeling av krefter ved konsentrert last [1, s. 19]

I henhold til Eurokode [23, Pkt. 6.7] skal det tas hensyn til lokal knusing av partielt belastede flater. Kapasiteten kan bestemmes av uttrykket:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (63)$$

der

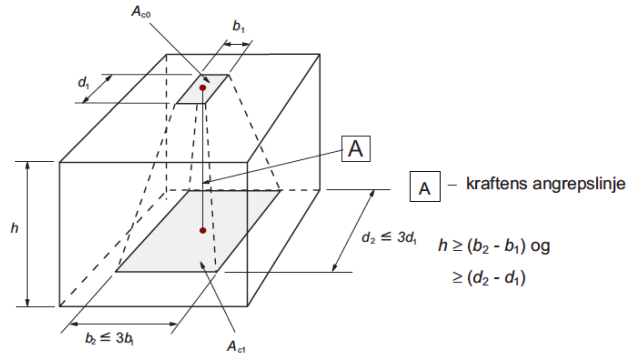
A_{c0} er belastningsflaten

A_{c1} er største beregningsmessige fordelingsflate

(som illustrert i figur 101)

Det skal også tas hensyn til strekkrefter i tverretning (spaltekrefter) som kan beregnes etter ligning 64 [23, Pkt. 6.5.3(3)a)].

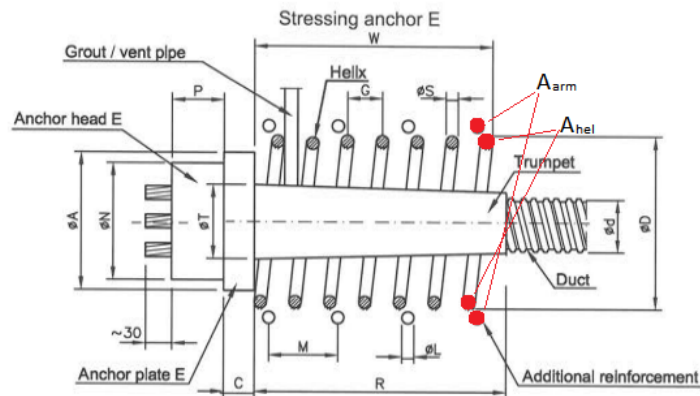
$$T = \frac{1}{4} \cdot \frac{A_{c1} - A_{c0}}{A_{c1}} \cdot F \quad (64)$$



Figur 101: Beregningsmessig lastutbredelse ved partielt belastede flater [23, s. 109]

Forankringsdimensjoner og øvrig data er hentet fra tabell 7 i kapittel 4.5, med unntak av senteravstanden som ikke settes til minimum senteravstand, men til den faktiske avstanden bestemt i kapittel 4.8.3.

Figur 102 illustrerer forankringen med helix og tilleggsarmering. DYWIDAG presenterer føringer på armering for spaltekrefter med både helix og tilleggsarmering (markert med rødt i figur 102). Beregningene som følger er for å sjekke om DYWIDAGS anbefalinger er tilstrekkelige for denne brua, eller om det er nødvendig med mer armering.



Figur 102: Forankring illustrert med helix og tilleggsarmering

Tabell 36: Dimensjoner for beregning av krefter bak forankring

	Lengderetning	Tverretning
Diameter:	$\phi A = 265mm$	$= 205mm$
Overdekning:	$r = 250mm$	$= 215mm$
Senteravstand:	$a = 350mm$	$= 625mm$

Spaltekrefter

$$d_{kant} := 250 \text{ mm}$$

$$d_{kant.tv} := 215 \text{ mm}$$

Overdekning

$$d_{anker} := 85 \text{ mm}$$

$$d_{anker.tv} := 420 \text{ mm}$$

Avstand mellom kantene til forankringsplatene. $a_{tv} = 625$

$$a_1 := 265 \text{ mm}$$

$$a_{1.tv} := 205 \text{ mm}$$

Diameter til forankringsplaten. Tilsvarende ϕA

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Slakkarmeringens karakteristiske strekkfasthet

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens karakteristiske trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets karakteristiske strekkfasthet/ 0.1%-grense

$$A_{pl} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{ptv} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15}$$

Slakkarmeringens dimensjonerende strekkfasthet

$$\phi S := 14 \text{ mm}$$

Diameter helix. Lik i lengde- og tverretning

$$\phi L := 16 \text{ mm}$$

$$\phi L_{tv} := 14 \text{ mm}$$

Diameter tilleggsarmering

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = (1.476 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$P_{max.l} := A_{pl} \cdot \sigma_{pmax} = 2656.8 \text{ kN}$$

$$P_{max.tv} := A_{ptv} \cdot \sigma_{pmax} = 1549.8 \text{ kN}$$

Fordelingsflate

Betongelementbok B 17.4.3 Kontroll av lokale spenninger

$$d := \min\left(a_1, d_{kant}, \frac{d_{anker}}{2}\right) = 42.5 \text{ mm}$$

$$d_{tv} := \min\left(a_{1.tv}, d_{kant.tv}, \frac{d_{anker.tv}}{2}\right) = 205 \text{ mm}$$

$$a_2 := 2 \cdot d + a_1 = 350 \text{ mm}$$

$$a_{2.tv} := 2 \cdot d_{tv} + a_{1.tv} = 615 \text{ mm}$$

Strekkrefter for områder med delvis diskontinuitet, samt nødvendig armering

EK2 6.5.3 Strekkstaver

$$T_l := \frac{P_{max.l}}{4} \cdot \frac{a_2 - a_1}{a_2} = 161.3 \text{ kN}$$

$$T_{tv} := \frac{P_{max.tv}}{4} \cdot \frac{a_{2.tv} - a_{1.tv}}{a_{2.tv}} = 258.3 \text{ kN}$$

$$A_{s.l} := \frac{T_l}{f_{yd}} = 371 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tv} := \frac{T_{tv}}{f_{yd}} = 594.1 \text{ mm}^2$$

Armering fra helix og tilleggsarmering, gitt av DYWIDAG

$$A_{hel} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset S}{2}\right)^2 = 307.9 \text{ mm}^2 \quad A_{hel.tv} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset S}{2}\right)^2 = 307.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{arm} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset L}{2}\right)^2 = 402.1 \text{ mm}^2 \quad A_{arm.tv} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset L_{tv}}{2}\right)^2 = 307.9 \text{ mm}^2$$

$$Kap.utn_l := \frac{A_{s.l}}{A_{hel} + A_{arm}} = 52.3\% \quad Kap.utn_{tv} := \frac{A_{s.tv}}{A_{hel.tv} + A_{arm.tv}} = 96.5\%$$

Kapasiteten er god nok

Sjekk for lokal knusing

EK2 6.7 Partielt belastede flater

$$A_{c0} := \pi \cdot \left(\frac{a_1}{2}\right)^2 = 55154.6 \text{ mm}^2 \quad A_{c0.tv} := \pi \cdot \left(\frac{a_{1.tv}}{2}\right)^2 = 33006.4 \text{ mm}^2 \quad \text{Belastningsflate}$$

$$A_{c1} := \pi \cdot \left(\frac{a_2}{2}\right)^2 = 96211.3 \text{ mm}^2 \quad A_{c1.tv} := \pi \cdot \left(\frac{a_{2.tv}}{2}\right)^2 = 297057.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Fordelingsflate}$$

$$F_{Rdu} := \min\left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}\right) = 2270.4 \text{ kN} \quad \text{Trykkapasiteten, lengde}$$

$$F_{Rdu.tv} := \min\left(A_{c0.tv} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1.tv}}{A_{c0.tv}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0.tv}\right) = 3086.1 \text{ kN} \quad \text{Trykkapasiteten, tverr}$$

$$Kap.utn_l := \frac{P_{max.l}}{F_{Rdu}} = 117\% \quad Kap.utn_{tv} := \frac{P_{max.tv}}{F_{Rdu.tv}} = 50.2\%$$

Det må trykkarmeres i lengderetning. Ikke behov i tverretning.

Forslag til trykkarmering

$$A_s := \frac{P_{max.l} - F_{Rdu}}{f_{yd}} = 888.8 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig armeringsmengde}$$

$$\frac{A_s}{4} = 222.2 \text{ mm}^2$$

Velger 4 armeringsstenger à $\phi 24$ som gir:

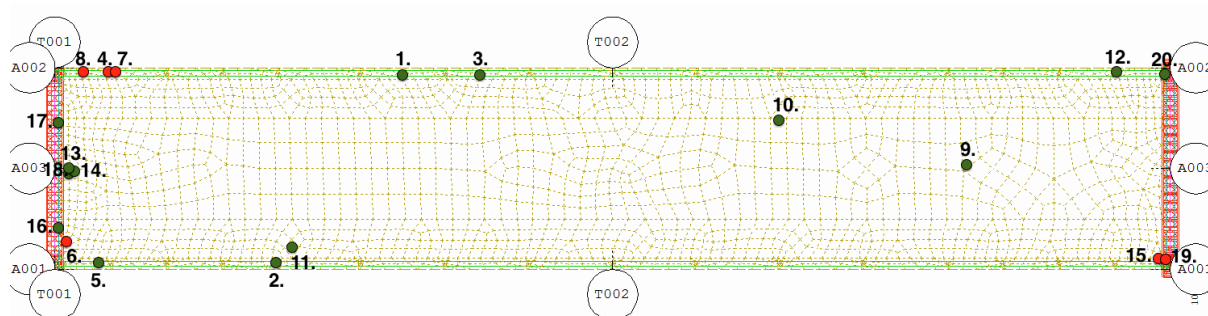
$$\phi 20 := 10^2 \cdot \pi \cdot \text{mm}^2 = 314.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig armeringsmengde fordelt på fire stenger}$$

$$h_c := \frac{a_2 - a_1}{2} = 42.5 \text{ mm} \quad h := 2 \cdot h_c = 85 \text{ mm} \quad h \text{ er min. armeringslengde}$$

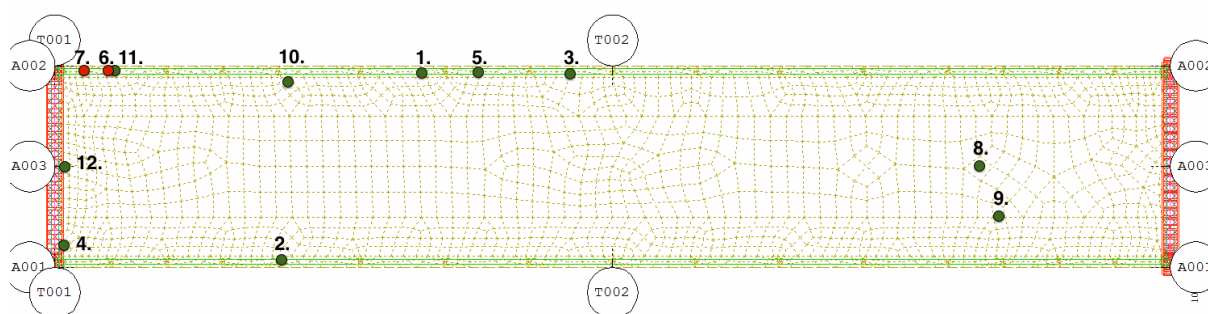
Det er en tydelig kapasitetsoverskridelse for trykkraften i lengderetning, med en kapasitetsutnyttelse på 117%. Forankringene i lengderetning er plassert mye tettere enn de er i tverretning, noe som fører til en mindre beregningsmessig fordelingsflate [23, Pkt. 6.7(3)]. Dette fører til både mindre spaltekrefter og til mindre trykkarmering. Det er derfor nødvendig med trykkarmering, som vist i beregningene.

15 Resultater og diskusjon

Resultater Figur 103 og 104 viser bruflaten med punktene som er kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstanden. De punktene der opptredende krefter overstiger kapasiteten er markert med rødt, mens de punktene som ikke overstiger kapasiteten er markert med grønt.



Figur 103: Kontrollerte punkter i bruddgrensetilstand



Figur 104: Kontrollerte punkter i bruksgrensetilstand

Beregningene viser at kreftene som overstiger kapasiteten er funnet i bueinnspenningene, samt i området rundt den første kabelen (eksempelvis punkt 8, 4 og 7 i figur 103, samt 7 og 6 i figur 104).

Det kommer også frem at de øvrige kreftene i platen ikke overskrider kapasiteten, hverken i bruks- eller bruddgrensetilstand. I tabell 37 er de høyeste kapasitetsutnyttelsene oppsummert for de punktene som ikke overskrider kapasiteten. Den høyeste kapasitetsutnyttelsen finnes i bruksgrensetilstand og gjelder trykkapasitet. Ellers ligger de høyeste kapasitetsutnyttelsene på rundt 50%, noe som er lavt.

Tabell 37: De høyeste kapasitetsutnyttelsene med unntak av overskridelser

	Maksimal utnyttelse	Punkt
Moment, tverretning	56,3%	Pkt. 10
Skjær	29,9%	Pkt. 16
Skjær, konsentrert last	51,3%	Kabel
Brukgrensetilstand	64,9% (trykk)	Pkt. 1

Momentkapasitet i lengderetning er ikke inkludert i tabellen, ettersom det ble beregnet ved MN-diagram, som ikke viser prosentvis utnyttelse. Foruten punktene rundt bueinnspenning og første kabel, var alle innenfor kapasitetsgrensen.

I kapittel 13 ble det vist at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet slik at tverrsnittet risser opp og momenter omfordes før bæreevnen overskrides. Bevis av tilstrekkelig duktilitet i konstruksjonen er avgjørende for at bruplaten kan dimensjoneres uten minimumsarmering i henhold til Eurokode 2 [23]. Duktilitetskravet på $\kappa_{pRd}/\kappa_{cr} \geq 10$ ble satt i samråd med veileder. Det er behov for et større litteraturstudium knyttet til bestemmelse av forholdstallet. Resultatet i denne oppgaven er allikevel en god indikasjon på at tverrsnittet har tilstrekkelig duktilitet i både lengde- og tverretning.

Ved beregning av spaltekrefter bak spennarmeringens forankring ble det funnet at produsentens anbefalte mengde slakkarmering var tilstrekkelig. Beregninger viste derimot at det var behov for ytterligere trykkarmering i lengderetning, da trykkreftene oversteg betongens trykkapasitet.

Diskusjon For at konseptet skal fungere med valgt design er det viktig å ivareta målet om korrosjonsbestandige løsninger. Bueinnspenningen kan detaljprosjekteres med rustfri slakkarmering, da det uansett vil bli benyttet rustfri slakkarmering i spennarmeringens forankringspunkter. Rustfri armering er dyrere enn vanlig slakkarmering, men en nødvendighet for å ivareta bestandigheten til brua.

Bakgrunnen for valg av design er grunnforholdene i Sifjorden. Hvis fundamentene tar opp horisontale krefter, vil det åpne for flere designmuligheter. Ved å føre buene ned i fundamenter og dermed unngå behovet for strekkbånd, vil ikke betongplaten få de innspenningskreftene som nå er en utfordring. Et aktuelt design er bru med mellomliggende bue. Dette designet unngår bueinnspenning og ivaretar fri farled under bruas midtpunkt.

Figur 9 i kapittel 4.2.1 sammenligner bruplatens deformasjon med og uten deformasjon av buen. Det observeres en tydelig deformasjonsendring i bruplaten og spesielt i nærheten av buens innspenning. I kapittel 2.6 omtales blant annet nettverksbuen. Ved å benytte et slikt bæresystem får man en jevnere fordeling av krefter, og betydelig lavere momentkrefter i både bue og plate. En slik løsning vil føre til en mindre konsentrasjon av krefter i den første kabelen.

16 Konklusjon

Konseptet er gjennomførbart og spesielt egnet for værutsatte områder som Sifjorden, der bruplaten er mer korrosjonsutsatt. I tillegg til at bruplaten er fri for korrosjonsutsatte metaller, viser beregninger i bruksgrensetilstand at tverrsnittet ikke risser ved lastpåkjenning. Utover å være en positiv effekt for konstruksjonens bestandighet, er dette med på å bevare bruas utseende gjennom bruas levetid.

Det er grunnforholdene og løsningen med peler og fyllingsfundamenter som er utfordringen i Sifjordenprosjektet. Det konkluderes dermed med at for Sifjorden er konseptet gjennomførbart gitt at det gjennomføres en detaljprosjektering hvor en eventuell slakkarmering er rustfri. I tillegg bør det gjennomføres et utvidet litteraturstudium om duktilitet for å komme frem til et bedre forholdstall.

Egg-Graben-Brücke viste at konseptet fungerte for ei sprengverksbru. I denne oppgaven har det blitt vist at buebru er et mulig bæresystem for en bruplate uten slakkarmering. Ettersom brukonseptet ikke fungerer for store enkeltspenn, åpner buebruene med sine korte enkeltspenn for nye muligheter hva gjelder økt total spennvidde og grunnforhold.

Konseptet er gjennomførbart og har potensial for å redusere totalt vedlikeholdsbehov og vedlikeholdsetterlep i det norske vegnettet, ettersom den langsiktige effekten til konseptet er det reduserte vedlikeholdsbehovet.

17 Videre arbeid

En bæreløsning som kan være godt egnet for dette konseptet er mellomliggende bue med skråstilte kabler. Den mellomliggende buen fører horisontalkreftene ned i fundamenter. Bruplaten fungerer ikke som et strekkbånd og man unngår innspenningspunktet som er denne oppgavens største utfordring. De skråstilte kablene vil føre til en jevnere fordeling av krefter og mindre momenter i både bue og bruplate. På den måten er det mulig å redusere kreftene som opptrer i den første kabelen.

Det anbefales å gjennomføre et mer omfattende litteraturstudium om duktilitet og omfordeling av momenter. Metode E i Eurokoden [23, Pkt. 5.10.1(6)] tillater som nevnt i kapittel 13, at forhindringen av sprøbrudd kan påvises ved å bevise tilstrekkelig duktilitet og omfordeling av momenter. I denne oppgaven har det blitt fokusert på duktilitet, og duktilitetskravet $\kappa_{pRd}/\kappa_{cr} \geq 10$ er satt i samråd med veileder. Det anbefales å finne et bedre forholdstall.

Det kan gjennomføres en kartlegging av den økonomiske gevinsten på lang sikt. Et mindre vedlikeholdsbehov sparer penger, men det interessante er å se om den gevinsten overgår den økte utgiften knyttet til prosjektering, materialer og utførelse av ei bru uten slakkarmering.

Referanser

- [1] *Betongelementboken 2012, bind B. Avstivning og kraftoverføring*. Betongelementfor-
eningen, 2012.
- [2] SOFiSTiK AG. *ASE General Static Analysis of Finite Element Structures, SOFiS-
TiK Manual, Version 2014.3*. 2013.
- [3] SOFiSTiK AG. *MAXIMA Superposition, SOFiSTiK Manual, Version 2014.3*. 2013.
- [4] SOFiSTiK AG. *SOFiLOAD Loadgenerator for Finite Elements and Frameworks,
SOFiSTiK Manual, Version 2014.3*. 2013.
- [5] SOFiSTiK AG. *SOFiSTiK Basics, SOFiSTiK Manual, Version 2014.3*. 2013.
- [6] SOFiSTiK AG. *TENDON Geometry of Prestressing Tendons, SOFiSTiK Manual,
Version 2014.3*. 2013.
- [7] H. Brå. *Fremtidens bruer [Power point]*. 2013.
- [8] J.A. Calgaro, M. Tschumi, N. Shetty, and H. Gulvanessian. *Designers Guide to
Eurocode 1: Actions on Bridges*. ICE Publishing, 2007.
- [9] S. Fergestad and H. Johansen. *4 - Bruplanlegging*. Aas-Jacobsen AS og Vegdirekto-
ratet.
- [10] G.K. Glass and N.R. Buenfeld. The presentation of the chloride threshold level for
corrosion of steel in concrete. *CORROSION SCIENCE*, pages 1001–1013, 1997.
- [11] FIB (Fédération internationale du béton). *Ductility of Reinforced Concrete Structu-
res - Part 1, CEB Bulletin No. 242*, 1998.
- [12] Kartverket. *Se havnivå vannstands nivå sifjorden, torsken (troms)*, 2014.
- [13] J. Kollegger. *Aktuelle Entwicklung für Betonbrücken an der TU Wien[Power Point]*.
2014.
- [14] P.K. Larsen. *Konstruksjonsteknikk, Laster og bæresystemer, 2. utgave*. tapir, akade-
misk forlag, 2008.
- [15] R.M. Larssen and S.E. Jacobsen. *Brandangersundet Bridge - A slender and light
network arch*, 2011.
- [16] B. Mosley, J. Bungey, and R. Hulse. *Reinforced concrete design to Eurocode 2*.
Palgrave, 2007.
- [17] Standard Norge. *Betong - Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar*. NS-EN
206-1.
- [18] Standard Norge. *Endringsblad A1, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av kon-
struksjoner*. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010.
- [19] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster -
Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.

- [20] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-4: Allmenne laster - vindlaster*. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
- [21] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-5: Almenne laster - termiske påvirkninger*. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
- [22] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 2: Trafikklast på bruer*. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- [23] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [24] Standard Norge. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008.
- [25] Standard Norge. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+NA:2008.
- [26] Missouri University of Science and Technology. *Maximum Stresses in Beams*.
- [27] E. Sellevold. *Frostbestandighet av betong*. Forelesningsnotater, 1996.
- [28] J. Skoglund. *Vil hindre kostbare betongskader*. November 2013.
- [29] E.K. Sund. *Hva vil det koste å fjerne forfallet på fylkesvegnettet? Resultat av kartlegging*. Statens vegvesens rapporter, Nr. 183. 2013.
- [30] Dywidag systems International. *European Technical Approval Post-Tensioning Systems*. Juni 2013.
- [31] S.I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Tapir Akademiske Forlag, Trondheim, 2010.
- [32] L. Tang, L.O. Nilsson, and M. Basheer. *Resistance of concrete to chloride ingress. Testing and modelling*. Spon Press, 2012.
- [33] N. Thaulow, R. J. Lee, K. Wagner, and S. Sahu. Effect of calcium hydroxide content on the form, extent, and significance of carbonation. *Materials Science of Concrete Special*, pages 191–202, 2001.
- [34] Nasjonal TransportPlan. *Vedlegg 6 - oppdatering av vedlikeholdsetterslepet for riks- og fylkesveger*.
- [35] Nasjonal TransportPlan. *Hva er Nasjonalt TransportPlan?* Februar 2014.
- [36] M.S. Troitsky. *Planning And Design Of Bridges*. John Wiley & Sons inc, 1994.
- [37] Statens vegvesen. *Bruprosjektering Eurokodeutgave, normal Håndbok N400*. 2014.
- [38] Statens vegvesen. *Bruprosjektering Eurokodeutgave, veiledning Håndbok V499*. 2014.
- [39] Statens vegvesen. *Planprogram-detaljregulering for fv. 243 Skredsikring Sifjordbotn-Røyernesbukta*. November 2014.
- [40] B. Vik. *20 - Buebruer*. Norconsult AS.
- [41] VSL. *Grouting of post-tensioning tendons*. Januar 2002.

A Beregning av parabel for spennarmeringskurvatur

Parabel, lengderetning, forskyvning x-retning

$$x = ay^2 + by + c \quad x=0 \text{ og } y=0 \rightarrow c=0$$

$$\frac{dx}{dy} = 2ay + b$$

$$\text{For } y=2000 \quad \frac{dx}{dy} = 0$$

$$2a \cdot 2000 + b = 0 \rightarrow a = \frac{-b}{4000}$$

$$\text{For } y=2000 \text{ mm } \quad x=175 \text{ mm}$$

$$\frac{-b}{4000} \cdot 2000^2 + b \cdot 2000 = 175$$

$$b(2000 - \frac{2000^2}{4000}) = 175$$

$$\text{h.v. } 175 \rightarrow a = -0,175 = -4,375 \cdot 10^{-5}$$

Parabel starter ved 250

$$\underline{x = -4,375 \cdot 10^{-5} y^2 + 0,175 y + 250}$$

Parabel, tverretning, forskyvning z-retning

$$z = ax^2 + bx + c \quad x=0, c=z=75 \text{ mm}$$

$$x=4500 \rightarrow z=0$$

$$a \cdot 4500^2 + b \cdot 4500 + 75 = 0$$

$$a = \frac{-75 - 4500b}{4500^2}$$

$$\frac{dz}{dx} = 2ax + b \quad x=4500 \cdot \frac{dz}{dx} = 0$$

$$2ax + b = 2 \left(\frac{-75 - 4500b}{4500^2} \right) 4500 + b = 0$$

$$-0,083 - 2b + b = 0$$

$$b = -0,083 \rightarrow a = 3,6296 \cdot 10^{-6}$$

$$\underline{z = 3,6296 \cdot 10^{-6} x^2 - 0,083x + 75 + 210}$$

Parabel ligger 210 mm over underkant

Parabel, lengderetning, forskyvning x-retning

$$x = ay^2 + by + c \quad x=0, y=0 \rightarrow c=0$$

$$\frac{dx}{dy} = 2ay + b$$

$$\text{For } y=2000 \quad \frac{dx}{dy} = 0$$

$$2a \cdot 2000 + b = 0 \quad a = \frac{-b}{4000}$$

$$\text{For } y=2000 \text{ mm} \quad x=186 \text{ mm}$$

$$\frac{-b}{4000} \cdot 2000^2 + b \cdot 2000 = 186$$

$$b \left(2000 - \frac{2000^2}{4000} \right) = 186$$

$$b = 0,186 \rightarrow a = \frac{-0,186}{4000} = -4,65 \cdot 10^{-5}$$

$$\underline{\underline{x = -4,65 \cdot 10^{-5} y^2 + 0,186 y}}$$

Parabel, lengderetning, forskyvning z-retning

$$z = ay^2 + by + c$$

$$\text{For } y=0, z=0 \rightarrow c=0$$

$$\frac{dz}{dy} = 2ay + b$$

$$\text{For } y=2000 \text{ mm}, \frac{dz}{dy} = 0$$

$$2a \cdot 2000 + b = 0 \rightarrow a = \frac{-b}{4000}$$

$$\frac{-b}{4000} y^2 + by = z$$

$$\text{For } y=2000, z=119$$

$$\frac{-b}{4000} \cdot 2000^2 + b \cdot 2000 = 119$$

$$b \left(2000 - \frac{2000^2}{4000} \right) = 119$$

$$b = 0,119 \rightarrow a = \frac{-0,119}{4000} = -2,975 \cdot 10^{-5}$$

Parabel starter ved 250 mm høyde

$$\underline{\underline{z = -2,975 \cdot 10^{-5} y^2 + 0,119 y + 250}}$$

Parabel, lengderetning, forskyvning x-retning

$$x = ay^2 + by + c \quad x=0, y=0 \rightarrow c=0$$

$$\frac{dx}{dy} = 2ay + b$$

$$\text{For } y=2000 \quad \frac{dx}{dy} = 0$$

$$2a \cdot 2000 + b = 0 \quad a = \frac{-b}{4000}$$

$$\text{For } y=2000 \text{ mm} \quad x=186 \text{ mm}$$

$$\frac{-b}{4000} \cdot 2000^2 + b \cdot 2000 = 186$$

$$b \left(2000 - \frac{2000^2}{4000} \right) = 186$$

$$b = 0,186 \rightarrow a = \frac{-0,186}{4000} = -4,65 \cdot 10^{-5}$$

$$\underline{\underline{x = -4,65 \cdot 10^{-5} y^2 + 0,186 y}}$$

Parabel, lengderetning, forskyvning z-retning

$$z = ay^2 + by + c$$

$$\text{For } y=0, z=0 \rightarrow c=0$$

$$\frac{dz}{dy} = 2ay + b$$

$$\text{For } y=2000 \text{ mm} \quad \frac{dz}{dy} = 0$$

$$2a \cdot 2000 + b = 0 \rightarrow a = \frac{-b}{4000}$$

$$\frac{-b}{4000} y^2 + by = z$$

$$\text{For } y=2000, z=119$$

$$\frac{-b}{4000} \cdot 2000^2 + b \cdot 2000 = 119$$

$$b \left(2000 - \frac{2000^2}{4000} \right) = 119$$

$$b = 0,119 \rightarrow a = \frac{-0,119}{4000} = -2,975 \cdot 10^{-5}$$

Parabel starter ved 250 mm høyde

$$\underline{\underline{z = -2,975 \cdot 10^{-5} y^2 + 0,119 y + 250}}$$

B Oversikt over lasttilfeller i SOFiSTiK

fritt opplagt

Actions

type	part	sup	Title	y-u	y-f	y-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	ψ-1'
G_1	G	perm	dead load g1	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			1 Egenvekt, bruplate							
G_2	G	perm	dead load g2	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			20 Rekkverk							
P	P	perm	prestressing	1.10	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			18 Spennarm. lengderetning							
			19 Spennarm. tverretning							
			800 sum_PY= 0.00 kN							
			801 sum_PX= -0.00 kN							
B	Q	excl	construction stage loading	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
GR	Q	exex	live loading	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.00
			101 MAX-m-xx gr1a - LM1 right							
			102 MIN-m-xx gr1a - LM1 right							
			103 MAX-m-yy gr1a - LM1 right							
			104 MIN-m-yy gr1a - LM1 right							
			107 MAX-v-x gr1a - LM1 right							
			108 MIN-v-x gr1a - LM1 right							
			109 MAX-v-y gr1a - LM1 right							
			110 MIN-v-y gr1a - LM1 right							
			111 MAX-n-xx gr1a - LM1 right							
			112 MIN-n-xx gr1a - LM1 right							
			113 MAX-n-yy gr1a - LM1 right							
			114 MIN-n-yy gr1a - LM1 right							
			115 MAX-N gr1a - LM1 right							
			116 MIN-N gr1a - LM1 right							
			117 MAX-N gr1a - LM1 right							
			118 MIN-N gr1a - LM1 right							
			201 MAX-m-xx gr1a - LM1 left							
			202 MIN-m-xx gr1a - LM1 left							
			203 MAX-m-yy gr1a - LM1 left							
			204 MIN-m-yy gr1a - LM1 left							
			207 MAX-v-x gr1a - LM1 left							
			208 MIN-v-x gr1a - LM1 left							
			209 MAX-v-y gr1a - LM1 left							
			210 MIN-v-y gr1a - LM1 left							
			211 MAX-n-xx gr1a - LM1 left							
			212 MIN-n-xx gr1a - LM1 left							
			213 MAX-n-yy gr1a - LM1 left							
			214 MIN-n-yy gr1a - LM1 left							
			215 MAX-N gr1a - LM1 left							
			216 MIN-N gr1a - LM1 left							
			217 MAX-N gr1a - LM1 left							
			218 MIN-N gr1a - LM1 left							
			301 MAX-m-xx GR1b-LM2							
			302 MIN-m-xx GR1b-LM2							
			303 MAX-m-yy GR1b-LM2							
			304 MIN-m-yy GR1b-LM2							
			307 MAX-v-x GR1b-LM2							
			308 MIN-v-x GR1b-LM2							
			309 MAX-v-y GR1b-LM2							
			310 MIN-v-y GR1b-LM2							
			311 MAX-n-xx GR1b-LM2							
			312 MIN-n-xx GR1b-LM2							
			313 MAX-n-yy GR1b-LM2							
			314 MIN-n-yy GR1b-LM2							
			315 MAX-N GR1b-LM2							
			316 MIN-N GR1b-LM2							
			317 MAX-N GR1b-LM2							
			318 MIN-N GR1b-LM2							
			401 MAX-m-xx gr2							
			402 MIN-m-xx gr2							
			403 MAX-m-yy gr2							
			404 MIN-m-yy gr2							
			407 MAX-v-x gr2							
			408 MIN-v-x gr2							
			409 MAX-v-y gr2							
			410 MIN-v-y gr2							

Lasttilfeller GR, Q:
 Trafikklasttilfeller generert i ELLA knyttet til
 lastgrupper etter eurokode

fritt opplagt

Actions

type	part	sup	Title	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$
			411 MAX-n-xx gr2							
			412 MIN-n-xx gr2							
			413 MAX-n-yy gr2							
			414 MIN-n-yy gr2							
			415 MAX-N gr2							
			416 MIN-N gr2							
			417 MAX-N gr2							
			418 MIN-N gr2							
			6401 MAX-MXX QUAD envTRAFIKK							
			6402 MIN-MXX QUAD envTRAFIKK							
			6403 MAX-MYY QUAD envTRAFIKK							
			6404 MIN-MYY QUAD envTRAFIKK							
			6407 MAX-VX QUAD envTRAFIKK							
			6408 MIN-VX QUAD envTRAFIKK							
			6409 MAX-VY QUAD envTRAFIKK							
			6410 MIN-VY QUAD envTRAFIKK							
			6411 MAX-NXX QUAD envTRAFIKK							
			6412 MIN-NXX QUAD envTRAFIKK							
			6413 MAX-NYY QUAD envTRAFIKK							
			6414 MIN-NYY QUAD envTRAFIKK							
NONE	Q		excl	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			5300 situasjon mxx+ element 10406 BRU							
			5400 situasjon mxx+ element 11575 BRU							
			5500 situasjon mxx- element 10242 BRU							
			6500 situasjon mxx+ element 10672 BRU							
			6600 situasjon VX+ element 10235 BRUD							
			6700 situasjon mxx+ element 11690 BRU							
			6800 situasjon myy- element 10691 BRU							
			6900 situasjon myy- element 10226 BRU							
			7000 situasjon vy+ element 10854 BRUD							
			7100 situasjon VX+ element 10854 BRUD							
			7200 situasjon VX++ element 11690 BRU							
			7300 situasjon VX- element 10443 BRUD							
			7400 situasjon Vy- element 10691 BRUD							
			7500 situasjon VX+ element 11042 BRUD							
			7600 situasjon VX- element 10235 BRUD							
			7800 situasjon NY+ element 10014 BRUK							
			7900 situasjon myy- element 10226 BRU							
			8000 situasjon MXX- element 10226 BRU							
			8100 situasjon MXX+ element 11199 BRU							
			8200 situasjon MXX+ element 10794 BRU							
			8300 situasjon MXX+ element 10672 BRU							
			8400 situasjon maks myy+ element 1015							
			8500 situasjon NYY- element 10148 BRU							
			8600 situasjon NYY- element 10968 BRU							
			8700 situasjon NYY+ element 10047 BRU							
			8800 situasjon NYY+ element 11880 BRU							
			8900 situasjon MXX- element 10691 BRU							
			9000 situasjon maks myy element 10152							
			9100 situasjon myy+ element 10048 BRU							
			9200 situasjon Nyy+ element 10147 BRU							
			9300 situasjon min myy element 10226							
			9400 situasjon Nyy+ element 10858 BRU							
			9500 situasjon Nyy+ element 10114 BRU							
			9600 situasjon Nyy- element 10686 BRU							
			9700 situasjon myy- element 11001 BRU							
			9800 situasjon Nyy+ element 10016 BRU							
			9900 situasjon mxx- element 10691 BRU							
Q	Q		cond øvrige variable laster	1.50	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.80
T	Q		excl temperature loading	1.20	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.80
			2 Temp1							
			3 Temp2							
			4 Temp3							
			5 Temp4							
			6 Temp5							
			7 Temp6							
			8 Temp7							

**Lasttilfeller None, Q:
 Bestemte dimensjonerende situasjoner**

**Lasttilfeller T, Q:
 Lasttilfeller for temperatur**

fritt opplagt

Actions

type	part	sup	Title	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$
		9	Temp8							
		6181	MAX-MXX QUAD envTemp							
		6182	MIN-MXX QUAD envTemp							
		6183	MAX-MYY QUAD envTemp							
		6184	MIN-MYY QUAD envTemp							
		6187	MAX-VX QUAD envTemp							
		6188	MIN-VX QUAD envTemp							
		6189	MAX-VY QUAD envTemp							
		6110	MIN-VY QUAD envTemp							
		6111	MAX-NXX QUAD envTemp							
		6112	MIN-NXX QUAD envTemp							
		6113	MAX-NYY QUAD envTemp							
		6114	MIN-NYY QUAD envTemp							
W	Q	excl	wind loading	1.60	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.00
		10	1 vind							
		11	2 vind							
		12	5 vind							
		13	6 vind							
		14	7 vind							
		15	8 vind							
		50	VIND 15							
		51	VIND 16							
		52	VIND 17							
		53	VIND 18							
		54	VIND 25							
		55	VIND 26							
		56	VIND 27							
		57	VIND 28							
		6281	MAX-MXX QUAD envVIND							
		6282	MIN-MXX QUAD envVIND							
		6283	MAX-MYY QUAD envVIND							
		6284	MIN-MYY QUAD envVIND							
		6287	MAX-VX QUAD envVIND							
		6288	MIN-VX QUAD envVIND							
		6289	MAX-VY QUAD envVIND							
		6210	MIN-VY QUAD envVIND							
		6211	MAX-NXX QUAD envVIND							
		6212	MIN-NXX QUAD envVIND							
		6213	MAX-NYY QUAD envVIND							
		6214	MIN-NYY QUAD envVIND							
WT	Q	excl	Vind for trafikkert bru	1.60	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.00
ZW	Q	excl	Vind for trafikkert bru	1.60	0.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.00
		16	3 vind							
		17	4 vind							
		58	VIND 35							
		59	VIND 36							
		60	VIND 37							
		61	VIND 38							
		62	VIND 45							
		63	VIND 46							
		64	VIND 47							
		65	VIND 48							
		6381	MAX-MXX QUAD envVINDZW							
		6382	MIN-MXX QUAD envVINDZW							
		6383	MAX-MYY QUAD envVINDZW							
		6384	MIN-MYY QUAD envVINDZW							
		6387	MAX-VX QUAD envVINDZW							
		6388	MIN-VX QUAD envVINDZW							
		6389	MAX-VY QUAD envVINDZW							
		6310	MIN-VY QUAD envVINDZW							
		6311	MAX-NXX QUAD envVINDZW							
		6312	MIN-NXX QUAD envVINDZW							
		6313	MAX-NYY QUAD envVINDZW							
		6314	MIN-NYY QUAD envVINDZW							
GR_T	Q_1	exex	gr1a LM1	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.00
GR_U	Q_1	exex	gr1b LM1	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.00
GR_2	Q_2	exex	gr2 Horisontale krefter	1.35	0.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.00

Lasttilfeller W, Q
Lasttilfeller for vindlast uten

Lasttilfeller ZW, Q
Lasttilfeller for vindlast kombinert med trafikk

C Kombinasjonkode for vindlaster i SOFiSTiK

```
+PROG SOFILOAD urs:21.17
HEAD 'LASTTILFELLER VIND SOFILOAD'$Kodens overskrift
ECHO ACT YES $Definerer hvordan resultatene presenteres
ECHO LOAD YES

ACT W $Nye lasttilfelle lagres under lasttypen W

LC NO 50 TITL 'VIND 15' $Nytt lasttilfellet lagres som lasttilfelle 50 med tittel vind 15
COPY NO 10,12 FACT 1.00 TYPE ALL $Kopierer inn lasttilfellene 10 og 12 med faktor 1.00

LC NO 51 TITL 'VIND 16' $Nytt lasttilfellet lagres som lasttilfelle 51 med tittel vind 16
COPY NO 10,13 FACT 1.00 TYPE ALL $Kopierer inn lasttilfellene 10 og 13 med faktor 1.00

LC NO 52 TITL 'VIND 17'
COPY NO 10,14 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 53 TITL 'VIND 18'
COPY NO 10,15 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 54 TITL 'VIND 25'
COPY NO 11,12 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 55 TITL 'VIND 26'
COPY NO 11,13 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 56 TITL 'VIND 27'
COPY NO 11,14 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 57 TITL 'VIND 28'
COPY NO 11,15 FACT 1.00 TYPE ALL

ACT ZW

LC NO 58 TITL 'VIND 35'
COPY NO 16,12 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 59 TITL 'VIND 36'
COPY NO 16,13 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 60 TITL 'VIND 37'
COPY NO 16,14 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 61 TITL 'VIND 38'
COPY NO 16,15 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 62 TITL 'VIND 45'
COPY NO 17,12 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 63 TITL 'VIND 46'
COPY NO 17,13 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 64 TITL 'VIND 47'
COPY NO 17,14 FACT 1.00 TYPE ALL

LC NO 65 TITL 'VIND 48'
COPY NO 17,15 FACT 1.00 TYPE ALL
END
```


D Kode for lastkombinasjoner, SOFiSTiK

Bruddgrenseberegninger uten spennarmering.

```
+prog maxima urs:20.14
head Superposition, 6.10a, UTEN TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 99 EXTR EXPL TYPE desi BASE 2100 TITL 'desi'
$EXPL - selvdefinerte variabler
$BASE er basis lasttilfellenr.Genererer laster 2101, 2102 osv.
ADD {G} FACU GAM $GAM -> bruk definerte gamma-variabler
$ ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF $FACU=factor unfavourable, FACF=factor favourable
ADD {Q1} FACU PSIU FACF GAMF $PSIU=gamma*psi (ugunstig)
ADA W,T
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
ADA W,T

SUPP ETYPE QUAD TYPE MXX COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE MYY COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VX COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VY COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NXX COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NYY COMB 99 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
$Superposisjon for quad=firekantede elementer.
$TYPE krefter/momenter
$MAMI =maximum, minimum. lagres i hvert sitt lasttilfelle

end
+prog maxima urs:21.18
head Superposition, 6.10a, MED TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 98 EXTR EXPL TYPE desi BASE 2300 TITL 'desi'

ADD {G} FACU GAM
$ ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU PSIU FACF GAMF
ADA ZW,T,GR
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
ADA ZW,T,GR

SUPP ETYPE QUAD TYPE MXX COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE MYY COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VX COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VY COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NXX COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NYY COMB 98 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
end
+prog maxima urs:21.15
head Superposition, 6.10B UTEN TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 97 EXTR EXPL TYPE desi BASE 2200 TITL 'desi'

ADD {G} FACU XSIG
$ ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU GAMU FACF GAMF
ADA W,T
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
ADA W,T

SUPP ETYPE QUAD TYPE MXX COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE MYY COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VX COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VY COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NXX COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NYY COMB 97 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
end
+prog maxima urs:21.19
head Superposition, 6.10B MED TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 96 EXTR EXPL TYPE desi BASE 2400 TITL 'desi'

ADD {G} FACU XSIG
$ ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU GAMU FACF GAMF
ADA ZW,T,GR
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
ADA ZW,T,GR

SUPP ETYPE QUAD TYPE MXX COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE MYY COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VX COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE VY COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NXX COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYPE QUAD TYPE NYY COMB 96 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'

end
```

Bruddgrenseberegninger med spennarmnering.

```
+prog maxima urs:21.19
head Superposition, 6.10B MED TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 92 EXTR EXPL TYPE desi BASE 3400 TITL 'desi'
      $EXPL - selvdefinerte variabler
      $BASE er basis lasttilfellenr. Genererer laster 2101, 2102 osv.
ADD {G} FACU XSIG          $XSIG=xi*gamma
ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF $FACU=factor unfavourable, FACF=factor favourable
ADD {Q1} FACU GAMU FACF GAMF $GAMU=gamma unfavourable, GAMF=gamma favourable
      ADA ZW,T,GR
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF $PSIU=gamma*psi (ugunstig)
      ADA ZW,T,GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VY COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYY COMB 92 EXTR=MAMI TITL='6.10b, med trafikk'
$Superposisjon for quad=firekantede elementer.
$TYPE krefter/momenter
      $MAMI =maximum, minimum. lagres i hvert sitt lasttilfelle

+prog maxima urs:21.15
head Superposition, 6.10B UTEN TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 93 EXTR EXPL TYPE desi BASE 3200 TITL 'desi'

ADD {G} FACU XSIG
ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU GAMU FACF GAMF
      ADA W,T
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
      ADA W,T

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VX COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VY COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYY COMB 93 EXTR=MAMI TITL='6.10b, uten trafikk'
end

+prog maxima urs:21.18
head Superposition, 6.10a, MED TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 94 EXTR EXPL TYPE desi BASE 3300 TITL 'desi'

ADD {G} FACU GAM
ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU PSIU FACF GAMF
      ADA ZW,T,GR
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
      ADA ZW,T,GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VX COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VY COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYY COMB 94 EXTR=MAMI TITL='6.10a, med trafikk'
end

+prog maxima urs:20.14
head Superposition, 6.10a, UTEN TRAFIKK
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 95 EXTR EXPL TYPE desi BASE 3100 TITL 'desi'

ADD {G} FACU GAM
ADD {P} FACU GAMU FACF GAMF
ADD {Q1} FACU PSIU FACF GAMF
      ADA W,T
ADD {QI} FACU PSIU FACF GAMF
      ADA W,T

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VX COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE VY COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYY COMB 95 EXTR=MAMI TITL='6.10a, uten trafikk'
end
```

Karakteristisk grensetilstand.

```
+prog maxima urs:28.22
head BRUKSGRENSE, karakteristisk, uten trafikk
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 80 EXTR EXPL TYPE desi BASE 5000 TITL 'karakteristisk'

  ADD {G} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADD {P} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADD {Q1} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADA W,T
  ADD {QI} FACU PSIO FACF PSIO
  ADA W,T

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 80 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 80 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 80 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYI COMB 80 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
end
+prog maxima urs:34.22
head BRUKSGRENSE, karakteristisk, uten trafikk
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 83 EXTR EXPL TYPE desi BASE 4700 TITL 'karakteristisk'

  ADD {G} FACU 1.0 FACF 1.0
  $ ADD {P} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADD {Q1} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADA W,T
  ADD {QI} FACU PSIO FACF PSIO
  ADA W,T

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 83 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 83 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 83 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk uten trafikk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYI COMB 83 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk uten trafikk'
end
+prog maxima urs:21.18
head BRUKSGRENSE, karakteristisk, med trafikk
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 86 EXTR EXPL TYPE desi BASE 4400 TITL 'karakteristisk'
  $EXPL=selvdefinerte variabler i kombinasjonen
  $Base: basis lasttilfellenr. Generer laster 4401, 4402 osv.
  ADD {G} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADD {P} FACU 1.0 FACF 1.0 $FACU=factor unfavourable, FACF=factor favourable
  ADD {Q1} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADA ZW,T,GR
  ADD {QI} FACU PSIO FACF PSIO $PSIU=gamma*psi (ugunstig)
  ADA ZW,T,GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYI COMB 86 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
$Superposisjon for quad=firekantede elementer
  $TYPE krefter/momenter
  $MAMI=maximum, minimum.
end
+prog maxima urs:21.18
head BRUKSGRENSE, karakteristisk, med trafikk
CTRL INIT
echo tabs yes
ECHO CHCK

COMB NO 89 EXTR EXPL TYPE desi BASE 4100 TITL 'karakteristisk'

  ADD {G} FACU 1.0 FACF 1.0
  $ ADD {P} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADD {Q1} FACU 1.0 FACF 1.0
  ADA ZW,T,GR
  ADD {QI} FACU PSIO FACF PSIO
  ADA ZW,T,GR

SUPP ETYP QUAD TYPE MXX COMB 89 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE MYY COMB 89 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NXX COMB 89 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
SUPP ETYP QUAD TYPE NYI COMB 89 EXTR=MAMI TITL='karakteristisk'
end
```

E Samlet langtidstep i tverretning

Reduksjon av kraft i spennarmering grunnet kryp, svinn og relaksasjon - tverretning

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$A_{p.kab} := 1505 \text{ mm}^2$$

$$n := 1.6$$

Tv.sn. areal til en spennkabel og antall per meter

$$c_{uk} := 213 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter sp.arm.

$$\varphi_{100.t} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$A_p := A_{p.kab} \cdot n$$

Totalt spennarmeringsareal per meter

$$A_c := b \cdot h$$

Tverrsnittsareal betong

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$RH := 70$$

Relativ fuktighet i prosent

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakt. strekkfasthet

$$f_{cm} := 63 \text{ MPa}$$

Betongens midl. 28-døgns trykkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens karakt. 0.1%-grense

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15}$$

Spennarmeringens dim. 0.1%-grense

KRYP

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største tillatte armeringsspenning

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

Initielle forspenningskraft, $t = t_0$

Lang tid

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100.t}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c.eff}} = 11$$

Forholdstall, E-moduler

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 524048 \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_t} = 1.698 \text{ mm}$$

Avstanden mellom tpb og tp

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.045 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealreghetsmoment

Aksialkraft og moment ved tp

$$M_g := 111 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra egenvekt, SOFiSTiK

$$N := -\sigma_{pmax} \cdot A_p = -3554.2 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra forspenning

$$M_t := -\sigma_{pmax} \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t) + M_g \cdot b$$

$$M_t = -14.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment som virker i tp

Betongspenning ved armering (negativt fortegn betyr trykk, positivt betyr strekk)

$$\sigma_{p.l} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e_1 - y_t)}{I_t} = -6.8 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, underkant

Kort tid

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.1$$

Forholdstall, E-moduler

$$A_{t.k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot A_p = 509948.8 \text{ mm}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_{t.k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_{t.k}} = 0.7 \text{ mm}$$

Avstanden mellom tpb og tp

$$I_{t.k} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_{t.k})^2$$

$$I_{t.k} = (1 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealreghetsmoment

Aksialkraft og moment ved tp

$$M_g = 111 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra egenvekt, SOFiSTiK

$$N := -\sigma_{pmax} \cdot A_p = -3554.2 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra forspenning

$$M_{t.k} := -\sigma_{pmax} \cdot A_p \cdot (e_1 - y_{t.k}) + M_g \cdot b$$

$$M_{t.k} = -17.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment som virker i tp

Betongspenning ved armering (negativt fortegn betyr trykk, positivt betyr strekk)

$$\sigma_{p.k} := \frac{N}{A_{t.k}} + \frac{M_{t.k} \cdot (e_1 - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -7 \text{ MPa}$$

Betongspenning v/armering, underkant

Betongtøyninger

Lang tid

$$\Delta\varepsilon_{pl} := \frac{\sigma_{p.l}}{E_{c.eff}} = 0$$

Langtids tøyning

Kort tid

$$\Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{p.k}}{E_{cm}} = -1.851 \cdot 10^{-4}$$

Korttids tøyning

Spenningsendring i spennarmering (reduksjon)

Lang tid

$$\Delta\sigma_{pl} := \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_p = -75.1 \text{ MPa}$$

Langtids spenningsendring

Kort tid

$$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -36.1 \text{ MPa}$$

Korttids spenningsendring

Spenningsendring grunnet kryp (reduksjon)

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = -39 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering grunnet kryp

$$\varepsilon_{cc} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{pmax}} = 2.6\%$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft

SVINN

$$A_t = 524047.999 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 37 \text{ mm}$$

$$E_{c,eff} = 17748.7 \text{ MPa}$$

$$y_t = 1.698 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pmax} = 1476 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$I_t = (1.045 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$A_p = 2408 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{cs,t} := -2.579 \cdot 10^{-4}$$

Fiktiv kraft

$$N_s := |\epsilon_{cs,t}| \cdot E_p \cdot A_p = 121.1 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft

Resulterende svinntøyning ved armering

$$\Delta\epsilon_{p,svinn} := \epsilon_{cs,t} + \frac{N_s}{E_{c,eff} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e_1 - y_t)^2}{E_{c,eff} \cdot I_t} = -0.024\%$$

Svinntøyning, underkant

Spenningsendring i armering grunnet svinn (reduksjon)

$$\Delta\sigma_{p,svinn} := \Delta\epsilon_{p,svinn} \cdot E_p = -47.6 \text{ MPa}$$

Spenningsendring, underkant

Reduksjon av kraft i armering grunnet svinn (reduksjon)

$$\epsilon_{sv} := \frac{|\Delta\sigma_{p,svinn}|}{\sigma_{pmax}} = 3.22\%$$

Prosentvis kraftreduksjon

RELAKSASJON

I samråd med veileder settes relaksasjonsklassen til *klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon*

$$\rho_{1000} := 2.5$$

Relaksasjonstap 1000t etter oppsp., i prosent

$$t_{re} := (36500 - 28) \cdot 24 = 875328$$

Tid etter oppspenning (100 år i timer - 28 dager)

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.749$$

Tap av spennkraft

EK 3.3.2 Egenskaper

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{re}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 75.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{re.tot} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 5.4\%$$

Det prosentvise tapet fra relaksasjon

Interaksjon med svinn og kryp

EK 5.10.6 Tidsavhengige tap

$$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} = 60.2 \text{ MPa}$$

Reduksjon grunnet deformasjonspåvirkning fra kryp og svinn. Interaksjonsfaktor lik 0,8.

$$\varepsilon_{re} := \varepsilon_{re.tot} \cdot 0.8 = 4.3\%$$

F Momentkapasitet i bruddgrensetilstand, lengderetning

Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i overkant. Pkt 2

Tverrsnitt

$b := 1000 \text{ mm}$	$h := 500 \text{ mm}$	Tverrsnittets høyde og bredde
$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$	$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$	Spennarmeringens tv.sn. areal
$n_{uk} := 1.444$	$n_{ok} := 1.444$	Antall spennkabler per meter
$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$	$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$	Spennarmeringens areal per meter
$c_{uk} := 131 \text{ mm}$	$c_{ok} := 131 \text{ mm}$	Høyde fra betongkant til senter armering
$d_1 := h - c_{uk}$	$d_2 := h - c_{ok}$	Tverrsnittets effektive høyder
$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$	$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$	Armeringenes eksentrisiteter

Material

$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$	Betongens trykkfasthet
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens strekkfasthet
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense
$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$	Spennarmeringens bruddtøyning
$\gamma_s := 1.15$	Stålets materialfaktor
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$	Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense
$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$	Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 529 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 3772 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen

$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$	Største spenning i kabel <i>EK2 5.10.2.1 (1)</i>
$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$	Initiell tøyingsdifferanse
$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$	Oppspenningskraft etter friksjon og lås
$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$	Oppspenning etter friksjon og lås
$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$	Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks
$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$	Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks
$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$	Effektiv tøyingsdifferanse
$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$	Resterende spennarmeringstøyning

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$	Betong i trykk
$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$	Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot m$	Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$

$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835$	Trykksonefaktor
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN}$	Betong i trykk

$$\Delta\varepsilon_{p12} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_2 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_{p12} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 785.5 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_2 := T_{c2} + T_{p12} - S_{p22} = 8199.4 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p12} \cdot e_1 + S_{p22} \cdot e_2 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.004$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.437$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p13} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_3 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 5.794 \cdot 10^{-4}$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 4017.1 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_{p13} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 255.4 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_3 := T_{c3} + T_{p13} - S_{p23} = 4002.7 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p13} \cdot e_1 + S_{p23} \cdot e_2 = 807.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.014$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p14} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_4 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p14} := \frac{\Delta \varepsilon_{p14} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p24} := \frac{\Delta \varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p14} - S_{p24} = 88.9 \text{ kN}$$

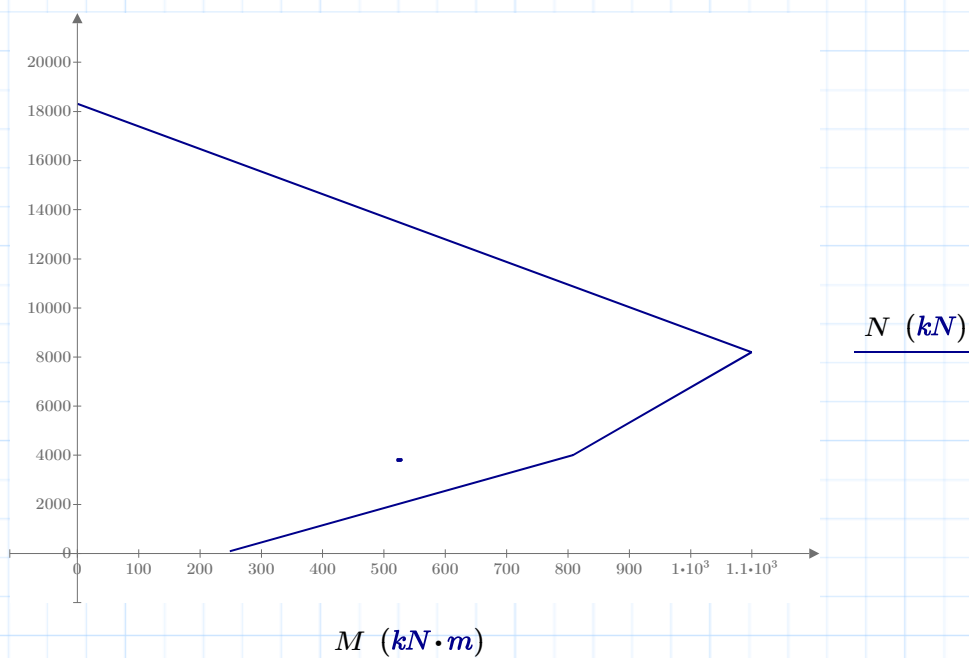
Aksiell likevekt

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2}{2} \right) + T_{p14} \cdot e_1 + S_{p24} \cdot e_2 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i underkant. Pkt 3

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tverrsnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 260.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 4280 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyningkapasitet i spennarmeringen

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1 (1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$$

Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$$

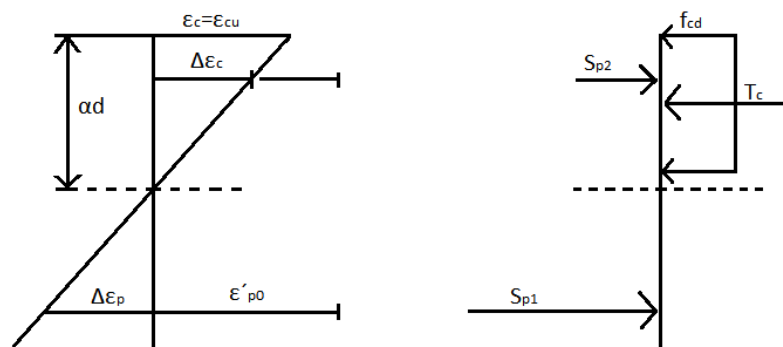
Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$$

Resterende spennarmeringstøyning



illustrasjonsfoto

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot m$$

Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$\Delta\varepsilon_{p22} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_2 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002 \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_{p22} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 785.5 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_2 := T_{c2} + T_{p22} - S_{p12} = 8199.4 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p22} \cdot e_2 + S_{p12} \cdot e_1 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.004$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.437 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p23} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_3 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 5.794 \cdot 10^{-4} \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 4017.1 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$T_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_{p23} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 255.4 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_3 := T_{c3} + T_{p23} - S_{p13} = 4002.7 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p23} \cdot e_2 + S_{p13} \cdot e_1 = 807.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.014$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p24} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_4 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p24} := \frac{\Delta\varepsilon_{p24} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p14} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p24} - S_{p14} = 88.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

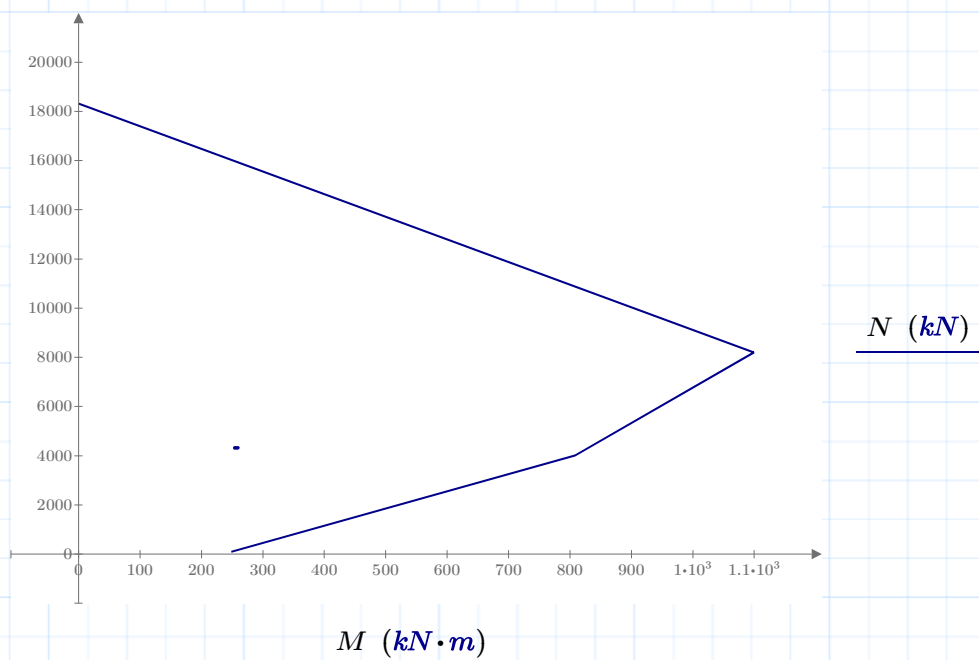
$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p24} \cdot e_2 + S_{p14} \cdot e_1 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i overkant. Pkt 4

Tversnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tversnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tversnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 648.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 2696 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen

$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$	Største spenning i kabel EK2 5.10.2.1 (1)
$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$	Initiell tøyingsdifferanse
$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$	Oppspenningskraft etter friksjon og lås
$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$	Oppspenning etter friksjon og lås
$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$	Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks
$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$	Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks
$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$	Effektiv tøyingsdifferanse
$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$	Resterende spennarmeringstøyning

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$	Betong i trykk
$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$	Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot m$	Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$

$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835$	Trykksonefaktor
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN}$	Betong i trykk

$$\Delta\varepsilon_{p12} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_2 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002$$

Trykkarmeringstøying

$$T_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_{p12} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 785.5 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_2 := T_{c2} + T_{p12} - S_{p22} = 8199.4 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p12} \cdot e_1 + S_{p22} \cdot e_2 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøying

$$\text{Tøyingstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.00605$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.339$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p13} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_3 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -1.484 \cdot 10^{-4}$$

Trykkarmeringstøying

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 3117.1 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_{p13} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -65.4 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_3 := T_{c3} + T_{p13} - S_{p23} = 2782 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p13} \cdot e_1 + S_{p23} \cdot e_2 = 647.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøying

$$\text{Tøyingstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.014$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p14} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_4 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøying

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p14} := \frac{\Delta \varepsilon_{p14} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p24} := \frac{\Delta \varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p14} - S_{p24} = 88.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

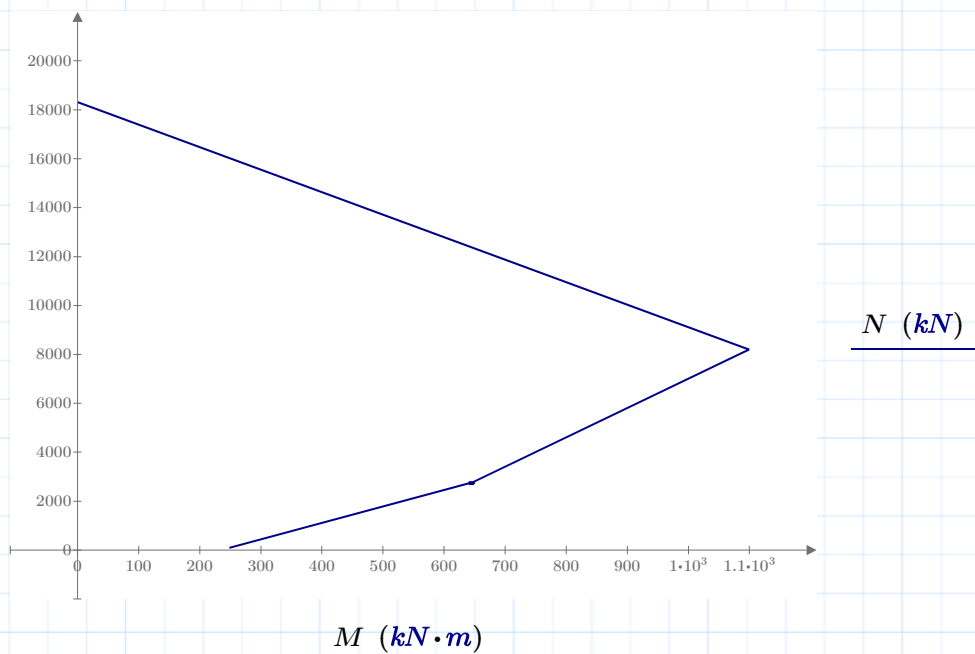
$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2}{2} \right) + T_{p14} \cdot e_1 + S_{p24} \cdot e_2 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i overkant. Pkt 5

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tverrsnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 649.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 1192 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen

$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$	Største spenning i kabel EK2 5.10.2.1 (1)
$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$	Initiell tøyingsdifferanse
$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$	Oppspenningskraft etter friksjon og lås
$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$	Oppspenning etter friksjon og lås
$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$	Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks
$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$	Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks
$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$	Effektiv tøyingsdifferanse
$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$	Resterende spennarmeringstøyning

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$	Betong i trykk
$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$	Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot m$	Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$

$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835$	Trykksonefaktor
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN}$	Betong i trykk

$$\Delta\varepsilon_{p12} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_2 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_{p12} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 785.5 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_2 := T_{c2} + T_{p12} - S_{p22} = 8199.4 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p12} \cdot e_1 + S_{p22} \cdot e_2 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.00605$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.339$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p13} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_3 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -1.484 \cdot 10^{-4}$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 3117.1 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_{p13} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -65.4 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_3 := T_{c3} + T_{p13} - S_{p23} = 2782 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p13} \cdot e_1 + S_{p23} \cdot e_2 = 647.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.014$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p14} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_4 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p14} := \frac{\Delta\varepsilon_{p14} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p24} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p14} - S_{p24} = 88.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

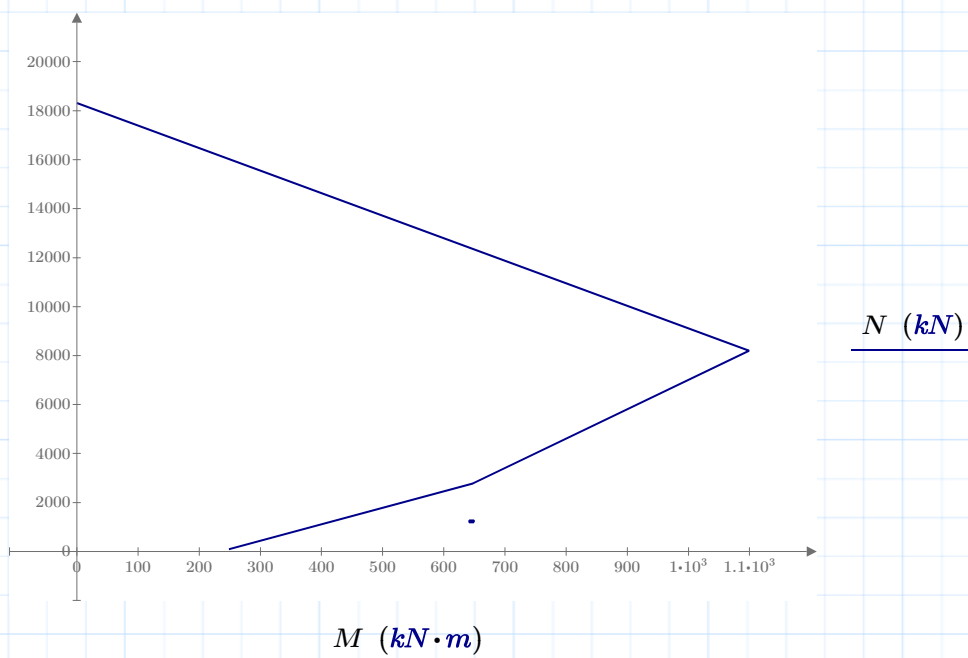
$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2}{2} \right) + T_{p14} \cdot e_1 + S_{p24} \cdot e_2 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i overkant. Pkt 6

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 198 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 198 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tverrsnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 273.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 7370 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyningsskapasitet i spennarmeringen

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa} \quad \text{Største spenning i kabel EK2 5.10.2.1 (1)}$$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008 \quad \text{Initiell tøyningssdifferanse}$$

$$P_{las} := 2417.8 \text{ kN} \quad \text{Oppspenningskraft etter friksjon og lås}$$

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa} \quad \text{Oppspenning etter friksjon og lås}$$

$$\varepsilon_{tap} := 12.6\% \quad \text{Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 0.00087 \quad \text{Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007 \quad \text{Effektiv tøyningssdifferanse}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4} \quad \text{Resterende spennarmeringstøyning}$$

1. Rent trykk

$$\text{Tøyningstilstand:} \quad \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

$$\text{Tøyningstilstand:} \quad \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 6288.5 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$\Delta\varepsilon_{p12} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_2 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 6.663 \cdot 10^{-4}$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_{p12} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 293.7 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_2 := T_{c2} + T_{p12} - S_{p22} = 6312.4 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p12} \cdot e_1 + S_{p22} \cdot e_2 = 967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.00605$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.339$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p13} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_3 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 2551.1 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_{p13} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -1277.7 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_3 := T_{c3} + T_{p13} - S_{p23} = 1003.7 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p13} \cdot e_1 + S_{p23} \cdot e_2 = 481 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.008$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.279$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p14} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_4 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.004$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 2102.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p14} := \frac{\Delta \varepsilon_{p14} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -1841.2 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p24} := \frac{\Delta \varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p14} - S_{p24} = -7.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

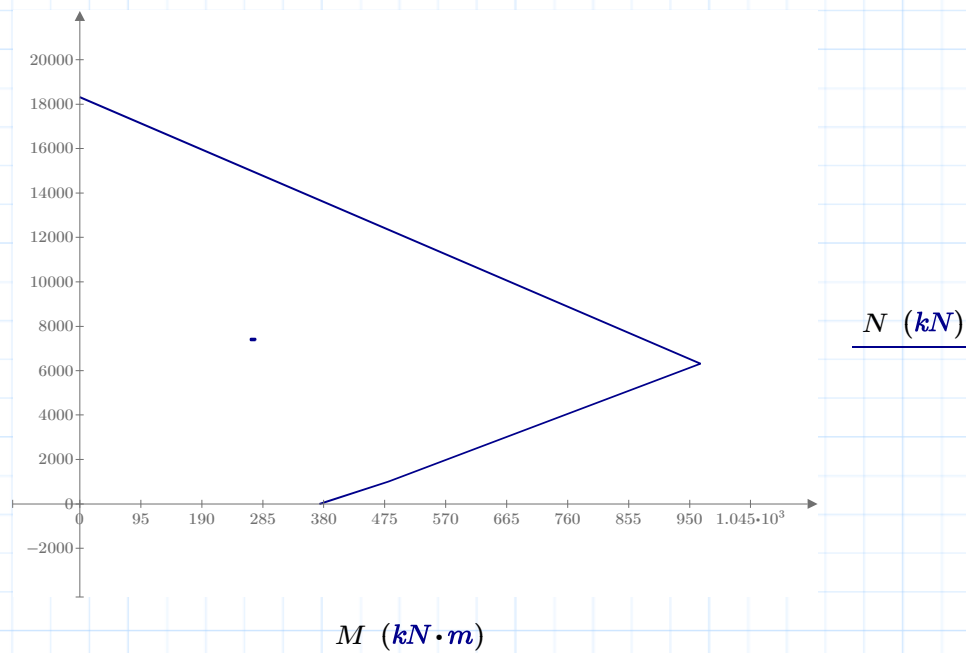
$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2}{2} \right) + T_{p14} \cdot e_1 + S_{p24} \cdot e_2 = 373.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i overkant. Pkt 7

Tverrsnitt

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Tverrsnittets høyde og bredde

$$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringens tv.sn. areal

$$n_{uk} := 1.444$$

$$n_{ok} := 1.444$$

Antall spennkabler per meter

$$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$$

$$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$$

Spennarmeringens areal per meter

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

Høyde fra betongkant til senter armering

$$d_1 := h - c_{uk}$$

$$d_2 := h - c_{ok}$$

Tverrsnittets effektive høyder

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$$

Armeringenes eksentrisiteter

Material

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens strekkfasthet

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens E-modul

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringens bruddtøyning

$$\gamma_s := 1.15$$

Stålets materialfaktor

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 1016 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 3296 \text{ kN}$$

(inkl. forsp.)

Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen

$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$	Største spenning i kabel <i>EK2 5.10.2.1 (1)</i>
$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$	Initiell tøyingsdifferanse
$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$	Oppspenningskraft etter friksjon og lås
$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$	Oppspenning etter friksjon og lås
$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$	Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks
$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$	Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks
$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$	Effektiv tøyingsdifferanse
$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$	Resterende spennarmeringstøyning

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$	Betong i trykk
$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$	Trykkarmering
$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$	Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$

$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835$	Trykksonefaktor
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 7683.6 \text{ kN}$	Betong i trykk

$$\Delta\varepsilon_{p12} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_2 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_{p12} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 785.5 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_2 := T_{c2} + T_{p12} - S_{p22} = 8199.4 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p12} \cdot e_1 + S_{p22} \cdot e_2 = 1099.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.00605$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.339$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p13} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_3 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -1.484 \cdot 10^{-4}$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 3117.1 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_{p13} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = -65.4 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_3 := T_{c3} + T_{p13} - S_{p23} = 2782 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_2}{2}\right) + T_{p13} \cdot e_1 + S_{p23} \cdot e_2 = 647.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.014$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.181$$

Trykksonefaktor

$$\Delta\varepsilon_{p14} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_2 - c_{uk})}{\alpha_4 \cdot d_2}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2 \cdot b \cdot f_{cd} = 1667.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p14} := \frac{\Delta \varepsilon_{p14} \cdot E_p \cdot A_{p1}}{\gamma_s} = -1309.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p24} := \frac{\Delta \varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p14} - S_{p24} = 88.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

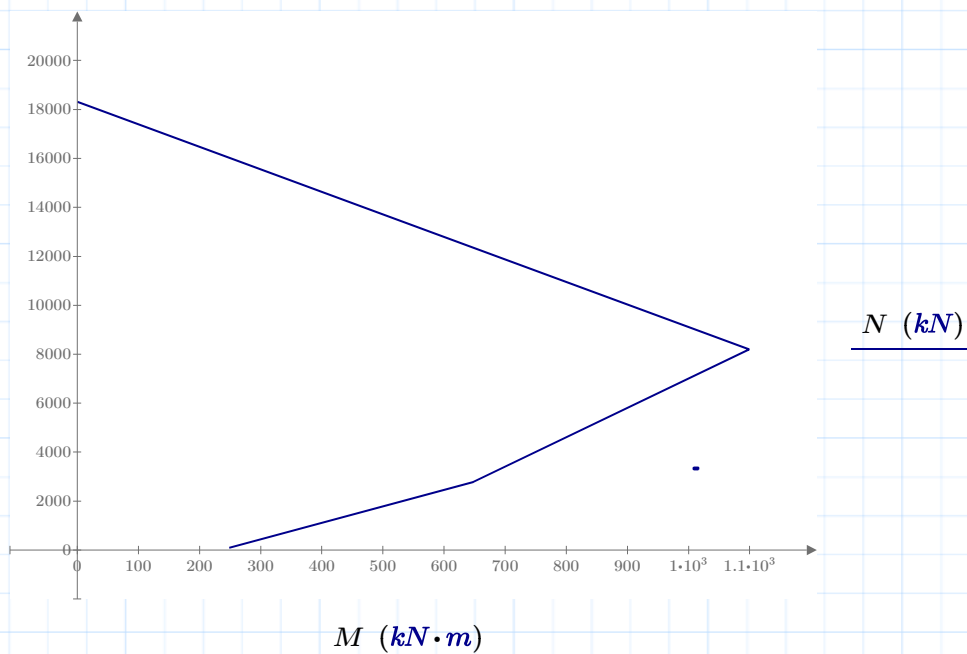
$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_2}{2} \right) + T_{p14} \cdot e_1 + S_{p24} \cdot e_2 = 248.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



Momentkapasitetssjekk i bruddgrensetilstand - strekk i underkant. Pkt 8

Tverrsnitt

$b := 1000 \text{ mm}$	$h := 500 \text{ mm}$	Tverrsnittets høyde og bredde
$A_{p1.k} := 1800 \text{ mm}^2$	$A_{p2.k} := 1800 \text{ mm}^2$	Spennarmeringens tv.sn. areal
$n_{uk} := 1.444$	$n_{ok} := 1.444$	Antall spennkabler per meter
$A_{p1} := A_{p1.k} \cdot n_{uk}$	$A_{p2} := A_{p2.k} \cdot n_{ok}$	Spennarmeringens areal per meter
$c_{uk} := 138 \text{ mm}$	$c_{ok} := 138 \text{ mm}$	Høyde fra betongkant til senter armering
$d_1 := h - c_{uk}$	$d_2 := h - c_{ok}$	Tverrsnittets effektive høyder
$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$	$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok}$	Armeringenes eksentrisiteter

Material

$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$	Betongens trykkfasthet
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens strekkfasthet
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennarmeringens 0.1%-strekkgrense
$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$	Spennarmeringens bruddtøyning
$\gamma_s := 1.15$	Stålets materialfaktor
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$	Dimensjonerende 0.1%-strekkgrense
$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$	Spennarmeringens dimensjonerende flytetøyning

$$M_{Ed} := 711.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 573.2 \text{ kN} \quad (\text{inkl. forsp.})$$

Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1 (1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 0.008$$

Initiell tøyingsdifferanse

$$P_{las} := 2417.8 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las}}{A_{p1.k}} = 1343.2 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 12.6\%$$

Reduksjon gr. kryp, svinn og relaks

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00087$$

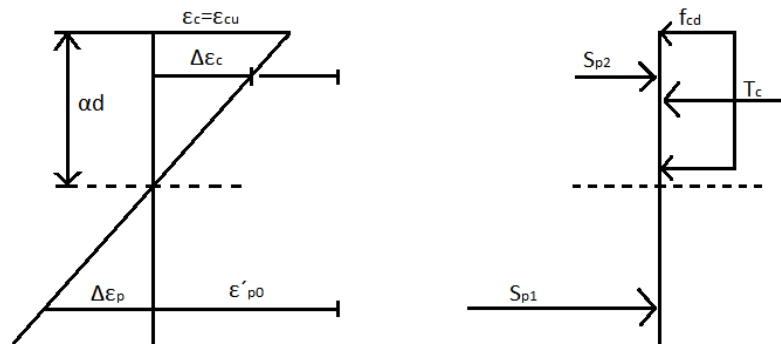
Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyingsdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 6.12 \cdot 10^{-4}$$

Resterende spennarmeringstøyning



illustrasjonsfoto

1. Rent trykk

Tøyningstilstand: $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15583.3 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p11} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$T_{p21} := \frac{\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 1366.3 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$N_1 := T_{c1} + T_{p11} + T_{p21} = 18315.9 \text{ kN}$$

Aksiell likevekt

$$M_1 := T_{p11} \cdot e_1 - T_{p21} \cdot e_2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i spennarmering

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p1} := \varepsilon_{pd}$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.835 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 7537.8 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$\Delta\varepsilon_{p22} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_2 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_2 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 0.002 \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{p22} := \frac{\Delta\varepsilon_{p22} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 742.6 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p12} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_2 := T_{c2} + T_{p22} - S_{p12} = 8010.7 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p22} \cdot e_2 + S_{p12} \cdot e_1 = 1086.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

3. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p3} := 0.004$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p3}} = 0.437 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p23} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_3 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_3 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = 3.934 \cdot 10^{-4} \quad \text{Trykkarmeringstøyning}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 3940.9 \text{ kN} \quad \text{Betong i trykk}$$

$$T_{p23} := \frac{\Delta\varepsilon_{p23} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = 173.4 \text{ kN} \quad \text{Trykkarmering}$$

$$S_{p13} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN} \quad \text{Strekkarmering}$$

$$N_3 := T_{c3} + T_{p23} - S_{p13} = 3844.5 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p23} \cdot e_2 + S_{p13} \cdot e_1 = 785.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt om tp}$$

4. Trykkbrudd i betong og enorm armeringstøyning

$$\text{Tøyningstilstand: } \varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{p4} := 0.013$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{p4}} = 0.193 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\Delta\varepsilon_{p24} := \min\left(\frac{\varepsilon_c \cdot (\alpha_4 \cdot d_1 - c_{ok})}{\alpha_4 \cdot d_1}, \varepsilon_{pd}\right) = -0.003$$

Trykkarmeringstøyning

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 1737.9 \text{ kN}$$

Betong i trykk

$$T_{p24} := \frac{\Delta\varepsilon_{p24} \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p2} = -1338.8 \text{ kN}$$

Trykkarmering

$$S_{p14} := \frac{\Delta\varepsilon_p \cdot E_p}{\gamma_s} \cdot A_{p1} = 269.7 \text{ kN}$$

Strekkarmering

$$N_4 := T_{c4} + T_{p24} - S_{p14} = 129.4 \text{ kN}$$

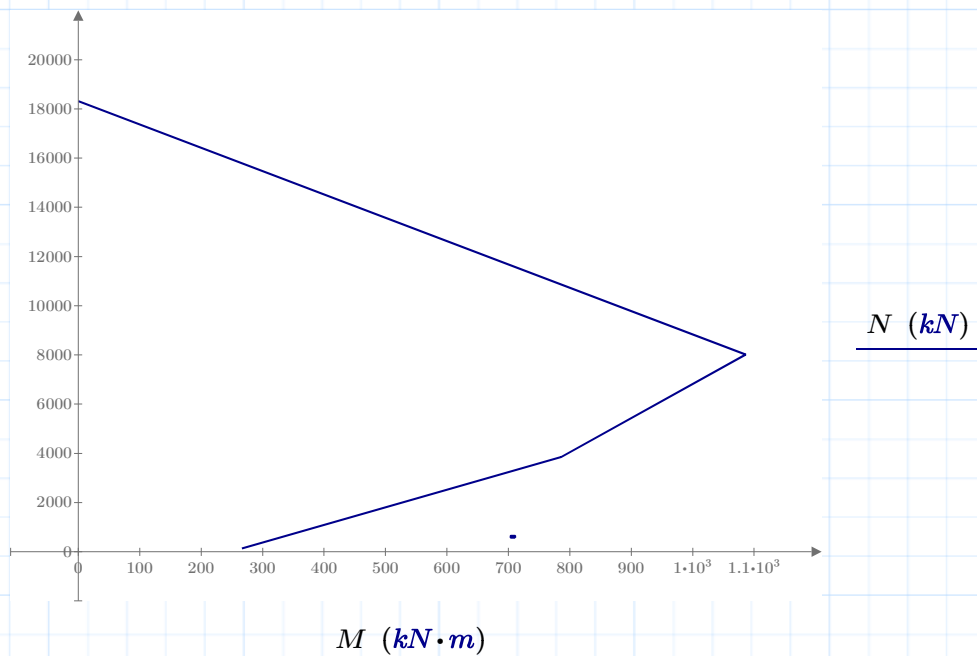
Aksiell likevekt

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d_1}{2}\right) + T_{p24} \cdot e_2 + S_{p14} \cdot e_1 = 266.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentlikevekt om tp

Benytter de fire punktene til å lage et forenklet MN-diagram. Sjekker så om de dimensjonerende kreftene er innenfor. Grunnen til at det legges til og trekkes fra verdier i matrisen er for at punktet M_{Ed}, N_{Ed} skal synes bedre.

$$M := \begin{bmatrix} M_1 & M_{Ed} \\ M_2 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_3 & M_{Ed} - 7.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_4 & M_{Ed} \\ M_4 & M_{Ed} \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_1 & N_{Ed} \\ N_2 & N_{Ed} \\ N_3 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} + 75 \text{ kN} \\ N_4 & N_{Ed} \end{bmatrix}$$



G Momentkapasitet i bruddgrensetilstand, tverretning

Bruddgrensetilstand - Momentkapasitet i tverretning. Strekk i underkant. Pkt 10

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$A_{p,k} := 1050 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per spennkabel

$$c_{uk} := 231 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$n_{meter} := 1.6$$

Antall spennkabler per meter

$$A_p := A_{p,k} \cdot n_{meter} = 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$d_1 := h - c_{uk} = 269 \text{ mm}$$

Tverrsnittets effektive høyde

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets kar. strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.17 \text{ MPa}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Spennstålets dim. strekkfasthet

$$M_{Ed.tv} := 311.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(uten forspenning)

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1(1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p}$$

Initiell tøyingsdifferanse

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las.tv}}{A_{p,k}} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 10.2\%$$

Reduksjon: kryp, svinn og relaks

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.01$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.0005$$

Spennarmeringstøyning

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.86$$

Balansert trykksonefaktor

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert

Ved aksiell likevekt finnes det balanserte armeringstverrsnittet:

$$0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

Aksiell likevekt

$$A_{pb} := \frac{0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{pd}} = 4058.8 \text{ mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$Kontroll := \frac{A_p}{A_{pb}} = 0.41$$

Underarmert om $kontroll < 1$

Trykksonefaktoren

$$T_c = S_p \quad \rightarrow \quad 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_p$$

Aksiell likevekt

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = 0.36$$

Trykksonefaktor

Momentkapasitet:

$$S_{p1} := f_{pd} \cdot A_p = 2395.8 \text{ kN}$$

Kraften i spennarmeringen

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = 2395.8 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_1 = 230.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 552.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$\text{Kap.utnyttelse} := \frac{M_{Ed.tv}}{M_{Rd}} = 56.3\%$$

Bruddgrensetilstand - Momentkapasitet i tverretning. Strekk i underkant. Pkt 11

Tversnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tversnittets bredde og høyde

$$A_{p,k} := 1050 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per spennkabel

$$c_{uk} := 270 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$n_{meter} := 1.6$$

Antall spennkabler per meter

$$A_p := A_{p,k} \cdot n_{meter} = 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$d_1 := h - c_{uk} = 230 \text{ mm}$$

Tversnittets effektive høyde

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets kar. strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.17 \text{ MPa}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Spennstålets dim. strekkfasthet

$$M_{Ed.tv} := 112.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(uten forspenning)

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1(1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p}$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las.tv}}{A_{p,k}} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 10.2\%$$

Reduksjon: kryp, svinn og relaks

$$\Delta \varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.01$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.0005$$

Spennarmeringstøyning

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta \varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.86$$

Balansert trykksonefaktor

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert

Ved aksiell likevekt finnes det balanserte armeringstverrsnittet:

$$0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

Aksiell likevekt

$$A_{pb} := \frac{0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{pd}} = 3470.4 \text{ mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$Kontroll := \frac{A_p}{A_{pb}} = 0.48$$

Underarmert om $kontroll < 1$

Trykksonefaktoren

$$T_c = S_p \quad \rightarrow \quad 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = f_{pd} \cdot A_p$$

Aksiell likevekt

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = 0.42$$

Trykksonefaktor

Momentkapasitet:

$$S_{p1} := f_{pd} \cdot A_p = 2395.8 \text{ kN}$$

Kraften i spennarmeringen

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1 = 2395.8 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_1 = 191.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$Kap.utnyttelse := \frac{M_{Ed,tv}}{M_{Rd}} = 24.5\%$$

Bruddgrensetilstand - Momentkapasitet i tverretning. Strekk i overkant . Pkt 12

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$A_{p,k} := 1050 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per spennkabel

$$c_{ok} := 223 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant til senter spennarmering

$$n_{meter} := 1.6$$

Antall spennkabler per meter

$$A_p := A_{p,k} \cdot n_{meter} = 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$d_2 := h - c_{ok} = 277 \text{ mm}$$

Tverrsnittets effektive høyde

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets kar. strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Spennstålets dim. strekkfasthet

$$M_{Ed.tv} := 134.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(uten forspenning)

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1(1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p}$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las.tv}}{A_{p,k}} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 10.2\%$$

Reduksjon: kryp, svinn og relaks

$$\Delta \varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.00049$$

Spennarmeringstøyning

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta \varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.86$$

Balansert trykksonefaktor

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert

Ved aksiell likevekt finnes det balanserte armeringstverrsnittet:

$$0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

Aksiell likevekt

$$A_{pb} := \frac{0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2}{f_{pd}} = 4179.5 \text{ mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\text{Kontroll} := \frac{A_p}{A_{pb}} = 0.4$$

Underarmert om *kontroll* < 1

Trykksonefaktoren

$$T_c = S_p \quad \rightarrow \quad 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = f_{pd} \cdot A_p$$

Aksiell likevekt

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2} = 0.347$$

Trykksonefaktor

Momentkapasitet:

$$S_{p1} := f_{pd} \cdot A_p = 2395.8 \text{ kN}$$

Kraften i spennarmeringen

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = 2395.8 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_2 = 238.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 571.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$\text{Kap.utnyttelse} := \frac{M_{Ed,tv}}{M_{Rd}} = 23.5\%$$

Bruddgrensetilstand - Momentkapasitet i tverretning. Strekk i overkant . Pkt 13

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$A_{p,k} := 1050 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per spennkabel

$$c_{ok} := 287 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant til senter spennarmering

$$n_{meter} := 1.6$$

Antall spennkabler per meter

$$A_p := A_{p,k} \cdot n_{meter} = 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$d_2 := h - c_{ok} = 213 \text{ mm}$$

Tverrsnittets effektive høyde

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Spennstålets kar. strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

Bruddtøyning til betongen

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 31.2 \text{ MPa}$$

Betongens dim. trykkfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1426.1 \text{ MPa}$$

Spennstålets dim. strekkfasthet

$$M_{Ed.tv} := 99.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(uten forspenning)

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabel *EK2 5.10.2.1(1)*

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p}$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las.tv}}{A_{p,k}} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$\varepsilon_{tap} := 10.2\%$$

Reduksjon: kryp, svinn og relaks

$$\Delta \varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap: friksjon, lås, kryp, svinn og relaks

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.0005$$

Spennarmeringstøyning

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta \varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.86$$

Balansert trykksonefaktor

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert

Ved aksiell likevekt finnes det balanserte armeringstverrsnittet:

$$0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = f_{pd} \cdot A_{pb}$$

Aksiell likevekt

$$A_{pb} := \frac{0.8 \cdot \alpha_b \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2}{f_{pd}} = 3213.9 \text{ mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$Kontroll := \frac{A_p}{A_{pb}} = 0.52$$

Underarmert om *kontroll* < 1

Trykksonefaktoren

$$T_c = S_p \quad \rightarrow \quad 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = f_{pd} \cdot A_p$$

Aksiell likevekt

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2} = 0.451$$

Trykksonefaktor

Momentkapasitet:

$$S_{p1} := f_{pd} \cdot A_p = 2395.8 \text{ kN}$$

Kraften i spennarmeringen

$$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2 = 2395.8 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_2 = 174.6 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 418.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$Kap.utnyttelse := \frac{M_{Ed.tv}}{M_{Rd}} = 23.7\%$$

H Skjærkapasitet i bruddgrensetilstand

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, lengderetning. Pkt 14 Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 275 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 9000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 13$$

Antall kabler i strekk over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 4508 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := -542.8 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.853$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.009$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 6.233 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 257.3 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_t \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10445.4 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2005.6 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 211\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 5.2\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 27.1\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, lengderetning. Pkt 15 Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 275 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 9000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1800 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 13$$

Antall kabler i strekk over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.3$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := -1229 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := 1416 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right) = 1.853$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.009$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = -2.458 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = -202.6 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10366.5 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2005.6 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = -698.9\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 13.7\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 70.6\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, tverretning. Pkt 16 Etter EK2 6.2.2

Tversnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 269 \text{ mm}$$

Tversnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 50000 \text{ mm}$$

Bredde, tversnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtversnitt per meter

$$A_{sk} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 79$$

Antall kabler over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 1659 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tversnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 3932 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := 587.3 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right) = 1.862$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.006$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 6.233 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, oppriset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 251.7 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisnet område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_t \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10445.4 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1961.8 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 233.3\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 5.6\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 29.9\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, tverretning. Pkt 17 Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 269 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 50000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 79$$

Antall kabler over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 1659 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 3845 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := -551 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.862$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.006$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 6.233 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 251.7 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10445.4 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1961.8 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 218.9\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 5.3\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 28.1\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, tverretning. Pkt 18 Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 213 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 50000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 79$$

Antall kabler over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 1659 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 3041 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := -197.3 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFISTIK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.969$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.008$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 6.082 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 194.5 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_t \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10444 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1553.4 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 101.5\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 1.9\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 12.7\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, tverretning. Pkt 19 Etter EK2 6.2.2

Tverrsnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 230 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 50000 \text{ mm}$$

Bredde, tverrsnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtverrsnitt per meter

$$A_{sk} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 79$$

Antall kabler over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 1659 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 981.5 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := 1491 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFiSTiK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.933$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.007$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 1.963 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, opprisset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 67.9 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisset område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10406.7 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1677.4 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 2196.4\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 14.3\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 88.9\%$$

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, tverretning. Pkt 20 Etter EK2 6.2.2

Tversnitt

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$d := 269 \text{ mm}$$

Tversnittshøyde, indre høyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$b := 50000 \text{ mm}$$

Bredde, tversnitt. Per meter.

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.042 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtreghetsmoment per meter

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (31.250 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen.

$$A_c := h \cdot b_w = (5 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal, betongtversnitt per meter

$$A_{sk} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal per kabel

$$n_k := 79$$

Antall kabler over totale bredde b

$$A_{sl} := A_{sk} \cdot \frac{n_k}{b} = 1659 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tversnittsareal, armering i strekksonen per meter

Materiale

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfakt. for bruddgrense. EK2 Tabell 2.1N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet, betong

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet, betong

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet, betong

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet, betong

Faktorer

$$k_2 := 0.18$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\alpha_l := 1$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.468$$

Dimensjonerende krefter

$$N_{Ed} := 314.3 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := -1458 \frac{kN}{m}$$

Hentes fra SOFISTIK. Trykk regnes som positivt

Beregning, etter EK2 6.2.2 (1)

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{mm}}}, 2 \right) = 1.862$$

$$\rho_1 := \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \right) = 0.006$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = 0.629 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot Pa = 0.001 \text{ MPa}$$

Skjærstrekkkapasitet, oppriset område, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc1} := \max \left(\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{Pa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right) = 25.5 \frac{kN}{m}$$

Skjærstrekkkapasitet, urisnet område, etter EK2 6.2.2 (2)

$$V_{Rdc2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{cd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 10394.6 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, etter EK2 6.2.2 (1)

$$V_{Rdc3} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1961.8 \frac{kN}{m}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap_{Rdc1} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc1}} = 5708.4\%$$

$$Kap_{Rdc2} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc2}} = 14\%$$

$$Kap_{Rdc3} := \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rdc3}} = 74.3\%$$

I Kontroll av opprissing grunnet bøyemoment

Uopprisset tverrsnitt i lengderetning - strekk i overkant

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 225 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 225 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.552 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.045 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -6782 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFiSTiK)

$$M_f := 137 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFiSTiK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(-y + y_t)}{(-y + y_t)} = -15.6 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y + y_t)}{(y + y_t)} = -9 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{\frac{f_{ctk0.05}}{1.5}} = -450.4\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 47.2\%$$

Kontroll av trykkspenning

Uopprisset tverrsnitt i tverretning - strekk i underkant

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{uk} := 231 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn. areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_t} = 0.6 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. nedover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.042 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -3982.5 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 136 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(y - y_t)}{(y - y_t)} = -4.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(-y - y_t)}{(-y - y_t)} = -11 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{\frac{f_{ctk0.05}}{1.5}} = -222.6\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 33.3\%$$

Kontroll av trykkspenning

Uopprisset tverrsnitt i tverretning - strekk i overkant . Pkt 18

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 287 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_2}{A_t} = -0.001 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t pos. oppover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_2 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.044 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2275 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 136.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(-y - y_t)}} = -7.7 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(y - y_t)}} = -1.1 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{\frac{f_{ctk0.05}}{1.5}} = -55.6\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 23.2\%$$

Kontroll av trykkspenning

J Skjærkapasitet for konsentrerte laster i bruddgrense-tilstand

Skjærkraft fra konsentrert trafikklast, LM1

Kritisk snitt, etter EK2 6.4.2

$$d_x := 236 \text{ mm}$$

$$d_y := 273 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 0.255 \text{ m}$$

Snitt effektiv tverrsnittshøyde

$$b_{wy} := 0.4 \text{ m}$$

$$b_{wx} := 0.4 \text{ m}$$

Lastflate

$$u_1 := 2 (b_{wy} + b_{wx} + 8 d_{eff}) = 5.672 \text{ m}$$

Omkrets, rektangulær lastflate

$$A_{cy} := d_y \cdot (b_{wy} + 4 d_{eff}) = 0.387 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tverrsnittshøyde

$$A_{cx} := d_x \cdot (b_{wx} + 4 d_{eff}) = 0.335 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tverrsnittshøyde

Armeringsmengde i strekksone

Lengderetning

$$A_{sly1} := 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{sly} := A_{sly1} \cdot (b_{wy} + 4 d_{eff}) = 0.004 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Tverretning

$$A_{srx1} := 1680 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{srx} := A_{srx1} \cdot (b_{wx} + 4 d_{eff}) = 0.002 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Dimensjonerte skjærkrefter, etter EK2 6.4.3

$$V_{Ed} := 150 \text{ kN}$$

Hentes fra SOFISTIK

$$\beta := 1$$

Sentrisk belastning

$$v_{Ed} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 103.9 \text{ kPa}$$

Dimensjonerende skjærspenning

Dimensjonerende krefter

$$N_{Edy} := 0$$

$$N_{Edx} := 0$$

Aksialkrefter neglisjeres.
Konservativ beregning

$$\sigma_{cy} := \frac{N_{Edy} \cdot kN}{A_{cy}} = 0 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{cx} := \frac{N_{Edx} \cdot kN}{A_{cx}} = 0 \text{ Pa}$$

Dimensjonerende aksialspenning
Trykk = positiv

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 0 \text{ Pa}$$

Skjærkapasitet, etter EK1 6.4.4 (1)

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{eff}}{mm}}}, 2 \right) = 1.886$$

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \min \left(\frac{A_{sty}}{b_{wy} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_{lx} := \min \left(\frac{A_{stx}}{b_{wx} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$f_{ck} := 55$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.673$$

$$V_{Rd.c1} := C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c2} := v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 0.67 \text{ MPa}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap := \frac{v_{Ed}}{V_{Rdc}} = 15.5\%$$

Kapasitet OK!

Skjærkraft fra konsentrert trafikklast, LM2

Kritisk snitt, etter EK2 6.4.2

$$d_x := 235 \text{ mm}$$

$$d_y := 273 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 0.254 \text{ m}$$

Snitt effektiv tverrsnittshøyde

$$b_{wy} := 0.5 \text{ m}$$

$$b_{wx} := 0.35 \text{ m}$$

Lastflate

$$u_1 := 2 \cdot (b_{wy} + b_{wx} + 8 \cdot d_{eff}) = 5.764 \text{ m}$$

Omkrets, rektangulær lastflate

$$A_{cy} := d_y \cdot (b_{wy} + 4 \cdot d_{eff}) = 0.414 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tverrsnittshøyde

$$A_{cx} := d_x \cdot (b_{wx} + 4 \cdot d_{eff}) = 0.321 \text{ m}^2$$

Betongareal over effektiv tverrsnittshøyde

Armeringsmengde i strekksone

Lengderetning

$$A_{sly1} := 2600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{sly} := A_{sly1} \cdot (b_{wy} + 4 \cdot d_{eff}) = 0.004 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Tverretning

$$A_{slx1} := 1680 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal per meter

$$A_{slx} := A_{slx1} \cdot (b_{wx} + 4 \cdot d_{eff}) = 0.002 \text{ m}^2$$

Armeringsareal over bredde av kritisk snitt

Dimensjonerte skjærkrefter, etter EK2 6.4.3

$$V_{Ed} := 200 \text{ kN}$$

$$\beta := 1$$

Sentrisk belastning

$$v_{Ed} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 136.6 \text{ kPa}$$

Dimensjonerende skjærspenning

Dimensjonerende krefter

$$N_{Edy} := 0$$

$$N_{Edx} := 0$$

Aksialkrefter neglisjeres.
Konservativ beregning

$$\sigma_{cy} := \frac{N_{Edy} \cdot kN}{A_{cy}} = 0 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{cx} := \frac{N_{Edx} \cdot kN}{A_{cx}} = 0 \text{ Pa}$$

Dimensjonerende aksialspenning
Trykk = positiv

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 0 \text{ Pa}$$

Skjærkapasitet, etter EK1 6.4.4

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{eff}}{mm}}}, 2 \right) = 1.887$$

$$k_1 := 0.15$$

$$k_2 := 0.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$\rho_{ly} := \min \left(\frac{A_{sly}}{b_{wy} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_{lx} := \min \left(\frac{A_{slx}}{b_{wx} \cdot d_{eff}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}}, 0.02 \right) = 0.02$$

$$f_{ck} := 55$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.673$$

$$V_{Rd.c1} := C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 904.3 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd.c2} := v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 673 \text{ kPa}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 673 \text{ kPa}$$

Kapasitetsutnyttelse

$$Kap := \frac{v_{Ed}}{V_{Rdc}} = 20.3\%$$

Kapasitet ok!

K Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand i lengderetning - strekk i overkant. Pkt 2

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm,c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm,c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck,t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c,maks} := 0.6 \cdot f_{ck,t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.552 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.115 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -5517 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 456.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(-y + y_t)}{(-y + y_t)} = -20.2 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y + y_t)}{(y + y_t)} = 0.236 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = 7.9\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 61.3\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i lengderetning- strekk i underkant. Pkt 3

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.115 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -5170 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 199.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y - y_t)}{(y - y_t)} = -4.9 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y - y_t)}{(-y - y_t)} = -13.8 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = -163.2\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 41.9\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i lengderetning - strekk i overkant. Pkt 4

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 198 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 198 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.552 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.056 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -6615 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 104.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(-y + y_t)}{(-y + y_t)} = -14.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y + y_t)}{(y + y_t)} = -9.499 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = -316.6\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 43.8\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i lengderetning- strekk i underkant. Pkt 5

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.115 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -6042 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 101.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{y_t}{(y - y_t)} = -8.66 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{y_t}{(-y - y_t)} = -13.2 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = -288.7\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 40.1\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i lengderetning - strekk i overkant. Pkt 6

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 131 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 131 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm,c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm,c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck,t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c,maks} := 0.6 \cdot f_{ck,t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.552 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.115 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -3468 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 804.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(-y + y_t)}{(-y + y_t)} = -24.3 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y + y_t)}{(y + y_t)} = 11.8 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = 391.7\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 73.7\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i lengderetning - strekk i overkant. Pkt 7

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 138 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := 138 \text{ mm}$$

Avstand fra over- og underkant til senter spennarmering

$$A_{p1} := 2600 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := 2600 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_p := A_{p1} + A_{p2}$$

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal spennkabler, og betongtv.sn.

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisiteter

Material

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$\varphi_{100} := 1.145$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17715.6 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.552 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot e_1 - (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot e_2}{A_t} = 0 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . Positiv ned.

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p1} \cdot (e_1 - y_t)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p2} \cdot (e_2 + y_t)^2$$

$$I_t = (1.107 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -971.35 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 564.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{-y + y_t}{(-y + y_t)} = -14.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{y + y_t}{(y + y_t)} = 11 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = 366.2\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 44\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i tverretning - strekk i underkant. Pkt 8

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{uk} := 213 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.e} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.e}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_t} = 1.2 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. nedover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.044 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2023 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFiSTiK)

$$M_f := 188.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFiSTiK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(y - y_t)}{(y - y_t)} = 0.6 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \cdot \frac{(-y - y_t)}{(-y - y_t)} = -8.4 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = 19\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 25.6\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i tverretning - strekk i underkant. Pkt 9

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{uk} := 231 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_t} = 0.6 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. nedover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.042 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2008 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFiSTiK)

$$M_f := 207.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFiSTiK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(y - y_t)}} = 1.1 \text{ MPa}$$

Strekkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(-y - y_t)}} = -8.9 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = 36.3\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 26.9\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i tverretning - strekk i underkant. Pkt 10

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{uk} := 270 \text{ mm}$$

Avstand fra underkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_1 := y - c_{uk}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1}{A_t} = -0.6 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. nedover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_1 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.042 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2083 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFiSTiK)

$$M_f := 129.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFiSTiK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(y - y_t)}{(y - y_t)} = -0.9 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(-y - y_t)}{(-y - y_t)} = -7.1 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{uk} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctk0.05}} = -30.2\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{ok} := \frac{|\sigma_{c.ok}|}{\sigma_{c.maks}} = 21.6\%$$

Kontroll av trykkspenning

Brukgrensetilstand i tverretning - strekk i overkant. Pkt 11

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 223 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm,c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm,c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck,t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c,maks} := 0.6 \cdot f_{ck,t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisset betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_2}{A_t} = 0.001 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. oppover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_2 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.043 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2272 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(-y - y_t)}{(-y - y_t)} = -5.1 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{I_t} \frac{(y - y_t)}{(y - y_t)} = -3.7 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = -122.7\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 15.5\%$$

Kontroll av trykkspenning

Bruksgrensetilstand i tverretning - strekk i overkant. Pkt 12

Tverrsnittsdata

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets bredde og høyde

$$c_{ok} := 287 \text{ mm}$$

Avstand fra overkant til senter spennarmering

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Tv.sn.areal per meter, spennkabel

$$A_c := b \cdot h$$

Totalt areal betongtverrsnitt

$$y := \frac{h}{2}$$

$$e_2 := y - c_{ok}$$

Spennarmeringens eksentrisitet

Material

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens elastisitetsmodul

$$E_{cm.c} := 38 \text{ GPa}$$

Betongens midl. 28-døgns E-modul

$$f_{ctk0.05} := 3.0 \text{ MPa}$$

Kar. sentrisk strekkfasthet med 5% ssh for underskridelse

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens kar. trykkfasthet

$$\varphi_{100} := 1.141$$

Kryptall, 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Forholdstall, E-moduler

EK2 5.10.2.2 Begrensninger av betongspenninger

$$f_{ck.t} := f_{ck}$$

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck.t} = 33 \text{ MPa}$$

Beregning for felt??

Stadium I, urisett betong

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_2}{A_t} = -0.001 \text{ m}$$

Beliggenhet av det armert tv.sn. sin tyngdepunktsakse, y_t . pos. oppover

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_2 - y_t)^2$$

$$I_t = (1.044 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$N_f := -2953 \text{ kN} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende aksialkraft (SOFISTIK)

$$M_f := 64.98 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{inkl forspenningskraft})$$

Opptredende moment (SOFISTIK)

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(-y - y_t)}} = -7.3 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i underkant

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_f}{A_t} + \frac{M_f}{\frac{I_t}{(y - y_t)}} = -4.2 \text{ MPa}$$

Trykkspenninger i overkant

Sjekk, stadium I

$$Sjekk_{ok} := \frac{\sigma_{c.ok}}{f_{ctk0.05}} = -138.4\%$$

Kontroll av strekkspenning

$$Sjekk_{uk} := \frac{|\sigma_{c.uk}|}{\sigma_{c.maks}} = 22\%$$

Kontroll av trykkspenning

L Kontroll av duktilitet i tverretning

Duktilitet - tverretning

Tverrsnittsdata:

$b := 1000 \text{ mm}$	$h := 500 \text{ mm}$	Tverrsnittets høyde og bredde
$A_p := 1680 \text{ mm}^2$		Areal, spennarmering per meter
$c_{uk} := 213 \text{ mm}$		Avstand fra betongkant til senter spennarmering
$n_k := 1.6$		Antall spennkabler per meter
$A := b \cdot h$		Areal betongtverrsnitt
$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk}$		Eksentrisitet, spennarmering
$d_1 := h - c_{uk}$		Tverrsnittets effektive høyde

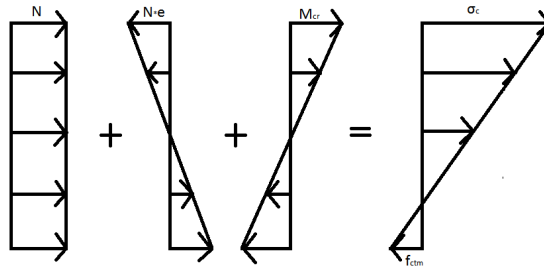
Material

$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	Spennstålet kar. 0.1%-grense
$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$	Betongens kar. trykkfasthet
$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Spennarmeringens strekkfasthet
$f_{ctm} := 4.2 \text{ MPa}$	Midlere sentrisk strekkfast., 28 døgn
$E_{cm,c} := 38 \text{ GPa}$	Betongs midlere E-modul, 28 døgn
$\epsilon_{cs} := 2.579 \cdot 10^{-4}$	Fri svinntøyning
$\epsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3}$	Spennarmeringens bruddtøyning
$\varphi_{100} := 1.141$	Kryptall for 100 år
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennstålets E-modul
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$	Betongens dim. trykkfasthet
$E_{cm} := \frac{E_{cm,c}}{1 + \varphi_{100}} = 17748.7 \text{ MPa}$	Langtids E-modul
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$	Forholdstall E-moduler

EK2 5.10.2.1 Største tillatte spenning i spennarmering

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{pmax} = 2479.7 \text{ kN}$$



Resterende tøyingskapasitet i spennarmeringen etter langtidstap

$$P_{las.tv} := 1501.6 \text{ kN}$$

(per kabel)

Oppspenningskraft etter friksjon og lås

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las.tv} \cdot n_k}{A_p} = 1430.1 \text{ MPa}$$

Oppspenning etter friksjon og lås

$$red := 10.2\%$$

Reduksjon kryp, svinn og relaks

$$\Delta \varepsilon_{tap} := red \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 0.00075$$

Tøyningstap

$$\varepsilon'_{p0} := \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.007$$

Effektiv tøyingsdifferanse

Momentkapasitet og rissmoment

$$\alpha := \frac{f_{p0.1k} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d_1} = 0.218$$

Trykksonehøyde

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_1$$

Momentarm

$$M_{pRd} := f_{p0.1k} \cdot A_p \cdot z = 721.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$N_{pEd} := P_{max} = 2479.7 \text{ kN}$$

Aksialkraft. P_{max} er konservativt

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Annet arealmoment

$$\sigma_{uk} := -\frac{N_{pEd}}{A} - \frac{f_{p0.1k} \cdot A_p \cdot e_1}{I} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = f_{ctm}$$

Spenning, underkant

$$M_{cr} := \left(f_{ctm} + \frac{N_{pEd}}{A} \right) \cdot \frac{2 \cdot I}{h} + f_{p0.1k} \cdot A_p \cdot e_1$$

$$M_{cr} = 483.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment

$$U_{tn} := \frac{M_{cr}}{M_{pRd}} = 67\%$$

Prosentvis utnyttelse ved opprissing

Krumning ved opprissing

$$\sigma_{uk.cr} := -\frac{N_{pEd}}{A} - \frac{f_{p0.1k} \cdot A_p \cdot e_1}{I} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = 4.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok.cr} := -\frac{N_{pEd}}{A} + \frac{f_{p0.1k} \cdot A_p \cdot e_1}{I} \cdot \frac{h}{2} - \frac{M_{cr}}{I} \cdot \frac{h}{2} = -14.119 \text{ MPa}$$

$$\kappa_{cr} := \frac{|\sigma_{ok.cr}| + |\sigma_{uk.cr}|}{E_{cm} \cdot h} = 0.002 \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning

Krumning ved brudd

$$\kappa_{pRd} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d_1} = 0.05 \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning

Krumning av midtliggende punkt - funnet ved Stadiim II, opprisset betong

$$M_{stII} := \frac{M_{pRd} + M_{cr}}{2} = 602.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Velger moment mellom de to

$$N_{stII} := N_{pEd} = 2479.7 \text{ kN}$$

Samme aksialkraft

$$\eta = 10.987$$

$$\rho := \frac{A_p}{b \cdot d_1} = 0.006$$

$$a := \frac{M_{stII}}{|N_{stII}|} = 243 \text{ mm}$$

Eksentrisitet til ekvivalent aksialkraft

$$\alpha := 0.5, 0.55 \dots 0.65$$

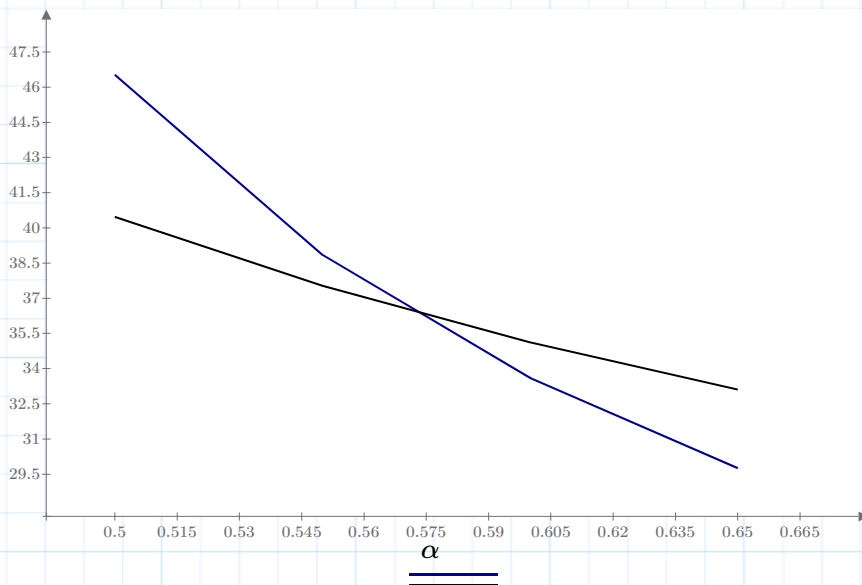
Trykksonefaktor

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

Aksiallikevektsligning

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{2 \cdot (e_1 + a)}{d_1} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Momentlikevektsligning



$\sigma_{cA}(\alpha)$ (MPa)

$\sigma_{cM}(\alpha)$ (MPa)

$$\alpha := 0.575$$

Trykksonefaktor

$$\sigma_c := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d_1} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}} = 36.01 \text{ MPa}$$

Betongens trykkspenning

$$\varepsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 0.002$$

Betongtøyning i overkant

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_c \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha} = 0.001$$

Tøyning ved spennarmering

$$\Delta\sigma_p := (\Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{cs}) \cdot E_p = 242.1 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i sp.armering.
 ε_{cs} er reduksjon fra fritt svinn

$$\varepsilon_{re} := 4.3\%$$

Tap fra relaksasjon

$$\sigma_p := \sigma_{p,opp} \cdot (1 - \varepsilon_{re}) + \Delta\sigma_p = 1610.7 \text{ MPa}$$

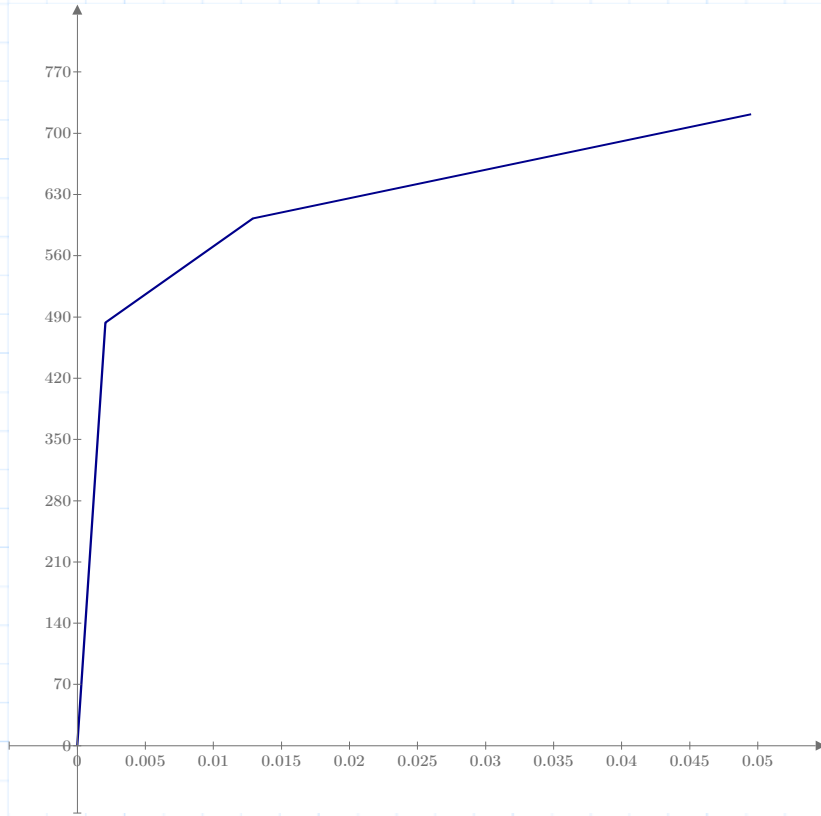
Spenning i spennarmering

$$\varepsilon_p := \frac{\sigma_p}{E_p} - \varepsilon'_{p0} = 0.00167$$

$$\kappa_{stII} := \frac{\frac{|\sigma_c|}{E_{cm}} + \varepsilon_p}{d_1} = 0.013 \frac{1}{m}$$

$$\kappa := \begin{bmatrix} 0 \\ \kappa_{cr} \\ \kappa_{stII} \\ \kappa_{pRd} \end{bmatrix}$$

$$M := \begin{bmatrix} 0 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{cr} \\ M_{stII} \\ M_{pRd} \end{bmatrix}$$

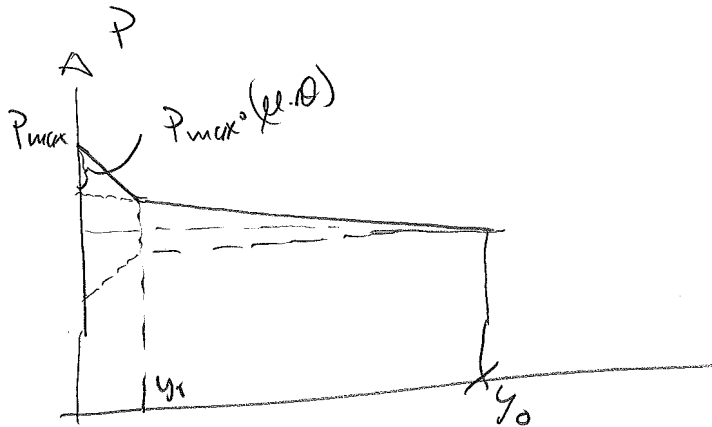


$$Sjekk := \frac{\kappa_{pRd}}{\kappa_{cr}} = 23.98$$

M (kN·m)

$\kappa \left(\frac{1}{m} \right)$

M Teori låsetap



$$\Delta L_{\text{lås}} = \int_0^{y_0} \Delta \varepsilon(x) \cdot dx = \underbrace{\frac{2P_{\text{max}} (\mu \cdot d_0)}{E_p A_p} \frac{y_1}{2}}_{\text{Bidrag fra } d_0} + \underbrace{\frac{2P_{\text{max}} \cdot k \cdot y_0}{E_p A_p} \frac{y_0}{2}}_{\text{Bidrag over } y_0}$$

$$y_0 = \sqrt{\frac{\Delta L_{\text{lås}} \cdot E_p A_p}{P_{\text{max}} \cdot k} - \frac{\mu d_0}{k} \cdot y_1}$$

$$P(y_0) = P_{\text{max}} \cdot (1 - \mu \cdot d_0 - k \cdot y_0)$$

Her det skal være riktigt

22/12-14

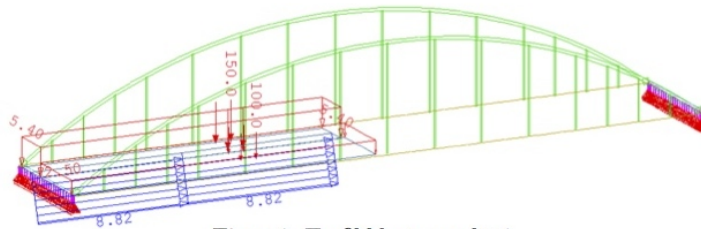
Per K

N Dimensjonerende lastsituasjoner

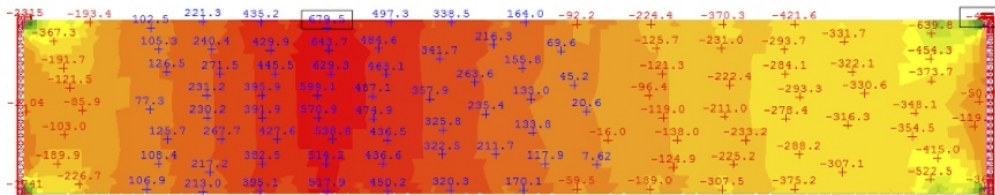
Bruddgrensetilstand

Punkt 1, $M_{yy} = 683,3kNm/m$, $N_{yy} = -4636kN/m$

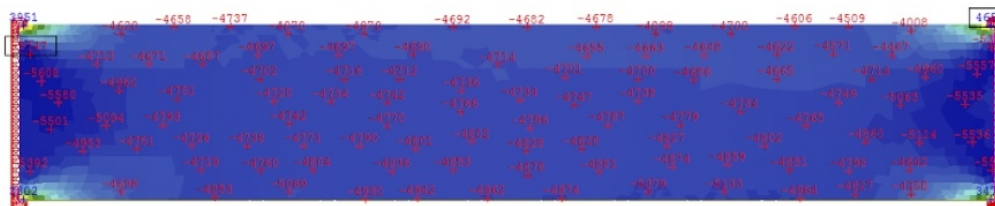
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, tverrarmring, vindlasttilfelle 65, og temperatur i lasttilfelle 4.
 Gunstig bidrag fra lengdearmring.



Figur 1: Trafikklast, punkt 1



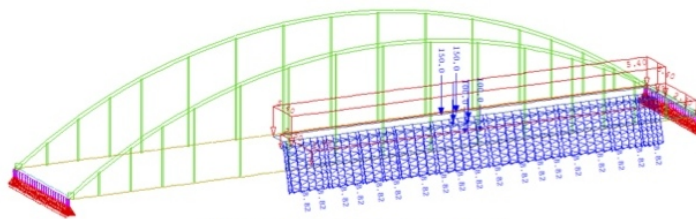
Figur 2: Lastfordeling M_{yy} , punkt 1



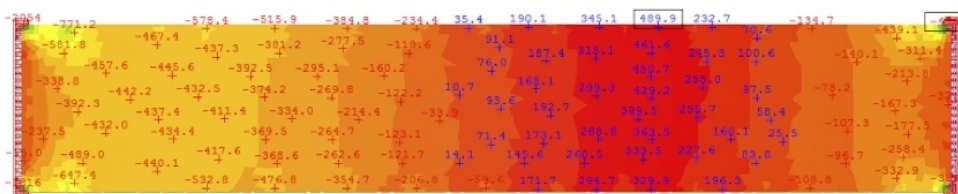
Figur 3: Lastfordeling N_{yy} , punkt 1

Punkt 2, $M_{yy} = -529kNm/m$, $N_{yy} = -3772kN/m$

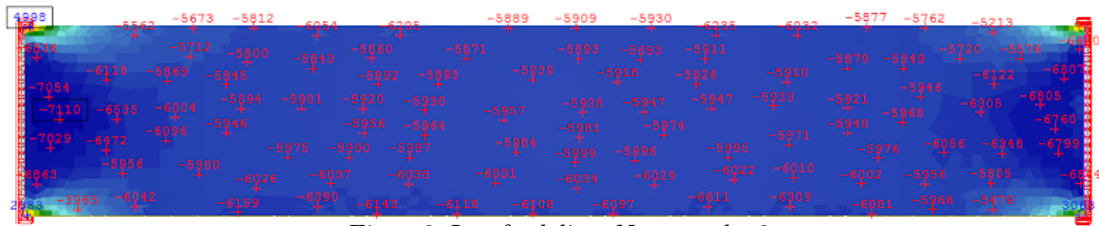
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, lengdearmring, vindlasttilfelle 61, og temperatur i lasttilfelle 3.
 Gunstig bidrag fra tverrarmring.



Figur 4: Trafikklast, punkt 2



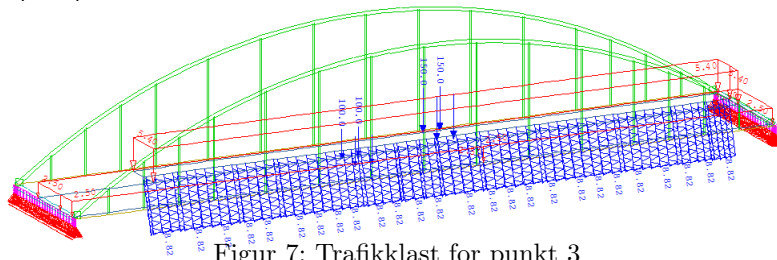
Figur 5: Lastfordeling M_{yy} , punkt 2



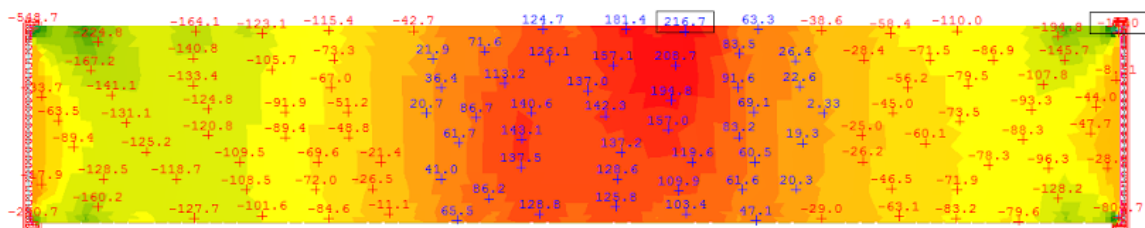
Figur 6: Lastfordeling N_{yy} , punkt 2

Punkt 3, $M_{yy} = 260,7kNm/m$, $N_{yy} = -4280kN/m$

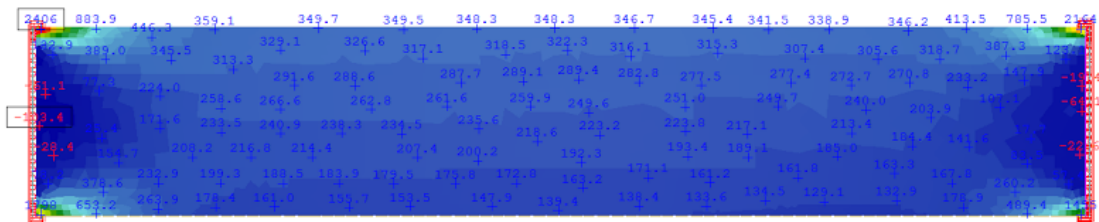
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, tverrarmering, vindlasttilfelle 65, og temperatur i lasttilfelle 5.
 Gunstig bidrag fra:



Figur 7: Trafikklast for punkt 3



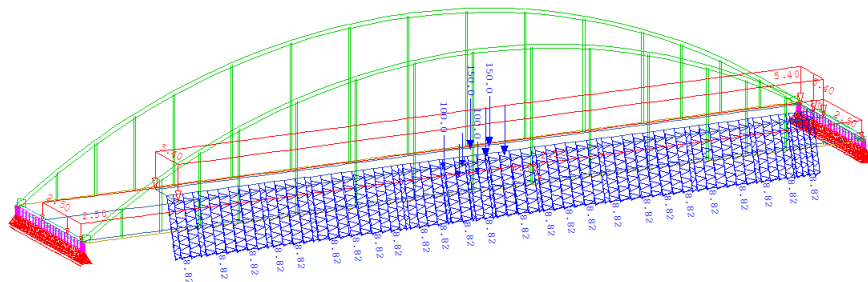
Figur 8: Lastfordeling M_{yy} , punkt 3



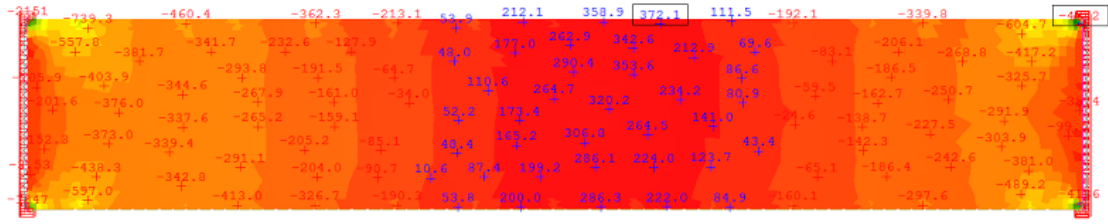
Figur 9: Lastfordeling N_{yy} , punkt 3

Punkt 4, $M_{yy} = -648,9kNm/m$, $N_{yy} = -2696kN/m$

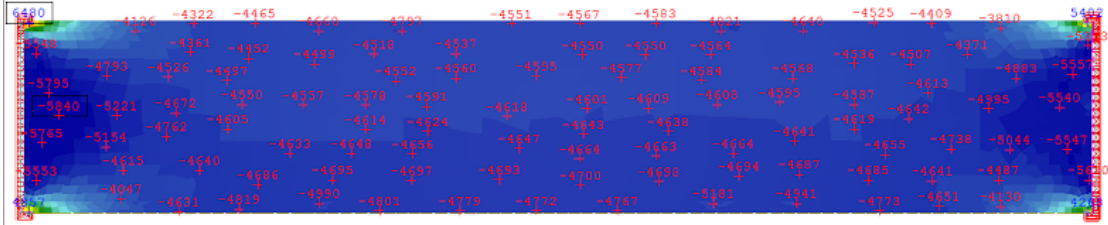
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, vindlasttilfelle 61, og temperatur i lasttilfelle 2. Gunstig bidrag fra lengdearmering og tverrarmering.



Figur 10: Trafikklast for punkt 4



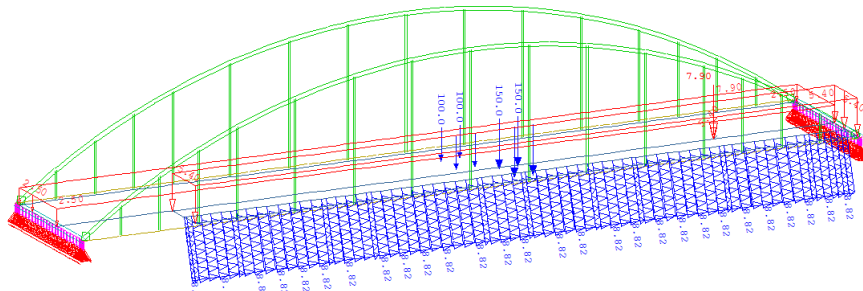
Figur 11: Lastfordeling M_{yy} , punkt 4



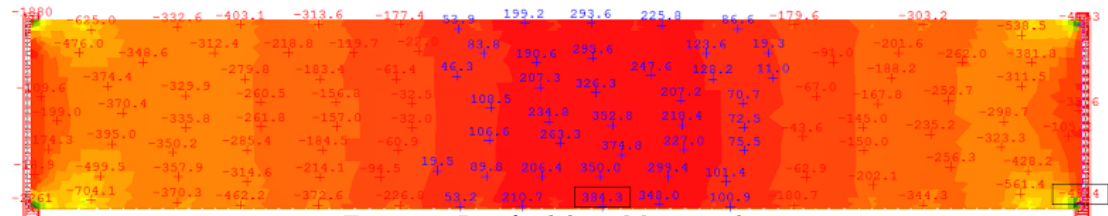
Figur 12: Lastfordeling N_{yy} , punkt 4

Punkt 5, $M_{yy} = -649,2kNm/m$, $N_{yy} = -1192kN/m$

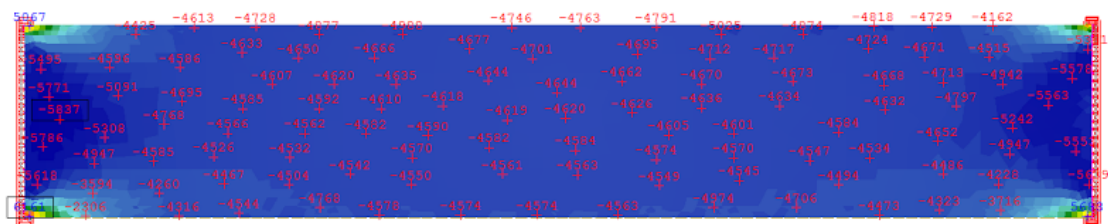
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, vindlasttilfelle 64, og temperatur i lasttilfelle 2. Gunstig bidrag fra lengdearmering og tverrarmering.



Figur 13: Trafikklast for punkt 5



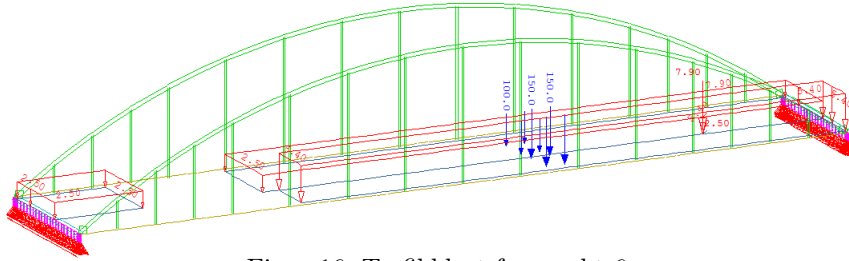
Figur 14: Lastfordeling M_{yy} , punkt 5



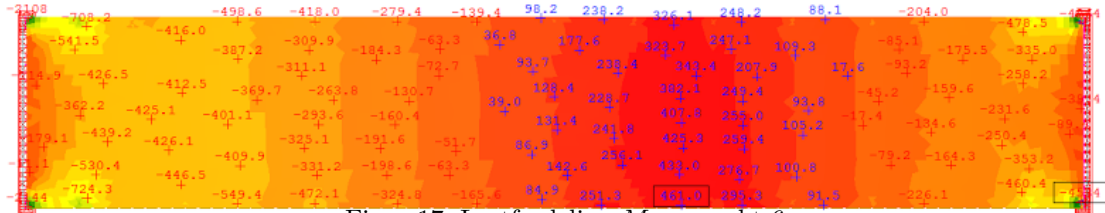
Figur 15: Lastfordeling N_{yy} , punkt 5

Punkt 6, $M_{yy} = -273,8kNm/m$, $N_{yy} = -7370kN/m$

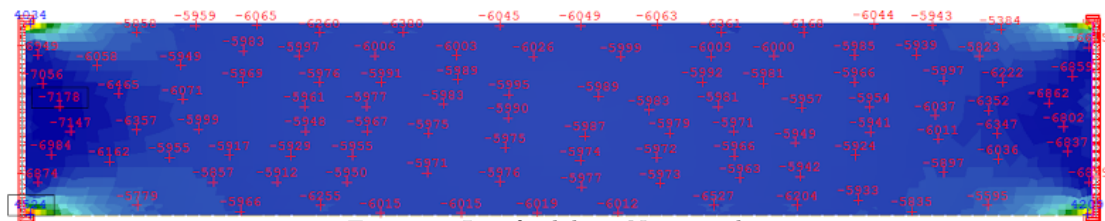
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, lengdearmering, vindlasttilfelle 65, og temperatur i lasttilfelle 7. Gunstig bidrag fra tverrarmering.



Figur 16: Trafikklast for punkt 6



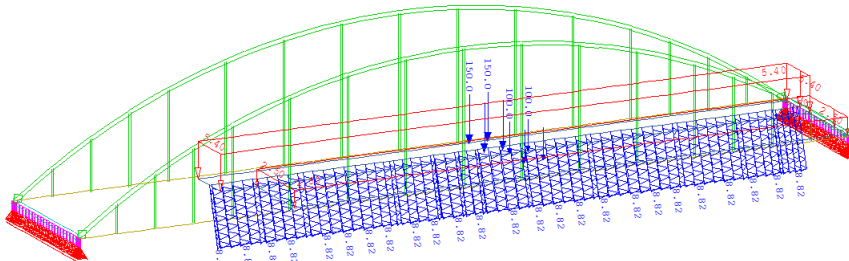
Figur 17: Lastfordeling Myy, punkt 6



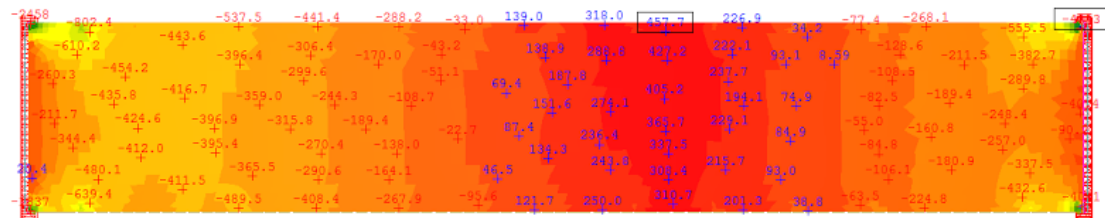
Figur 18: Lastfordeling Nyy, punkt 6

Punkt 7, $M_{yy} = -1016 \text{ kNm/m}$, $N_{yy} = -3296 \text{ kN/m}$

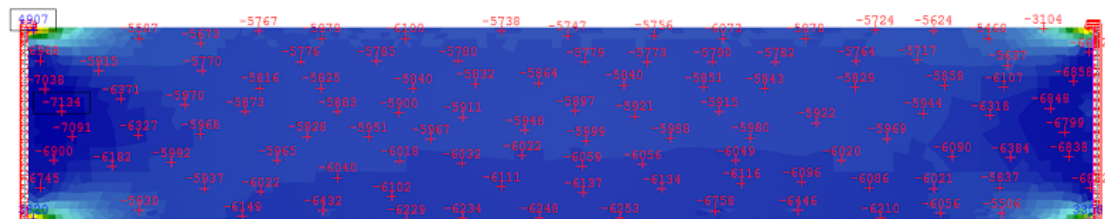
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, lengdearmering, vindlasttilfelle 61, og temperatur i lasttilfelle 2. Gunstig bidrag fra lengdearmering og tverrarmering.



Figur 19: Trafikklast for punkt 8



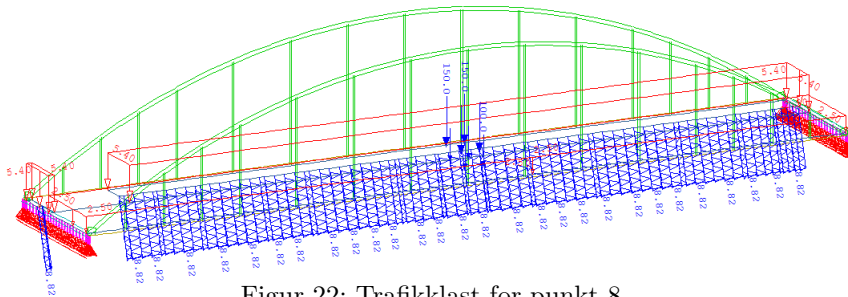
Figur 20: Lastfordeling Myy, punkt 8



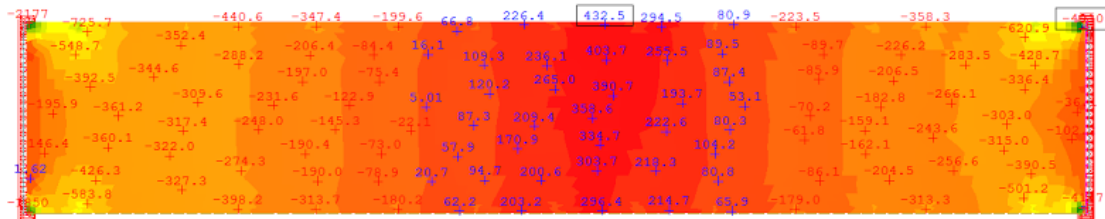
Figur 21: Lastfordeling Nyy, punkt 8

Punkt 8, $M_{yy} = -711,2kNm/m$, $N_{yy} = -573,2kN/m$

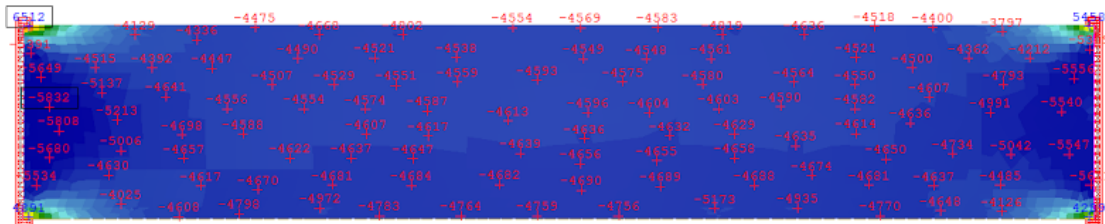
Ugunstig bidrag fra: Egenvekt, rekkverk, vindlasttilfelle 61, og temperatur i lasttilfelle 2. Gunstig bidrag fra lengdearmoring og tverrarmoring.



Figur 22: Trafikklast for punkt 8



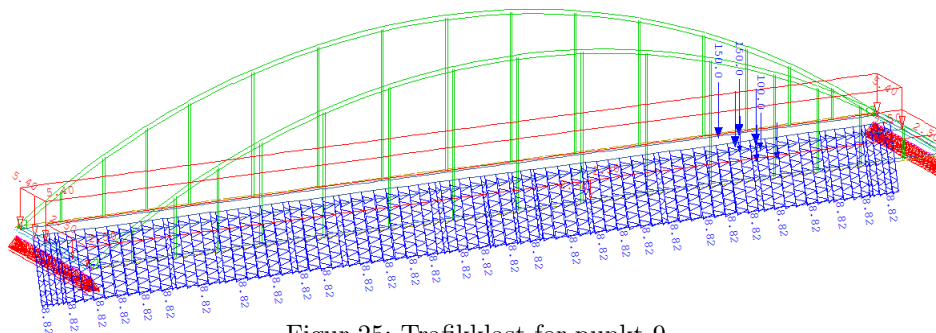
Figur 23: Lastfordeling M_{yy} , punkt 8



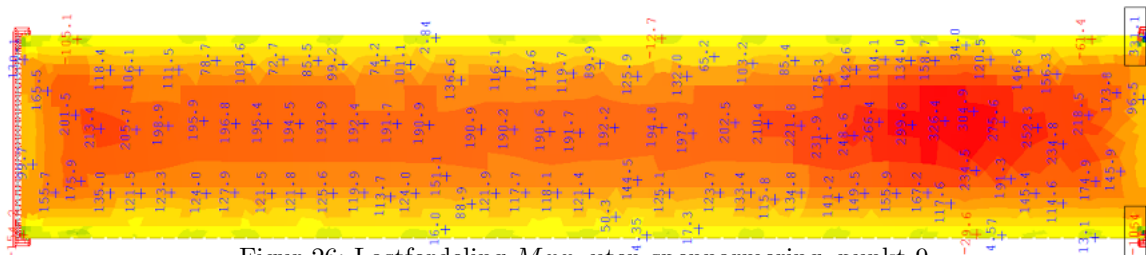
Figur 24: Lastfordeling N_{yy} , punkt 8

Punkt 9, $M_{xx} = 310,4,8kNm/m$

Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkvert, temperaturlasttilfelle 4, trafikklast, vindlasttilfelle 61



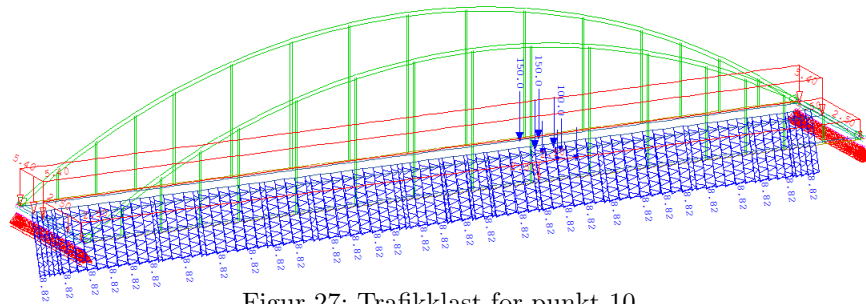
Figur 25: Trafikklast for punkt 9



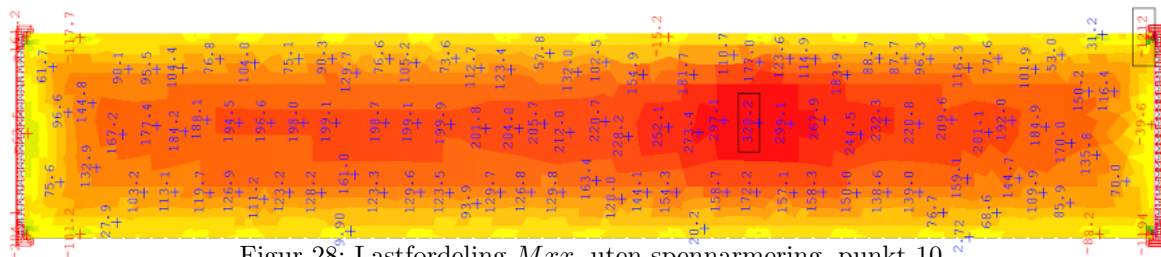
Figur 26: Lastfordeling M_{xx} , uten spennarmoring, punkt 9

Punkt 10, $M_{xx} = 311,1kNm/m$

Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkvert, temperaturlasttilfelle 3, trafikklast, vindlasttilfelle 61



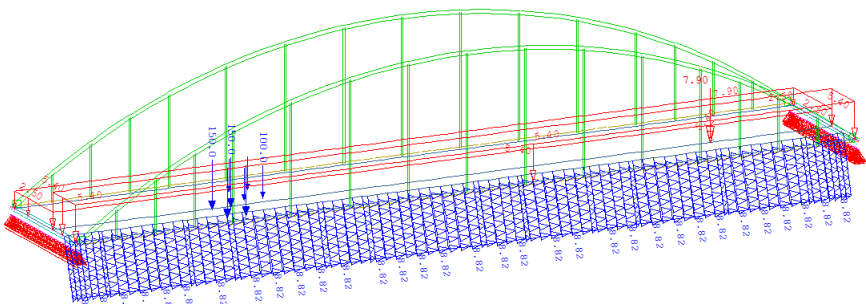
Figur 27: Trafikklast for punkt 10



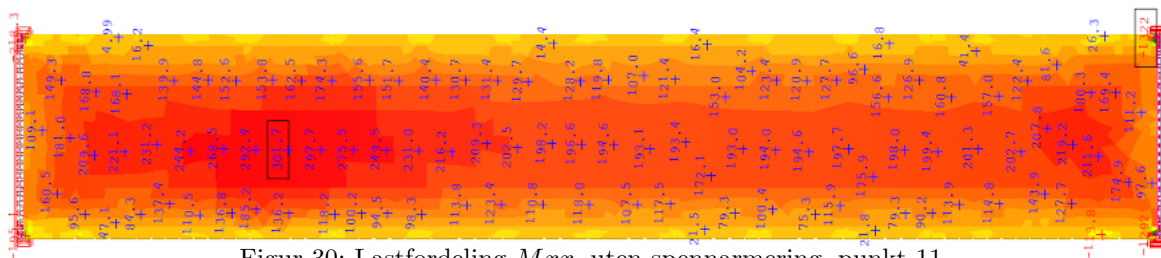
Figur 28: Lastfordeling M_{xx} , uten spennarmering, punkt 10

Punkt 11, $M_{xx} = 112,4kNm/m$

Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkvert, temperaturlasttilfelle 9, trafikklast, vindlasttilfelle 61



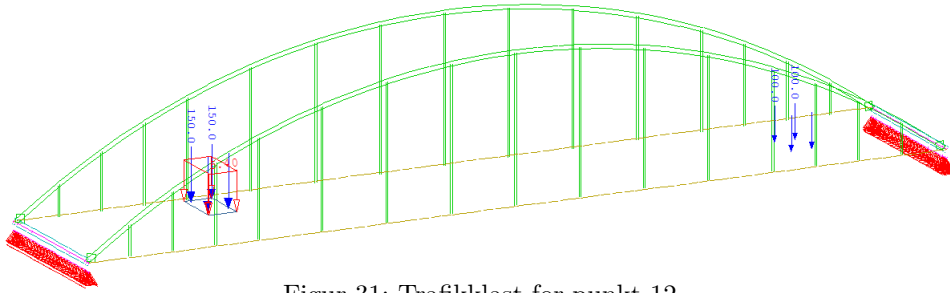
Figur 29: Trafikklast for punkt 11



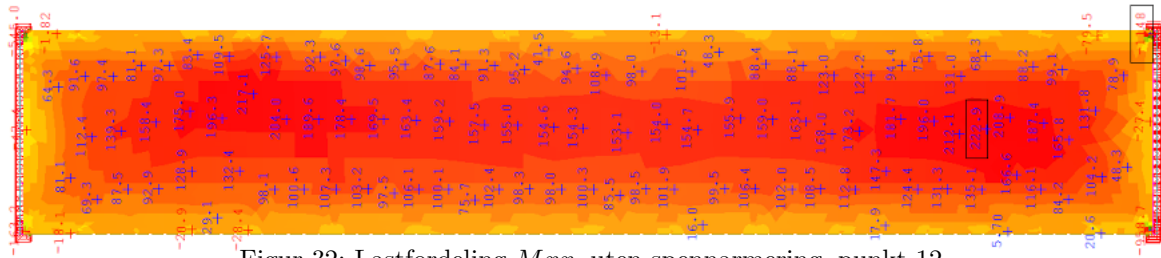
Figur 30: Lastfordeling M_{xx} , uten spennarmering, punkt 11

Punkt 12, $M_{xx} = -131,4kNm/m$

Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkvert, temperaturlasttilfelle 7, trafikklast, vindlasttilfelle 65

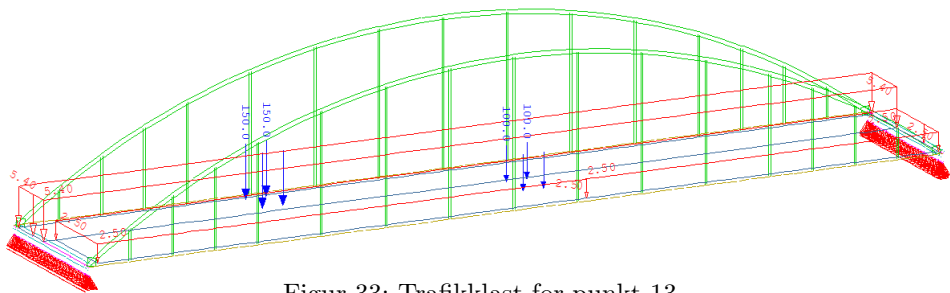


Figur 31: Trafikklast for punkt 12

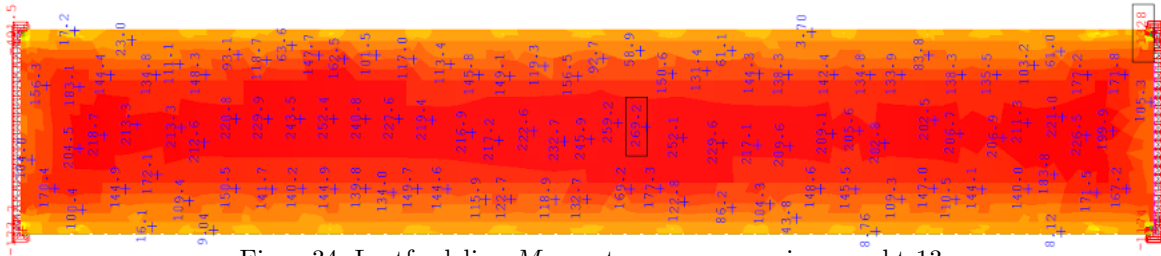


Figur 32: Lastfordeling M_{xx} , uten spennarmering, punkt 12

Punkt 13, $V_{xx} = -99,17kN/m$



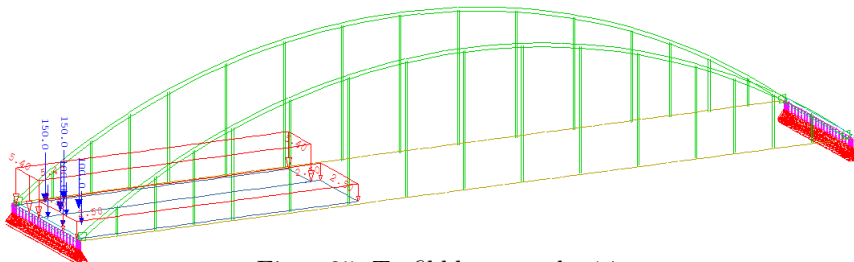
Figur 33: Trafikklast for punkt 13



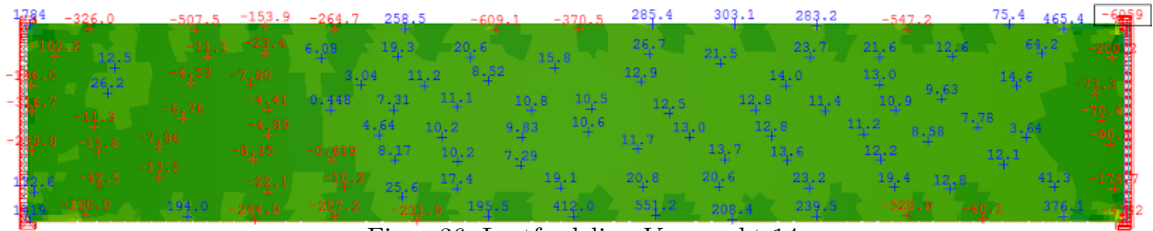
Figur 34: Lastfordeling M_{xx} , uten spennarmering, punkt 13

Punkt 14, $V_y = -542,8kN/m$, $N_{yy} = -6554kN/m$

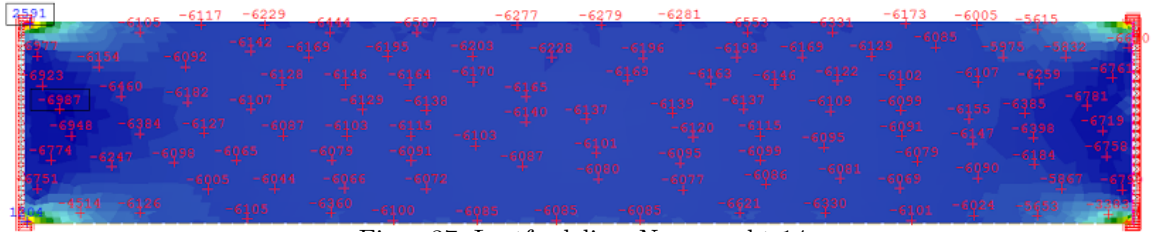
Ugunstig bidrag fra egenvekt, lengdearmering, vindlasttilfelle 61, og temperaturlasttilfelle 2. Gunstig bidrag fra rekkverk, tverrarmering.



Figur 35: Trafikklast, punkt 14



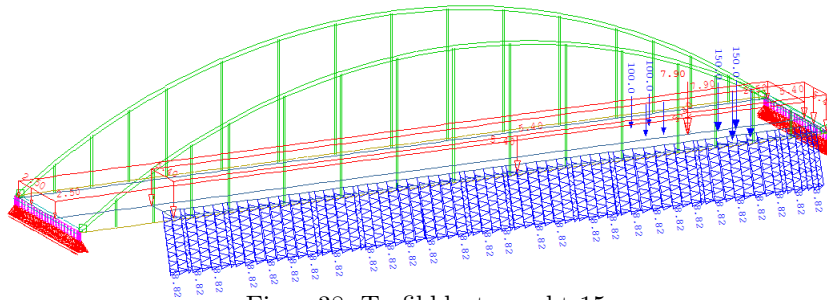
Figur 36: Lastfordeling V_y , punkt 14



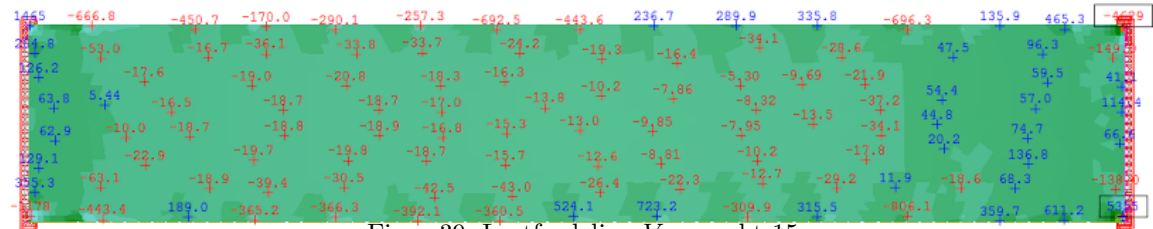
Figur 37: Lastfordeling N_{yy} , punkt 14

Punkt 15, $V_y = 1416kNm/m$, $N_{yy} = 1229kN/m$

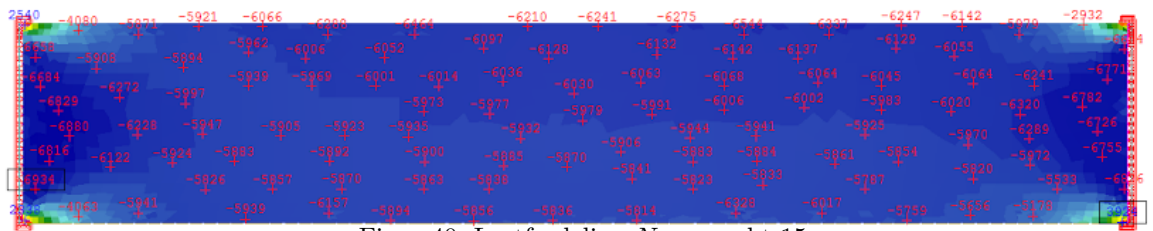
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, lengdearmering, tverrarmering vindlasttilfelle 60, og temperaturlasttilfelle 4.



Figur 38: Trafikklast, punkt 15



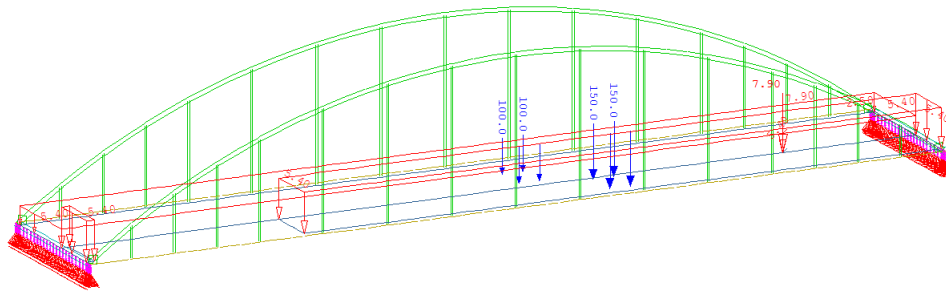
Figur 39: Lastfordeling V_y , punkt 15



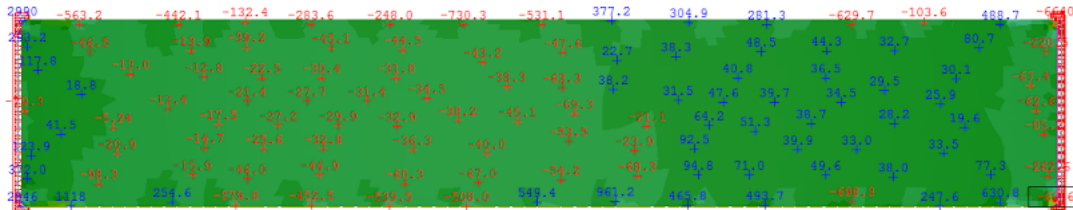
Figur 40: Lastfordeling N_{yy} , punkt 15

Punkt 16, $V_x = 587,3kNm/m$, $N_{xx} = -3932kN/m$

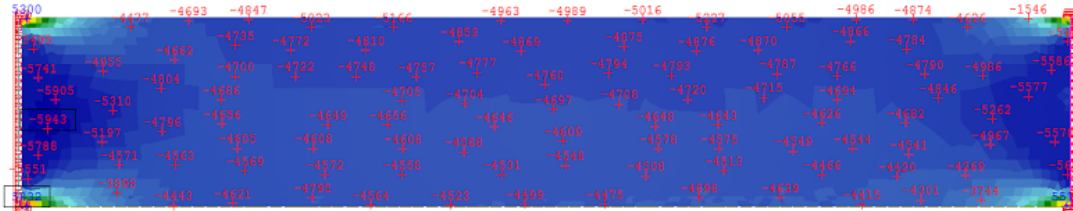
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, vindlasttilfelle 60, og temperaturlasttilfelle 3. Gunstig bidrag fra lengdearmering og tverrarmering



Figur 41: Trafikklast, punkt 16



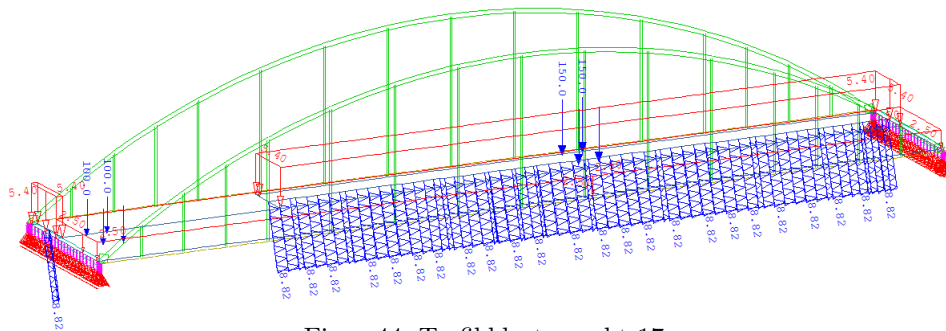
Figur 42: Lastfordeling V_y , punkt 16



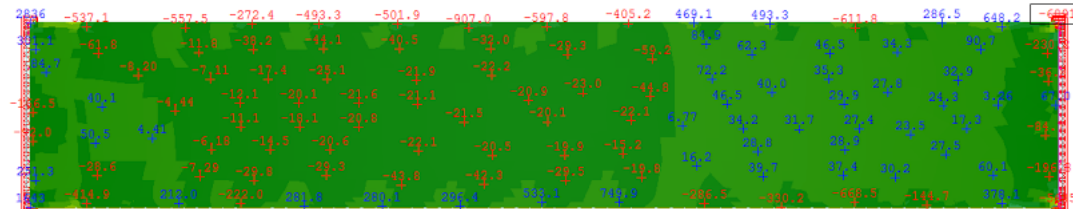
Figur 43: Lastfordeling N_{yy} , punkt 16

Punkt 17, $V_x = -551kNm/m$, $N_{xx} = -3845kN/m$

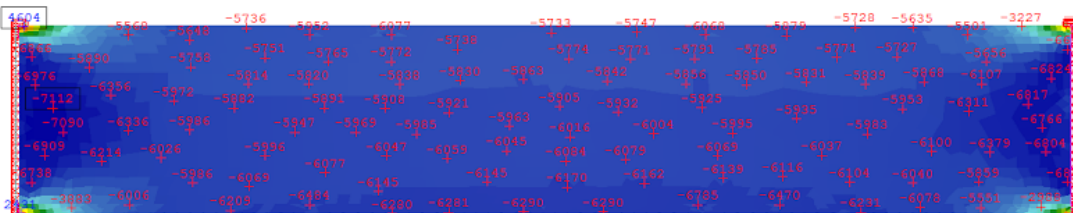
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, lengdearmering, vindlasttilfelle 65, og temperaturlasttilfelle 3.
 Gunstig bidrag fra tverrarmering



Figur 44: Trafikklast, punkt 17



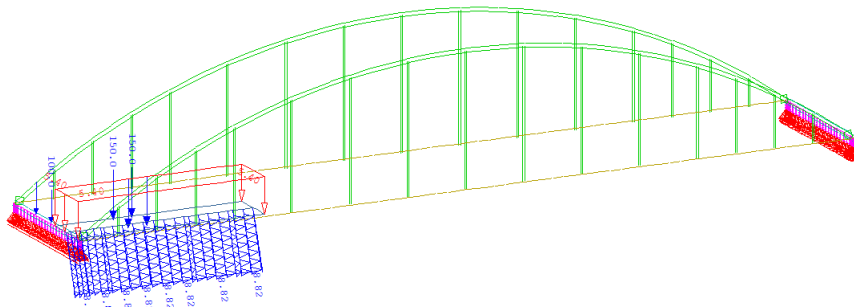
Figur 45: Lastfordeling V_y , punkt 17



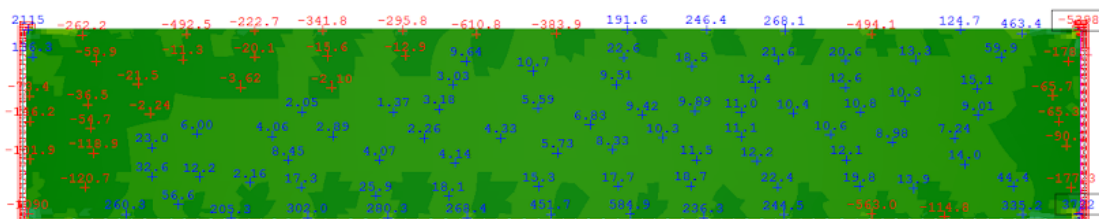
Figur 46: Lastfordeling N_{yy} , punkt 17

Punkt 18, $V_x = -197,3kNm/m$, $N_{xx} = -3041kN/m$

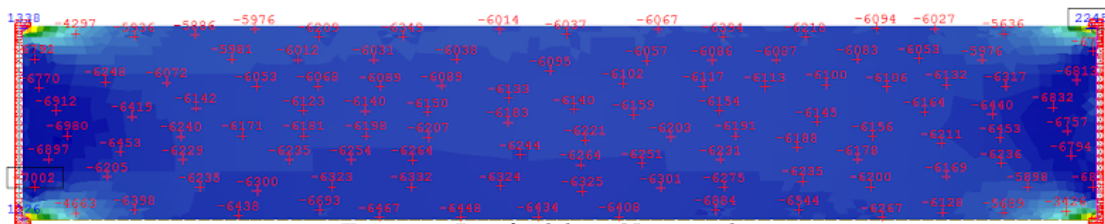
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, lengdearmering, vindlasttilfelle 65, og temperaturlasttilfelle 3.
 Gunstig bidrag fra tverrarmering



Figur 47: Trafikklast, punkt 18



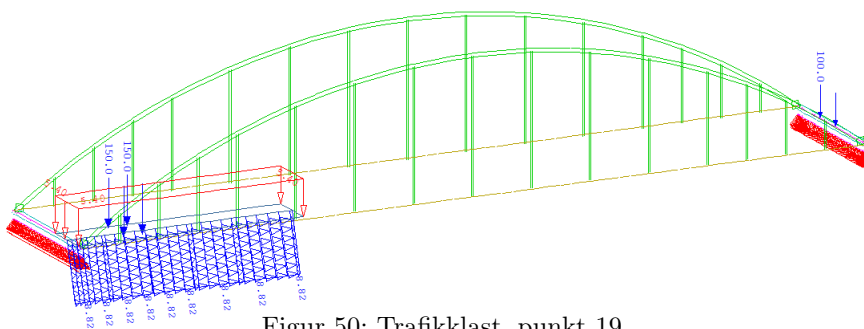
Figur 48: Lastfordeling V_y , punkt 18



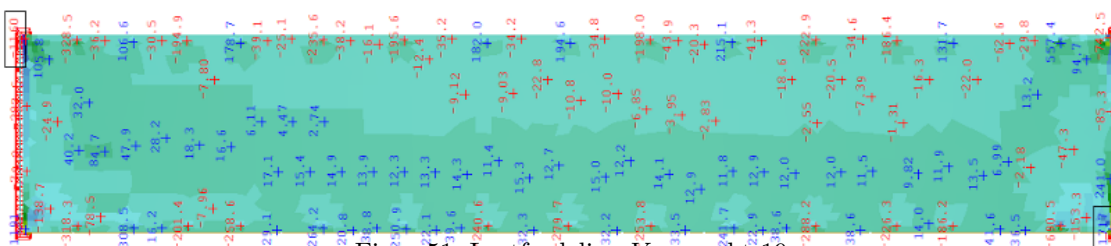
Figur 49: Lastfordeling N_{yy} , punkt 18

Punkt 19, $V_x = 1491kNm/m$, $N_{xx} = 981,5kN/m$

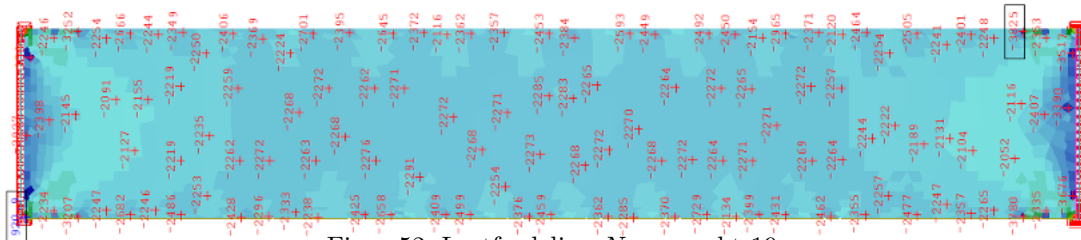
Ugunstig bidrag fra tverrarmering, vindlasttilfelle 63 og temperaturlasttilfelle 4. Gunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk og lengdearmering.



Figur 50: Trafikklast, punkt 19



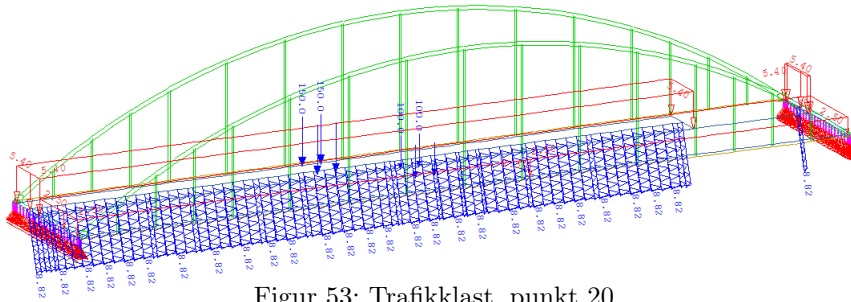
Figur 51: Lastfordeling V_x , punkt 19



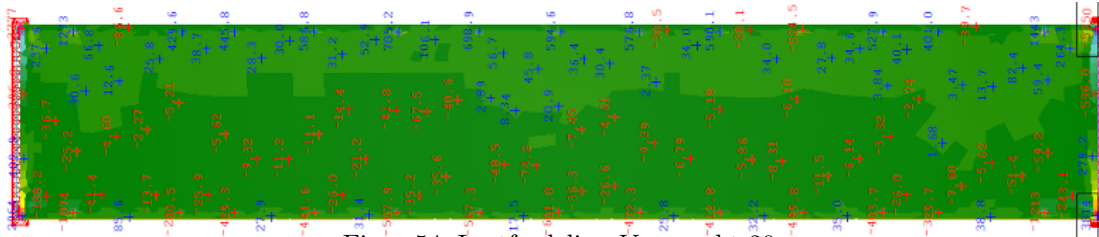
Figur 52: Lastfordeling N_{xx} , punkt 19

Punkt 20, $V_x = -1458 \text{ kNm/m}$, $N_{xx} = -314,3 \text{ kN/m}$

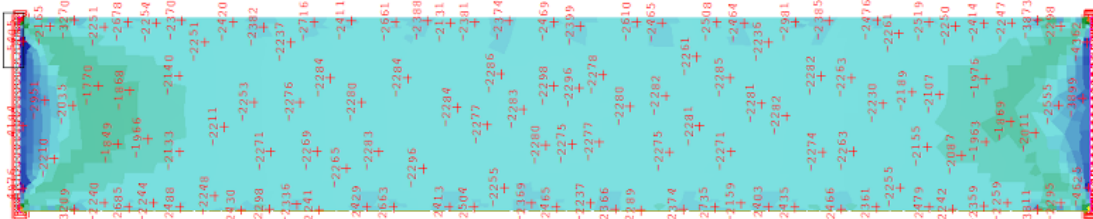
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, tverrarmring, vindlasttilfelle 61 og temperaturlasttilfelle 3.
 Gunstig bidrag fra lengdearmring.



Figur 53: Trafikklast, punkt 20



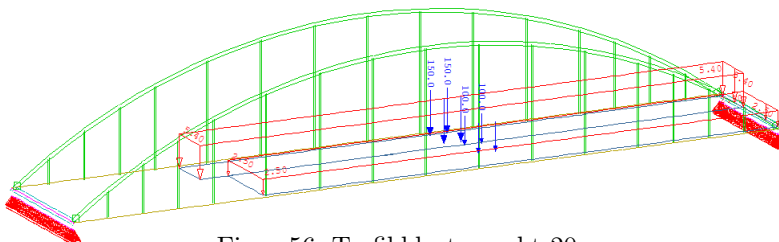
Figur 54: Lastfordeling V_x , punkt 20



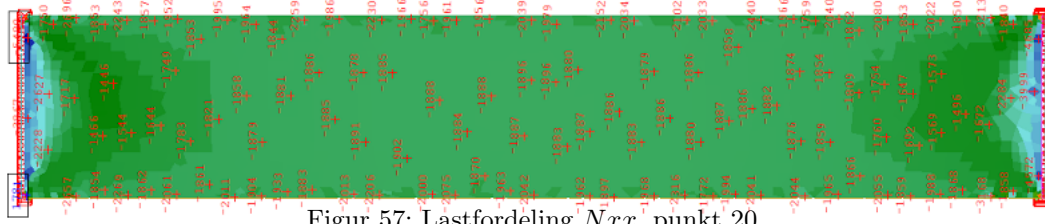
Figur 55: Lastfordeling N_{xx} , punkt 20

Konsentrert kraft fra kabel

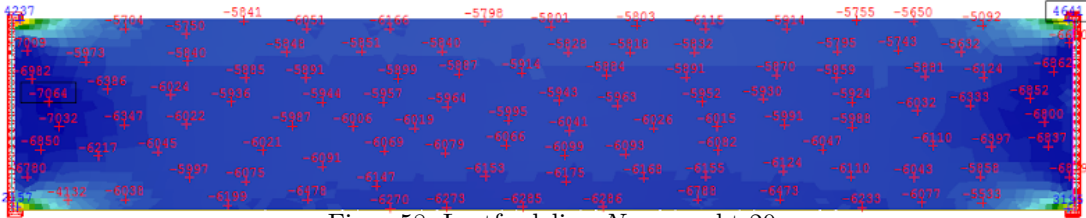
Ugunstig bidrag fra egenvekt, rekkverk, lengdearmring, vindlasttilfelle 65 og temperaturlasttilfelle 9.
 Gunstig bidrag fra tverrarmring.



Figur 56: Trafikklast, punkt 20



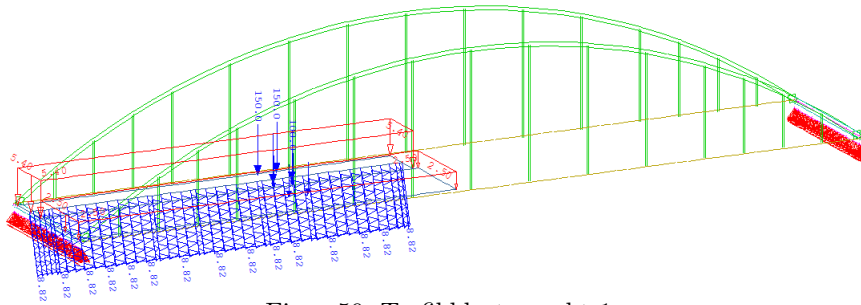
Figur 57: Lastfordeling N_{xx} , punkt 20



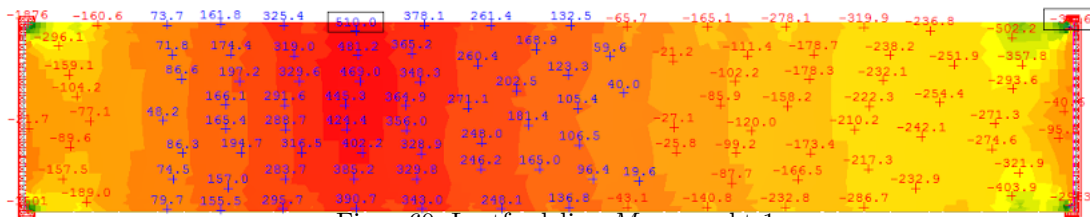
Figur 58: Lastfordeling N_{yy} , punkt 20

Bruksgrænsetilstand

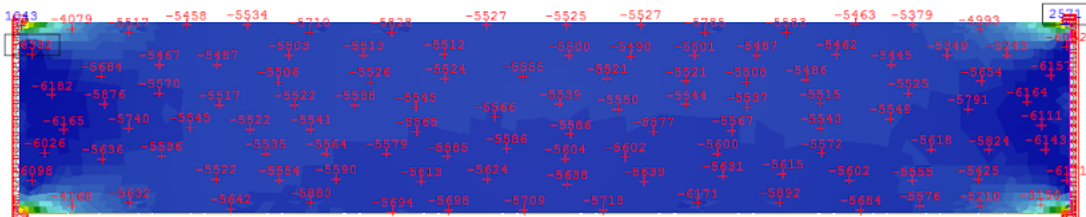
Punkt 1, $M_{yy} = 514,7 \text{ kNm/m}$, $N_{yy} = -5459 \text{ kN/m}$



Figur 59: Trafikklast, punkt 1

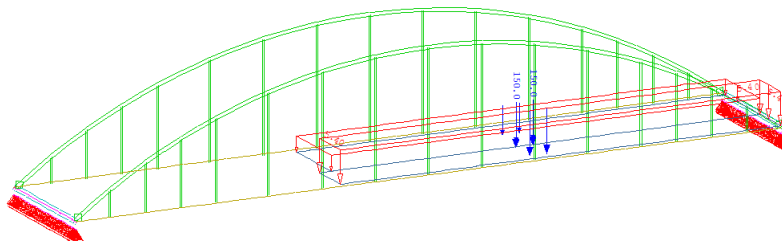


Figur 60: Lastfordeling M_{yy} , punkt 1

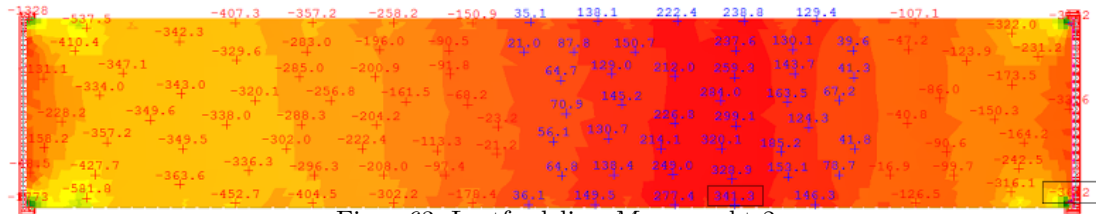


Figur 61: Lastfordeling N_{yy} , punkt 1

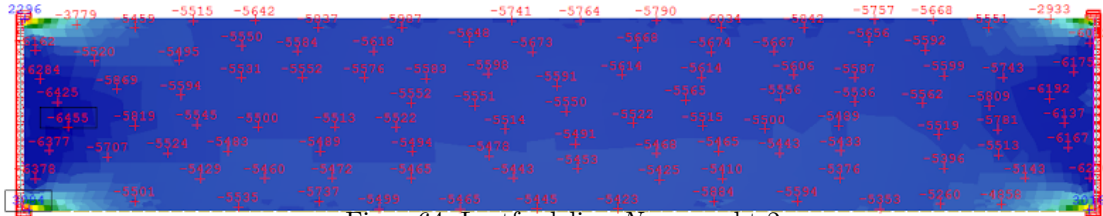
Punkt 2, $M_{yy} = -456,4 \text{ kNm/m}$, $N_{yy} = -5517 \text{ kN/m}$



Figur 62: Trafikklast, punkt 2

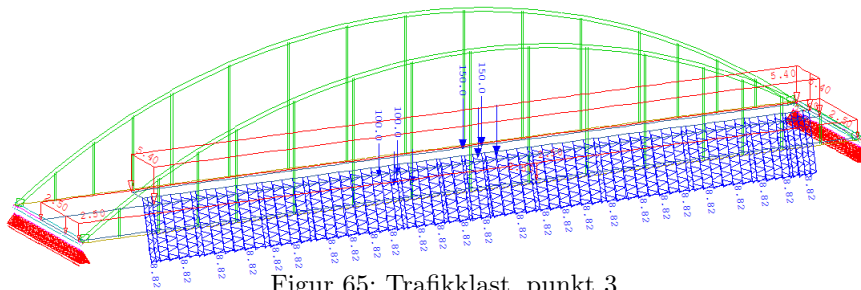


Figur 63: Lastfordeling M_{yy} , punkt 2

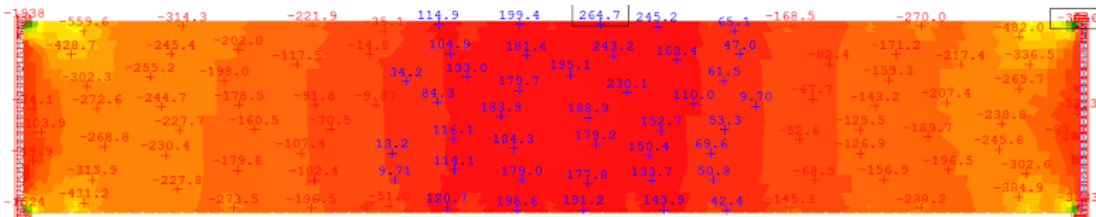


Figur 64: Lastfordeling N_{yy} , punkt 2

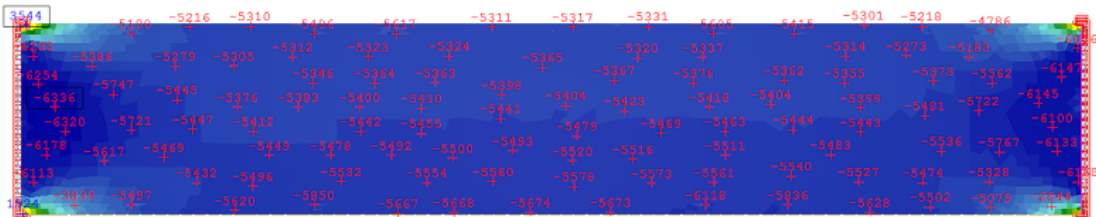
Punkt 3, $M_{yy} = 199,4kNm/m$, $N_{yy} = -5157kN/m$



Figur 65: Trafikklast, punkt 3

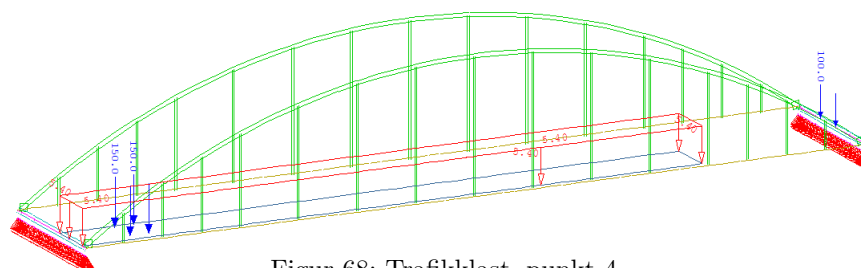


Figur 66: Lastfordeling M_{yy} , punkt 3



Figur 67: Lastfordeling N_{yy} , punkt 3

Punkt 4, $M_{yy} = -104,9kNm/m$, $N_{yy} = -6615kN/m$



Figur 68: Trafikklast, punkt 4

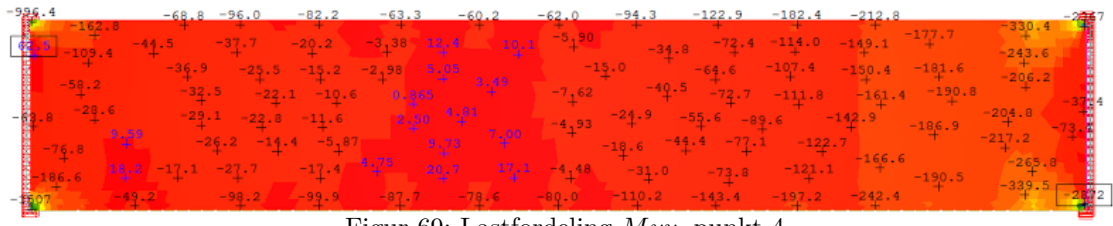


Figure 69: Lastfordeling M_{yy} , punkt 4

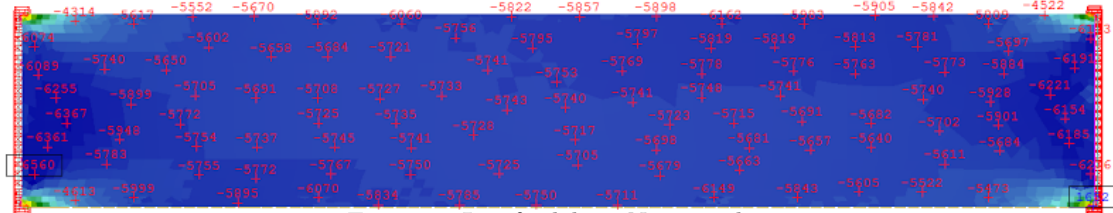


Figure 70: Lastfordeling N_{yy} , punkt 4

Punkt 5, $M_{yy} = 101,9kNm/m$, $N_{yy} = -6042kN/m$

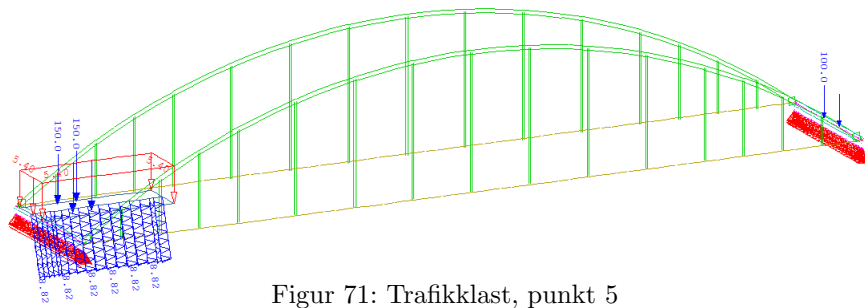


Figure 71: Trafikklast, punkt 5

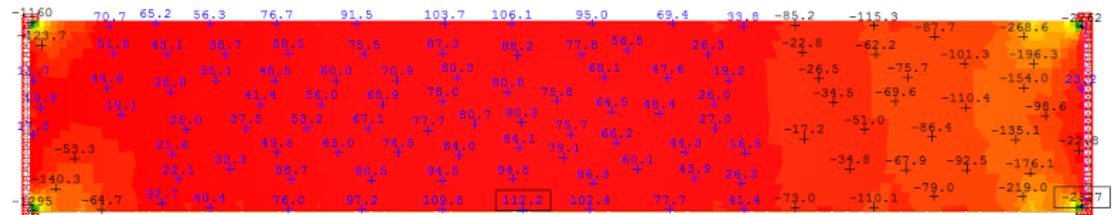


Figure 72: Lastfordeling M_{yy} , punkt 5

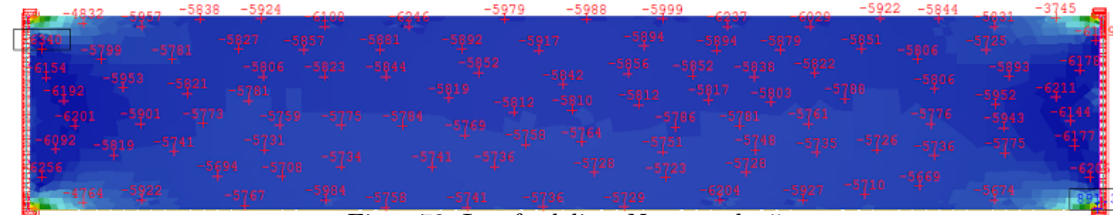


Figure 73: Lastfordeling N_{yy} , punkt 5

Punkt 6, $M_{yy} = -804,6kNm/m$, $N_{yy} = -3468kN/m$

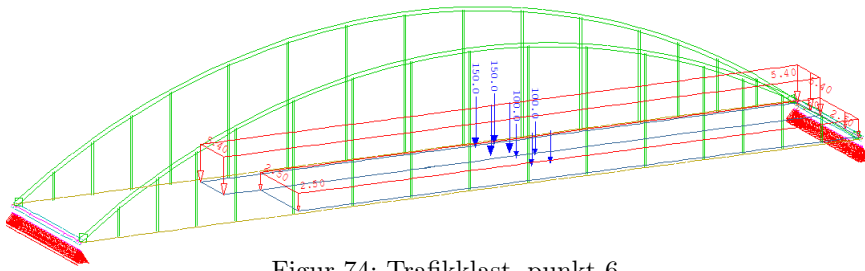
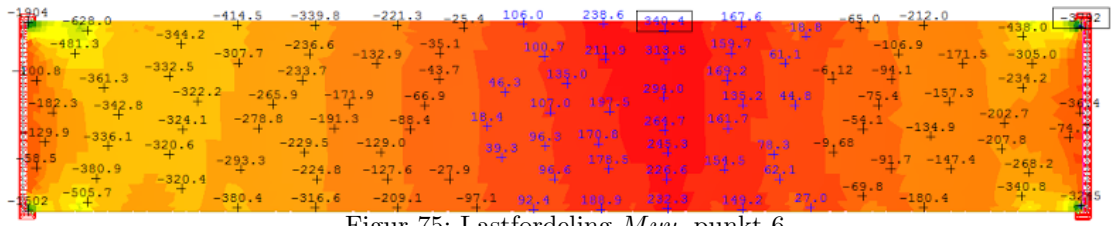
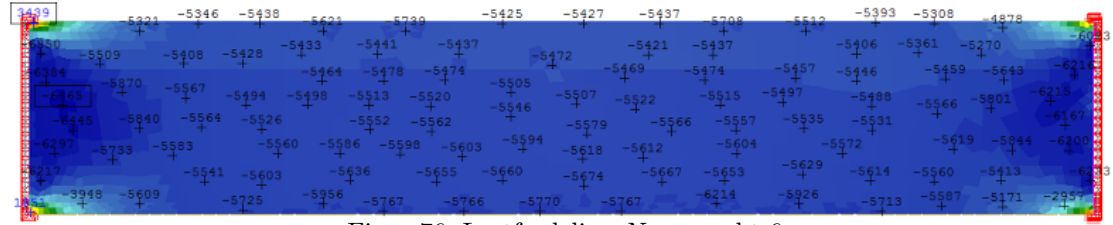


Figure 74: Trafikklast, punkt 6

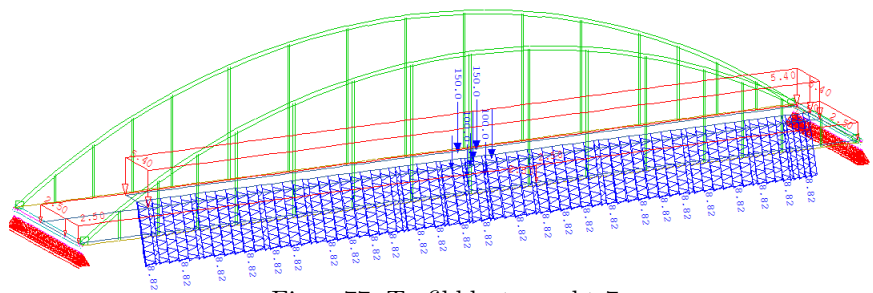


Figur 75: Lastfordeling M_{yy} , punkt 6

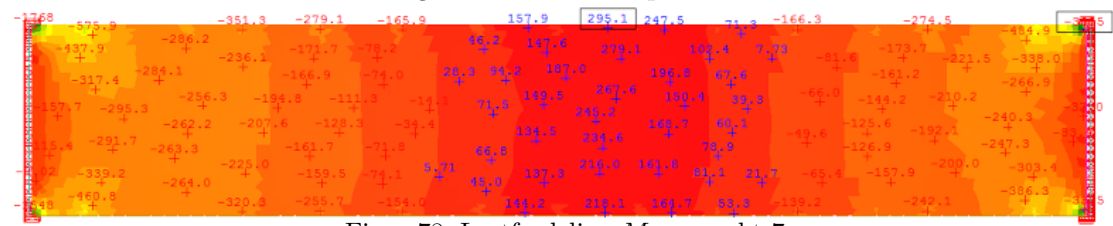


Figur 76: Lastfordeling N_{yy} , punkt 6

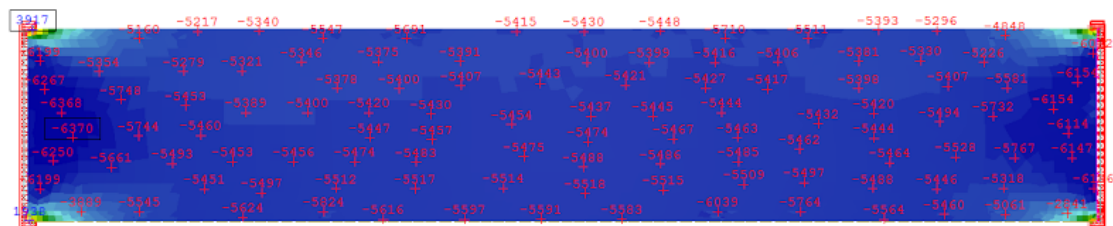
Punkt 7, $M_{yy} = -564,3kNm/m$, $N_{yy} = -971,4kN/m$



Figur 77: Trafikklast, punkt 7

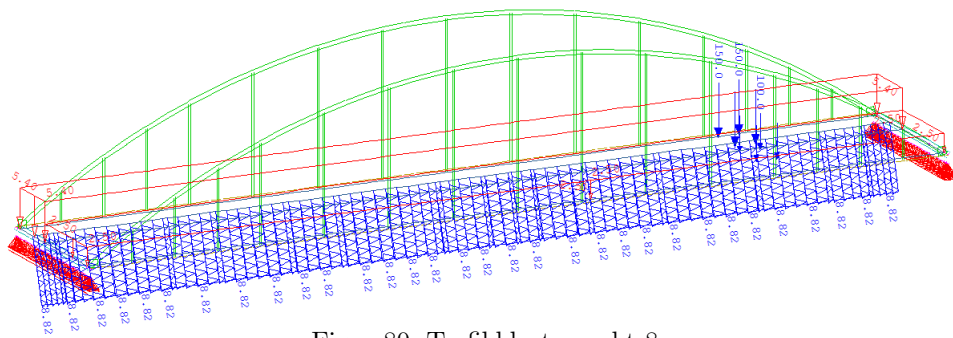


Figur 78: Lastfordeling M_{yy} , punkt 7



Figur 79: Lastfordeling N_{yy} , punkt 7

Punkt 8, $M_{xx} = 188,2kNm/m$, $N_{xx} = -2023kN/m$



Figur 80: Trafikklast, punkt 8

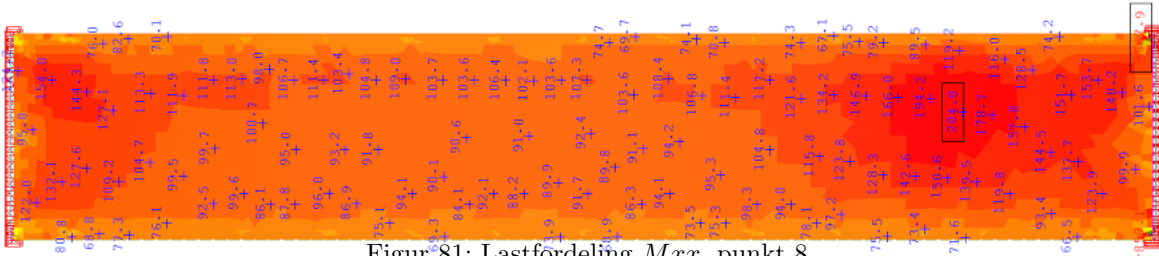


Figure 81: Lastfordeling M_{xx} , punkt 8

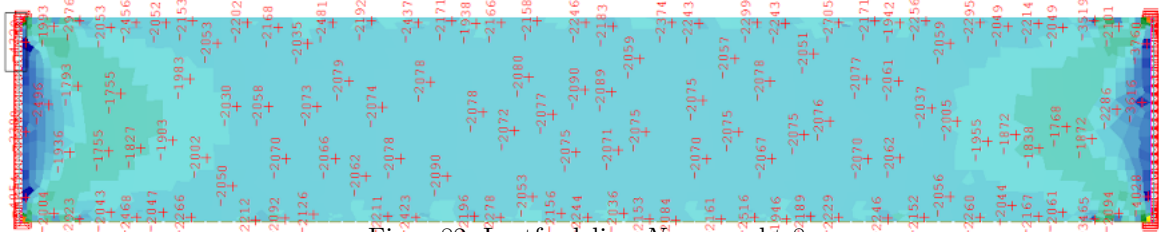


Figure 82: Lastfordeling N_{xx} , punkt 8

Punkt 9, $M_{xx} = 207,9kNm/m$, $N_{xx} = -2008kN/m$

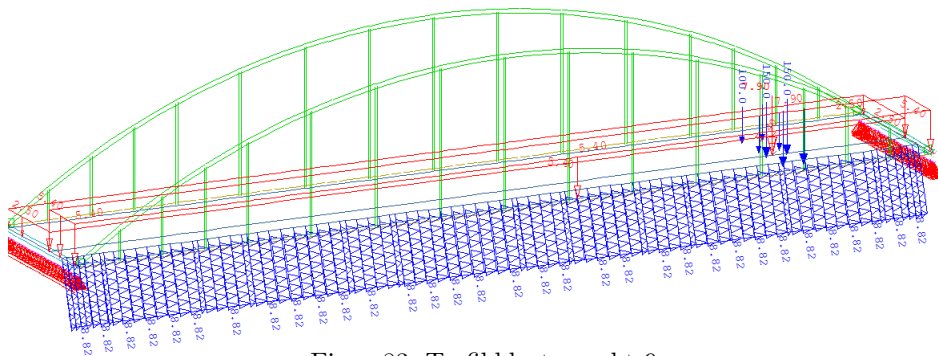


Figure 83: Trafikklast, punkt 9

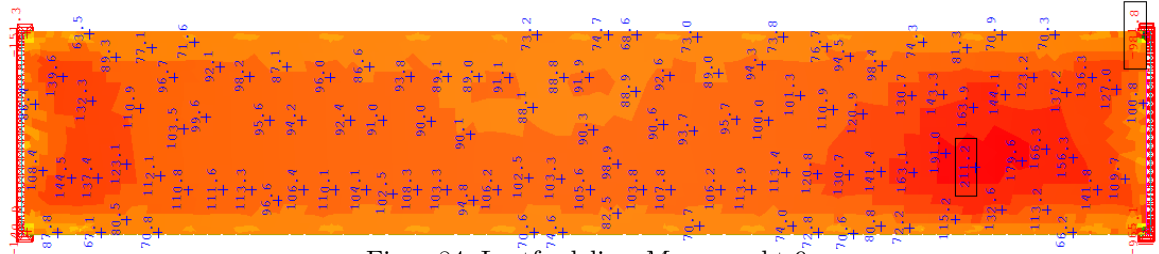


Figure 84: Lastfordeling M_{xx} , punkt 9

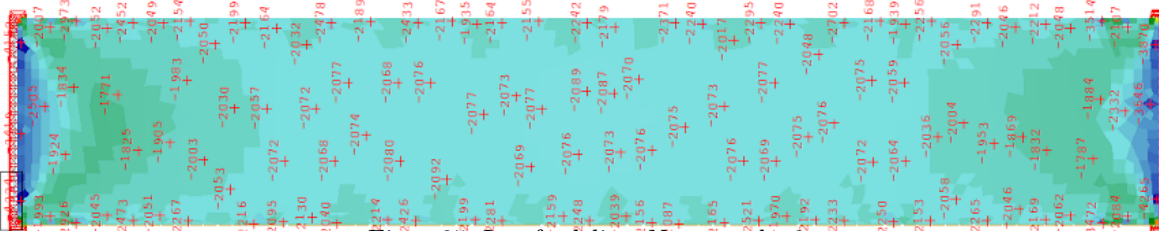
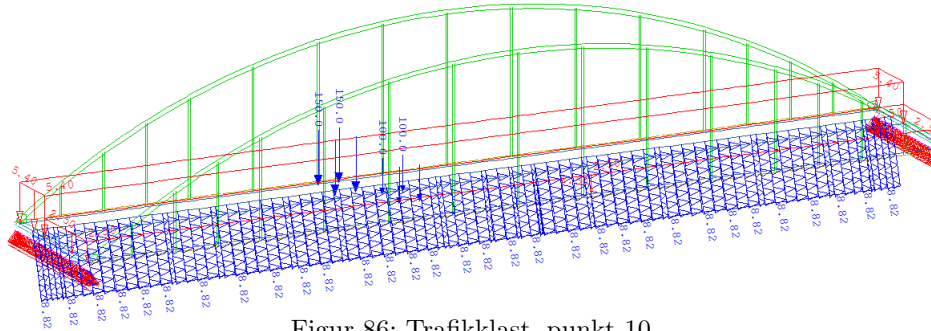
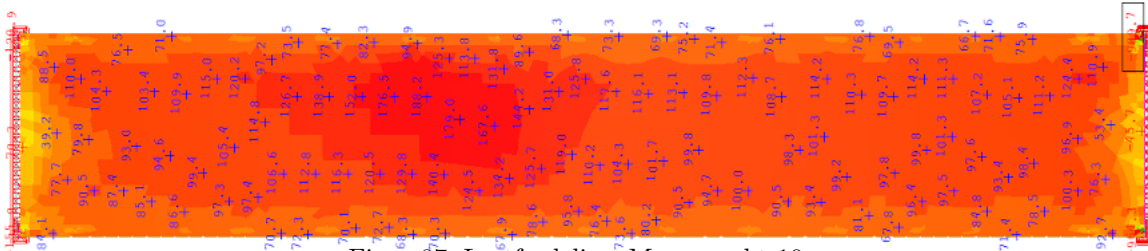


Figure 85: Lastfordeling N_{xx} , punkt 9

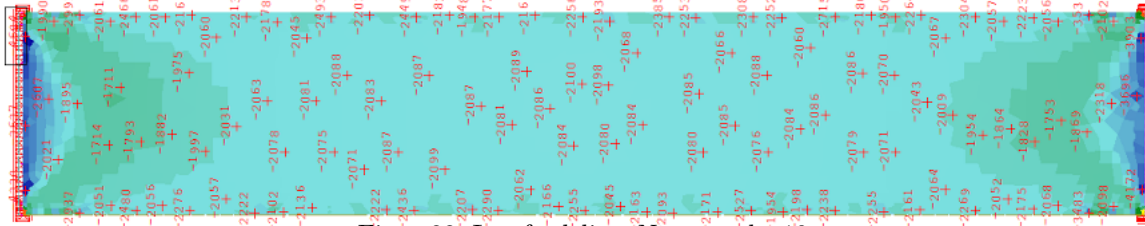
Punkt 10, $M_{xx} = 129,9kNm/m$, $N_{xx} = -2083kN/m$



Figur 86: Trafikklast, punkt 10

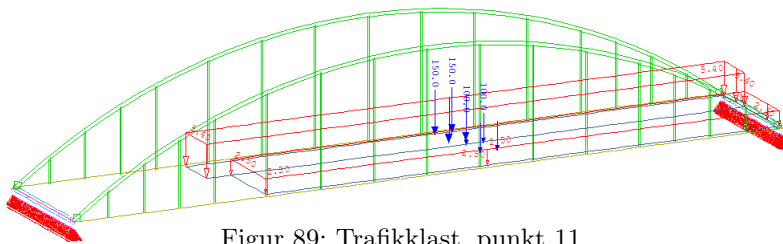


Figur 87: Lastfordeling M_{xx} , punkt 10

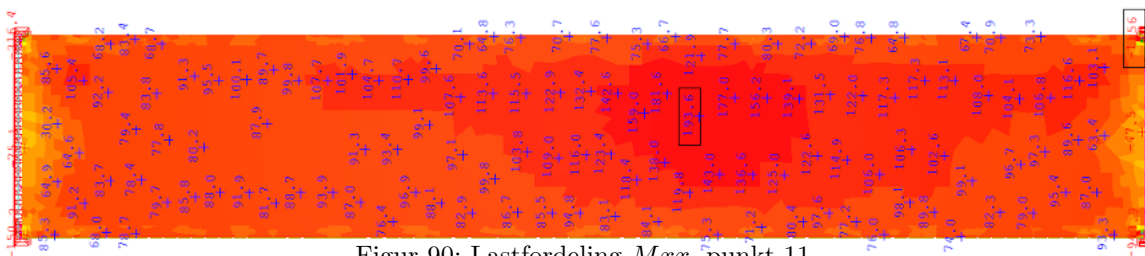


Figur 88: Lastfordeling N_{xx} , punkt 10

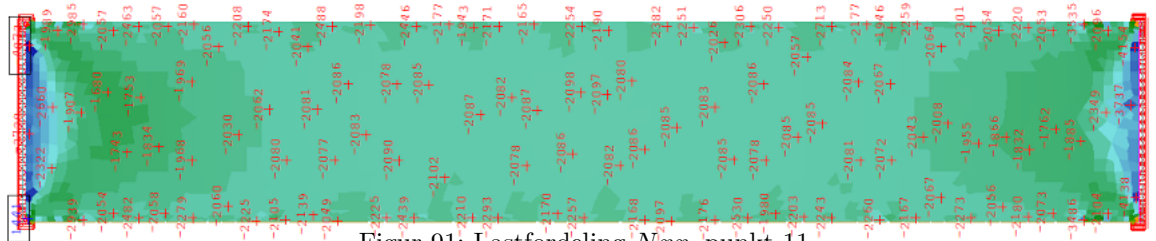
Punkt 11, $M_{xx} = -30kNm/m$, $N_{xx} = -2272kN/m$



Figur 89: Trafikklast, punkt 11

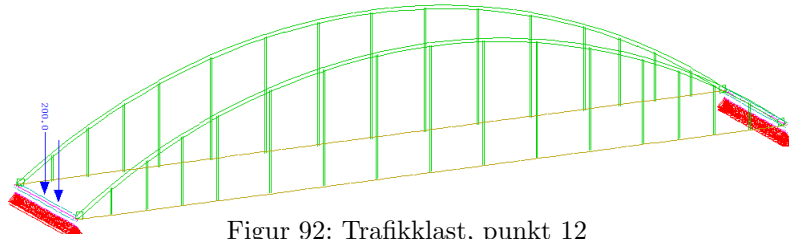


Figur 90: Lastfordeling M_{xx} , punkt 11

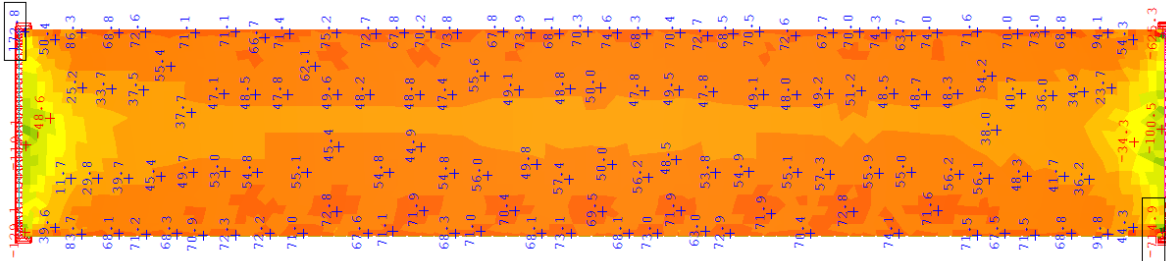


Figur 91: Lastfordeling N_{xx} , punkt 11

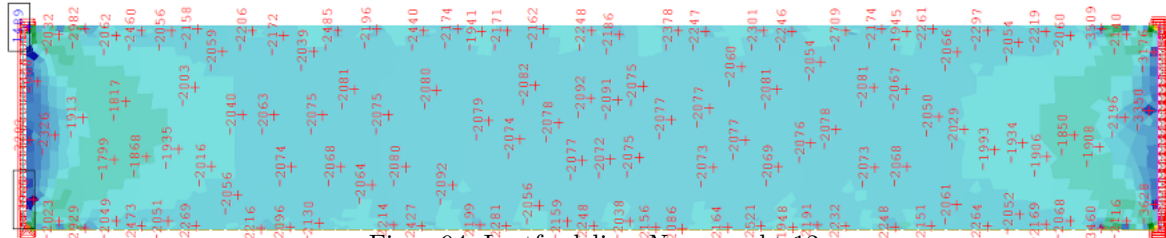
Punkt 12, $M_{xx} = -64,98kNm/m$, $N_{xx} = -2953kN/m$



Figur 92: Trafikklast, punkt 12



Figur 93: Lastfordeling M_{xx} , punkt 12



Figur 94: Lastfordeling N_{xx} , punkt 12