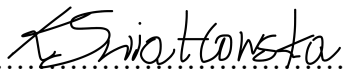




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer, master i teknologi/sivilingeniør Spesialisering byggkonstruksjoner	Vårsemester 2019 Åpen
Forfatter: Kinga Ewelina Swiatlowska	 (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Samindi M. Samarakoon Veileder(e): Samindi M. Samarakoon (UiS) Nils Magnar Helle (Statens Vegvesen)	
Tittel på masteroppgaven: Forhold mellom spennvidden og platetykkelsen for slakkarmerte trespenns platebruer i betong: parametrisk studie. Engelsk tittel: Span to depth ratio of continous reinforced concrete plate bridges: a Parametric study.	
Studiepoeng: 30	
Emneord: - Betong - Trespenns platebru - Slakkarmering	Sidetall: 186 + vedlegg/annet: 93 Stavanger, 15.06.2019

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet som en avsluttende del av toårig masterutdanning innen konstruksjoner og materialer ved Universitet i Stavanger. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og er gjennomført våren 2019. Oppgaven er skrevet i samarbeid med bruseksjonen ved Statens vegvesen.

Arbeid med denne oppgaven har vært veldig utfordrende og lærerikt. Jeg har ikke hatt tidligere erfaring med brudimensjonering og det tilbys ingen fag ved Universitet i Stavanger innenfor dette fagområdet. Derfor har læringskurven vært bratt. Jeg har tilegnet meg mye ny kunnskap innenfor prosjektering og dimensjonering av slakkarmerte trespenns betongplatebruer. Samtidig har jeg forsterket min grunnleggende kunnskap om konstruksjonsfag som jeg har tilegnet meg gjennom hele utdannelsen. Nå føler jeg meg litt mer sikker som ferdig utdannet sivilingeniør og gleder meg til å komme ut i arbeidslivet.

Jeg ønsker å takke bruseksjonen ved Statens Vegvesen for samarbeidsmuligheten. Spesielt vil jeg takke Nils Magnar Helle for all hjelp. Jeg vil takke veilederen min Samindi M. Samarakoon ved Universitet i Stavanger som har bidratt med nødvendig veiledning og har vært behjelpelig med å svare på e-mail og spørsmål.

Stor takk rettes til min familie for all støtte og oppmuntring gjennom hele utdanningen.

Kinga Ewelina Swiatlowska

15.06.2019

Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler trespenns slakkarmerte platebruer i betong. Oppgavens formål er å utarbeide et nytt grunnlag for bestemmelse av høyden til bruflaten og mengden armering ut fra valgte spennlengder. For å oppnå dette målet studeres forhold mellom midtspennvidden og platetykkelsen for seks brumodeller med midtspennlengder varierende fra 10 – 20 meter. Utgangspunktet for dimensjonering av bruflaten er tatt i Statens vegvesens håndbok 100-4 som inneholder anbefalinger som ikke lenger er aktuelle. I oppgaven er det valgt å bruke 100 mm ekstra høyde for hver modell for å ta hensyn til strengere krav i nåværende regelverk.

Totalt utarbeides det 6 analysemodeller der midtspenn/platetykkelse – forhold varierer fra 16,67 – 23,53, og sidespenn/midtspenn – forhold varierer fra 0,6 – 0,8. Modellene blir modellert og analysert i programmet CSI Bridge. Bruene dimensjoneres for å tilfredsstille krav i bruddgrensetilstanden, og så kontrolleres i bruksgrensetilstand for å være sikker på at konstruksjonens funksjonalitet er ivarettatt. Største moment som følge av seismiske laster vurderes mot momentene i bruddgrensetilstanden. Ulykkesgrensetilstanden regnes ikke som dimensjonerende.

Kapasitetskontroller og dimensjonering utføres manuelt i samsvar med gjeldene håndbøker og Eurokoder. Situasjonen tilnærmet permanent i bruksgrensetilstanden har vist seg å være dimensjonerende for armeringsmengden og platetykkelsen. Armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden har vist seg å ikke være nok for å tilfredsstille rissvidde- og nedbøyningskrav. Det endelige resultatet blir presentert i form av kurver for valg av platetykkelsen og for valg av armeringsmengden ut fra bestemt midtspennlengde. Kurvene skal kunne brukes i tidlig dimensjoneringsfase.

For hver enkel modell har man klart å oppnå lik mengde strekkarmering i lengderetning både i underkant i felt og i overkant ved opplegg, og lik mengde strekkarmering i tverretning både i underkant i felt og i overkant ved opplegg. Modellene kunne hatt en annen armeringsmengde i felt og ved opplegg men det å ha den samme mengden strekkarmering for hele bruflaten er praktisk og oversiktlig. Trykkarmering både i lengderetning og i tverretning, i overkant i felt og i underkant ved opplegg, er valgt minimum og er lik for alle spennlengder.

Innhold

Forord.....	I
Sammendrag	II
Figurliste	VIII
Tabelliste	XIII
Introduksjon	XVIII
Kapittel 1 Litteraturstudiet.....	1
1.1 Bruens historie	1
1.2 Dimensjoneringsprosess av bruer	3
1.2.1 Forprosjektering generelt.....	3
1.2.2 Forprosjektering av bru	4
1.2.3 Valg av riktig brutype.....	7
1.2.4 Dimensjonering av armerte betongplatebruer	8
1.3 Forhold mellom spennvidden og overbygningstykkelsen	13
«Span to depth ratio»	13
1.3.1 Betydning av forholdet.....	13
1.3.2 Anbefalinger gitt i litteratur	13
1.3.3 Anbefalinger gitt i Eurokoder	16
1.3.4 Typiske verdier for spennvidde og platetykkelse gitt av Statens vegvesen	17
1.3.5 Studie av eksisterende brukonstruksjoner	19
Kapittel 2 Grunnlag for oppgaven	26
2.1 Oppgavebeskrivelsen	26
2.1.1 Generelt.....	26
2.1.2 Gjeldende standarder.....	27
2.1.3 Forutsetninger	28
2.2 Geometri.....	29
2.2.1 Generelt.....	29
2.2.2 Statisk system	30
2.2.3 Bruplate	31
2.2.4 Kantdrager	32
2.2.5 Tverrbærer	32
2.2.6 Overgangsplate.....	33
2.2.7 Landkar	34
2.2.8 Landkarvinger	34
2.2.9 Lageropplegg	35
2.3 Materialer.....	36

2.3.1	Betong	36
2.3.2	Armeringsstål.....	37
2.3.3	Slitelag	37
2.3.4	Materialfaktorer	38
2.4	Dimensjoneringskriterier	39
2.4.1	Dimensjonerende brukstid.....	39
2.4.2	Pålitelighetsklasse	39
2.4.3	Eksponeringsklasse.....	39
2.4.4	Bestandighetsklasse	39
2.4.5	Overdekning	39
2.4.6	Rissvidde.....	41
2.4.7	Minimumsarmering.....	41
2.4.8	Minimum skjærarmering.....	42
2.4.9	Maksimumsarmering	43
Kapittel 3	Laster.....	44
3.1	Klassifisering av laster	44
3.2	Permanente laster	44
3.2.1	Bruplaten	45
3.2.2	Tverrbærer	45
3.2.3	Kantdrager	46
3.2.4	Rekkeverk	47
3.2.5	Overgangsplate.....	47
3.2.6	Landkarvinge	47
3.2.7	Belegning	48
3.2.8	Oppsummering av permanente laster	49
3.3	Variable laster.....	50
3.3.1	Trafikklast	50
3.3.2	Naturlaster.....	57
3.4	Deformasjonslaster	64
3.4.1	Kryp.....	64
3.4.2	Svinn	65
3.5	Ulykkeslaster	66
3.5.1	Påkjøringslast på overbygningen.....	66
3.6	Seismiske laster	67
Kapittel 4	Lastfaktorer og lastkombinasjoner	69
4.1	Grensetilstander	69

4.1.1	Bruddgrensetilstand	69
4.1.2	Brukgrensetilstand	71
4.1.3	Ulykkesgrensetilstand	72
4.2	Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer	73
4.3	Lastkombinasjoner	75
Kapittel 5 Analyse i CSI Bridge		80
5.1	Generelt om CSI Bridge	80
5.1.1	Generelt	80
5.1.2	Valg av analysemetode	80
5.2	Modellering	83
5.2.1	Oppsett av Modell 20	83
5.2.2	Definering av laster	85
Kapittel 6 Resultater		88
6.1	Generelt	88
6.2	Dimensjonerende verdier for momenter	89
6.2.1	Modell 20	89
6.2.2	Modell 18	90
6.2.3	Modell 16	92
6.2.4	Modell 14	93
6.2.5	Modell 12	95
6.2.6	Modell 10	96
6.3	Dimensjonerende verdier for skjærkrefter	98
6.3.1	Modell 20	98
6.3.2	Modell 18	99
6.3.3	Modell 16	100
6.3.4	Modell 14	102
6.3.5	Modell 12	103
6.3.6	Modell 10	104
6.3	Dimensjonerende verdier for torsjon	106
6.3.1	Modell 20	106
6.3.2	Modell 18	107
6.3.3	Modell 16	108
6.3.4	Modell 14	110
6.3.5	Modell 12	111
6.3.6	Modell 10	112
6.5	Verifikasjon av modellen	114

6.5.1 Verifikasjon av egenlast.....	115
Kapittel 7 Dimensjonering	120
7.1 Generelt.....	120
7.2 Dimensjonerende verdier.....	120
7.3 Valg av armering.....	122
7.4 Manuelle beregninger og kontroll av kapasitet	123
7.4.1 Dimensjonering for moment i bruddgrensetilstand	123
7.4.2 Dimensjonering for skjærkraft i bruddgrensetilstand	124
7.4.3 Dimensjonering for torsjon i bruddgrensetilstand.....	126
7.4.4 Rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand	128
7.4.5 Nedbøyningsbegrensning i bruksgrensetilstand	129
7.4.6 Dimensjonering i ulykkesgrensetilstand.....	129
7.5 Dimensjonering	130
7.5.1 Modell 20.....	131
7.5.2 Modell 18.....	136
7.5.3 Modell 16.....	141
7.5.4 Modell 14.....	146
7.5.5 Modell 12.....	151
7.5.6 Modell 10.....	156
Kapittel 8 Oppsummering og diskusjon	161
8.1 Oppsummering.....	161
8.2 Vurdering av momentkrefter i bruddgrensetilstanden.....	163
8.3 Vurdering av skjærkrefter i bruddgrensetilstanden.....	167
8.4 Vurdering av torsjonskrefter i bruddgrensetilstanden	170
8.5 Dimensjonering oppsummert	171
8.5.1 Strekkarmering	172
8.5.2 Trykkarmering	173
8.5.3 Skjærarmering	174
8.6 Platetykkelse i henhold til utdatert håndbok vs. platetykkelse i denne oppgaven	175
8.6.1 Dimensjonerende moment	175
8.6.2 Dimensjonerende skjær	178
8.6.3 Dimensjonerende torsjon.....	180
Konklusjon	182
Videre arbeid	183
Kilder.....	184
Vedlegg.....	186

Figurliste

Figur 1.1 Platebru [14]	10
Figur 1.2 Bjelkeplatebru [14]	10
Figur 1.3 Ribbeplatebru [14]	10
Figur 1.4 Bjelkebru [14]	10
Figur 1.5 Momentdiagram for fritt opplagt plate med ett spenn	11
Figur 1.6 Momentdiagram for kontinuerlig plate over to spenn	11
Figur 1.7 Momentdiagram for flerspenns platebru	12
Figur 1.8 Platetykkelse for ettspenns platebru	18
Figur 1.9 Platetykkelse for trespenns platebru	18
Figur 2.1 Platetykkelse trepenns bru (hentet fra Håndbok 100-4)	26
Figur 2.2 Trespenns platebru med varierende spennlengde	29
Figur 2.3 Bruens tverrsnitt	29
Figur 2.4 Det statiske systemet til broene	30
Figur 2.5 Toppsiden av broen	30
Figur 2.6 Dimensjoner til bruplaten (mm)	31
Figur 2.7 Tverrsnitt over søyleskivene i akse 2 og 3	31
Figur 2.8 Tverrsnitt over landkar	31
Figur 2.9 Dimensjoner til kantdrager	32
Figur 2.10 Dimensjoner til tverrbærer med tverrbærernese	33
Figur 2.11 Overgangsplate mot fylling	33
Figur 2.12 Landkarvinge	34
Figur 2.13 Lageropplegg for bruplaten	35
Figur 2.14 Effektiv dybde av brutverrsnitt	40
Figur 3.1 Inndeling av brudekket i kjørefelt	52
Figur 3.2 Lastfordeling for LM1	53
Figur 3.3 Plassering av boggilast i lastfeltene	53
Figur 3.4 Kontaktflate for LM2	54
Figur 3.5 Temperaturfordeling i en konstruksjonsdel	59

Figur 3.6 Vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanser for bruoverbygning – Type 3.....	61
Figur 5.1 Skallkrefter i skallelement (SVV Rapport 668).....	81
Figur 5.2 Bjelkeelement med to noder og seks frihetsgrader.....	81
Figur 5.3 Bjelkekrefter i bjelkeelement.....	81
Figur 5.4 Flytteskjema for modellering i CSI Bridge.....	84
Figur 5.5 MODELL20.....	85
Figur 5.6 Skallmodell (Modell 20).....	85
Figur 5.7 Flytteskjema for lastdefinering i CSI Bridge.....	86
Figur 5.8 Linjelaster og punktlaster (MODELL20).....	87
Figur 5.9 Areallaster (MODELL20).....	87
Figur 6.1 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20.....	89
Figur 6.2 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20.....	89
Figur 6.3 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20.....	89
Figur 6.4 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18.....	90
Figur 6.5 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18.....	91
Figur 6.6 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18.....	91
Figur 6.7 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16.....	92
Figur 6.8 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16.....	92
Figur 6.9 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16.....	92
Figur 6.10 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14.....	93
Figur 6.11 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14.....	94
Figur 6.12 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14.....	94
Figur 6.13 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12.....	95
Figur 6.14 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12.....	95
Figur 6.15 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12.....	95
Figur 6.16 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10.....	96
Figur 6.17 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10.....	97
Figur 6.18 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10.....	97
Figur 6.19 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20.....	98
Figur 6.20 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20.....	98

Figur 6.21 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20.....	98
Figur 6.22 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18.....	99
Figur 6.23 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18.....	99
Figur 6.24 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18.....	100
Figur 6.25 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16.....	100
Figur 6.26 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16.....	101
Figur 6.27 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16.....	101
Figur 6.28 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14.....	102
Figur 6.29 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14.....	102
Figur 6.30 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14.....	102
Figur 6.31 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12.....	103
Figur 6.32 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12.....	103
Figur 6.33 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12.....	104
Figur 6.34 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10.....	104
Figur 6.35 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10.....	105
Figur 6.36 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10.....	105
Figur 6.37 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20.....	106
Figur 6.38 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20.....	106
Figur 6.39 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20.....	106
Figur 6.40 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18.....	107
Figur 6.41 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18.....	107
Figur 6.42 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18.....	108
Figur 6.43 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16.....	108
Figur 6.44 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16.....	109
Figur 6.45 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16.....	109
Figur 6.46 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14.....	110
Figur 6.47 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14.....	110
Figur 6.48 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14.....	110
Figur 6.49 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12.....	111
Figur 6.50 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12.....	111

Figur 6.51 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12.....	112
Figur 6.52 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10.....	112
Figur 6.53 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10.....	113
Figur 6.54 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10.....	113
Figur 6.55 Statisk system for verifikasjon.....	114
Figur 6.56 Statisk system med påført last og frihetsgrader r_1 og r_2	115
Figur 6.57 Momentfordeling som følge av egenlast beregnet manuelt.....	117
Figur 6.58 Momentfordeling som følge av egenlast, CSI Bridge.....	118
Figur 6.59 Skjærkrefter som følge av egenlast, CSI Bridge.....	119
Figur 7.1 Den effektive flensbredden til brudekke.....	123
Figur 7.2 Tverrsnittets torsjonsareal og torsjonsforløp.....	126
Figur 7.3 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 20.....	134
Figur 7.4 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 20.....	135
Figur 7.5 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 18.....	139
Figur 7.6 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 18.....	140
Figur 7.7 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 16.....	144
Figur 7.8 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 16.....	145
Figur 7.9 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 14.....	149
Figur 7.10 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 14.....	150
Figur 7.11 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 12.....	154
Figur 7.12 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 12.....	155
Figur 7.13 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 10.....	159
Figur 7.14 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 10.....	160
Figur 8.1 Tverrsnittshøyder etter lengde på midtspenn.....	161
Figur 8.2 Sammenstilling av dimensjonerende momentkrefter i bruddgrensetilstanden.....	163
Figur 8.3 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende moment i felt 3.....	164
Figur 8.4 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende moment over støtte i akse 2.....	165
Figur 8.5 Sammenstilling av dimensjonerende skjærkrefter i bruddgrensetilstanden.....	167
Figur 8.6 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende skjærkraft.....	168
Figur 8.7 Sammenstilling av dimensjonerende torsjonskrefter i bruddgrensetilstanden.....	170

Figur 8.8 Strekkarmering i lengderetning etter lengde på midtspenn.....	172
Figur 8.9 Strekkarmering i tverretning etter lengde på midtspenn.....	172
Figur 8.10 Trykkarmering i lengderetning etter lengde på midtspenn.....	173
Figur 8.11 Trykkarmering i tverretning etter lengde på midtspenn.....	173
Figur 8.12 Skjærarmering etter lengde på midtspenn.....	174
Figur 8.13 Dimensjonerende moment i felt.....	175
Figur 8.14 Dimensjonerende moment ved opplegg.....	176
Figur 8.15 Tverrsnitts kapasitet i felt.....	176
Figur 8.16 Tverrsnitts kapasitet ved opplegg.....	177
Figur 8.17 Nødvendig armeringsmengde i felt.....	177
Figur 8.18 Nødvendig armeringsmengde ved opplegg.....	178
Figur 8.19 Dimensjonerende skjærkrefter.....	178
Figur 8.20 Tverrsnitts skjærkapasitet.....	179
Figur 8.21 Nødvendig skjærarmering.....	179
Figur 8.22 Dimensjonerende torsjonskrefter.....	180
Figur 8.23 Tverrsnitts kapasitet for risstorsjonsmoment.....	180
Figur 8.24 Nødvendig torsjonsarmering i lengderetning.....	181

Tabelliste

Tabell 1.1 Dimensjonerings situasjon og deres verifiseringsbehov.....	4
Tabell 1.2 Tilfeller som kombinerer ulike former for trafikk, hindring og grunnforhold.....	6
Tabell 1.3 Anbefalte typer bru for ulike spennlengder (www.bridgedesign.org.uk).....	7
Tabell 1.4 Anbefalinger gitt i litteratur.....	13
Tabell 1.5 Forhold mellom spennvidde og effektiv høyde for armerte konstruksjonsdeler av betong uten aksialtrykk.....	16
Tabell 1.6 Plasstøpte bjelkekaskebru.....	20
Tabell 1.7 Plasstøpte platebruer.....	24
Tabell 1.8 Oppsummering av konvensjonelle forhold.....	25
Tabell 2.1 Terminologi for analysemodellene.....	27
Tabell 2.2 Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong B45.....	36
Tabell 2.3 Fasthet og deformasjonsegenskaper for stål B500NC.....	37
Tabell 2.4 Materialfaktorer for ulike grensetilstander.....	38
Tabell 2.5 Minimumsarmering for ulike platetykkelser.....	42
Tabell 2.6 Minimum skjærarmering for ulike platetykkelser.....	43
Tabell 2.7 Maksimum strekkarmering og maksimum trykkarmering i lengdearmering.....	43
Tabell 3.1 Egenlast til bruplatten.....	45
Tabell 3.2 Linjelast fra egenvekt til tverrbærer som virker i lengderetning.....	46
Tabell 3.3 Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane.....	48
Tabell 3.4 Antall kjørefelt og deres vidde.....	51
Tabell 3.5 Dimensjoner for brudekket for beregning av trafikklaster.....	51
Tabell 3.6 Lastmodell 1, karakteriske verdier (tabell 4.2 [11]).....	52
Tabell 3.7 Lastverdier for LM1.....	53
Tabell 3.8 Dimensjonerende lastverdier for LM2.....	54
Tabell 3.9 Brems- og akselerasjonskrefter i langsgående- og tverrgående retning.....	55
Tabell 3.10 Grupper av trafikklaster.....	56
Tabell 3.11 Kombinasjoner av lastgruppe gr1 (for bruer uten gang- og sykkelbane).....	57
Tabell 3.12 Vindlaster på bruplatten i x-retning, med og uten trafikk.....	59

Tabell 3.13 Ikke-lineær temperaturdifferanse for Modell 16, oppvarming.....	62
Tabell 3.14 Ikke-lineær temperaturdifferanse for Modell 16, avkjøling.....	62
Tabell 3.15 Passivt jordtrykk.....	63
Tabell 3.16 Kryptall for 100 år dimensjonerende brukstid.....	64
Tabell 3.17 Svinntøyning i promille for 100 år dimensjonerende brukstid.....	65
Tabell 3.18 Verdier for parametere for horisontal elastisk responspektrum.....	68
Tabell 3.19 Verdier for parametere for vertikal elastisk responspektrum.....	68
Tabell 3.20 Horisontalt elastisk responspektrum.....	68
Tabell 3.21 Vertikalt elastisk responspektrum.....	68
Tabell 4.1 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS EQU sett A.....	69
Tabell 4.2 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS STR/GEO sett B.....	70
Tabell 4.3 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS STR/GEO sett C.....	71
Tabell 4.4 Dimensjonerende situasjoner for laster i SLS.....	72
Tabell 4.5 Dimensjonerende situasjoner for laster i ALS.....	72
Tabell 4.6 ψ -faktorer for vegbruer.....	74
Tabell 4.7 Oversikt over alle lastkombinasjoner.....	77
Tabell 6.1 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 20.....	90
Tabell 6.2 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 18.....	91
Tabell 6.3 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 16.....	93
Tabell 6.4 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 14.....	94
Tabell 6.5 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 12.....	96
Tabell 6.6 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 10.....	97
Tabell 6.7 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 20.....	99
Tabell 6.8 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 18.....	100
Tabell 6.9 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 16.....	101
Tabell 6.10 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 14.....	103
Tabell 6.11 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 12.....	104
Tabell 6.12 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 10.....	105
Tabell 6.13 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 20.....	107
Tabell 6.14 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 18.....	108

Tabell 6.15 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 16.....	109
Tabell 6.16 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 14.....	111
Tabell 6.17 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 12.....	112
Tabell 6.18 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 10.....	113
Tabell 6.19 Resultater fra håndberegning og CSI Bridge, momenter som følge av egenlast.....	117
Tabell 6.20 Resultater fra håndberegning og CSI Bridge, opplagerkrefter som følge av egenlast.....	118
Tabell 7.1 Dimensjonerende verdier for momenter med dimensjonerende grensetilstand (kNm).....	120
Tabell 7.2 Dimensjonerende verdier for skjær med dimensjonerende grensetilstand (kN).....	121
Tabell 7.3 Dimensjonerende verdier for torsjon med dimensjonerende grensetilstand (kNm).....	121
Tabell 7.4 Dimensjonerende verdier for rissviddebegrensning.....	121
Tabell 7.5 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 20.....	131
Tabell 7.6 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 20.....	131
Tabell 7.7 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 20.....	132
Tabell 7.8 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 20.....	132
Tabell 7.9 Nødvendig skjærarmering – Modell 20.....	132
Tabell 7.10 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 20.....	132
Tabell 7.11 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 20.....	133
Tabell 7.12 Kontroll av nedbøyning – Modell 20.....	133
Tabell 7.13 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 20.....	134
Tabell 7.14 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 20.....	135
Tabell 7.15 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18.....	136
Tabell 7.16 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 18.....	136
Tabell 7.17 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 18.....	137
Tabell 7.18 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18.....	137
Tabell 7.19 Nødvendig skjærarmering – Modell 18.....	137
Tabell 7.20 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 18.....	137
Tabell 7.21 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 18.....	137
Tabell 7.22 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 18.....	138
Tabell 7.23 Kontroll av nedbøyning – Modell 18.....	138
Tabell 7.24 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 18.....	139

Tabell 7.25 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 18.....	140
Tabell 7.26 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 16.....	141
Tabell 7.27 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 16.....	141
Tabell 7.28 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 16.....	142
Tabell 7.29 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 16.....	142
Tabell 7.30 Nødvendig skjærarmoring – Modell 16.....	142
Tabell 7.31 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 16.....	142
Tabell 7.32 Nødvendig torsjonsarmoring – Modell 16.....	142
Tabell 7.33 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 16.....	143
Tabell 7.34 Kontroll av nedbøyning – Modell 16.....	143
Tabell 7.35 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 16.....	144
Tabell 7.36 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 16.....	145
Tabell 7.37 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 14.....	146
Tabell 7.38 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 14.....	146
Tabell 7.39 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 14.....	147
Tabell 7.40 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 14.....	147
Tabell 7.41 Nødvendig skjærarmoring – Modell 14.....	147
Tabell 7.42 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 14.....	147
Tabell 7.43 Nødvendig torsjonsarmoring – Modell 14.....	147
Tabell 7.44 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 14.....	148
Tabell 7.45 Kontroll av nedbøyning – Modell 14.....	148
Tabell 7.46 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 14.....	149
Tabell 7.47 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 14.....	150
Tabell 7.48 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 12.....	151
Tabell 7.49 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 12.....	151
Tabell 7.50 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 12.....	152
Tabell 7.51 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 12.....	152
Tabell 7.52 Nødvendig skjærarmoring – Modell 12.....	152
Tabell 7.53 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 12.....	152
Tabell 7.54 Nødvendig torsjonsarmoring – Modell 12.....	152

Tabell 7.55 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 12.....	153
Tabell 7.56 Kontroll av nedbøyning – Modell 12.....	153
Tabell 7.57 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 12.....	154
Tabell 7.58 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 12.....	155
Tabell 7.59 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 10.....	156
Tabell 7.60 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 10.....	156
Tabell 7.61 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 10.....	157
Tabell 7.62 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 10.....	157
Tabell 7.63 Nødvendig skjærarmering – Modell 10.....	157
Tabell 7.64 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 10.....	157
Tabell 7.65 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 10.....	157
Tabell 7.66 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 10.....	158
Tabell 7.67 Kontroll av nedbøyning – Modell 10.....	158
Tabell 7.68 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 10.....	159
Tabell 7.69 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 10.....	160
Tabell 8.1 Terminologi for analysemodellene med viktige parametere.....	162
Tabell 8.2 Andel momentkrefter i felt 3.....	164
Tabell 8.3 Andel momentkrefter over støtte i akse 2.....	165
Tabell 8.4 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende skjærkrefter.....	168
Tabell 8.5 Lengde/bredde forhold.....	171

Introduksjon

Hensikten med denne oppgaven er å studere forholdet mellom spennvidden og platetykkelsen for betongplatebruer med midtspennlengder varierende fra 10 – 20 meter. Oppgaven er rettet mot tidlig fase i prosjekter og resultater skal kunne brukes til å utarbeide et nytt grunnlag for bestemmelse av høyden på bruplatten og mengden armering ut fra valgte spennlengder. Statens vegvesens håndbok 100-4 som er utgangspunktet for denne oppgaven inneholder anbefalinger som ikke lenger er aktuelle. Derfor er det nødvendig å utarbeide en ny håndbok som følger dagens krav i Eurokoder og håndbøkene til Statens vegvesen.

Oppgaven er utført i den rekkefølgen som arbeidet utføres. Innledende følger litteraturstudie med grunnleggende teori knyttet til oppgaven. Forprosjekteringsfasen av brukonstruksjoner presenteres i detaljer. Forhold mellom spennvidden og overbygningshøyden har fått mye oppmerksomhet. Betydning knyttet til valg av forholdet i forprosjekteringsfasen blir omtalt, samt anbefalte verdier for forholdet gitt i Eurokoder, Statens vegvesens håndbøker og annen litteratur blir presentert. Videre kommer beskrivelse av oppgaven der antakelser og forutsetninger for dimensjonering, og dimensjoneringskriterier blir omhandlet. Geometrien til platebruer og materialene bruene består av er presentert i detaljer. Videre er laster som påvirker bruplatten og lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden, bruksgrensetilstanden og ulykkesgrensetilstanden definert. Deretter blir modellering i analyseprogrammet forklart. Analysens resultater blir hentet ut og omhyllingskurver for bøyemomenter, skjærkrefter og torsjonskrefter med maksimum og minimum verdier fra alle lastkombinasjoner i alle grensetilstander blir presentert. En av brumodellene verifiseres for egenlast. Videre kommer dimensjonering i bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Avslutningsvis følger et kapittel med oppsummering og konklusjon.

Oppgaven utføres som en læringsrapport slik at den er utformet utfyllende og forklarende. Det er for å få størst mulig læringsutbytte. Ingen tidligere erfaring med brudimensjonering og ingen tidligere kjennskap til analyseprogrammet har bidratt til at læringsprosessen har vært utfordrende og tidkrevende.

Kapittel 1 Litteraturstudiet

1.1 Bruens historie

Fra de eldste tidene var tre og stein de naturlige byggematerialene. Tre var lett tilgjengelig og derfor mest brukt til enkle broer. De eldste intakte broer som ble funnet i Europa og i Midtøsten, er steinbjelkebroer. Slike broer hadde landkar og pilarer av stein og en lang steinbjelke eller steinhelle som dannet brospennet. Den enkle brotypen ble utviklet videre ved å mure ut en utkraging øverst fra landkar og pilarer. Denne utkragingsteknikken muliggjorde for at brokonstruksjonen kunne spenne over større spennvidder, 5 – 10 meter med innhengt midtspenn av tømmerstokker og 3 – 4 meter med steinheller. Utkragingsteknikken dominerte steinbrobyggingen frem til romertiden. Da ble denne teknikken etter hvert avløst av ekte buer av tegl og stein. Romerne ble de store brobyggere i Europa. De utviklet tunge solide brokonstruksjoner med halvsirkelformede hvelv og buer av hugd med buespenn på opptil 20 – 30 m og pilarer med bredde lik $\frac{1}{3}$ av spennvidden. De har også utviklet lettere brokonstruksjoner for å krysse brede elver i flatlendte områder. Slike broer hadde underbygningen bestående som regel av steinpilarer og overbygning av tømmerbuer med spennvidder på opptil 30 m.

Tidlig middelalder bar med seg relativt lite nyutvikling innen brobygging i Europa. Den vel utprøvde byggeteknikken til romerne med den bærende buen som skulle ha halvsirkelform var benyttet.

Renessansen kom med utviklingen. Fra 1200-tallet begynte man først å gå fra kravet om halvsirkelform for brobuespenn. Da ble slanke segmentformet eller ellipseformet buekonstruksjoner utviklet. Slike bueformene ga mindre brohøyde og ble spesielt ettertraktet i byområder. Denne utviklingen fortsatte frem til slutten av 1700-tallet. Frem til slutten 1700-tallet var tre, stein og murverk fortsatt de eneste tilgjengelige materialene. Den nye industrielle revolusjonen kom nye konstruksjonsmaterialer på markedet, spesielt jern. Fra siste halvdel av 1800-tallet ble stål utviklet som hovedmaterialet for brobygging. Nye industrielle fremstillingsmetoder gjorde stålet tilgjengelig, og man kunne spare cirka halve vekten i forhold til en bro av jern.

Det var romerne som først oppfant og brukte betong. Med den moderne betongen basert på portlandsement har for alvor blitt tatt i bruk på slutten av 1800-tallet. Cirka 50 år etter stålet ble den armerte betongen tatt i bruk. Den første som fullstendig forstod materialets muligheter innen brobygging var sveitseren Robert Maillart. En annen pioner var franskmannen Eugene Freyssinet kalt «spennbetongens far».

Betongbroer er for tiden den mest bygde typen broer. Teknologitvillingen innen høykvalitets betonger muliggjorde for at broer med betydelig større spennlengder kunne bygges. Betongbjelkebroer konkurrerte ut stålbejelker. Fordi betong er et billigere materiale enn stål kan man forvente at dominans av betongbroer er permanent. De viktigste fordelene med armerte betongbroer er holdbarhet og relativt lave vedlikeholdskostnader.

Med betongbroer menes brokonstruksjoner med hovedbæresystem laget av betong. Betong forsterkes med slakkarmering eller spennarmering. I armerte betongelementer må tverrsnittareal av armeringsstenger være minst lik minimum. Spennarmering går ut på at betong er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket.

1.2 Dimensjoneringsprosess av bruer

1.2.1 Forprosjektering generelt

Den første fasen i et byggeprosjekt er forprosjektering der det grunnleggende konseptet er spesifisert ved evaluering av ulike løsninger. Valg av passende konsept gjøres ved at behovene identifiseres og undersøkes og potensielle løsninger analyseres. Spesifikke målsetninger for prosjektet defineres og dimensjoneringskravene som utførelse, kvalitetsmål, pålitelighet, sikkerhet, levetid, estetikk, økonomi og vedlikeholdt uttrykkes. Samfunnet krever trygge, økonomiske og raske løsninger med gode estetiske egenskaper. Derfor bør den prosjekterende vurdere ulike muligheter og kravene slik at det blir også tatt hensyn til kundens ønsker. Konseptuell dimensjonering er den mest kreative og samtidig den mest krevende delen av prosjektering. Det krever erfaring og bred kunnskap om alle områder knyttet til broer – fra juridiske aspekter, til tekniske detaljer og evne til å trekke ut og forstå kundens behov. Siden økonomi er en av de viktigste parameterne i prosjektet, kan de økonomiske forhold være avgjørende for konseptet. Derfor er det viktig at den mest økonomiske løsningen oppnås. Investering av god tid til forarbeidet vil alltid føre til et mest optimalt sluttprodukt.

Hovedhensikten med forprosjektering er å definere foreløpige dimensjoner av lastbærende elementer til konstruksjonen. Disse velges på grunnlag av erfaringer og anbefalinger, foreløpige dimensjonerende krefter, foreløpige dimensjonerende spenninger og foreløpige nedbøyninger. Dimensjoneringen reguleres av relevante bestemmelser og standarder som baserer på forskjellige prinsipper som grensetilstander, pålitelighetsklasser eller tillate spenninger. I Norge brukes Eurokoder samt supplerende håndbøker og normaler utgitt av Statens vegvesen ved brudimensjoneringen. Grensetilstander definerer tilstander som ikke skal overskrides om en konstruksjon skal tilfredsstillende relevante ytelseskrav. Lastbærende kapasitet til konstruksjonen og dens komponenter verifiseres i bruddgrensetilstanden ved å benytte dimensjonerende verdier for laster og materialer, og geometriske data. Bruddgrensetilstander omfatter beregninger av moment-, skjær- og torsjonskapasitet i konstruksjonen. Verifikasjonen av konstruksjonens funksjon utføres i bruksgrensetilstanden. Det skilles mellom ulike dimensjoneringssituasjoner, samt ulike laster og lastkombinasjoner av laster som med stor sannsynlighet vil opptre samtidig. Ulike dimensjoneringssituasjonen er beskrevet i Tabell 1.1.

Tabell 1.1 Dimensjonerings situasjon og deres verifiseringsbehov

Dimensjonerings situasjon		Verifisering
Vedvarende	Normal bruk	ULS, SLS
Forbigående	Montering, tilfeldige situasjoner som konstruksjonen utsettes for som vedlikehold og reparasjoner	ULS, SLS
Ulykke	Normal bruk	ULS
	Montering	ULS
Seismisk	Normal bruk	ULS, SLS
	Montering	ULS, SLS

Dimensjonering i grensetilstander gjøres ved bruk av partialfaktormetoden. Eurokoder angir også en annen metode som kalles for pålitelighetsmetode men dimensjonering basert på en pålitelighetsindeks er ikke praktisk gjennomførbart. I partialfaktormetoden brukes det flere sikkerhetsfaktorer som tar hensyn til ulike usikkerheter som kan påvirke beregningene. Det gjelder både avvik i lastverdier (γ_f) og avvik knyttet til materialer (γ_m). Hovedkonseptet med denne metoden er at karakteriske verdier for laster og karakteriske verdier for trykkfasthet eller strekkfasthet til materialer multipliseres med en sikkerhetsfaktor som velges ut fra dimensjonerings situasjon. På den måten blir de dimensjonerende verdier definert.

1.2.2 Forprosjektering av bru

Forprosjektering av en bru starter ofte med at ulike spesialister samles for å diskutere mulige løsninger. En bru er ikke en isolert struktur, og den må integreres med veien, landskapet og miljøet. Derfor handler dette ofte om samarbeid mellom vegingeniør, geoteknisk ingeniør og landskapsarkitekt.

Foreløpig dimensjonering av en bru innebærer valg av brutype, opplegg, bruens form og foreløpige dimensjoner. Det er mange faktorer som er viktige ved valg av brotype blant annet broens funksjon, spennvidde, materialer, plassering og arkitektoniske uttrykk.

Hovedaspekter som skal vurderes ved foreløpig dimensjonering er:

1. Sikkerhet

Konstruksjonen må ikke kollapse ved bruk. Den må være i stand til å bære lastene som bestemmes ved å ta hensyn til riktig sikkerhetsfaktor.

2. Brukbarhet

I løpet av sin dimensjonerende brukstid skal konstruksjonen tilfredsstillende krav om holdbarhet, generell stabilitet, brannmotstand, nedbøyning, oppsprekking og vibrasjoner.

3. Økonomi

Det skal koste minst mulig å bygge og vedlikeholde konstruksjonen. Ved foreløpig dimensjonering handler dette om valg av de riktige materialene og dimensjoner slik at elementer ikke er overdimensjonert.

















4. Arkitektonisk uttrykk

Konstruksjonen må være behagelig å se på. Beslutninger om bruens form og materialer er tatt ved forprosjekteringsfasen mens størrelsene på enkelte elementer er ferdig detaljert i senere prosjekteringsfaser.

Ved broprosjektering er det viktig å bestemme tre primære parametere: type trafikk, type hindring og geotekniske forhold. Basert på tre hovedspørsmålene som følger nedenfor kan 13 ulike tilfeller være definert. Disse er vist i tabell 1.2 som er hentet fra CHALMERS, Master's Thesis 2011: *Guidelines for conceptual design of short-span bridges*.

- Hvilken type trafikk er broen ment for? Veitrafikk, jernbanetrafikk
- Hvilken type hindring skal broen krysse? Vassdrag, vei, jernbane, sykkelsti, fotgjengersti
- Hva er dominerende geotekniske grunnforhold? Leire, sammenhengende jord, fjell, sand

Tabell 1.2 Tilfeller som kombinerer ulike former for trafikk, hindring og grunnforhold

Case	Description	Visualisation
1	Road bridge over railway or road	
2	Road bridge over pedestrian passage	
3	Road bridge over water	
4	Railway bridge over water	
5	Railway bridge over Road	
6	Road bridge over railway or road	
7	Road bridge over pedestrian passage	
8	Railway bridge over water	
9	Road bridge over railway or road	
10	Road bridge over pedestrian passage	
11	Road bridge over water	
12	Road bridge over water+fauna	
13	Road bridge over water+fauna	
		Frictional material 
		Clay (or cohes. soil) 
		Rock 

Når det ovenstående er avgjort bør den prosjekterende svare på spørsmål som følger nedenfor. Svar på disse spørsmålene er det nødvendige forarbeidet som gjør valget av riktig brotype mye lettere.

- Hva er forventet brulengde? Hensikten er å vurdere nødvendig forsterkningsmetode for betong eller behov for understøttende søyler.
- Hvilke materialer skal bruen bygges av? Skal bruen være i betong, stål, tre eller komposisjon av ulike materialer.
- Kan byggearbeidet utføres på stedet? Spørsmålet gjelder de lokale forholdene – vanskelig terrenggeometri eller umulig å arbeide i hindringsområdet. Hensikten er å vurdere romtilgjengeligheten for formverk, byggverk og andre prosedyrer.
- Er konstruksjonstiden av avgjørende betydning? Det er viktig å avgjøre om det er presserende behov for den broen, om brokonstruksjonen ville forårsake fullstendig trafikkstopp, redusere kapasiteten eller forstyrre andre prosesser slik at det forårsaker store endringer i logistikk og økonomiske tap.

- Er det en mulighet til å plassere pilarer i underliggende området? Det skal avgjøres om for eksempel en midtsøyle kan plasseres i vannet eller midt i en vei med to baner.
- Hva er den nødvendige bruformen i horisontalplanet? Den prosjekterende skal ta hensyn til krav fra landskapsarkitekten eller kunden når det gjelder broens utforming, og i tillegg tas det hensyn til lokale geometriske forhold. Bruen kan være rett i horisontalplanet slik at broens midtlinje er vinkelrett på landkar, skjev slik at broens midtlinje ligger i en vinkel som er forskjellig fra 90° i forhold til landkar eller buet.
- Hvor er bruene plassert? Det må bestemmes om bruene ligger i byområdet som er svært bebodd, rundt en motorvei eller i en utkant av en by, industriområde med få innbyggere eller landsby.
- Hva er den nødvendige bredden på bruene eller hvor mange baner som trengs? Det avgjøres om trafikk på broen skal foregå i en eller begge retninger, om det trengs en eller to baner i hver retning eller flere.

1.2.3 Valg av riktig brutype

Generell anbefaling er at spennvidde/høydeforhold lik 20 tas som utgangspunktet for estimering av dekketykkelse. Kontinuerlige dekker sørger for reduksjon av antall gjennomganger og dilatasjonsskjøt. Kontinuitet sørger også for at maksimale bøyningmomenter og konstruksjonsdybde blir redusert, og dermed materialforbruket. Tabell 1.3 viser anbefalte typer brutyper avhengig av spennvidden.

Tabell 1.3 Anbefalte typer bru for ulike spennlengder (www.bridgedesign.org.uk)

Span	Deck Type
Up to 20m	Insitu reinforced concrete. Insitu prestressed post-tensioned concrete. Prestressed pre-tensioned inverted T beams with insitu fill.
16m to 30m	Insitu reinforced concrete voided slab. Insitu prestressed post-tensioned concrete voided slab. Prestressed pre-tensioned Y and U beams with insitu slab. Prestressed pre-tensioned box beams with insitu topping. Prestressed post-tensioned beams with insitu slab. Steel beams with insitu slab.
30m to 40m	Prestressed pre-tensioned SY beams with insitu slab. Prestressed pre-tensioned box beams with insitu topping. Prestressed post-tensioned beams with insitu slab. Steel beams with insitu slab.
30m to 300m	Box girder bridges - As the span increases the construction tends to go from 'all concrete' to 'steel box / concrete deck' to 'all steel'. Truss bridges - for spans up to 50m they are generally less economic than plate girders.
150m to 1000m	Cable stayed bridges.
350m to ?	Suspension bridges.

1.2.4 Dimensjonering av armerte betongplatebruer

Strekfastheten til betong er omtrent ti ganger mindre enn trykkfastheten. Derfor forsterkes strekksonen i betongtverrsnittet med armeringsstengene. Generelt tas det ikke hensyn til strekkfastheten i betong fordi kapasiteten i strekksonen er oppnådd med stål, mens betong sørger for bærende funksjon i trykksonen.

1.2.4.1 Bjelke- og plateteori

Bjelker og plater bærer ved bøyning. Platevirkningen opptrer når forholdet mellom platens lengde og bredde er av en viss størrelse. Hvis platelengden er betydelig større enn bredden ($L > 2b$) nærmer bærevirkningen seg en bjelkes bærevirkning.

Bjelketeori ser på konstruksjonselementet som endimensjonalt. Det settes opp likninger for momenter som løses ved bruk av grensebetingelser som er kjente verdier for forflytning og rotasjon i knutepunktene. Til slutt kombineres alle likninger for å finne de ukjente verdier. Likning (1.1) viser hvordan forflytning (w) er relatert til ytre laster (q).

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = -q(x) \quad (1.1)$$

Plateteori har sitt utgangspunkt i bjelketeorien. Den ble utviklet for å utføre mer kompliserte beregninger av konstruksjoner, og er mye mer nøyaktig for plater og skiver enn en alternativ metode som er å dele plater opp i en rekke endimensjonale bjelkeelementer og deretter anvende bjelkeberegninger for hver enkelt bjelke. Plateteorien er basert på at elementet ikke lenger er endimensjonal men det har en gitt tykkelse. Elementet påført krefter (q) normalt på planet får en forflytning (w). Denne relasjonen blir brukt til å sette opp en fjerdegrads differensialligning som løses med grensebetingelser. Relasjon mellom bøyemomenter og påførte krefter defineres i likningen (1.2)

$$\frac{d^2 M_x}{dx^2} + 2 \frac{d^2 M_{xy}}{dx dy} + \frac{d^2 M_y}{dy^2} = -q \quad (1.2)$$

Det er viktig å fremheve at den numeriske elementmetoden (FEM) er i dag den vanligste metoden som brukes ved beregninger av plater, bjelker og andre konstruksjoner. Denne metoden anvendes innen problemstillinger som matematisk lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger og som løses ved hjelp av matriser. Konstruksjonen deles opp i fiktive elementer som møtes opp i knutepunkter kalt noder. Nodene får deformasjoner på grunn av belastninger, og disse skal regnes ut. Deretter ser man på hvor store påvirkninger har disse deformasjoner på konstruksjonen i form av momenter og spenninger. Elementmetoden gir et realistisk bilde av hvordan konstruksjonen oppfører seg under belastninger.

For dekker med skjevheter mindre enn 25° er den enkle stripemetode der 1 meter breidd stripe analyseres, en tilfredsstillende analysemetode. I plater med skjeve opplegg det utvikles vridningsmomenter som blir mer betydende desto større skjevheter. Derfor for større skjevheter vil det være nødvendig med elementmetoden. Typisk oppførsel for plater med skjeve opplegg er listet under. Økende skjevhet gir økt virkning av de nevnte effekter.

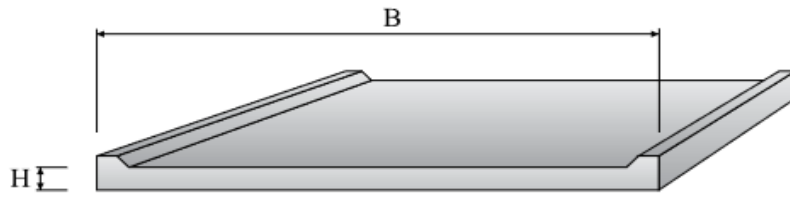
- Retning for maksimalt bøyemoment varierer over bredden
- Negativt bøyemoment ved endeopplegg
- Betydelige torsjonsmoment
- Store reaksjons- og skjærkrefter nær stumpe hjørner
- Mindre reaksjons- og skjærkrefter nær spisse hjørner

1.2.4.2 Klassifisering av platedekker

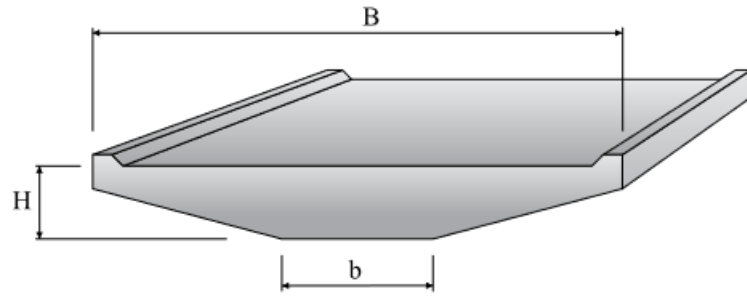
Denne masteroppgaven fokuserer på platebruer. Platebruer representerer en stor andel av bruene som bygges i Norge. Valg av denne brutypen er en rimelig løsning som gir et rom for relativt store spennvidder større enn 20 meter der spennarmering brukes. For kortere spenn er slakkarmering tilstrekkelig. Valg av platebruer gjør det også mulig å oppnå en lavere byggehøyde enn for andre brotyper og dermed redusert egenvekt. Dette gjør at bruene får et enkelt uttrykk, skiller seg lite fra vegger og ødelegger ikke for omkretsende natur.

Hovedelementet i brokonstruksjonen er et dekke. Det er det første konstruksjonselementet som tar opp de dynamiske lastene fra kjøretøy og andre laster. De vanligste former for armerte betongdekker er plate, bjelkeplate, ribbeplate og bjelkebru.

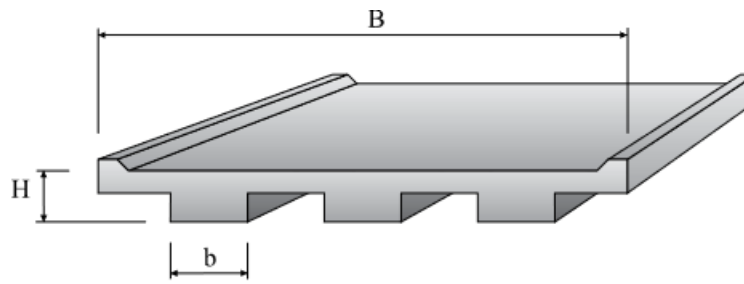
Når $B/H > 5$ er bruene karakterisert som en platebru (Figur 1.1). Dersom $1 < b/H \leq 5$ defineres bruene som bjelkeplatebru, hvor b er minste bredde i underkant av platen (Figur 1.2). Ribbeplatebru er karakterisert med at underkanten av platen har utsparinger, $b/H \geq 1$ og brua er massiv over støtte (Figur 1.3). I de tre tilfellene er det platen i seg selv som utgjør hovedbæresystemet. Lastene overføres via platen direkte til underbygningen. Platen bærer laster i begge retninger og det er akkurat dette som konstruksjonsmessig skiller platebruer fra bjelkebruer. En god lastfordeling blir oppnådd fordi laster fordeles over et større areal. I tillegg har plater en betydelig større stivhet enn bjelker. For bjelkebruer er det bjelkene som utgjør bruens hovedbæresystem (Figur 1.4). Her blir lastene overført direkte til bjelker som er orientert i bruas lengderetning. Deretter overfører bjelkene lastene til bruas underbygning. [14]



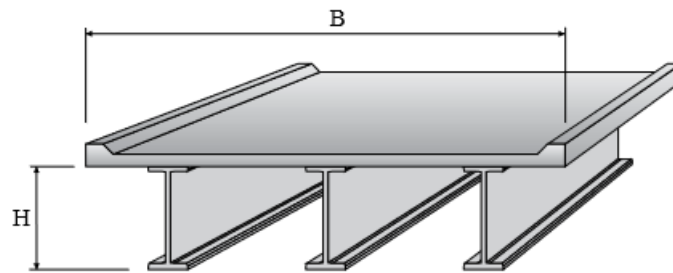
Figur 1.1 Platebru [14]



Figur 1.2 Bjelkeplatebru [14]



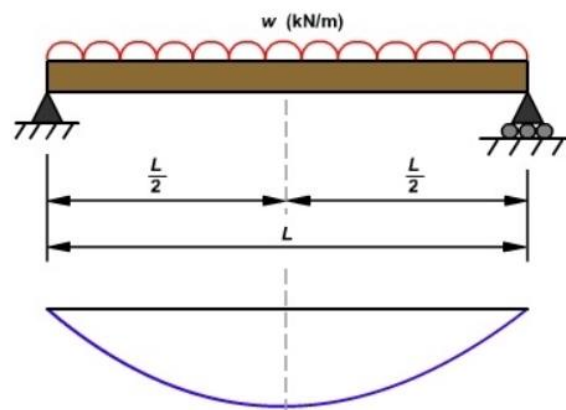
Figur 1.3 Ribbeplatebru [14]



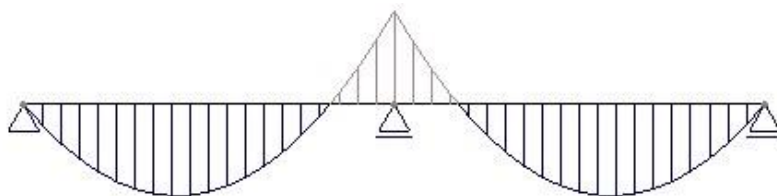
Figur 1.4 Bjelkebru [14]

Trespenns bruer utgjør den største andelen av platebruer som bygges i Norge. Valg av det riktige forholdet mellom midtspenn og sidespenn sørger for et godt spenningsforhold i hele konstruksjonen. På grunn av estetiske og ikke minst konstruksjonsmessige forhold er ettspenns platebruer lite brukt. Slike broer er vanskelige å håndtere og som regel fungerer som en stiv planke. Likevel brukes ettspenns platebruer over mindre hindringer. Da kan denne stiv planke virkningen forbedres ved å kurve bru i vertikalplanet. Tospenns platebruer skal generelt unngås fordi disse vil som regel virke som stive og kjedelige.

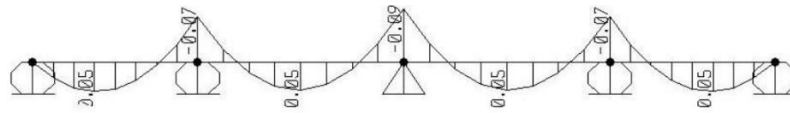
Flerspenns platebruer ut fra konstruksjonsmessige forhold er den mest effektive og beste løsningen. Generelt er plater utviklet for å kunne motstå de maksimale bøyningmomentene. Derfor er det viktig å se på bøyningmomentdiagrammet. Ettspenns platebru fritt opplagt på landkar vil få null moment i hver ende og det mest negative momentet i midten (Figur 1.5). I utgangspunktet prøver den å bøye nedover og hvis bruene kollapser, vil den bryte i midten. Tospenns plater vil også få store negative momenter i midten av hver spenn (Figur 1.6). Derfor skal slike platebruer unngås. Bøyningmoment for kontinuerlig plate som spenner over flere spenn har også momentet lik null på begge ender, men ved alle opplegg er momentene positive (Figur 1.7).



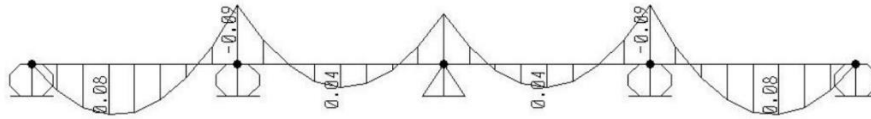
Figur 1.5 Momentdiagram for fritt opplagt plate med ett spenn



Figur 1.6 Momentdiagram for kontinuerlig plate med to spenn



BENDING MOMENT DIAGRAM, LAST SPAN = 0.8 TIMES INTERNAL SPAN
& udl ON ALL FOUR SPANS



BENDING MOMENT DIAGRAM, ALL FOUR EQUAL SPAN & udl ON ALL FOUR
SPANS

Figur 1.7 Momentdiagram for flerspenns platebru

1.3 Forhold mellom spennvidden og overbygningstykkelsen «Span to depth ratio»

1.3.1 Betydning av forholdet

Forhold mellom spennvidden og overbygningstykkelsen er en viktig brodesignparameter som påvirker strukturell oppførsel, byggekostnader og estetikk. Dette forholdet blir vanligvis brukt for å bestemme overbygningshøyden og blir valgt i den tidlige forprosjekteringsfasen før detaljert beregning utføres. Valg av forholdet i et tidlig stadium av designprosessen gjør det mulig å velge omtrentlig dimensjonerende proporsjonering som trengs for foreløpig analyse for å vurdere gjennomførbarhet, kostnadseffektivitet og estetiske verdier av designet i forhold til alternative designkonsepter. Forholdet velges vanligvis basert på erfaring og typiske verdier brukt i tidligere konstruerte broer som fikk en tilfredsstillende ytelse. Dette er for å sikre at designet ikke avviker drastisk fra tidligere vellykkede prosjekter. Forholdet kan også bestemmes ved å optimalisere ulike kombinasjoner av spennlengden og overbygningshøyden for å skape en kostnadseffektiv og estetisk tiltalende struktur, men dette innebærer generelt en iterativ prosess. Derfor er det mer vanlig å velge forhold fra en rekke konvensjonelle verdier i stedet for å utføre optimalisering for hvert enkelt design.

Valg av spennvidde/overbygningstykkelse – forholdet er spesielt viktig når det gjelder bjelkebroer fordi det direkte påvirker materialkostnadene og konstruksjonen av overbygningen. For eksempel ved å bruke et høyt forhold reduseres betongvolumet, økes forspenningsbehovet og konstruksjonen forenkles på grunn av en lettere overbygning. Videre har forholdet betydelig vesentlig estetisk påvirkning fordi det generelle utseendet på en bjelkebru er svært avhengig av overbygningstykkelsen.

1.3.2 Anbefalinger gitt i litteratur

På grunn av viktigheten av forholdet har det fått mye plass i litteratur. Her blir «*Optimization of Span-to-Depth Ratios in High-Strength Concrete Girder Bridges*», Sandy Shuk-Yan Poon, brukt som kilde der forfatter samler anbefalinger gitt i ulike publikasjoner. Ulike anbefalinger for ulike brutyper blir presentert nedenfor.

Tabell 1.4 Anbefalinger gitt i litteratur

Forfatter	Beskrivelse
Fritz Leonhardt, Professor of Civil Engineering at the University of Stuttgart, 1979	Anbefaler å velge forhold basert på tidligere konstruerte forspente betongbruer med god ytelse. For plasstøpte bjelke-kassebru med en kasse anbefales det forhold på 21. Forholdet reduseres til 12-16 når <i>incremental launching method</i> brukes på grunn av de store negative momentene som er knyttet til denne konstruksjonsmetoden.

	For plasstøpte platebruer foreslår han verdier fra 18 til 36, med høyere verdier som brukes til lengre spenn og for broer med lettere trafikk.
ACI-ASCE, The American Concrete Institute – American Society of Civil Engineers, 1988	Anbefalingene skal gi generelle retningslinjer for foreløpig dimensjonering. Anbefaler forholdet mellom 25 og 33 for plasstøpte etteroppspente bjelke-kassebru med flere kasser. For prefabrikkerte flercellede kontinuerlige bjelke-kassebru er anbefalt forhold lik 22. Disse verdier er høyere enn for en kassebru med en celle fordi en flercellede bjelke-kassebru har flere steg for å imøtekomme senere i forhold til en encellede tverrsnitt med tilsvarende bredde. For plasstøpte etteroppspente platebruer anbefales verdier mellom 24 og 40.
Christian Menn, Professor of Structural Engineering at the Institute of Structural Engineering in Zurich, 1990	Anbefalingen er basert på eksisterende broer med tilfredsstillende ytelse når det gjelder strukturelle oppførsel, estetikk og økonomi. For plasstøpte bjelke-kassebru anbefales forhold mellom 17 – 22. For lavere forhold vil broen virke for tung. Forhold over 22 gir kostnadsøkning på grunn av den betydelig høyere langsgående forspenningsbehov. For massive platebruer anbefales maksimalt forhold på 25 og en maksimal kostnadseffektiv platetykkelse på 800 mm.
AASHTO, The American Association of State Highway and Transportation Officials, 1994	Verdiene er basert på maksimale forhold for kontinuerlige motorveibroer med tilstrekkelig vibrasjons- og nedbøyningsrespons. For å sikre riktig vibrasjons- og nedbøyningsoppførsel er de maksimale forholdene bestemt til å være 25 for plasstøpte bjelke-kassebru, og 37 for plasstøpte platebruer.
M.Z. Cohn, Professor of Civil Engineering at the University of Waterloo, 1994	Forholdene er etablert fra en systematisk optimalisering som resulterer i de ideelle tverrsnittdimensjonene og overbygningssystemet basert på kostnad, materialforbruk og estetikk. For plasstøpte bjelke-kassebru med en celle blir optimalt forhold mellom 12 og 20. Forholdet øker med økt spennlengde og avtar med økende brubredde slik at forhold lik 12 tilsvarer spennlengde lik 20 m og bredde lik 16 m, mens forhold lik 20 tilsvarer spennlengde lik 50 m og bredde lik 8 m. Denne rekkevidden er noe lavere i forhold til de fra andre publikasjoner, fordi den er basert på studier av et fritt opplagt system mens forholdene fra andre publikasjoner hovedsakelig er basert på kontinuerlige systemer. Tverrsnitt til fritt opplagt system har en tendens til å være dypere siden den opplever større momenter i midtspennet sammenlignet med et kontinuerlig system.
AASHTO-PCI-ASBI, The American Segmental Bridge Institute, 1997	ASBI har etablert ulike standardiserte prefabrikkerte tverrsnitt. Bruk av disse standardtverrsnittene fører generelt til praktiske og kostnadseffektive løsninger.

	Spennvidde/overbygningstykkelse – forholdet varierer mellom 17 og 19 for <i>span-by-span</i> metode og mellom 17 og 20 for <i>balanced cantilever</i> metode.
Lian Duan, Senior Bridge Engineer with the California Department of Transportation and a Professor of Structural Engineering at Taiyuan University of Technology in China, 1999	Basert på typiske forhold for eksisterende broer anbefales spennvidde/overbygningstykkelse – forholdet lik 25 for plasstøpte flercellede bjelke-kassebru. For prefabrikkerte bjelke-kasse bro anbefales forhold mellom 12,5 og 20.
Nigel Hewson, an Associate Lecturer at the University of Surrey, 2003	For plasstøpte bjelke-kassebru med en celle anbefaler han forhold lik 20.
Paul Gauvreau, 2007	Forhold lik 17 anbefales for prefabrikkert bjelke-kassebru konstruert med <i>span-by-span</i> metode

Som følger av tabellen ovenfor har det ikke blitt noe signifikant økning i det anbefalte forholdet siden 1979 til tross for fremgangen i materialteknologien og konstruksjonsteknologien. Nylige utviklinger har resultert i materialer med høy styrke som teoretisk bør gi mer slanke strukturelle komponenter og større spennlengder. Materiale som skal gi økt spennvidde/overbygningstykkelse–forhold er høystyrke betong med trykkfasthet 40 til 140 *MPa* som har blitt oppnådd ved å redusere v/b – forholdet og innlemme kjemiske blandinger. På grunn av denne betongens forbedrede mekaniske egenskaper som høyere ultimate styrke og elastisitetsmodul, kan høyfaste betongkonstruksjoner motstå det samme belastningsnivået ved å bruke slankere tverrsnitt. Reduksjonen i egenvekt som oppnås er spesielt viktig i langspente broer fordi egenvekt bruker omtrent 75% av den bærende kapasiteten i langspente broer produsert med normalstyrke betong. Høystyrke betong reduserer bidraget fra egenvekt ved å bruke tynnere elementer og forbedrer den bærende kapasiteten ved å øke styrken, og dermed kan slankere broer med lengre spanner oppnås. Høystyrke betong er et dyrt materiale. Ved å øke trykkfastheten fra 30 til 60 *MPa* gir 68 % prisøkning. Dette indikerer en betydelig vesentlig kostnadsøkning dersom de samme retningslinjene for dimensjonering av overbygning til betongbroer med normal styrke blir brukt på betongbroer med høy styrke, noe som gjør at anvendelsen av høystyrke betong i broer kan være økonomisk ugjennomtrengelig.

1.3.3 Anbefalinger gitt i Eurokoder

Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 [5] gir anbefalinger for forholdet mellom spennvidde og effektiv høyde for armerte bjelker og dekker slik at kravene til begrensning av nedbøyning er oppfylt. Tabell 1.5 er hentet fra 7.4.2 [5] og viser de anbefalte verdiene som har blitt utledet fra resultatene av en parameterundersøkelse av en rekke fritt opplagte bjelker eller dekker med rektangulært tverrsnitt ved hjelp av den generelle metoden gitt i 7.4.3. De oppnådde spennvidde/høydegrensene oppfyller kravene til begrensning av nedbøyning som er at nedbøyningen for en bjelke eller plate skal ikke overskrive spennvidden/250. For nedbøyning etter ferdig bygging er spennvidden/500 en passende grenseverdi 7.4.1 [5].

Tabell 1.5 Forhold mellom spennvidde og effektiv høyde for armerte konstruksjonsdeler av betong uten aksialtrykk

Structural System	K	Concrete highly stressed $\rho = 1,5\%$	Concrete lightly stressed $\rho = 0,5\%$
Simply supported beam, one- or two-way spanning simply supported slab	1,0	14	20
End span of continuous beam or one-way continuous slab or two-way spanning slab continuous over one long side	1,3	18	26
Interior span of beam or one-way or two-way spanning slab	1,5	20	30
Slab supported on columns without beams (flat slab) (based on longer span)	1,2	17	24
Cantilever	0,4	6	8

Note 1: The values given have been chosen to be generally conservative and calculation may frequently show that thinner members are possible.
Note 2: For 2-way spanning slabs, the check should be carried out on the basis of the shorter span. For flat slabs the longer span should be taken.
Note 3: The limits given for flat slabs correspond to a less severe limitation than a mid-span deflection of span/250 relative to the columns. Experience has shown this to be satisfactory.

Metoden gitt i 7.4.2 [5] omfatter tilfeller der nedbøyningsberegninger kan utelates ved å anta passende grenseverdier på forhold mellom spennvidde og effektiv høyde som er tilfredsstillende for å unngå nedbøyningsproblemer under normale forhold. De angitte verdiene er basert på støttebetingelser, type og areal for strekkarmering og trykkarmering, og de er generelt konservativt valg og beregninger kan ofte vise at det er mulig med mindre tverrsnittshøyde. Grenseverdier for spennvidde/høydeforholdet (l/d) bestemmes ved hjelp av uttrykket (1.3) og (1.4) [5].

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{hvis } \rho \leq \rho_0 \quad (1.3)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{hvis } \rho > \rho_0 \quad (1.4)$$

$\frac{l}{d}$ grenseverdi for spennvidde/høydeforhold

K en faktor som tar hensyn til ulike typer statisk system *Tabell 1.1*

ρ_0 referansearmeringsforholdet $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$

ρ det nødvendige strekkarmeringsforholdet midt i feltet

ρ' det nødvendige trykkarmeringsforholdet midt i feltet

1.3.4 Typiske verdier for spennvidde og platetykkelse gitt av Statens vegvesen

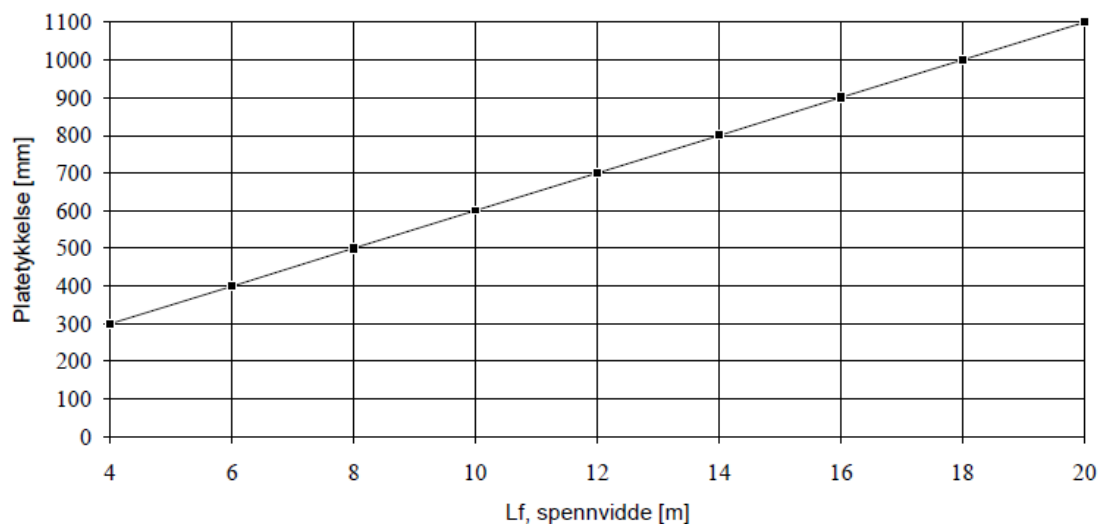
Håndbok 100-4 [3] er normalen som skal være et hjelpemiddel ved prosjektering av plassproduserte platebruer med ett eller tre spenn. Den gir anbefalinger for forholdet mellom platetykkelsen og spennvidden. Normalen gjelder kun for rette platebruer og bruer med skjevheter opptil 10°, med spennvidder fra 4 – 20 meter for ettspenns og 10 – 20 meter for trespenns platebruer, der sidespenn/midtpennforhold varierer fra 0,6 – 0,8. Bredden på bruflaten må være mellom 7 – 10 meter for ettspenns bruer og mellom 5 – 10 meter for trespenns bruer.

Håndbok 100-4 er basert på følgende retningslinjer som samtidig supplerer håndboken og som gjelder foran den ved eventuelle uoverensstemmelser:

- Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett
- Prosjekteringsregler for bruer
- Prosesskode – 2

1.3.4.1 Ettspenns platebruer

Ved dimensjonering av fritt opplagte ettspenns platebruer skal det tas utgangspunkt i figur 1.8 ved valg av platetykkelsen for spennvidder fra 4 til 20 meter.

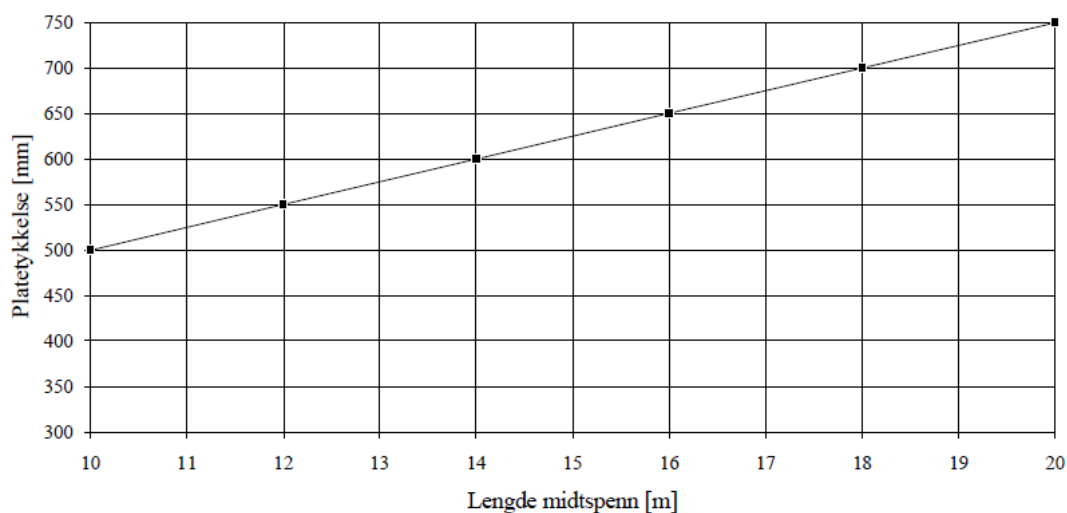


Figur 1.8 Platetykkelse for ettspenns platebru

Forhold mellom spennvidden og platetykkelse for ettspenns platebruer i følge Statens vegvesen skal øke lineært fra 13,33 til 18,18.

1.3.4.2 Trespenns platebruer

Ved dimensjonering av trespenns platebruer skal det tas utgangspunkt i figur 1.9 ved valg av platetykkelsen for midtspennvidder varierende fra 10 til 20 meter. Trespenns platebru skal være monolittisk forbundet med to søyler og fritt opplagt ved landkar.



Figur 1.9 Platetykkelse for trespenns platebru

Forhold mellom spennvidden og platetykkelse for trespenns platebruer i følge Statens vegvesen skal øke lineært fra 20 til 26,67.

1.3.5 Studie av eksisterende brukonstruksjoner

I masteroppgaven skrevet av Sandy Shuk-Yan Poon ved universitet i Toronto i 2009 er det gjennomført en studie av 86 eksisterende bruer med hensyn til forhold mellom spennvidden og overbygningstykkelsen. Hun tar i betraktning tre brutyper som er plaststøpte bjelkekassebru, plaststøpte platebruer og prefabrikkerte bjelkekassebruer. Denne studien er relevant for denne masteroppgaven fordi den viser variasjoner i forholdet mellom spennvidden og overbygningstykkelsen for bruer oppført de siste 50 årene. Grunnet omfanget av denne masteroppgaven har jeg ikke mulighet til å gjennomføre en lignende studie selv. Derfor velger jeg å bruke den omtalte oppgaven som kilde og presentere de relevante delene samt ferdige tabeller.

Kilde: Sandy Shuk-Yan Poon, Master of Applied Science, Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2009. «*Optimization of Span-to-Depth Ratios in High-Strength Concrete Girder Bridges*»





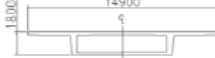

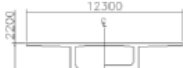
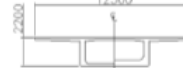
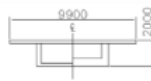






Jeg velger å studere plaststøpte bjelkekassebruer og platebruer. Spennvidde/overbygningstykkelser – forhold for de 72 ulike bruer sammenlignes med anbefalte verdier beskrevet i kapittel 1.3.2.

1.3.5.1 Bjelkekassebruer

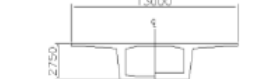
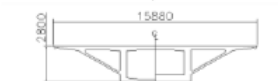
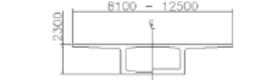
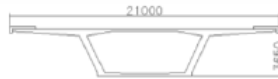
Alle 44 bjelkekassebruer presentert i tabell 1.6 har spennlengde mellom 35,4 m og 29,5 m, og spennvidde/overbygningstykkelser-forhold mellom 11,4 og 29,5. De fleste bruer har forholdet mellom 17,7 og 22,6. Faktisk har 33 av 44 bruer (75%) forholdet innenfor verdier anbefalt av Menn (17 – 22) og Hewson (20) som er basert på eksisterende broer med tilfredsstillende ytelse. De fleste broer har forhold under 25 som er den maksimale verdien som sikrer tilstrekkelig vibrasjonsrespons og nedbøyningsrespons i plaststøpte bjelkekassebruer som anbefalt av AASHTO, 1994. Kun to bruer, nummer 18 og 25, har forholdet over 25. Imidlertid ligger de to bruene innenfor de anbefalte forholdene av ACI-ASCE, 1988, for etteroppspente flercellede plaststøpte bjelkekassebruer (25 – 33). Seks broer har forhold lavere enn 15. Fire av dem er konstruert med *incremental launching* metoden som krever dypere tverrsnitt for å motstå de store negative momenter under konstruksjonen. De har forhold mellom 12 og 16 som er det typiske intervallet for plaststøpte bjelke-kassebruer med kun en kasse oppført med denne metoden anbefalt av Leonhardt, 1979. De to andre er jernbanebroer som også trenger større dybde på grunn av større levetid og strengere servicekrav.

De fleste broer sto ferdige mellom 1958 og 2002, og ikke noe signifikant variasjon i spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet ble observert. Brukt forhold har ikke økt over tid til tross for forbedringer i materialstyrker og fremskritt innen byggteknologien. Som nevnt tidligere følger 75% av disse broene de samme retningslinjene som Menn anbefalte i 1986 og Hewson i 2003.

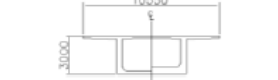
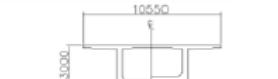
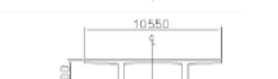
Tabell 1.6 Plasstøpte bjelkekaskebru

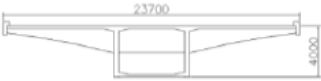



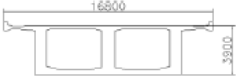
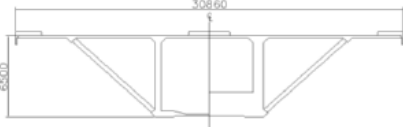
Bridge no.	Name	Location	Span-to-depth ratio	Construction method	Cross-section
1	Grenz Bridge at Basel	Switzerland	17.7	N/A	
2	Sart Canal-Bridge	Belgium	12.0	Incremental launching	N/A
3	Weyermannshaus Bridge	Switzerland	18.9	N/A	
4	Eastbound Walnut Viaduct	U.S.A.	23.0	CIP on falsework	
5 & 6	Taiwan High Speed Rail (1) & (2)	Taiwan	11.4	Span-by-span	
7	Pregorda Bridge	Switzerland	22.2	Span-by-span on falsework	
8 & 9	Almese Viaduct & Condove Viaduct	Italy	18.2	Balanced cantilever	
10	Gravio Viaduct	Italy	18.2	Balanced cantilever	
11	Borgone Viaduct	Italy	18.2	Balanced cantilever	
12	Quadinei Bridge	Switzerland	20.0	Span-by-span on falsework	
13	Altstetter Viaduct	Switzerland	21.6	N/A	
14	Reuss Bridge	Switzerland	17.7	CIP on falsework	
15	Cerchiara Viaduct	Italy	18.5	Balanced cantilever	
16	Castello Viaduct	Italy	18.5	Balanced cantilever	
17	Costacole Viaduct	Italy	18.5	Balanced cantilever	
18	Ferroviano Overpass at Bolzano	Italy	28.1	N/A	

19	Krebsbachtal Bridge	Germany	12.9	Incremental launching
20	Shatt Al Arab Bridge	Iraq	12.8	Incremental launching
21	Ancona Viaduct	Italy	20.7	Segmental
22	Felsenau Bridge (approaches)	Switzerland	16.0	Span-by-span on falsework
23	La Molletta Viaduct	Italy	20.8	Segmental
24	Fosso Capaldo Viaduct	Italy	20.8	Segmental
25	Sihlhochstrasse Bridge	Switzerland	29.5	N/A
26 to 28	Grosotto Viaduct, Grosio Viaduct, Tiolo Viaduct	Italy	20.0	Balanced cantilever
29	Denny Creek Viaduct	U.S.A.	20.9	N/A
30	Woronora River Bridge	Australia	14.7	Incremental launching
31	Valentino Viaduct	Italy	20.0	Balanced cantilever
32	Giaglione Viaduct	Italy	20.0	Balanced cantilever
33	Venaus Viaduct	Italy	20.0	Balanced cantilever
34	Passeggeri Viaduct	Italy	20.0	Segmental
35	Brunetta Viaduct	Italy	20.0	Segmental
36	Pietrastretta Viaduct	Italy	20.0	Segmental
37	Deveys Viaduct	Italy	20.0	Segmental



N/A



38	Gruyère Lake Viaduct	Switzerland	15.1	Span-by-span	
39	Interstate 895 Bridge over James River (approaches)	U.S.A.	21.3	Balanced cantilever	N/A
40	Lätten Bridge	Switzerland	18.1	N/A	
41	Savona Mollere Viaduct	Italy	22.5	Segmental	
42	Ruina Viaduct	Italy	19.3	N/A	
43	Weinland Bridge	Switzerland	22.6	Span-by-span on falsework	
44	Kocher Valley Bridge	Germany	21.2	Balanced cantilever	

Legend:

N/A = no data
CIP = cast-in-place



1.3.5.2 Platebruer


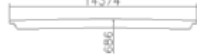


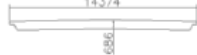









28 platebruer som er presentert i tabell 1.7 blir studert. Bruene har spennlengder varierende fra 13,2 m til 47,5 m. 14 bruer har hele platedekker mens den andre halvparten har hulldekker. Sju av de massive platebruer, for det meste bygget i 1960-årene, har spennlengder større enn 20 meter som er den mest økonomisk optimale lengden for denne brutypen (Gauvreau, 2006). Alle hulldekkebruer utenom bru nummer 72 har spennlengde mindre enn 46 m som anbefalt av ACI-ASCE, 1988. Altså, forholdet for de fleste broer (79%) ligger innenfor Leonhardts anbefalte rekkevidde fra 18 til 36, og er under maksimale verdier for tilstrekkelig nedbøyning og vibrasjonsoppførsel gitt av AASHTO. Siden flertallet av broene har forholdet innenfor foreslått rekkevidde av Leonhardts og spenner over konvensjonelle spennlengder er studien ganske representativ for typiske platebroer.

13 broer (46%) har spennvidde/overbygningstykkelse-forholdet mellom 19 og 25, der 7 av dem er massive platebruer bygget i 1960-årene og 6 av dem er hulldekkebruer bygget etter 1970. 13 andre broer har forholdet liggende mellom 40 og 40,5, der 6 av dem er massive platebruer og 7 av dem er hulldekkebruer bygget bygge i 1960-årene utenom brunummer 69. De resterende to bruer, nummer 52 og 54, har høyere forhold på 42,5 og 55,7 der begge er forgjengerbroer som kan være slankere på grunn av lavere levetidskrav.

Av 19 broer som sto ferdig før 1975 har 12 forholdet høyere enn 30 og 12 har massive platedekker. Nyere broer har hovedsakelig hulldekker med lavere forholdet, rundt 20, på grunn av strengere krav de siste årene. For eksempel, Ontario Transportministerium (MTO) setter krav til minimum overdekning på 70 ± 20 for overdelen av hulldekker i *MTO Structural Manual* (2003) mens kravet til minimum overdekning er bare 50 ± 20 i *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC 1983). MTO setter også krav til maksimum spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet lik 28 for alle etteroppspente platebruer mens slike bestemmelser eksisterte ikke før 1975 (Scollard og Bartlett 2004). Hulldekkebruer oppført på 1960-tallet har spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet over 30 som krevde stor mengde langsgående forspenning. Dette resulterte i dannelse av langsgående sprekker over hulrommene på grunn av de store konsentrerte etteroppenningskrefter i nærheten av landkar, som skapte tverrgående oppsplittingspenninger. For å løse problemet med oppsprekking anbefalte MTO tilsetning av tverrgående forspenning for å hindre sprekker grunnet krymping. I 1975 anbefalte også MTO en reduksjon i spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet for å redusere den nødvendige forspenningskraften, noe som til slutt førte til den nåværende maksimale forholdsgrense på 28 (Scollard og Barlett 2004).

Det har vist seg at dekktypen, solid eller hulldekke, ikke har så stor betydning for spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet. Forholdet varierer betydelig med broens funksjon (fotgjenger, jernbane eller biltrafikk) og konstruksjonsåret. Det konvensjonelle spekteret til span/depth-forholdet for plater forventes å være høyere enn for hulldekker fordi det er hulldekker som brukes for å redusere egenvekten for lengre spenn som krever plater tykkere enn 800 mm (Menn 1990). I sine studier har Cohn og Lounis (1994) foreslått at den optimale dybden for hulldekker er 12% til 20% tykkere enn for plater, noe som resulterte i optimale forhold på cirka 30,5 for plater og 25 for hulldekker. I studiene gjennomført her ble det vist at det er en liten forskjell i spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet mellom de to typer platebruer. Hulldekker har forholdet mellom 19 og 35 mens plater har forholdet mellom 22 og 39. Disse resultatene er rimelige fordi en hulldekke er teoretisk sett et mellomliggende tverrsnitt mellom en plate og en kasse, og hulldekkets rekkevidde til spennvidde/overbygningstykkelser-forholdet er forventet til å ligge mellom.

Tabell 1.7 Plasstøpte platebruer

Bridge no.	Name	Location	Span-to-depth ratio	Construction method	Cross-section
45	Khandeshwar Bridge	India	20.3	N/A	N/A
46	Spadina Ave. Bridge #16, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
47	Spadina Ave. Bridge #18A, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
48	Spadina Ave. Bridge #18B, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
49	Spadina Ave. Bridge #19, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
50	Spadina Ave. Bridge #21A, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
51	Spadina Ave. Bridge #21B, Hwy 401	Canada	22.2	CIP on falsework	
52	Sindelfingen Footbridge	Germany	55.7	N/A	
53	L 333 Overpass at Bassum	Germany	21.9	N/A	N/A
54	Waiblingen Footbridge	Germany	42.5	N/A	N/A
55	Mako Bridge	Senegal	23.9	Incremental launching	N/A
56	Kittelbaches Bridge	Germany	19.3	N/A	N/A
57	San Francisco Airport Viaduct	U.S.A.	19.2	N/A	N/A
58	St. Vincent Street Overpass	Canada	35.6	CIP on falsework	
59	Bridge across Jan-Wellen-Platz	Germany	25	N/A	N/A
60	Spadina Ave. Bridge #14, Hwy 401	Canada	38.6	CIP on falsework	
61	Spadina Ave. Bridge #15, Hwy 401	Canada	38.6	CIP on falsework	
62	Spadina Ave. Bridge #12, Hwy 401	Canada	38.6	CIP on falsework	
63	Saale Bridge at Rudolphstein	Germany	20	N/A	N/A
64	Bridge #20 at Hwy 401/427 Interchange	Canada	31.7	CIP on falsework	
65	Spadina Ave. Bridge #5, Hwy 401	Canada	35.0	CIP on falsework	
66	Spadina Ave. Bridge #11 Hwy 401	Canada	30	CIP on falsework	

67	Spadina Ave. Bridge #22, Hwy 401	Canada	30.5	CIP on falsework	
68	Spadina Ave. Bridge #23, Hwy 401	Canada	31.2	CIP on falsework	
69	Hundschipfen Bridge	Switzerland	40.5	N/A	N/A
70	McCowan Road Underpass	Canada	37.9	CIP on falsework	
71	Spadina Ave. Bridge #24, Hwy 401	Canada	33.4	CIP on falsework	
72	Spadina Ave. Bridge #4, Hwy 401	Canada	34.7	CIP on falsework	

1.3.5.3 Oppsummering

Tabell 1.8 Oppsummering av konvensjonelle forhold

Bridge type	Range of span-to-depth ratios	Number of bridges within this range	Average ratio	Notes
Cast-in-place box-girder	17.7 to 22.6	33 out of 44 (75%)	20	Range varies little between 1958 and 2002
Cast-in-place voided slab	19 to 35	13 out of 14 (92%)	27	Conventional ratio is closer to 20 for bridges completed after 1990
Cast-in-place solid slab	22 to 39	12 out of 14 (86%)	30	Used mainly from 1961 to 1975
Precast segmental box-girder	15.7 to 18.8	14 out of 14 (100%)	17	Range varies little between 1981 and 2007

Kapittel 2 Grunnlag for oppgaven

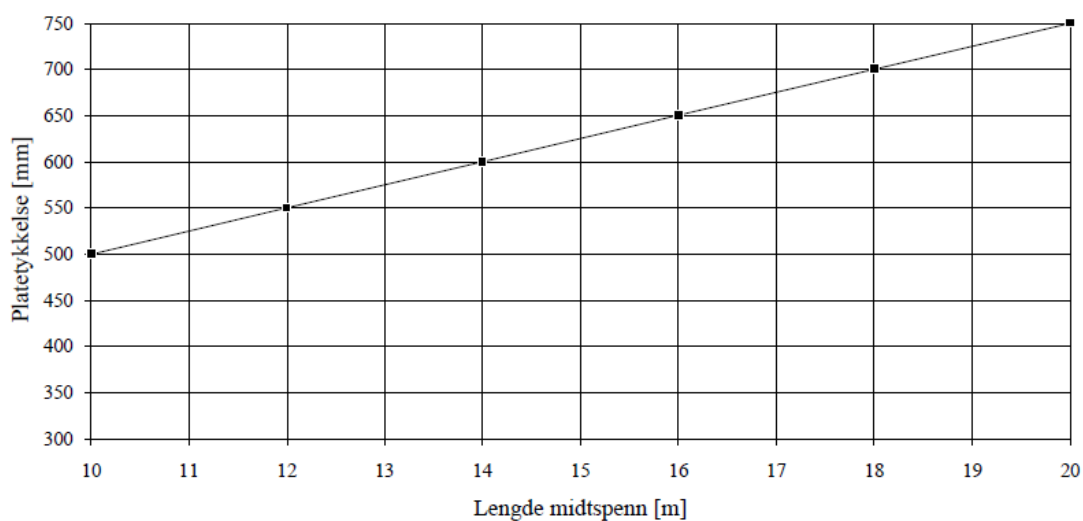
2.1 Oppgavebeskrivelsen

2.1.1 Generelt

Hensikten med denne oppgaven er å studere forholdet mellom spennvidden og platetykkelsen for betongplatebruer med midtspennlengder varierende fra 10 – 20 meter. Oppgaven er rettet mot tidlig fase i prosjekter og resultater skal kunne brukes til å utarbeide et nytt grunnlag for bestemmelse av høyden på bruplatten og mengden armering ut fra valgte spennlengder. I oppgaven er det fokus kun på bruplatten.

Totalt utarbeides det 6 analysemodeller. Utgangspunktet er tatt i Statens vegvesens håndbok 100-4 som inneholder anbefalinger som ikke lenger er aktuelle. Figur 2.1 viser hvordan platetykkelsen velges basert på midtspennlengden i henhold til den utdaterte håndboken. Det er valgt å bruke 100 mm ekstra høyde for hver modell for å ta hensyn til strengere krav i nåværende regelverk. Tabell 2.1 viser modellnummer samt spennlengder og platetykkelser som skal analyseres i denne oppgaven. Som utgangspunktet for analysen velges Modell 20. Den har midtspennlengde på 20 meter og sidespennlengde på 16 meter som gir total lengde på 52 meter. Platetykkelsen blir 850 mm. Modellen analyseres i programmet CSI Bridge og nødvendige resultater hentes ut. Dimensjonering i bruddgrensetilstanden, ulykkesgrensetilstand og buks grensetilstanden gjennomføres. Armeringsareal bestemmes slik at kravene i alle grensetilstander er tilfredsstillt. Deretter blir samme prosedyre gjentatt for Modell 10, Modell 12, Modell 14, Modell 16 og Modell 18.

Det har blitt tatt utgangspunkt i tegningene fra Statens vegvesen som har blitt tilpasset oppgaven.



Figur 2.1 Platetykkelse treppens bru (hentet fra Håndbok 100-4)

Tabell 2.1 Terminologi for analysemodellene

	Sidespenn	Midtspenn	Sidespenn	Total lengde	Platetykkelse	Spenn/platetykkelse – forhold
Modell 10	6 m	10 m	6 m	22 m	600 mm	16,667
Modell 12	8 m	12 m	8 m	28 m	650 mm	18,461
Modell 14	10 m	14 m	10 m	34 m	700 mm	20
Modell 16	12 m	16 m	12 m	40 m	750 mm	21,33
Modell 18	14 m	18 m	14 m	46 m	800 mm	22,5
Modell 20	16 m	20 m	16 m	52 m	850 mm	23,53

2.1.2 Gjeldende standarder

Statens vegvesen har utviklet flere håndbøker for prosjektering av bruer. Disse normalene supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser for beregning, dimensjonering og utforming av bruer.

Denne oppgaven er hovedsakelig basert på den utgatte håndboken 100-4 for plassproduserte platebruer. Denne normalen brukes ved den foreløpige dimensjoneringen for å bestemme forholdet mellom platetykkelsen og spennvidden. Håndbok N400 og Håndbok 185 er andre relevante håndbøker i denne oppgaven. Disse inneholder krav til pålitelighet og bæreevne, bestandighet, trafikksikkerhet, framkommelighet og effektivt vedlikehold.

Denne oppgaven følger alle bestemmelser og dimensjoneringsregler for prosjektering av bærende betongkonstruksjoner gitt i Eurokodene. Alle laster som virker inn på brukonstruksjonen er beregnet basert på Eurokoder.

Oversikt over relevante håndbøker og Eurokoder følger under Kilder.

2.1.3 Forutsetninger

Forutsetninger basert på Håndbok 100-4:

- Trespenns bjelkeplatebru
- Midtspennvidder: 10 – 20 meter
- Sidesennvidder: 6 – 16 meter
- Sidespenn/midtpenn-forhold: 0,6 – 0,8
- Total brulengde: 22 – 52 meter
- Rett bru, ingen skjevheter ved opplegg
- Ensidig fall: 3,7 %

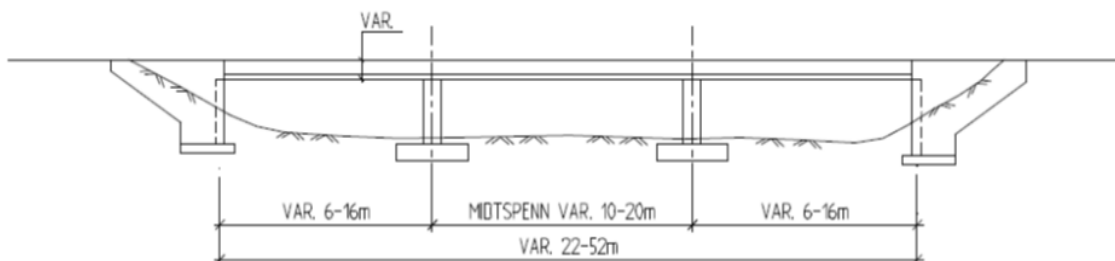
Andre forutsetninger for denne oppgaven:

- Lokasjon Rogaland
- Slakkarmering
- B45 Betong
- B500NC Armeringsstål
- Søyler og landkar har tilstrekkelig kapasitet
- Landkar høyde 1,7 meter
- Skivesøyler høyde 7 meter

2.2 Geometri

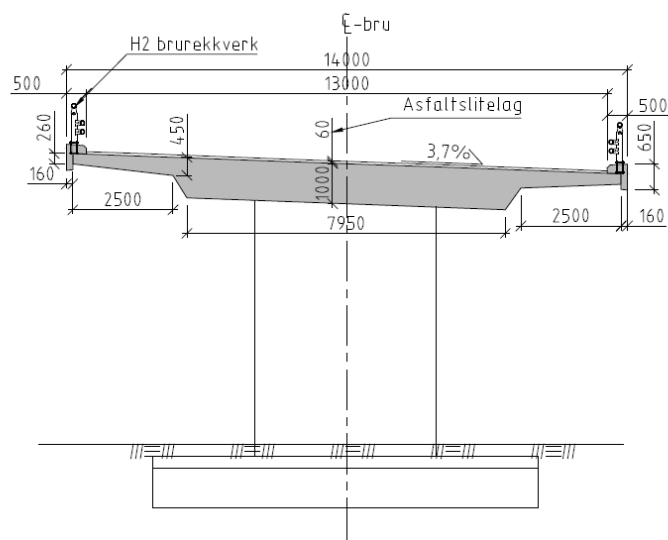
2.2.1 Generelt

Bruen er trespenns bjelkeplatebru med varierende totallengde på 22 – 52 meter. Midtspennlengde varierer fra 10 – 20 meter, mens de to sidespennene har lengde på 6 – 16 meter.



Figur 2.2 Trespenns platebru med varierende spennlengde

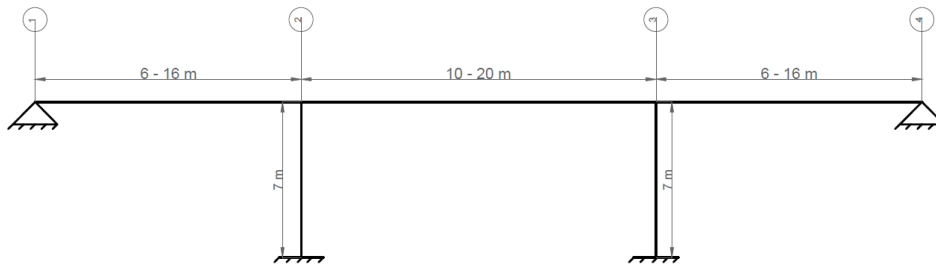
Figuren 2.3 representerer typisk tverrsnitt til bjelkeplatebru. I denne oppgaven er det valgt å forenkle geometrien til bruplatten som vist på figur 2.6 Bruplaten har konstant bredde på 13,68 meter mens høyden/platetykkelsen varierer avhengig av midtspennlengde. Platen avsluttes med kantdragere på begge sider. Dimensjoner på disse blir uendret ved endring av platetykkelsen. Brurekkeverk blir festet til kantdragere. I oppgaven brukes det rekkverk med styrkeklasse H2 som normalt brukes på bruer. Rekkeverket blir et deformerbart rekkverk som betyr at det vil være i stål og ikke betong.



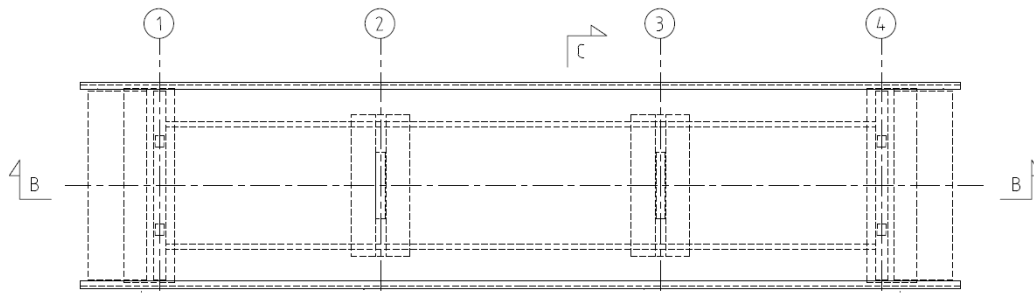
Figur 2.3 Bruens tverrsnitt

2.2.2 Statisk system

Figuren 2.4 viser konstruksjonenes statiske system. Den synliggjør hvordan broen virker med hensyn på oppfang av laster og føring av krefter gjennom konstruksjonen til fundamentene. Den statiske modellen tar utgangspunkt i varierende spennlengder og skal benyttes som modell for beregninger og analyser. Søylene er fastinnspent i bunn og har monolittisk forbindelse i søyletopp, mens ved landkar er brudekket opplagt på lagre.



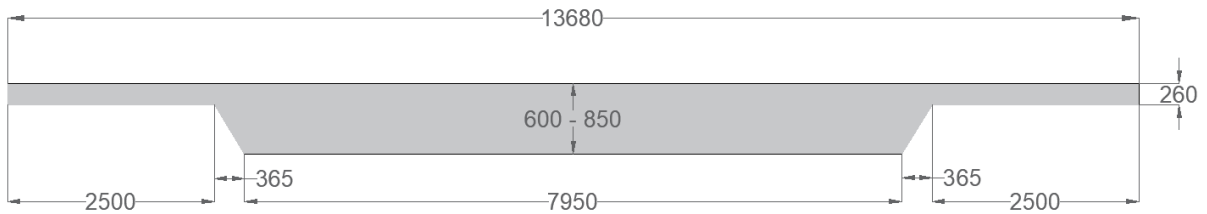
Figur 2.4 Det statiske systemet til broene



Figur 2.5 Toppsiden av broen

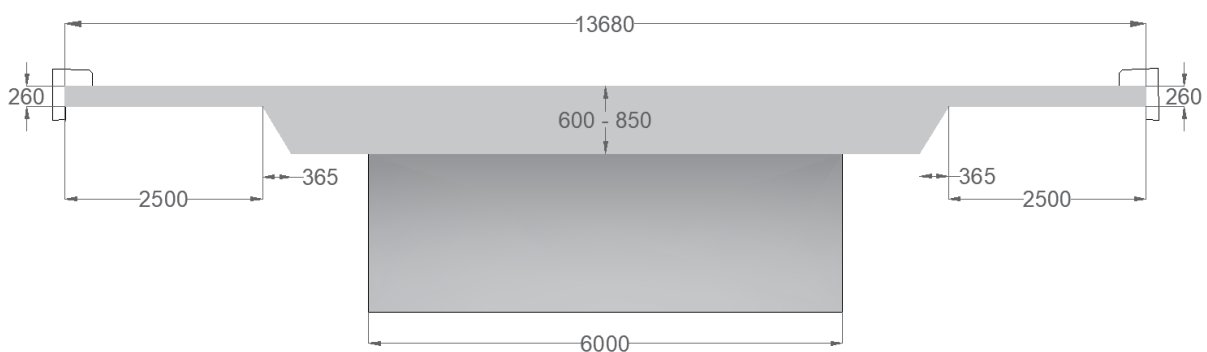
2.2.3 Bruplate

Brudekket er en slakkarmert betongplate og klassifiseres som bjelkeplate. Figur 2.6 viser dimensjoner til platen. En plate er et konstruksjonselement hvor tykkelsen er betydelig mindre enn utstrekningen i de to øvrige retningene, nemlig lengden og bredden. Belastningen virker normalt på platens plan.



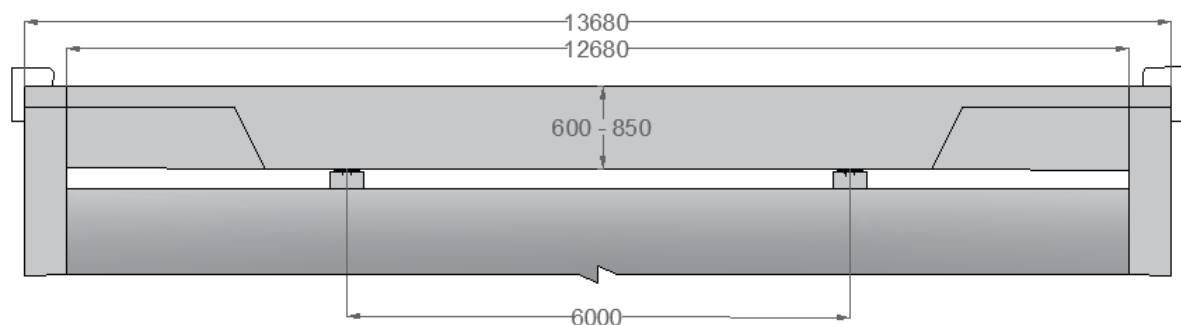
Figur 2.6 Dimensjoner til bruplatten (mm)

I akse 2 og 3 er bruplatten monolittisk forbundet med søyleskivene. Søyleskivene er 7 meter høye og har et rektangulært tverrsnitt på 6000 mm x 600 mm.



Figur 2.7 Tverrsnitt over søyleskivene i akse 2 og 3

I akse 1 og 4 er bruplatten opplagt på to lagre som er plassert på hver av landkarene. Lagre er plassert i avstand 6000 mm. Over landkaret går tverrsnittet over i en tverrbærer.

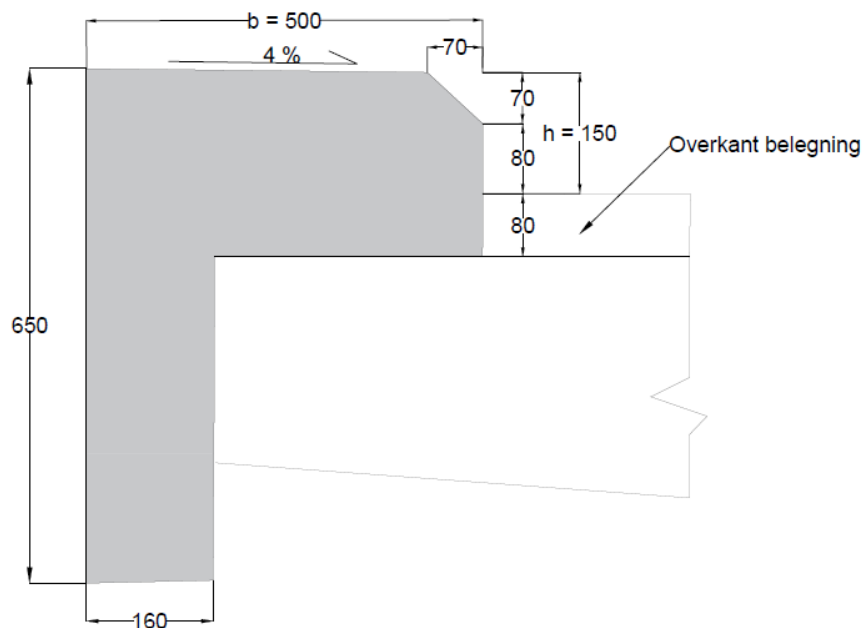


Figur 2.8 Tverrsnitt over landkar

2.2.4 Kantdrager

Kantdrager er en nødvendig del av brukonstruksjonen for å kontrollere vannavrenning og hindre gjenstander fra å falle ned. Den plasseres på hver ende av bruplaten. Kantdrager er dimensjonert etter minstekrav gitt i kapittel 4.4.3 i Håndbok N400. Den speilvendes for motsatt side og dens dimensjoner blir uendret ved endring av platetykkelsen.

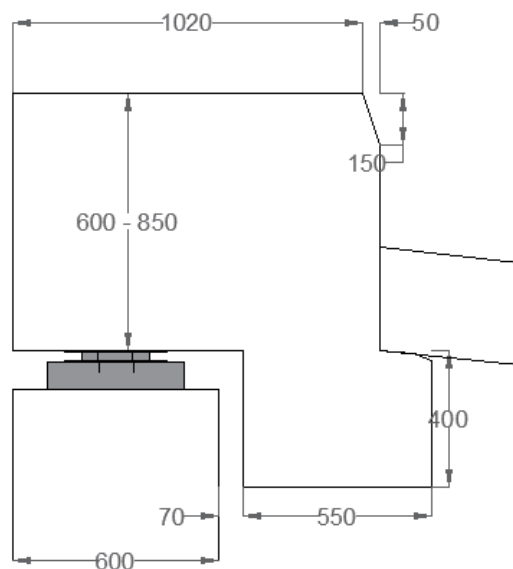
Kantdragerens minste bredde b er lik 500 mm. Den har høyde h lik 150 mm over overkant belegning. Kantdragerens overside skal ha et fall inn mot kjørebane på 4 % og hjørne mot kjørebane skal avfases 70 x 70 mm. Kantdrager skal være plasstøpt og uten svinnfuger.



Figur 2.9 Dimensjoner til kantdrager

2.2.5 Tverrbærer

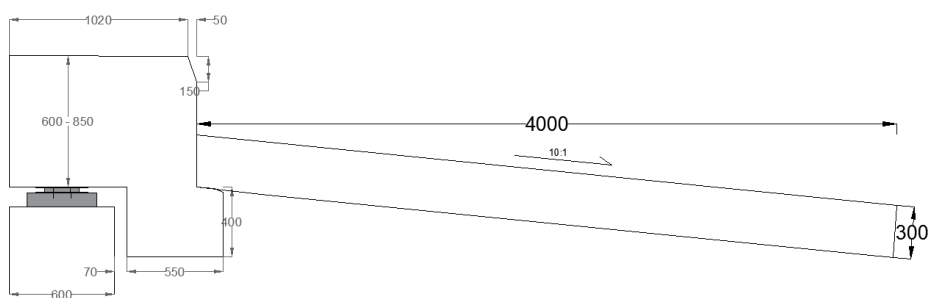
Over landkarene går platen over til en tverrbærer som har et rektangulært tverrsnitt og er avsluttet med tverrbjelkenese som beskytter lagrene. Tverrbæreren varierer i høyde avhengig av høyden på tverrsnittet. Selve nese vil ha et konstant tverrsnittsareal for alle modeller. Geometrien er som vist på figur 2.10.



Figur 2.10 Dimensjoner til tverrbærer med tverrbærernese

2.2.6 Overgangsplate

Bruen dimensjoneres med overgangsplate mot fylling. Overgangsplate er betongplate leddet til endetverrbærer som har til hensikt å redusere ulempene ved mulig setning i vegfylling. Den dimensjoneres etter kravene gitt i kapittel 4.4.5 i Håndbok N400. Planlagt fartsgrense skal overskride 50 km/t, dermed dimensjoneres platen med en lengde på 4 meter og en tykkelse på 300 mm. Den har fall på 1:10 fra opplegget.



Figur 2.11 Overgangsplate mot fylling

2.2.7 Landkar

I akse 1 og 4 ligger det landkar. Landkar er den delen av brukonstruksjonen som utgjør overgangen fra land til bro og overgang mellom bru og tilstøtende vei. Landkarets funksjon er å bære bruflatens avslutning og å fungere som terrengstøttemur. I prinsippet har landkar samme konstruktive utforming som støttemurer. Det som skiller disse to fra hverandre er at i tillegg til jordtrykk, terrenglast og trafikklaster, får landkarene påført vertikale og horisontale laster fra brooverbygningen. Noe som har som regel avgjørende betydning for landkarets dimensjoner.

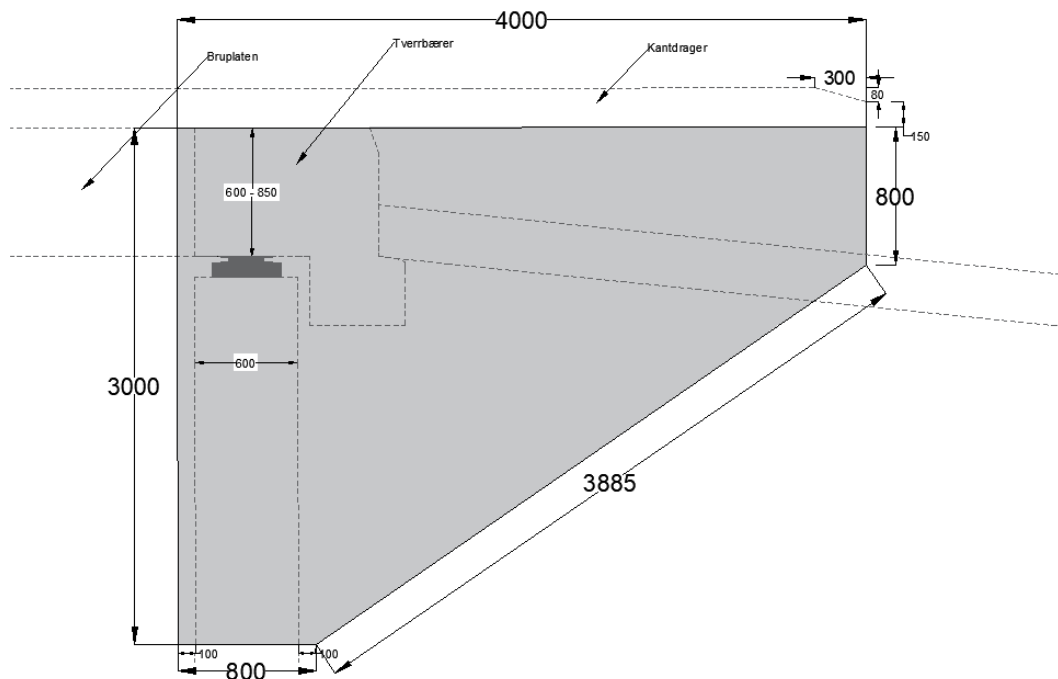
2.2.8 Landkarvinger

Landkarvinger skal støtte opp mot fyllingsmassene bak bruene og ta opp krefter fra jorden forårsaket av en komprimerende trafikklaster. Vingene blir plassert parallelt med kjøreretning på hver side av landkarene som totalt gir fire vinger. Vingene har tykkelse på 350 mm og forblir uendret i forhold til høyde på platens tverrsnitt. Disse utføres i henhold til 4.4.4 [1]. Geometrien og dimensjoner er vist på figur 2.12.

Kantdrager forlenges ut fra hver bruende fra akse 1 og akse 4 og avsluttes samtidig som vingene.

Siden akse 1 og 4 går gjennom midten av landkarvegene er denne forlengelsen lik 3600 mm.

Kantdragerens overkant avfases 80 mm over en lengde på 300 mm mot enden

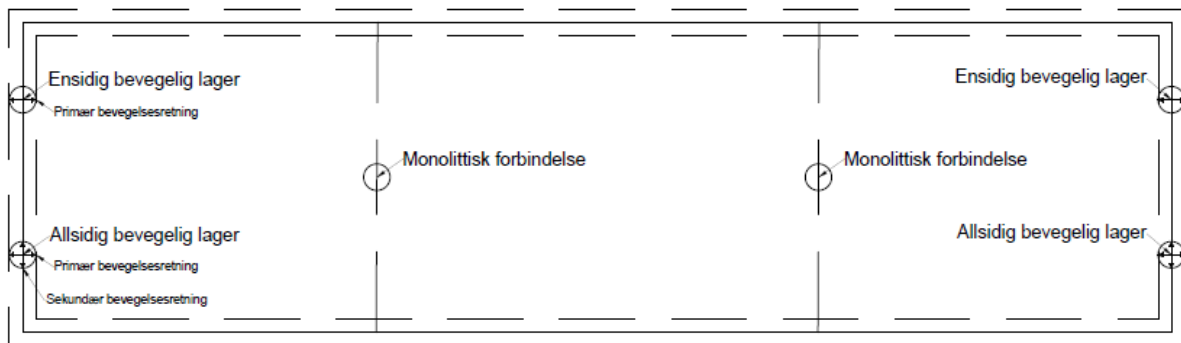


Figur 2.12 Landkarvinge

2.2.9 Lageropplegg

Brudekket er monolittisk forbundet med søyleskivene/fast innspent i akse 2 og 3. I akse 1 og 4 er dekket opplagt på lagre. Figuren 2.13 viser lageropplegg for bruplatten.

Lagerets funksjon er å ta opp og videreføre krefter i konstruksjonen, samt å unngå tvangskrefter. Det velges å plassere ett ensidig bevegelig lager og ett allsidig bevegelig lager i hver landkarakse. På den måten unødvendige tvangskrefter unngås. Store deler av sideforskyvningen tas opp av skivesøylene. I tillegg sørger ensidige lagre for at sideforskyvning forhindres.



Figur 2.13 Lageropplegg for bruplatten

Lagrene som blir brukt her er stålpotte lagre av typen TETRON som er sertifisert i henhold til Eurokoder. Allsidig bevegelig lager/glidelager, TETRON GL, består av stempel, potte, gummidisk og en teflon disk mellom stemplet og øvre glideplate som tillater overliggende konstruksjon å bevege seg i horisontal retning slik at lageret tar kun opp vertikale krefter og rotasjon. Ensidig lager, TETRON GG, har samme oppbygning som glidelager men i tillegg har den en styrepinne som låser lageret i en av de horisontale retningene, slik at lageret kun kan bevege seg i retning med styrepinnen. Det gjør at lageret kan ta opp vertikale krefter og horisontale krefter i en retning.

2.3 Materialer

2.3.1 Betong

Betong er et av de aller viktigste byggematerialene og brukes både i pøstøpte konstruksjoner og prefabrikkerte betongelementer. Betong består av sement, stein, sand, vann og mindre mengder av tilsetningsmaterialer. I stor grad er det sammensetningen og typen sement som bestemmer egenskapene i både fersk og herdet betong. I tillegg har parametere omkring forholdene under herdefasen mye å si for å oppnå de ønskede egenskapene.

Betong er et materiale med egenskaper som stor trykkfasthet, høy stivhet med god formbarhet, god volumstabilitet og god bestandighet. Formbarheten og muligheten til å bestemme egenskapene i fersk og herdet fase gjør betong til et unikt byggemateriale.

Betongen har stor trykkfasthet, men er et sprøtt materiale som er veldig svak i strekk. For at betongkonstruksjoner skal kunne tåle strekkpåkjenninger må disse armeres. Betong og armering fungerer sammen som et komposittmateriale der betongen bærer trykkreftene og armeringen tar opp strekkreftene. Armeringen sikrer duktil oppførsel under strekk.

Betong brukt i denne oppgaven er betong med fasthetsklasse B45. Tabell 2.2 Viser de viktige parametere til betongen i denne fasthetsklassen hentet fra Tabell 3.1 [5]

Tabell 2.2 Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong B45

f_{ck}	45 MPa	Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn
$f_{ck,cube}$	55 MPa	Betongens karakteristiske terningsfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	53 MPa	Middelverdi av betongens sylindetrykkfasthet
f_{ctm}	3,8 MPa	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{ctk,0.05}$	2,7 MPa	Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet, 5% fraktil
$f_{ctk,0.95}$	4,9 MPa	Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet, 95% fraktil
E_c	36 GPa	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
ϵ_{c1}	2,4 ‰	Trykktøyning i betongen ved største spenning
ϵ_{cu1}	3,5 ‰	Tøyningsgrense i bruddtilstanden
ϵ_{c2}	2,0 ‰	Trykktøyning i betongen ved største spenning
ϵ_{cu2}	3,5 ‰	Tøyningsgrense i bruddtilstanden
n	2	EkspONENT
ϵ_{c3}	1,75 ‰	Trykktøyning i betongen ved største spenning
ϵ_{cu3}	3,5 ‰	Tøyningsgrense i bruddtilstanden

2.3.2 Armeringsstål

Stål er et materiale som har enorm betydning på en lang rekke områder ikke bare for byggkonstruksjoner. Stålets egenskaper varierer sterkt med innholdet av legeringsstoffer og behandlingen men i en viss grad også av fremstillingsmetoden. Konstruksjonsstål som har større krav til styrke, seighet og sveisbarhet enn andre ståltyper er et karbon-manganstål, ofte med tilsetning av finkorndannende elementer og med strekkfasthet opptil cirka 550 MPa.

Som nevnt i ovenstående kapittel brukes armeringsstål i betongen for å øke strekkkapasiteten. En annen viktig egenskap til armeringsstålet er at mulig tøyning i stål er mye større enn i betongen. Dette bidrar til at armert betongelement vil opptre duktilt ved brudd.

Brudekket i denne oppgaven skal få en slakkarmering av kamstål av typen B500NC. Kamstål er stålstenger med sirkulært tverrsnitt og med tverrgående kammer som sikrer heft i betongen. Slakkarmering er armeringsstål som i motsetning til spennarmering støpes inn i betongkonstruksjoner uten å bli påført ytre krefter. For brudekket benyttes det armering både i lengderetning og tverretning samt bøylor. Dette er for å oppnå tilstrekkelig kapasitet for opptredende krefter og for å ta hensyn til rissviddebegrensning. Viktige parametere for B500NC stål er gitt i Tabell 2.3.

Tabell 2.3 Fasthet og deformasjonsegenskaper for stål B500NC

f_{yk}	500 MPa	Armeringens flytegrense
ϵ_{uk}	$\geq 7,5\%$	Karakteristisk tøyning ved største kraft
ϵ_{ud}	3,0%	Dimensjonerende grensetøyning
E_s	200 GPa	Dimensjonerende verdi av elastisitetsmodul

2.3.3 Slitelag

Slitelagets funksjon er å forhindre skader og slitasje på brudekket fra kjøretøy, for å beskytte mot salting og eventuell fuktinntrenging. Belegningsklasser velges etter 12.2 [1].

For denne oppgaven velges det A3 asfaltslitelag med full fuktisolering av brudekket med total tykkelse på 80 mm. Asfaltdekket består hovedsakelig av en blanding av steinmaterialer som knust stein, naturgrus eller en blanding av disse, og et bindemiddel. Slike slitelag har gode egenskaper med hensyn til slitasje, deformasjon, forvitring, friksjon og farge. Asfaltdekkene er dessuten utviklet for ulike anvendelser avhengig av trafikkmengden og de klimatiske forhold.

2.3.4 Materialfaktorer

Materialfaktorer er sikkerhetsfaktorer som brukes for å ivareta usikkerheter knyttet til materialets kapasitet og for å ta hensyn til mulige avvik fra forutsatte material- og konstruksjonsegenskaper. For å finne dimensjonerende verdier for trykk- og strekkfastheten til betong og dimensjonerende verdi for flyttespenning for stål må man ta hensyn til slike sikkerhetsfaktorer.

Tabell 2.4 Materialfaktorer for ulike grensetilstander

Dimensjonerings situasjon	γ_c for betong	γ_s for armeringsstål
Vedvarende (ULS)	1,5	1,15
Forbigående (ULS)	1,5	1,15
Ulykkessituasjon (ALS)	1,2	1,0
Bruksgrensetilstand (SLS)	1,0	1,0

Den dimensjonerende trykkfastheten til betong blir:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

der f_{ck} er den karakteristiske verdien for trykkfasthet og $\alpha_{cc} = 0,85$ er en koeffisient som tar hensyn til langtidsvirkninger.

Den dimensjonerende strekkfastheten til betong blir:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$$

der $f_{ctk,0.05}$ er den karakteristiske verdien for strekkfasthet og $\alpha_{ct} = 0,85$ er en koeffisient som tar hensyn til langtidsvirkninger.

Den dimensjonerende verdi for flyttespenning til stål blir:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

der f_{yk} er den karakteristiske verdien for strekkfasthet.

2.4 Dimensjoneringskriterier

2.4.1 Dimensjonerende brukstid

Bruen prosjekteres for 100 års dimensjonerende brukstid [4]. Den dimensjonerende brukstiden er den tidsperioden konstruksjonen kan brukes med antatt vedlikehold, men uten omfattende reparasjoner.

2.4.2 Pålitelighetsklasse

Brukonstruksjonen tilhører pålitelighetsklasse 3 etter Tabell NA.A1(901) [4]. Den klassifiseringen har betydning ved valg av materialfaktorer. Konstruksjonsdeler skal ikke prosjekteres i lavere pålitelighetsklasse enn det som angitt.

2.4.3 Eksponeringsklasse

Betongkonstruksjoner skal klassifiseres i eksponeringsklasser ut fra hvilke miljøpåvirkninger de blir utsatt for. Betongoverflater som er beskyttet med asfaltmembran beregnes i eksponeringsklasse XD1 [6]. Eksponeringsklassen XD1 velges for oversiden og undersiden av brudekket. Denne eksponeringsklassen tar hensyn til korrosjon som er framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann og hvor miljøet er moderat fuktighet 4.2 [5].

2.4.4 Bestandighetsklasse

Betong som skal tåle de påkjenningene den utsettes for i ulike eksponeringsklasser skal tilfredsstillende kvaliteter. Basert på disse kvalitetskravene er betong klassifisert i ulike bestandighetsklasser som er bestemt av betongens sammensetning. Krav til største masseforhold, minste luftinnhold i fersk betong og minste effektive bindemiddelmengde er avgjørende for å oppnå betong med ønsket bestandighetsklasse NA 5.3.2 [13].

Brudekket skal dimensjoneres i bestandighetsklasse MF40 som tilfredsstiller krav til betong i XD1 eksponeringsklasse. [13]

2.4.5 Overdekning

Betongoverdekning sikrer tilfredsstillende brannmotstand og sikker overføring av krefter ved hjelp av heft. I tillegg fungerer betongen som korrosjonsbeskyttelse av armeringsstål. Derfor stilles det minstekrav til betongoverdekningen mellom armering og betongoverflaten i 4.4.1 [5]. Etter valgt eksponeringsklasse bestemmes nominell overdekning c_{nom} . Nominell overdekning er definert som summen av minste overdekning c_{min} og toleranse Δc_{dev} som beregnes etter likning (2.1).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.1)$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) \quad (2.2)$$

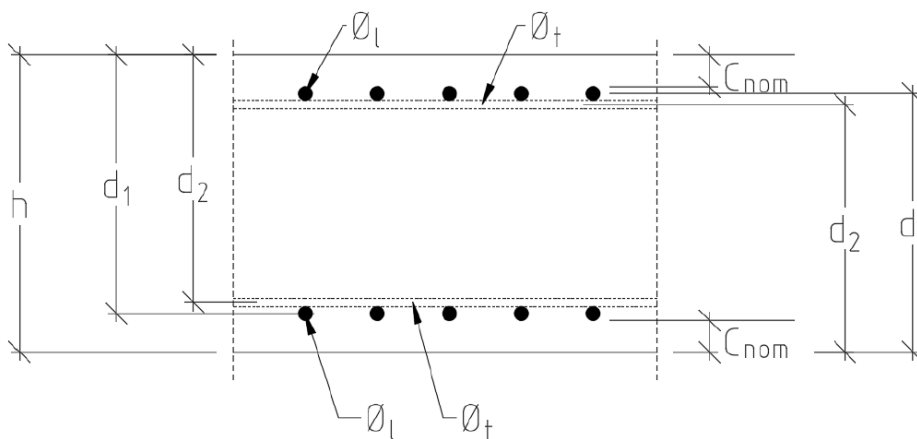
Minste overdekning c_{min} settes lik den største verdien som tilfredsstiller kravene til heft $c_{min,b}$ og kravene til miljøpåvirkninger $c_{min,dur}$. Minste overdekning av hensyn til heft $c_{min,b}$ bestemmes etter 4.4.1.2 [5] og tilsvarer stangdiameteren som er 32 mm. Minste overdekning av hensyn til bestandighet $c_{min,dur}$ bestemmes etter 7.4.2 [1] og settes lik 60 mm. Tillate avvik gitt i 7.4.3 [1] Δc_{dev} settes 15 mm.

$$c_{nom} = 60 + 15 = 75 \text{ mm}$$

Nominell overdekning som brukes både på oversiden og undersiden av bruen settes lik 75 mm. Ved kjent nominell overdekning kan effektiv dybde d av tverrsnittene beregnes etter likning (2.3) for lengdearmring og etter likning (2.4) for tverrarmring.

$$d_1 = h - c_{nom} - \frac{\varnothing_l}{2} \quad (2.3)$$

$$d_2 = h - c_{nom} - \varnothing_l - \frac{\varnothing_t}{2} \quad (2.4)$$



Figur 2.14 Effektiv dybde av brutverrsnitt

2.4.6 Rissvidde

Begrensning av rissvidden er nødvendig for å unngå at konstruksjonen får et uakseptabelt utseende eller at den gir skadet funksjon eller bestandighet. Grenseverdien på rissvidden w_{max} er avhengig av konstruksjonens miljømessige eksponeringsbetingelser. NA.7.3.1 [5]

Slakkarmert betong i eksponeringsklassen XD1 får grenseverdien på rissvidden lik $0,3k_c$ for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Faktoren k_c tar hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$ og bestemmes av likningen (2.5).

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3 \quad (2.5)$$

Tillatt rissvidde blir $w_{max} = 0,375 \text{ mm}$

2.4.7 Minimumsarmering

Der det er krav om begrensning av rissvidden, kreves det en minste mengde armering med heft for å begrense opprissingen i områder der det kan oppstå strekk 7.3.2 [5]. Ved stort trykk, kan det være behov for trykkarmering, men normalt er det ikke aktuelt. Likevel skal alle tverrsnittsdeler være dobbeltarmert i begge retninger som gitt i 7.8 [1]. Armering med diameter mindre enn 12 mm skal ikke benyttes, armering større enn 32 mm skal unngås og armeringsbunter skal ikke ha mer enn 2 stenger [1].

Minste avstand mellom stengene angis i 8.2 [5]. For buntet armering skal man forholde seg til 8.9.1 [5] og kamstålets faktiske byggemål gitt i 7.8.1 [1]. Senteravstand for slakkarmering skal ikke være større enn 200 mm [1]. Som følger av Vedlegg A er minste avstand mellom enkeltstenger beregnet til 96 mm mens minste avstand mellom stenger i bunt er beregnet til 170 mm.

Dermed er maksimalt tillatt armering for oppgaven 2Ø32c170 eller Ø32c96. Ettersom senteravstand for slakkarmering skal være mindre eller lik 200 mm og minst armeringsdiameter er 12 mm, blir minimumskravet for trykkarmering i lengderetning Ø12c200.

I tverretning legges det fordelingsarmering som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen 9.3.1.1 [5]. Senteravstand mellom stengene for tverrarmering skal ikke overskride 400 mm.

Minimumsarmeringen vil variere for hver platetykkelse. Beregning av minimumsarmering i lengderetning og tverretning følger i Vedlegg A1 og A2. Tabell 2.5 viser en oppsummering av beregningene.

Tabell 2.5 Minimumsarmering for ulike platetykkelser

Plate tykkelse	Lengderetning trykkarmering	Lengderetning strekkarmering	Tverretning trykkarmering	Tverretning strekkarmering
600	Ø12c200	Ø16c190	Ø12c400	Ø12c200
650	Ø12c200	Ø16c180	Ø12c400	Ø12c200
700	Ø12c200	Ø16c160	Ø12c400	Ø12c200
750	Ø12c200	Ø16c150	Ø12c400	Ø12c200
800	Ø12c200	Ø16c140	Ø12c400	Ø12c200
850	Ø12c200	Ø16c130	Ø12c400	Ø12c200

2.4.8 Minimum skjærarmering

Skjærarmeringen fordeles over tværsnittet i tverretning og over bruens lengde. Verdi for minimum skjærarmering per lengdemeter bestemmes etter likning (2.6) antatt at vinkelen mellom lengdearmring og bøyer er 90°. Skjærarmering bestemmes i henhold til 9.2.2 [5].

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b \cdot \sin\alpha \quad (2.6)$$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter for henholdsvis lengde- og tverretning bør ikke overskride kriterium gitt ved uttrykk (2.7) og (2.8).

$$S_{I,max} = 0,75 \cdot d_{skjær}(1 + \cot\alpha) \quad (2.7)$$

$$S_{t,max} = 0,75 \cdot d_{skjær} \leq 600 \text{ mm} \quad (2.8)$$

Beregning av minimumsarmering mot skjær følger i Vedlegg A3. Tabell 2.6 viser en oppsummering av beregningene.

Tabell 2.6 Minimum skjærarmering for ulike platetykkelser

	Skjærarmering i tverretning	Skjærarmering i lengderetning	Armeringsareal i lengderetning per meterlengde
Modell 20	16Ø16s500	16 snitt Ø16s300	10720 mm^2/m
Modell 18	17Ø16s470	17 snitt Ø16s320	10678,125 mm^2/m
Modell 16	19Ø16s430	19 snitt Ø16s350	10911,429 mm^2/m
Modell 14	20Ø16s400	20 snitt Ø16s370	10864,865 mm^2/m
Modell 12	29Ø12s270	29 snitt Ø12s270	12137,037 mm^2/m
Modell 10	33Ø12s240	32 snitt Ø12s240	15537,5 mm^2/m

2.4.9 Maksimumarmering

I henhold til 9.2.1.1 [5] og NA.9.2.1.1 [5] skal tverrsnittsarealet for strekkarmering og trykkarmering i lengdearmering ikke overskride verdien lik $0,04 A_c$. Ved å betrakte 1 meter bredde kan maksimumarmering enkelt beregnes. Tabell 2.7 viser maksimumsarmering for de ulike modellene.

Tabell 2.7 Maksimum strekkarmering og maksimum trykkarmering i lengdearmering

	Maksimumarmering i lengdearmering
Modell 20	34000 mm^2/m
Modell 18	32000 mm^2/m
Modell 16	30000 mm^2/m
Modell 14	28000 mm^2/m
Modell 12	26000 mm^2/m
Modell 10	24000 mm^2/m

Kapittel 3 Laster

3.1 Klassifisering av laster

En brukonstruksjon utsettes for ulike påvirkninger. Det er både permanente og variable laster, og i tillegg vil det kunne være dynamiske laster og laster som oppstår under ulykkestilfeller. Som en følge av de ulike ytre lastene oppstår det indre krefter i konstruksjonen som trykk og strekk, momenter og skjær i konstruksjonen. Konstruksjonen skal utformes slik at den tåler disse kreftene med en rimelig grad av sikkerhet.

Eurokoder [4] klassifiserer laster etter deres variasjon over tid:

- Permanente påvirkninger (G): egenvekt til konstruksjoner, faste installasjoner og vegger samt indirekte påvirkninger forårsaket av svinn og ujevne setninger
- Variable påvirkninger (Q): nyttelaster på bygningers dekker, bjelker og tak, vindlaster eller snølaster
- Ulykkespåvirkninger (A): eksplosjoner, støt fra kjøretøy, jordskjelv

3.2 Permanente laster

Permanente laster er laster som er tilstede til enhver tid. Egenlaster som er konstruksjonens egenvekt, konstruksjonsdelers vekt og vekten av faste installasjoner klassifiseres som permanente laster.

For konstruksjonsdeler i betong beregnes egenlast ved å anta en tyngdetetthet for armert betong på $\gamma_{betong} = 25 \text{ kN/m}^3$. Dette gjelder:

- Bruplaten
- Tverrbærer
- Kantdrager
- Overgangsplate og vinger

Landkar og skivesøyler er også betongelementer som gir permanent last, men disse er fundamentert direkte mot grunn og deres lastvirkninger påvirker ikke bruplatten. Påvirkning fra landkar og skivesøyler kommer i form av setninger i grunnen.

Andre permanente deler som gir egenlast men ikke er i betong er:

- Slitelag
- Rekkeverk

Beregninger av egendefinerte laster følger i Vedlegg B.

3.2.1 Bruplaten

Egenlast for bruplatten beregnes ved å multiplisere platens tverrsnitts arealet med tyngdetetthet for armert betong for hver modell. Verdier for tverrsnittsarealet til bruplater er hentet fra analyseverktøyet CSI Bridge.

Tabell 3.1 Egenlast til bruplatten

	Platetykkelse	Tverrsnittsareal	Egenlast
Modell 10	600 mm	6,3839 m ²	159,5975 kN/m
Modell 12	650 mm	6,7997 m ²	169,9925 kN/m
Modell 14	700 mm	7,2154 m ²	180,3850 kN/m
Modell 16	750 mm	7,6312 m ²	190,78 kN/m
Modell 18	800 mm	8,0469 m ²	201,1725 kN/m
Modell 20	850 mm	8,4627 m ²	211,5675 kN/m

3.2.2 Tverrbærer

Tverrbærer består av en rektangulær bjelke med en nese hvor overgangsplaten forankres. Bjelkens tverrsnitt varierer avhengig av høyden på platen mens tverrsnitts arealet til nese vil være konstant for alle tilfellene.

I CSI Bridge er tverrbæreren modellert uten nese og det er heller ikke tatt hensyn til overlappet området mellom tverrbærer og bruplatten. Verdier for tverrbærerens areal er hentet fra CSI Bridge. Arealet er lik total bredde som er 12.38 m multiplisert med platetykkelsen.

Tabell 3.2 Linjelast fra egenvekt til tverrbærere som virker i lengderetning

	Platetykkelse	Tverrsnittsareal	Egenlast
Modell 10	600 mm	7,608 m ²	190,20 kN/m
Modell 12	650 mm	8,242 m ²	206,05 kN/m
Modell 14	700 mm	8,776 m ²	219,40 kN/m
Modell 16	750 mm	9,510 m ²	237,75 kN/m
Modell 18	800 mm	10,144 m ²	253,60 kN/m
Modell 20	850 mm	10,778 m ²	269,70 kN/m

Tverrbærernesese med areal lik 0,22 m² vil gi linjelast på 5,5 kN/m i tverretning. For beregninger av egenlast til nese se Vedlegg B6.

$$G_{nese} = A_{nese} \times \gamma_b = 5,5 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

3.2.3 Kantdrager

Egenlast til kantdrager regnes som jevnt fordelt last langs hver side av bruene. Tverrsnittsareal til kantdrageren er beregnet til å være $A = 0,17975 \text{ m}^2$. Linjelasten på hver side er da lik 4,49 kN/m.

$$G_{kantd} = A_{kantd} \times \gamma_{betong} = 4,49 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

Kantdrageren forlenges ut fra hver bruende med 3600 mm fra akse 1 og akse 4. Denne forlengelsen medfører en last som opptrer som punktlast og moment om akse 1 og 4. Momentet oppstår fordi det geometriske senteret for forlenget element opptrer eksentrisk fra aksene der kreftene tas opp. Denne eksentrisiteten er lik halve lengden på forlengelsen som er lik det geometriske senteret for elementet. Punktlast fra det forlengede elementet er lik 16,18 kN. Momentet beregnes ved å multiplisere punktlasten med eksentrisiteten. Den er lik 29,12 kNm. Beregninger følger i Vedlegg B1.

$$G_{kantd_punktlast} = V_{kantd_forlenget} \times \gamma_{betong} = 16,18 \text{ kN} \quad (3.3)$$

$$M_{kantd} = G_{kantd_punktlast} \times e = 29,12 \text{ kNm} \quad (3.4)$$

3.2.4 Rekkeverk

Rekkverk i strykeklassen H2 blir brukt. For at egenvekten til bruene ikke blir høyere enn nødvendig vil rekkverket være i stål og ikke betong. Egenvekten for stålrekkverk er $0,5 \text{ kN/m}$ som gitt i 4.1.1 [15].

Rekkeverk forlenges ut fra hver bruende samtidig som kantdrageren. Denne forlengelsen medfører på samme måte som forlenget kantdrager en last som opptrer som punktlast og moment om akse 1 og 4. Punktlast fra det forlengede rekkverket er lik $1,8 \text{ kN}$. Momentet beregnes ved å multiplisere punktlasten med eksentrisiteten. Den er lik $3,24 \text{ kNm}$. Beregninger følger i Vedlegg B2.

$$G_{\text{rekk_punktlast}} = G_{\text{rekk}} \times L_{\text{forlenget}} = 1,8 \text{ kN} \quad (3.5)$$

$$M_{\text{rekk}} = G_{\text{rekk_punktlast}} \times e = 1,8 \text{ kN} \times 1,8 \text{ m} = 3,24 \text{ kNm} \quad (3.6)$$

3.2.5 Overgangsplate

Halve egenvekten fra overgangsplaten antas å ha innvirkning på bruplaten. Den virker som en linjelast i tverretning i akse 1 og akse 4. Eventuell eksentrisitet blir neglisjert fordi lasten fra overgangsplaten også blir tatt opp av grunnen i motsatt ende. Aksiale krefter som oppstår på grunn av helningen neglisjeres fordi disse er små i forhold til aksiale trafikklaster. Linjelast fra overgangsplate som har innvirkning på bruplaten er lik 15 kN/m . Vedlegg B4 viser beregninger.

$$G_{\text{overgplate}} = \frac{1}{2} \times A_{\text{overgplate}} \times \gamma_{\text{betong}} = 15 \text{ kN/m} \quad (3.7)$$

3.2.6 Landkarvinge

Vinger som er plassert ved hver ende av landkar opptrer som punktlaster i akse 1 og 4. I tillegg oppstår det moment som følge av eksentrisitet. Landkarvinger har et tverrsnittsareal på $8,48 \text{ m}^2$ og tykkelse på 350 mm . Ved å multiplisere volumet med betongens tyngdetetthet blir punktlasten funnet til å være $74,2 \text{ kN}$. Momentet oppstår fordi det geometriske senteret for vingen opptrer eksentrisk fra akse 1 der kreftene tas opp. Denne eksentrisiteten er lik avstanden fra akse 1 til det geometriske senteret for elementet. Momentet er beregnet til å være lik $89,73 \text{ kNm}$. Beregninger følger i Vedlegg B3.

$$G_{\text{vinge_punktlast}} = V_{\text{vinge}} \times \gamma_{\text{betong}} = 74,2 \text{ kN} \quad (3.8)$$

$$M_{\text{vinge}} = G_{\text{vinge_punktlast}} \times e = 89,73 \text{ kNm} \quad (3.9)$$

3.2.7 Belegning

Minimumskrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane er bestemt ut ifra største spennvidde som vist i tabell 3.3 hentet fra 5.2.2.2 [1]. Største spennvidde for denne oppgaven er 20 meter. Derfor velges det slitelagets egenvekt lik $3,5 \text{ kN/m}^2$. Slitelagets bredde vil være noe mindre enn bruplatebredden på grunn av kantdragere på begge sider. Linjelast fra slitelaget er beregnet til å være $45,5 \text{ kN/m}$. Se Vedlegg B5.

$$G_{slit} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times B_{slitelag} = 45,5 \text{ kN/m} \quad (3.10)$$

Tabell 3.3 Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane

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

3.2.8 Oppsummering av permanente laster

- Lasten fra kantdragere, rekkeverk, vinger og slitelag blir regnet ut manuelt og lagt inn i analyseprogrammet som linjelaster og punktlaster.
- Egenlast fra kantdrager og rekkeverk summeres og legges inn som en jevnt fordelt linjelast i lengderetning. Denne lasten vil være konstant for alle platetykkelser og spennlengder. Den virker fra akse 1 til akse 4 på begge sider av bruplaten. (Vedlegg B1 og Vedlegg B2)

$$G_{kantd_rekk} = 4,49 \frac{kN}{m} + 0,50 \frac{kN}{m} = 4,99 \text{ kN/m} \quad (3.11)$$

- Lasten fra forlenget kantdragerelement og rekkeverk summeres og legges inn som punktlast i akse 1 og 4 i hver ytterkant av bruene. Den vil være konstant for alle platetykkelser og spennlengder. Dette gjelder også momenter som oppstår fordi det geometriske senteret for forlenget element sammen med rekkeverket opptrer eksentrisk fra aksene der kreftene tas opp. Hver landkarvinge vil ha en tilhørende utstrekning av kantdrager og rekkeverk i overkant. Punktlaster som følge av egenvekt til vinge og forlenget kantdragerelement sammen med rekkeverk vil opptre samtidig i akse 1 og 4 i hver ytterkant av bruene og vil være konstant for alle brumodeller. Derfor kan disse punktlaster summeres. Dette gjelder også momenter. (Vedlegg B1, Vedlegg B2, Vedlegg B3)

$$G_{kantd_rekk_vinge_punktlast} = G_{kantd_rekk_punktlast} + G_{vinge_punktlast} = 92,8 \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$M_{kantd_rekk_vinge} = M_{kantd_rekk} + M_{vinge} = 122,09 \text{ kNm} \quad (3.13)$$

- Last fra slitelag legges inn som areallast beregnet til å være $3,5 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Variable laster

Variable laster oppstår under bruk og varierer med tiden. Disse omfatter:

- trafikklast
- støt- og fortøyningslaster
- naturlaster
- andre variable laster som:
 - last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
 - laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning osv.

Aktuelle variable laster for brukonstruksjonen som skal omtales i dette kapittelet er trafikklast og naturlaster.

3.3.1 Trafikklast

Trafikklast defineres som belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner [2].

Trafikklast på vegbruer beregnes i henhold til Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 2

Trafikklast på bruer [11]. Beregninger utføres ved å se på ulike lastmodellene. De fire forskjellige lastmodellene som virker vertikalt på en bru er:

- Lastmodell 1, LM1 – Jevnt fordelt last (UDL) sammen med en boggilast (TS)
- Lastmodell 2, LM2 – Aksellast med spesifikk kontaktflate
- Lastmodell 3, LM3 – Last fra spesialkjøretøy
- Lastmodell 4, LM4 – Jevnt fordelt last fra menneskemengder

Lastmodell 3 innebærer at spesialkjøretøy kan kjøre over bruene. Denne modellen anses som mindre relevant for denne oppgaven. Det tas heller ikke hensyn til lastmodell 4 siden det finnes ingen gangfelt på bruene.

I tillegg til vertikale laster virker det horisontale laster på bruene. De horisontale lastene er:

- Brems- og akselerasjonskrefter
- Sentrifugal- og tverrkrefter

Sentrifugalkrefter oppstår når den horisontale radiusen er betydelig. Siden bruene er rette bruer uten skjevheter ved opplegg og uten kurvatur kan disse kreftene neglisjeres. I tillegg til brems- og akselerasjonskrefter virker det tverrkraften som følge av skjevheter ved bremsing.

Plassering og nummerering av lastfelt er basert på Tabell 4.1 [11], her gjengitt som tabell 3.4, og er vist på figur 3.1, mens tabell 3.5 viser oppsummering av dimensjoner for brudekket som brukes ved beregning av trafikklaster.

Tabell 3.4 Antall kjørefelt og deres vidde

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 $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.			

I henhold til tabell 3.4 bestemmes det fire kjørefelt der hver av dem er tre meter breidd. Resterende bredde er 1 meter som brukes til en restfelt. Total brubredde som skal deles inn i kjørefelt er lik 13 meter.

$$w_{brudekke} = 13 \text{ m} > 6 \text{ m}$$

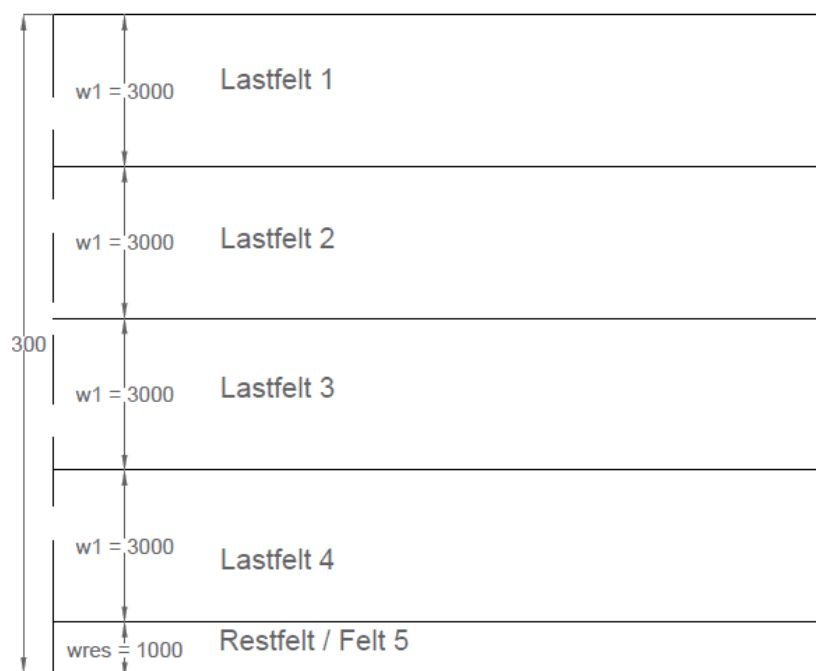
$$n_l = \text{Int}\left(\frac{w_{brudekke}}{3}\right) = 4$$

$$w_l = 3 \text{ m}$$

$$w_{res} = w_{brudekke} - 3 \cdot n_l = 1 \text{ m}$$

Tabell 3.5 Dimensjoner for brudekket for beregning av trafikklaster

Total brubredde	13,68 m
Bredde av dekket som deles inn i kjørefelt (fri bredde uten kantdragere)	13 m
Bredde til kjørebane	3 m
Antall kjørebaner	4
Resterende bredde	1 m



Figur 3.1 Inndeling av brudekket i kjørefelt

3.3.1.1 Vertikale trafikklaster

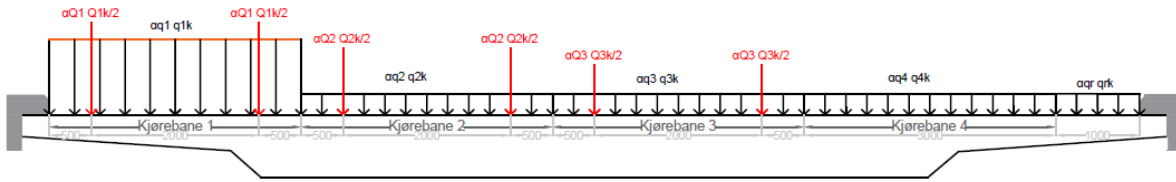
3.3.1.1.1 Lastmodell 1

Lastmodell 1 dekker effektene av trafikklaster for biler og lastebiler, og kombinerer jevnt fordelt last, q_{ik} , (UDL) og en konsentrert last i form av en boggilast, Q_{ik} , (TS). Karakteriske verdier for laster er oppgitt i tabell 3.6 mens tilhørende korreksjonsfaktorer, α_{qi} og α_{Qi} , er hentet fra NA.4.3.2.

Figur 3.2 gjengir lastfordeling for LM1 mens tabell 3.7 oppsummerer lastverdier for LM1.

Tabell 3.6 Lastmodell 1, karakteriske verdier (tabell 4.2 [11])

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

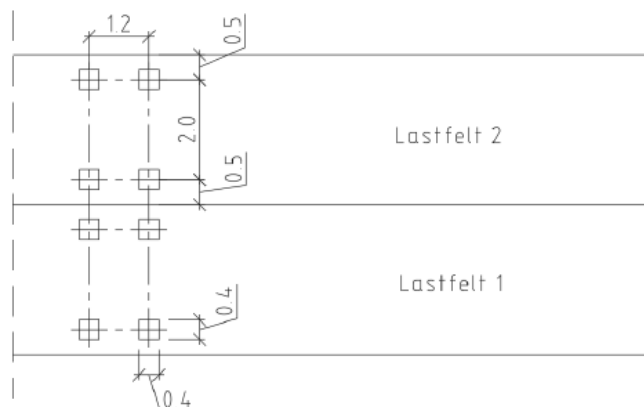


Figur 3.2 Lastfordeling for LM1

Tabell 3.7 Lastverdier for LM1

Lokasjon	Korreksjonsfaktor	Aksellast	Jevnt fordelt last	Last
Kjørebane 1	$\alpha_{Q1} = 1,0$	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$	-	300 kN
	$\alpha_{q1} = 0,6$	-	$q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$	5,4 kN/m²
Kjørebane 2	$\alpha_{Q2} = 1,0$	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$	-	200 kN
	$\alpha_{q2} = 1,0$	-	$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	2,5 kN/m²
Kjørebane 3	$\alpha_{Q3} = 1,0$	$Q_{3k} = 100 \text{ kN}$	-	100 kN
	$\alpha_{q3} = 1,0$	-	$q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	2,5 kN/m²
Kjørebane 4	-	-	-	0 kN
	$\alpha_{q4} = 1,0$	-	$q_{4k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	2,5 kN/m²
Restareal	-	-	-	0 kN
	$\alpha_{qr} = 1,0$	-	$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	2,5 kN/m²

Boggilaster består av to aksler og fordeling av disse i kjørebane er vist på figur 3.3



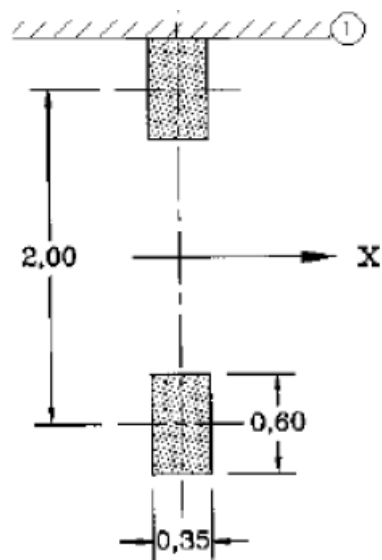
Figur 3.3 Plassering av boggilast i lastfeltene

3.3.1.1.2 Lastmodell 2

Lastmodell 2 består av en enkel aksellast som plasseres vilkårlig over hele brubanen. Lasten vil bidra til torsjonskrefter i bruene og plasseres på den mest ugunstige plasseringen i kjørebanelen. I henhold til 4.3.3 [11] er den vertikale lasten for lastmodell 2, Q_{ak} , lik 400 kN . Korreksjonsfaktoren, β_Q , hentes fra NA.4.3.3 [11].

Tabell 3.8 Dimensjonerende lastverdier for LM2

Plassering	Korreksjonsfaktor	Aksellast	Design last
Ugunstig	$\beta_Q = 1,0$	$Q_{ak} = 400\text{ kN}$	400 kN



Figur 3.4 Kontaktflate for LM2

3.3.1.2 Horisontale trafikklaster

3.3.1.2.1 Brems- og akselerasjonskrefter

Bremse- og akselerasjonskrefter virker i den langsgående retningen. Disse beregnes i henhold til 4.4.1. [11]. I tillegg vil det oppstå en komponent i tverretning som er lik 25% av langsgående kraft som gitt i 4.4.2(4) [11]. Den tverrgående kraften tar hensyn til eventuelle sladd eller skrens og oppstår på grunn av skjevheter i bremse- og akselerasjonskrefter.

Langsgående bremse- og akselerasjonskraft, Q_{lk} , beregnes ved å ta hensyn til en boggilast og en jevnt fordelt last, samt total lengde på bruplaten. Den uttrykkes med likning (3.14).

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 360 + 1,62L \quad (3.14)$$

Q_{1k} og q_{1k} er henholdsvis boggilast og jevnt fordelt last felt 1, og α_{Q1} og α_{q1} er tilhørende korreksjonsfaktorer. w_1 er bredden til lastfelt 1 og L er total lengden til bruene.

Tabell 3.9 Brems- og akselerasjonskrefter i langsgående- og tverrgående retning

	Total lengde	Langsgående kraft	Tverrgående kraft
Modell 10	22 m	395,64 kN	98,91 kN
Modell 12	28 m	405,36 kN	101,34 kN
Modell 14	34 m	415,08 kN	103,77 kN
Modell 16	40 m	424,80 kN	106,20 kN
Modell 18	46 m	434,52 kN	108,63 kN
Modell 20	52 m	444,24 kN	111,06 kN

3.3.1.3 Grupper av trafikklaster

Grupper av trafikklaster bestemmes i henhold til 4.5 [11]. Tabell NA.4.4a [11] her gjengitt som tabell 3.10 definerer de ulike trafikklaster og karakteriske verdier av påvirkninger fra de sammensatte gruppene.

Tabell 3.10 Grupper av trafikklaster

		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.								

Tabellens fotnote *a* er tilsynelatende ikke i overensstemmelse med tabellens øvrige innhold. Fotnoten sier at horisontale krefter skal brukes i *gr1a*, mens tabellen ikke viser horisontale krefter for *gr1a*. Det er innarbeidet praksis at fotnoten følges og at karakteristiske verdier av horisontale trafikklaster inkluderes i *gr1a*. Konsekvensen av dette er at *gr2* ikke er relevant, og forutsetningen er konservativ. (Statens vegvesen rapporter, nr.668, [19])

Som allerede nevnt lastmodeller LM3 og LM4 ikke er relevante for denne oppgaven fordi disse to lastmodellene vil aldri være dimensjonerende for små og mellomstore bruer. For vegbruer blir *gr1a* dimensjonerende gruppe for global analyse, mens *gr1b* blir dimensjonerende for lokale kontroller av bruplaten. Det er mest vekt lagt på den globale analysen i denne oppgaven, og derfor blir *gr1a* den aktuelle lastgruppen.

I følge tabell 3.10 fotnote *a*, skal sentrifugallast, Q_{tk} , ikke opptre samtidig med bremse- og akselerasjonskrefter, Q_{lk} , inkludert sidelast, Q_{trk} . I tilfeller der sentrifugallast er større enn sidelast skal to kombinasjoner av *gr1a* defineres. Tabell 3.11 viser de to mulige lastkombinasjoner for *gr1a*. I henhold til tabellen 3.11 er det lastkombinasjon *gr1a-1* som gjelder her siden sentrifugallast neglisjeres i denne oppgaven.

Tabell 3.11 Kombinasjoner av lastgruppe gr1 (for bruer uten gang- og sykkelbane)

Lastmodell		Vertikale krefter	Horisontale krefter		
Lastsystem		LM1 (TS+UDL)	Q_{lk}	Q_{tk}	Q_{trk}
Lastkombinasjon	gr1a-1	*	*		*
	gr1a-2	*		*	

3.3.2 Naturlaster

Naturlaster skyldes naturforholdene og omfatter virkningene av snø, vind, temperatur og flere. Disse er laster tilhørende valgt lokasjon av konstruksjonen. De karakteristiske verdiene for vind- og temperatur laster baseres på en returperiode på 50 år (sannsynlighet på 0,02 per år). Dette innebærer at den karakteristiske verdien av en variabel naturlast bestemmes som den lasten som har en sannsynlighet på 98% for at den ikke overskrides et enkelt år.

Som utgangspunkt for denne oppgaven er det valgt Region Vest som inkluderer Rogaland, Hordaland og Sogn og Fjordane.

Naturlaster som har betydning for brukonstruksjonen omtalt i denne oppgaven er vindlaster, termiske laster og jordtrykk. Det er valgt å se bort fra snølaster.

3.3.2.1 Vind

Vindlast på platebruen skal bestemmes etter vindlastklasse I som gitt i 5.4.3.1 [1]. Vindlastklasse I gjelder for brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind, hvor høyeste egensvingeperiode er < 2 s og omfatter platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner. [1]

Vindlasten beregnes basert på Eurokode 1 Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster [9]. Vindlasten blir beregnet basert på stedsvindhastighet v_m og turbulensintensitet $I_v(z)$ i hovedstrømretningen. Stedsvindhastigheten er bestemt ut fra basisvindhastighet v_b som igjen er basert på vindklima avhengig av lokasjon og vindens høydevariasjoner med hensyn til terrengruhet og terrengform. Som gitt i Tabell NA.4(901) varierer referansevindhastigheten fra 24 m/s til 31 m/s i regionen vest. Det velges å bruke en konservativ verdi for referansevindhastighet lik 30 m/s.

Basisvindhastighet v_b er gitt ved:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,o} \quad (3.15)$$

der

c_{dir}	en retningsfaktor lik 1,0 for alle vindretninger
c_{season}	en årstidsfaktor lik 1,0
c_{alt}	nivåfaktor lik 1,0
c_{prob}	en sannsynlighetsfaktor lik 1,0 for 50 års returperiode
$v_{b,o}$	referansevindhastighet <i>Tabell NA.4(901.1)</i> .

Stedsvindhastighet v_m er gitt ved:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (3.16)$$

der

$c_r(z)$	en ruhetsfaktor $c_r(z) = k_r \times \ln(\frac{z}{z_0})$, k_r, z, z_0 er gitt i Tabell NA.4.1
$c_0(z)$	en terrengsformfaktor som er lik 1,0

Terrengkategorikategori II blir valgt og den tilsvarer landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær. Bruen har typisk brurekkverk av åpen type slik at det ikke har spesiell betydning for vindkrefter.

Turbulensintensitet $I_v(z)$ er definert som standardavviket σ_v av momentanvindhastighet dividert med stedsvindhastighet ved en høyde z .

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m} = \frac{k_1}{c_0(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})} \quad (3.17)$$

der

k_1	en turbulensfaktor lik 1,0
-------	----------------------------

Vindhastighetstrykket $q_p(z)$ kan da bestemmes etter formelen (3.18) og vindhastighet $V_p(z)$ bestemmes etter formelen (3.19).

$$q_p(z) = [1 + 2k_p I_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (3.18)$$

$$V_p(z) = v_m(z) \times \sqrt{1 + 2k_p I_v(z)} \quad (3.19)$$

der

k_p	en toppfaktor lik 3,5
ρ	luftens densitet lik $1,25 \text{ kg/m}^3$

Det beregnes vindhastighetstrykk på bruplatten med og uten trafikk. Vindlastberegninger følger med i Vedlegg C.

Tabell 3.12 Vindlaster på bruplatten i x-retning, med og uten trafikk

	Vindlast uten trafikk	Vindlast med trafikk
Modell 10	$1,556 \text{ kN/m}^2$	$0,77 \text{ kN/m}^2$
Modell 12		$0,793 \text{ kN/m}^2$
Modell 14		$0,816 \text{ kN/m}^2$
Modell 16		$0,827 \text{ kN/m}^2$
Modell 18		$0,839 \text{ kN/m}^2$
Modell 20		$0,862 \text{ kN/m}^2$

3.3.2.2 Temperatur

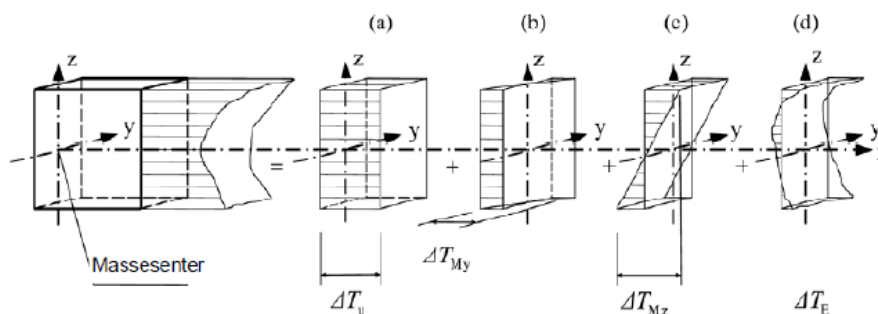
Temperatur er en variabel last som påvirker materialer og som varierer avhengig av årstidene.

Termiske påvirkninger følger av at bruer er utsatt for variasjoner i klimatiske forhold som lufttemperatur og solforhold, og gir variasjoner i temperaturfordelingen over bruplatten.

Store variasjoner i temperaturfordelingen vil medføre krumning, ekspansjon eller kontraksjon som igjen kan føre til tvangsmomenter. Tvangsmomenter kan unngås ved å sørge for at bruene kan bevege seg «fritt», altså ved å velge riktig fastholding for bruene. I henhold til 4.3 [10] kan

temperaturfordelingen i en bruplate deles inn i fire hoveddeler, som er gjengitt på figur 3.5:

- jevnt fordelt temperaturandel, ΔT_u
- horisontal lineært varierende temperaturdifferanse, ΔT_{My}
- vertikal lineært varierende temperaturdifferanse, ΔT_{Mz}
- vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanse, ΔT_E



Figur 3.5 Temperaturfordeling i en konstruksjonsdel

Virkningene som beskrives i denne oppgaven er jevnt fordelt temperaturandel (a), vertikal lineært varierende temperaturandel (c), og vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel (d). Den horisontale temperaturandelen fører til en horisontal krumning. Som gitt i 6.1.4.3 [10] tas det hensyn til den kun når en side på bruene er mer eksponert for sollys enn den andre siden. Dette antas å ikke være gjeldende her. Derfor er horisontal krumning neglisjert.

Beregninger av temperaturlaster følger i Vedlegg D.

3.3.2.2.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen avhenger av maksimal og minimal temperatur for bruens lokasjon. For en bruplate som ikke er fastholdt kan det medføre ekspansjoner og kontraksjoner i bruene. Disse utvidelser og sammentrekninger overføres som krefter i lagene, men vil ikke ha andre særlige påvirkninger for bruplaten. For en bruplate som er fastholdt i alle retninger kan det medføre tvangskrefter og opprissing.

Maksimum og minimum temperaturer for region vest er lest av isometerkartene fra figur NA.A1 og NA.A2 [10]. Følgende temperaturer er brukt:

$$T_{maks} = 36^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$$

I henhold til NA.6.1.2 [10] er platebruer klassifisert som type 3 bruoverbygning. Likninger (3.20) og (3.21) er gjeldende for denne brutypen.

$$T_{e_maks} = T_{maks} - 3 = 33^{\circ}\text{C} \quad (3.20)$$

$$T_{e_min} = T_{min} + 8 = -22^{\circ}\text{C} \quad (3.21)$$

Karakteristiske verdier for maksimalt temperaturekspansjonsintervall og maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel er gitt ved likninger (3.22) og (3.23).

$$\Delta T_{N_exp} = T_{e_maks} - T_0 = 23^{\circ}\text{C} \quad \text{Ekspansjon} \quad (3.22)$$

$$\Delta T_{N_con} = T_{e_min} - T_0 = -32^{\circ}\text{C} \quad \text{Kontraksjon} \quad (3.23)$$

der $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$ er støpetemperatur.

3.3.2.2 Vertikal lineært varierende temperaturdifferanse

Den vertikale lineært varierende temperaturandelen, som betyr at oversiden av bruflaten kan ha en høyere temperatur enn undersiden, og motsatt, resulterer i temperaturgradienter som igjen fører til en vertikal krumning av brubanen. Tabell NA.6.1 [10] gir verdier ΔT_{M_heat} for overside varmere enn underside og ΔT_{M_cool} for underside varmere enn overside. Disse verdiene er basert på belegningstykkelse lik 50 mm. I oppgaven brukes belegningstykkelse lik 80 mm. Derfor må disse verdiene multipliseres med faktorer k_{sur_over} og k_{sur_under} hentet fra Tabell NA.6.2 [10].

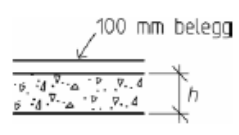
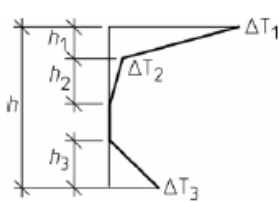
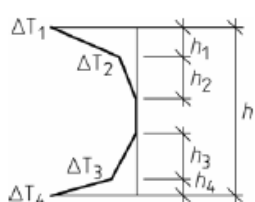
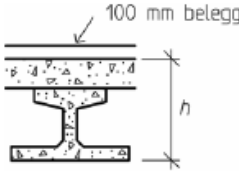
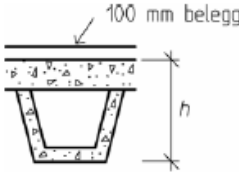
Vertikal lineært varierende temperaturdifferanseandel er som følger nedenfor:

$$\text{Temperaturandel på varmere overside: } \Delta T_{M_heat} = k_{sur_over} \times T_{M_varm} = 12,3^{\circ}\text{C} \quad (3.24)$$

$$\text{Temperaturandel på kaldere overside: } \Delta T_{M_cool} = k_{sur_under} \times T_{M_kald} = 8^{\circ}\text{C} \quad (3.25)$$

3.3.2.3 Vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanse

Den ikke-lineære temperaturandelen er gitt i figur.6.2.c [10], her gjengitt som figur 3.6. Tabell 3.13 og tabell 3.14 viser temperaturgradienter for bruflaten med tykkelse 750 mm (Modell 16) henholdsvis for oppvarming og nedkjøling.

Type 3 Betongbru	Temperaturdifferanse ΔT																																																																	
	a) Oppvarming	b) Avkjøling																																																																
 <p>3a) Betongplate</p>																																																																		
 <p>3b) Betongbjelke og betongplate</p>	<p>$h_1 = 0,3h$, men $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3h$, men $\geq 0,10$ m men $\leq 0,25$ m $h_3 = 0,3h$, men $\leq (0,10 \text{ m} + \text{beleggstykkelsen i meter})$ (for tynne betongdragere begrenses h_3 av $h-h_1-h_2$)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 0,8$</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<p>$h_1 = h_4 = 0,20h$, men $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25h$, men $\leq 0,20$ m</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> <td>$^{\circ}\text{C}$</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td>$\geq 1,5$</td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$																																																															
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$																																																														
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														
 <p>3c) Betongbjelke med kassetvernsnitt</p>																																																																		

Figur 3.6 Vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanser for bruoverbygning – Type 3

Tabell 3.13 Ikke-lineær temperaturdifferanse for Modell 16, oppvarming

Høyde fra overkant og ned	Temperaturdifferanse ΔT
0	$\Delta T_1 = 13,0 \text{ }^\circ\text{C}$
$h_1 = 0,15 \text{ m}$	$\Delta T_2 = 3,0 \text{ }^\circ\text{C}$
$h_1 + h_2 = 0,375 \text{ m}$	0
$h - h_3 = 0,525$	0
$h = 0,75 \text{ m}$	$\Delta T_3 = 2,375 \text{ }^\circ\text{C}$

Tabell 3.14 Ikke-lineær temperaturdifferanse for Modell 16, avkjøling

Høyde fra overkant og ned	Temperaturdifferanse ΔT
0	$\Delta T_1 = -7,325 \text{ }^\circ\text{C}$
$h_1 = 0,15 \text{ m}$	$\Delta T_2 = -1,725 \text{ }^\circ\text{C}$
$h_1 + h_2 = 0,3375 \text{ m}$	0
$h - h_3 - h_4 = 0,4125 \text{ m}$	0
$h - h_4 = 0,6 \text{ m}$	$\Delta T_3 = -1,5 \text{ }^\circ\text{C}$
$h = 0,75 \text{ m}$	$\Delta T_4 = -5,75 \text{ }^\circ\text{C}$

3.3.2.2.4 Sammenfall av jevnt fordel temperaturandel og vertikal lineær temperaturdifferanse

Dersom det tas hensyn til samtidighet av vertikal lineær temperaturdifferanse og største temperaturintervall for jevnt fordelt temperaturandel, skal lastkombinasjoner for temperaturlast defineres i henhold til 6.1.5 [10]. Lastkombinasjonene blir som følger:

$$\Delta T_{M,heat}/\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}/\Delta T_{N,con} \quad (3.26)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}/\Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}/\Delta T_{N,con} \quad (3.27)$$

Dette gir til sammen åtte ulike lastkombinasjoner. Verdier for reduksjonsfaktorer er hentet fra NA.6.1.5[10], der $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$.

I denne oppgaven er det fokus på bruoverbygningen. Derfor er det valgt å ikke ta hensyn til sammenfall av jevnt fordel temperaturandel og vertikal lineær temperaturdifferanse, som vil være aktuelt ved dimensjonering av fuger eller lagre. Det er vurdert at vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanse mellom dekkets overkant og underkant vil gi mest ugunstig spenningsdifferanse.

3.3.2.3 Jord

Et passivt jordtrykk vil virke mot tverrbærere i enden av overbygningen. Trykkets størrelse avhenger av jordart samt temperatur siden det er bruens termisk deformasjon inn i jordmassene som fører til et passivt jordtrykk. Jordart som antas i denne oppgaven er grus. Bruen har rette opplegg. Da oppstår det trykk langs senterlinjen til tverrbæreren. Beregninger følger i Vedlegg E.

Tabell 3.15 Passivt jordtrykk

Jordtrykk langs senterlinje	
Modell 10	294,75 kN
Modell 12	328,41 kN
Modell 14	363,89 kN
Modell 16	401,19 kN
Modell 18	440,30 kN
Modell 20	481,24 kN

3.3.2.4 Snø

Snølast er laster som opptrer på grunn av akkumulerte snømasser og mulige bevegelser av massene. Disse regnes ikke å opptre samtidig med trafikklaster på vegbruer som følger av 2.5.1 [2] fordi trafikkaner blir ryddet for snø. Bruen i denne oppgaven har heller ingen tilleggskonstruksjon som skal fungere som lagringsplass av snø. Derfor er det valgt å se bort fra snølast i denne oppgaven.

3.4 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster knyttet til konstruksjonsmaterialets egenskaper eller påførte deformasjoner som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode. Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige og karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes. Relevante deformasjonslaster for skallarmert brukonstruksjon i denne oppgaven er kryp og svinn. Begge resulterer i deformasjoner som skaper spenninger i betongen.

Betongens kryp og svinn er avhengig av omgivelsens fuktighet, tverrsnittdimensjoner og betongens sammensetning. Ved valg av parametere for kryp og svinn kan det antas 70 % relativ luftfuktighet for bruoverbygning og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann [2].

3.4.1 Kryp

Kryp er en deformasjon eller tøyning av materialet over tid som følge av en ytre belastning. Modenheten av betongen når lasten påføres, varigheten og størrelsen på lasten er faktorer som påvirker kryp. Når last påføres skjer det en momentan elastisk deformasjon styrt av lasten og E-modulen. Ved avlastning gjenvinnes den elastiske deformasjonen. Ved lang lastpåvirkning vil en viss deformasjon forbli permanent slik at konstruksjonen ikke vil gå tilbake til sin opprinnelige form ved avlastning.

Størrelsen på krypteformasjonen uttrykkes ved kryptall og er forholdet mellom kryptøyningen ε_{kr} og den momentane elastiske tøyningen ε_{el} . Det er gitt ved likningen (3.28). Beregninger er gjort i henhold til 3.1.4 [5] og følger i vedlegg H.

$$\varphi = \varepsilon_{kr} / \varepsilon_{el} \quad (3.28)$$

Tabell 3.16 Kryptall for 100 år dimensjonerende brukstid

	Kryptall
Modell 10	1,733
Modell 12	1,726
Modell 14	1,717
Modell 16	1,709
Modell 18	1,703
Modell 20	1,697
Dimensjonerende verdi	1,7

3.4.2 Svinn

Uttørking av betong gjør at den krymper. Det skjer en volumendring i betongen som kalles svinn og som ikke er påvirket av påførte laster. Svinntøyning er sammensatt av to deler, autogent svinn ε_{ca} og uttørkingssvinn ε_{cd} .

Autogent svinn, kalt også egenuttørkingssvinn, er et volumtap på grunn av et økende kapillært undertrykk i betongen under hydratiseringsprosessen. Dette skjer ved et tidlig stadium etter utstøping og utvikler seg sammen med betongens fasthetsutvikling.

Uttørkingssvinn oppstår fordi betongen fortsetter å tørke ut fram til fuktlikevekt er oppnådd. Dette foregår over en lengre periode, ettersom det er en funksjon av fukttransport gjennom den herdede betongen. Uttørkingssvinn utgjør som regel et mye større svinn enn egenuttørkingssvinnet.

Den totale svinntøyningen, ε_{cs} , er summen fra bidrag fra uttørkingssvinnet, ε_{cd} , og egenuttørkingssvinnet, ε_{ca} , og er gitt ved en likning (3.29). Beregninger gjøres i henhold til 3.1.4 [5] og følger i vedlegg H.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (3.29)$$

Tabell 3.17 Svinntøyning i promille for 100 år dimensjonerende brukstid

	Total svinntøyning [‰]
Modell 10	0,3005
Modell 12	0,2975
Modell 14	0,2965
Modell 16	0,2955
Modell 18	0,2955
Modell 20	0,2955
Dimensjonerende verdi	0,3

3.5 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er uvanlige forhold som konstruksjonen kan utsettes for. Påkjørsellaster fra kjøretøy regnes som denne typen laster. Disse kan forekomme på ulike bruelementer som rekkeverk, underbygningen og overbygningen. I denne oppgaven fokuseres det kun på påkjøringslaster på overbygningen siden disse har størst betydning for dimensjonering av bruplaten. Påkjøringslaster på underbygningen er avgjørende for dimensjonering av søyler, mens påkjøringslaster på rekkeverk er relativt små og påvirker konstruksjonen i en liten grad.

3.5.1 Påkjøringslast på overbygningen

Påkjøringslasten er bestemt ut fra tabell NA.4.2 [12] og er basert på fartsgrense på underliggende veg. Det antas den høyeste dimensjoneringsklassen med fartsgrensen på 80 km/h eller mer, som gir påkjørsellast lik 500 kN .

Dimensjonerende påkjøringslasten kan bli redusert ved bruk av reduksjonsfaktor r_F som bestemmes etter fysisk klaring mellom underliggende veg og overbygning. Ved å ha stort nok klaring kan påkjøringslasten reduseres eller neglisjeres. Brumodellene i denne oppgaven har høyden lik 7 m som betyr at påkjøringslasten kan neglisjeres. For detaljert beregning se Vedlegg F.

Noen ganger kan man velge å dimensjonere for den mest ugunstige påkjøringslasten selv om beregninger viser at lasten kan neglisjeres. Lasten kan da beregnes ved å bruke den mest konservative verdien med reduksjonsfaktor $r_F = 1$ som gir påkjørsellast på 500 kN .

$$F_{\text{påkørsel}} = 500 \text{ kN} \quad (3.30)$$

3.6 Seismiske laster

Jordskjelv er kun aktuelt noen steder i Norge og påvirkningsgraden avhenger av grunnforhold og type konstruksjon. Alle konstruksjoner bør sjekkes for påvirkning av seismiske laster men kun få tilfeller vil få innflytelse på dimensjoneringen. I følge 5.4.9.1 [1] betraktes seismisk påvirkning som en unormal naturlast. Den seismiske lasten karakteriseres ved hjelp av seismiske sonekart for berggrunnens bevegelser gitt som spissverdien, a_{g40Hz} , ved frekvens $n = 40 \text{ Hz}$. Seismiske sonekart som brukes i Norge er gitt i *NS-EN 1998-1* [17]. Bruer skal prosjekteres i henhold til *NS-EN 1998-2* [18].

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon blir hentet fra figur NA.3(901) [17] og den bestemmes til $0,9 \text{ m/s}^2$ for region vest. Deretter blir referansespissverdien funnet ved å bruke likning (3.31).

$$a_{gR} = 0,8 a_{g40Hz} = 0,72 \text{ m/s}^2 \quad (3.31)$$

Det velges seismisk klasse II for bruene i denne oppgaven i henhold til tabell NA.2(901) [18]. som følge av dette er den seismiske faktoren, γ_1 , lik 1,0 som gitt i tabell NA.2(903) [18]. En dimensjonerende grunnakselerasjon kan da bestemmes etter likning (3.3).

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} = 0,72 \text{ m/s}^2 \quad (3.32)$$

Bruene er fundamentert på sprengsteinsfylling i alle akser som tilsvarer grunntype B i henhold til NA.3.1.2 og tabell NA.3.1 [17]. Som følge av det blir forsterkningsfaktoren $S = 1,3$.

Det blir verifisert at bruene skal dimensjoneres etter bestemmelse for lav seismisitet NA.3.2.1(4) [17] etter likning (3.33). Dempning for slakkarmerte platebruer antas å være 5% relativ dempning.

$$a_g \times S = 0,936 \text{ m/s}^2 < 0,1 g = 9,81 \text{ m/s}^2 \quad (3.33)$$

Verdier brukt for bestemmelse av elastisk responsspektrum for horisontale bevegelser bestemmes ut fra tabell NA.3.3 [17], mens verdier brukt for bestemmelse av elastisk responsspektrum for vertikale bevegelser bestemmes ut fra tabell NA.3.4 [17]. Disse er oppgitt i tabell 3.18 og tabell 3.19.

Horisontal og vertikal responsspektrum, $S_e(T)$ og $S_{ve}(T)$, bestemmes etter henholdsvis 3.2.2.2 [17] og 3.2.2.3 [17]. For detaljerte beregninger se Vedlegg G.

Tabell 3.18 Verdier for parametere for horisontal elastisk responsspektrum

Grunntype	S	T_B	T_C	T_D
B	1,3	0,10	0,30	1,5

Tabell 3.19 Verdier for parametere for vertikal elastisk responsspektrum

Grunntype	a_{vg}/a_g	T_{vB}	T_{vC}	T_{vD}
alle	0,6	0,05	0,20	1,2

Tabell 3.20 Horisontalt elastisk responsspektrum

Egensvingeperiode T [s]	Frekvens [Hz]	Akselerasjon [m/s^2]
10	0,1	0,0405
5	0,2	0,0405
3,3	0,3	0,091125
1,0	1	0,675
0,2	5	2,25
0,1	10	2,25
0,05	20	1,575
0,025	40	1,2375
0,010	100	1,035
0,005	200	0,9675

Tabell 3.21 Vertikalt elastisk responsspektrum

Egensvingeperiode T [s]	Frekvens [Hz]	Akselerasjon [m/s^2]
10	0,1	0,012442
5	0,2	0,012442
3,3	0,3	0,027994
1,0	1	0,2592
0,2	5	1,296
0,1	10	1,296
0,05	20	1,296
0,025	40	0,864
0,010	100	0,6048
0,005	200	0,5184

Kapittel 4 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

4.1 Grensetilstander

Grensetilstander uttrykker grensene der konstruksjoner ikke lenger oppfyller dimensjoneringskriterier.

Hovedsakelig skilles det mellom tre grensetilstander:

- ULS – Bruddgrensetilstand
- SLS – Bruksgrensetilstand
- ALS – Ulykkesgrensetilstand

4.1.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand er av betydning for menneskers og konstruksjonenes sikkerhet. Det er en tilstand knyttet til konstruksjonssvikt i form av tap av likevekt eller sammenbrudd forårsaket av store deformasjoner, utmatting eller andre virkninger. I bruddgrensetilstanden beregnes konstruksjonens bæreevne og konstruksjonen sjekkes for brudd.

I bruddgrensetilstanden vurderes det vedvarende og forbigående situasjoner som deles inn i tre basissituasjoner:

- EQU (Sett A) – kontroll av global likevekt
- STR/GEO (Sett B) – kontroll for brudd i konstruksjonen eller i konstruksjonenes element
- STR/GEO (Sett B) – kontroll for brudd i grunnen

Den første situasjonen, EQU (Sett A), omhandler statisk likevekt av hele konstruksjonen. Derfor brukes denne modellen for fundamenter, søyler og landkar som er nødvendige elementer for å sikre global stabilitet. Tabell NA.A2.4(A) [4], gjengitt her som tabell 4.1 viser sett A.

Tabell 4.1 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS EQU sett A

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Domi-nerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{p,sup} P$ $\gamma_{p,inf} P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
MERKNAD 1 Følgende γ -verdier benyttes for permanente laster i vedvarende og forbigående situasjoner, inkl. byggetilstander. $\gamma_{G,sup} = 1,00$ $\gamma_{G,inf} = 0,90$					

Tabell NA.A2.4(B) [4], her gjengitt som tabell 4.2 viser den andre situasjonen, STR/GEO (sett B). Sett B består av to likninger der den mest ugunstige velges som dimensjonerende. Her blir konstruksjonens evne til å motstå brudd vurdert, og denne kontrollen medfører største krefter for overbygningen. Derfor blir denne modellen den dimensjonerende for bruflaten.

Tabell 4.2 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS STR/GEO sett B

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførelse er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.</p> <p>MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ- og ξ-verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:</p> <p>$\gamma_{G,sup}$ = 1,35 for permanent last, untatt de som er listet under ¹⁾²⁾ 1,00 for irreversible deformasjonslaster ³⁾ 1,20 for permanent del av vanntrykk</p> <p>$\gamma_{G,inf}$ = 1,0 for permanent last¹⁾²⁾ 0 for irreversible deformasjonslaster ³⁾ 1,0 for vanntrykk</p> <p>ξ = 0,89 for egenvekt ¹⁾</p> <p>γ_p = verdier gitt i de aktuelle Eurokodene ⁴⁾</p> <p>γ_Q = 1,35 for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,5 for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q = 1,2$</p> <p>γ_Q = 1,60 for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,20 for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,35 for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,50 for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p>					

Tabell NA.A2.4(C) [4], presentert her i tabell 4.3, er en kontroll for brudd relevant for konstruksjoner i grunnen som landkar, fundamenter, osv. Denne kontrollen brukes for geotekniske lastene.

Tabell 4.3 Vedvarende- og forbigående situasjoner for ULS STR/GEO sett C

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD Ved geoteknisk prosjektering beregnes bygningslaster med lastfaktorer etter tabell NA.A2.4 (B). Geotekniske laster beregnes med følgende lastfaktorer:</p> <p>$\gamma_{G,sup}$ = 1,00 for egenvekt</p> <p>$\gamma_{G,inf}$ = 1,00 for egenvekt</p> <p>$\gamma_{G,set}$ = 1,00 for setninger, ved lineær elastisk analyse eller ikke-lineær analyse for dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha ugunstige virkninger. For dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha gunstige virkninger, skal det ikke tas hensyn til disse</p> <p>γ_Q = 1,15 for trafikklast fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,30 for trafikklast fra jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,30 for vertikallast fra trafikk, variabel del av vekt av jord og fri ballast, grunnvann og fritt vann ved beregning av horisontalt sidetrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,30 for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_p = verdier gitt i de aktuelle Eurokodene</p>					

4.1.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand er av betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende. Her blir grenser for når konstruksjonen ikke lenger oppfylder fastsatte krav ved normal bruk definert. Dette gjelder hovedsakelig for deformasjoner, ubehagelige vibrasjoner og skader som påvirker konstruksjonens utseende, bestandighet, funksjonsdyktighet og brukerens komfort.

I bruksgrensetilstanden defineres det fire basissituasjoner:

- Karakteristisk
- Sjeldent forekommende
- Ofte forekommende
- Tilnærmet permanent

Rissvidde blir normalt kontrollert for *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent* situasjon i henhold til [1]. I denne oppgaven blir rissvidde og nedbøyning til bruflaten vurdert for *tilnærmet permanent* situasjon.

Karakteristisk og *sjeldent forekommende* situasjon gjelder for kontroll av forskyvninger av lager/fugekonstruksjoner og eksentrisitet ved direkte fundamentering.

Tabell NA.A2.6, her gjengitt som tabell 4.4 viser de ulikelastkombinasjoner for bruksgrensetilstanden.

Tabell 4.4 Dimensjonerende situasjoner for laster i SLS

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

4.1.3 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrensetilstanden er en bruddgrensetilstand som skal sikre for at konstruksjonen motstår utilsiktet belastning og opprettholder sin integritet og ytelse. Denne grensetilstanden tar for seg situasjoner som jordskjelv eller kollisjon som er hendelser med lav sannsynlighet for å opptre. Men forekomsten av slike ulykkesituasjoner vil medføre påvirkninger som er av betydelig størrelse selv om de er kortvarige.

For ulykkesgrensetilstanden skilles det mellom to dimensjonerende situasjoner som er:

- Ulykkesituasjon (kollisjon)
- Seismisk situasjon

Ulykkeslaster i denne oppgaven er seismisk last og påkjørsellast. Dimensjonerende situasjoner for ALS er vist i tabell 4.5 som er hentet fra NA.A1.3 [4].

Tabell 4.5 Dimensjonerende situasjoner for laster i ALS

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster ²⁾	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon ¹⁾ (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	ψ_{11} eller $\psi_{21} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_1 A_{Ek}$ eller A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

¹⁾ Se også NS-EN 1991-1-2 for ulykkesituasjonen brann. Den representative verdien for den variable lasten Q settes lik den tilnærmet permanente verdien $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ for vind.

²⁾ Variable laster er de som er oppført i tabell NA1.1.

4.2 Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer

Lastfaktorer, γ_f , skal sørge for at konstruksjonen får det sikkerhetsnivået den skal ha i forhold til forskriftene. Lastfaktorer er brukt for å ivareta usikkerheter knyttet til karakteristiske laster definert i kapittel 3. Disse usikkerheter omfatter lastens størrelse med muligheter for ugunstige lastavvik, usikkerhet i lastmodellen eller usikkerhet i beregning av lastvirkning.

Kombinasjonsfaktorer, ψ , er reduksjonsfaktorer som tar hensyn til redusert sannsynlighet for at variable laster opptrer med sin maksimale verdi samtidig. Det finnes tre typer kombinasjonsfaktorer:

- ψ_0 – kombinasjonsverdi
- ψ_1 – ofte forekommende verdi
- ψ_2 – tilnærmet permanent verdi

Kombinasjonsfaktorer, ψ , gjelder kun for variable laster. For permanente laster blir en reduksjonsfaktor, ξ , gjeldende for de tilfellene der de permanente lastene virker gunstig og avlastende.

Verdier for faktorene for de forskjellige typer laster og lastkombinasjoner finnes i NS-EN 1990 [4]. Tabell 4.1 og tabell 4.3 viser disse verdiene for de ulike dimensjonerende situasjoner henholdsvis for bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Verdier for ψ -faktorer for vegbruer er hentet fra tabell NA.A2.1 [4] og er gjengitt i tabell 4.6.

Følgende notasjon er brukt:

γ_{Gj}	lastfaktor for permanent last j
γ_{Qj}	lastfaktor for variabel last i
γ_P	lastfaktor for forspenning
ψ_0	kombinasjonsfaktor
ψ_1	kombinasjonsfaktor for ofte forekommende verdi
ψ_2	kombinasjonsfaktor for tilnærmet permanent verdi

Tabell 4.6 ψ -faktorer for vegbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{5)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a (LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Boggilast (BL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ²⁾	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr1b (enkel aksling)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr2 (horisontale krefter)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr3 (laster på gangbaner/fortau)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)	-	-	-	-	
Vindkrefter	F_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	F_{wk} - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ - På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8	
	$Q_{Sn,k}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-	
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

1) $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

2) Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og ψ -faktorene gjelder for denne verdien.

3) Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

4) Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

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

4.3 Lastkombinasjoner

Ved dimensjonering av konstruksjoner er det viktig å sørge for at opptredende krefter ikke overskrider konstruksjonens kapasitet. Derfor defineres det forskjellige lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene. Den mest ugunstige kombinasjonen av laster med tilhørende last- og kombinasjonsfaktorer blir den dimensjonerende lastverdien.

Lastkombinasjoner i ULS

EQU vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.10) \quad (4.1)$$

STR/GEO vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon (dimensjonerende for bruplatten):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.10a) \quad (4.2)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.10b)$$

Ulykkessituasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.11b) \quad (4.4)$$

Seismisk situasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.12b) \quad (4.5)$$

Lastkombinasjoner i SLS

Karakteristisk:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.14) \quad (4.6)$$

Ofte forekommende:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.15) \quad (4.7)$$

Tilnærmet permanent:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.16) \quad (4.8)$$

Sjeldent forekommende:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,infq} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

Fullstendige lastkombinasjoner definert for brumodellene i denne oppgaven, der verdiene er enten lastfaktor eller kombinasjonsfaktor eller kombinasjon av disse, er vist i Tabell 4.7. For store bruer og for spesielle brutyper kan man definere svært mange ulike dimensjonerende lastkombinasjoner. For små og mellomstore betongbruer er det mulig å gjøre noen forenklinger. De viktigste variable lastene vil være trafikk, temperatur og vind. For horisontale lastvirkninger i bruas tverretning vil vind være dominerende variabel last. For overbygningen på små og mellomstore betongbruer er de vertikale lastvirkningene (primært moment og skjærkraft) mest interessante, og da er trafikk eller temperatur dominerende variabel last (*SVV Rapport 668* [19]).

Viktige merknader til lastkombinasjoner i denne oppgaven følger nedenfor.

- Påvirkning fra temperatur tas med i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig i henhold til tabell NA.A2.1 [4].
- Den ferdige brukonstruksjonen skal kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruksgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år. I tillegg skal vegbruer kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind og trafikklast, som gitt i 5.4.3.3 [1].
- For ULS bruker kun sett B (6.10a og 6.10b). Denne kontrollen medfører største krefter for overbygningen og blir den dimensjonerende for bruplaten.
- Lastgruppen for trafikk, *gr1a* er den aktuelle lastgruppen for denne oppgaven. Det blir definert kun en lastmodell for trafikklast, LM1, som forklart i kapittel 3.3.1.3.
- Som forklart i kapittel 3.5.1 blir påkjøringslasten på overbygningen neglisjert. Seismisk situasjon er den eneste situasjonen som vurderes i ALS.
- Alle lastkombinasjoner er definert med henholdsvis positiv og negativ termisk vertikal ikke-lineær temperaturandel.

Forkortelser for karakteristiske laster og dimensjonerende lastkombinasjoner er forklart nedenfor.

G – egenlast/dead load

LM1 – trafikklast

TE/pos – positiv temperaturgradient

TE/neg – negativ temperaturgradient

KS – kryp og svinn

V – vindlast

V/TR – vind kombinert med trafikklast

ULS-STR – bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll

SLS-KAR – bruksgrensetilstand, karakteristisk kombinasjon

SLS-OFTE – bruksgrensetilstand, ofte forekommende kombinasjon

SLS-PERM – bruksgrensetilstand, tilnærmet permanent forekommende kombinasjoner

Alle permanente laster legges inn som egenvekt. Under egenvekt inngår:

- Bruplaten
- Tverrbærer
- Kantdrager og rekkverk
- Landkarvinger
- Slitelag

Tabell 4.7 Oversikt over alle lastkombinasjoner

	ULS	Forklaring	Kombinasjon
1	ULS-STR 1	6.10a med trafikk, positiv TE	$1,35G + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$
2	ULS-STR 2	6.10a med trafikk, negativ TE	$1,35G + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$
3	ULS-STR 3	6.10a uten trafikk, positiv TE	$1,35G + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V$
4	ULS-STR 4	6.10a uten trafikk, negativ TE	$1,35G + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V$
5	ULS-STR 5	6.10b med trafikk som dominerende last, positiv TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$

6	ULS-STR 6	6.10b med trafikk som dominerende last, negativ TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$
7	ULS-STR 7	6.10b med vind (V) som dominerende last, positiv TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,6 V + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos$
8	ULS-STR 8	6.10b med vind (V) som dominerende last, negativ TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,6 V + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg$
9	ULS-STR 9	6.10b med vind med trafikk (V/TR) som dominerende last, positiv TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,6 V/TR + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos$
10	ULS-STR 10	6.10b med vind med trafikk (V/TR) som dominerende last, negativ TE	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,6 V/TR + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg$
11	ULS-STR 11	6.10b med positiv TE som dominerende last med trafikk	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,2 TE/pos + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$
12	ULS-STR 12	6.10b med negativ TE som dominerende last med trafikk	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,2 TE/neg + (1,35 \cdot 0,7) LM1 + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$
13	ULS-STR 13	6.10b med positiv TE som dominerende last uten trafikk	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,2 TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V$
14	ULS-STR 14	6.10b med negativ TE som dominerende last uten trafikk	$(1,35 \cdot 0,89)G + 1,2 TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V$
	SLS Karakteristisk	Forklaring	Kombinasjon
15	SLS-KAR 1	Med trafikk som dominerende last, positiv TE	$1,0 G + 1,0 LM1 + 0,7 TE/pos + 0,7 V/TR$
16	SLS-KAR 2	Med trafikk som dominerende last, negativ TE	$1,0 G + 1,0 LM1 + 0,7 TE/neg + 0,7 V/TR$
17	SLS-KAR 3	med positiv TE som dominerende last, med trafikk	$1,0 G + 1,0 TE/pos + 0,7 LM1 + 0,7 V/TR$
18	SLS-KAR 4	med negativ TE som dominerende last, med trafikk	$1,0 G + 1,0 TE/neg + 0,7 LM1 + 0,7 V/TR$
19	SLS-KAR 5	med V som dominerende last, positiv TE	$1,0 G + 1,0 V + 0,7 TE/pos$
20	SLS-KAR 6	med V som dominerende last, negativ TE	$1,0 G + 1,0 V + 0,7 TE/neg$

21	SLS-KAR 7	med V/TR som dominerende last, positiv TE	1,0 G + 1,0 V/TR + 0,7 LM1 + 0,7 TE/pos
22	SLS-KAR 8	med V/TR som dominerende last, negativ TE	1,0 G + 1,0 V/TR + 0,7 LM1 + 0,7 TE/neg
	SLS Ofte forekommende	Forklaring	Kombinasjon
23	SLS-OFTE 1	med TR som dominerende last	1,0 G + 0,7 LM1
24	SLS-OFTE 2	med positiv TE som dominerende last	1,0 G + 0,6 TE/pos + 0,2 LM1
25	SLS-OFTE 3	med negativ TE som dominerende last	1,0 G + 0,6 TE/neg + 0,2 LM1
26	SLS-OFTE 4	med V som dominerende last, uten trafikk	1,0 G + 0,6 V
27	SLS-OFTE 5	med V/TR som dominerende last, med trafikk	1,0 G + 0,6 V/TR + 0,2 LM1
	SLS Tilnærmet permanent	Forklaring	Kombinasjon
28	SLS-PERM 1	med TR som dominerende last	1,0 G + 0,5 LM1
29	SLS-PERM 2	med positiv TE som dominerende last	1,0 G + 0,5 TE/pos + 0,2 LM1
30	SLS-PERM 3	med negativ TE som dominerende last	1,0 G + 0,5 TE/neg + 0,2 LM1
31	SLS-PERM 4	med V som dominerende last	1,0 G + 0,5 V
32	SLS-PERM 5	med V-TR som dominerende last	1,0 G + 0,5 V/TR + 0,2 LM1
	ALS Seismisk situasjon	Forklaring	Kombinasjon
33	ALS 1	6.12b med trafikk	1,0 G + 1,0 seismisk + 0,2 LM1
34	ALS 2	6.12b uten trafikk	1,0 G + 1,0 seismisk

Kapittel 5 Analyse i CSI Bridge

5.1 Generelt om CSI Bridge

5.1.1 Generelt

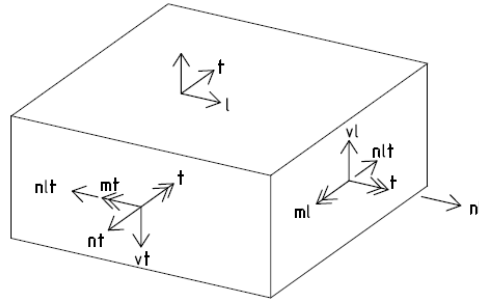
CSI Bridge er en allsidig, integrert verktøy for modellering, analyse og dimensjonering av brokonstruksjoner. Programmet gjør det enkelt for ingeniører å definere komplekse brogeometrier, grensebetingelser og lasttilfeller. Bromodellen defineres parametrisk ved bruk av *layout* linjer, spenn, lagre, landkar, søyler og etteroppspanning. Den parametriske modellen tillater brukeren å bygge enkle og komplekse bromodeller og gjøre endringer effektivt samtidig som total kontroll over designprosessen opprettholdes. Bromodellen blir en samling av objekter før SAP Fire Analysis Engine, integrert i CSI Bridge, automatisk overfører den objektbaserte modellen til en matematisk FEM-modell. Programmet lager *spine* modell (rammer), *area object* modell (skall) eller *solid object* modell.

5.1.2 Valg av analysemetode

Analyse av en brukonstruksjon utføres for å kunne forstå konstruksjonens respons og oppførsel. Formålet med analysen er å bestemme indre krefter, spenninger og deformasjoner av en bru under forskjellige lastpåvirkninger. Før oppsett av brumodellene kan begynnes er det viktig å bestemme hvilken analysemetode som skal brukes. CSI Bridge tilbyr rammeanalyse og FEM-analyse.

FEM-analysen bruker skallelementer. Skallelement er et tredimensjonalt Q4 eller Q8 element som har henholdsvis fire eller åtte noder, og hver node har seks frihetsgrader. Det oppstår en kinematisk kompatibilitet og en statisk likevekt mellom elementene. Nedbøyningen uttrykkes ved hjelp av frihetsgrader og blir kontinuerlig over elementgrensene. Analysens resultat er 8 lastresultanter i hvert snitt som følger nedenfor (*SVV Rapport 668*, [19]). Benevnelse i parentes refererer til figur 5.1.

- Aksialkraft i lengderetning (nl)
- Aksialkraft i tverretning (nt)
- Skiveskjær (nlt)
- Bøyemoment om bruas tverretning (ml)
- Bøyemoment om bruas lengderetning (mt)
- Skjærkraft i bruas lengderetning (vl)
- Skjærkraft i bruas tverretning (vt)
- Torsjonsmoment (t)

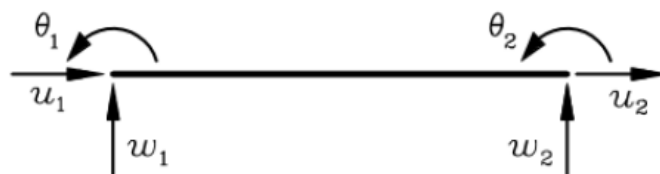


Figur 5.1 Skallkrefter i skallelement (SVV Rapport 668)

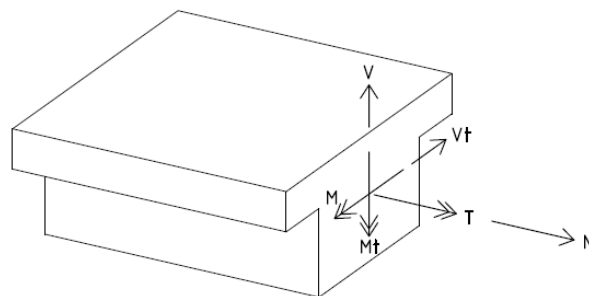
Rammeanalysen bruker bjelkeelementer som har to noder og totalt seks frihetsgrader som vist i figur 5.2. Analysens resultat gis i form av 6 lastresultanter i hvert snitt (SVV Rapport 668 [19]).

Bjelkekrefter følger nedenfor med benevnelser i parentes som refererer til Figur 5.3.

- Aksialkraft (N)
- Bøyemoment (M)
- Vertikal skjærkraft (V)
- Torsjonsmoment (T)
- Tverrmoment (moment om vertikal akse) (Mt)
- Tverrskjær (horisontal skjærkraft) (Vt)



Figur 5.2 Bjelkeelement med to noder og seks frihetsgrader



Figur 5.3 Bjelkekrefter i bjelkeelement

En utarbeidet praksis er at bjelkebruer analyseres med bjelkeelementer i en rammeanalyse, mens platebruer analyseres med skallelementer i en FEM-analyse (*SVV Rapport 668*). Rammemodeller er enklere å lage, kvalitetssikre og forstå, mens FEM-modeller krever mer erfaring og kompetanse. Det er viktig at analysen blir gjort på en riktig måte. Derfor er det i noen tilfelle bedre å velge rammeanalysen som blir kjørt på en klok og riktig måte, enn å analysere ved hjelp av FEM-metoden uten helt å forstå dens forutsetninger. På den andre siden forutsetter bjelkeelementer «udeformerte» tverrsnitt, og dette skjer aldri i virkeligheten. Rammeanalysen er altså en tilnærming, mens FEM-analysen er den metoden som gir mest realistisk bilde av hvordan konstruksjonen oppfører seg. FEM-analysen brukes i denne oppgaven. Det velges å jobbe med *area object* modell.

5.2 Modellering

5.2.1 Oppsett av Modell 20

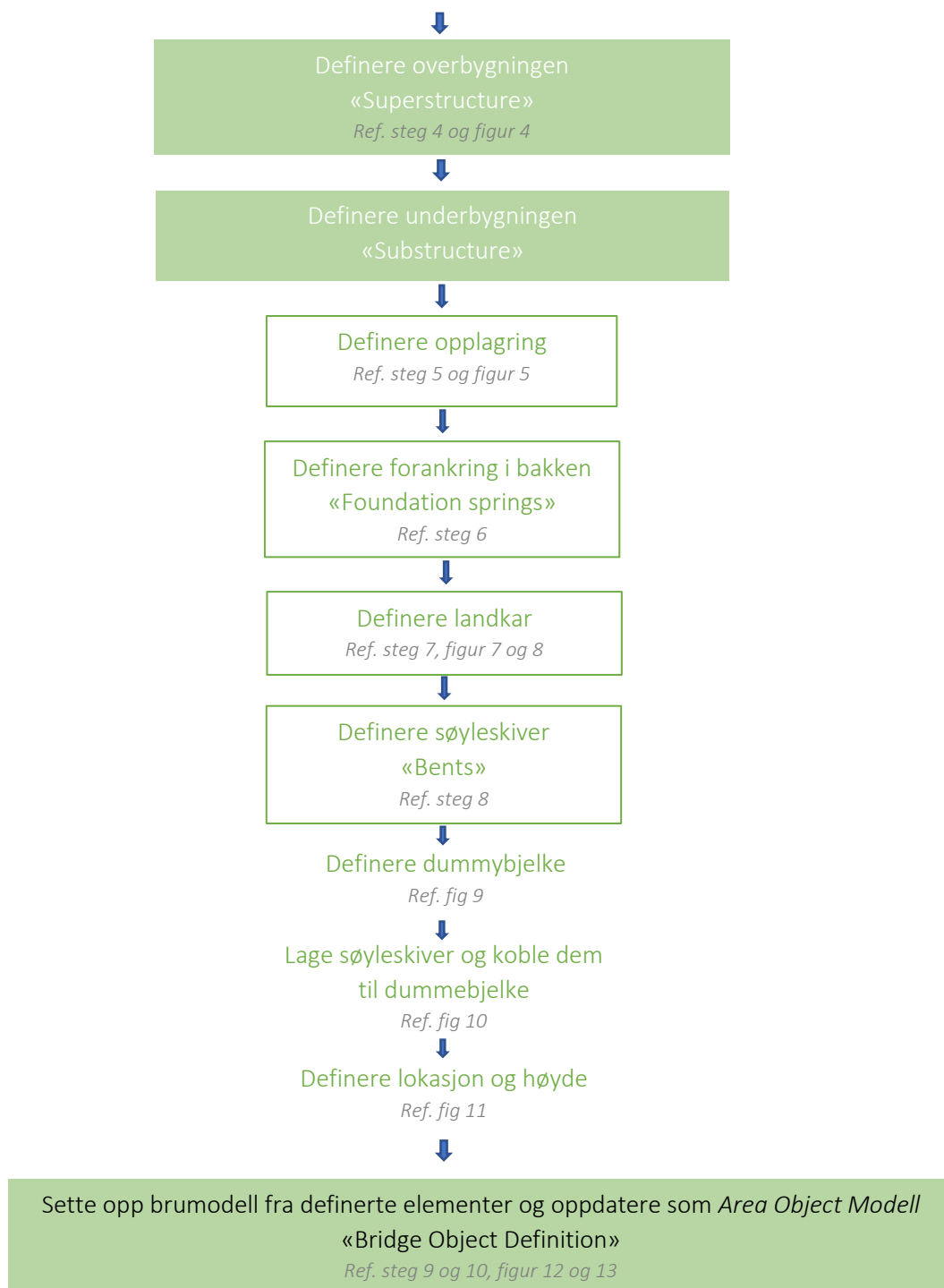
Prosedyre for oppsett av Modell 20 er presentert i dette kapittelet. Samme prosedyre for modellering blir gjentatt for Modell 18, Modell 16, Modell 14, Modell 12 og Modell 10.

Viktige merknader til modelleringen:

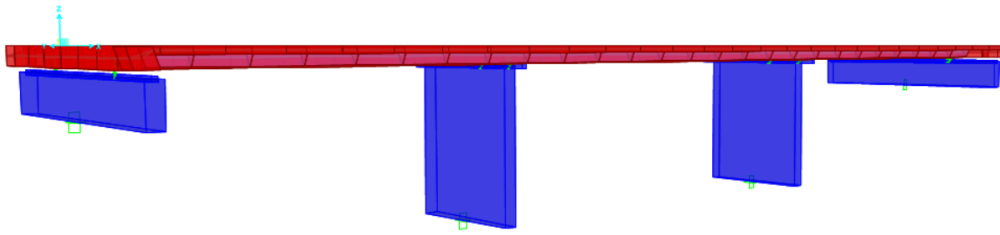
- Det tas utgangspunkt i Modell 20. Brudekke er en betong bruplate med konstant bredde på 13680 mm og tykkelse på 850 mm. Det er ingen variasjon i platedybden langs bruens lengde. Bruen har tre spenn. Sidespenn har lengde på 16 m mens midtspenn har lengde på 20 meter. Total brulengde er på 52 m.
- Brudekket er modellert med tverrbærere. Tverrbærer er modellert uten nese. I en FEM-analyse modelleres bruplaten og tverrbærere tilsvarende «reell» geometri slik at både egenvekt og stivhetsbidrag inkluderes. Det tas ikke hensyn til overlappet-området mellom bruplaten og tverrbærere.
- Brudekket er modellert uten kantdragere, rekkeverk, vinger, overgangsplate og slitelag.

Prosedyre for oppsett av Modell 20 presenteres ved hjelp av flytteskjema. Detaljert prosedyre med hjelpefigurer finnes i Vedlegg I. Det er en oversiktlig måte å presentere prosedyren på og kan lett forstås av uerfarne brukere av programvaren CSI Bridge. Figur 5.5 og 5.6 viser ferdigmodellerte broer i CSI Bridge.

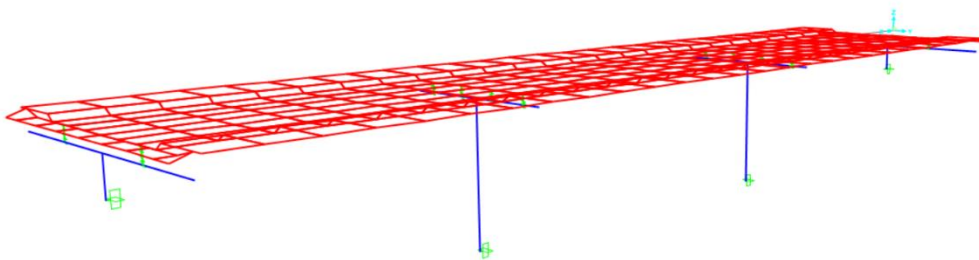




Figur 5.4 Flytteskjema for modellering i CSI Bridge



Figur 5.5 MODELL20



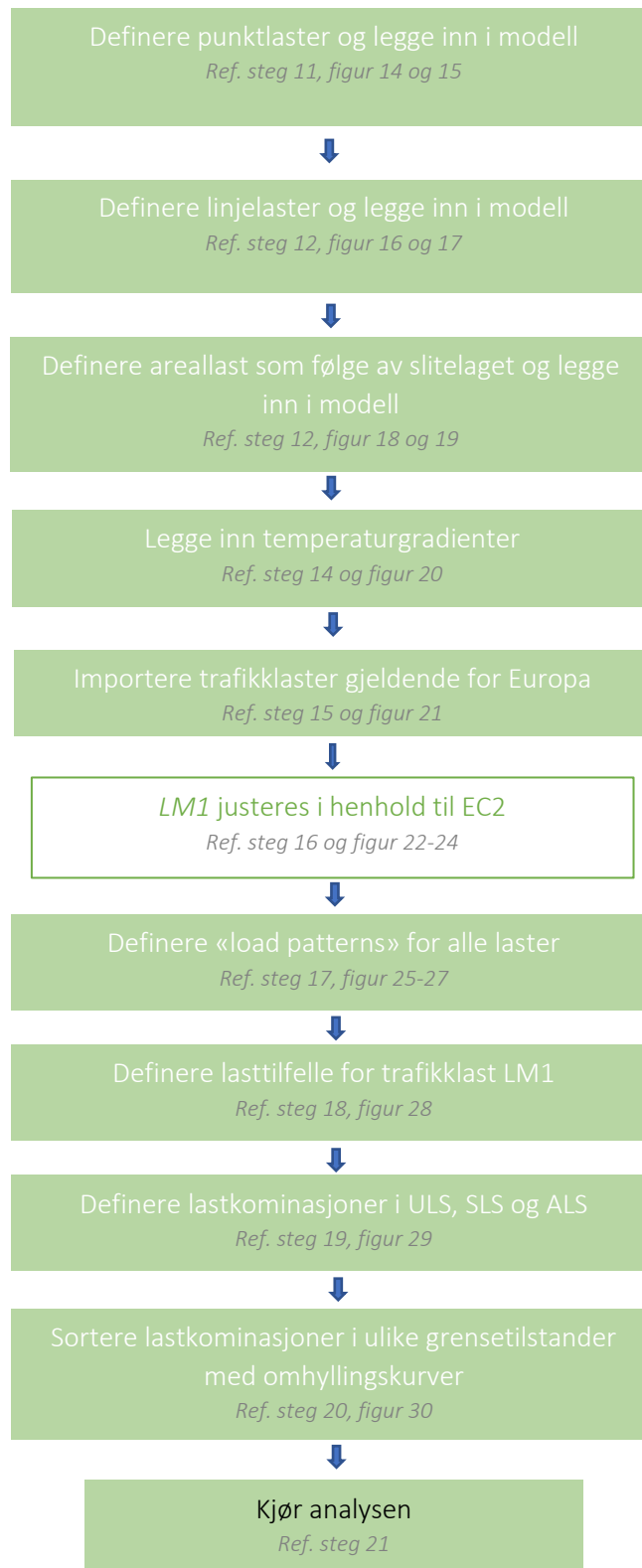
Figur 5.6 Skallmodell (Modell 20)

5.2.2 Definerings av laster

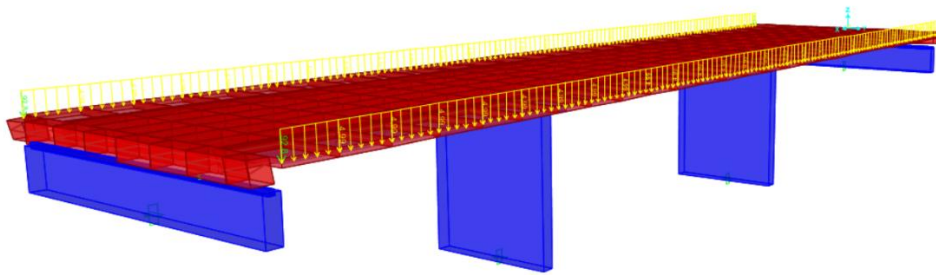
Viktige merknader til modelleringen:

- Linjelaster, punktlaster og momenter fra kantdragere, rekkverk og vinger legges inn som beregnet i kapittel 3.2 og som beskrevet i kapittel 3.2.8.
- Slitelagets egenvekt legges inn som areallast. Den virker over bredde lik 13 meter som er noe mindre enn bruplatebredden på grunn av kantdragere på begge sider. Den virker over hele brulengden og forlenges ut med 720 mm fra akse 1 og 4 slik at lasten fra slitelaget virker også over tverrbærere.
- Det er ikke tatt hensyn til linjelast fra tverrbærernese beregnet til å være $5,5 \text{ kN/m}$ og ikke heller til linjelast fra overgangsplate beregnet til å være 15 kN/m . Det er ikke mulig å legge inn linjelaster som virker i tverretning. Modellen er modellert uten nese og overgangsplate for å unngå problemer med *meshing*.

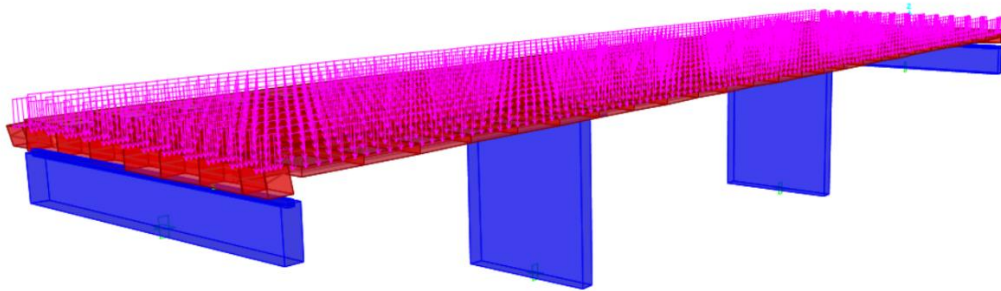
Prosedyre for definerings av laster presenteres ved hjelp av flytteskjema. Detaljert prosedyre med hjelpefigurer finnes i Vedlegg I. Figur 5.7 og figur 5.8 viser ferdigmodellert brumodell med påførte linjelaster, punktlaster og areallaster.



Figur 5.7 Flytteskjema for lastdefinering i CSI Bridge



Figur 5.8 Linjelaster og punktlaster (MODELL20)



Figur 5.9 Areallaster (MODELL20)

Kapittel 6 Resultater

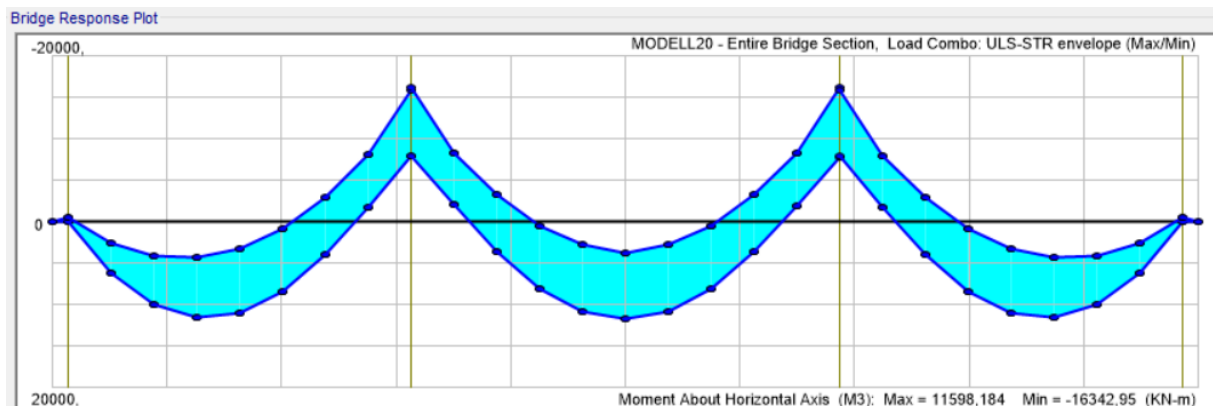
6.1 Generelt

CSI Bridge gir mange ulike resultater. I de etterfølgende kapitler er det valgt å vise momentfordeling, skjærfordeling og torsjonsfordeling for alle seks brumodeller. For å gi en best mulig oversikt over fordeling av kreftene er omhyllingskurver for bøyemomenter, skjærkrefter og torsjonskrefter med maksimum og minimum verdier fra alle lastkombinasjoner i ULS, SLS og ALS presentert. I tillegg samles resultater i tabeller. Verdier for feltmomenter og støttemomenter for alle tre grensetilstander for en bestemt brumodell samles i en tabell slik at det er lett å sammenligne dimensjonerende verdier og konkludere hvilken grensetilstand som er dominerende. Det er også oppsummert hvilken lastkombinasjon som er den mest ugunstige i hver grensetilstand. På en lignende måte presenteres fordelingen av skjærkrefter og torsjonskrefter. Verdier for krefter for alle tre grensetilstander for en bestemt brumodell samles i en tabell, der verdiene for hver side av hver akse er presentert.

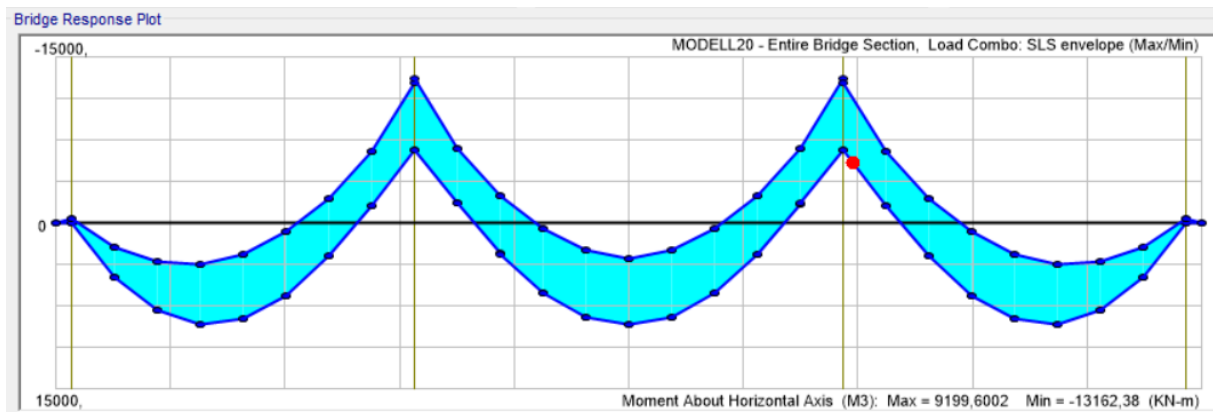
Denne måten å illustrere resultater på gir et godt bilde over de mest utsatte stedene over hele brulengden. De største skjærkrefter opptrer ved akser. Lokasjonen til de maksimale feltmomenter i sidespenn vil ligge mellom $0,32L$ og $0,4L$ fra aksene 1 eller 4 der L er sidespennlengden. De maksimale feltmomenter i midtspenn vil opptre i midten av spennet.

6.2 Dimensjonerende verdier for momenter

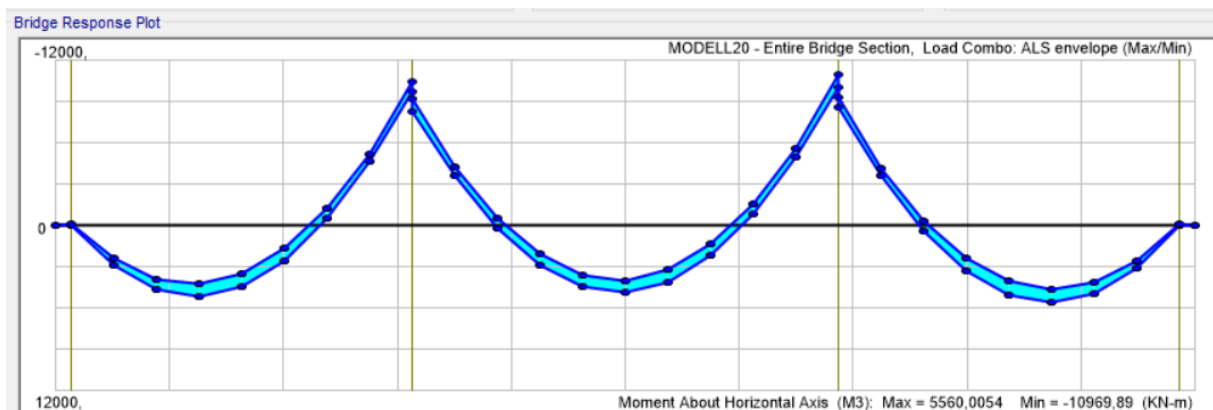
6.2.1 Modell 20



Figur 6.1 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20



Figur 6.2 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20



Figur 6.3 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20

Tabell 6.1 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 20

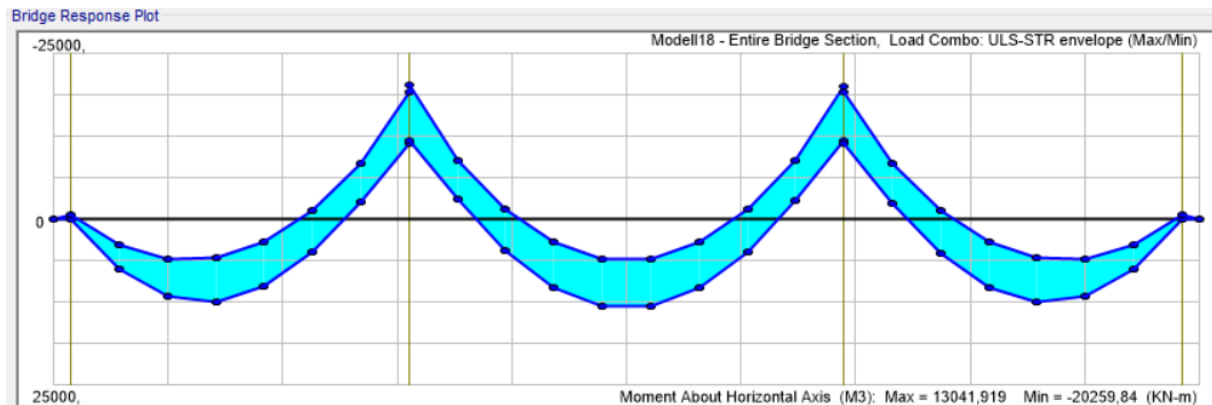
Akse	Moment i bruddgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i bruksgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i ulykkesgrensetilstand <i>kNm</i>
1-2	11527,179	9114,4641	5129,1594
2-3	11598,184	9199,6002	4822,6071
3-4	11543,784	9128,1331	5560,0054
2	-16342,95	-13162,38	-10464,89
3	-16303,61	-1313,96	-10969,89

Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS.

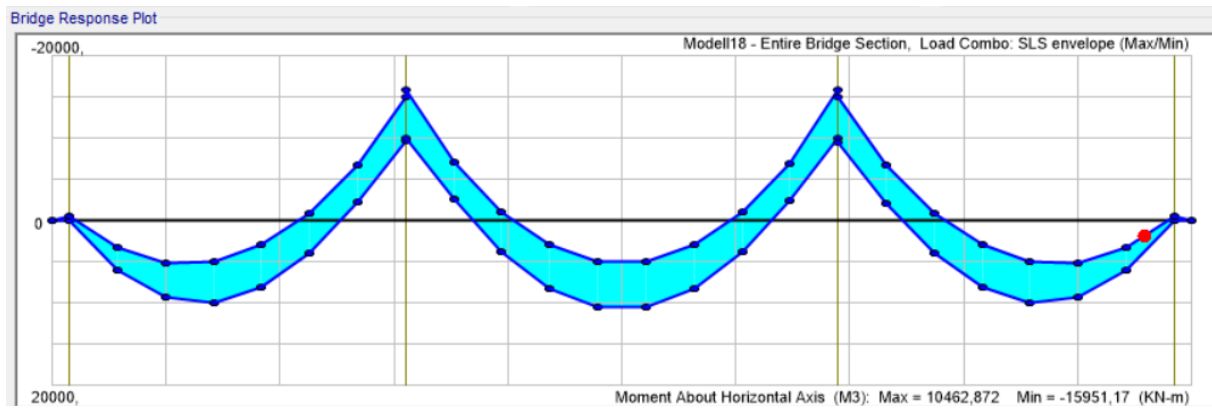
Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS.

Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

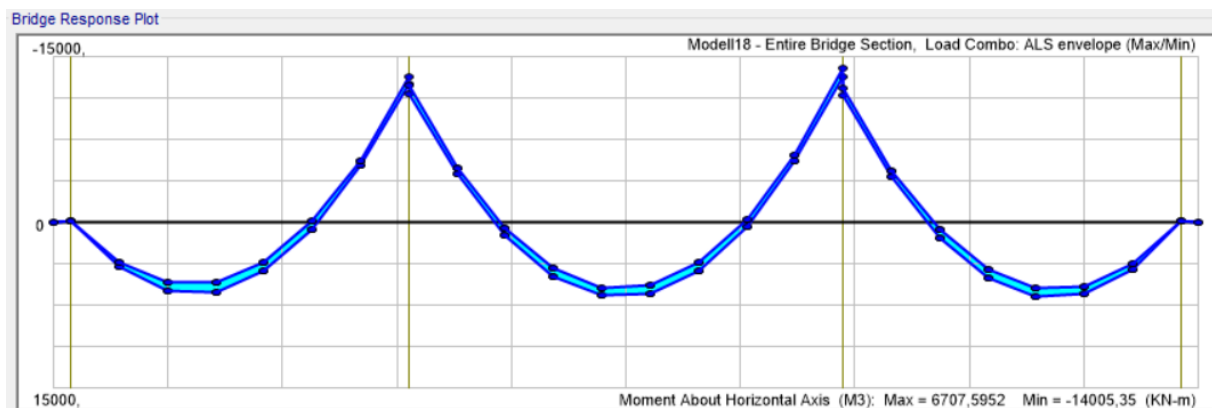
6.2.2 Modell 18



Figur 6.4 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18



Figur 6.5 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18



Figur 6.6 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18

Tabell 6.2 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 18

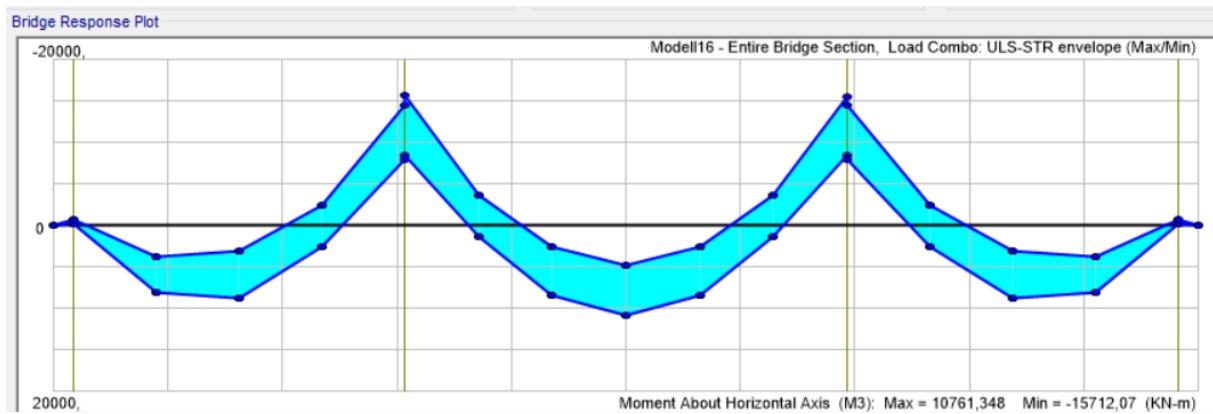
Akse	Moment i bruddgrensetilstand kNm	Moment i bruksgrensetilstand kNm	Moment i ulykkesgrensetilstand kNm
1-2	12352,429	9869,8118	6246,4187
2-3	13041,919	10462,872	6617,1935
3-4	1237,156	9890,1879	6707,5952
2	-20259,84	-15951,17	-13220,93
3	-20209,24	-15913,42	-14005,35

Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 2 ULS-STR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS.

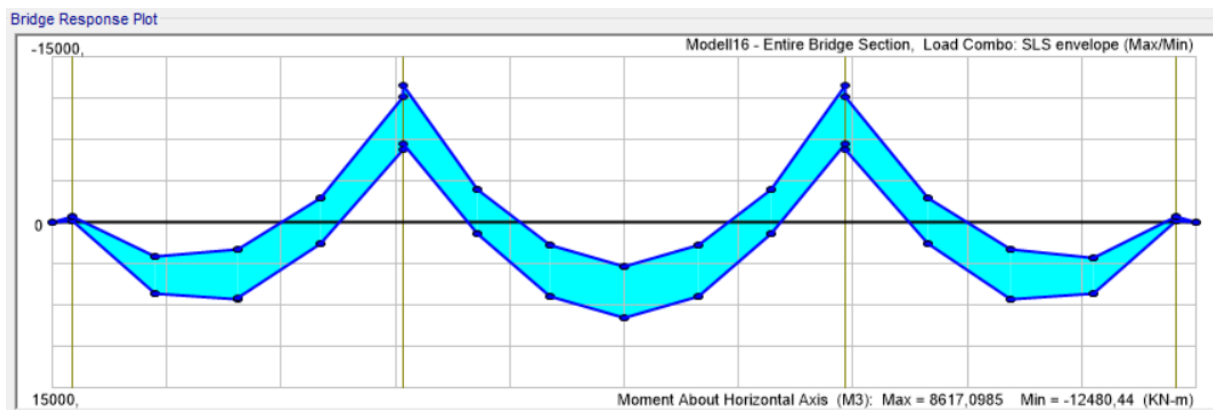
Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS.

Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

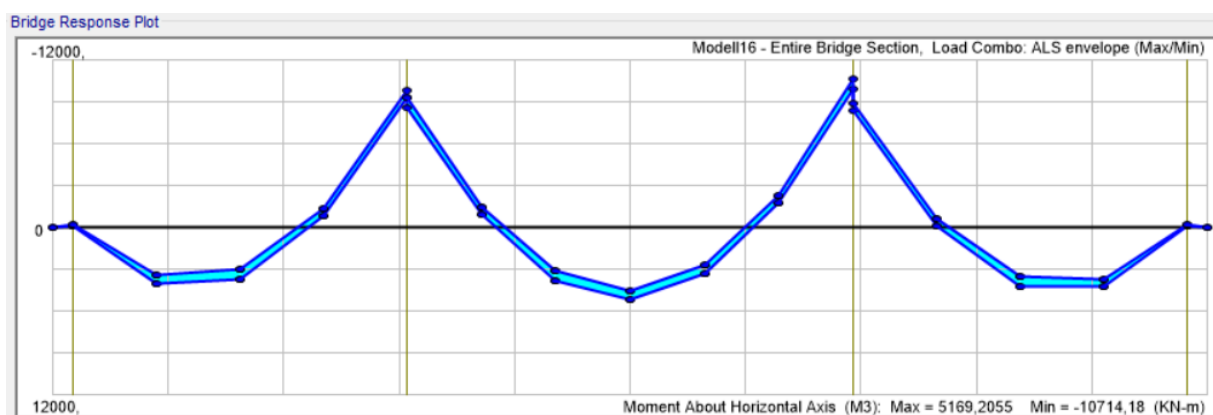
6.2.3 Modell 16



Figur 6.7 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16



Figur 6.8 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16



Figur 6.9 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16

Tabell 6.3 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 16

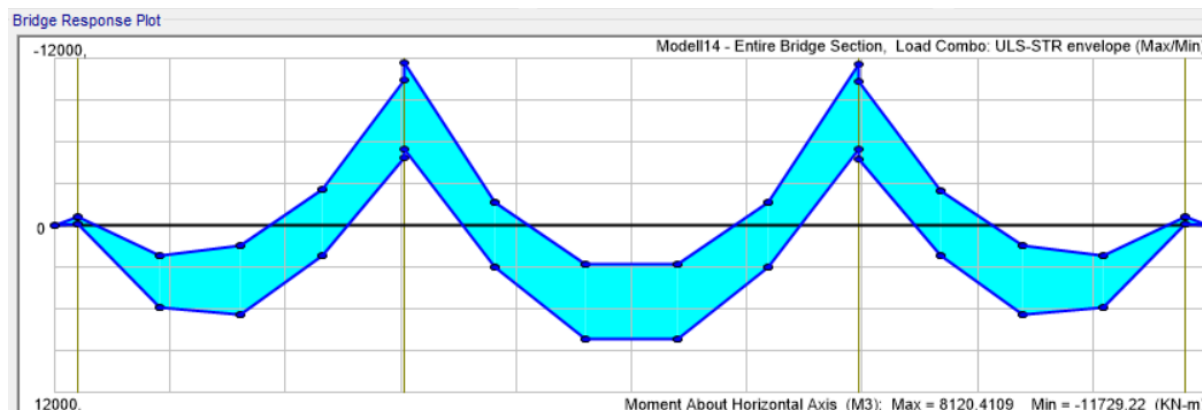
Akse	Moment i bruddgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i bruksgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i ulykkesgrensetilstand <i>kNm</i>
1-2	8672,4654	6879,9243	3978,2984
2-3	10761,348	8617,0985	5169,2055
3-4	8702,6635	6904,7588	4188,7828
2	-15712,07	-12480,44	-9876,27
3	-15659,55	-12441,24	-10714,18

Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 2 ULS-STR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS.

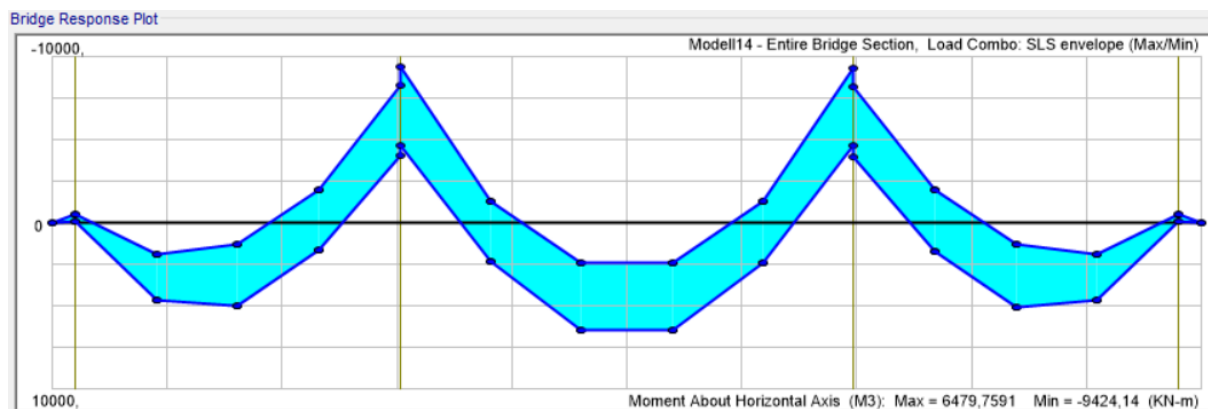
Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS.

Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

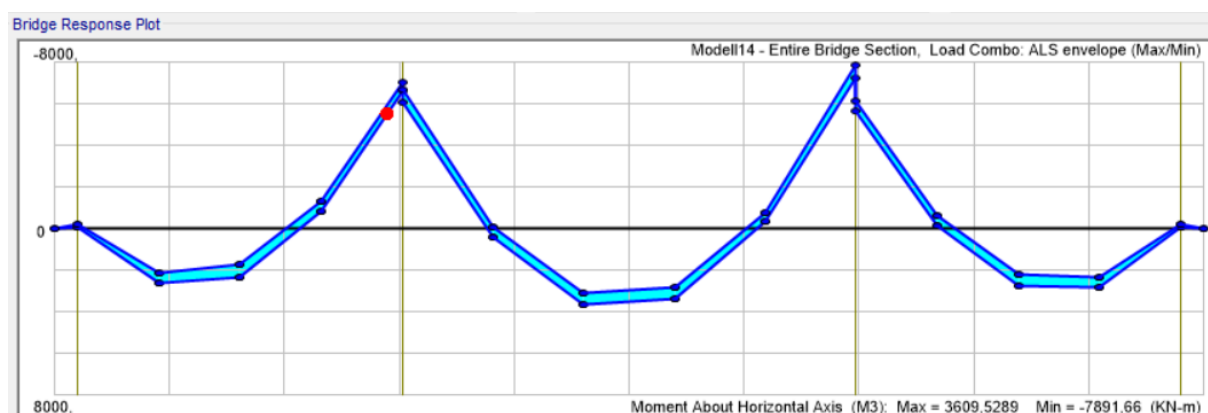
6.2.4 Modell 14



Figur 6.10 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14



Figur 6.11 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14



Figur 6.12 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14

Tabell 6.4 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 14

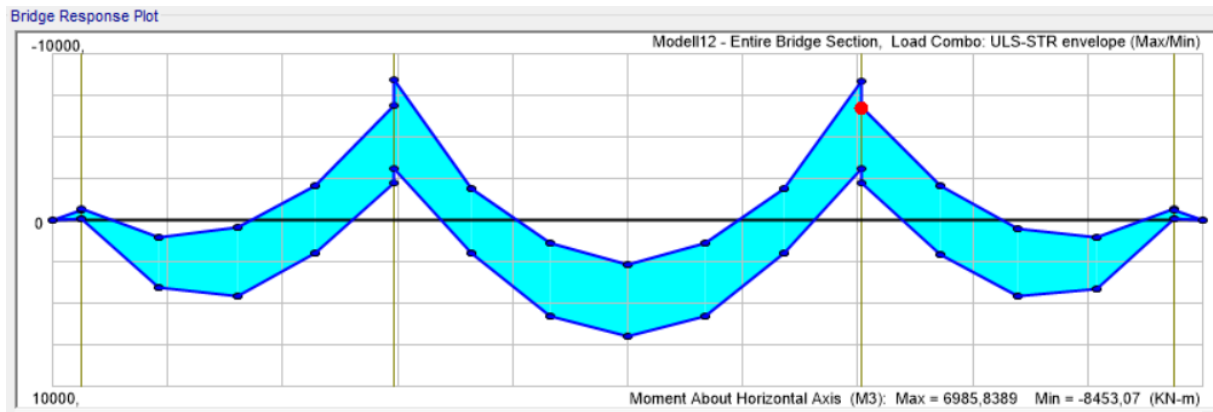
Akse	Moment i bruddgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i bruksgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i ulykkesgrensetilstand <i>kNm</i>
1-2	6343,6529	5003,7341	2565,3662
2-3	8120,4109	6479,7591	3609,5289
3-4	6376,517	5030,7225	2791,73
2	-11729,22	-9424,14	-7035,56
3	-11674,46	-9383,35	-7891,66

Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS.

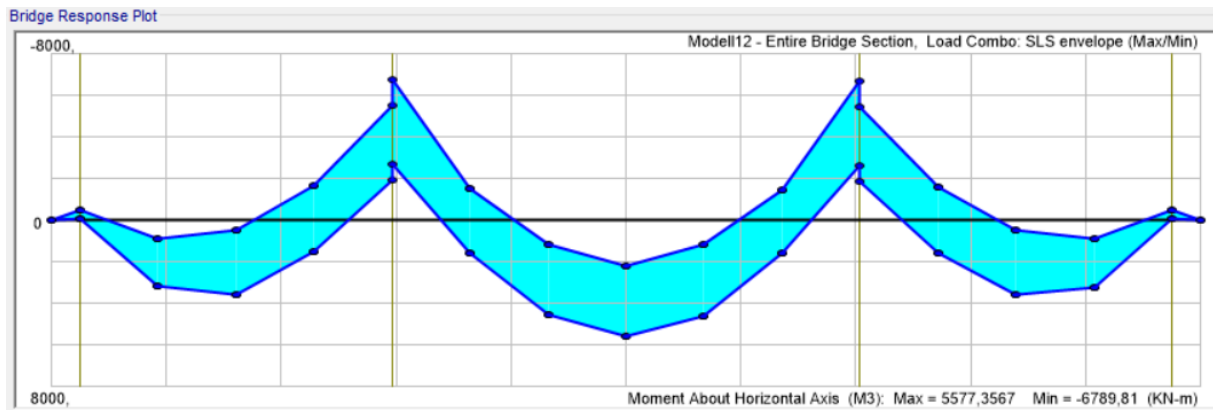
Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS.

Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

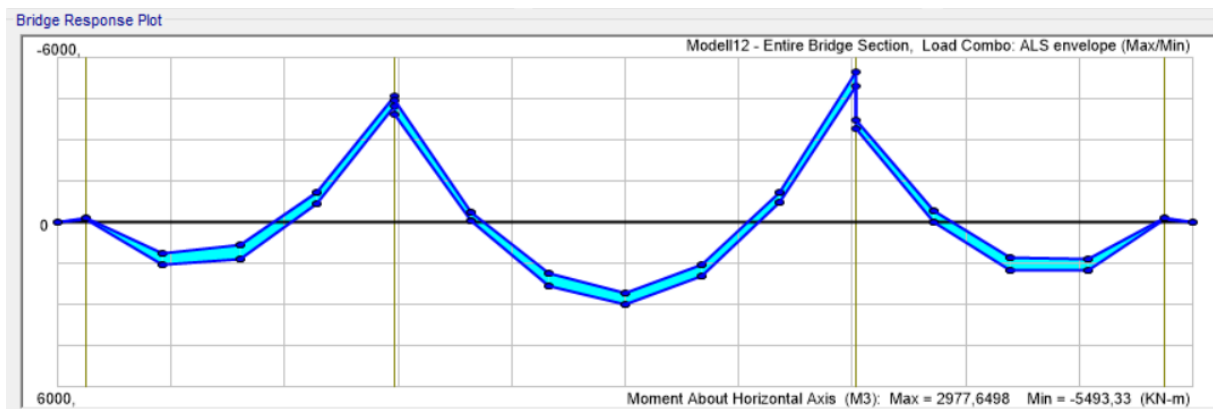
6.2.5 Modell 12



Figur 6.13 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12



Figur 6.14 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12



Figur 6.15 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12

Tabell 6.5 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 12

Akse	Moment i bruddgrensetilstand kNm	Moment i bruksgrensetilstand kNm	Moment i ulykkesgrensetilstand kNm
1-2	4530,2555	3553,69446	1522,4511
2-3	6985,8389	5577,3567	2977,6498
3-4	4566,5238	3583,4354	1738,0381
2	-8453,07	-6789,81	-4624,5
3	-8397,19	-6743,22	-5493,33

Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS.

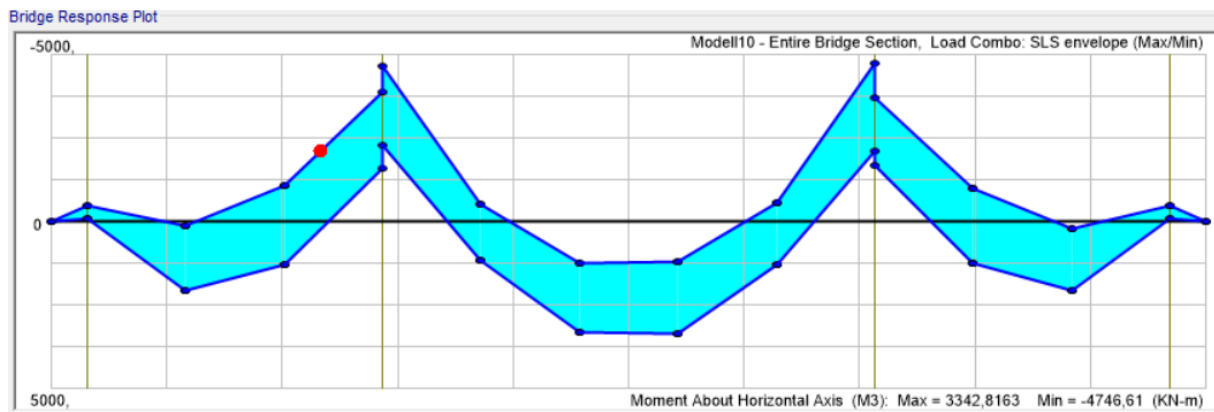
Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS.

Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS

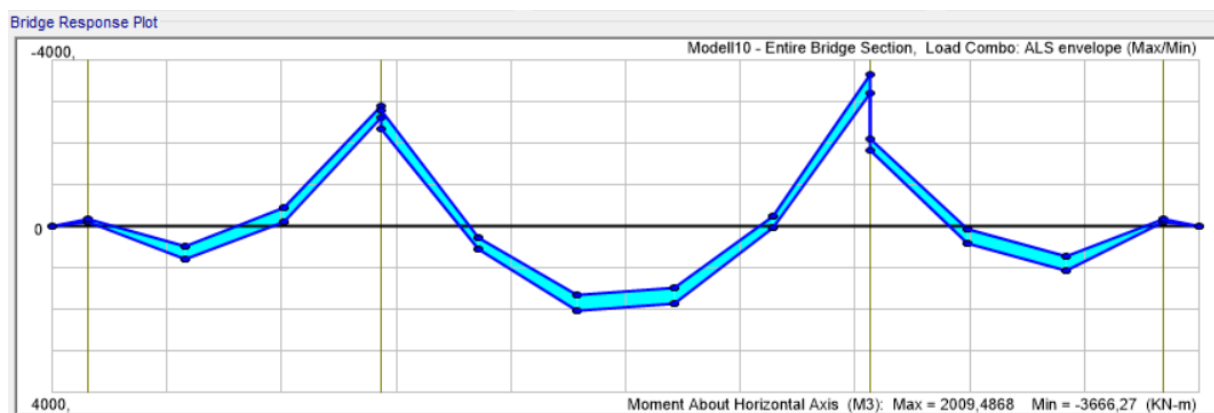
6.2.6 Modell 10



Figur 6.16 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10



Figur 6.17 Bøyemoment for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10



Figur 6.18 Bøyemoment for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10

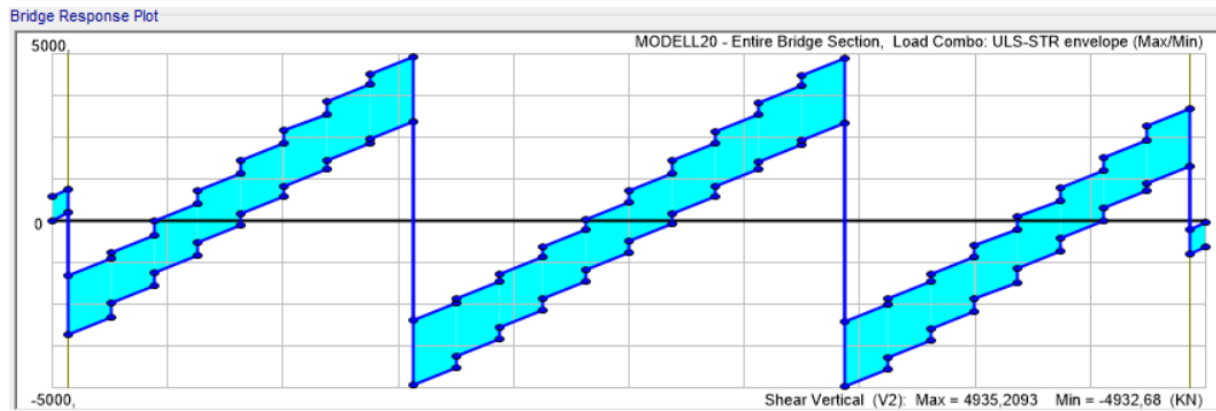
Tabell 6.6 Dimensjonerende verdier for momenter i ULS, SLS og ALS for Modell 10

Akse	Moment i bruddgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i bruksgrensetilstand <i>kNm</i>	Moment i ulykkesgrensetilstand <i>kNm</i>
1-2	2661,0697	2058,5679	790,0483
2-3	4239,9088	3342,8163	2009,4868
3-4	2637,677	2038,818	1052,6816
2	-5865,05	-4677,76	-2905,977
3	-5947,62	-4746,61	-3666,27

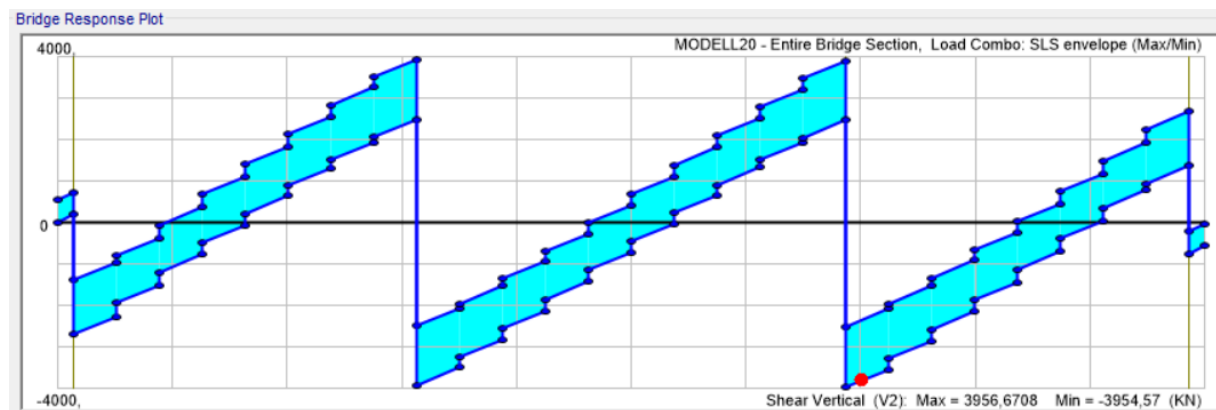
Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i ULS. Kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende moment i felt i SLS. Kombinasjon 15 SLS-KAR1 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende moment over støtte i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

6.3 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter

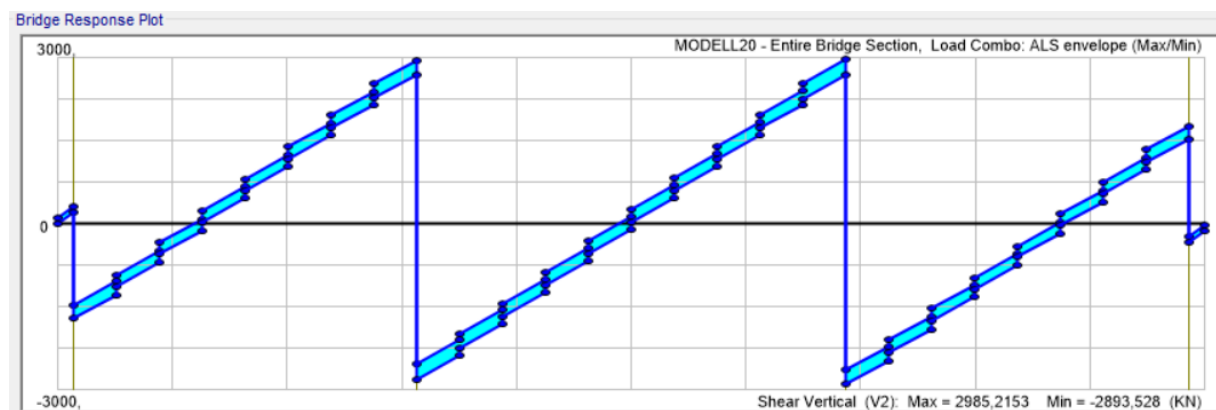
6.3.1 Modell 20



Figur 6.19 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20



Figur 6.20 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20



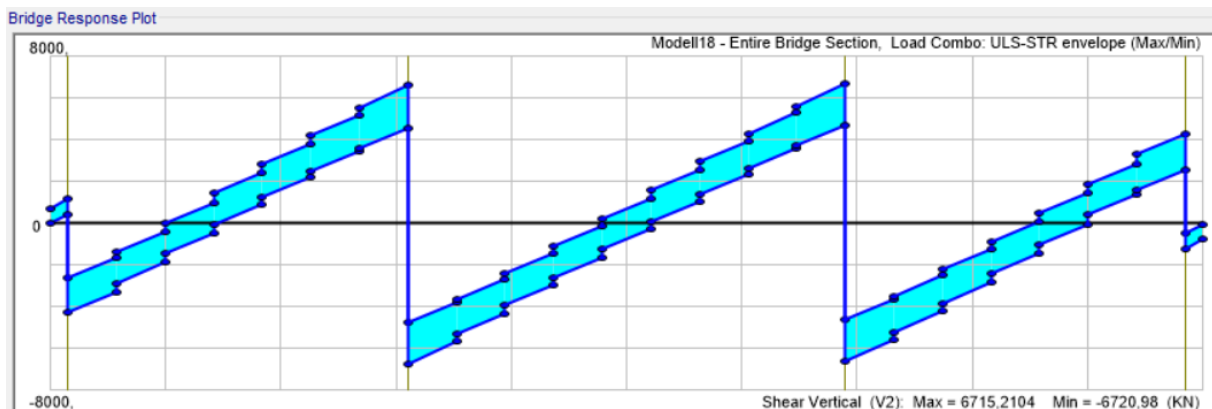
Figur 6.21 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20

Tabell 6.7 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 20

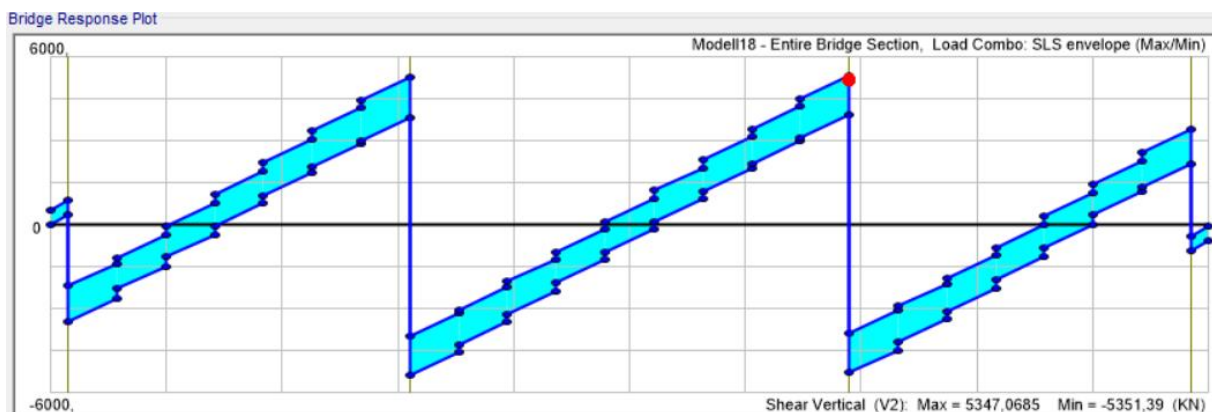
Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS <i>kN</i>	Skjærkraft i SLS <i>kN</i>	Skjærkraft i ALS <i>kN</i>
1	venstre side	979,0584	748,577	317,8318
	høyre side	-3378,56	-2683,897	-1701,951
2	Venstre side	4935,2093	3956,6708	2965,2502
	Høyre side	-4891,44	-3917,16	-2810,31
3	Venstre side	4887,8415	3914,1594	2985,2153
	Høyre side	-4932,68	-3954,57	-2893,528
4	Venstre side	3381,4436	2686,2638	1773,7138
	Høyre side	-980,4937	-749,774	-319,0278

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS

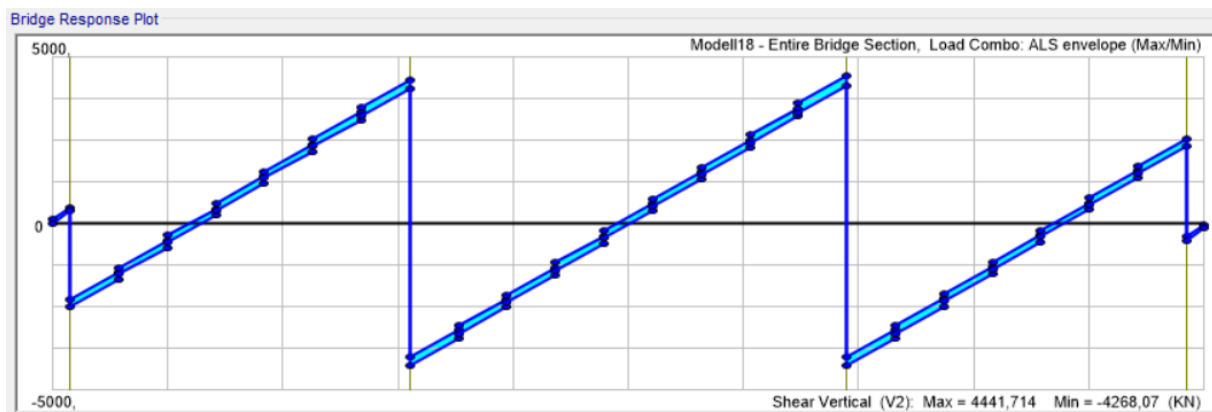
6.3.2 Modell 18



Figur 6.22 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18



Figur 6.23 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18



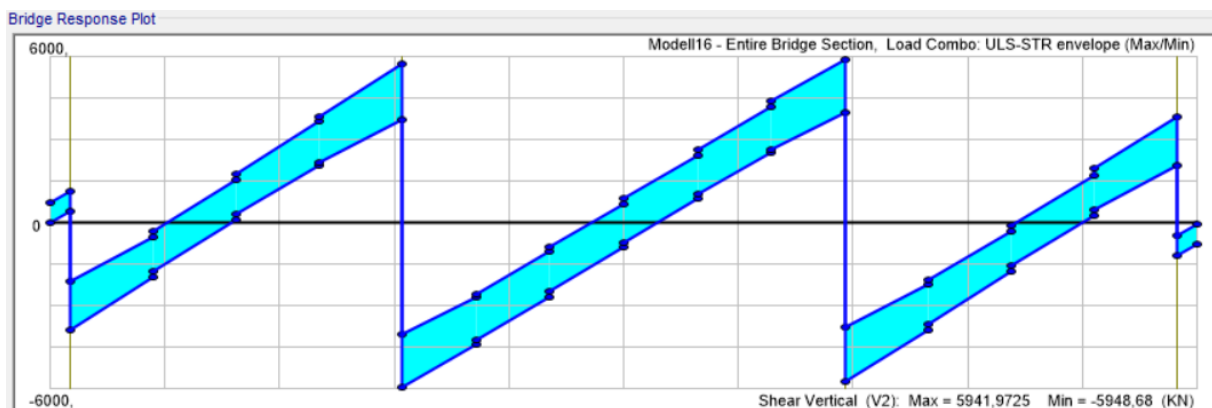
Figur 6.24 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18

Tabell 6.8 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 18

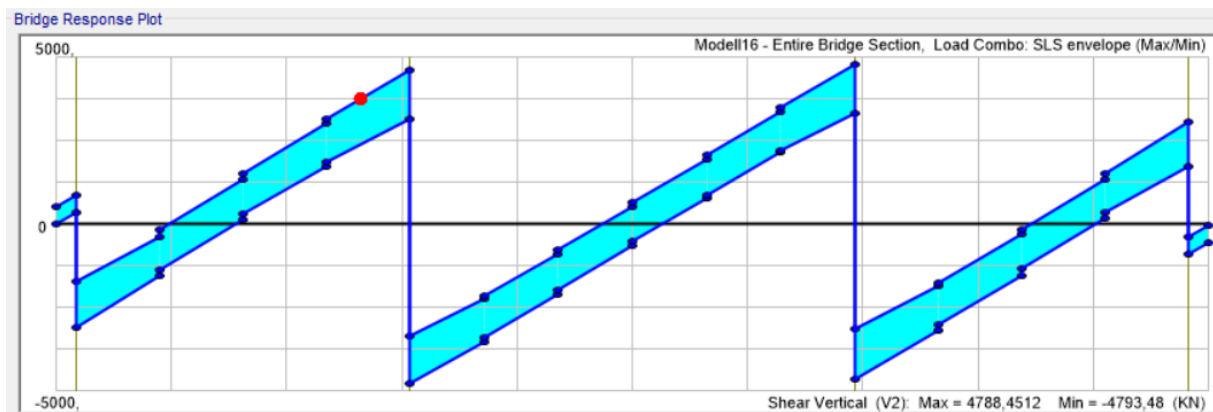
Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS kN	Skjærkraft i SLS kN	Skjærkraft i ALS kN
1	venstre side	1185,2844	920,4328	489,6868
	høyre side	-4280,58	-3441,38	-2484,804
2	Venstre side	6632,9725	5279,5966	4321,643
	Høyre side	-6720,98	-5351,39	-4268,07
3	Venstre side	6715,2104	5347,0685	4441,714
	Høyre side	-6628,84	-5276,48	-4244,85
4	Venstre side	4284,8993	3444,9391	2561,6501
	Høyre side	-1187,581	-922,3463	-491,6002

Kombinasjon 2 ULS-STR2 med trafikk og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

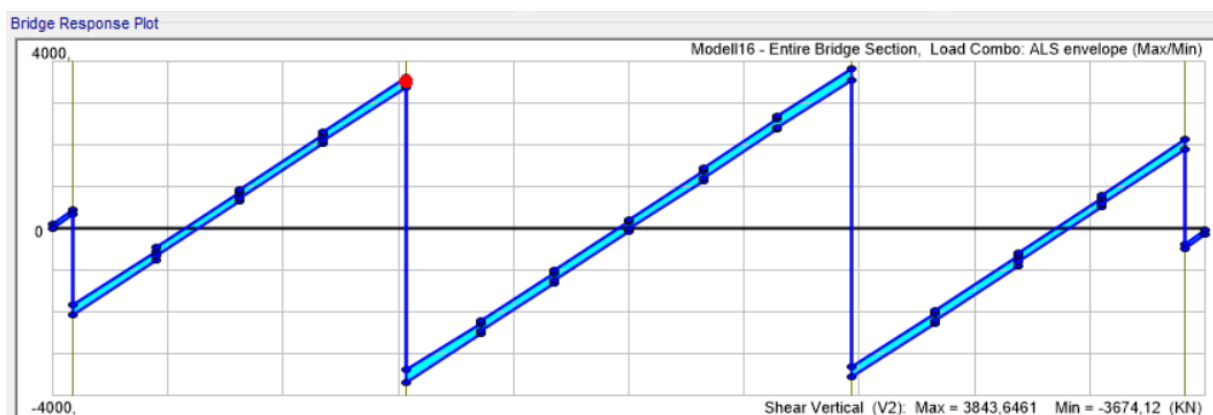
6.3.3 Modell 16



Figur 6.25 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16



Figur 6.26 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16



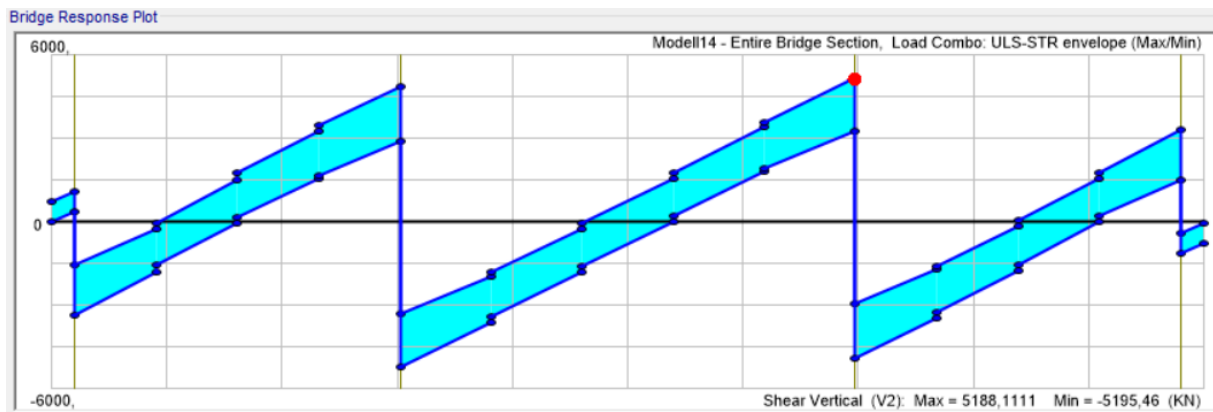
Figur 6.27 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16

Tabell 6.9 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 16

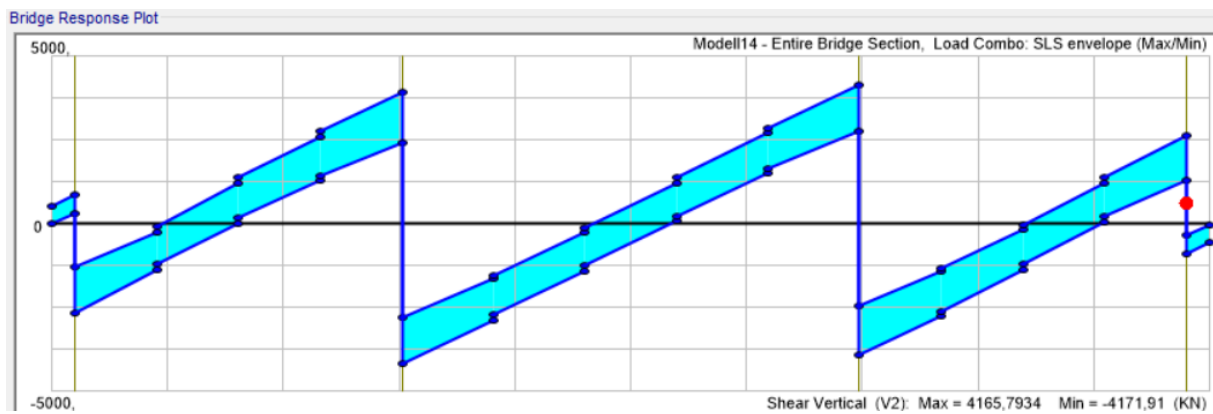
Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS kN	Skjærkraft i SLS kN	Skjærkraft i ALS kN
1	venstre side	1157,2854	897,1004	466,3543
	høyre side	-3862,74	-3083,569	-2057,491
2	Venstre side	5737,4046	4626,6455	3640,9750
	Høyre side	-5948,68	-4793,48	-3674,12
3	Venstre side	5941,9725	4788,4512	3843,6461
	Høyre side	-5432,43	-4622,89	-3559,66
4	Venstre side	3867,9039	3087,8083	2138,8683
	Høyre side	-1159,085	-898,6004	-467,8543

Kombinasjon 6 ULS-STR med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS

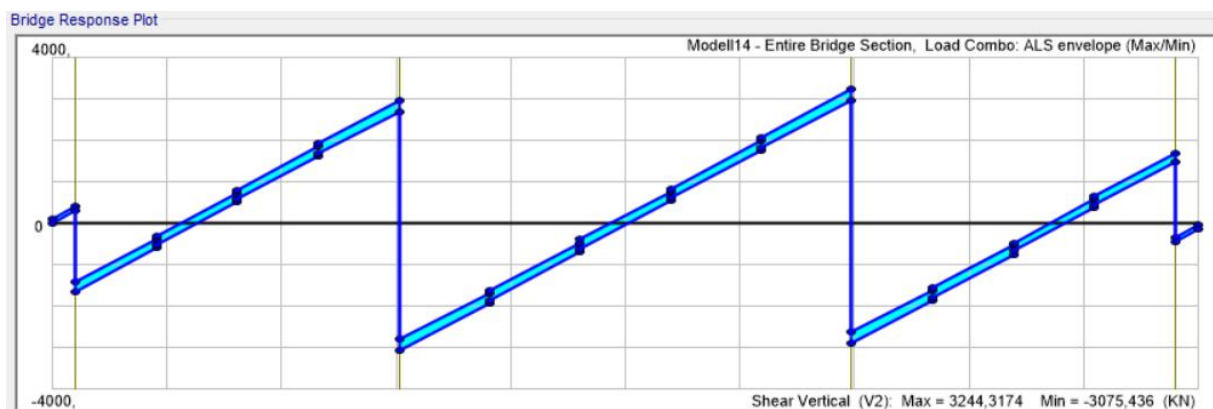
6.3.4 Modell 14



Figur 6.28 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14



Figur 6.29 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14



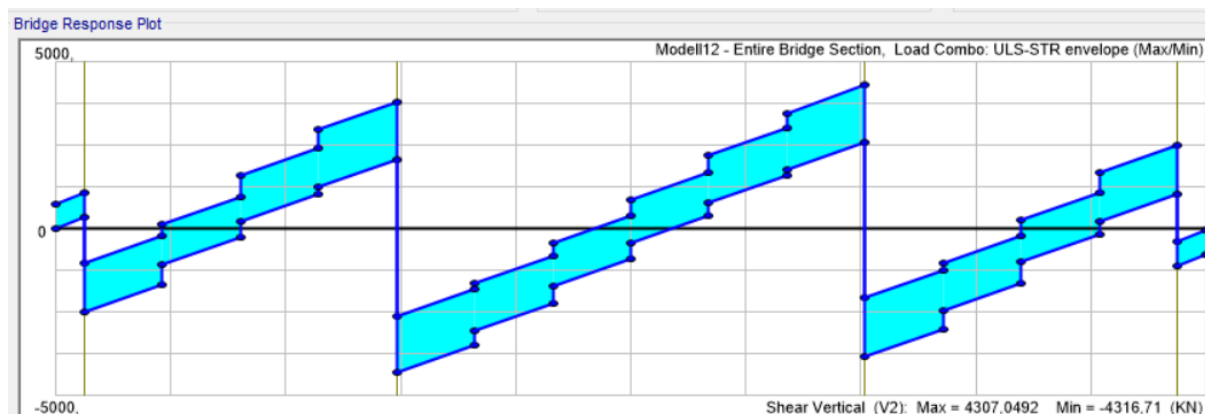
Figur 6.30 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14

Tabell 6.10 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 14

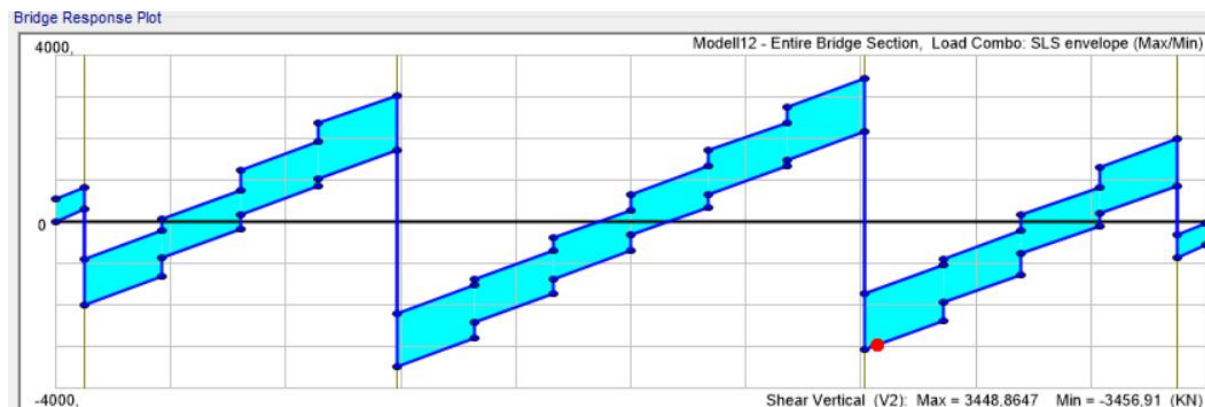
Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS <i>kN</i>	Skjærkraft i SLS <i>kN</i>	Skjærkraft i ALS <i>kN</i>
1	venstre side	1124,9509	870,155	439,4089
	høyre side	-3348,65	-2658,038	-1629,354
2	Venstre side	4908,9904	3933,036	2971,6677
	Høyre side	-5195,46	-4171,91	-3075,436
3	Venstre side	5188,1111	4165,7934	3244,3174
	Høyre side	-4897,37	-3928,38	-2881,42
4	Venstre side	3355,3081	2663,5044	1719,6925
	Høyre side	-1125,72	-870,7956	-440,0495

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS

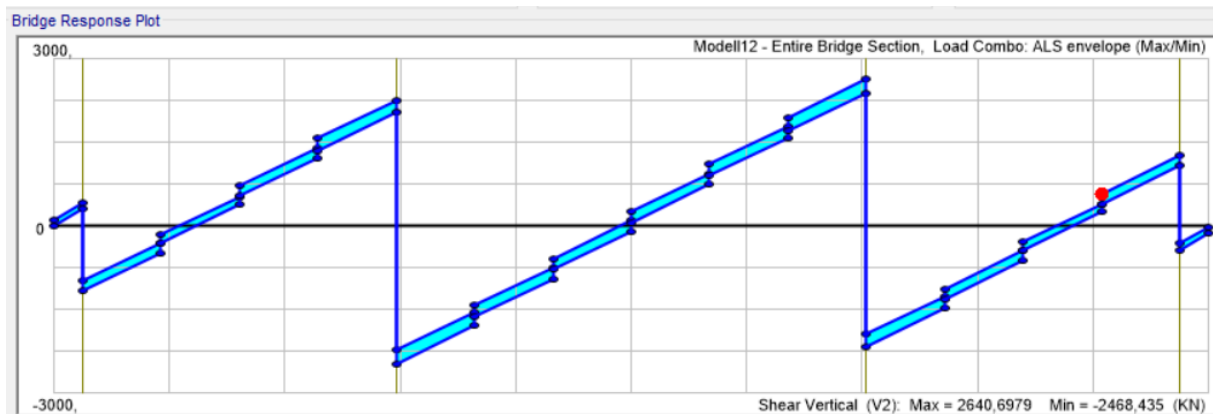
6.3.5 Modell 12



Figur 6.31 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12



Figur 6.32 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12



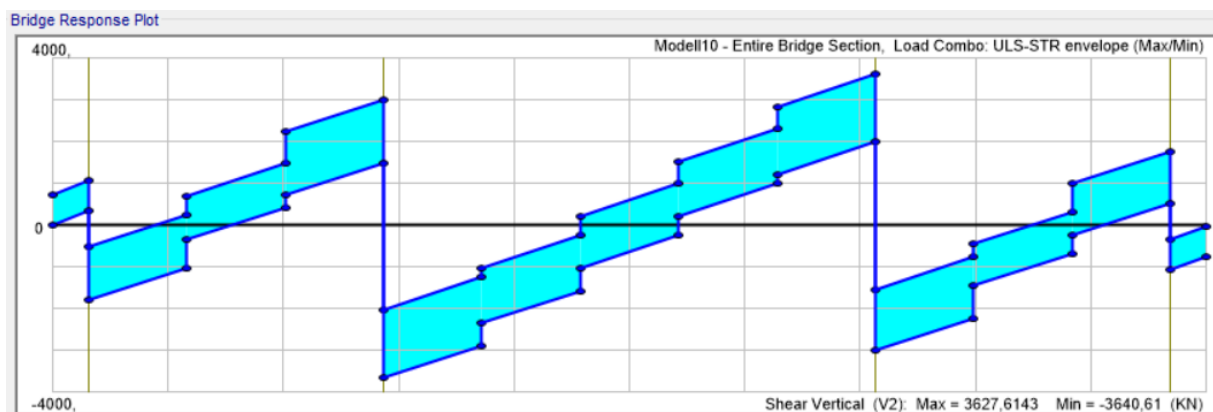
Figur 6.33 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12

Tabell 6.11 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 12

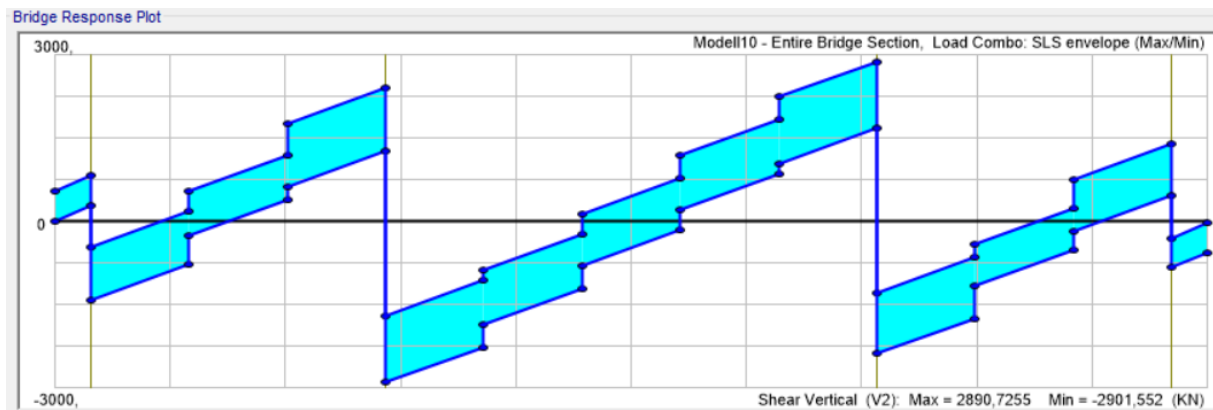
Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS kN	Skjærkraft i SLS kN	Skjærkraft i ALS kN
1	venstre side	1101,9131	850,9568	420,2107
	høyre side	-2508,594	-1993,161	-1162,501
2	Venstre side	3831,7991	3064,9627	2268,0625
	Høyre side	-4316,71	-3456,91	-2468,435
3	Venstre side	4307,0492	3448,8647	2640,6979
	Høyre side	-3823,59	-3058,201	-2160,71
4	Venstre side	2517,82	2000,7193	1269,9346
	Høyre side	-1102,927	-851,8019	-421,0557

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

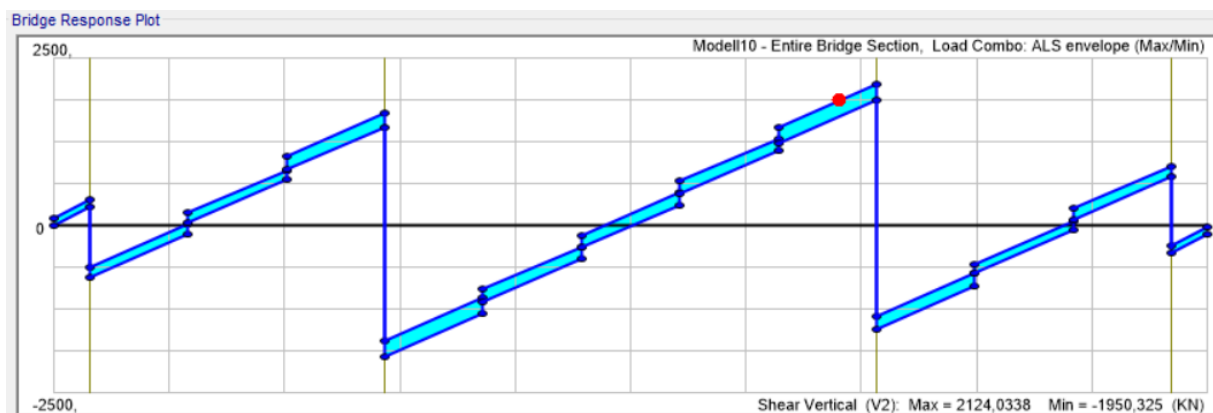
6.3.6 Modell 10



Figur 6.34 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10



Figur 6.35 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10



Figur 6.36 Skjærkrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10

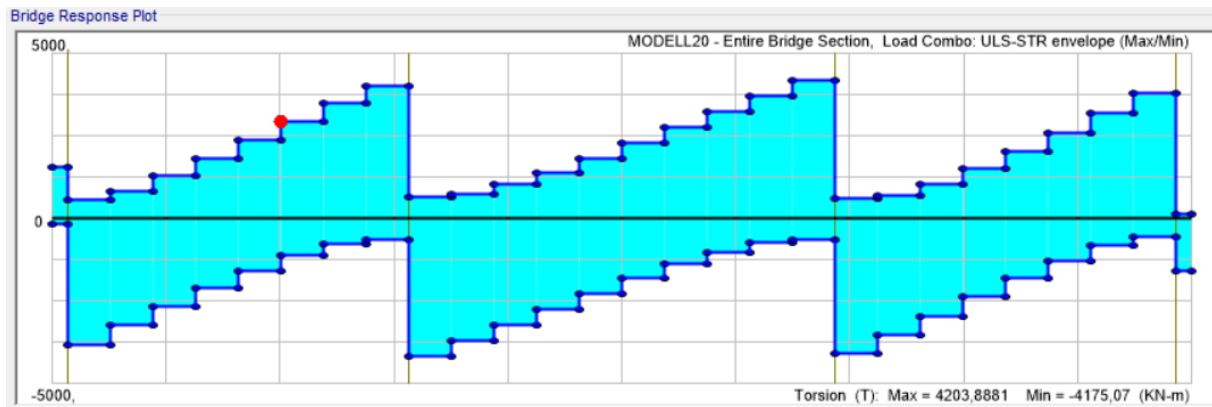
Tabell 6.12 Dimensjonerende verdier for skjærkrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 10

Akse	Plassering på akse	Skjærkraft i ULS kN	Skjærkraft i SLS kN	Skjærkraft i ALS kN
1	venstre side	1074,2562	827,9094	397,1633
	høyre side	-1781,978	-1405,402	-770,8202
2	Venstre side	3023,8978	2409,2466	1679,8106
	Høyre side	-3640,61	-2901,552	-1950,325
3	Venstre side	3627,6143	2898,7255	2124,0338
	Høyre side	-2989,332	-2380,554	-1548,888
4	Venstre side	1770,3765	1395,6055	901,7691
	Høyre side	-1074,976	-828,5092	-397,7631

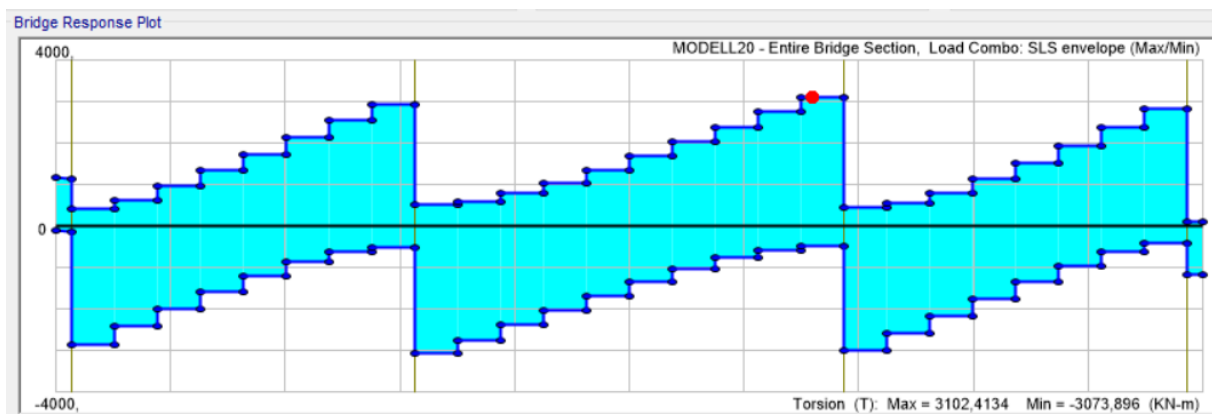
Kombinasjon 5 ULS-STR2 og kombinasjon 6 ULS-STR3 med trafikk og henholdsvis positiv og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i ULS. Kombinasjon 15 SLS-KAR1 og kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og henholdsvis positiv og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende skjær i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

6.3 Dimensjonerende verdier for torsjon

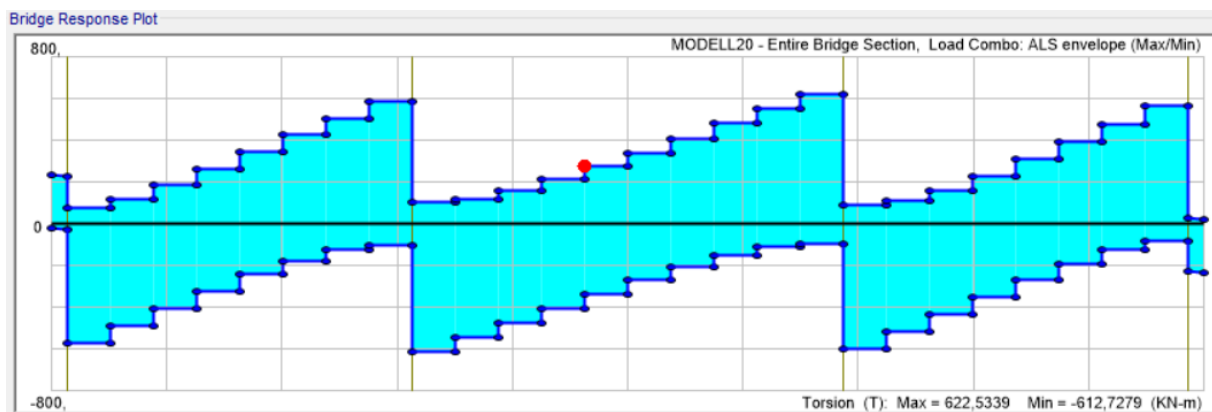
6.3.1 Modell 20



Figur 6.37 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 20



Figur 6.38 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 20



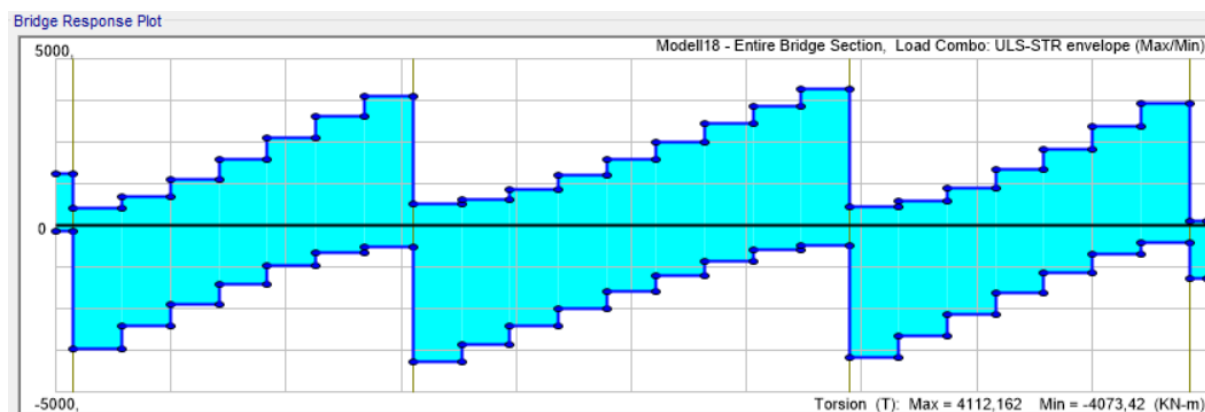
Figur 6.39 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 20

Tabell 6.13 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 20

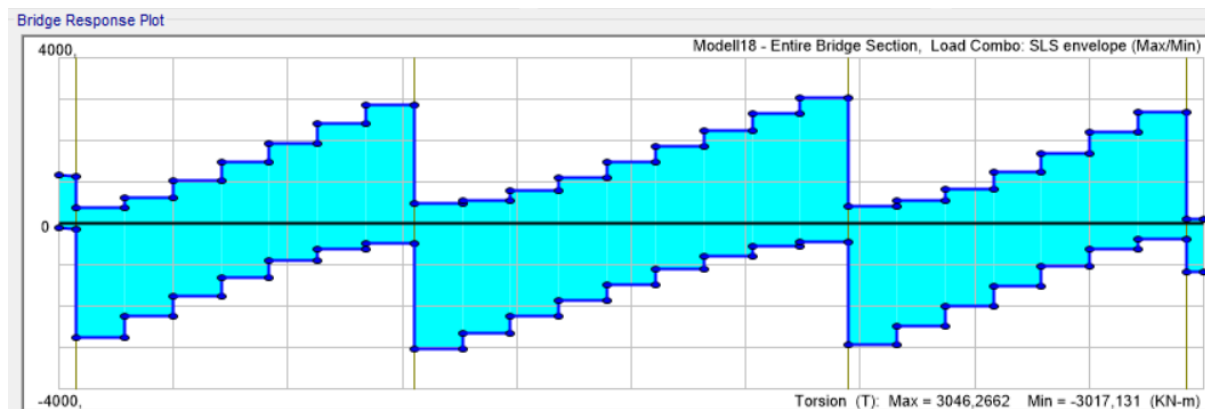
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS <i>kNm</i>	Torsjon i SLS <i>kNm</i>	Torsjon i ALS <i>kNm</i>
1	venstre side	1576,6877	1167,1969	228,2558
	høyre side	-3845,84	-2849,22	-573,0379
2	Venstre side	3985,4161	2951,7186	587,1365
	Høyre side	-4150,14	-3073,896	-612,7279
3	Venstre side	4187,8726	3102,4134	622,5339
	Høyre side	-4030,6	-2985,518	-596,274
4	Venstre side	3816,3854	2827,0707	566,2314
	Høyre side	-1577,265	-1167,678	-228,737

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

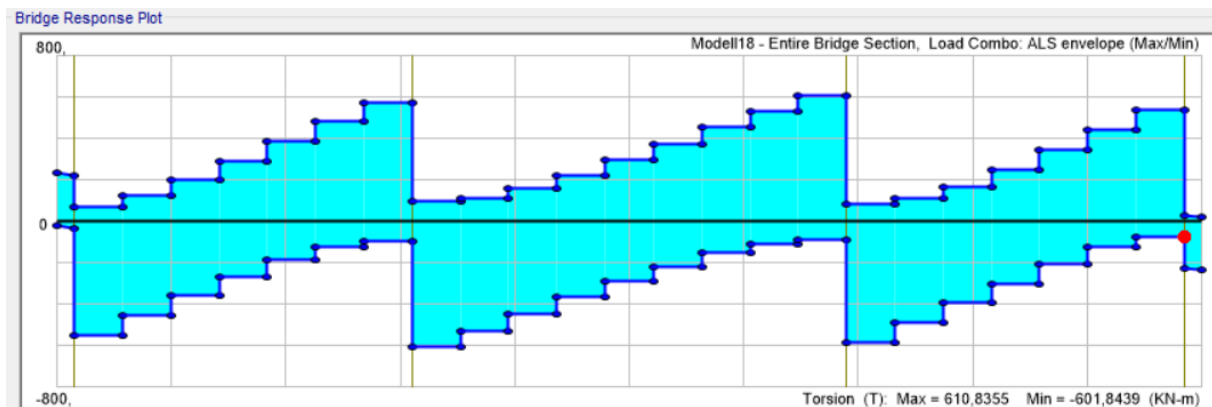
6.3.2 Modell 18



Figur 6.40 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 18



Figur 6.41 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 18



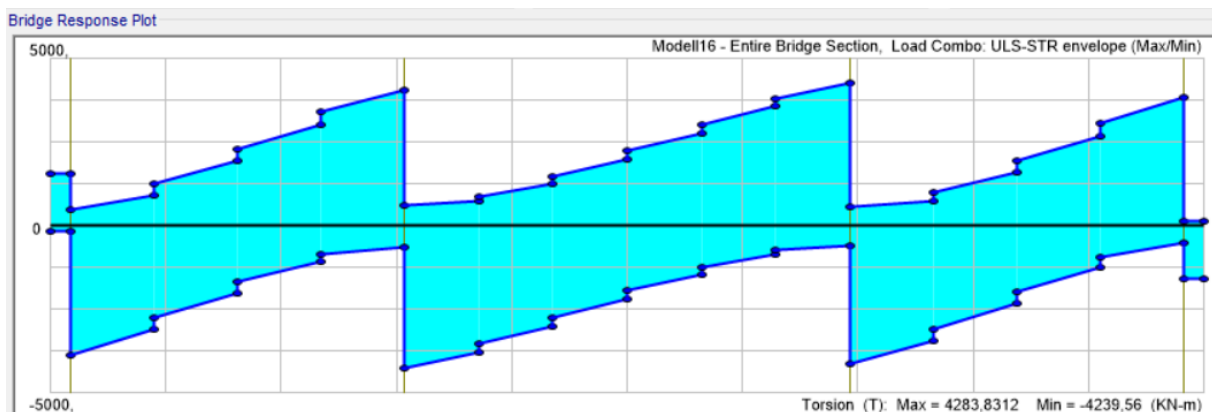
Figur 6.42 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 18

Tabell 6.14 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 18

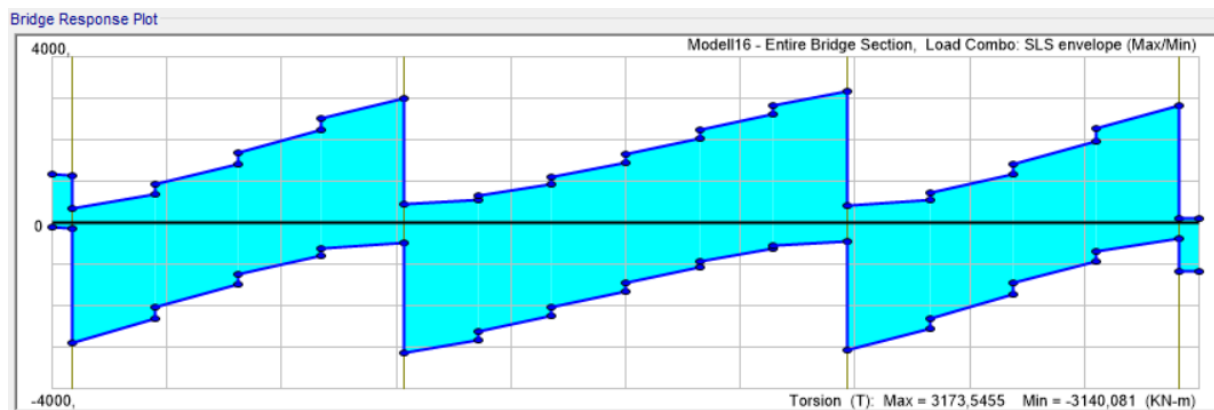
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS <i>kNm</i>	Torsjon i SLS <i>kNm</i>	Torsjon i ALS <i>kNm</i>
1	venstre side	1571,4585	1162,8392	223,8981
	høyre side	-3688,86	-2733,007	-550,2898
2	Venstre side	3886,6222	2878,4688	571,995
	Høyre side	-4073,42	-3017,131	-601,8439
3	Venstre side	4112,162	3046,2662	310,8355
	Høyre side	-3935,6	-2915,13	-582,1052
4	Venstre side	3659,9748	2711,2231	543,1562
	Høyre side	-1572,264	-1163,51	-224,569

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

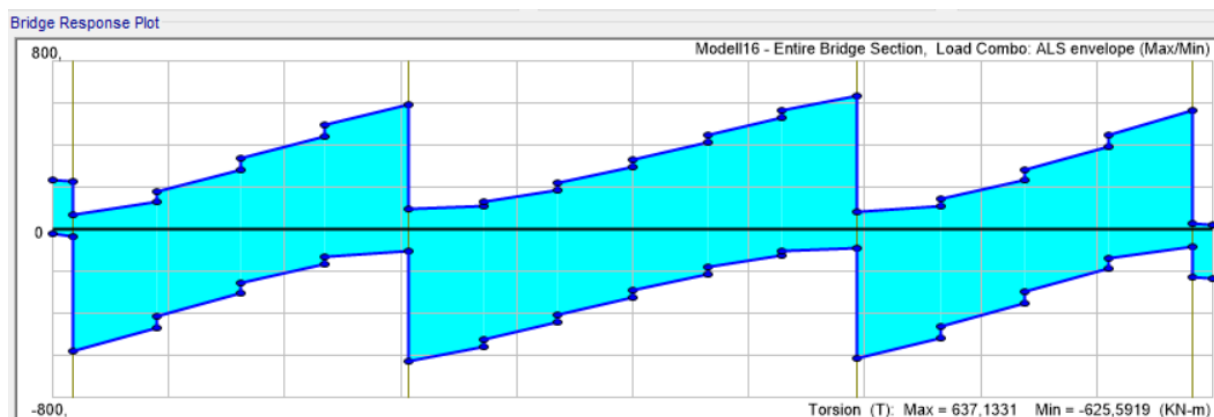
6.3.3 Modell 16



Figur 6.43 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 16



Figur 6.44 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 16



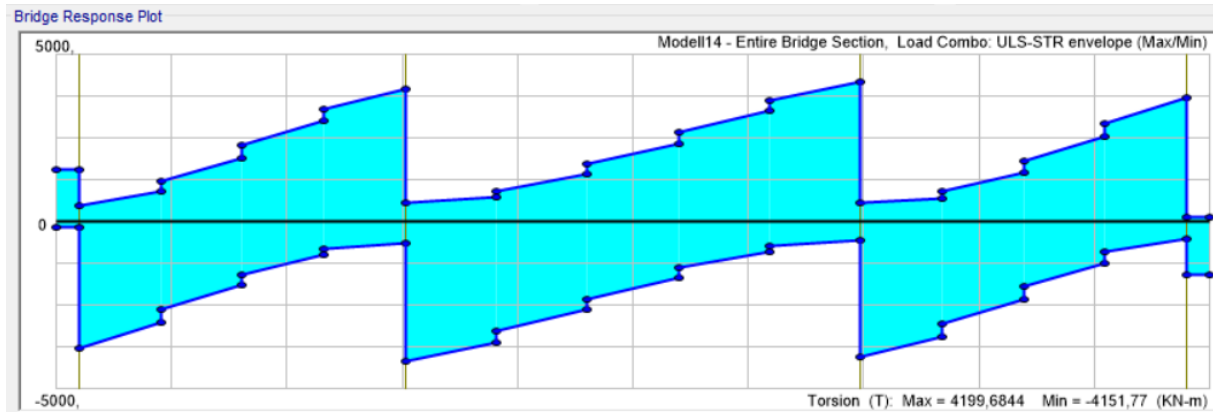
Figur 6.45 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 16

Tabell 6.15 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 16

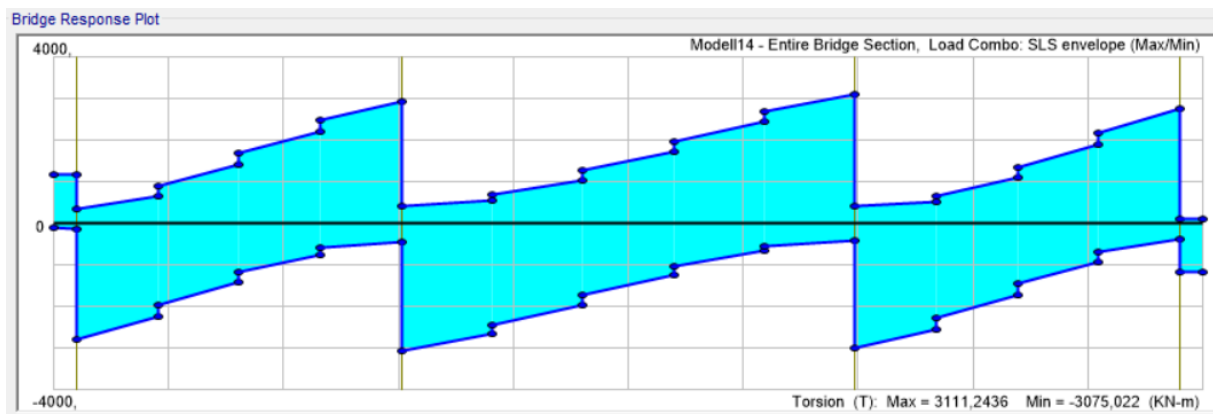
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS <i>kNm</i>	Torsjon i SLS <i>kNm</i>	Torsjon i ALS <i>kNm</i>
1	venstre side	1575,0669	1165,8462	226,9052
	høyre side	-3876,05	-2871,878	-579,5969
2	Venstre side	4048,9808	2998,5379	594,4819
	Høyre side	-4239,56	-3140,081	-625,5919
3	Venstre side	4283,8312	3173,5455	637,1331
	Høyre side	-4112,76	-3046,604	-610,0568
4	Venstre side	3852,481	2853,5909	569,9785
	Høyre side	-1575,587	-1166,279	-227,3383

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

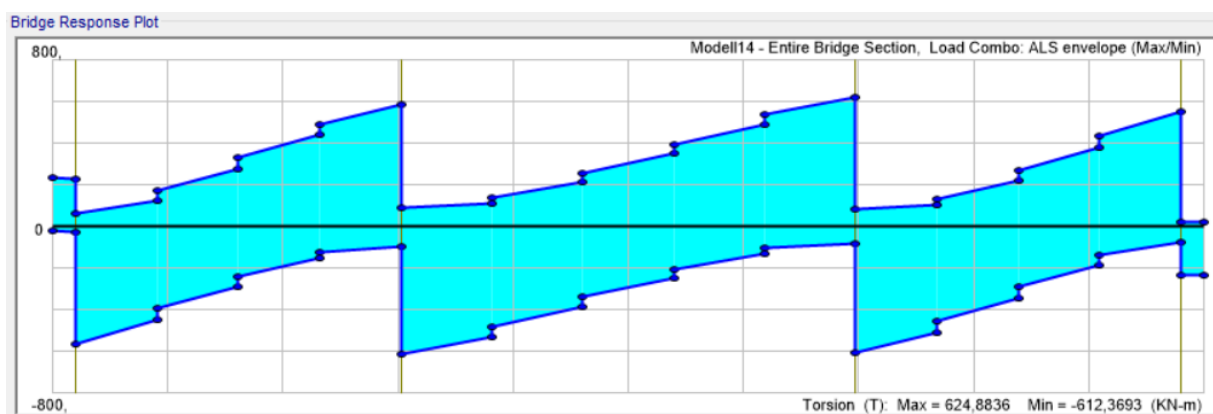
6.3.4 Modell 14



Figur 6.46 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 14



Figur 6.47 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 14



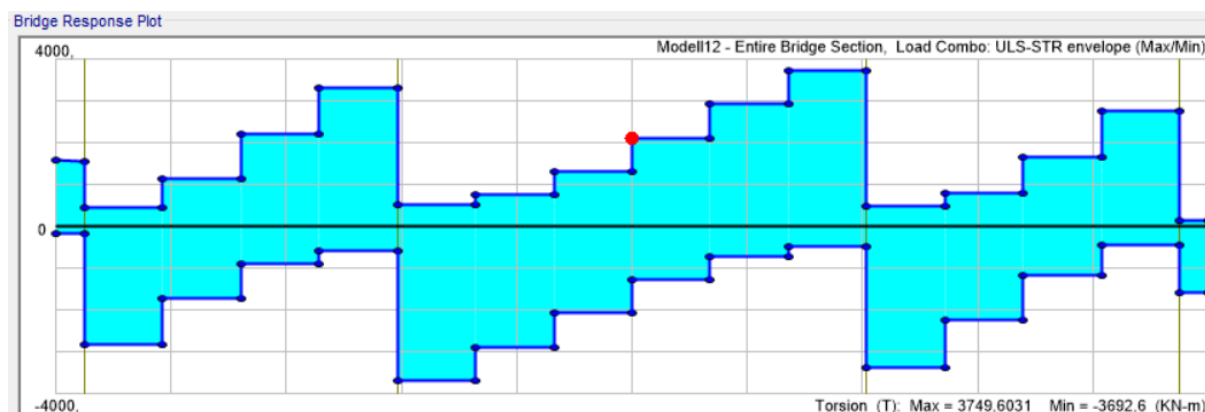
Figur 6.48 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 14

Tabell 6.16 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 14

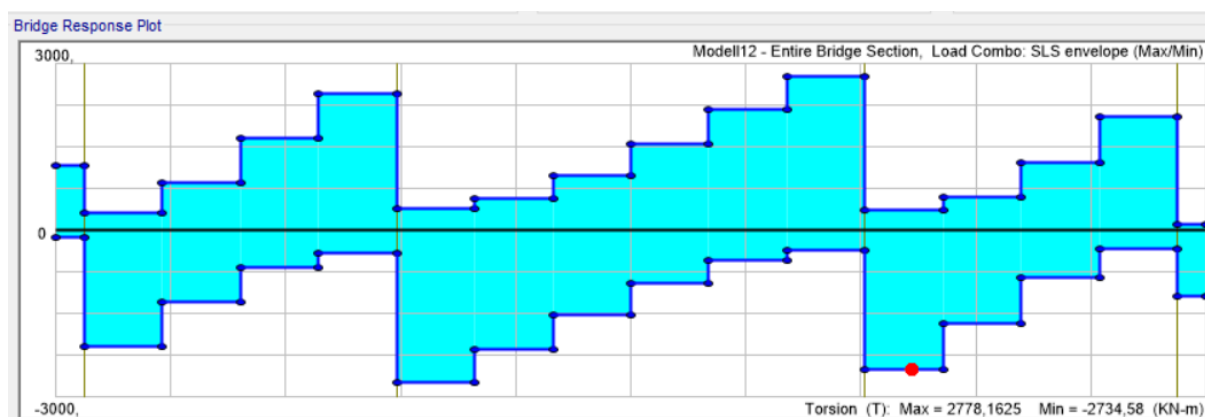
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS <i>kNm</i>	Torsjon i SLS <i>kNm</i>	Torsjon i ALS <i>kNm</i>
1	venstre side	1580,9277	1170,7166	231,6883
	høyre side	-3760,87	-2786,568	-562,6268
2	Venstre side	3991,1242	2955,65	585,8135
	Høyre side	-4151,77	-3075,022	-612,3693
3	Venstre side	4199,6844	3111,2436	624,8836
	Høyre side	-4058,6	-3006,43	-601,7182
4	Venstre side	3737,1696	2768,2159	553,2082
	Høyre side	-1581,062	-1170,829	-231,8004

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 15 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

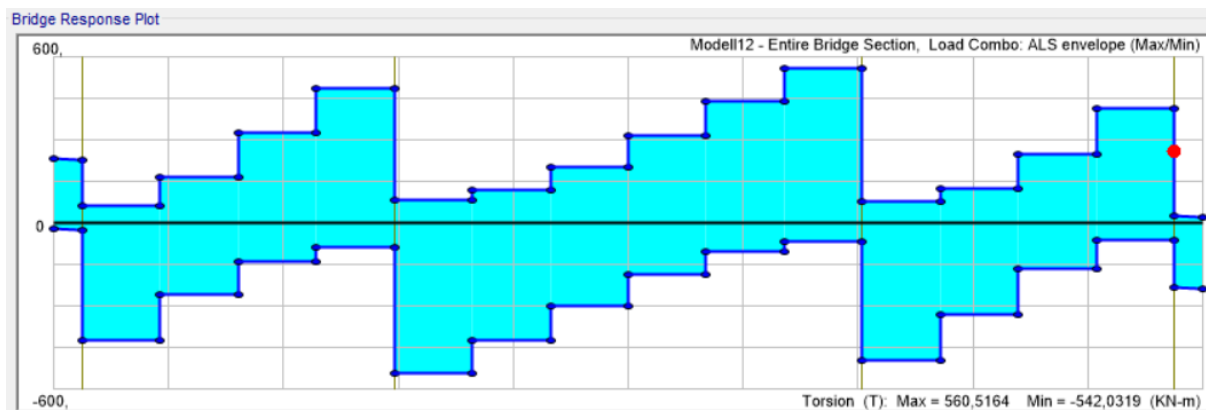
6.3.5 Modell 12



Figur 6.49 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 12



Figur 6.50 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 12



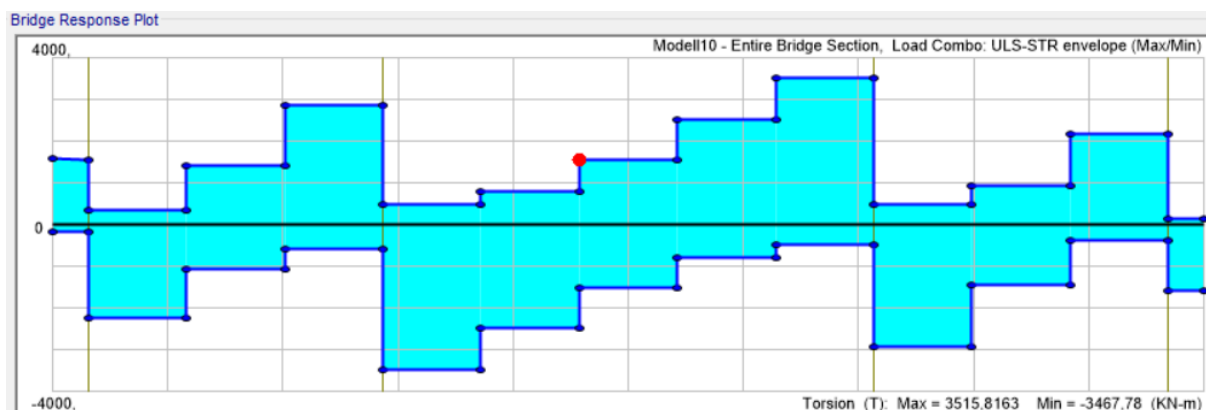
Figur 6.51 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 12

Tabell 6.17 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 12

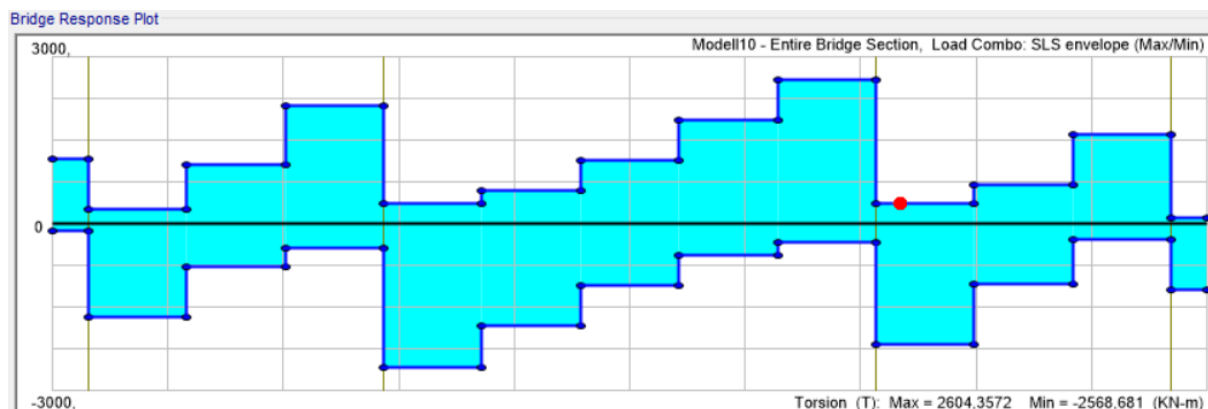
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS <i>kN</i>	Torsjon i SLS <i>kN</i>	Torsjon i ALS <i>kN</i>
1	venstre side	1578,8421	1168,9922	230,0511
	høyre side	-2817,803	-2087,714	-420,7846
2	Venstre side	3318,7452	2457,8811	488,3274
	Høyre side	-3692,6	-2734,58	-542,0319
3	Venstre side	3749,6031	2778,1625	560,5164
	Høyre side	-3365,9	-2492,775	-495,0588
4	Venstre side	2782,966	2061,9442	415,8785
	Høyre side	-1579,04	-1169,157	-230,2162

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

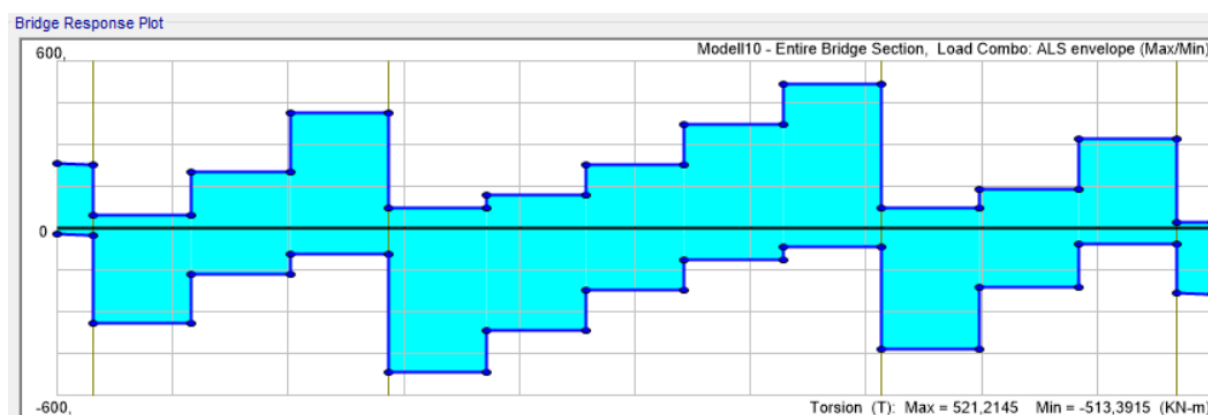
6.3.6 Modell 10



Figur 6.52 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ULS. Modell 10



Figur 6.53 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i SLS. Modell 10



Figur 6.54 Torsjonskrefter for lastkombinasjoner i ALS. Modell 10

Tabell 6.18 Dimensjonerende verdier for torsjonskrefter i ULS, SLS og ALS for Modell 10

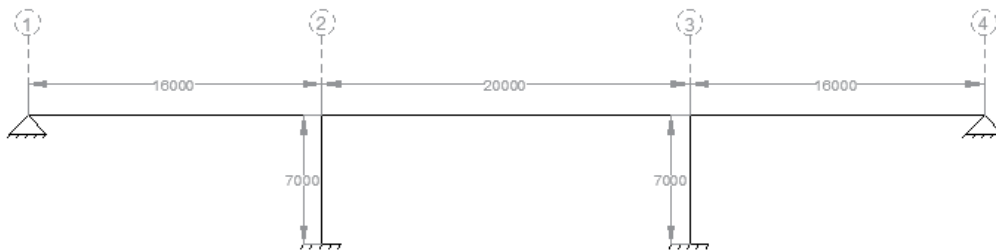
Akse	Plassering på akse	Torsjon i ULS kN	Torsjon i SLS kN	Torsjon i ALS kN
1	venstre side	1580,5011	1170,3747	231,4337
	høyre side	-2245,839	-1664,688	-340,3915
2	Venstre side	2870,7973	2125,5085	417,4752
	Høyre side	-3467,78	-2568,681	-513,3915
3	Venstre side	3515,8163	2604,3572	521,2145
	Høyre side	-2921,981	-2164,256	-431,298
4	Venstre side	2183,1498	1617,4015	324,891
	Høyre side	-1580,61	-1170,465	-231,5244

Kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i ULS. Kombinasjon 16 SLS-KAR2 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient gir dimensjonerende torsjon i SLS. Kombinasjon 33 ALS1 med dominerende seismisk last og med trafikk er den dimensjonerende i ALS.

6.5 Verifikasjon av modellen

Analysen i CSI Bridge kjøres og relevante resultater blir hentet ut for både enkelt laster og lastkombinasjoner. Videre må resultatene verifiseres. Det kan skje at modellen ikke er helt riktig selv om programmet viser fine resultater. Det er også mulig at programmet blir uriktig brukt eller i strid med forutsetningene mens selve modellen er riktig. Begge disse tilfellene kan hende fordi brukeren tenker annerledes enn den som lagde programmet, eller fordi programmet forutsetter en gitt prosedyre, mens brukeren tolker den på en annen måte eller velger en annen prosedyre.

For å verifisere at oppnådde resultater er korrekte, blir resultatene kontrollert ved håndberegninger. Det brukes laster uten lastfaktorer, altså de karakteristiske verdiene. Det utarbeides en verifikasjonsmodell av brumodell med total lengde 52 m og platetykkelse 750 mm.



Figur 6.55 Statisk system for verifikasjon

På grunn av oppgavens omfang og begrenset tid velges det å utføre manuelle kontroller kun for egenlast. Håndberegnete verdier vurderes opp mot resultater oppnådd ved bruk av CSI Bridge. Ideelt sett gir håndberegninger mer konservative verdier enn analyseverktøyet basert på FEM-analysen. Derfor forventes det at håndberegninger ligger på mer sikker side og avviket beregnet etter likning (6.1) blir negativt.

$$\% \text{ avvik} = \left(1 - \frac{\text{Håndberegning}}{\text{CSI Bridge}}\right) \cdot 100 \quad (6.1)$$

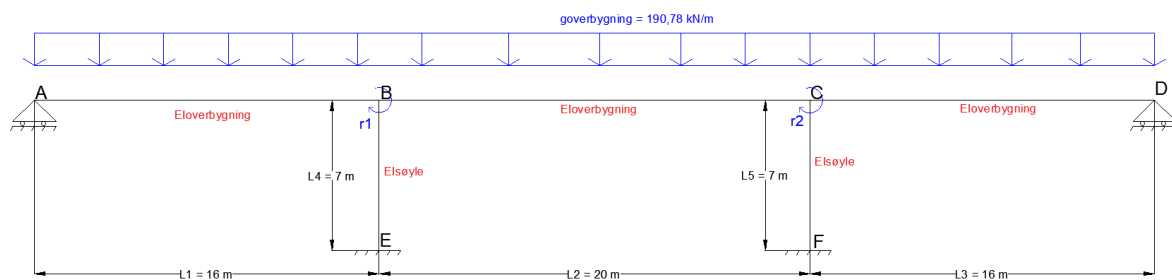
6.5.1 Verifikasjon av egenlast

Verifikasjon av egenlasten krever å sjekke momenter og lagerkrefter grunnet egenvekt av overbygningen. Som definert tidligere i oppgaven egenlast innebærer permanente egenlast fra bruplatten, tverrbærere, kantdragere og rekkverk, landkarvinger og slitelag. Disse lastene virker enten som punktlaster, linjelaster eller momenter i ulike plasseringer på bruplatten. Det velges å verifisere brumodellen kun for egenlast fra bruplatten. Dette er for å gjøre det enklere å utføre kontroller. I CSI Bridge er brumodellen definert med tverrbærere slik at «*layout line*» forlenges med 720 mm fra akse 1 og akse 4. For verifikasjonen av egenlast er det ikke tatt hensyn til denne forlengelsen og heller ikke til egenlast fra tverrbærere. Dette er gjort for å gjøre verifikasjonen enklere å utføre og forstå. Først og fremst er det viktig at jeg som bruker av analyseverktøyet forstår hva det regner ut og hva resultater betyr. Derfor tilrettelegges det slik at modellen er enklest mulig å verifisere.

Altså, det verifiseres for egenlast fra bruplatten som er en jevnt fordelt linjelast lik

$g_{\text{overbygning}} = 190,78 \text{ kN/m}$. Figur 6.56 illustrerer det statiske systemet med påført last som brukes for håndberegninger. Modellen er opplagt på glidelager i A og D, og fast innspent i E og F.

Forbindelsene i B og C er momentstive. Fullstendige beregninger følger i Vedlegg J.



Figur 6.56 Statisk system med påført last og frihetsgrader r_1 og r_2

6.5.1.1. Verifikasjon av momenter som følge av egenlast

Verifikasjon av egenvekt utføres ved hjelp av stivhetsmatriser og bjelkeformler som definert i *Matrisestatikk – Statisk beregninger av rammekonstruksjoner*, Bell, K [20].

Konstruksjonens stivhetsmatrise, \mathbf{K} , avhenger av bøyestivheten til de ulike konstruksjonsdeler, EI , og påsatt forskyvning eller rotasjon. Resulterende lastvektor, \mathbf{R} , avhenger av ytre last bestående av konsentrerte laster i og langs frihetsgradene, \mathbf{R}^k , og summen av fastholdingskreftene, \mathbf{R}^0 .

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0$$

Forskyvningsvektoren, \mathbf{r} , representerer systemets frihetsgrader. Frihetsgrader satt lik 1 uttrykker forskyvning eller rotasjon, mens frihetsgrader satt lik 0 uttrykker fastholding. Systemets stivhetsrelasjon uttrykkes ved hjelp av forskyvningsvektoren og stivhetsmatrisen.

$$\mathbf{K} \times \mathbf{r} = \mathbf{R}$$

Aksialdeformasjoner blir neglisjert slik at et «forskyvelig» system med kun rotasjonsfrihetsgrader blir oppnådd. Frihetsgrader \mathbf{r}_1 og \mathbf{r}_2 blir definert henholdsvis i knutepunkt B og C. Vektor \mathbf{R}^k blir lik null siden ingen ytre laster opptrer. Resulterende lastvektor er da som følger under:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}^k - \mathbf{R}^0 = 0 - \begin{pmatrix} M_{AB}^B - M_{BC}^B \\ M_{BC}^C - M_{CD}^C \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_1^2}{8} - \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_2^2}{12} - \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_3^2}{8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 254,37 \\ -254,37 \end{pmatrix} \text{ kNm}$$

Stivhetsmatrisen er definert under:

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}^{11} & \mathbf{K}^{21} \\ \mathbf{K}^{12} & \mathbf{K}^{22} \end{pmatrix}$$

$$= \begin{pmatrix} \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} & \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \cdot L_2} \\ \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \cdot L_2} & \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{pmatrix} 22,724 & 0,13086 \\ 0,13086 & 22,724 \end{pmatrix} \cdot 10^{10} \text{ kNm}$$

Frihetsgrader, \mathbf{r}_1 og \mathbf{r}_2 , blir funnet fra stivhetsrelasjonen definert nedenfor:

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \times \mathbf{R} = \begin{pmatrix} 1,125873 \cdot 10^{-9} \\ -1,125873 \cdot 10^{-9} \end{pmatrix}$$

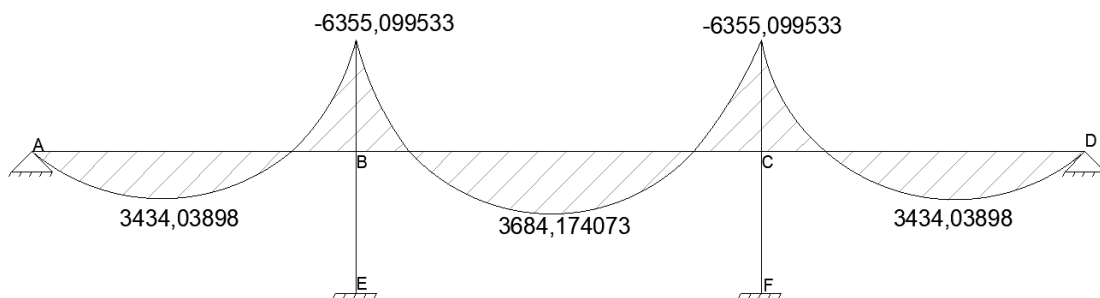
Når stivhetsmatrisen, \mathbf{K} , og forskyvningsvektoren, \mathbf{r} , er fastsatt blir momentene beregnet ved multiplikasjon av disse to. Fullstendige beregninger følger i vedlegg J, som sammenlignes med resultater fra CSI Bridge.

CSI Bridge gir to ulike verdier for momenter i knutepunkter. Den ene verdien er for *response before current location* som er på venstre side av knutepunktet og den andre verdien er for *response after current location* som er høyre side av knutepunktet. Forskjeller skyldes momenter fra søyler som følge av rotasjon i frihetsgrader. Ved manuelle kontroller er det valgt å beregne moment for høyreside av knutepunkt B slik at moment fra søylen på grunn av rotasjon i frihetsgrad 1 er tatt med. Moment for knutepunkt C er beregnet for venstre side slik at moment fra søylen som følge av rotasjon i frihetsgrad 2 er tatt med. Feltmomenter finnes ved likevektsbetraktninger. For beregning av moment i midtfeltet blir altså moment fra søylen inkludert.

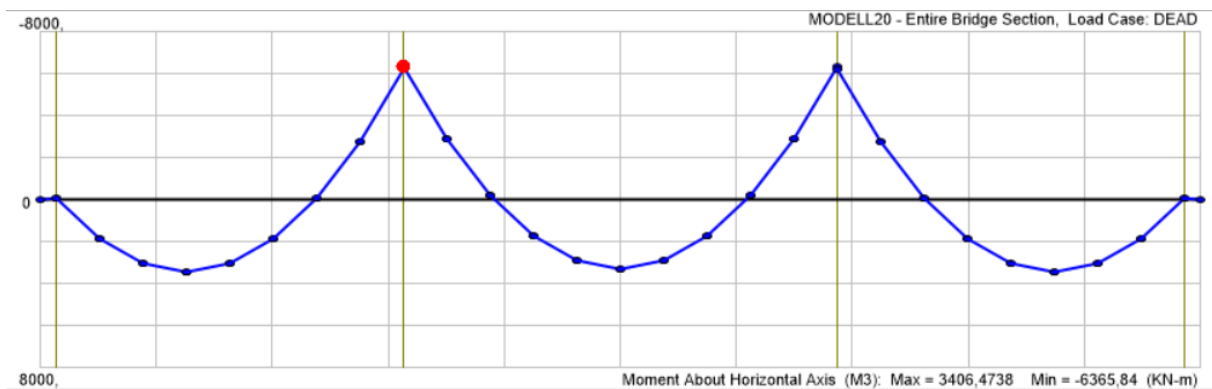
Tabell 6.19 viser sammenligning av resultater fra håndkalkulasjoner og fra CSI Bridge. Moment i midtfelt avviker relativt mye i forhold til resultater fra CSI Bridge. Avvikets størrelse er mye høyere enn forventet. Selv om feilsøking ble gjennomført ble det ikke funnet noe feilkilde. På grunn av oppgavens omfang og begrenset tid er det valgt å godta dette avviket. For de to andre feltmomenter og støttemomenter er avvikene tilstrekkelig små for å kunne påstå at CSI Bridge behandlet egenlast på en ønskelig måte.

Tabell 6.19 Resultater fra håndberegning og CSI Bridge, momenter som følge av egenlast

Lokasjon av moment	Moment håndberegning	Moment CSI Bridge	Avvik
Felt 1	3434,03898 kNm	3404,604 kNm	-0,86 %
Knutepunkt B	-6355,099533 kNm	-6365,8371 kNm	0,17 %
Felt 2	3684,174073 kNm	3266,7571 kNm	-12,77 %
Knutepunkt C	-6355,099533 kNm	-6361,2048 kNm	0,096 %
Felt 3	3434,03898 kNm	3406,4738 kNm	-0,81 %



Figur 6.57 Momentfordeling som følge av egenlast beregnet manuelt



Figur 6.58 Momentfordeling som følge av egenlast, CSI Bridge

6.5.1.2 Verifikasjon av opplagerkrefter som følge av egenlast

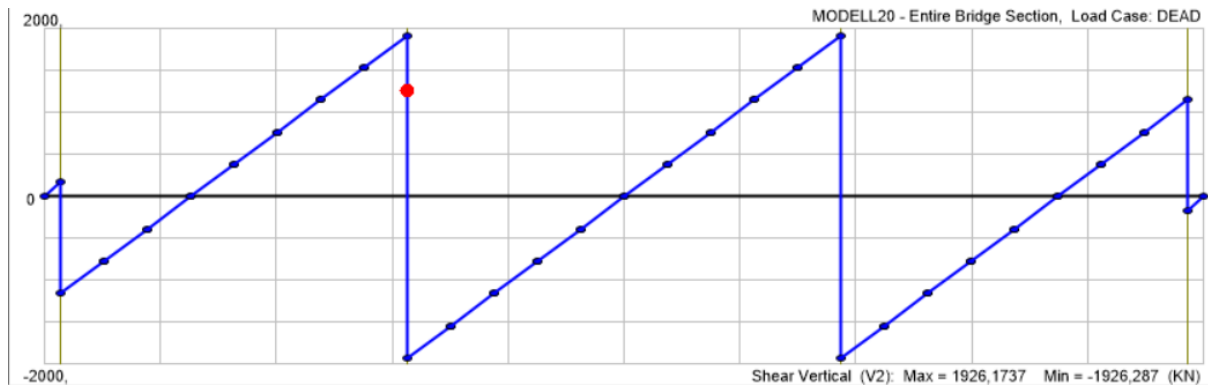
Opplagerkreftene til brukonstruksjonen beregnes tilsvarende kalkulasjonen av momenter. Utfyllende beregninger følger i vedlegg J.

De vertikale skjærkrefter ved opplegg i akse 1 og 4, og i toppen av søylene i akse 2 og 3, finnes ved å anta momentlikevekt om punkt A og kraftlikevekt i vertikal retning. Opplagerkreftene i bunnen av søylene vil normalt få et bidrag fra egenvekt til søylene, men her er det valgt å se bort fra dette.

Tabell 6.20 viser sammenligning av resulterende opplagerkrefter fra manuelle beregninger og fra CSI Bridge. Avviket er svært lite og det er en god overensstemmelse mellom resultater. Derfor forutsettes det at CSI Bridge behandler egenlast på en hensiktsmessig måte.

Tabell 6.20 Resultater fra håndberegning og CSI Bridge, opplagerkrefter som følge av egenlast

Opplager	Opplagerkraft håndberegning	Opplagerkraft CSI Bridge	Avvik
A_z	1144,67983 kN	1155,515 kN	0,937 %
D_z	1144,67983 kN	1155,856 kN	0,967 %
E_z	3815,600168 kN	3852,4607 kN	0,957 %
F_z	3815,600172 kN	3851,657 kN	0,936 %
Sum	9920,56 kN	10015,4887 kN	0,948 %



Figur 6.59 Skjærkrefter som følge av egenlast, CSI Bridge

6.5.1.3 Feilkilder ved verifikasjon av egenlast

Det kan være flere ulike forhold som gjør at resultater fra håndkalkulasjoner og resultater fra CSI Bridge avviker fra hverandre. Som allerede nevnt er det mulig at analyseprogrammet er brukt i strid med forutsetningene fordi jeg som bruker tolker prosedyrer på en annen måte enn den som programmerte har tenkt seg.

Videre er det viktig å merke at brumodellen i programmet er definert med tverrbærere, og momenter og opplagerkrefter blir beregnet ved å ta hensyn til egenvekt til tverbærere. I tillegg er bruplaten i CSI Bridge opplagt på ett allsidig bevegelig lager og ett ensidig bevegelig lager i hver ende. For manuelle kontroller er det statiske systemet forenklet slik at bruplaten er opplagt på glidelager i hver ende og det ses bort fra tverrbærere. Denne forenklingen kan medføre noe avvik.

For manuelle kontroller brukes verdier for tverrsnittsareal og arealregningsmoment hentet fra CSI Bridge. Verdier for tverrsnittsareal og arealregningsmoment i CSI Bridge er oppgitt med et visst antall desimaler, men verdiene brukt når analysen kjøres er ikke nødvendigvis like og kan inkludere flere desimaler.

Det konkluderes at manuell verifikasjon av egenlast til bruplaten gir en god overensstemmelse med resultater fra CSI Bridge.

Kapittel 7 Dimensjonering

7.1 Generelt

En slakkarmert betongkonstruksjon dimensjoneres for å tilfredsstille krav i bruddgrensetilstanden. Deretter blir konstruksjonen kontrollert i bruksgrensetilstand for å være sikker på at konstruksjonens funksjonalitet er ivaretatt. Største moment som følge av seismiske laster vurderes mot momentene i bruddgrensetilstanden. Tverrsnittets momentkapasiteten vurderes mot den dimensjonerende moment i ALS dersom den er større enn den dimensjonerende moment i ULS, som har vist seg å ikke være tilfelle her. Ulykkesgrensetilstanden er ikke dimensjonerende.

Hovedformål med dimensjonering er å finne den nødvendige armeringsmengden. Armeringsmengden finnes ved håndberegninger. Kapasitet i bruddgrensetilstand samt nødvendig armering beregnes for snitt der maksimale krefter opptrer. Det beregnes armering for maksimum moment i felt og armering for maksimum moment ved opplegg. Det beregnes skjærkapasitet og torsjonskapasitet ved opplegg og armering beregnes for snitt ved opplegg der maksimum skjærkraft og maksimum torsjon opptrer. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden handler om rissvidde- og nedbøyningsbegrensning.

Det er valgt å kontrollere momentkapasitet, skjærkapasitet og torsjonskapasitet kun for lengderetning. Armering for tverretning er funnet basert på regler presentert i kapittel 7.3.

7.2 Dimensjonerende verdier

I henhold til 5.3.2.2 (3) [5] kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegg der bruplaten er monolittisk forbundet med søylen settes lik moment ved kanten av opplegget. Det dimensjonerende momentet blir dermed redusert for støttemoment over akse 2 og 3. Verdier hentes direkte fra CSI Bridge og benevnes $M_{Ed,red,opplegg}$.

Tabell 7.1 Dimensjonerende verdier for momenter med dimensjonerende grensetilstand (kNm)

	ULS Dimensjonerende feltmoment $M_{Ed,felt}$	ULS Dimensjonerende støttemoment $M_{Ed,opplegg}$	ULS Dimensjonerende redusert støttemoment $M_{Ed,red,opplegg}$
Modell 20	11598,184	-16342,95	-15153,89
Modell 18	13041,919	-20259,84	-18550,26
Modell 16	10761,348	-15712,07	-14355,73
Modell 14	8120,4109	-11729,22	-10659,23
Modell 12	6985,8389	-8453,07	-7475,45
Modell 10	4239,9088	-5947,62	-5167,25

Tverrsnitt sjekkes for skjærkapasitet ved opplegg fordi der opptrer de største skjærkrefter. I henhold til 6.2.1 (8) [5] er det ikke nødvendig å påvise kapasitet for skjærkraft i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegget for konstruksjonsdeler som hovedsakelig påvirkes av jevnt fordelt belastning. Derfor tas den dimensjonerende skjærkraften i en avstand lik effektiv dybde d fra kanten på søyle og benevnes $V_{f,Ed}$. Verdier hentes direkte fra CSI Bridge.

Tabell 7.2 Dimensjonerende verdier for skjær med dimensjonerende grensetilstand (kN)

	ULS Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed}	ULS Dimensjonerende redusert skjærkraft $V_{f,Ed}$
Modell 20	4935,2093	4662,753
Modell 18	-6720,98	-6171,3
Modell 16	-5948,68	-5391,82
Modell 14	-5195,46	-4681,47
Modell 12	-4316,71	-3964,07
Modell 10	-3640,61	-3329,26

Tverrsnitt sjekkes for torsjonskapasitet ved opplegg fordi der opptrer de største torsjonskrefter. Dimensjonerende verdi for torsjon er lik den maksimalt opptredende torsjonsmoment.

Tabell 7.3 Dimensjonerende verdier for torsjon med dimensjonerende grensetilstand (kNm)

	ULS Dimensjonerende torsjon T_{Ed}
Modell 20	4187,8726
Modell 18	4112,162
Modell 16	4283,8312
Modell 14	4199,6844
Modell 12	3749,6031
Modell 10	3515,8163

Rissvidde og nedbøyning beregnes for bruksgrensetilstand for tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.4 Dimensjonerende verdier for rissviddebegrensning

	SLS Dimensjonerende feltmoment kNm	SLS Dimensjonerende støttemoment kNm
Modell 20	6530,188	11128,42
Modell 18	7505,2152	14155,39
Modell 16	6028,8067	10867,66
Modell 14	4313,8448	8033,28
Modell 12	3718,333	5608,99
Modell 10	2383,379	3753,66

7.3 Valg av armering

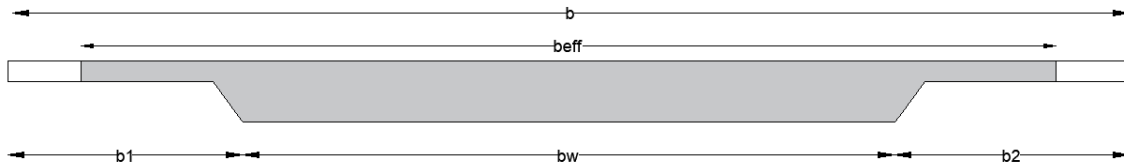
Bruplaten armeres for å sørge for at tverrsnittet har nok kapasitet til å bære de dimensjonerende krefter. Armering tar opp nesten alle strekkrefter, tar opp trykkrefter der betongen alene ikke er sterk nok og tar opp store deler av skjærkrefter der det er aktuelt. I tillegg forhindrer den riss og svinn under herding.

Regler for armering av bruplaten følger i kapittel 2.3.6. De viktigste punkter oppsummeres nedenfor.

- Minste diameter til armering som benyttes er 12 mm, mens maksimum diameter er 32 mm.
- Maksimum senteravstand for hovedarmering er 200 mm, mens minimum senteravstand er 96 mm for enkelt stenger, og 170 mm for stenger i bunt med maksimum 2 stenger i en bunt.
- Tverrsnitt dobbeltarmeres i begge retninger.
- Trykkarmering i lengderetning velges minimum som er Ø12c200.
- Fordelingsarmering i tverretning utgjør minst 20% av hovedarmeringen og senteravstand mellom stengene for tverrarmering skal ikke overskride 400 mm. Trykkarmering i tverretning velges minimum som er Ø12c400.
- Skjærarmeringen fordeles over tverrsnittet i tverretning og over bruens lengde

7.4 Manuelle beregninger og kontroll av kapasitet

Bruene omtalt i oppgaven er bjelkeplatebruer. Ved manuelle beregninger er det valgt å dimensjonere bruene som bjelker med T-tverrsnitt. For flens-tverrsnitt beregnes den effektive flensbredden b_{eff} som baseres på avstanden l_0 mellom momentnullpunktene i henhold til 5.3.2.1 [5]. Detaljerte beregninger av den effektive flensbredden følger i Vedlegg K.



Figur 7.1 Den effektive flensbredden til brudekke

7.4.1 Dimensjonering for moment i bruddgrensetilstand

Momentkapasitet er tverrsnittets evne til å unngå å bli bøyd som er tverrsnittets geometriske motstandskraft. Momentkapasitet til tverrsnittet, M_f , beregnes etter likning (7.1).

$$M_{f, \text{felt}} = f_{cd} h_f b \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (7.1)$$

der

- f_{cd} Dimensjonerende betongfasthet
- h_f Høyde til flens
- d Effektiv dybde for hovedarmering
- b flensbredde

For beregning av momentkapasitet i felt, der tverrsnittets topp er under trykk brukes den effektive flensbredden, $b = b_{eff}$, mens for beregning av momentkapasitet ved opplegg, der tverrsnittets bunn er i trykk, brukes bredden lik undersiden av platen, $b = b_w$.

Videre skal det kontrolleres med uttrykk (7.2) om det er nødvendig med dobbeltarmering. Dersom $k < 0,167$ er det ikke nødvendig med trykkarmering. Ved kontroll av alle bruplater er det vist at ingen trykkarmering er nødvendig. Likevel velges det å minimumarmere mot trykkspenninger som forklart i kapittel 7.3.

$$k = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{ck}} \quad (7.2)$$

Det nødvendige stålarealet for hovedarmering finnes med uttrykk (7.3).

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (7.3)$$

der

$$z = d \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{k}{1,134}} \right) \leq 0,95d \quad (7.4)$$

Den dimensjonerende momentkapasiteten gitt brukt armeringsareal finnes med uttrykk (7.5) og det kontrolleres om det er nok kapasitet for å motstå det dimensjonerende momentet.

$$M_{R,Ed} = A_{s,provided} f_{yd} z \quad (7.5)$$

$$M_{R,Ed} \geq M_{Ed} \quad (7.6)$$

Som vist ovenfor blir det kontrollert om dobbeltarmering er nødvendig. Beregningene har vist at det ikke er behov for trykkarmering. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å gjøre det. Likevel er det brukt formler for enkeltarmert tverrsnitt for å kontrollere momentkapasitet. Manuelle beregninger av momentkapasitet og nødvendig mengde bøyearmering følger i Vedlegg L1.

7.4.2 Dimensjonering for skjærkraft i bruddgrensetilstand

Skjærkrefter i plater opptrer som en konsentrert last ved opplegg på søyler eller andre typer opplegg der kraften ikke kan fordeles over et større areal, og som en fordelt last ved opplegg på bjelker. Platens skjærkapasitet er evnen til å motstå disse kreftene, og beregning av denne kapasiteten er viktig for å kunne avgjøre om det er nødvendig å forsterke betongen med armering i de utsatte områdene. Dersom den dimensjonerende skjærkraften er mindre eller lik den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten til betongen, $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, er det ikke nødvendig med skjærarmering.

For konstruksjoner som hovedsakelig er påvirket av en jevnt fordelt last vil den dimensjonerende skjærkraften bli redusert slik at den tas i avstand lik effektiv dybde, d , fra kanten på opplegg.

Skjærkapasiteten sjekkes etter likning (7.7).

$$V_{Rd} \geq V_{f,Ed} \quad (7.7)$$

Først skal bruflaten kontrolleres i henhold til 6.2.2 [5] om det er behov for beregningsmessig skjærarmering. Skjærkapasitet sjekkes ved uttrykk (7.8). Dersom $V_{Rd,c} \geq V_{f,Ed}$ er det ikke behov for skjærarmering. Dersom $V_{Rd,c} < V_{f,Ed}$ skal bruflaten skjærarmeres basert på en fagverksmodell i henhold til 6.2.3 [5].

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \geq v_{min} b_w d \quad (7.8)$$

der

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

der

ρ_l armeringsforhold for strekkarmering med tilstrekkelig forankring

A_s tverrsnittsarealet av strekkarmering forbi det betraktete snittet

b_w minste tverrsnittsbredde i strekksone

d effektiv dybde for strekkarmering

Dersom det er beregningsmessig behov for skjærarmering skal skjærkapasiteten beregnes i henhold til 6.2.3 [5]. Ved beregningsmessig behov for skjærarmering forutsettes det at hele skjærkraften tas opp av skjærarmering. Skjærkapasiteten er den minste verdien av den dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmering ved flytting, $V_{Rd,s}$, og den dimensjonerende verdi av største skjærkraft som konstruksjonsdel kan bære, begrenset av kapasiteten for trykkbrudd, $V_{Rd,max}$, henholdsvis gitt med formel (7.9) og (7.10). Innvendig momentarm, z , settes lik den tilnærmede verdien $z = 0,9d$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \cot \theta}{s} \quad (7.9)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{ck}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.10)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) \quad (7.11)$$

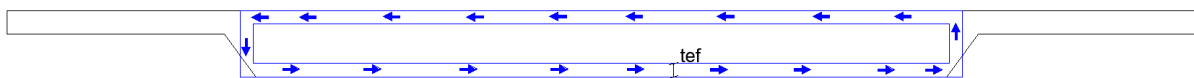
der

A_{sw}	skjærarmeringens tverrsnitt
θ	vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærarmering
S	senteravstand mellom bøylene
$\cot \theta$	settes til 2,0 i henhold til 7.6.2 [1]
$\tan \theta$	settes til 0,5 i henhold til 7.6.2 [1]

Manuelle beregninger av skjærkapasitet og nødvendig mengde skjærarmering følger i Vedlegg L2.

7.4.3 Dimensjonering for torsjon i bruddgrensetilstand

Kapasitetkontroll og dimensjonering for torsjonsmoment utføres i henhold til 6.3 [5]. For et massivt tverrsnitt kan, som gitt i 6.3.1(3) [5], tverrsnittets torsjonskapasitet beregnes for et antatt lukket hulltverrsnitt med ytre begrensning sammenfallende med det faktiske tverrsnittets omkrets. Det er valgt å neglisjere flensene i tverrsnittets torsjonsareal og effektivt torsjonsareal er begrenset til et rektangulært tverrsnitt med bredde lik gjennomsnittlig stegbredde. Torsjonstverrsnitt og torsjonsforløp er vist på figur 7.2.



Figur 7.2 Tverrsnittets torsjonsareal og torsjonsforløp

Den effektive veggtykkelsen, t_{ef} , for det virksomme hulltverrsnittet kan bestemmes etter likning (7.12).

$$t_{ef} = A/u \quad (7.12)$$

der

A	torsjonsareal
u	omkrets av torsjonsareal

Først utføres det kontroll for kapasitet for riss-torsjonsmoment. Riss-torsjonsmoment bestemmes ut fra at opprissing starter når hovedtrekkspenning, σ_1 , blir lik den dimensjonerende strekkfastheten, f_{ctd} . Strekkapasitet, $T_{Rd,c}$, bestemmes etter likning (7.13). Dersom strekkapasiteten, $T_{Rd,c}$, er mindre enn det dimensjonerende torsjonsmomentet, T_{Ed} , må beregningsmessig lengde- og bøylearmering bestemmes.

$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd}A_k t_{ef} \quad (7.13)$$

der

A_k areal omsluttet av senterlinjene av tverrsnittsdelen

Videre skal kapasitet for trykkbrudd bestemmes. Størst kapasitet for en konstruksjonsdel påført av ren torsjon er begrenset av betongtrykkdiagonalenes kapasitet i det rissete trykkfeltet.

Torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd finnes ved å sette trykkspenning, σ_2 , lik νf_{cd} , og den er gitt med uttrykk (7.14). Absolutt krav om ren torsjon uttrykkes med likning (7.15).

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta \quad (7.14)$$

der

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,492$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$\theta = 26,565^\circ \quad \text{bruker samme vinkel som brukt for beregning av } V_{Rd,max}$$

$$T_{Rd,max} \geq T_{Ed} \quad (7.15)$$

Det tas hensyn til kombinasjon av skjær og torsjon hvis uttrykk (7.15) ikke er tilfredsstilt.

Samvirkning av skjær og torsjon kontrolleres etter uttrykk (7.16). Dersom krav gitt av uttrykk (7.15) og (7.16) ikke er tilfredsstilt må tverrsnittet økes, siden trykkbruddkapasitet ikke kan økes med armering.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (7.16)$$

Torsjonsarmering er en kombinasjon av lukkede bøyler og lengdearmering. Dimensjonerende lengdearmering bestemmes etter uttrykk (7.17), mens dimensjonerende bøylearmering bestemmes etter uttrykk (7.18).

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot\theta \quad (7.17)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd}} \tan\theta \quad (7.18)$$

der

$\sum A_{sl}$	nødvendig total lengdearmring for torsjon
$\frac{A_{sw}}{s}$	nødvendig bøylearmring pr lengdeenhet
u_k	omkrets langs hulltverrsnittveggen midtlinje

Manuelle beregninger av torsjonskapasitet følger i Vedlegg L3.

7.4.4 Rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand

Rissvidder skal begrenses slik at konstruksjonen opprettholder sin funksjon, bestandighet og et akseptabelt utseende. Kontrollen utføres ved bruk av likning (7.12) hentet fra 7.3.4 [5].

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.12)$$

der

$s_{r,max}$	største rissavstand
ε_{sm}	midlere tøyning i armeringen
ε_{cm}	midlere tøyning i betongen mellom riss

Tøyningsdifferansen ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) kan beregnes etter uttrykk (7.13). Største rissavstand er gitt ved uttrykk (7.14).

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}(1 + \eta \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.13)$$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (7.14)$$

Beregnet rissvidde blir sjekket mot maksimum rissvidde beregnet i kapittel 2.3.5 til å være $w_{max} = 0,375 \text{ mm}$.

$$w_k \leq w_{max} \quad (7.15)$$

Dimensjonering i bruksgrensetilstanden følger i Vedlegg M1.

7.4.5 Nedbøyningsbegrensning i bruksgrensetilstand

Nedbøyningsbegrensninger er utført i henhold til 7.4.3 [5]. For å ivareta at konstruksjonen opprettholder sin funksjon, bestandighet og et akseptabelt utseende er det satt begrensninger til konstruksjonens tillatt deformasjon. I henhold til 3.6.1 [1] skal deformasjon av brukonstruksjonens brubane ikke for noen lastplassering ha større nedbøyning enn $L/350$, hvor L er lengden av det betraktede spenn.

Det beregnes langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster og nedbøyning som følge av svinn. Summen av begge gir total nedbøyning som vurderes mot maksimal tillatt nedbøyning. Utfyllende beregninger følger i Vedlegg M2.

7.4.6 Dimensjonering i ulykkesgrensetilstand

Største moment som følge av seismiske laster vurderes mot momentene i bruddgrensetilstanden.

$$M_{Ed,ULS} \geq M_{Ed,ALS}$$

Hvis $M_{Ed,ULS} < M_{Ed,ALS}$ skal momentkapasiteten vurderes mot den dimensjonerende moment i ALS.

7.5 Dimensjonering

I dette kapitlet er dimensjonering av hvert enkelt modell presentert. Først blir dimensjonering i bruddgrensetilstanden utført. Nødvendig armeringsmengde for å tilfredsstille krav i ULS blir vist i tabeller samt oppnådde kapasiteter. Deretter blir modeller dimensjonert i bruksgrensetilstanden. Kontroll av rissvidde og nedbøyning gjennomføres for tverrsnitt med armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Dersom rissviddekrav og nedbøyningskrav blir ikke tilfredsstilt må armeringsmengden økes.

Hovedarmering i lengderetning (bøyearmering) beregnes for hele platebredden som er 13680 mm. Derfor er lengdearmering oppgitt med total armeringsareal gitt i mm^2 . Med kjent stangareal kan antall stenger og senteravstand bestemmes for hver bruplate. Tverrgående armering fordeles over hele brulengden og oppgis i mm^2/m . Skjærarmeringen fordeles over tverrsnittet i tverretning og over bruens lengde, og for lengderetning er den oppgitt i mm^2/m . Torsjonsarmering er en kombinasjon av lukkede bøylor og lengdearmering, og bøylearmering oppgis i mm^2/m , mens lengdearmering oppgis i mm^2 .

Det beregnes utnyttelsesgrad for momentkapasiteter og skjærkapasiteter for å se hvor godt tverrsnittet er utnyttet.

7.5.1 Modell 20

7.5.1.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 20

Tabell 7.5 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 20

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	11598,184 kNm	11846,46692 kNm	0,979
Ved opplegg	15153,89 kNm	15303,72098 kNm	0,990

Strekkarmering i lengderetning i felt, underkant, beregnes til totalt **37788 mm²**, som gir 47Ø32s165 fordelt over underkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 968,923 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s300** som gir **1046,67 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²**.

Tabell 7.6 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 20

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	37788 mm ²	47Ø32s165
	tverretning	1046,67 mm ² /m	Ø20s300

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes til totalt **49848 mm²**, som gir **62Ø32s200** fordelt over overkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 736,85 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s400** som gir **785 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²/m**.

Tabell 7.7 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 20

Strekkarmering ok.	Lengderetning	49848 mm^2	62Ø32s200
	Tverretning	785 mm^2/m	Ø20s400
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400

7.5.1.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 20

Tabell 7.8 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 20

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	4662,753 kN	6367,61 kN	0,732

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 78500 mm^2/m . Det er mindre armeringsmengde enn beregnet minimum skjærarmering (Vedlegg A3). Derfor brukes det minimum skjærarmering lik **10720 mm^2/m** . Utnyttelsesgrad lik 0,732 er ganske liten men det er ikke mulig å optimalisere skjærarmeringen fordi den brukte armeringsmengde kreves som minimumarmering.

Tabell 7.9 Nødvendig skjærarmering – Modell 20

Tverretning	16Ø16s500	3216 mm^2
Lengderetning	16 snitt Ø16s300	10720 mm^2/m

7.5.1.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 20

Tabell 7.10 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 20

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	Utnyttelsesfaktor T_{Ed}/T_{Rd}
Ved opplegg	4203,881 kNm	4344,99	0,967

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det ikke er behov for torsjonsarmering for bruplatten med høyde 850 mm. Det er tilstrekkelig kapasitet for risstorsjonsmoment og tilstrekkelig torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd.

7.5.1.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 20

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm.

Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden.

Rissvidde kontroll for Modell 20 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS. Brukt armeringsmengde er ikke nok. For underkant lengdearmering i felt lik $4844,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$ er rissvidde lik $w_k = 0,4198$ som er mer enn tillatt. For overkant lengdearmering ved opplegg lik $3684,26 \text{ mm}^2/\text{m}$ er rissvidde lik $w_k = 0,549$ som er mer enn tillatt. Detaljerte beregninger følger i Vedlegg M.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS både for rissvidde og nedbøyning. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde. Passelig armeringsmengde er funnet med gjentatte kalkulasjoner.

Tabell 7.11 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 20

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,2189	ok	uk. $6184,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$ $60\emptyset 32\text{s}130, 48240 \text{ mm}^2$
Opplegg	0,209	ok	ok. $6184,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$ $104\emptyset 32\text{s}130, 83616 \text{ mm}^2$

7.5.1.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 20

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.12 Kontroll av nedbøyning – Modell 20

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Total nedbøyning på grunn av langtidseffekt og svinn δ_{maks}	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	45,7 mm	23,22 mm	Ok
Felt 2	57,1 mm	36,27 mm	Ok
Felt 3	45,7 mm	23,22 mm	Ok

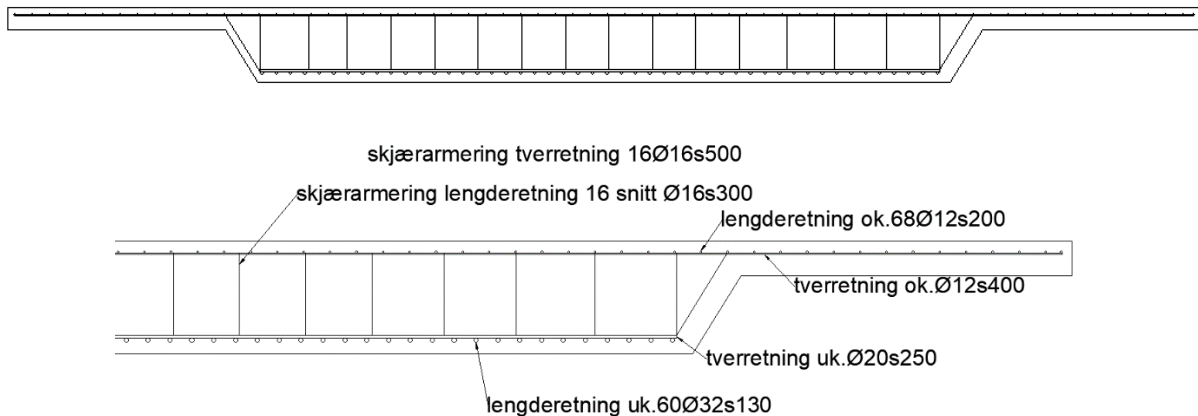
7.5.1.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 20

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.13 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 20

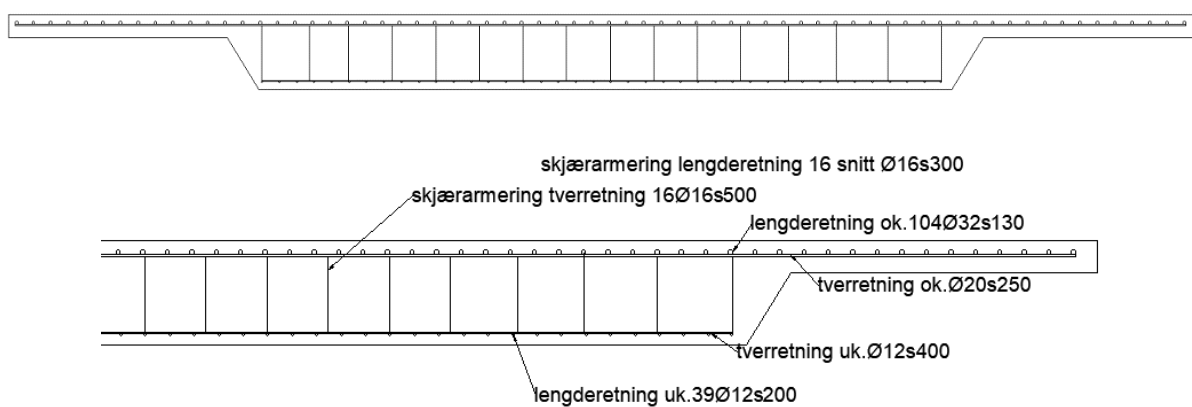
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	6184,6154 mm ² /m Totalt 48240 mm ²	60Ø32s130
	tverretning	1256 mm ² /m	Ø20s250
Skjærarmering			
Tverretning		16Ø16s500	3216 mm ²
Lengderetning		16 snitt Ø16s300	10720 mm ² /m



Figur 7.3 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 20

Tabell 7.14 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 20

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	6184,6154 mm^2/m Totalt 83677,846 mm^2	104Ø32s130
	Tverretning	1256 mm^2/m	Ø20s250
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning		16Ø16s500	3216 mm^2
Lengderetning		16 snitt Ø16s300	10720 mm^2/m



Figur 7.4 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 20

7.5.2 Modell 18

7.5.2.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 18

Tabell 7.15 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	13041,919 kNm	13185,1 kNm	0,989
Ved opplegg	18550,26 kNm	18711,76 kNm	0,991

Strekkarmering i lengderetning i felt beregnes til totalt **45024 mm^2** , som gir 56ø32s135 fordelt over underkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 1154,46 mm^2/m . Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s250** som gir **1256 mm^2/m** .

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm^2** . Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm^2** .

Tabell 7.16 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 18

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm^2	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	45024 mm^2	56Ø32s135
	tverretning	1256 mm^2/m	Ø20s250

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes den til totalt **67536 mm^2** , som gir **84ø32s160** fordelt over overkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 998,314 mm^2/m . Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s300** som gir **1046,67 mm^2/m** .

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm^2** . Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm^2/m** .

Tabell 7.17 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 18

Strekkarmering ok.	Lengderetning	67536 mm ²	84Ø32s160
	Tverretning	1046,67 mm ² /m	Ø20s300
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm ²	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400

7.5.2.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 18

Tabell 7.18 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	6171,3 kN	6319,9 kN	0,976

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 11122 mm²/m. Minimum skjærarmering (beregnet i Vedlegg A) lik 10678,125 mm²/m er derfor ikke nok. Bestemmes skjærarmering lik **11390 mm²/m**.

Tabell 7.19 Nødvendig skjærarmering – Modell 18

Tverretning	17Ø16s470	3417 mm ²
Lengderetning	17 snitt Ø16s300	11390 mm ² /m

7.5.2.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 18

Tabell 7.20 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 18

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	$T_{Ed} > T_{Rd}$
Ved opplegg	4112,162 kNm	3862,39 kNm	Ikke nok kapasitet Torsjonsarmering er nødvendig

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det er behov for torsjonsarmering for bruplaten med høyde 800 mm. Lengdearmering og bøyearmering bestemmes.

Tabell 7.21 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 18

Lengdearmering	45853,85 mm ²	
Bøyearmering	693,1 mm ² /m	Ø16s290

7.5.2.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 18

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm.

Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden.

Rissvidde kontroll for Modell 18 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde.

Tabell 7.22 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 18

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,243	ok	uk.7730,77 mm ² /m 75Ø32s100, 60300 mm ²
Opplegg	0,274	ok	ok.7730,77 mm ² /m 130Ø32s100, 104597,32 mm ²

7.5.2.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 18

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.23 Kontroll av nedbøyning – Modell 18

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	40 mm	Ok
Felt 2	51,43 mm	Ok
Felt 3	40 mm	Ok

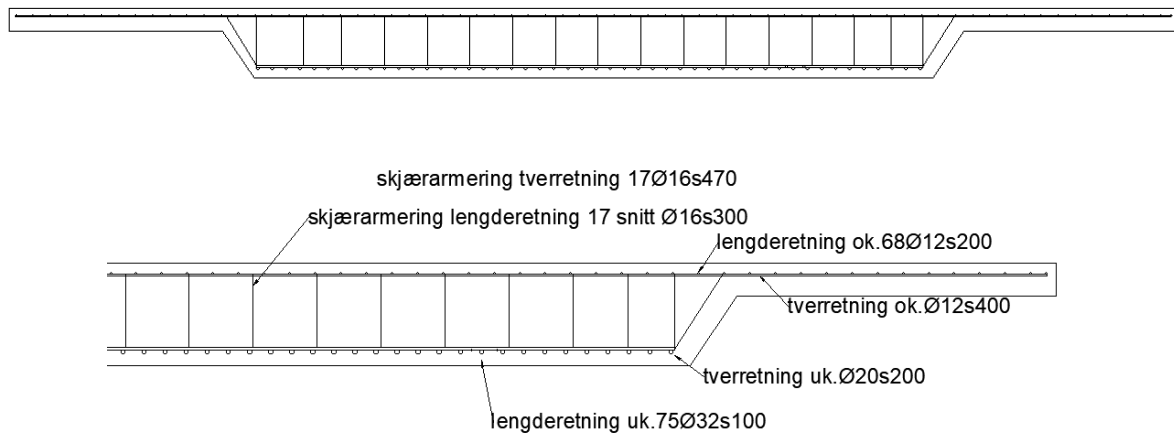
7.5.2.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 18

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.24 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 18

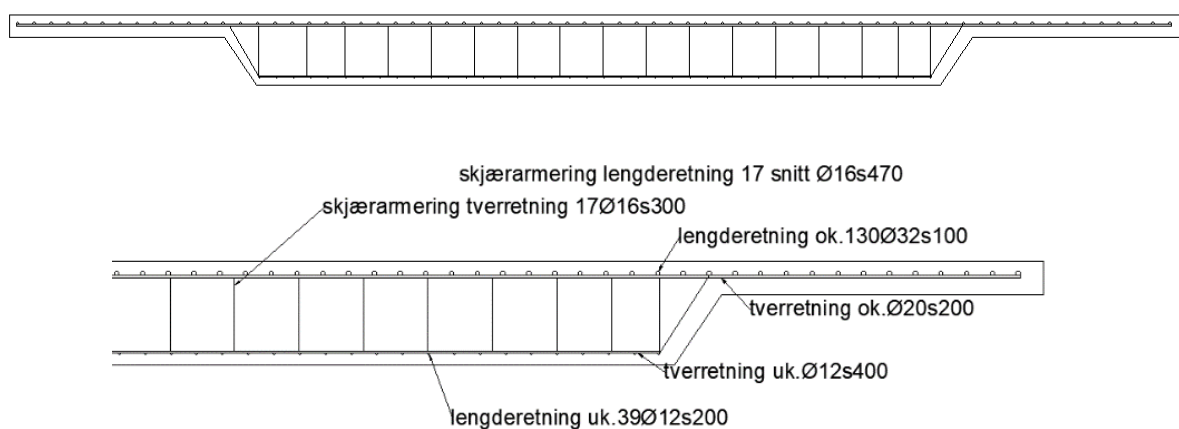
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	8040 mm ² /m	75Ø32s100
	tverretning	1570 mm ² /m	Ø20s200
Skjærarmering			
Tverretning		17Ø16s470	3417 mm ²
Lengderetning		17 snitt Ø16s300	11390 mm ² /m



Figur 7.5 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 18

Tabell 7.25 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 18

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	8040 mm^2/m Totalt 108781,2 mm^2	130Ø32s100
	Tverretning	1570 mm^2/m	Ø20s200
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning		17Ø16s470	3417 mm^2
Lengderetning		17 snitt Ø16s300	11390 mm^2/m



Figur 7.6 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 18

7.5.3 Modell 16

7.5.3.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 16

Tabell 7.26 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 16

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	10761,348 kNm	10781,25 kNm	0,998
Ved opplegg	14355,73 kNm	14472,54 kNm	0,992

Strekkarmering i lengderetning i felt beregnes til totalt **39396 mm²**, som gir 49ø32s150 fordelt over underkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 1010,154 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s300** som gir **1046,67 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²**.

Tabell 7.27 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 16

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	39396 mm ²	49Ø32s150
	tverretning	1046,67 mm ² /m	Ø20s300

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes den til totalt **55476 mm²**, som gir **69ø32s190** fordelt over overkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 998,314 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s300** som gir **1046,67 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²/m**.

Tabell 7.28 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 16

Strekkarmering ok.	Lengderetning	55476 mm^2	69Ø32s190
	Tverretning	1046,67 mm^2/m	Ø20s300
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400

7.5.3.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 16

Tabell 7.29 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 16

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	5391,82 kN	5627,4 kN	0,958

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 10450 mm^2/m . Minimum skjærarmering (beregnet i Vedlegg A) lik **10911,429 mm^2/m** er nok.

Tabell 7.30 Nødvendig skjærarmering – Modell 16

Tverretning	19Ø16s430	3819 mm^2
Lengderetning	19 snitt Ø16s350	10911,429 mm^2/m

7.5.3.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 16

Tabell 7.31 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 16

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	$T_{Ed} > T_{Rd}$
Ved opplegg	4283,8312 kNm	3406,553 kNm	Ikke nok kapasitet Torsjonsarmering er nødvendig

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det er behov for torsjonsarmering for bruplaten med høyde 750 mm. Lengdearmering og bøylearmering bestemmes.

Tabell 7.32 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 16

Lengdearmering	51005,373 mm^2	
Bøylearmering	731 mm^2/m	Ø16s260

7.5.3.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 16

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm. Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Rissvidde kontroll for Modell 16 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde.

Tabell 7.33 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 16

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,272	ok	uk.6081,54 mm ² /m 59Ø32s130, 47436 mm ²
Opplegg	0,289	ok	ok. 6081,54 mm ² /m 103Ø32s130, 82812 mm ²

7.5.3.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 16

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.34 Kontroll av nedbøyning – Modell 16

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	34,29 mm	Ok
Felt 2	45,7 mm	Ok
Felt 3	34,29 mm	Ok

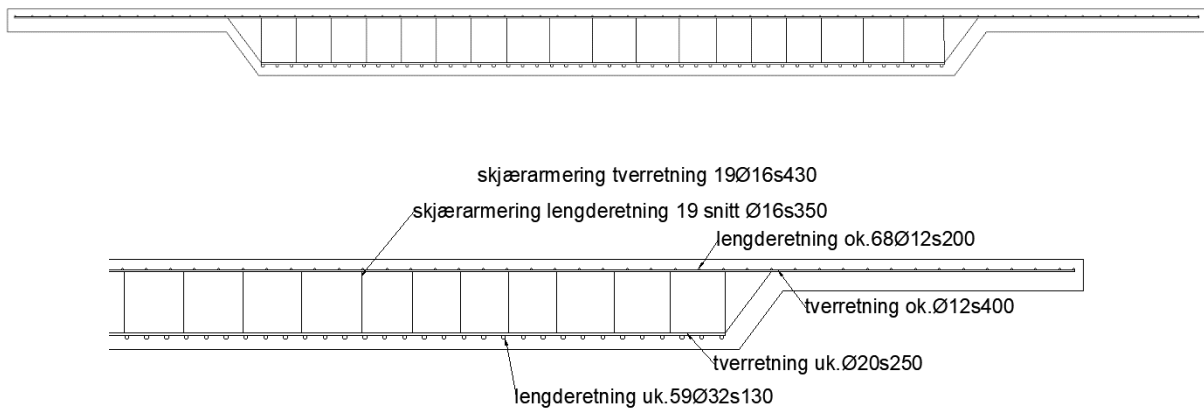
7.5.3.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 16

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.35 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 16

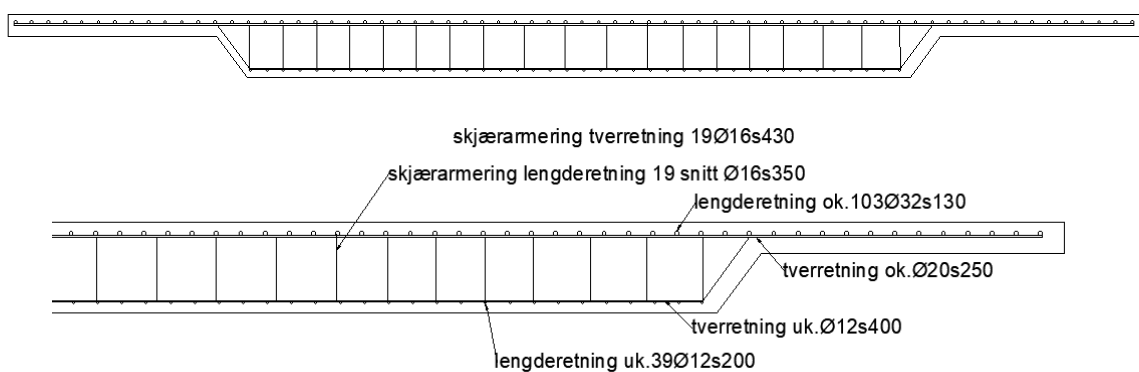
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	6184,6154 mm ² /m Totalt 48240 mm ²	59Ø32s130
	tverretning	1256 mm ² /m	Ø20s250
Skjærarmering			
Tverretning		19Ø16s430	3819 mm ²
Lengderetning		19 snitt Ø16s350	10911,429 mm ² /m



Figur 7.7 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 16

Tabell 7.36 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 16

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	6184,6154 mm^2/m Totalt 83677,846 mm^2	103Ø32s130
	Tverretning	1256 mm^2/m	Ø20s250
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning		19Ø16s430	3819 mm^2
Lengderetning		19 snitt Ø16s350	10911,429 mm^2/m



Figur 7.8 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 16

7.5.4 Modell 14

7.5.4.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 14

Tabell 7.37 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 14

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	8120,4109 kNm	8291,83 kNm	0,979
Ved opplegg	10659,23 kNm	10923,35 kNm	0,976

Strekkarmering i lengderetning i felt beregnes til totalt **32964 mm²**, som gir 41Ø32s190 fordelt over underkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 845,23 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s350** som gir **897,143 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²**.

Tabell 7.38 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 14

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	32964 mm ²	41Ø32s190
	tverretning	897,143 mm ² /m	Ø20s350

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes den til totalt 44220 mm², som gir 55Ø32s240 fordelt over overkantbredde. Siden maksimum senteravstand er 200 mm armeringsmengden endres. Velger å bruke **91Ø25s140** som gir **44681 mm²**. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 660,47 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s400** som gir **785 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²/m**.

Tabell 7.39 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 14

Strekkarmering ok.	Lengderetning	44681 mm^2	91Ø25s140
	Tverretning	785 mm^2/m	Ø20s400
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400

7.5.4.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 14

Tabell 7.40 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 14

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	4681,47 kN	5178,23 kN	0,904

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 9820 mm^2/m . Minimum skjærarmering (beregnet i Vedlegg A) lik **10864,865 mm^2/m** er nok.

Tabell 7.41 Nødvendig skjærarmering – Modell 14

Tverretning	20Ø16s400	4020 mm^2
Lengderetning	20 snitt Ø16s370	10864,865 mm^2/m

7.5.4.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 14

Tabell 7.42 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 14

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	$T_{Ed} > T_{Rd}$
Ved opplegg	4199,6844 kNm	2977,8 kNm	Ikke nok kapasitet Torsjonsarmering er nødvendig

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det er behov for torsjonsarmering for bruplaten med høyde 700 mm. Lengdearmering og bøyearmering bestemmes.

Tabell 7.43 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 14

Lengdearmering	53636,29 mm^2	
Bøyearmering	804 mm^2/m	Ø16s250

7.5.4.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 14

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm. Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Rissvidde kontroll for Modell 14 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde.

Tabell 7.44 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 14

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,214	ok	uk. 5566,154 mm ² /m 43416 mm ²
Opplegg	0,239	ok	ok. 5566,154 mm ² /m 75576 mm ²

7.5.4.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 14

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.45 Kontroll av nedbøyning – Modell 14

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	28,57 mm	Ok
Felt 2	40 mm	Ok
Felt 3	28,57 mm	Ok

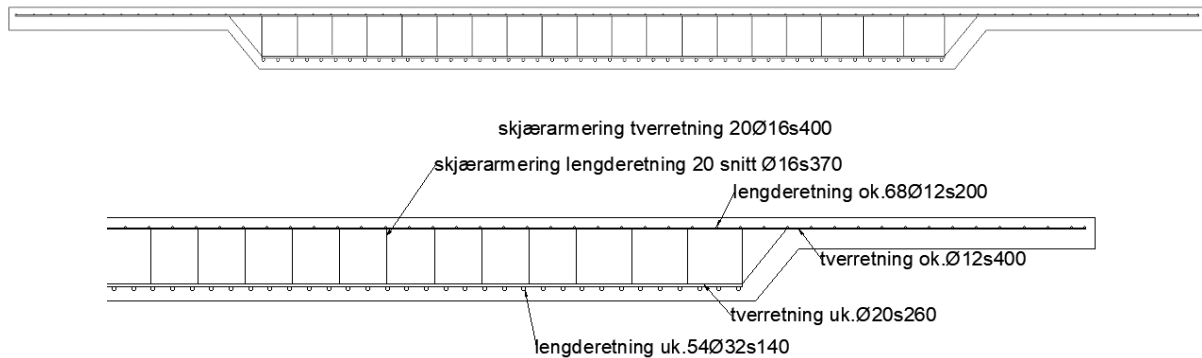
7.5.4.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 14

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.46 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 14

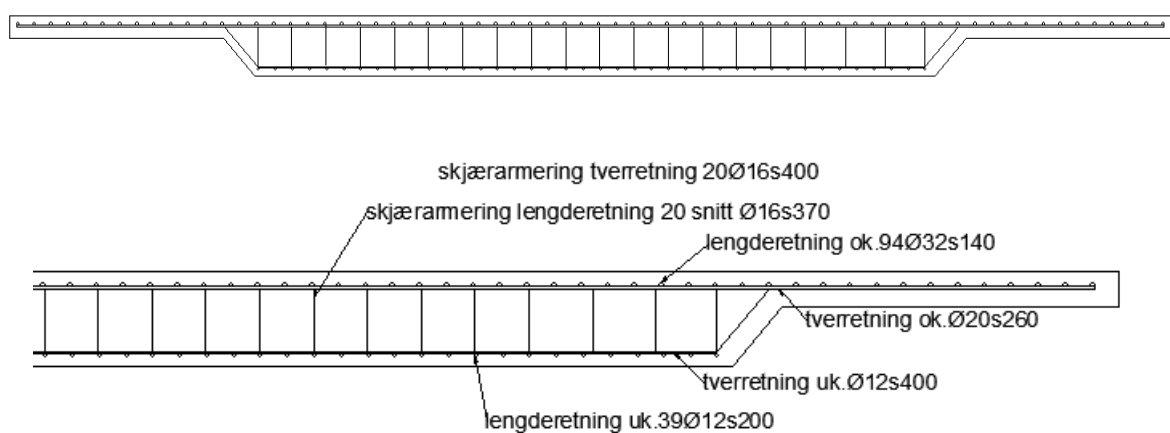
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	5742,86 mm ² /m	54Ø32s140
	tverretning	1207,69 mm ² /m	Ø20s260
Skjærarmering			
Tverretning	20Ø16s400		4020 mm ²
Lengderetning	20 snitt Ø16s370		10911,429 mm ² /m



Figur 7.9 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 14

Tabell 7.47 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 14

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	5742,86 mm^2/m Totalt 77700,896 mm^2	94Ø32s140
	Tverretning	1207,69 mm^2/m	Ø20s260
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning	20Ø16s400		4020 mm^2
Lengderetning	20 snitt Ø16s370		10911,429 mm^2/m



Figur 7.10 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 14

7.5.5 Modell 12

7.5.5.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 12

Tabell 7.48 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 12

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	6985,8389 kNm	7239,78 kNm	0,965
Ved opplegg	7475,45 kNm	7603,8 kNm	0,983

Strekkarmering i lengderetning i felt beregnes til totalt **31356 mm²**, som gir 39Ø32s200 fordelt over underkantbredde. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 804 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s380** som gir **826,32 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²**.

Tabell 7.49 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 12

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	31356 mm ²	39Ø32s200
	tverretning	826,32 mm ² /m	Ø20s380

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes den til totalt 32964 mm², som gir 41Ø32s330 fordelt over overkantbredde. Siden maksimum senteravstand er 200 mm armeringsmengden endres. Velger å bruke **68Ø25s190** som gir **33388 mm²**. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 493,54 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø20s400** som gir **785 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²/m**.

Tabell 7.50 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 12

Strekkarmering ok.	Lengderetning	33388 mm^2	68Ø25s190
	Tverretning	785 mm^2/m	Ø20s400
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400

7.5.5.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 12

Tabell 7.51 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 12

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	3964,07 kN	5309,63 kN	0,746

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 9060 mm^2/m . Minimum skjærarmering (beregnet i Vedlegg A) lik **12137,04 mm^2/m** er brukt.

Tabell 7.52 Nødvendig skjærarmering – Modell 12

Tverretning	29Ø12s270	3277 mm^2
Lengderetning	29 snitt Ø12s270	12137,04 mm^2/m

7.5.5.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 12

Tabell 7.53 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 12

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	$T_{Ed} > T_{Rd}$
Ved opplegg	3749,6031 kNm	2576,5 kNm	Ikke nok kapasitet Torsjonsarmering er nødvendig

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det er behov for torsjonsarmering for bruplaten med høyde 650 mm. Lengdearmering og bøyearmering bestemmes.

Tabell 7.54 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 12

Lengdearmering	51636,2 mm^2	
Bøyearmering	773,1 mm^2/m	Ø16s260

7.5.5.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 12

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm. Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Rissvidde kontroll for Modell 12 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde.

Tabell 7.55 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 12

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,224	ok	uk. 5050,769 mm ² /m 39396 mm ²
Opplegg	0,136	ok	ok. 5050,769 mm ² /m 68336,9 mm ²

7.5.5.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 12

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.56 Kontroll av nedbøyning – Modell 12

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	22,86 mm	Ok
Felt 2	34,29 mm	Ok
Felt 3	22,86 mm	Ok

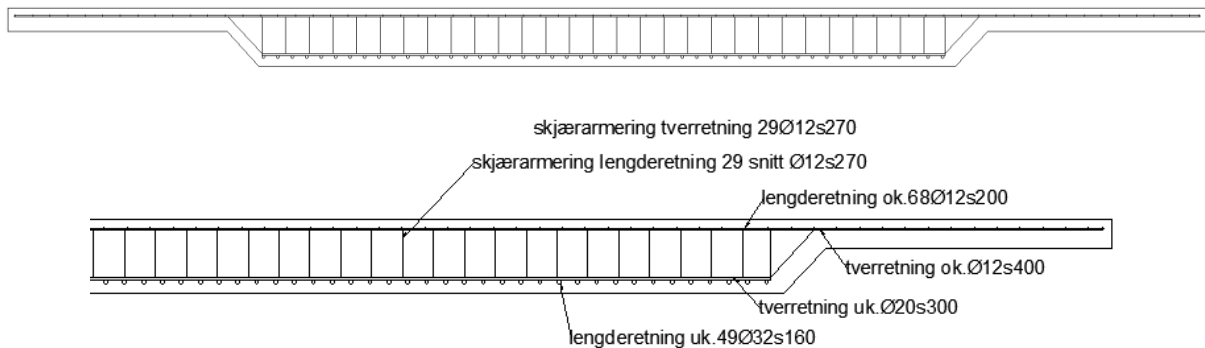
7.5.5.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 12

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.57 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 12

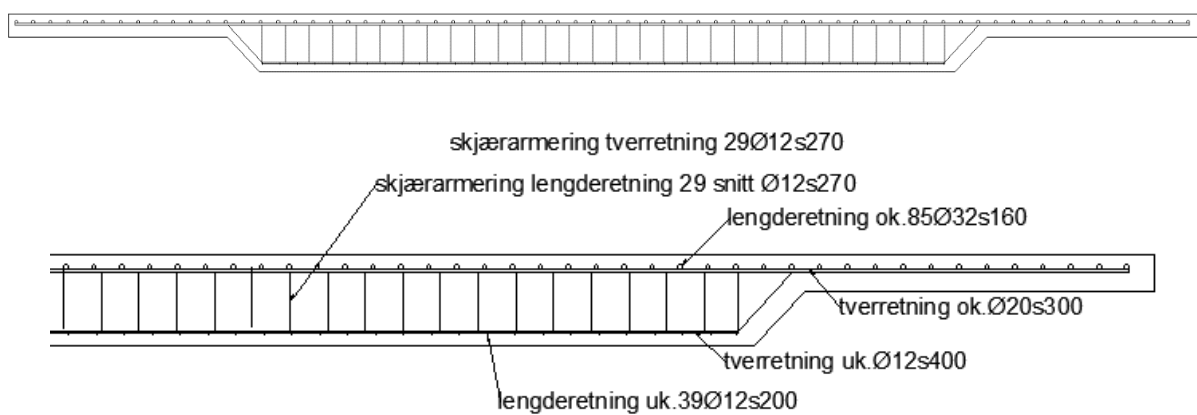
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	5025 mm ² /m	49Ø32s160
	tverretning	1046,67 mm ² /m	Ø20s300
Skjærarmering			
Tverretning		29Ø12s270	3277 mm ²
Lengderetning		29 snitt Ø12s270	12137,04 mm ² /m



Figur 7.11 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 12

Tabell 7.58 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 12

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	5025 mm^2/m Totalt 67988,25 mm^2	85Ø32s160
	Tverretning	1046,67 mm^2/m	Ø20s300
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning		29Ø12s270	3277 mm^2
Lengderetning		29 snitt Ø12s270	12137,04 mm^2/m



Figur 7.12 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 12

7.5.6 Modell 10

7.5.6.1 ULS – Momentkapasitet – Modell 10

Tabell 7.59 Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 10

	Dimensjonerende moment M_{Ed}	Momentkapasitet M_{Rd}	Utnyttelsesfaktor M_{Ed}/M_{Rd}
I felt	4239,9088 kNm	4541,98 kNm	0,933
Ved opplegg	5167,25 kNm	5205,27 kNm	0,993

Strekkarmering i lengderetning i felt beregnes til 20904 mm², som gir 26Ø32s300 fordelt over underkantbredde. Minimum senteravstand er 200 mm. Velger derfor **44Ø25s170** som gir **21604 mm²**. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20 % av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 554 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø16s300** som gir **670 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her overkant, velges **Ø12s200** som for total overkantbredde gir 68 stenger og **7684 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²**.

Tabell 7.60 Nødvendig bøyearmering i felt – Modell 10

Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	21604 mm ²	44Ø25s170
	tverretning	670 mm ² /m	Ø16s300

Strekkarmering i lengderetning ved opplegg, overkant, beregnes den til totalt 24624,8 mm², som gir 31Ø32s430 fordelt over overkantbredde. Siden maksimum senteravstand er 200 mm armeringsmengden endres. Velger å bruke **79Ø20s170** som gir **24806 mm²**. Strekkarmering i tverretning utgjør minst 20% av hovedarmeringen. Det betyr at den skal ikke være mindre enn 366,7 mm²/m. Derfor bestemmes strekkarmering i tverretning til **Ø16s400** som gir **502,5 mm²/m**.

Kapasitetsjekk viste at det ikke er nødvendig med trykkarmering i felt. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmes i begge retninger er det valgt å velge minimum trykkarmering. Trykkarmering i lengderetning, her underkant, velges **Ø12s200** som for total underkantbredde gir 39 stenger og **4407 mm²**. Trykkarmering i tverretning, her overkant, velges **Ø12s400** som gir **282,5 mm²/m**.

Tabell 7.61 Nødvendig bøyearmering ved opplegg – Modell 10

Strekkarmering ok.	Lengderetning	24806 mm ²	79Ø20s170
	Tverretning	502,5 mm ² /m	Ø16s400
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm ²	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400

7.5.6.2 ULS – Skjærkapasitet – Modell 10

Tabell 7.62 Skjærkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 10

	Dimensjonerende skjær V_{Ed}	Skjærkapasitet V_{Rd}	Utnyttelsesfaktor V_{Ed}/V_{Rd}
Ved opplegg	3329,26 kN	6189,26 kN	0,538

Skjærkapasitetskontroll viste at det er det beregningsmessig behov for skjærarmering. Nødvendig skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet beregnes til 8356 mm²/m. Minimum skjærarmering (beregnet i Vedlegg A) lik **15537,5 mm²/m** er brukt.

Tabell 7.63 Nødvendig skjærarmering – Modell 10

Tverretning	33Ø12s240	3729 mm ²
Lengderetning	33 snitt Ø12s240	15537,5 mm ² /m

7.5.6.3 ULS – Torsjonskapasitet – Modell 10

Tabell 7.64 Torsjonskapasitetsjekk – Modell 10

	Dimensjonerende torsjon T_{Ed}	Torsjonskapasitet T_{Rd}	$T_{Ed} > T_{Rd}$
Ved opplegg	3515,8163 kNm	2202,87 kNm	Ikke nok kapasitet Torsjonsarmering er nødvendig

Torsjonskapasitetsjekk har vist at det er behov for torsjonsarmering for bruplaten med høyde 600 mm. Lengdearmering og bøylearmering bestemmes.

Tabell 7.65 Nødvendig torsjonsarmering – Modell 10

Lengdearmering	56015,31 mm ²	
Bøylearmering	873,91 mm ² /m	Ø16s230

7.5.6.4 SLS – Rissviddebegrensning – Modell 10

Største rissvidde beregnes som forklart i kapittel 7.4.4. Den sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,375 mm. Rissvidde beregnes basert på hovedarmeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden. Rissvidde kontroll for Modell 10 viser at rissviddekrav ikke er tilfredsstillt for tverrsnitt dimensjonert i ULS.

Det er valgt å øke armeringsmengden for å tilfredsstille krav i SLS. Det foretas ny rissviddekontroll for tverrsnitt med større armeringsmengde.

Tabell 7.66 Kontroll av største rissvidde for tverrsnitt dimensjonert i ULS – Modell 10

	Rissvidde $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	Kontroll $w_k < w_{max}$	Beregnet for armeringsmengde i lengderetning
Felt	0,218	ok	uk. 3092,31 mm ² /m 23400 mm ²
Opplegg	0,184	ok	Ok. 3092,31 mm ² /m 41838,9543 mm ²

7.5.6.5 SLS – Nedbøyningsbegrensning – Modell 10

Nedbøyning sjekkes for bruksgrensetilstand tilnærmet permanent kombinasjon.

Tabell 7.67 Kontroll av nedbøyning – Modell 10

	Nedbøyningskrav $\delta_{tillatt}$	Krav $\delta_{maks} < \delta_{tillatt}$
Felt 1	17,14 mm	Ok
Felt 2	28,57 mm	Ok
Felt 3	17,14 mm	Ok

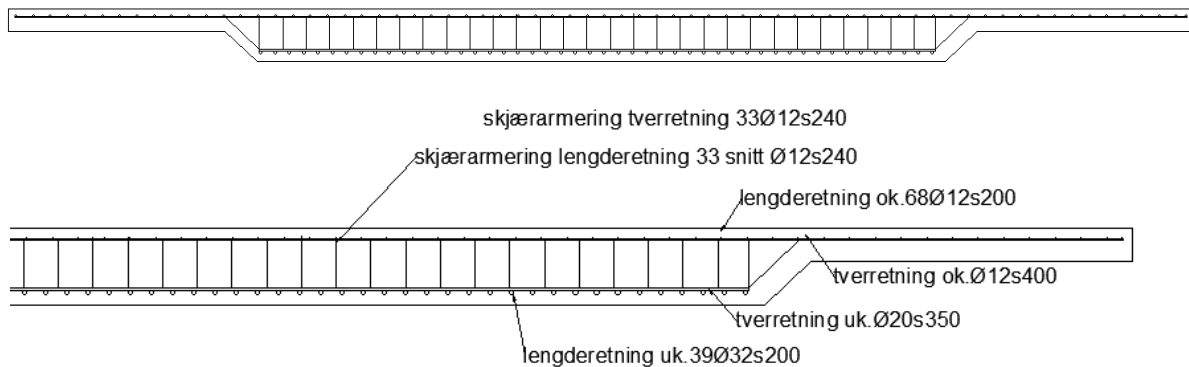
7.5.6.6 Dimensjonert tverrsnitt – Modell 10

Det har vist seg at armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent kombinasjon er dermed den dimensjonerende.

Nedenfor følger forslag til innlagt armeringsmengde slik at alle dimensjoneringskrav er ivaretatt.

Tabell 7.68 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 10

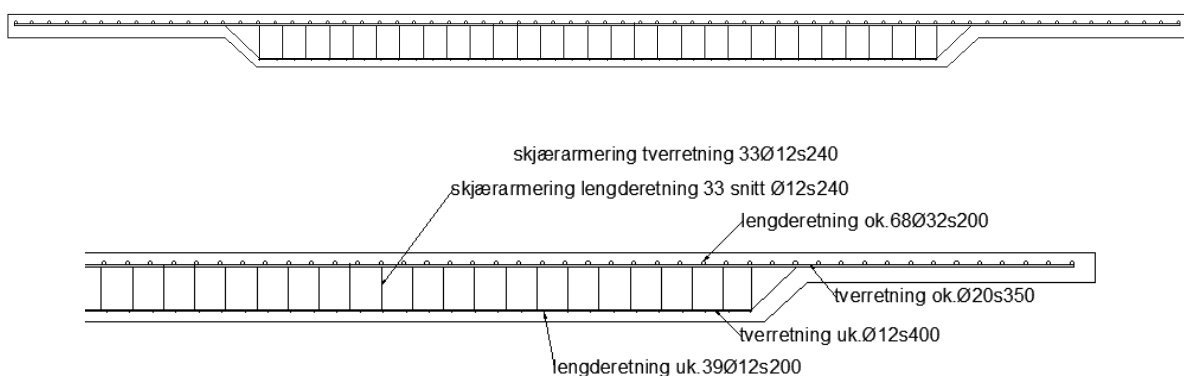
Bøyearmering			
Trykkarmering ok.	Lengderetning	7684 mm ²	68Ø12s200
	Tverretning	282,5 mm ² /m	Ø12s400
Strekkarmering uk.	Lengderetning	4020 mm ² /m	39Ø32s200
	tverretning	897,143 mm ² /m	Ø20s350
Skjærarmering			
Tverretning		33Ø12s240	3729 mm ²
Lengderetning		33 snitt Ø12s240	15537,5 mm ² /m



Figur 7.13 Forslag til innlagt armering i felt – Modell 10

Tabell 7.69 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 10

Bøyearmering			
Strekkarmering ok.	Lengderetning	4020 mm^2/m Totalt 54390,6 mm^2	68Ø32s200
	Tverretning	897,143 mm^2/m	Ø20s350
Trykkarmering uk.	Lengderetning	4407 mm^2	39Ø12s200
	tverretning	282,5 mm^2/m	Ø12s400
Skjærarmering			
Tverretning	33Ø12s240		3729 mm^2
Lengderetning	33 snitt Ø12s240		15537,5 mm^2/m



Figur 7.14 Forslag til innlagt armering ved opplegg – Modell 10

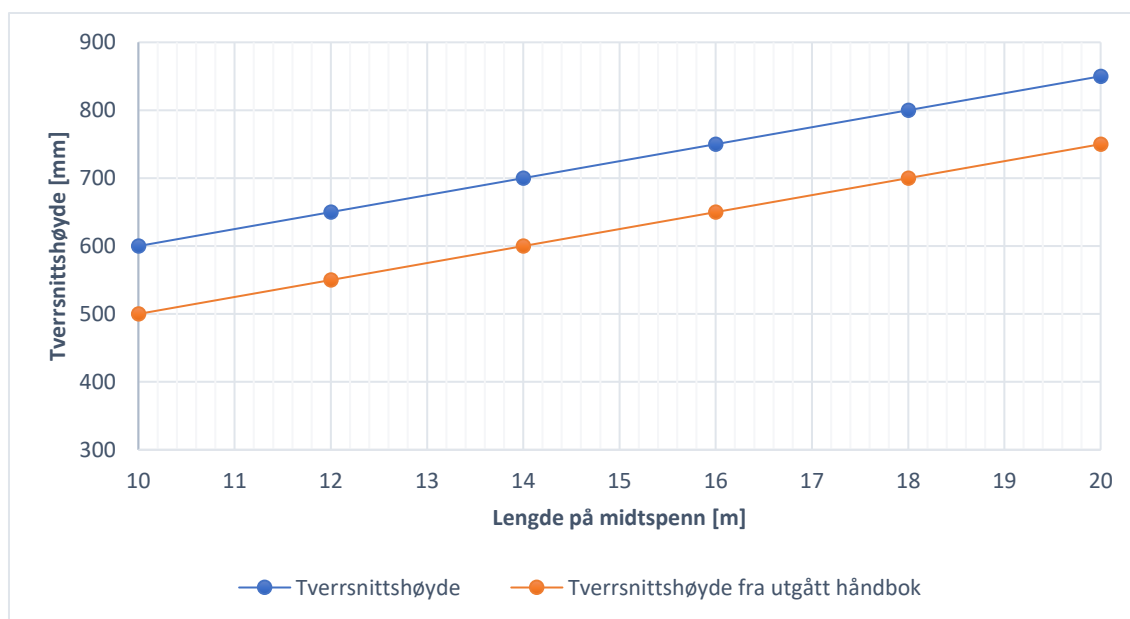
Kapittel 8 Oppsummering og diskusjon

8.1 Oppsummering

Formål med denne oppgaven var å se på forhold mellom spennvidden og platetykkelsen. Oppgaven rettes mot tidlig fase i prosjekter og resultatene skal kunne brukes til å utarbeide et nytt grunnlag for bestemmelse av høyden på bruplatten og mengden armering ut fra valgte spennlengder. Resultater skal diskuteres i dette kapitlet. Dimensjonerende krefter for de ulike modellene sammenlignes for å se på eventuelle trender og det er sett på hvilken last som gir størst bidrag. Oppdatert kurve for bestemmelse av tverrsnittshøyder etter lengde på midtspenn er presentert. Videre blir kurver for valg av armeringsmengde etter midtspennlegde laget basert på dimensjoneringen utført i kapittel 7.

Utgangspunktet for bestemmelse av platetykkelser i denne oppgaven er tatt i Statens vegvesens håndbok 100-4 som inneholder anbefalinger som ikke lenger er aktuelle. Figur 8.1 viser den oppdaterte kurven der tverrsnittshøyder velges basert på lengden på midtspennet. Valg av tverrsnittshøyden i henhold til den utgåtte håndboken 100-4 fra Statens vegvesen er også presentert i figuren. I oppgaven er det valgt å bruke 100 mm ekstra høyde for hver modell for å ta hensyn til strengere krav i nåværende regelverk. Modeller settes opp som vist i tabell 8.1. For økende midtspennlengde økes platetykkelsen. Seks ulike modeller er bygget opp med midtspenn/platetykkelseforholdet varierende fra 16,667 til 23,53.

Sidspenn/midtspenn – forhold har også betydning for resultater. Forholdet varierer fra 0,6 – 0,8 som betyr at sidspennlengden er lik 60% – 80% av midtspennlengden.



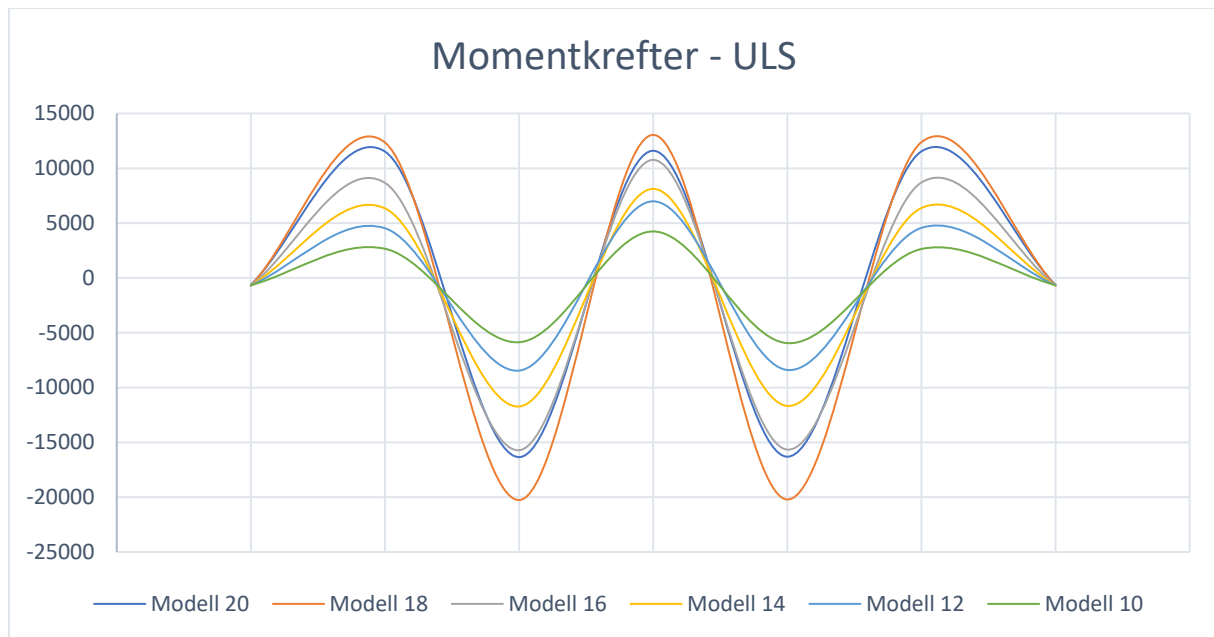
Figur 8.1 Tverrsnittshøyder etter lengde på midtspenn

Tabell 8.1 Terminologi for analysemodellene med viktige parametere

	Side- spenn	Midt- spenn	Total lengde	Plate- tykkelse	Midtspenn/plate tykkelse – forhold	Sidespenn/ midtspenn – forhold
Modell 10	6 m	10 m	22 m	600 mm	16,667	0,6
Modell 12	8 m	12 m	28 m	650 mm	18,461	0,667
Modell 14	10 m	14 m	34 m	700 mm	20	0,714
Modell 16	12 m	16 m	40 m	750 mm	21,33	0,75
Modell 18	14 m	18 m	46 m	800 mm	22,5	0,778
Modell 20	16 m	20 m	52 m	850 mm	23,53	0,8

8.2 Vurdering av momentkrefter i bruddgrensetilstanden

Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstanden for de ulike modellene sammenstilles i figur 8.2. Kurvene i figur 8.2 er ikke eksakte bilder av momentkreftene. De eksakte kurvene er presentert i kapittel 6. Her blir det ikke tatt hensyn til hele momentforløpet, kun til maksimum og minimum verdier for feltmomenter og støttemomenter. Dette gir godt nok bilde for å se på eventuelle trender.



Figur 8.2 Sammenstilling av dimensjonerende momentkrefter i bruddgrensetilstanden

En generell trend er at momentene øker med økende spennlengde og følger mer eksponentiell kurve. Modell 18 får de største kreftene, ikke Modell 20 som forventet. En feilsøking i modellen ble gjennomført men det ble ikke funnet noe feilkilde med hensyn til oppsett av modellen og heller ikke med hensyn til lastpåføring.

Økt moment for økt spennlengde betyr økt moment for høyere midtspenn/platetykkelse-forholdet og for høyere sidespenn/midtspenn-forholdet. Dette tyder på at egenvekt har større innflytelse ved lengre spenn. For å bekrefte dette er det valgt å se nærmere på hvilke laster som har størst betydning på de totale momentene.

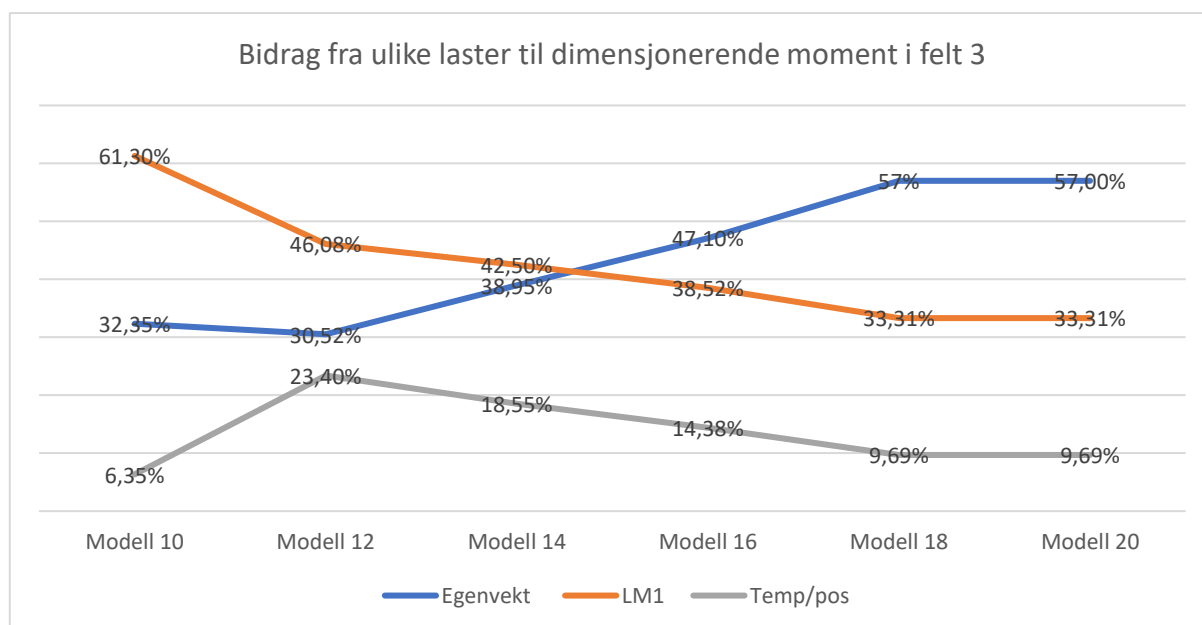
Som presentert i kapittel 6.2 er det hovedsakelig kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient som gir dimensjonerende moment i felt i ULS, og kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient som gir dimensjonerende moment over støtte i ULS. Det er valgt å se på dimensjonerende moment i felt 3 og dimensjonerende moment over støtte i akse 2.

ULS-STR5: $(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$

ULS-STR6: $(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$

Tabell 8.2 Andel momentkrefter i felt 3

	Egenvekt	LM1	Temp/pos	Vind	Karakteristisk verdi	Dimensjonerende verdi
Modell 20	4563,4419	3933,4923	901,7128	0	9398,647	11543,7836
Modell 18	5806,7732	3392,8696	986,493	0	10186,1358	12377,1559
Modell 16	3398,6249	2779,6861	1037,7825	0	7216,0935	8702,663
Modell 14	2074,8758	2264,333	987,8768	0	5327,0856	6376,517
Modell 12	1176,2821	1776,0095	901,634	0	3853,9256	4566,5239
Modell 10	672,4397	1273,969	132,0133	0	2078,422	2637,6769

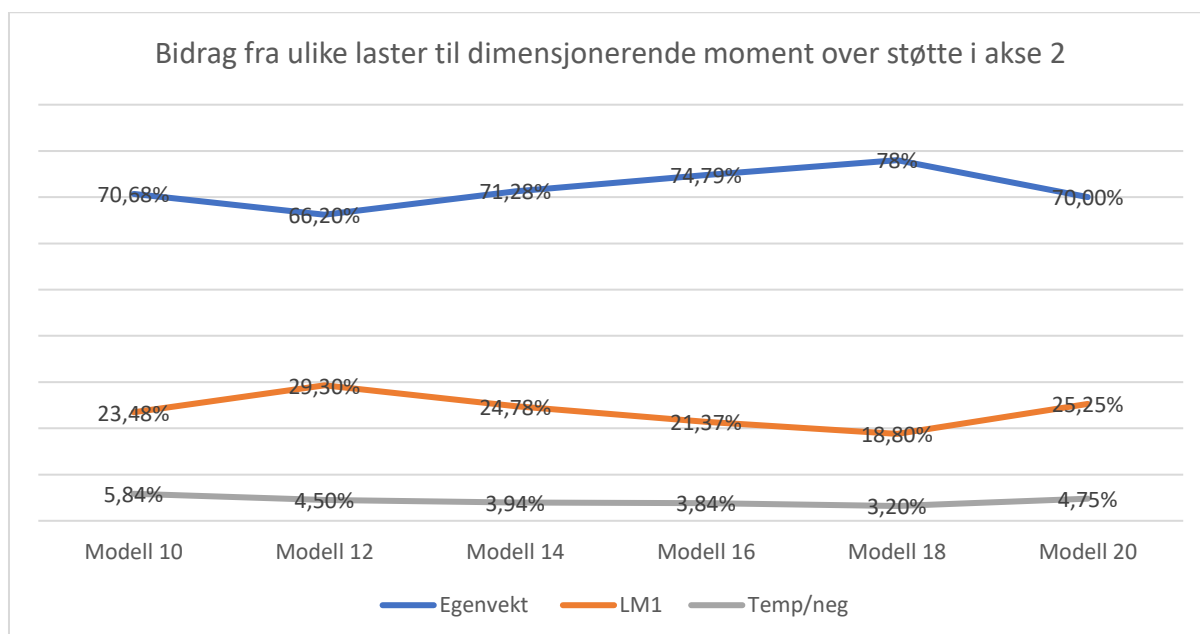


Figur 8.3 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende moment i felt 3

Figuren 8.3 viser med prosentverdier hvilke laster som har størst betydning for den dimensjonerende moment i felt 3. Som forventet er det egenvekt og lastmodell LM1 som har størst påvirkning. Den største andelen av momentkrefter for Modell 10, Modell 12 og Modell 14 er avhengig av trafikklaster. Trenden endrer seg for modeller med høyere tverrsnitt og lengre spenn slik at bidrag fra egenvekt er dominerende. Den positive temperaturdifferansen gir ganske stort bidrag til momentkreftene i felt. For Modell 10 er bidraget relativt lite med kun 6,35 %. Trenden endrer seg for Modell 12 der temperaturbidrag er høyest med hele 23,4 %. Temperaturbidrag er avtakende ved høyere tverrsnitt og lengre spenn.

Tabell 8.3 Andel momentkrefter over støtte i akse 2

	Egenvekt	LM1	Temp/neg	Vind	Karakteristisk verdi	Dimensjonerende verdi
Modell 20	-9429,68	-3397,49	-638,0753	0	-13465,2453	-16438,21
Modell 18	-12632,85	-3045,074	-516,4156	0	-16194,3396	-19704,059
Modell 16	-9512,19	-2718,306	-488,7077	0	-12719,2037	-15494,856
Modell 14	-6844,28	-2378,002	-379,0298	0	-9601,3118	-11741,824
Modell 12	-4591,34	-2035,293	-310,3091	0	-6936,9421	-8517,9132
Modell 10	-2914,539	-1091,898	-717,2238	0	-4123,6608	-4853,977



Figur 8.4 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende moment over støtte i akse 2

Figur 8.4 viser med prosentverdier hvilke laster som har størst betydning for den dimensjonerende moment over støtte i akse 2. Bidrag fra egenvekten er sterkt dominerende med verdier mellom 66,2% og 74,79%, og verdier for hver modell avviker ikke noe særlig fra hverandre. Bidrag fra trafikklast er sekundær og ligger mellom 18,8% og 29,3%. Temperaturlastene gir nokså lavt bidrag i forhold til det totale momentet over støtten. Det er også lavere enn bidraget fra temperatur i felt. Det er fordi støttemomentet påvirkes av minusgrader mens feltmomentet påvirkes av plussgrader.

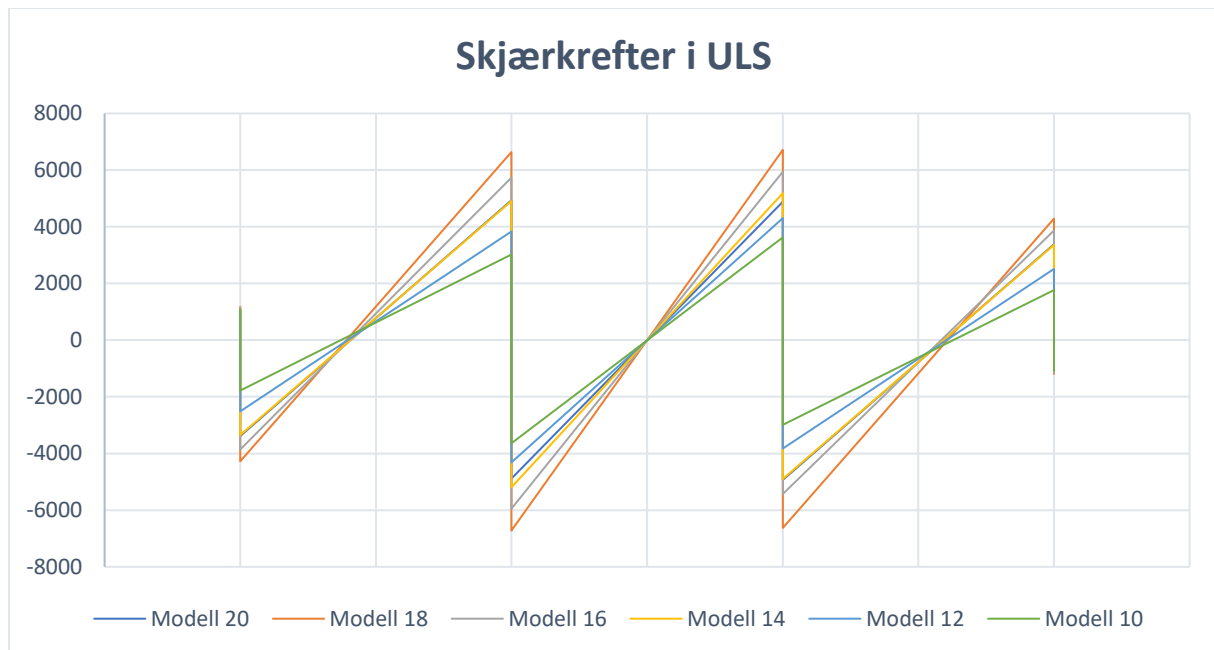
Konklusjon er at egenvekt til bruplaten og trafikklast LM1 er de dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstanden. Temperaturlaster gir også et stort bidrag til momentkreftene. Vindlast har ikke noe betydning for dimensjonering av bruplaten.

For moment i feltet er trafikklast dominerende for midtspenn/platetykkelse – forhold under 20. For Modell 14 som har midtspenn/platetykkelse – forhold lik 20 er bidraget fra trafikklast og egenvekt omtrent likt. For midtspenn/platetykkelse – forhold over 20 er egenvekt den dominerende lasten. Egenvekt har større innflytelse ved lengre spenn.

For moment over støtten er egenvekt dominerende for alle brumodeller.

8.3 Vurdering av skjærkrefter i bruddgrensetilstanden

Dimensjonerende skjærkrefter i bruddgrensetilstanden for de ulike modellene sammenlignes i figur 8.5. Kurvene i figur 8.5 er ikke eksakte bilder av skjærkrefter. De eksakte kurvene er presentert i kapittel 6.3. Her blir det ikke tatt hensyn til hele skjærforløpet, kun til maksimum og minimum verdier for skjær i hver akse. Dette gir godt nok bilde for å se på eventuelle trender.



Figur 8.5 Sammenstilling av dimensjonerende skjærkrefter i bruddgrensetilstanden

En generell trend er at skjærkreftene øker med økende spennlengde. Likevel, Modell 20 ligger i midten selv om den har størst spennlengde. Utenom Modell 20 følger alle andre modeller den generelle trenden. En feilsøking i Modell 18 og Modell 20 ble gjennomført men det ble ikke funnet noe feilkilde med hensyn til oppsett av modellen og heller ikke med hensyn til lastpåføring.

Økt skjær for økt spennlengde betyr økt skjær for høyere midtspenn/platetykkelse – forholdet og for høyere sidespenn/midtspenn – forholdet. Dette indikerer på at egenvekt har større innflytelse ved lengre spenn. Det valgt å se nærmere på hvilke laster som har størst betydning for de dimensjonerende skjærkreftene.

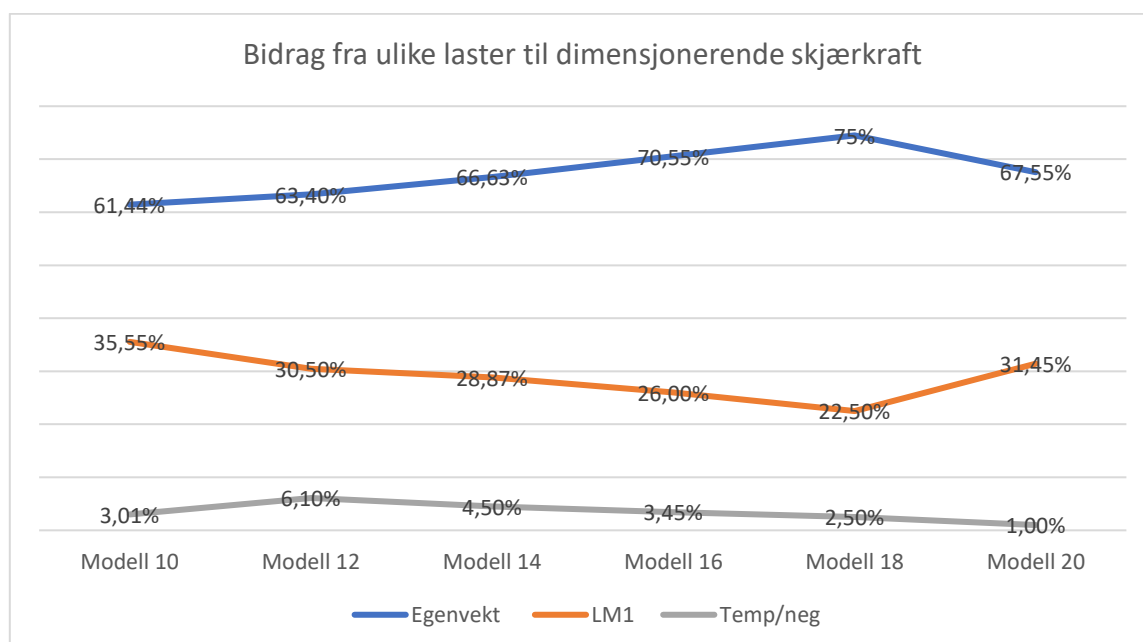
Som presentert i kapittel 6.3 er det hovedsakelig kombinasjon 5 ULS-STR5 med trafikk som dominerende last og positiv temperaturgradient og kombinasjon 6 ULS-STR6 med trafikk som dominerende last og negativ temperaturgradient som gir dimensjonerende skjær i ULS.

ULS-STR5: $(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/pos + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$

ULS-STR6: $(1,35 \cdot 0,89)G + 1,35 LM1 + (1,2 \cdot 0,7)TE/neg + (1,6 \cdot 0,7) V/TR$

Tabell 8.4 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende skjærkrefter

	Egenvekt	LM1	Temp	Vind	Karakteristisk verdi	Dimensjonerende verdi
Modell 20	2680,726	1248,029	39,8797	0	3968,6347	4935,2093
Modell 18	-4108,28	-1242,855	-163,9058	0	-5515,0408	-6720,98
Modell 16	-3503,14	-1290,058	-172,3622	0	-4965,5602	-5948,68
Modell 14	-2910,401	-1261,085	-196,6593	0	-4368,1453	-5195,46
Modell 12	-2333,643	-1122,746	-224,2418	0	-3680,6308	-4316,71
Modell 10	-1829,143	-1058,348	-89,653	0	2977,144	-3640,61



Figur 8.6 Bidrag fra ulike laster til dimensjonerende skjærkraft

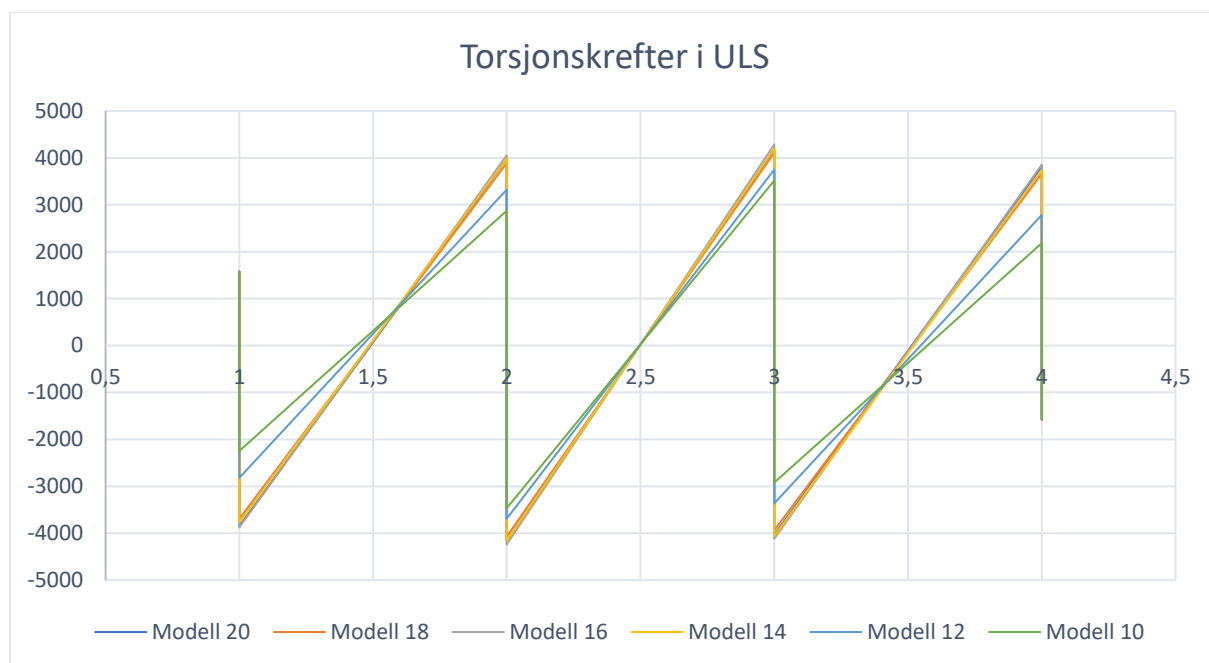
Figur 8.6 viser med prosentverdier hvilke laster som har størst betydning for den dimensjonerende skjærkraften til hver modell. Trenden ligner mye på fordelingen av bidraget til dimensjonerende moment over støtte. Bidrag fra egenvekten er sterkt dominerende med verdier mellom 61,44% og 75%, og verdier for hver modell avviker ikke noe særlig fra hverandre. Bidrag fra trafikklaster er sekundær og ligger mellom 22,5% og 35,55%. Temperaturlastene gir nokså lavt bidrag i forhold til den totale skjærkraften. Bidraget ligger mellom 1% og 6%.

Konklusjon er at egenvekt til bruplaten og trafikklaster LM1 er de dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstanden. Temperaturlaster gir nokså lavt bidrag til skjærkreftene. Vindlast har ikke noe betydning for dimensjonering av bruplaten.

Bidrag fra egenvekt er avgjørende for de dimensjonerende skjærkrefter og øker noe med økende spennlengde.

8.4 Vurdering av torsjonskrefter i bruddgrensetilstanden

Dimensjonerende torsjonskrefter i bruddgrensetilstanden for de ulike modellene sammenlignes i figur 8.7. Kurvene i figur 8.7 er ikke eksakte bilder av torsjonskrefter. De eksakte kurvene er presentert i kapittel 6.4. Her blir det ikke tatt hensyn til hele torsjonsforløpet, kun til maksimum og minimum verdier for torsjon i hver akse. Dette gir godt nok bilde for å se på eventuelle trender.



Figur 8.7 Sammenstilling av dimensjonerende torsjonskrefter i bruddgrensetilstanden

Dimensjonerende torsjonskrefter for hver modell varierer veldig lite i forhold til hverandre. De fleste kurver omtrent overlapper hverandre. Dette indikerer på at midtspenn/platetykkelse – forhold og sidespenn/midtspenn – forholdet ikke har særlig betydning for hvor store blir de dimensjonerende torsjonskrefter. Det betyr at egenvekt ikke har noe bidrag til de dimensjonerende torsjonskrefter. Det er kun trafikklaster som bidrar.

Det er valgt å se bort fra vurdering av bidrag fra de ulike kreftene slik som det er gjort for momentkrefter og skjærkrefter. Resultater fra CSI Bridge er studert grundig og det er klart at for torsjonskrefter er det trafikklaster som er dominerende. Bidrag fra egenvekt ligger på under 1 % for alle brumodeller. Andre laster bidrar ikke.

Konklusjon er at midtspenn/platetykkelse–forhold og sidespenn/midtspenn–forhold ikke er betydningsfulle for torsjonskrefter.

8.5 Dimensjonering oppsummert

Platetykkelsen til tverrsnitt er valgt etter ønsket midtspennlengde i henhold til figur 8.1.

Tverrsnitt dimensjonert i bruddgrensetilstanden har vist seg å ikke ha nok kapasitet til å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstanden. Rissviddekrav og nedbøyningskrav ble ikke tilfredsstilt med armeringsmengden som var nok for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet. Kombinasjonen tilnærmet permanent i bruksgrensetilstanden blir dermed dimensjonerende for bruplatten.

Strekkarmering i lengderetning utgjør hovedarmeringen. Strekkarmering i tverretning bestemmes minst 20% av hovedarmeringen. I henhold til 9.3.1.1 [5] er det minstekravet for tverrarmring i enveisplater. 20 % armeringsmengde er en meget god tilnærming dersom forhold mellom bruens lengde og platens bredde er 1,8 eller større. For lavere l/b forhold er det vanskelig å bestemme tverrarmring som en andel av lengdearmeringen fordi da opptrer platen mer toveis. Som følger av tabell 8.5 er det foretatt en god tilnærming. Kum Modell 10 har lavere lengde/bredde forhold enn 1,8.

Tabell 8.5 Lengde/bredde forhold

	Lengde/bredde forhold
Modell 20	3,8011
Modell 18	3,3626
Modell 16	2,9239
Modell 14	2,4854
Modell 12	2,0468
Modell 10	1,6082

Det har vist seg å ikke være nødvendig med trykkarmering, men siden det er krav om dobbelt armering i bruplater er det valgt å dobbeltarmere. Trykkarmering er derfor valgt minimum for alle modeller i både lengde- og tverretning.

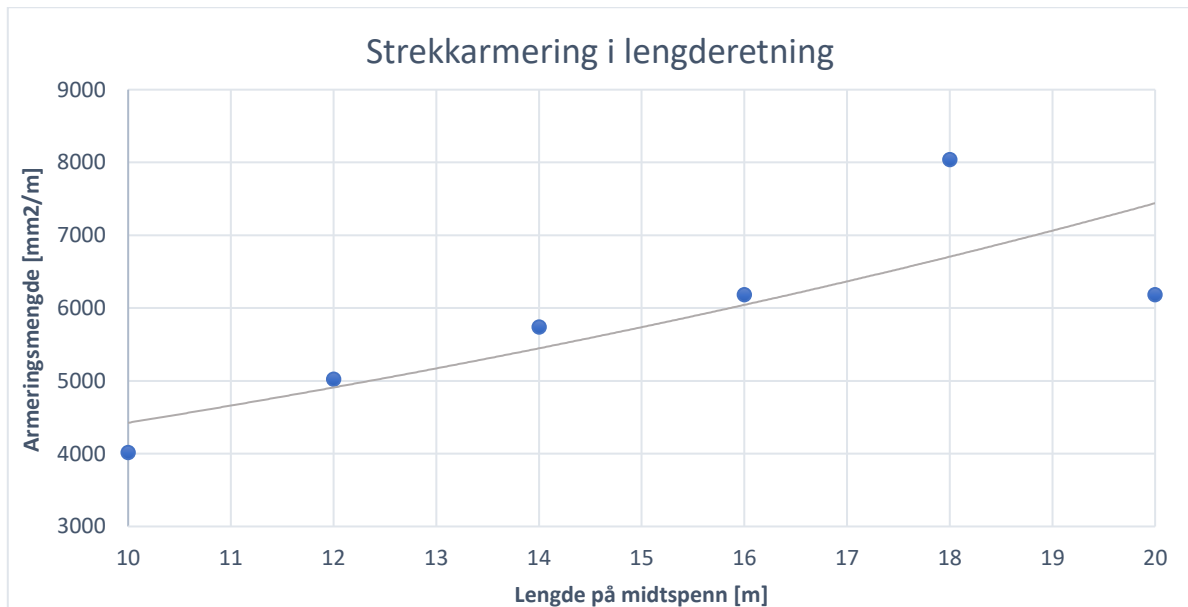
Minimum skjærarmring er brukt for hver bruplate. Skjærkapasitetsjekk har vist at behov for armering er mindre enn minimum. Modell 10 og Modell 12 får mye mer armering enn nødvendig på grunn av begrensninger knyttet til minimumsverdi. Disse begrensninger er:

- Ø12 er den minste stangdiameter som brukes
- Minsteavstand mellom skjærarmring er begrenset av den effektive dybden

Derfor kan enten stangdiameter reduseres eller minsteavstanden økes for plater med mindre tykkelse som fører til økt armeringsmengde.

8.5.1 Strekkarmering

Figur 8.8 og figur 8.9 skal brukes i tidlig dimensjoneringsfase for valg av strekkarmering ut fra valgte midtspennlengder. Blå punkter representerer armeringsmengden for hver spennlengde som ble beregnet manuelt for å tilfredsstille krav i ULS og SLS. Nødvendig armeringsmengde for å tilfredsstille krav i SLS ble funnet ved gjentatte forsøk som betyr at armeringsmengden ikke er nødvendigvis optimalisert. Derfor ble det valgt å sette en trendlinje i figurer som gir tilnærmet armeringsmengde for tidlig dimensjonering.



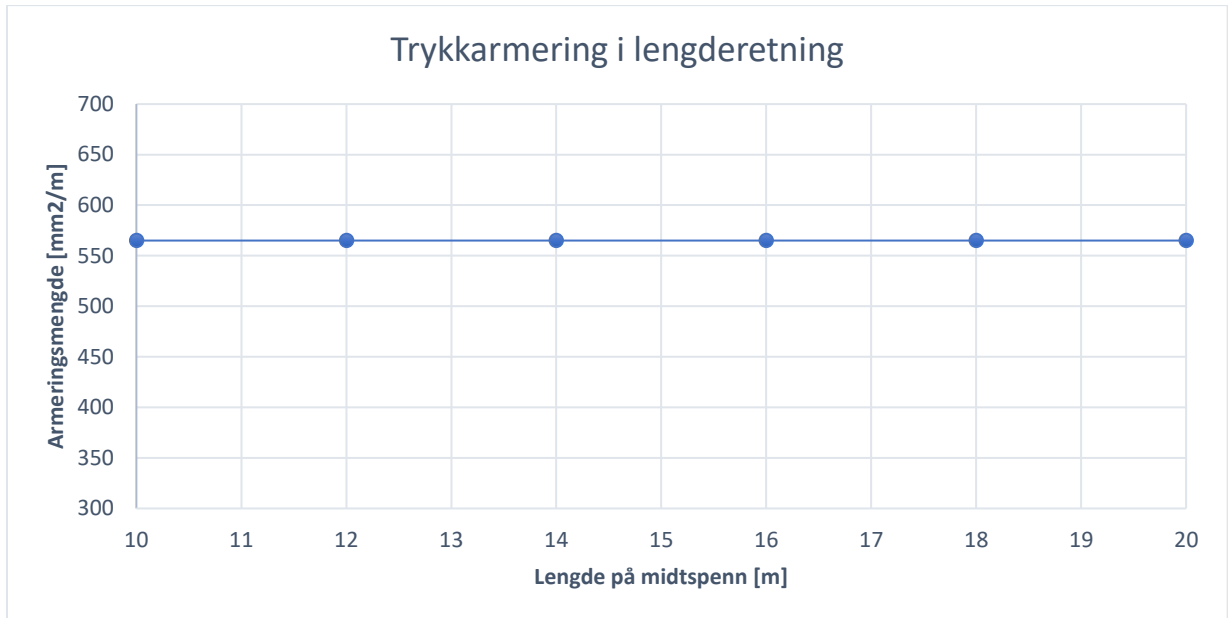
Figur 8.8 Strekkarmering i lengderetning etter lengde på midtspenn



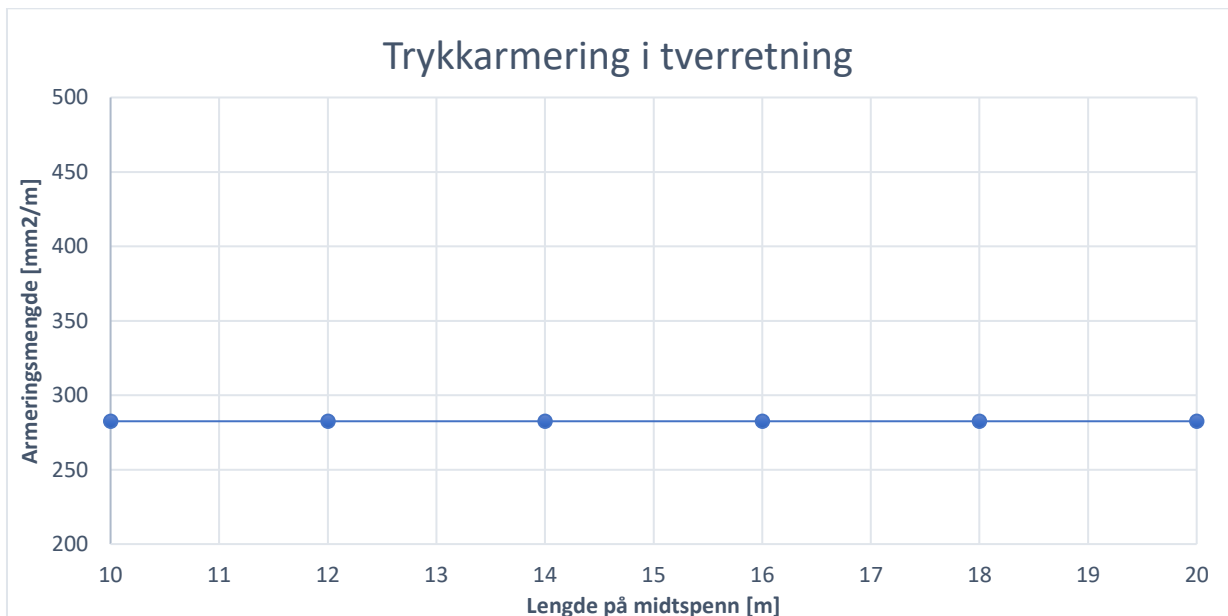
Figur 8.9 Strekkarmering i tverretning etter lengde på midtspenn

8.5.2 Trykkarmering

Trykkarmering er valgt minimum for alle modeller og utgjør $\text{Ø}12\text{s}200$ i lengderetning, og $\text{Ø}12\text{s}400$ i tverretning. Figur 8.10 og figur 8.11 skal brukes i tidlig dimensjoneringsfase for valg av trykkarmering ut fra valgt midtspennlengde.



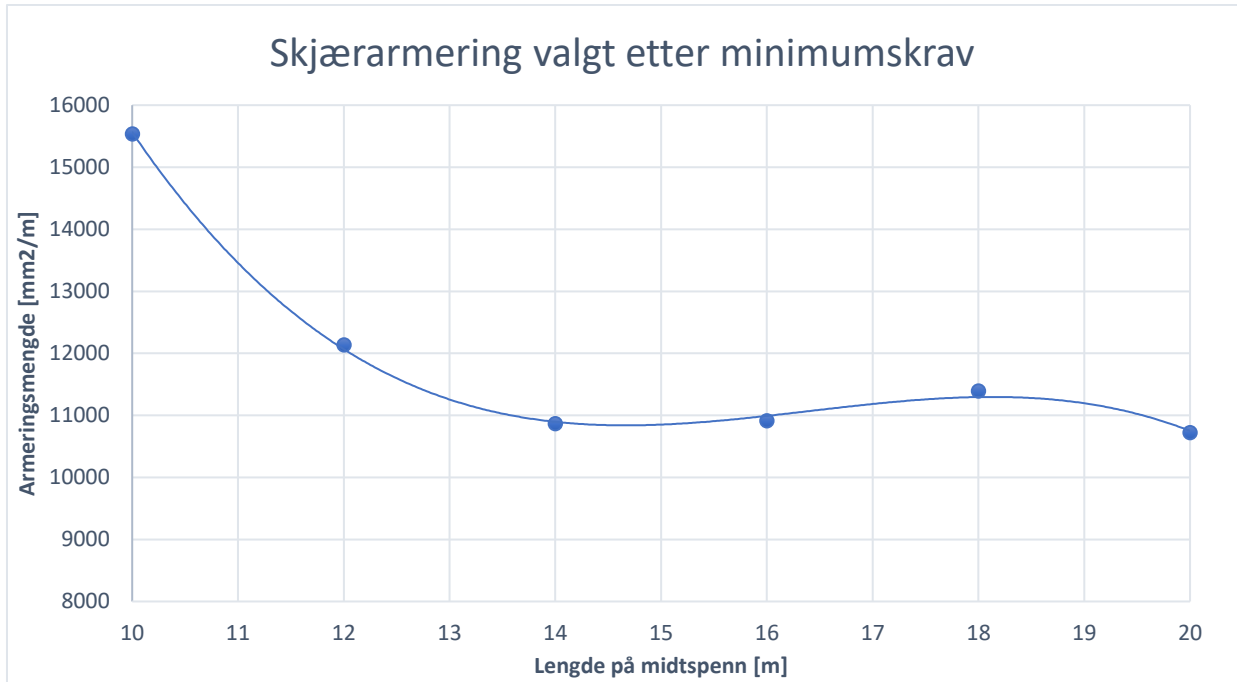
Figur 8.10 Trykkarmering i lengderetning etter lengde på midtspenn



Figur 8.11 Trykkarmering i tverretning etter lengde på midtspenn

8.5.3 Skjærarmering

Figur 8.12 skal brukes i tidlig dimensjoneringsfase for valg av skjærarmering ut fra valgte midtspennlengder. Blå punkter representerer armeringsmengden for hver spennlengde som er valgt etter krav til minimumsarmering. Trendlinjen gir tilnærmet mengde av skjærarmering for tidlig dimensjonering.



Figur 8.12 Skjærarmering etter lengde på midtspenn

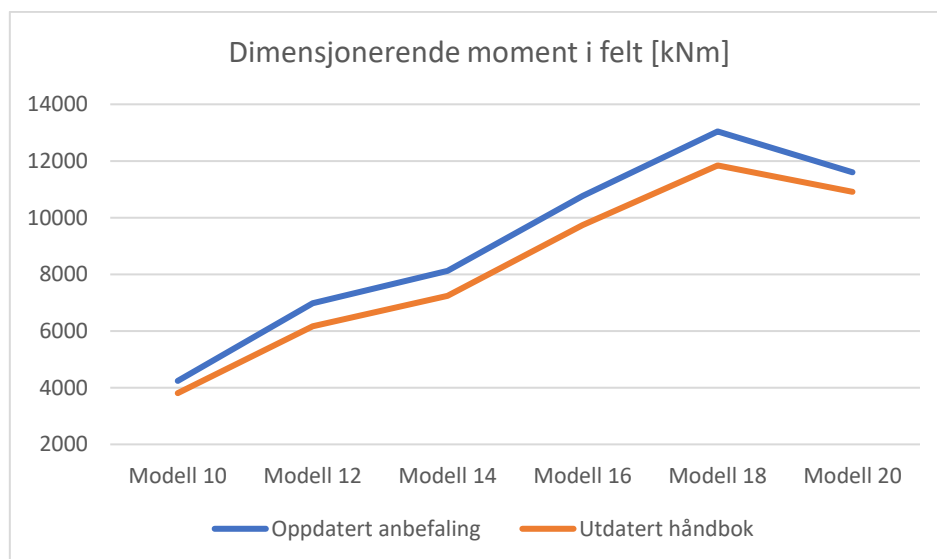
8.6 Platetykkelse i henhold til utdatert håndbok vs. platetykkelse i denne oppgaven

Som en ekstra del av oppgaven har jeg valgt å bygge bromodeller i henhold til de uaktuelle anbefalinger fra Statens vegvesen. På den måten får jeg to brumodeller for hver midtspennlengde. Platetykkelser velges basert på figur 8.1. Dette er gjort for at jeg kan få best mulig forståelse av betydning av midtspenn/platetykkelse – forhold og få størst mulig læringsutbytte med skriving av denne oppgaven. Jeg vil studere hva høyere platetykkelse innebærer for broen i forhold til gammelt regelverk, og viktigst, vurdere om oppgavens formål har blitt oppnådd med tilfredsstillende resultat. Hovedformål var å oppdatere den utgåtte 100-4 samt oppdatere kurven for valg av tverrsnittshøyde basert på midtspennlengde. Det å se om 100 mm ekstra i platetykkelsen gir betydende forskjeller er av hovedinteresse.

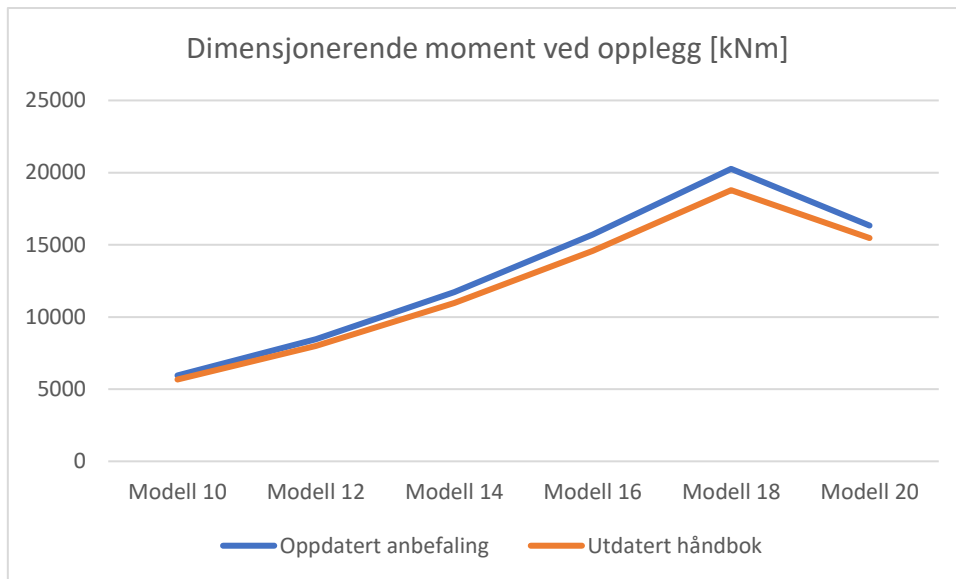
Alle brumodeller blir analysert og dimensjonert i bruddgrensetilstanden. I dette kapittelet sammenlignes relevante aspekter som dimensjonerende krefter, kapasiteter og armeringsbehov.

8.6.1 Dimensjonerende moment

Sammenligning av dimensjonerende momenter som vist på figur 8.13 og figur 8.14 tyder på at modeller med høyere platetykkelsen får høyere dimensjonerende moment. Dette er som forventet fordi økt platetykkelse medfører økt egenvekt, og dermed høyere moment. Samtidig viser det at egenvekten gir stort bidrag til dimensjonerende moment.

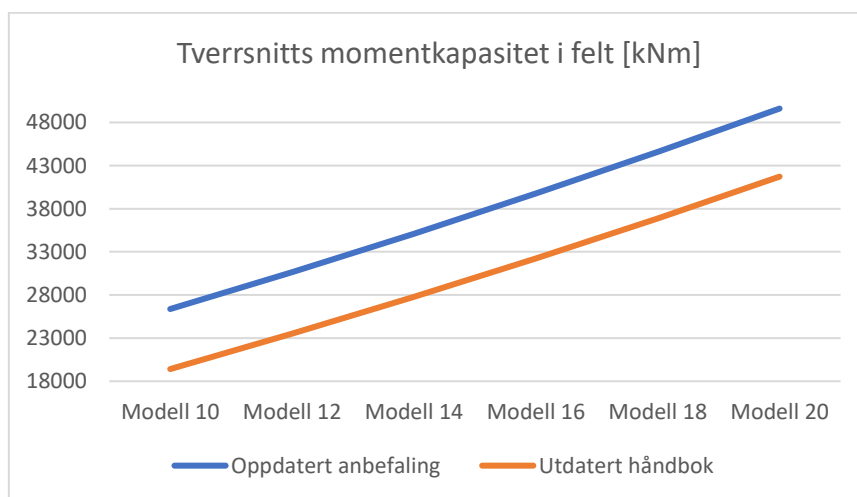


Figur 8.13 Dimensjonerende moment i felt

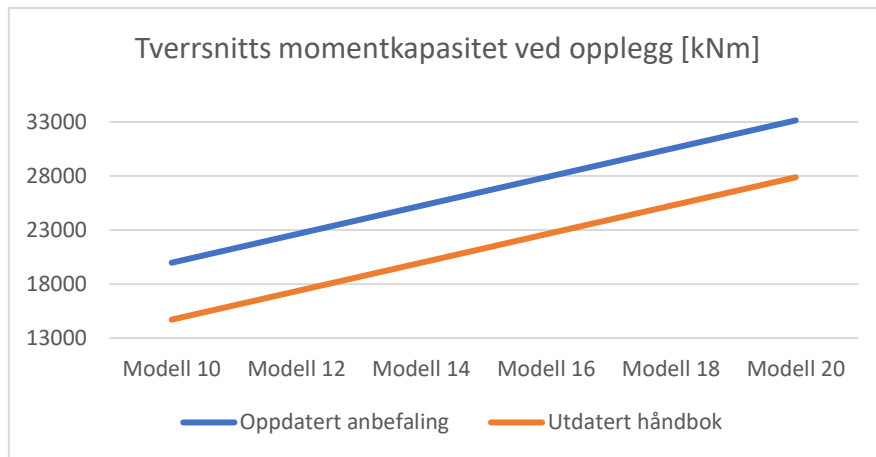


Figur 8.14 Dimensjonerende moment ved opplegg

Videre sammenlignes tverrsnittets kapasitet. Figur 8.15 og figur 8.16 viser kapasitet til betongtverrsnitt i felt og ved opplegg for bruplater modellert etter utdatert håndbok og etter oppdaterte anbefalinger. Tverrsnittets kapasitet er betydelig større for tykkere plater. For begge kurver øker kapasiteten i felt og ved opplegg lineært og begge kurver har samme stigningstall. Det er fordi platetykkelsen øker lineært. Kapasitet ved opplegg er lavere enn kapasitet i felt.

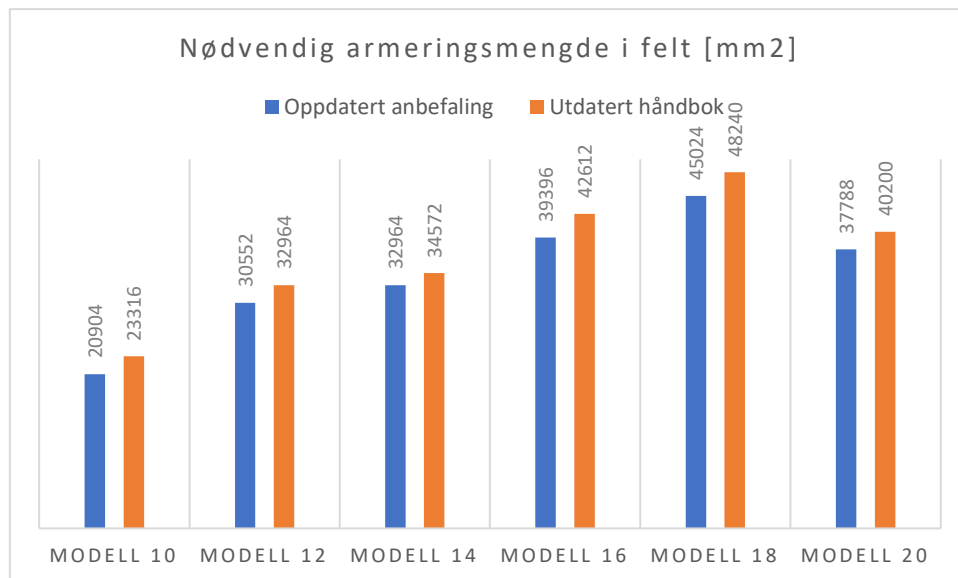


Figur 8.15 Tverrsnitts kapasitet i felt

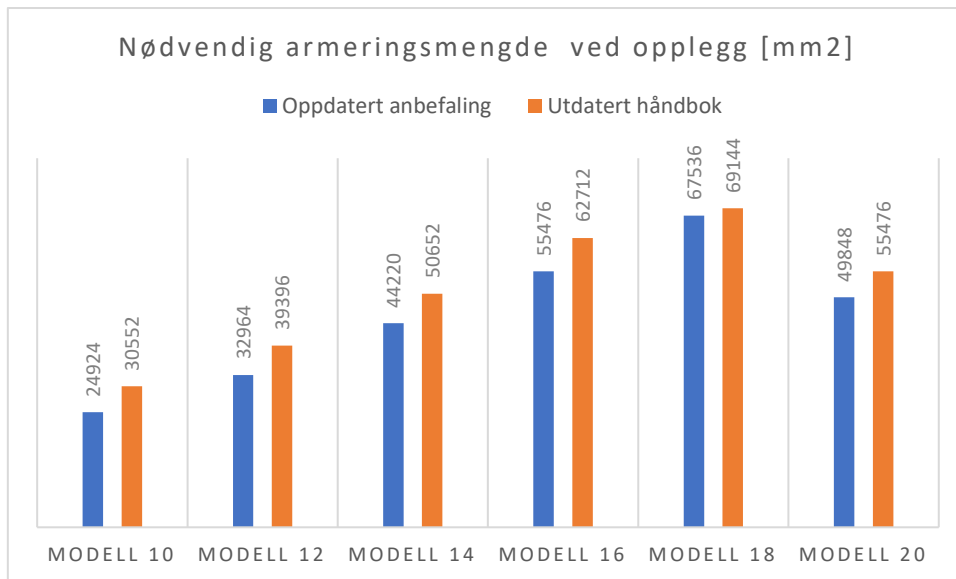


Figur 8.16 Tverrsnitts kapasitet ved opplegg

Videre sammenlignes armeringsbehov av bruplatten. Sammenligning gjelder strekkarmering i lengderetning. Ettersom kapasiteten til tykkere plater er større forventes det mindre nødvendig armeringsmengde for tykkere bruplater. Figur 8.17 og 8.18 gir resultater som forventet. Tykkere bruplater krever mindre armering mot bøyemoment. Ettersom lavere tverrsnitts kapasitet og høyere dimensjonerende momenter ved opplegg er armeringsbehov høyere ved opplegg enn i felt.



Figur 8.17 Nødvendig armeringsmengde i felt

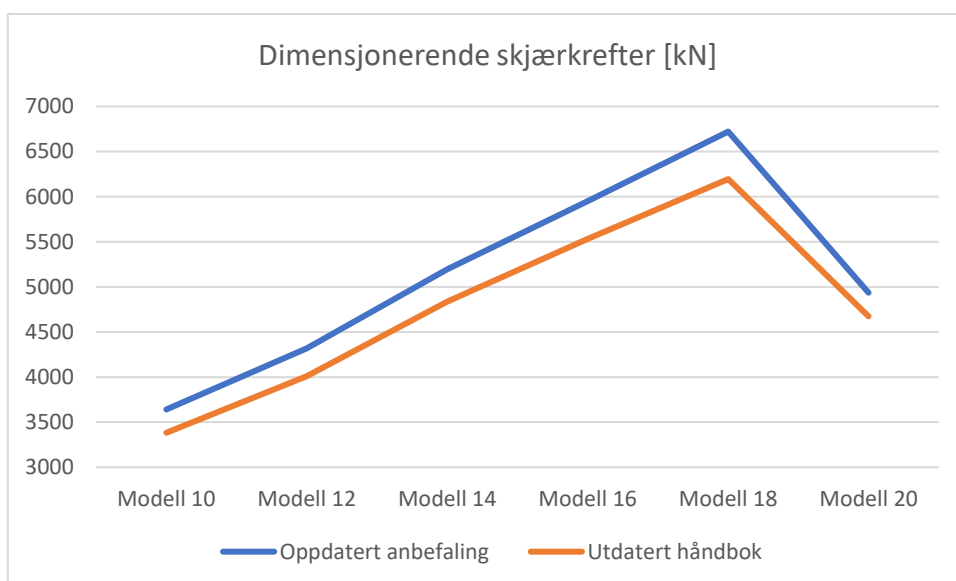


Figur 8.18 Nødvendig armeringsmengde ved opplegg

Konklusjon er at høyere tverrsnitt har større egenvekt og dermed større dimensjonerende momenter. Likevel har tykkere plater høyere kapasitet og krever mindre armeringsmengde.

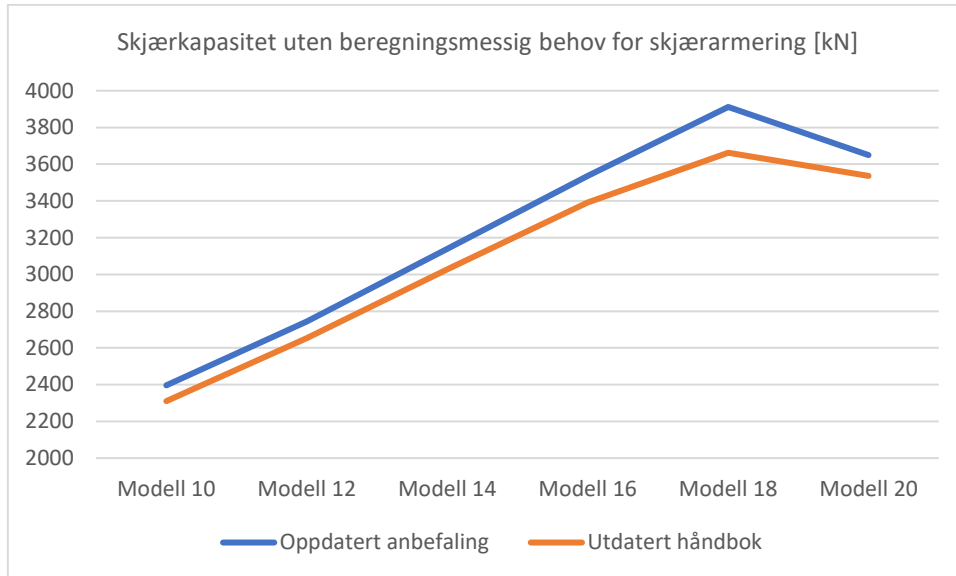
8.6.2 Dimensjonerende skjær

Sammenligning av dimensjonerende skjærkrefter som vist på figur 8.19 tyder på at modeller med høyere platetykkelsen får høyere dimensjonerende skjær. Dette er som forventet fordi økt platetykkelse medfører økt egenvekt, og dermed høyere skjær. Samtidig viser det at egenvekten gir stort bidrag til dimensjonerende skjær.



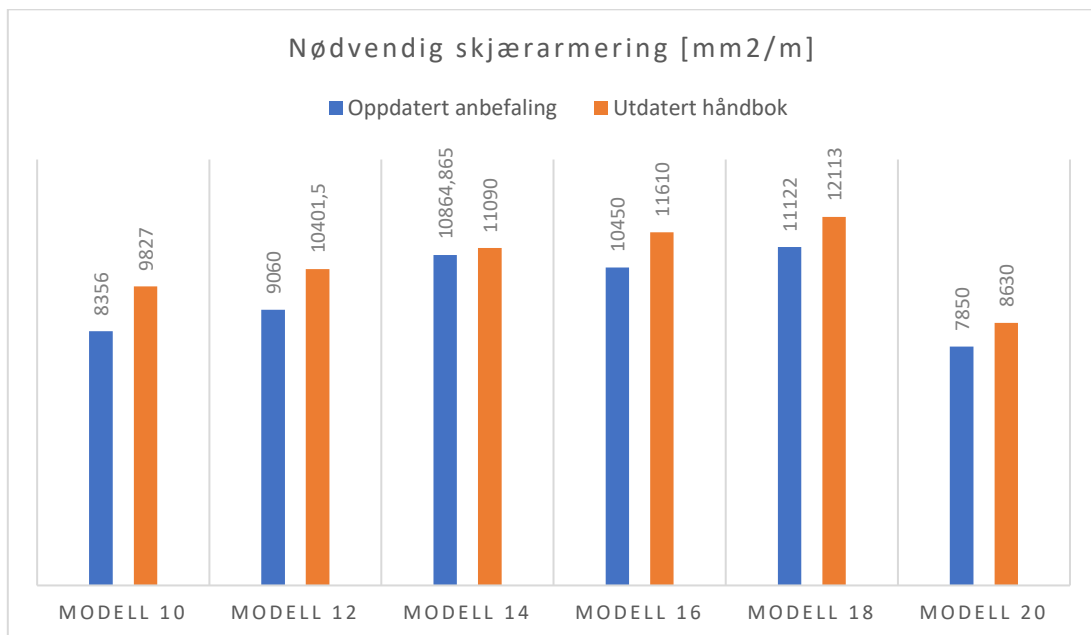
Figur 8.19 Dimensjonerende skjærkrefter

Kontroll for tverrsnitt uten beregningsmessig behov for skjærarmering viser at for begge tilfeller er skjærarmering nødvendig. Sammenligning av tverrsnittets kapasitet for skjær i figur 8.20 viser at høyere plater får større kapasitet. For begge kurver øker kapasiteten lineært og begge kurver har omtrent samme stigningstall. Dette er fordi platetykkelsen øker lineært.



Figur 8.20 Tverrsnitts skjærkapasitet

Videre sammenlignes nødvendig armeringsmengde for skjær. Ettersom kapasiteten til tykkere plater er større forventes det mindre nødvendig armeringsmengde for tykkere bruplater. Figur 8.21. bekrefter denne antakelsen. Høyere bruplater krever mindre armering mot skjær.

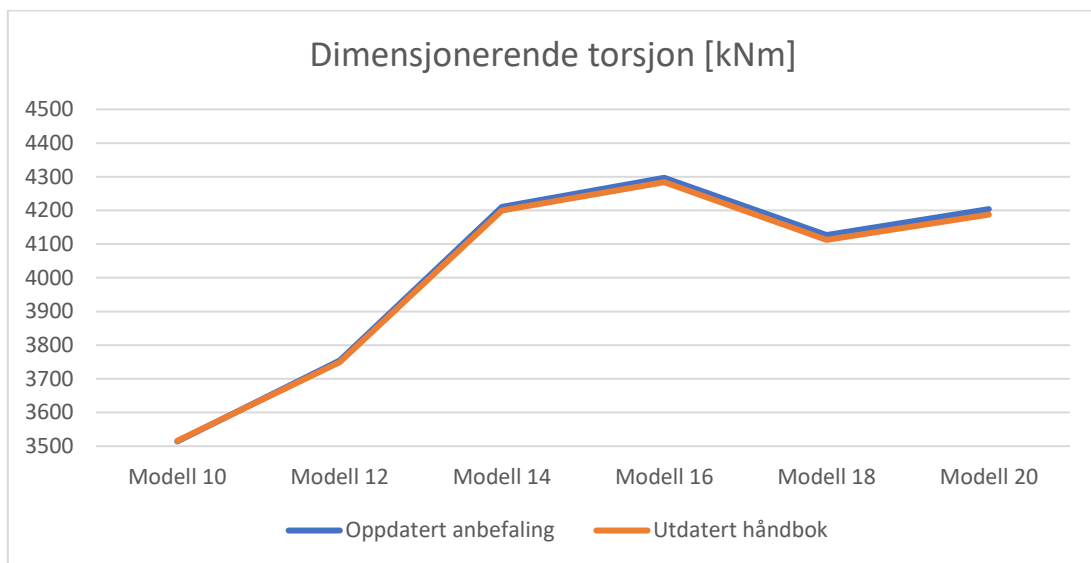


Figur 8.21 Nødvendig skjærarmering

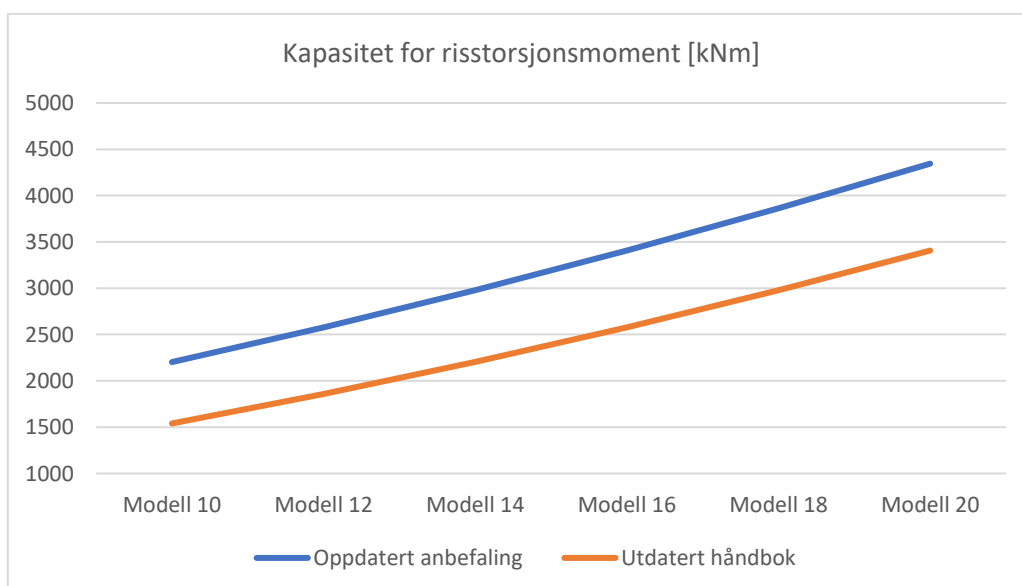
Konklusjon er at høyere tverrsnitt har større egenvekt og dermed større dimensjonerende skjærkrefter. Likevel har tykkere plater høyere kapasitet og krever mindre armeringsmengde for skjær.

8.6.3 Dimensjonerende torsjon

Dimensjonerende torsjonskrefter sammenlignes. Kurver for oppdatert anbefaling og kurven for utdatert håndbok nesten overlapper hverandre som følger av figur 22. Dette betyr at dimensjonerende torsjonskrefter er omtrent like for begge platetykkelser. Dette betyr at bruflatens egenvekt har ikke noe betydning for torsjonskrefter. Det er trafikklasten som er avgjørende for dimensjonerende torsjon.



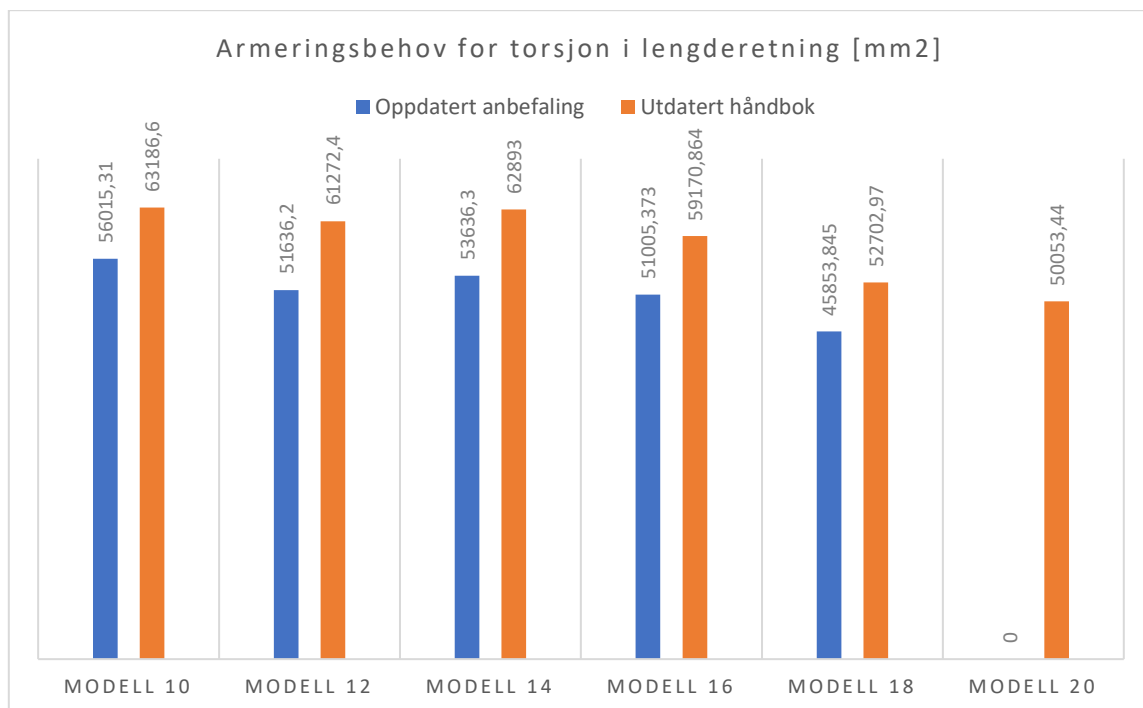
Figur 8.22 Dimensjonerende torsjonskrefter



Figur 8.23 Tverrsnitts kapasitet for risstorsjonsmoment

Platetykkelsen er viktig for tverrsnittets kapasitet for risstorsjonsmoment og dermed nødvendig armeringsmengde. Figur 8.23 viser sammenligning av kapasitet for risstorsjonsmoment. Tverrsnittets kapasitet er betydelig større for tykkere plater. For begge kurver øker kapasiteten nesten lineært og begge kurver har samme stigningstall. Det er fordi platetykkelsen øker lineært.

Videre sammenlignes armeringsbehov for torsjon. Figuren 8.24 viser at tykkere plater krever mindre torsjonsarmering. Det er også klart at med økende modellnummer blir armeringsmengden lavere. Modell 20 dimensjonert etter oppdaterte anbefalinger har nok kapasitet til å motstå torsjonskrefter og krever ingen torsjonsarmering.



Figur 8.24 Nødvendig torsjonsarmering i lengderetning

Konklusjon er at høyere tverrsnitt har større kapasitet for risstorsjonsmoment. Begge platetykkelser får like dimensjonerende torsjonskrefter som betyr at egenvekt ikke påvirker disse kreftene. Høyere plater krever mindre torsjonsarmering.

Videre konkluderes det at 100 mm ekstra i platetykkelsen gir tilfredsstillende resultat for dimensjonering i bruddgrensetilstanden. Større kapasitet og mindre armeringsmengde er oppnådd.

Konklusjon

Rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning i bruksgrensetilstanden er dimensjonerende for armeringsmengden og platetykkelsen. Dette medfører at trykksonen har en overkapasitet og tverrsnittet betegnes som delvis utnyttet. Armeringsmengden dimensjonert i bruddgrensetilstanden er ikke nok for å tilfredsstillere krav i bruksgrensetilstanden. Det er derfor valgt å se bort fra optimalisering av armeringsmengden basert på utnyttelsesfaktorer beregnet for momentkapasitet. Optimalisering innebærer reduksjon av armeringsmengden som fører til at kravet til rissvidder overstiges enda mer.

I oppgaven ble det valgt å studere effekt av jordskjelv i ulykkesgrensetilstanden. Påkjøringslasten kan neglisjeres på grunn av stor nok klaring mellom underliggende veg og overbygning. Momenter i bruddgrensetilstanden var betydelig høyere enn momenter i ulykkesgrensetilstanden. Dermed blir ALS ikke dimensjonerende for brudekket. Konkluderer med at jordskjelv og påkjørsellast ikke vil gi store utslag på platetykkelsen og armeringsmengden.

Egenvekt til bruplaten og trafikklaster LM1 er de dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstanden. Temperaturlast gir også et stort bidrag til momentkreftene. Vindlast har ikke noe betydning for dimensjonering av bruplaten. For moment i feltet er trafikklaster dominerende for midtspenn/platetykkelse – forhold under 20. For Modell 14 som har midtspenn/platetykkelse – forhold lik 20 er bidraget fra trafikklaster og egenvekt omtrent likt. For midtspenn/platetykkelse – forhold over 20 er egenvekt den dominerende lasten. Egenvekt har større innflytelse ved lengre spenn. For moment over støtten er egenvekt dominerende for alle brumodeller. Bidrag fra egenvekt er avgjørende for de dimensjonerende skjærkrefter og øker med økende spennlengde. Midtspenn/platetykkelse–forhold og sidespenn/midtspenn–forhold ikke er betydende for torsjonskrefter.

Resultater ble for det meste som forventet. Det er åpenbart med at platetykkelsen må økes i forhold til den utgåtte håndboken for å tilfredsstillere dagens krav. Det å se om 100 mm ekstra i platetykkelsen gir betydelige forskjeller var av hovedinteresse, derfor har jeg valgt å bygge bromodeller i henhold til de uaktuelle anbefalinger fra Statens vegvesen som en ekstra del av oppgaven. Konkluderer med at høyere tverrsnitt har større egenvekt og dermed større dimensjonerende momenter og større dimensjonerende skjærkrefter. Likevel har tykkere plater høyere kapasitet og krever mindre armeringsmengde. Siden kontroll av rissvidder og nedbøyning er dimensjonerende for bruplater blir høyere tverrsnitt mer passende for dagens krav og regler.

Videre arbeid

- Vurdere ulike bredder på brudekket
- Vurdere søyler i stedet for søyleskiver
- Dimensjonere søyler, landkar og fundamenter
- Vurdere ulike skjevheter ved opplegg
- Vurdere spennarmering mot slakkarmering

Kilder

- [1] Håndbok N400 Bruprosjektering
- [2] Håndbok 185 Bruprosjektering
- [3] Håndbok 100-4 Plassproduserte platebruer
- [4] Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008
- [5] Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
- [6] Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010
- [7] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
- [8] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
- [9] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009
- [10] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008
- [11] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010
- [12] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster. NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008
- [13] NS-EN 206 Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar. NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017
- [14] Håndbok V440 Bruregistrering
- [15] Håndbok R412 Bruklassifisering
- [16] Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging
- [17] Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

[18] Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer. NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009

[19] SVV rapport 668 Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer, Vegdirektoratet Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, Bru, Dato: 10. januar 2017

[20] Bell, K. *Matrisestatikk- Statiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2011

[21] Sandy Shuk-Yan Poon, Master of Applied Science, Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2009. «*Optimization of Span-to-Depth Ratios in High-Strength Concrete Girder Bridges*»

[22] CHALMERS, Master's Thesis 2011: *Guidelines for conceptual design of short-span bridges*.

Andre referanser:

<https://www.lafu.no/brulager.php>

<https://snl.no/bro>

<http://anbeal.co.uk/ec2spantodepth.html>

<http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/146546.pdf>

<https://www.scribd.com/document/353230039/Loads-and-Load-Combination-Bridge-Design-pdf>

www.bridgedesign.org.uk

Vedlegg

Vedlegg A Beregning av minimumsarmering

A1 Minimum armering i lengderetning

A2 Minimumarmering i tverretning

A3 Minimum skjærarmering

Vedlegg B Beregning av permanente laster

B1 Kantdrager

B2 Rekkeverk

B3 Vinge

B4 Overgangsplate

B5 Slitelag

B6 Tverrbærernese

Vedlegg C Vindlaster

Vedlegg D Termiske laster

Vedlegg E Jordtrykk

Vedlegg F Påkjøringslast på overbygning

Vedlegg G Seismiske laster

Vedlegg H Deformasjonslaster

Vedlegg I Modellering i CSI Bridge

Vedlegg J Verifikasjon av egenlast

Vedlegg K Effektiv flensbredde

Vedlegg L Manuelle kontroller av kapasitet i bruddgrensetilstanden. Modell 20.

L1 Kapasitetkontroll bøyemoment

L2 Kapasitetkontroll skjær

L3 Kapasitetkontroll torsjon

Vedlegg M Dimensjonering i bruksgrensetilstand. Modell 20

M1 Rissviddebegrensning

M2 Nedbøyningsbegrensning

Vedlegg A Beregning av minimumsarmering

Minste avstand mellom armering

Armeringsstenger:

$$\emptyset_{32} = 32 \text{ mm}$$

Byggemål:

$$\emptyset_{b,32} = 40 \text{ mm}$$

Den største tilslagsstørrelsen:

$$d_g = 22 \text{ mm}$$

Enkeltstenger 8.2 [5]

$$b_{mål} = 32 \text{ mm} \quad k_2 = 5 \text{ mm}$$

$$a_v = \max(2b_{mål}; d_g + k_2; 20) = 64 \text{ mm}$$

$$cc = a_v + \emptyset_{32} = \mathbf{96 \text{ mm}}$$

Stenger i bunt 8.9.1 [5]

$$b_{mål,b} = \emptyset_{32}\sqrt{2} = 45,255$$

$$a_{v,b} = \max(2b_{mål,b}; d_g + k_2; 20) = 90,51 \text{ mm}$$

$$cc_b = a_{v,b} + 2\emptyset_{b,32} = \mathbf{170,51 \text{ mm}}$$

Vedlegg A1 Minimumarmering i lengderetning

Det beregnes minimumarmering for 1 m bredde.

Bredde	$b = 1000 \text{ mm}$	
Betongfasthet	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Tabell 3.1 [5]
Stålfasthet	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$	Tabell 3.1 [5]
Nominell overdekning	$c_{nom} = 75 \text{ mm}$	
Platetykkelse	$t = 850 \text{ mm}$	
Velger lengdearmering	$\emptyset_L = 32 \text{ mm}$	
Velger tverrarmering	$\emptyset_T = 16 \text{ mm}$	
Maksimal senteravstand	$S_{1,max} = 200 \text{ mm}$	7.8.7 [1]
Effektiv dybde for lengdearmering	$d = t - c_{nom} - \frac{\emptyset_L}{2} = 759 \text{ mm}$	

$$A_c = b \times t = 759000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right) \quad \text{NA.9.2.1.1 [5]}$$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{3,8}{500} \cdot 1000 \cdot 759; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 759\right) = 1499,784 \text{ mm}^2$$

Trykkarmering i lengderetning velges minimum:

Valgt lengdearmering topp (trykk): $\emptyset 12c200 \quad A_{s,t} = \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 565,5 \text{ mm}^2/m$

Valg av minimumsarmering (strekkarmering lengderetning):

$$A_s = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times \frac{b}{S}$$

Modell	Platetykkelse t	Effektiv dybde d	Minimum strekkarmering i lengdearmering $A_{s,min}$	Valgt minimum strekkarmering i lengderetning	A_s
Modell 10	600	509	1005,784 mm ² /m	Ø16c190	1057,89 mm ² /m
Modell 12	650	559	1104,584 mm ² /m	Ø16c180	1116,67 mm ² /m
Modell 14	700	609	1203,384 mm ² /m	Ø16c160	1256,25 mm ² /m
Modell 16	750	659	1302,184 mm ² /m	Ø16c150	1340 mm ² /m
Modell 18	800	709	1400,984 mm ² /m	Ø16c140	1435,71 mm ² /m
Modell 20	850	759	1499,784 mm ² /m	Ø16c130	1546,15 mm ² /m

Vedlegg A2 Minimumarmering i tverretning

I tverretning legges det fordelingsarmering som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen 9.3.1.1 [5].

Valgt lengdearmering topp/strekk $\varnothing 12c200$ $A_{s,t} = \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 565,5 \text{ mm}^2$

Minimum trykkarmering i tverretning utgjør minst 20% av trykkarmering i lengderetning

Minimum tverrarmering topp $A_{smin,topp} = 0,2 \times A_{s,t} = 113,1 \text{ mm}^2$

Senteravstand mellom stengene for tverrarmering skal ikke overskride 400 mm og stangdiameter minst 12 mm:

$$A_{smin,topp} = \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \frac{1000}{400} = 282,74 \text{ mm}^2$$

Valgt tverrarmering topp $\varnothing 12c400$

Valgt lengdearmering bunn varierer for ulike platetykkelser $A_{s,b}$

Minimum tverrarmering bunn $A_{smin,bunn} = 0,2 \times A_{s,b}$

Valgt tverrarmering bunn $A_{smin,bunn} = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \times \frac{1000}{s}$

Modell	Platetykkelse	$A_{s,b}$ lengderetning bunn	$A_{smin,bunn}$ Tverretning bunn	Valgt tverrarmering i bunn
Modell 10	600	$1057,89 \text{ mm}^2/m$	$211,579 \text{ mm}^2$	$\varnothing 12c200$
Modell 12	650	$1116,67 \text{ mm}^2/m$	$223,334 \text{ mm}^2$	$\varnothing 12c200$
Modell 14	700	$1256,25 \text{ mm}^2/m$	$251,25 \text{ mm}^2$	$\varnothing 12c200$
Modell 16	750	$1340 \text{ mm}^2/m$	268 mm^2	$\varnothing 12c200$
Modell 18	800	$1435,71 \text{ mm}^2/m$	$287,142 \text{ mm}^2$	$\varnothing 12c200$
Modell 20	850	$1546,15 \text{ mm}^2/m$	$309,23 \text{ mm}^2$	$\varnothing 12c200$

Vedlegg A3 Minimum skjærarmering

9.2.2 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 [5]

Tverrsnittets bredde i underkant	$b_w = 7950 \text{ mm}$
Antar 90 grader mellom bøyer og lengderetning	$\sin\alpha = \sin 90 = 1,0$
Areal $\emptyset 16$	$A_{\emptyset 16} = 201 \text{ mm}^2$
Areal $\emptyset 12$	$A_{\emptyset 12} = 113 \text{ mm}^2$
Minimum skjærarmeringsforhold	$\rho_{w,min} = 0,1 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1,34 \cdot 10^{-3}$
Minimum skjærarmering per lengdeenhet	$\frac{A_{sw,min}}{S} = \rho_{w,min} \cdot b \cdot \sin\alpha$
Effektiv tverrsnitts høyde for skjærarmering	$d_{skjær} = h - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \frac{\emptyset_{skjær}}{2}$
Maksimal senteravstand i lengderetning	$S_{l,max} = 0,75 \cdot d_{skjær} (1 + \cot\alpha)$
Maksimal senteravstand i tverretning	$S_{t,max} = 0,75 \cdot d_{skjær} \leq 600 \text{ mm}$
Nødvendig antall skjærbøyer	$n_{bøyer} = \frac{b_w - 2c_{nom}}{S_t}$
	$\frac{A_{sw,min}}{S} = \rho_{w,min} \cdot b \cdot \sin\alpha = \mathbf{10,666 \text{ mm}^2/\text{mm}}$

Modell 20

$$d_{skjær} = h - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \frac{\emptyset_{skjær}}{2} = 684 \text{ mm}$$

$$S_{l,max} = 0,75 \cdot d_{skjær} (1 + \cot\alpha) = 513 \text{ mm}$$

$$S_{t,max} = 0,75 \cdot d_{skjær} = 513 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Velger $S_t = \mathbf{500 \text{ mm}}$

$$n_{bøyer} = \frac{b_w - 2c_{nom}}{S_t} = 15,6 \approx 16$$

$$A_{sw,20} = 16 \cdot A_{\emptyset 16} = \mathbf{3216 \text{ mm}^2}$$

$$S_{l,nødvendig} = \frac{A_{sw}}{A_{sw}/S_{min}} = \frac{3216 \text{ mm}^2}{10,666 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 301,52 \text{ mm}$$

Velger $S_l = \mathbf{300 \text{ mm}}$

Kontroll mot minimumsarmering

$$A_{sw,20s300} = A_{sw,20} \cdot \frac{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{S_l} = 10720 \text{ mm}^2/\text{m} > 10666 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valgt senteravstand tverretning

Antall skjærbøyer 16

Totalt skjærarmeringsareal

Valgt senteravstand lengderetning

	Skjærarmering i tverretning	Skjærarmering i lengderetning
Modell 20	16Ø16s500	16 snitt Ø16s300
Modell 18	17Ø16s470	17 snitt Ø16s320
Modell 16	19Ø16s430	19 snitt Ø16s350
Modell 14	20Ø16s400	20 snitt Ø16s370
Modell 12	29Ø12s270	29 snitt Ø12s270
Modell 10	33Ø12s240	33 snitt Ø12s240

Vedlegg B Beregning av permanente laster

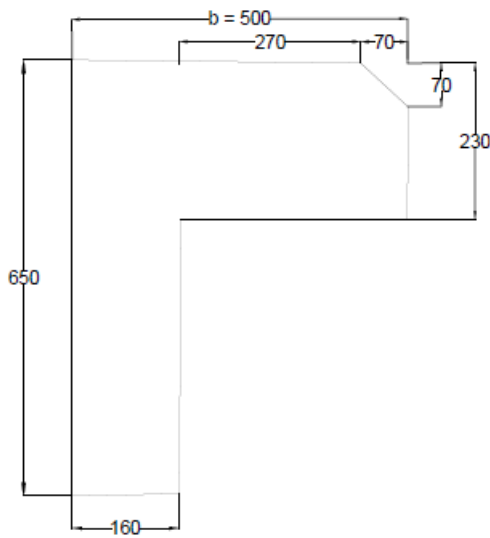
Tverrsnitt modellert i CSI Bridge er uten kantdragere, vinger, overgangsplate, rekkeverk og slitelag. Tverrbærernese er heller ikke med i modellen. Lasten fra disse blir regnet ut manuelt og lagt inn i programmet.

Tyngdetetthet til armert betong $\gamma_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$

Bruplatebredde i topp $b = 13680 \text{ mm}$

Bruplatebredde i bunn $b_w = 7950 \text{ mm}$

Vedlegg B1 Kantdrager



Areal kantdrager:

$$A_{kantd} = (160\text{mm} \times 650\text{mm}) + ((270 + 270)\text{mm} \times 230\text{mm}) - \left(\frac{1}{2} \times 70\text{mm} \times 70\text{mm}\right) \\ = 179750 \text{ mm}^2 = 0,17975 \text{ m}^2$$

Egenlast kantdrager:

$$G_{kantd} = A_{kantd} \times \gamma_{betong} = 0,17975 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,49 \text{ kN/m}$$

Kantdrageren forlenges ut fra hver bruende med 3600 mm fra akse 1 og akse 4. Denne forlengelsen medfører en last som opptrer som punktlast og moment om akse 1 og 4.

Forlengelse av kantdrager fra akse 1 og 4:

$$L_{forlengt} = 3600 \text{ mm}$$

Volum av forlengelse (tar ikke hensyn til avfasing):

$$V_{kantd_forlengt} = 0,17975 \text{ m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 0,6471 \text{ m}^3$$

Punktlast som følge av forlenget kantdrager:

$$G_{kantd_punktlast} = V_{kantd_forlengt} \times \gamma_{betong} = 0,6471 \text{ m}^3 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 16,18 \text{ kN}$$

Eksentrisitet:

$$e = 1800 \text{ mm}$$

Moment som følge av eksentrisiteten:

$$M_{kantd} = G_{kantd_punktlast} \times e = 16,18 \text{ kN} \times 1,8 \text{ m} = 29,12 \text{ kNm}$$

Vedlegg B2 Rekkeverk

Rekkeverk styrkeklasse H2

Egenlast stålrekkeverk 4.1.1 [15]:

$$G_{rekk} = 0,5 \text{ kN/m}$$

Forlengelse av rekkeverk fra akse 1 og 4:

$$L_{forlengget} = 3600 \text{ mm}$$

Punktlast som følge av forlenget rekkeverk:

$$G_{rekk_punktlast} = G_{rekk} \times L_{forlengget} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 3,6\text{m} = 1,8 \text{ kN}$$

Eksentrisitet:

$$e = 1800 \text{ mm}$$

Moment som følge av eksentrisiteten:

$$M_{rekk} = G_{rekk_punktlast} \times e = 1,8 \text{ kN} \times 1,8 \text{ m} = 3,24 \text{ kNm}$$

Sum laster fra kantdrager og rekkeverk

Egenlast fra kantdrager og rekkeverk legges inn som en jevnt fordelt linjelast over platebredden. Denne lasten vil være konstant for alle platetykkelser og spennlengder.

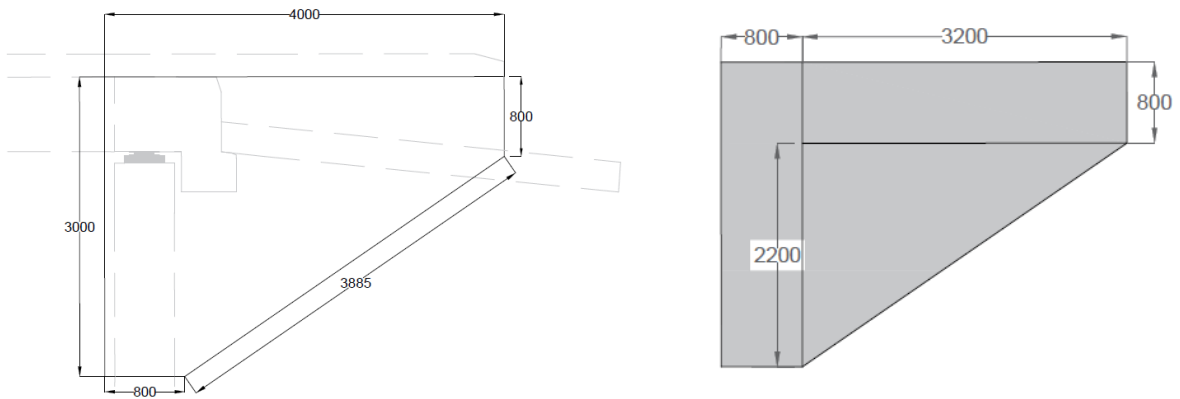
$$G_{kantd_rekk} = 4,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 4,99 \text{ kN/m}$$

Punktlast og momenter som følge av egenvekt til forlenget kantdrager sammen med rekkeverk summeres og legges inn som punktlast som virker ved bruender i akse 1 og akse 4.

$$G_{kantd_rekk_punktlast} = G_{kantd_punktlast} + G_{rekk_punktlast} = 16,18 \text{ kN} + 1,8 \text{ kN} = 18,6 \text{ kN}$$

$$M_{kantd_rekk} = M_{kantd} + M_{rekk} = 29,12 \text{ kNm} + 3,24 \text{ kNm} = 32,36 \text{ kNm}$$

Vedlegg B3 Vinge



Areal landkarvinge:

$$A_{vinge} = (800\text{mm} \times 3000\text{mm}) + (800\text{mm} \times 3200\text{mm}) + \left(\frac{1}{2} \times 2200\text{mm} \times 3200\text{mm}\right) \\ = 8480000 \text{ mm}^2 = 8,48 \text{ m}^2$$

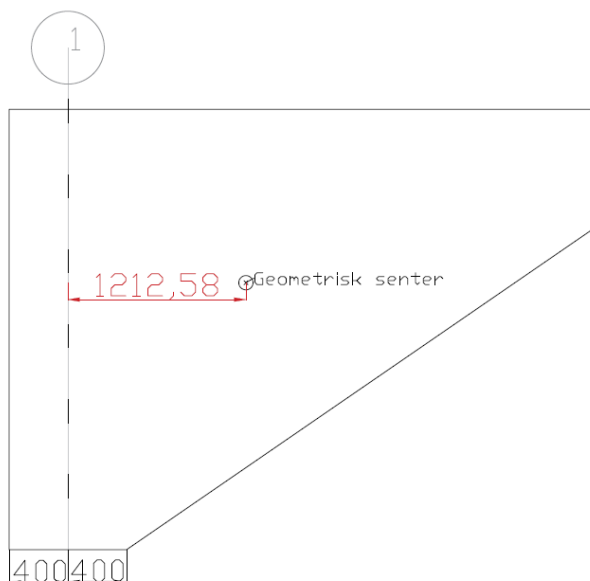
$$t_{vinge} = 350 \text{ mm}$$

Volum landkarvinge:

$$V_{vinge} = A_{vinge} \times t_{vinge} = 2,968 \text{ m}^3$$

Punktlast landkarvinge:

$$G_{vinge_punktlast} = V_{vinge} \times \gamma_{betong} = 2,968 \text{ m}^3 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 74,2 \text{ kN}$$



Eksentrisitet er målt fra akse 1 til det geometriske senteret til vingen:

$$e = 1212,58 \text{ mm}$$

Moment som følge av eksentrisiteten:

$$M_{vinge} = G_{vinge_punktlast} \times e = 74,2 \text{ kN} \times 1,21258 \text{ m} = 89,73 \text{ kNm}$$

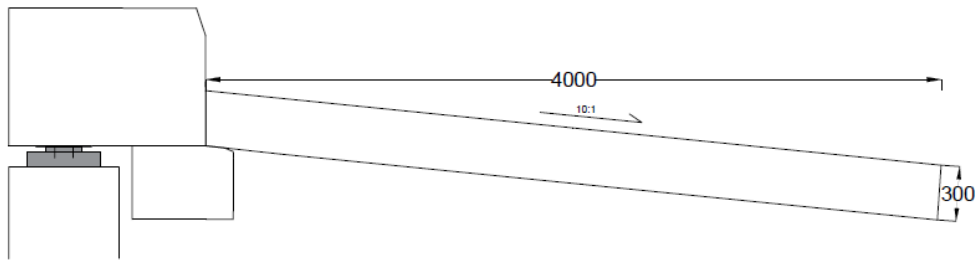
Sum laster fra kantdrager, rekkeverk og vinge

Punktlast og momenter som følge av egenvekt til vinge og egenvekt til forlenget kantdrager sammen med rekkeverk summeres og legges inn som punktlast som virker ved bruender i akse 1 og akse 4.

$$G_{kantd_rekk_vinge_punktlast} = G_{kantd_rekk_punktlast} + G_{vinge_punktlast} = 18,6 \text{ kN} + 74,2 \text{ kN} = 92,8 \text{ kN}$$

$$M_{kantd_rekk_vinge} = M_{kantd_rekk} + M_{vinge} = 32,36 \text{ kNm} + 89,73 \text{ kNm} = 122,09 \text{ kNm}$$

Vedlegg B4 Overgangsplate



Helning 10:1 som i grader tilsvareer $\alpha = 5,7^\circ$

Bredde overgangsplate $B_o = 13680 \text{ mm}$

Lengde overgangsplate $L_o = 4000 \text{ mm}$

Tykkelse overgangsplate $t_o = 300 \text{ mm}$

Halve egenvekten fra overgangsplaten antas å ha innvirkning på bruplaten. Den virker som en linjelast i tverretning i akse 1 og akse 4.

Tverrsnittsareal overgangsplate:

$$A_{\text{overgplate}} = L_o \times t_o = 4000 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} = 4 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 1,2 \text{ m}^2$$

Halve egenlast fra

$$G_{\text{overgplate}} = \frac{1}{2} \times A_{\text{overgplate}} \times \gamma_{\text{betong}} = \frac{1}{2} \times 1,2 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 15 \text{ kN/m}$$

Vedlegg B5 Slitelag

Egenlast slitelag 5.2.2.2 [1]:

$$G_{slit} = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

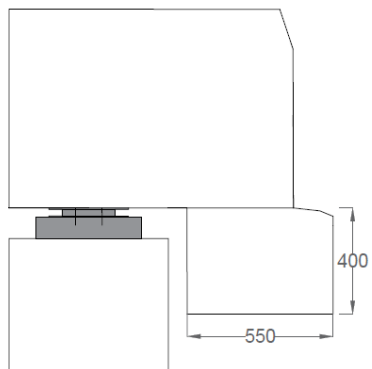
Slitelagets bredde (referer til Figur 2.7 og figur 2.9):

$$B_{slitelag} = 13680 \text{ mm} - 2 \times (500 \text{ mm} - 160 \text{ mm}) = 13000 \text{ mm}$$

Linjelast fra slitelaget:

$$G_{slit} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times B_{slitelag} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 13 \text{ m} = 45,5 \text{ kN/m}$$

Vedlegg B6 Tverrbærernese



Areal tverrbærernese:

$$A_{nese} = 400 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} = 220000 \text{ mm}^2 = 0,22 \text{ m}^2$$

Egenlast tverrbærernese:

$$G_{nese} = A_{nese} \times \gamma_{betong} = 0,22 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5,5 \text{ kN/m}$$

Vedlegg C Vindlaster

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [9]

Vindlastklasse I [1]

Referansevindhastighet fro Region vest, retur periode 50 år:

$$v_{b,o} = 30 \frac{m}{s}$$

Basisvindhastighet v_b (NA.4.1)

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,o}$$

Retningsfaktor NA.4(901.4) $c_{dir} = 1,0$

Årstidsfaktor NA.4(901.5) $c_{season} = 1,0$

Nivåfaktor NA.4(901.2/3) $c_{alt} = 1,0$

Sannsynlighetsfaktor $c_{prob} = 1,0$

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,o} = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 30 \frac{m}{s} = 30 \frac{m}{s}$$

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

Stedsvindhastighet $v_m(z)$ (4.3)

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$$

Terrengkategori II (Tabell NA.4.1):

$$k_r = 0,19$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 200 \text{ m}$$

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Apent 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

$$z = 7 \text{ m}$$

$$z_{\min} < z = 7 \text{ m} < z_{\max}$$

$$\text{Ruhetsfaktor } z=7 \text{ m:} \quad c_r(z) = c_r(7) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{7}{0,05}\right) = 0,939$$

$$\text{Terrengsformfaktor} \quad c_0(z) = c_0(7) = 1,0$$

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 0,939 \times 1,0 \times 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 28,17 \text{ m/s}$$

$$v_m(z) = 28,17 \text{ m/s}$$

Turbulensintensitet $I_v(z)$ (4.7):

$$z_{\min} < z = 7 \text{ m} < z_{\max}$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$\text{Turbulensfaktor:} \quad k_1 = 1,0$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{7}{0,05}\right)} = 0,202$$

$$I_v(z) = 0,202$$

Vindhastighetstrykket $q_p(z)$ (NA.4.8):

$$q_p(z) = [1 + 2k_p I_v(z)] \times q_m(z)$$

$$\text{Luftens densitet:} \quad \rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Toppfaktor:} \quad k_p = 3,5$$

$$\text{Stedvindhastighetstrykk:} \quad q_m(z) = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = \frac{1}{2} \times 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left(28,17 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,496 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z) = [1 + 2k_p I_v(z)] \times q_m(z) = [1 + (2 \times 3,5 \times 0,202)] \times 0,496 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,197 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z) = 1,197 \text{ kN/m}^2$$

Vindhastighetstrykk på trafikk $q_{p_trafikk}$

En øvre grense for kastvindhastigheten på trafikk er 35 m/s som følge av Håndbok N400 [1].

Maksimal stedvindhastighet på trafikk:

$$v_{m_trafikk_max}(z) = \frac{35 \text{ m/s}}{\sqrt{1 + 2k_p I_v(z)}} = \frac{35 \text{ m/s}}{\sqrt{1 + (2 \times 3,5 \times 0,202)}} = 22,53 \text{ m/s}$$

Stedvindhastighet på trafikk:

$$v_{m_trafikk}(z) = \min\left(v_m(z), v_{m_trafikk_max}(z)\right) = \min\left(28,17 \frac{\text{m}}{\text{s}}, 22,53 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)$$

$$v_{m_trafikk}(z) = 22,53 \text{ m/s}$$

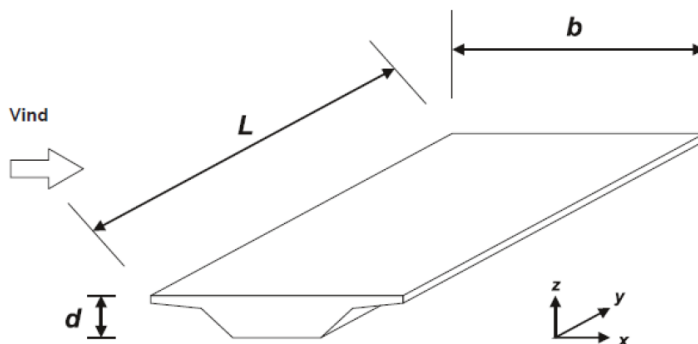
Stedvindhastighetstrykk:

$$q_{m_trafikk}(z) = \frac{1}{2} \rho v_{m_trafikk}(z)^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left(22,53 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,317 \text{ kN/m}^2$$

Vindhastighetstrykk på trafikk:

$$q_{p_trafikk}(z) = \left(1 + 2k_p I_v(z)\right) \times q_{m_trafikk}(z) = \left(1 + (2 \times 3,5 \times 0,202)\right) \times \frac{0,317 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p_trafikk}(z) = 0,77 \text{ kN/m}^2$$



MERK! På figuren ovenfor er tverretning definert som x-retning, mens i CSI Bridge er tverretning definert som y-retning.

1. Vindlast på brubane uten trafikk og med rekkverk:

Total brubredde (x-retning) (tar ikke hensyn til kantdragere siden modellen i CSI Bridge er modellert uten kantdragere):

$$b_{bru} = 13680 \text{ mm}$$

Bruens dybde, antar maksimal tykkelse (z-retning):

$$d_{bru} = 850 \text{ mm}$$

Kantraders høyde:

$$d_{kantd} = 230 \text{ mm}$$

$$d = d_{bru} + d_{kantd} = 1080 \text{ mm}$$

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	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Total dybde (åpen parapet og åpent sikkerhetsrekkverk)

$$d_{tot} = d + 0,6 \text{ m} = 1680$$

$$\frac{b_{bru}}{d_{tot}} = \frac{13680}{1680} = 8,143$$

Kraftfaktor

Figur 8.3a $C_{fx} = 1,3$

Figur 8.6 (5) $C_{fz} = 0,9$

$$e = \frac{b_{bru}}{4} = 3,42 \text{ m}$$

Vindlast på brubane uten trafikk:

x-retning 8.3.1:

$$q_x = C_{fx} \times q_p(z) = 1,3 \times 1,197 \frac{kN}{m^2} = 1,5561 \text{ kN/m}^2$$

y-retning:

Vindlaster i y-retning er 25% av vindlaster i x-retning 8.3.4:

$$q_y = q_x \times 0,25 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

z-retning:

$$q_z = C_{fz} \times q_p(z) \times b_{bru} = 0,9 \times 1,197 \frac{kN}{m^2} \times 13,68 \text{ m} = 14,74 \text{ kN/m}$$

Tabell nedenfor viser vindlast uten trafikk for de ulike modellene.

	d_{bru}	d	d_{tot}	$\frac{b_{bru}}{d_{tot}}$	C_{fx}	C_{fz}	Vindlast x-retning kN/m^2	Vindlast y-retning kN/m^2	Vindlast z-retning kN/m
Modell 10	600	830	1430	9,56	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74
Modell 12	650	880	1480	9,24	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74
Modell 14	700	930	1530	8,94	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74
Modell 16	750	980	1580	8,66	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74
Modell 18	800	1030	1630	8,39	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74
Modell 20	850	1080	1680	8,14	1,3	0,9	1,556	0,39	14,74

2. Vindlast på brubane med trafikk:

$$b_{bruT} = b_{bru} \quad d_{bruT} = d_{bru} \quad d_{kantdT} = d_{kantd} \quad d_{bilT} = 2 \text{ m}$$

$$d_{totT} = d_{bruT} + d_{kantdT} + d_{bilT} = 850 \text{ mm} + 230 \text{ mm} + 2000 \text{ mm} = 3080 \text{ mm}$$

$$\frac{b_{bru}}{d_{totT}} = \frac{13680}{3080} = 4,44$$

Figur 8.3b $C_{fx_trafikk} = 1,12$

Figur 8.6 (5) $C_{fz_trafikk} = 0,9$

$$e = \frac{b_{bruT}}{4} = 3,42 \text{ m}$$

Vindlast på brubane med trafikk:

x-retning: 8.3.1:

$$q_{x_trafikk} = C_{fx_trafikk} \times q_{p_trafikk}(z) = 1,12 \times 0,77 \frac{kN}{m^2} = 0,862 \text{ kN/m}^2$$

y-retning:

Vindlaster i y-retning er 25% av vindlaster i x-retning 8.3.4:

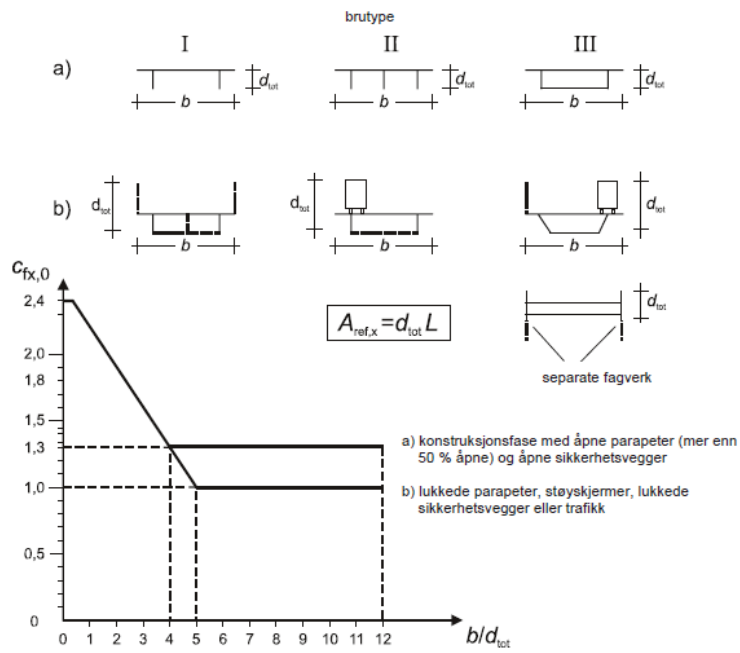
$$q_{y_trafikk} = q_{x_trafikk} \times 0,25 = 0,2155 \text{ kN/m}^2$$

z-retning:

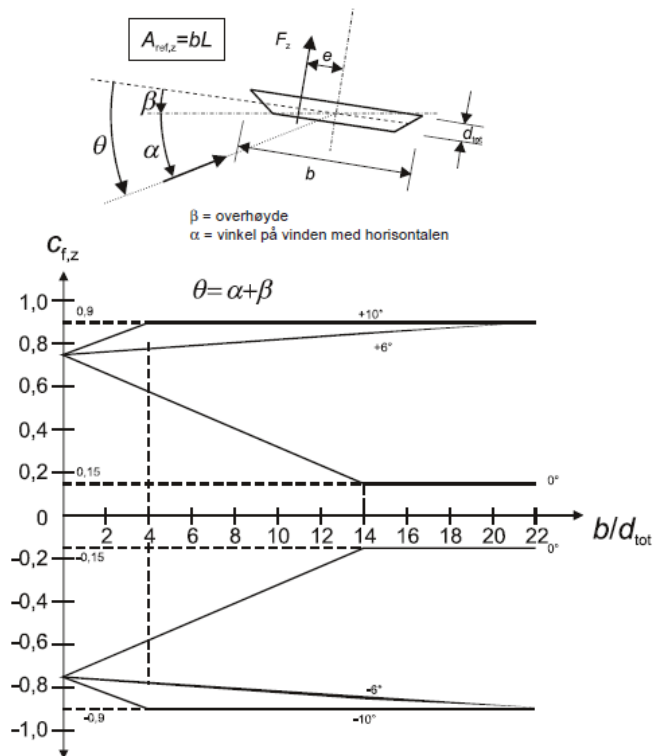
$$q_{z_trafikk} = C_{fz_trafikk} \times q_{p_trafikk}(z) \times b_{bruT} = 0,9 \times 0,77 \frac{kN}{m^2} \times 13,68 \text{ m} = 9,48 \text{ kN/m}$$

Tabell nedenfor viser vindlast med trafikk for de ulike modellene.

	d_{bruT}	d_{totT}	$\frac{b_{bruT}}{d_{totT}}$	$C_{fx_trafikk}$	$C_{fz_trafikk}$	Vindlast x-retning kN/m^2	Vindlast y-retning kN/m^2	Vindlast z-retning kN/m
Modell 10	600	2830	5,0	1,0	0,9	0,77	0,1925	9,48
Modell 12	650	2880	4,9	1,03	0,9	0,793	0,185	9,48
Modell 14	700	2930	4,8	1,06	0,9	0,816	0,204	9,48
Modell 16	750	2980	4,75	1,075	0,9	0,827	0,2067	9,48
Modell 18	800	3030	4,7	1,09	0,9	0,839	0,2098	9,48
Modell 20	850	3080	4,6	1,12	0,9	0,862	0,2155	9,48



Figur 8.3 – Kraftfaktorer for bruer, $c_{f,x,0}$



Figur 8.6 – Kraftfaktor $c_{f,z}$ for bruer med helning i tverretning og vindhelning

Vedlegg D Termiske laster

Beregninger basert på NS-EN1991-1-5 [10]

Maksimal og minimal temperatur NA.A1 og NA.A2:

$$T_{maks} = 36^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$$

Antatt støpetemperatur:

$$T_0 = 10^{\circ}\text{C}$$

Tilleggstemperatur for lagre:

$$T_{lager} = 20^{\circ}\text{C}$$

I henhold til 6.1.3.3(3) skal lagre og ekspansjonsfuger dimensjoneres for et større temperatur. Temperaturtillegget avhenger av om temperaturen ved montasjetidspunktet er kjent eller ukjent. Her er det valgt å anta at denne temperaturen er ukjent.

$T_{ved_lagermontering} = \text{ukjent}$

Representativ lufttemperatur fig. NA.6.1:

$$T_{e_maks} = T_{maks} - 3 = 33^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e_min} = T_{min} + 8 = -22^{\circ}\text{C}$$

Temperaturer for lagre 6.1.3.3(3):

$$T_{e_maks_lagre} = T_{maks} - 3 + T_{lager} = 53^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e_min_lagre} = T_{min} + 8 - T_{lager} = -42^{\circ}\text{C}$$

Karakteristisk lufttemperaturintervall:

$$\Delta T_{N_exp} = T_{e_maks} - T_0 = 23^{\circ}\text{C} \quad \text{Ekspansjon}$$

$$\Delta T_{N_con} = T_{e_min} - T_0 = -32^{\circ}\text{C} \quad \text{Kontraksjon}$$

Verdier for lagre:

$$\Delta T_{N_exp_lager} = T_{e_maks} - T_0 + T_{lager} = 43^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N_con_lager} = T_{e_min} - T_0 - T_{lager} = -52^{\circ}\text{C}$$

Lineært varierende temperaturdifferanseandel tab. NA.6.1 og tab. NA.6.2:

Platebru i tverrsnittgruppe 3, belegningstykkelse i denne oppgaven 80 mm

Temperaturandel på varmere overside: $\Delta T_{M_heat} = 15^\circ\text{C}$

Temperaturandel på kaldere overside: $\Delta T_{M_cool} = 8^\circ\text{C}$

Faktorer for å ta hensyn til belegningstykkelse:

Statens vegvesen anbefaler en belegningstykkelse ikke mindre enn 60 mm for vegbruer. Som nevnt i kapittel 2.2.3 belegningstykkelse i denne oppgaven er lik 80 mm.

Tabell NA.6.2 – Verdier for k_{sur} for å ta hensyn til ulike tykkelser av belegg

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

¹⁾ Disse verdiene er øvre grenseverdier for mørk farge.

Verdier for faktorer k_{sur_over} og k_{sur_under} finnes ved interpolasjon.

$$k_{sur_over} = 0,82$$

$$k_{sur_under} = 1,0$$

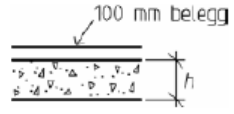
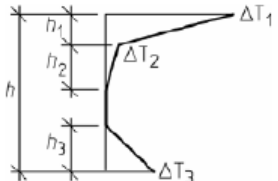
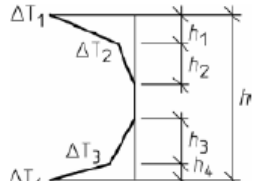
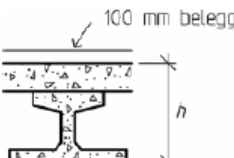
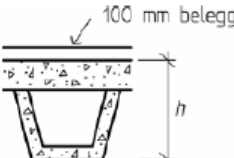
$$\Delta T_{M_heat} = k_{sur_over} \times \Delta T_{M_heat} = 12,3^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M_cool} = k_{sur_under} \times \Delta T_{M_cool} = 8^\circ\text{C}$$

Vertikal ikke-lineært varierende temperaturdifferanse figur NA.6.2.c

Den ikke-lineære temperaturandelen er gitt i figur NA.6.2.c [10].

Temperaturgradienter som avhenger av platetykkelsen varierer noe for de seks modellene.

Type 3 Betongbru	Temperaturdifferanse ΔT																																																																	
	a) Oppvarming	b) Avkjøling																																																																
 <p>3a) Betongplate</p>	 <p> $h_1 = 0,3h$, men $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3h$, men $\geq 0,10$ m men $\leq 0,25$ m $h_3 = 0,3h$, men $\leq (0,10$ m + beleggtykkelsen i meter) (for tynne betongdragere begrenses h_3 av $h-h_1-h_2$) </p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 0,8$</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m	°C	°C	°C	$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	 <p> $h_1 = h_4 = 0,20h$, men $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25h$, men $\leq 0,20$ m </p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td>$\geq 1,5$</td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m	°C	°C	°C	°C	$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m	°C	°C	°C																																																															
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m	°C	°C	°C	°C																																																														
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														
 <p>3b) Betongbjelke og betongplate</p>																																																																		
 <p>3c) Betongkassetvernsnitt</p>																																																																		

Verdier for temperaturgradienter finnes ved interpolering mellom ulike platetykkelser.

Oppvarming

	h m	h_1 m	h_2 m	h_3 m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	ΔT_3 °C
Modell 20	0,85	0,15	0,255	0,255	13,0	3,0	2,5
Modell 18	0,80	0,15	0,24	0,24	13,0	3,0	2,5
Modell 16	0,75	0,15	0,225	0,225	13,0	3,0	2,375
Modell 14	0,70	0,15	0,21	0,21	13,0	3,0	2,25
Modell 12	0,65	0,15	0,195	0,195	13,0	3,0	2,125
Modell 10	0,60	0,15	0,18	0,18	13	3,0	2,0

Avkjøling

	h m	h_1 m	h_2 m	h_3 m	h_4 m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	ΔT_3 °C	ΔT_4 °C
Modell 20	0,85	0,17	0,2	0,2	0,17	-7,7	-1,65	-1,5	-6,075
Modell 18	0,80	0,16	0,2	0,2	0,16	-7,6	-1,7	-1,5	-6
Modell 16	0,75	0,15	0,1875	0,1875	0,15	-7,325	-1,725	-1,5	-5,75
Modell 14	0,70	0,14	0,175	0,175	0,14	-7,05	-1,75	-1,5	-5,5
Modell 12	0,65	0,13	0,1625	0,1625	0,13	-6,775	-1,775	-1,5	-5,25
Modell 10	0,60	0,12	0,15	0,15	0,12	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0

Vedlegg E Jordtrykk

Tykkelse av bruplaten (maksimal tykkelse)	$t_{bru} = 850 \text{ mm}$
Brubredde	$B = 13680 \text{ mm}$
Rett opplegg	$\alpha = 90^\circ$
Tverrbærer lengde	$L_{tverrbærer} = \frac{B}{\sin \alpha} = \frac{12680}{\sin 90} = 12680 \text{ mm}$

Høyde for jordtrykk regnes som tverrbærerens høyde samt høyde til tverrbærerensese: $H = t_{bru} + 400 \text{ mm} = 1250 \text{ mm}$

Forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk 5.5.5 [1]: $\delta_p = \frac{H}{200} = 6,25 \text{ mm}$

Jordparametere [16]:

Partialfaktor:	$\gamma_m = 1,4$
Tyngdetetthet (fig.2.39):	$\gamma_j = 19 \text{ kN/m}^3$
Friksjonsvinkel (fig.2.39):	$\varphi = 38^\circ$
	$\tan \varphi = 0,78$
Ruhet (fig.9.1):	$r = 0$
Jordtrykkskoeffisienter (fig.5.4):	$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = 0,558$
	$K_p = 2,8$

I henhold til 5.4.3 [16] skal K_0 vurderes dersom $\delta < \delta_p$

Hviletrykkskoeffisient ved forenklet beregning er:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,384$$

$$K := \begin{cases} \left[K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{\delta}{\delta_p} \right] & \text{if } 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ K_p & \text{if } \delta \geq \delta_p \end{cases} \quad 5.5.5 [1]$$

Opptredende forskyvning δ antas større enn δ_p

Opptredende forskyvning $\delta > \delta_p$. Da er $K = K_p = 2,8$

Karakteriske tilleggskrefter som følge av jordtrykk:

$$\sigma_{topp} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bunn} = K \gamma_j H = 2,8 \times 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,250 \text{ m} = 66,5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{jordtrykk} = \frac{\sigma_{topp} + \sigma_{bunn}}{2} \times H \times L_{tverrbærer} = \frac{0 + 61,18 \text{ kN/m}^2}{2} \times 1,250 \text{ m} \times 12,68 \text{ m} \\ = 527,0125 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter langs senterlinjen:

$$F_{jordtrykk_1} = H_{jordtrykk} \times \sin\alpha = 527,0125 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter vinkelrett på senterlinje:

$$F_{jordtrykk_2} = H_{jordtrykk} \times \cos\alpha = 0 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter vinkelrett på senterlinje er lik null for alle platetykkelser.

Da er $F_{jordtrykk} = F_{jordtrykk_1}$

t _{bru}	H	K	σ_{bunn} (kN/m ²)	$H_{jordtrykk}$ kN	$F_{jordtrykk}$ kN
600 mm	1000 mm	2,8	53,2	337,288	337,288
650 mm	1050 mm	2,8	55,86	371,8600	371,8600
700 mm	1100 mm	2,8	58,52	408,1185	408,1185
750 mm	1150 mm	2,8	61,18	446,0634	446,0634
800 mm	1200 mm	2,8	63,84	485,6947	485,6947
850 mm	1250 mm	2,8	66,5	527,0125	527,0125

Vedlegg F Påkjøringslast på overbygning

Beregnet etter EN 1991-1-7:2006+NA:2008

Som gitt i håndbok *N100 Veg- og gateutforming* kreves det fri høyde over kjørebane under bru på minst 4.9 meter. I denne oppgaven er høyden bestemt til 7 meter.

Høyde under bru: $h = 7 \text{ m}$

Ekvivalent statisk dimensjonerende påkjørselkraft: $F_{dx} = 500 \text{ kN}$

Største klaring mellom underliggende veg og underside av bruoverbygning for full støtkraft: $h_1 = 6 \text{ m}$

Største klaring mellom underliggende veg og bruoverbygning for påkjøring av støtkraft F : $h_0 = 5 \text{ m}$

Reduksjonsfaktor r_F

$$r_F := \begin{cases} 1 & \text{if } h \leq h_0 \\ 0 & \text{if } h \geq h_1 \\ 1 - \left[1 - \frac{(h_1 - h)}{m} \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$r_F = 0$ som betyr at påkjørsellast kan neglisjeres i dette tilfelle..

Vedlegg G Seismiske laster

Beregninger basert på NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 [17]

og NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009 [18]

Seismiske laster er like for alle brumodellene.

Egensvingefrekvens:

Konstruksjonstype:

Slakkarmert

Systemets demping antas 5% relativ demping ved slakkarmerte konstruksjoner. Dette gir modifikasjonsfaktor:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \varepsilon)}} = 1$$

Seismisk klasse og seismisk faktor:

Seismisk klasse, Tabell NA.2(901) [18]: Klasse II

Seismisk faktor, Tabell NA.2 (903) [18]: $\gamma_1 = 1,0$

Identifisering av grunntyper:

NA.3.1.2 og tabell NA.3.1:

Antar sprengsteinsfylling i alle akser: Grunntype B

Seismiske soner:

NA.3.2.1 og figur NA.3(901) [17]:

Region vest, spissverdi: $a_{g40Hz} = 0,9 \text{ m/s}^2$

Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon:

$$a_{gR} = 0,8 a_{g40Hz} = 0,72 \text{ m/s}^2$$

Verdier for parametere for elastisk responspektre:

$$S = 1,3 \quad T_B = 0,10 \text{ s} \quad T_C = 0,30 \text{ s} \quad T_D = 1,5 \text{ s} \quad T(f) = \frac{1}{f}$$

$$T_{vB} = 0,05 \text{ s} \quad T_{vC} = 0,20 \text{ s} \quad T_{vD} = 1,2 \text{ s}$$

$$\beta = 0,2$$

Spektrenes viskøse dempningsforhold: $\varepsilon_d = 5\%$

Dimensjonerende grunnakselerasjon:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$$

$$a_{vg} = 0,6 a_g$$

$$f := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.3 \\ 1 \\ 5 \\ 10 \\ 20 \\ 40 \\ 100 \\ 200 \end{pmatrix} \text{ Hz}$$

$$a_g = 0,72 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{vg} = 0,432 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g S = 0,9 \text{ m/s}^2$$

Horisontalt elastisk retrospektrum, NS-EN 1998-1, pkt. 3.2.2.2

	"Frekvens (Hz)"	"Formel"	"Akselerasjon (m/s ²)"
Horisontalt =	0.1	"ag x S x $\eta^x 2,5$ x ((TC x TD)/T ²)"	0.0405
	0.2	"ag x S x $\eta^x 2,5$ x ((TC x TD)/T ²)"	0.0405
	0.3	"ag x S x $\eta^x 2,5$ x ((TC x TD)/T ²)"	0.091125
	1	"ag x S x $\eta^x 2,5$ x (TC/T)"	0.675
	5	"ag x S x $\eta^x 2,5$ "	2.25
	10	"ag x S x (1 + T/TB x ($\eta^x 2,5$ - 1))"	2.25
	20	"ag x S x (1 + T/TB x ($\eta^x 2,5$ - 1))"	1.575
	40	"ag x S x (1 + T/TB x ($\eta^x 2,5$ - 1))"	1.2375
	100	"ag x S x (1 + T/TB x ($\eta^x 2,5$ - 1))"	1.035
	200	"ag x S x (1 + T/TB x ($\eta^x 2,5$ - 1))"	0.9675

Vertikalt elastisk retrospektrum, NS-EN 1998-1, pkt. 3.2.2.3:

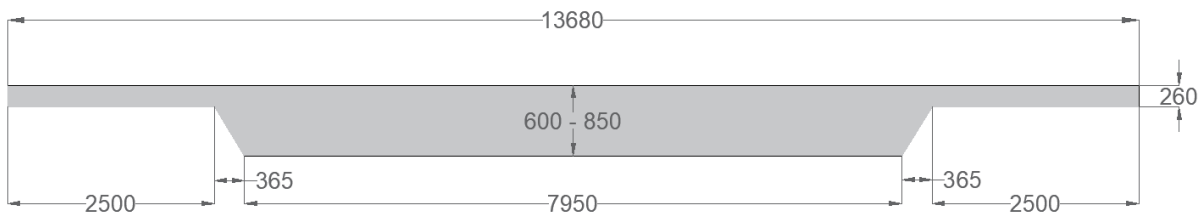
	"Frekvens (Hz)"	"Formel"	"Akselerasjon (m/s ²)"
Vertikalt =	0.1	"avg x $\eta_x 3,0$ x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.012442
	0.2	"avg x $\eta_x 3,0$ x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.012442
	0.3	"avg x $\eta_x 3,0$ x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.027994
	1	"avg x $\eta_x 3,0$ x (TvC/T)"	0.2592
	5	"avg x $\eta_x 3,0$ "	1.296
	10	"avg x $\eta_x 3,0$ "	1.296
	20	"avg x (1 + T/TvB x ($\eta_x 3,0$ - 1))"	1.296
	40	"avg x (1 + T/TvB x ($\eta_x 3,0$ - 1))"	0.864
	100	"avg x (1 + T/TvB x ($\eta_x 3,0$ - 1))"	0.6048
	200	"avg x (1 + T/TvB x ($\eta_x 3,0$ - 1))"	0.5184

Vedlegg H Deformasjonslaster

Beregninger gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Svinntøyning og kryptall

Tverrsnitt:



$$h_0 = \frac{2 A_{brudekke}}{O_{brudekke}}$$

Spennlengde	Platetykkelse H	$A_{brudekke}$	$O_{brudekke}$	h_0
10 m	600 mm	$6,3839 \text{ m}^2$	28,148 m	453,6 mm
12 m	650 mm	$6,7997 \text{ m}^2$	28,218 m	481,94 mm
14 m	700 mm	$7,2154 \text{ m}^2$	28,293 m	510,05 mm
16 m	750 mm	$7,6312 \text{ m}^2$	28,372 m	537,94 mm
18 m	800 mm	$8,0469 \text{ m}^2$	28,454 m	565,61 mm
20 m	850 mm	$8,4627 \text{ m}^2$	28,54 m	593,04 mm

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad f_{cmo} = 10 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 3600 \text{ MPa}$$

Konstruksjonsdel: Overbygning: Relativ fuktighet 70%: $RH = 70\%$

Betongens alder (døgn): $t = \left(\frac{28}{365 \cdot 100} \right)$

Betongens alder når uttørkingen starter (døgn): $t_s = 0$

Betongens alder ved belastning (døgn): $t_0 = 7$

Sement klasse: Sementklasser etter 3.1.2(6). Klasse N er Anlegg FA, mens klasse R er resten av sementene.

Dersom sementtypen er ukjent, velg klasse N.

$\psi = \text{Sementklasse N}$

Svinntøyning

NS-EN 1992-1-1, 3.1.4

Maksimal platetykkelse: $h_0 = 593,04 \text{ mm}$

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}}$$

$$\beta_{ds} = \begin{pmatrix} 0,046 \\ 0,984 \end{pmatrix}$$

$$k_h := \begin{cases} 1,0 & \text{if } h_0 \leq 100\text{mm} \\ 0,85 - \left[\frac{0,85 - 1}{200 - 100} \cdot \left(200 - \frac{h_0}{\text{mm}} \right) \right] & \text{if } h_0 \leq 200\text{mm} \\ 0,75 - \left[\frac{0,75 - 0,85}{300 - 200} \cdot \left(300 - \frac{h_0}{\text{mm}} \right) \right] & \text{if } h_0 \leq 300\text{mm} \\ 0,7 - \left[\frac{0,7 - 0,75}{500 - 300} \cdot \left(500 - \frac{h_0}{\text{mm}} \right) \right] & \text{if } h_0 < 500\text{mm} \\ 0,7 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_h = 0,7$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0,12$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,01835$$

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,302 \text{ promille}$$

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = \begin{pmatrix} 0,001 \\ 0,208 \end{pmatrix}$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = \begin{pmatrix} 0,65 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0,0875$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = \begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \begin{pmatrix} 0,0678 \\ 0,2959 \end{pmatrix}$$

h_0	β_{ds}	k_h	ε_{cd}	ε_{ca}	ε_{cs}
453,6 mm	$\begin{pmatrix} 0,067 \\ 0,989 \end{pmatrix}$	0,712	$\begin{pmatrix} 0,014 \\ 0,213 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0709 \\ 0,3005 \end{pmatrix}$
481,94 mm	$\begin{pmatrix} 0,062 \\ 0,988 \end{pmatrix}$	0,705	$\begin{pmatrix} 0,013 \\ 0,210 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0699 \\ 0,2975 \end{pmatrix}$
510,05 mm	$\begin{pmatrix} 0,057 \\ 0,987 \end{pmatrix}$	0,70	$\begin{pmatrix} 0,012 \\ 0,209 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0689 \\ 0,2965 \end{pmatrix}$
537,94 mm	$\begin{pmatrix} 0,053 \\ 0,986 \end{pmatrix}$	0,70	$\begin{pmatrix} 0,011 \\ 0,208 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0679 \\ 0,2955 \end{pmatrix}$
565,61 mm	$\begin{pmatrix} 0,049 \\ 0,985 \end{pmatrix}$	0,70	$\begin{pmatrix} 0,010 \\ 0,208 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0669 \\ 0,2955 \end{pmatrix}$
593,04 mm	$\begin{pmatrix} 0,046 \\ 0,984 \end{pmatrix}$	0,70	$\begin{pmatrix} 0,001 \\ 0,208 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0569 \\ 0,0875 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0,0579 \\ 0,2955 \end{pmatrix}$

Kryp

Maksimal platetykkelse: $h_0 = 593,04$ mm

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 53 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad \beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}}$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right] & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{fcm} = 2,31$$

$$\beta_{t0} = 0,6346$$

$$\beta_H = 1104,4$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0}$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_c = \begin{pmatrix} 0,3510 \\ 0,9928 \end{pmatrix}$$

$$\varphi_{RH} = 1,166$$

$$\varphi_0 = 1,709$$

$$\varphi(t, t_0) = \begin{pmatrix} 0,519 \\ 1,696 \end{pmatrix}$$

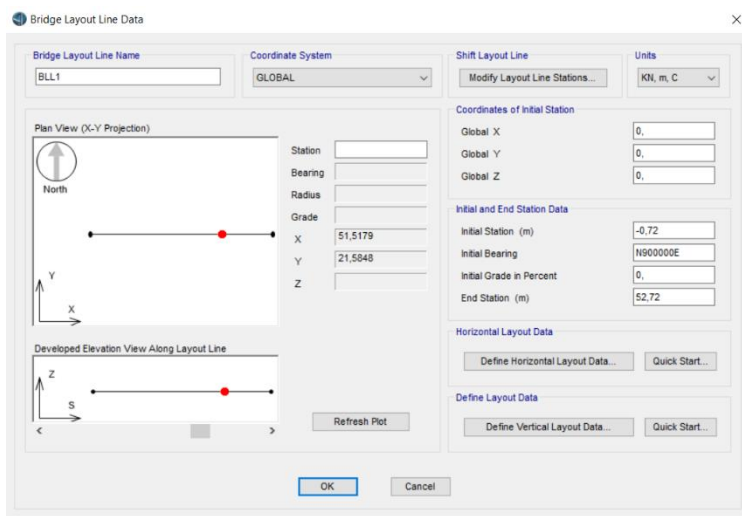
h_0	β_H	β_c	φ_{RH}	φ_0	$\varphi(t, t_0)$
453,6 mm	680,4	$\begin{pmatrix} 0,3794 \\ 0,9945 \end{pmatrix}$	1,189	1,743	$\begin{pmatrix} 0,661 \\ 1,733 \end{pmatrix}$
481,94 mm	722,91	$\begin{pmatrix} 0,3728 \\ 0,9941 \end{pmatrix}$	1,184	1,736	$\begin{pmatrix} 0,647 \\ 1,726 \end{pmatrix}$
510,05 mm	765,075	$\begin{pmatrix} 0,3667 \\ 0,9938 \end{pmatrix}$	1,179	1,728	$\begin{pmatrix} 0,633 \\ 1,717 \end{pmatrix}$
537,94 mm	806,91	$\begin{pmatrix} 0,3611 \\ 0,9935 \end{pmatrix}$	1,174	1,721	$\begin{pmatrix} 0,621 \\ 1,709 \end{pmatrix}$
565,61 mm	848,415	$\begin{pmatrix} 0,3559 \\ 0,9931 \end{pmatrix}$	1,170	1,715	$\begin{pmatrix} 0,610 \\ 1,703 \end{pmatrix}$
593,04 mm	889,56	$\begin{pmatrix} 0,3510 \\ 0,9928 \end{pmatrix}$	1,166	1,709	$\begin{pmatrix} 0,599 \\ 1,697 \end{pmatrix}$

Vedlegg I Modellering i CSI Bridge

Oppsett av Modell 20

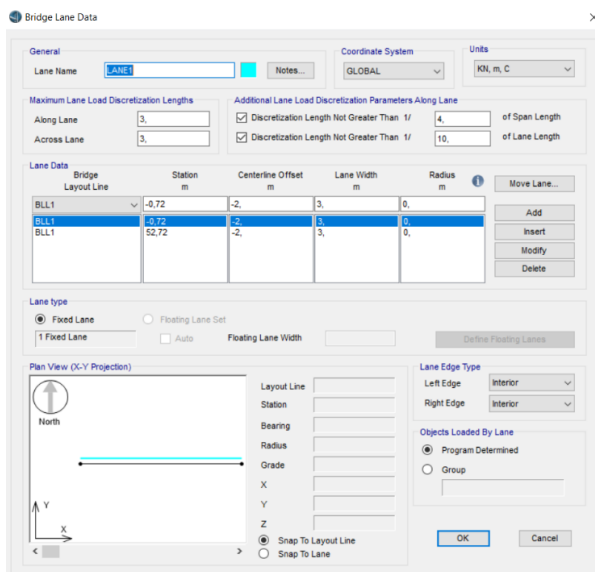
Steg 1 Det første steget i modelleringen er å lage «layout line». Det er en senterlinje i broen som brukes som referanse for oppsett av kjørefelt og definisjon av laster. Bruen har en rett referanselinje uten horisontal eller vertikal kurvatur. Det lages en rett referanselinje som er noe lengre en den totale brulengden for å ta hensyn til tverrbærere. 52 meter er den totale brulengden. «Layout line» forlenges ut med 720 mm fra hver ende.

Layout → Layout line → Add a new layout line



Figur 1

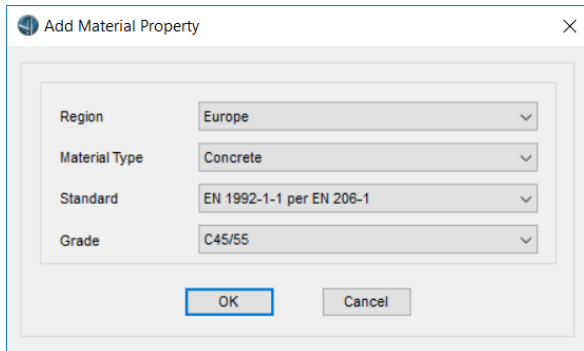
Steg 2 Det lages fire kjørefelt og en restfelt. Kjørefelt er tre meter bredde mens restfelt er 1 meter bredd. Hver felt er merket med ulik farge. Layout → Lanes → Add a new lane



Figur 2

Steg 3 Materialegenskaper defineres. Relevant materiale for modellen er betong B45.

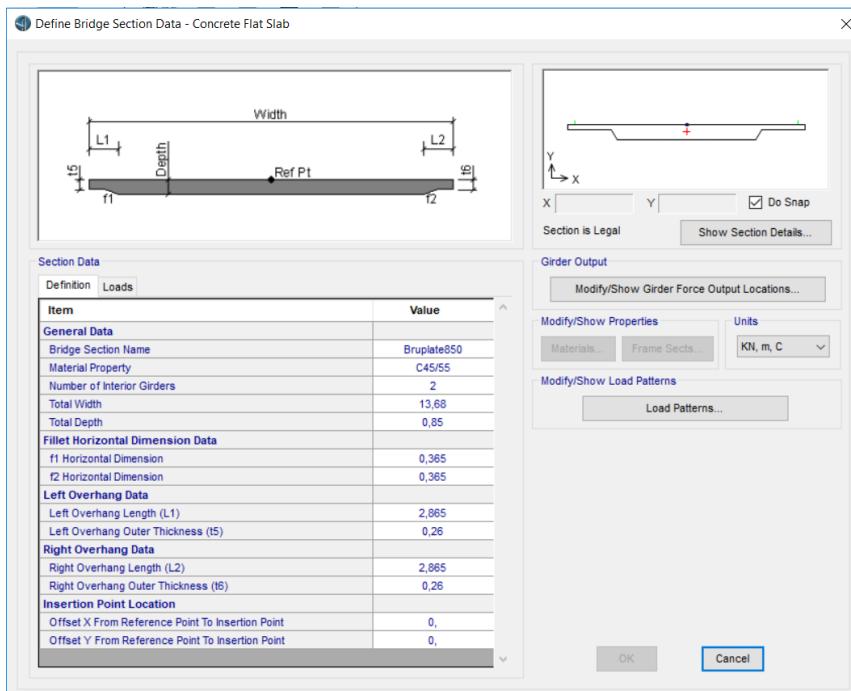
Components → Properties → Materials → Add a new material



Figur 3

Steg 4 Neste trinn er å definere geometrien til brudekket. Programmet tilbyr ulike parametriske brudekkseksjoner som brukes ved å modellering. Det velges «Concrete flat slab». Dimensjoner tilpasses slik at de er kompatible med verdier i oppgaven. Brudekket blir en betongplate kalt *Bruplate850*.

Components → Superstructure → Deck section → Add a new section

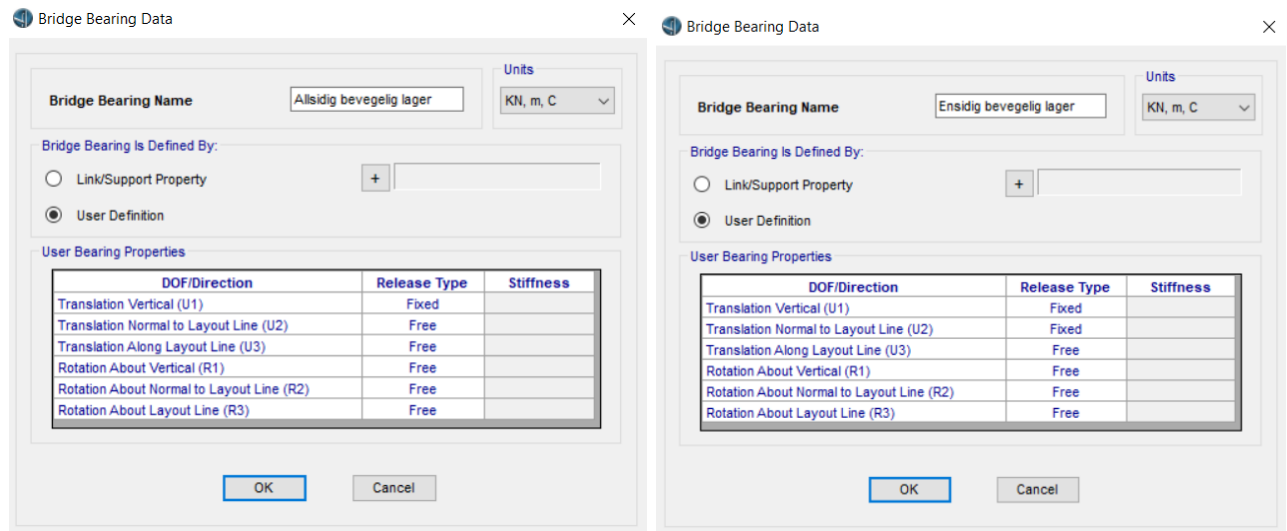


Figur 4

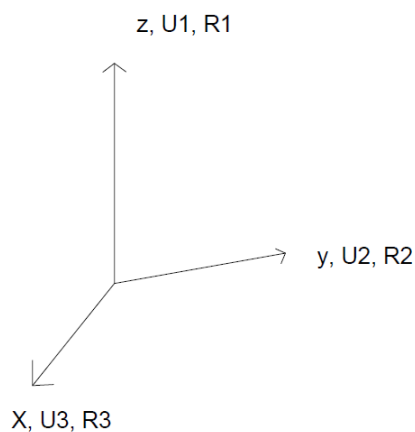
Ved å følge samme prosedyre defineres tverrbærere kalt *Tverrbærer850*.

Steg 5 Videre blir lagre definert. I oppgaven brukes det ensidig bevegelig lager og tosidig bevegelig lager. *Allsidig bevegelig lager* blir låst til å bevege seg i vertikal translasjon (z, u1) og fritt til bevegelse i alle andre frihetsgrader. *Ensidig bevegelig lager* låses i vertikal translasjon (z, u1) og i translasjon normalt til referanselinje (y, u2). Den er fri til å bevege seg langs layout linje (x, u3) og til rotasjon om alle tre akser.

Components → Substructure → Bearings → Add a new bridge bearing



Figur 5



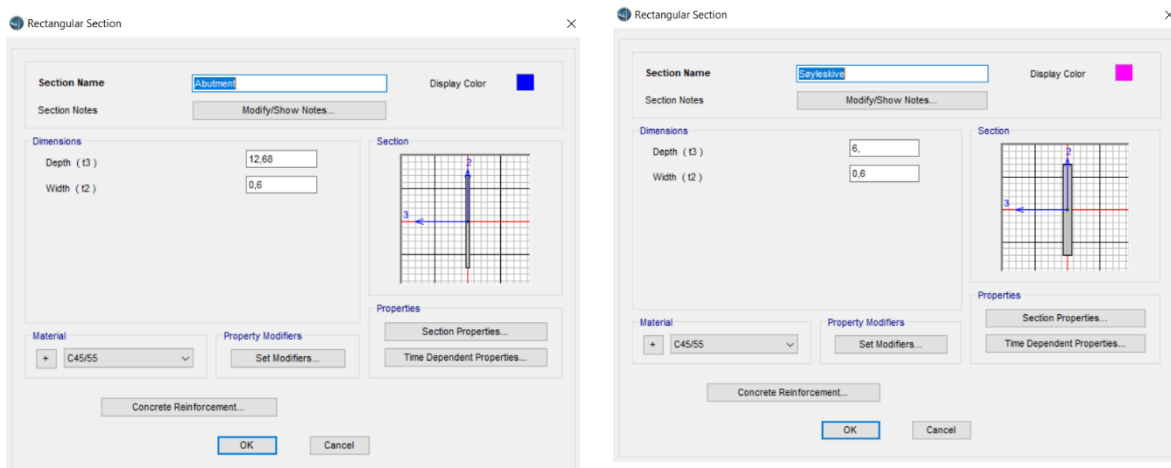
Figur 6 Globalt koordinatsystem

Steg 6 Videre blir det definert hvordan underbygningen er forankret i bakken. Det defineres egenskaper for *foundation spring* som blir låst i alle seks frihetsgrader. Den kalles for *FOUNDSPRING* og blir brukt i bunnen av hver søyleskive og landkar.

Components → Substructure → Foundation springs → Add a new foundation spring

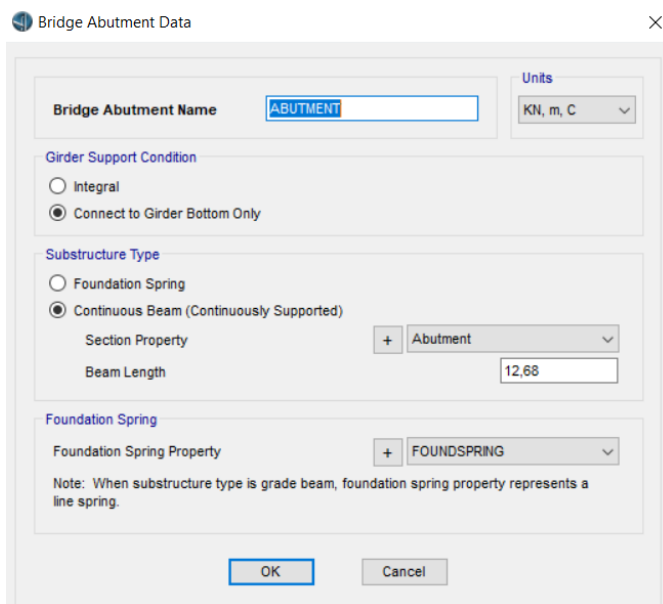
Steg 7 Da skal man lage landkar. Før landkar kan defineres må rektangulær betongtversnitt som skal brukes til landkar lages. Den kalles for *Abutment* og gis riktige dimensjoner. Den samme prosedyre må gjentas før søyleskiver kan lades. En rektangulær tversnitt kalt *Søyleskive* må defineres med riktige dimensjoner.

Components → Properties → Frame properties → Add a new frame section → Concrete
→ Rectangular



Figur 7

Components → Substructure → Abutments → Add a new bridge abutment

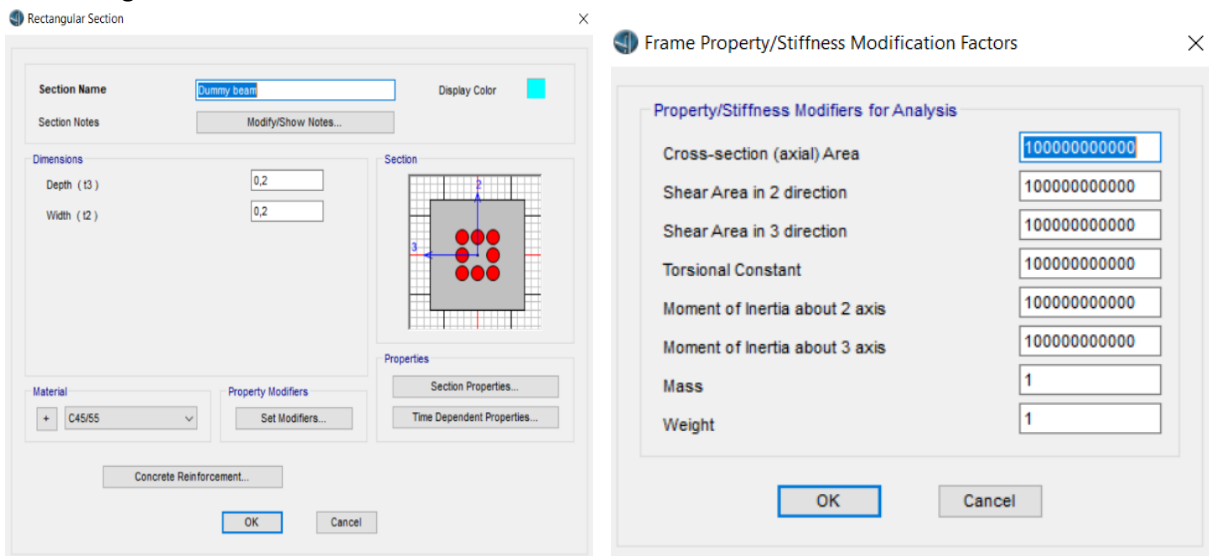


Figur 8

Steg 8 Videre defineres søyleskiver ved å bruke kommando *bents*. For at programmet skal kunne analysere broen er det nødvendig å lage en dummybjelke som skal overføre kreftene fra dekket til *bents* eller søyleskiver. Dummybjelken lages liten med tverrsnittsdimensjoner til 0,2 m x 0,2 m og dens stivhetsegenskaper modifiseres slik at den blir stiv.

Components → Properties → Frame properties → Add a new frame section → Concrete

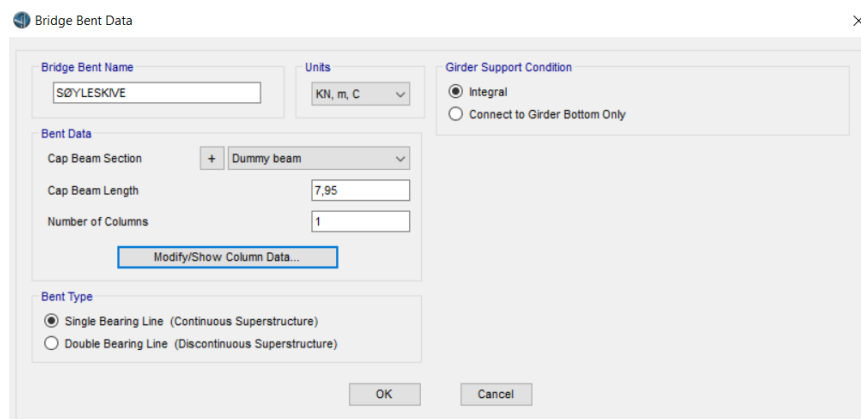
→ Rectangular



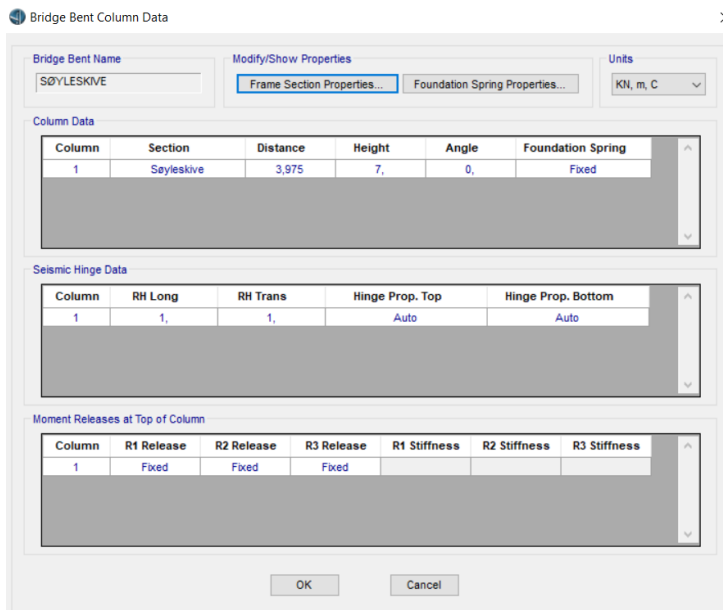
Figur 9

Søyleskive kalt *SØYLESKIVE* blir definert og dens egenskaper kan endres. Tverrsnitt brukt er *Søyleskive* som blir definert i steg 6. Høyde blir satt til 7 meter.

Components → Substructure → Bents → Add a new bridge bent → Modify/Show Column Data



Figur 10



Figur 11

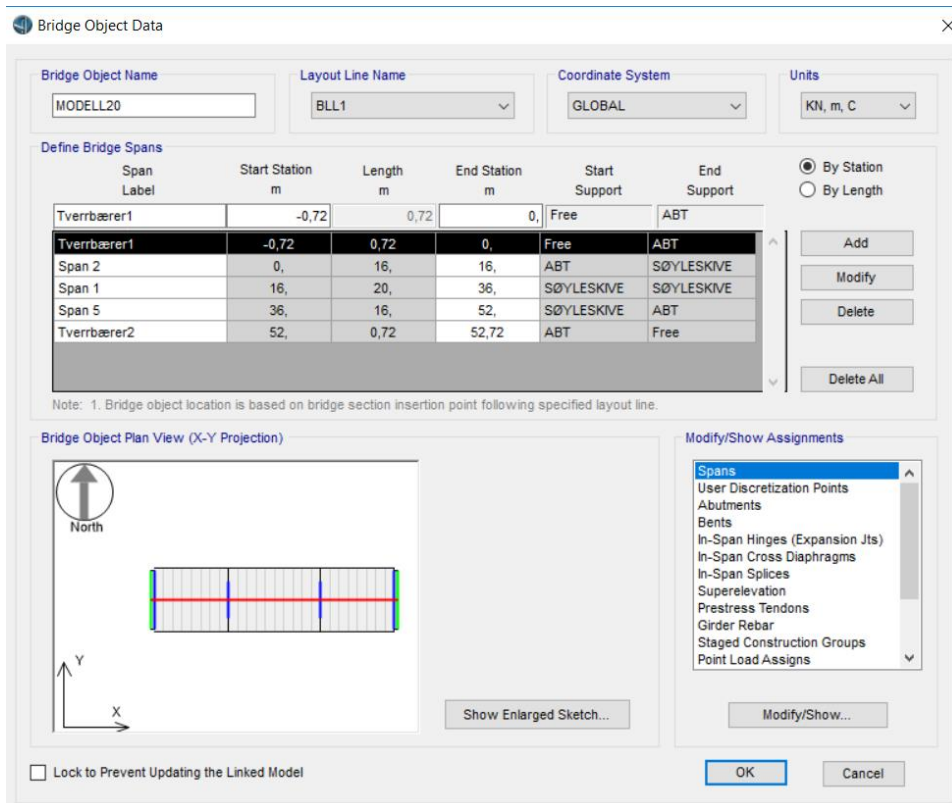
Bent kalt for *ABT* blir definert på samme måte som *SØYLESKIVE*. Den skal brukes som landkar i posisjonen 0 og 52 på «*layout line*». Tverrsnitt brukt er *Abutment* definert i steg 6. Høyde blir satt til 1,7 meter.

Components → Substructure → Bents → Add a new bridge bent → Modify/Show Column Data

Steg 9 Neste steg er å sette opp alle definerte elementer til en brumodell. Nytt bruobjekt defineres og kalles for *MODELL20*. *Bridge object definition* inkluderer:

- Definisjon av spenn
- Egenskaper for dekkseksjonen tilordnes hvert spenn
- Egenskaper til landkar defineres
- Egenskaper til *bents* defineres

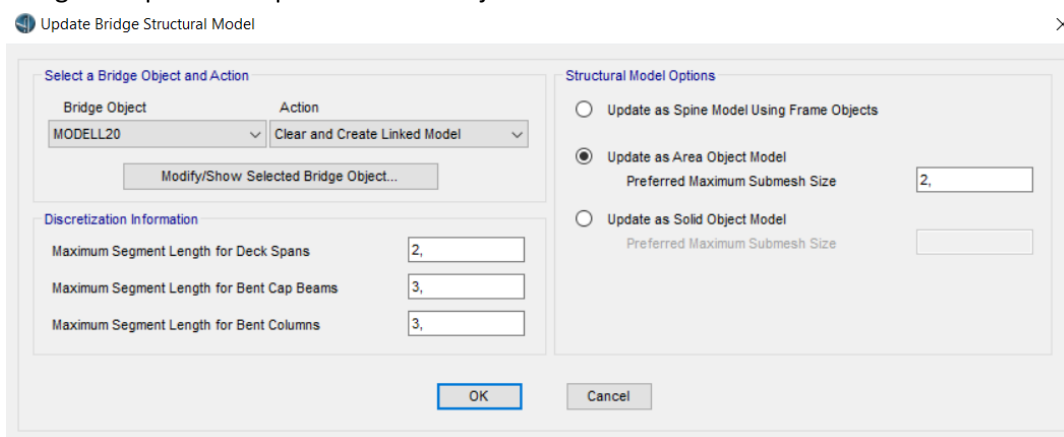
Bridge → Add a new bridge model → General type → Spans/Abutments/Bents



Figur 12

Steg 10 Til slutt skal modellen er oppdateres. Brumodellen MODELL20 opprettes som *area object model*.

Bridge → Update → Update as Area Object Model



Figur 13

Definering av laster

Egndefinerte laster skal føres inn i programmet.

Loads → *Load distribution* → *line/point/area load/temperature gradient*

Steg 11 Punktlaster

Det lages to punktlaster $P_{kant_rekk_vinge1}$ og $P_{kant_rekk_vinge2}$ der begge har en verdi lik 92,8 kN. Den ene ligger med hensyn til dekkets venstre kant og den andre med hensyn til dekkets høyre kant.

Det lages to momenter $M_{kant_rekk_vinge1}$ og $M_{kant_rekk_vinge2}$ der begge har en verdi lik 122,09 kNm. Det ene ligger med hensyn til dekkets venstre kant og det andre med hensyn til dekkets høyre kant.

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: Pkant_vinge_rekk1 Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 92,8

Load Transverse Location: Reference Location: Left Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 0,

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: Mkant_rekk_vinge1 Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Moment, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 122,09

Load Transverse Location: Reference Location: Left Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 0,

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figur 14

I hver bruytterkant plasseres en punktlast og en moment.

Bridge → Loads → Point loads → Add new

Point Load Assignments - MODEL20

Point Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	Spacing	Number	Transverse Variation
		m	m		
DEAD	Pkant_vinge_rekk1	0,	8,	1	None
DEAD	Pkant_vinge_rekk1	52,	8,	1	None
DEAD	Pkant_vinge_rekk2	0,	8,	1	None
DEAD	Pkant_vinge_rekk2	52,	8,	1	None
DEAD	Mkant_rekk_vinge1	0,	8,	1	None
DEAD	Mkant_rekk_vinge1	52,	8,	1	None
DEAD	Mkant_rekk_vinge2	0,	8,	1	None
DEAD	Mkant_rekk_vinge2	52,	8,	1	None

Buttons: Add New, Add Copy, Delete, Up, Down

Expandable sections: Load Patterns, Load Distributions, Variations

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figur 15

Steg 12 Linjelaster

Det lages to linjelaster G_{kantd_rekk1} og G_{kantd_rekk2} der begge har en verdi lik $4,99 \text{ kN/m}$ og som virker på hver side i bruens lengderetning. Den ene ligger med hensyn til dekkets venstre kant og den andre med hensyn til dekkets høyre kant.

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Value:

Load Transverse Location

Reference Location:

Load Distance from Reference Location:

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Figur 16

Linjelaster som spenner fra posisjonen 0 og 52 på «*layout line*» legges inn i brumodell.

Bridge → Loads → Line loads → Add new

Line Load Assignments - MODELL20

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
DEAD	Gkantd_rekk1	0,	52,	None
DEAD	Gkantd_rekk2	0,	52,	None

+ Load Patterns
+ Load Distributions
+ Variations

Figur 17

Steg 12 Areal laster

Egenlast fra slitelaget defineres som areallast *Slitelag* med verdi $3,5 \text{ kN/m}$. Den flyttes med 340 mm fra hver bruytterkant slik at den spenner over 13 meter bredde. Slitelag virker over hele bruplatelengden og tverrbærere.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Left Edge Value:

Right Edge Value:

Load Transverse Location

Left Reference Location:

Left Load Distance from Left Ref. Location:

Right Reference Location:

Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Figur 18

Bridge → Loads → Area loads → Add new

Area Load Assignments - MODELL20

Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
DEAD	Siltelag	-0,72	52,72	None	None

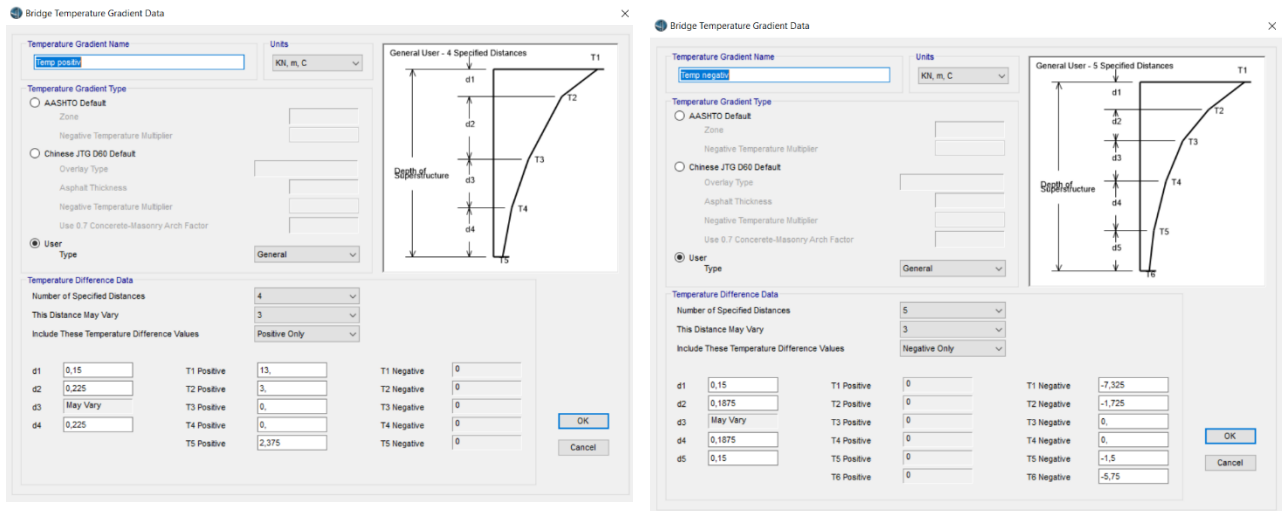
+ Load Patterns
+ Load Distributions
+ Variations

Figur 19

Steg 14 Temperatur gradient

Det defineres to tilfeller for temperaturgradienter *Temp positiv* og *Temp negativ* i henhold til kapittel 3.3.2.2.3. Disse legges inn til alle spenn.

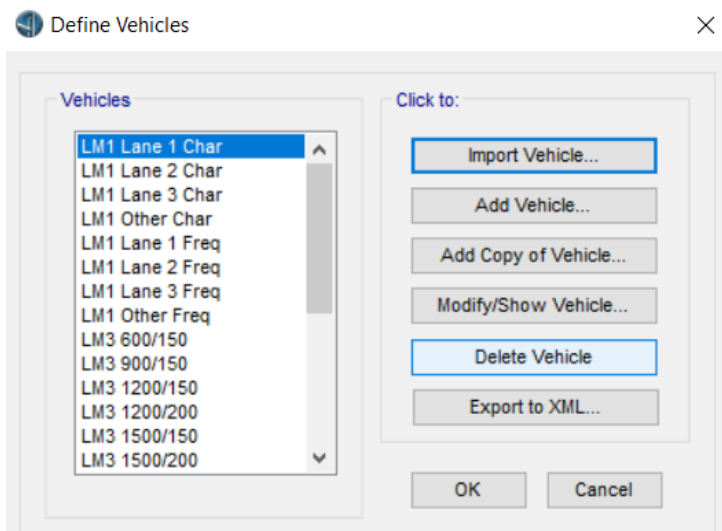
Bridge → Loads → Temperature gradient → Assign Bridge Temp Loads → Add new temp load



Figur 20

Steg 15 Trafikklaster gjeldende for Europa importeres.

Home → Bridge Modeler Wizard → Vehicles → Import vehicles → Europe



Figur 21

Steg 16 LM1 Lane 1, LM1 Lane 2, LM Lane 3 og LM1 Other justeres slik at verdier for TS og UDL stemmer med verdier definert i oppgaven, og slik at det er tatt hensyn til brems- og akselerasjonskrefter og sidelast.

Loads → Types → Vehicles → LM1 Lane 1 Char → Edit → Convert to User Defined → Vertical loading/Horizontal loading

Vehicle Data

Vehicle Name: LM1 Lane 1 Char

Design Type: Euro LoadModel1 Character

Units: KN, m, C

Source: User Defined

Notes: Notes...

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Vehicle Location in Lane

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,5

Lane Interior Edge: 0,5

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0,

Height - Uniform Loads: 0,

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading...

Horizontal Loading...

OK Cancel

Figur 22

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor: 0,6

Axle Load Scale Factor: 1

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9,	Fixed Width	3,	300,	Two Points	2,
Leading Load	Infinite		9,	Fixed Width	3,	300,	Two Points	2,
Fixed Length	1,2		9,	Fixed Width	3,	300,	Two Points	2,
Trailing Load	Infinite		9,	Fixed Width	3,	300,	Two Points	2,

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 1

For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figur 23

Vehicle Data - Horizontal Loading

Centrifugal Load

Consider Centrifugal Load

Scale by Velocity²/g

Scale by Unit Length

Velocity:

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Consider Overturning

Braking/Acceleration Load

Consider Braking Load

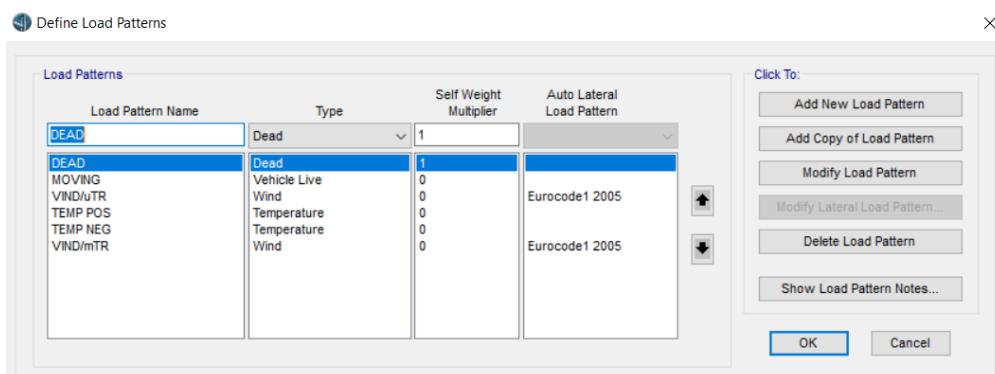
	Axle Loads	Uniform Loads
Factor Set 1	0,25	0
Factor Set 2		
<input checked="" type="checkbox"/> Skew Factor	0,25	0,25

OK Cancel

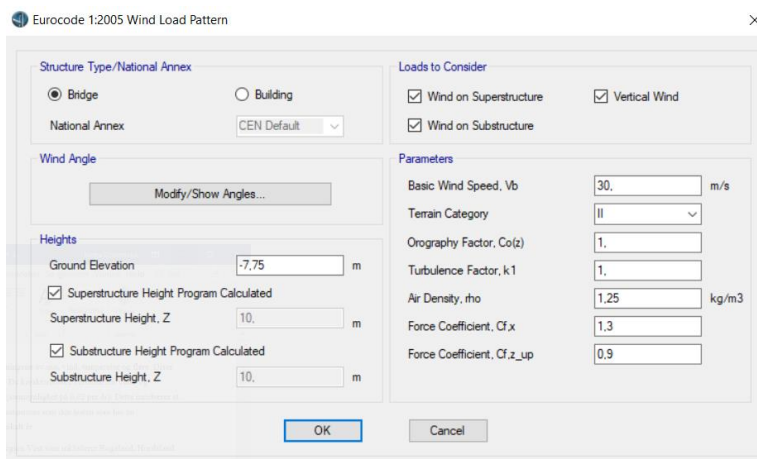
Figur 24

Steg 17 «Load patterns» defineres. *Dead load* har en *self-weight multiplier* lik 1 som betyr at hele egenvekt til konstruksjonen er inkludert. To ulike tilfeller defineres for termiske laster, en positiv og en negativ. To ulike tilfeller for vindlast defineres, en vindlast med trafikk og en vindlast uten trafikk. Vindlast modifieres slik at verdier stemmer med kalkulasjoner i kapittel 3.3.2. Det defineres en seismisk last og modifieres slik at verdier stemmer med kalkulasjoner i kapittel 3.6

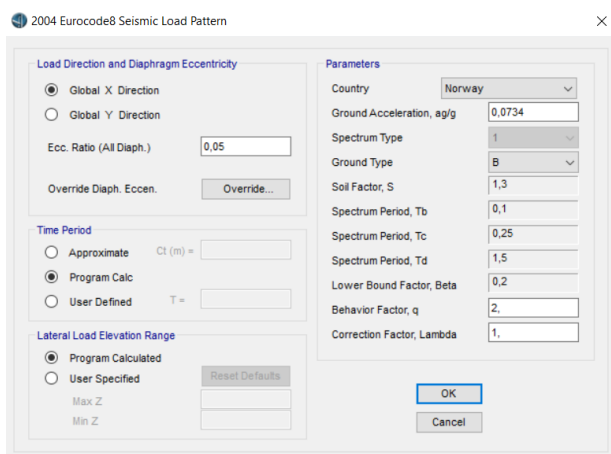
Loads → Load Patterns → Define Load Pattern → Add New Load Pattern → Type → Vehicle Live/Temperature/Wind



Figur 25



Figur 26



Figur 27

Steg 18 Videre skal lasttilfeller for *Moving Load* defineres. Som beskrevet i kapittel 3.3.1.3 blir *gr1a* den aktuelle lastgruppen. Det defineres kun en lasttilfelle *LM1* der *LM1(TS+UDL)* og bremse- og akselerasjonskrefter samt sidelast inkluderes.

Analysis → Load Cases → Moving Load → Add new → LM1

Load Case Name: LM1

Load Case Type: Moving Load

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	LM1 Lane 1 Char	1	0	0	Some
2	LM1 Lane 2 Char	1	0	0	Some
3	LM1 Lane 3 Char	1	0	0	Some
4	LM1 Other Char	1	0	0	Some
5	LM1 Other Char	1	0	0	Some

Directional Factors: Vertical (1), Braking/Acceleration (1), Centrifugal

MultiLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1

Mass Source: MSSSRC1

Figur 28

Steg 19 For å kunne beregne konstruksjonens respons, de ulike lastkombinasjonene må defineres ved bruk av laster «*load patterns*» i henhold til kapittel 4.3.

Design/Rating → Load Combinations → Add a New Load Combination

Load Combination Name: (User-Generated) JLS-STR1 6.10a m/trafikk, TE/pos

Load Combination Type: Linear Add

Options:

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
LM1	Moving Load	0,945
TEMP POS	Linear Static	0,84
VIND/mTR	Linear Multi-step Static	1,12
SLITELAG	Linear Static	1,35

Figur 29

Steg 20 Sorter lastkombinasjoner i de tre grensetilstander med tilhørende sortering av minimum- og maksimumsverdier, kalt omhyllingskurve (eng: *envelopes*) for å få den dominerende situasjonen i hver enkel grensetilstand.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) ULS-STR envelope

Notes Modify/Show Notes...

Load Combination Type Envelope

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
14 ULS-STR14.6.10b domine	Combination	1
1 ULS-STR1 6.10a m/trafikk	Combination	1
2 ULS-STR2 6.10a m/trafikk	Combination	1
3 ULS-STR3 6.10a u/trafikk	Combination	1
4 ULS-STR4 6.10a u/trafikk	Combination	1
5 ULS-STR5 6.10b dominere	Combination	1
6 ULS-STR6 6.10b dominere	Combination	1
7 ULS-STR7 6.10b dominere	Combination	1
8 ULS-STR8 6.10b dominere	Combination	1

Add Modify Delete

OK Cancel

Figur 30

Steg 19 Siste steg er å kjøre selve analysen.

Analysis → Analyze → Run Analysis → Set Load Cases to Run → Run Now

Vedlegg J Verifikasjon av egenlast

Stivhetsmatriser og bjelkeformler brukes for å løse det statisk ubestemte systemet. Disse er hentet fra Bell, K. *Matrisestatikk- Statiske beregninger av rammekonstruksjoner* [20].

Verifikasjon av egenvekt til bruplatten

Betongens densitet: $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

E-modulus betong B45: $E = 36 \text{ GPa}$

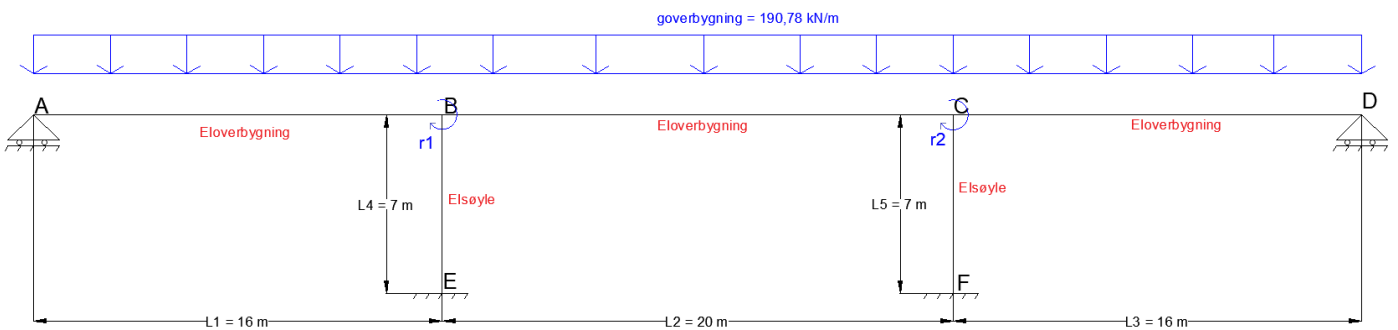
Egenlast fra overbygning (kun egenlast til bruplatten) $g_{\text{overbygning}} = 190,78 \text{ kN/m}$

Bøyestivhet til overbygning (I hentet fra CSI Bridge) $EI_{\text{overbygning}} = 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$

Bøyestivhet til overbygning (I hentet fra CSI Bridge) $EI_{\text{søyle}} = 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$

Lengder:

$L_1 = 16 \text{ m}$ $L_2 = 20 \text{ m}$ $L_3 = 16 \text{ m}$ $L_4 = 7 \text{ m}$ $L_5 = 7 \text{ m}$ $L = 52 \text{ m}$



Lastvektor

$$R = R^k - R^0$$

$$R^k = 0$$

$$R^0 = \begin{pmatrix} M_{AB}^B - M_{BC}^B \\ M_{BC}^C - M_{CD}^C \end{pmatrix}$$

$$M_{AB}^B = \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_1^2}{8} = 6104,96 \text{ kNm}$$

$$M_{BC}^B = \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_2^2}{12} = 6359,33 \text{ kNm}$$

$$M_{BC}^C = \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_2^2}{12} = 6359,33 \text{ kNm}$$

$$M_{CD}^C = \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot L_3^2}{8} = 6104,96 \text{ kNm}$$

Resulterende lastvektor

Ingen ytre last i frihetsgradene, bare egenlast

Fastholdningskreftene i frihetsgrad 1 og 2

Moment i B pga. egenlast på AB

Moment i B pga. egenlast på BC

Moment i C pga. egenlast på BC

Moment i C pga. egenlast på C

$$R^0 = \begin{pmatrix} M_{AB}^B - M_{BC}^B \\ M_{BC}^C - M_{CD}^C \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -254,37 \\ +254,37 \end{pmatrix} kNm$$

$$R = R^k - R^0 = 0 - \begin{pmatrix} -254,37 \\ +254,37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 254,37 \\ -254,37 \end{pmatrix} kNm$$

Stivhetsmatrise

$$K = \begin{pmatrix} K^{11} & K^{21} \\ K^{12} & K^{22} \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} K^{11} &= \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} \\ &= \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16m} + \frac{4 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20m} + \frac{4 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7m} \\ &= 22,724 \cdot 10^{10} \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$K^{21} = K^{12} = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{2 \cdot L_2} = \frac{4 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{2 \cdot 20m} = 0,13086 \cdot 10^{10} \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} K^{22} &= \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} + \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} + \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} \\ &= \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16m} + \frac{4 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20m} + \frac{4 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7m} \\ &= 22,724 \cdot 10^{10} \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$K = \begin{pmatrix} K^{11} & K^{21} \\ K^{12} & K^{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 22,724 & 0,13086 \\ 0,13086 & 22,724 \end{pmatrix} \cdot 10^{10} \text{ kNm}$$

Forskyvningsvektor

$$r = K^{-1} \times R$$

$$K^{-1} = \frac{1}{\det(K)} \cdot \begin{pmatrix} K^{22} & -K^{21} \\ -K^{12} & K^{11} \end{pmatrix} = \frac{1}{5,16363 \cdot 10^{22}} \cdot \begin{pmatrix} 22,724 & -0,13086 \\ -0,13086 & 22,724 \end{pmatrix} \cdot 10^{10} \frac{1}{kNm}$$

$$r = \frac{1}{5,16363 \cdot 10^{22}} \cdot \begin{pmatrix} 22,724 & -0,13086 \\ -0,13086 & 22,724 \end{pmatrix} \cdot 10^{10} \cdot \begin{pmatrix} 254,37 \\ -254,37 \end{pmatrix}$$

$$r = \begin{pmatrix} 1,125873 \cdot 10^{-9} \\ -1,125873 \cdot 10^{-9} \end{pmatrix}$$

Momenter

Del AB, moment i punkt B

Moment i B pga. egenlast på AB:

$$M_{AB}^B = 6104,96 \text{ kNm}$$

Moment i B fra AB pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$M_{AB.1}^B = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1} \cdot r_1 = \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16 \text{ m}} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 2,76247 \text{ kNm}$$

Moment i B fra AB:

$$M_{AB,\text{tot}}^B = M_{AB}^B + M_{AB.1}^B = 6107,72247 \text{ kNm}$$

Del BC, moment i punkt B

Moment i B pga. egenlast på BC:

$$M_{BC}^B = 6359,33 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$M_{BC.1}^B = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \cdot r_1 = \frac{4 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20 \text{ m}} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 2,946635 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BC pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$M_{BC.2}^B = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \cdot r_2 = \frac{2 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20 \text{ m}} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -1,473317 \text{ kNm}$$

Moment i B fra BC:

$$M_{BC,\text{tot}}^B = M_{BC}^B - M_{BC.1}^B - M_{BC.2}^B = 6357,856682 \text{ kNm}$$

Del BE, moment i punkt B

Moment i B fra søyle BE pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$M_{BE.1}^B = \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_4} \cdot r_1 = \frac{4 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7 \text{ m}} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 250,136813 \text{ kNm}$$

Del CB, moment punkt C

Moment i C pga. egenlast på CB:

$$M_{CB}^C = 6359,33 \text{ kNm}$$

Moment i C fra CB pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$M_{CB.2}^C = \frac{4EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \cdot r_2 = \frac{4 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20 \text{ m}} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -2,946635 \text{ kNm}$$

Moment i C fra CB pga. rotasjon i frihetsgrad 1:

$$M_{CB.1}^C = \frac{2EI_{\text{overbygning}}}{L_2} \cdot r_1 = \frac{2 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20 \text{ m}} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 1,473317 \text{ kNm}$$

Moment i C fra CB:

$$M_{CB,tot}^C = M_{CB}^C + M_{BC.2}^C + M_{BC.1}^C = 6357,856682 \text{ kNm}$$

Del CD, moment punkt C

Moment i C pga. egenlast på CD:

$$M_{CD}^C = 6104,96 \text{ kNm}$$

Moment i C fra CD pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$M_{CD.2}^C = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3} \cdot r_2 = \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16 \text{ m}} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -2,76247 \text{ kNm}$$

Moment i C fra CD:

$$M_{CD,tot}^C = M_{CD}^C - M_{CD.2}^C = 6107,72247 \text{ kNm}$$

Del CF, moment punkt C

Moment i C fra søyle CF pga. rotasjon i frihetsgrad 2:

$$M_{CF.2}^C = \frac{4EI_{\text{søyle}}}{L_5} \cdot r_2 = \frac{4 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7 \text{ m}} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -250,136813 \text{ kNm}$$

Kontroll av momentlikevekt

Kriterium for momentlikevekt i punkt B:

$$M_{BE.1}^B + M_{AB,tot}^B = M_{BC,tot}^B$$

$$250,136813 \text{ kNm} + 6107,72247 \text{ kNm} = 6357,856682 \text{ kNm}$$

$$6357,86 \text{ kNm} = 6357,86 \text{ kNm}$$

OK, likevekt i punkt B er tilfredsstilt

Kriterium for momentlikevekt i punkt C:

$$M_{CF.2}^C + M_{CB,tot}^C = M_{CD,tot}^C$$

$$-250,136813 \text{ kNm} + 6357,856682 \text{ kNm} = 6107,72247 \text{ kNm}$$

$$6107,72 \text{ kNm} = 6107,72 \text{ kNm}$$

OK, likevekt i punkt C er tilfredsstilt.

Opplagerkrefter

Del AB, $r_1 = 1, r_2 = 0$

Skjærkraft i A fra AB pga. frihetsgrad 1:

$$V_{AB.1}^A = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1^2} \cdot r_1 = \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16^2 \text{ m}^2} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 0,00017 \text{ kN}$$

Skjærkraft i A fra AB pga. egenlast på AB:

$$V_{AB}^A = \frac{3g_{\text{overbygning}} L_1}{8} = \frac{3 \cdot 190,78 \text{ kN/m} \cdot 16 \text{ m}}{8} = 1144,68 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra AB pga. frihetsgrad 1

$$V_{AB.1}^B = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_1^2} \cdot r_1 = \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16^2 \text{ m}^2} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 0,00017 \text{ kN}$$

Skjærkraft i B fra AB pga. egenlast på AB:

$$V_{AB}^B = \frac{5g_{\text{overbygning}} L_1}{8} = \frac{5 \cdot 190,78 \text{ kN/m} \cdot 16 \text{ m}}{8} = 1907,8 \text{ kN}$$

Del BC, $r_1 = 1, r_2 = 0$

Skjærkraft i B fra BC pga. frihetsgrad 1:

$$V_{BC.1}^B = \frac{6EI_{\text{overbygning}}}{L_2^2} \cdot r_1 = \frac{6 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20^2 \text{ m}^2} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 0,000221 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C fra BC pga. frihetsgrad 1:

$$V_{BC.1}^C = V_{BC.1}^B = 0,000221 \text{ kN}$$

Del BE, $r_1 = 1, r_2 = 0$

Skjærkraft i E fra BE pga. frihetsgrad 1:

$$V_{BE.1}^E = \frac{6EI_{\text{søyle}}}{L_4^2} \cdot r_1 = \frac{6 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7^2 \text{ m}^2} \cdot 1,125873 \cdot 10^{-9} = 0,0536 \text{ kN}$$

Del BC, $r_1 = 0, r_2 = 1$

Skjærkraft i B fra BC pga. frihetsgrad 2:

$$V_{BC.2}^B = \frac{6EI_{\text{overbygning}}}{L_2^2} \cdot r_2 = \frac{6 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{20^2 \text{ m}^2} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -0,000221 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C fra BC pga. frihetsgrad 2:

$$V_{BC.2}^C = V_{BC.2}^B = -0,000221 \text{ kN}$$

Del CD, $r_1 = 0, r_2 = 1$

Skjærkraft i C fra CD pga. frihetsgrad 2:

$$V_{CD.2}^C = \frac{3EI_{\text{overbygning}}}{L_3^2} \cdot r_2 = \frac{3 \cdot 1,3086 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2}{16^2 \text{ m}^2} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -0,00017 \text{ kN}$$

Skjærkraft i D fra CD pga. frihetsgrad 2:

$$V_{CD.2}^D = V_{CD.2}^C = -0,00017 \text{ kN}$$

Skjærkraft i C pga. egenlast på CD:

$$V_{CD}^C = \frac{5g_{\text{overbygning}} L_3}{8} = \frac{5 \cdot 190,78 \text{ kN/m} \cdot 16 \text{ m}}{8} = 1907,8 \text{ kN}$$

Skjærkraft i D pga. egenlast på CD:

$$V_{CD}^D = \frac{3g_{\text{overbygning}} L_3}{8} = \frac{3 \cdot 190,78 \text{ kN/m} \cdot 16 \text{ m}}{8} = 1144,68 \text{ kN}$$

Del CF, $r_1 = 0, r_2 = 1$

Skjærkraft i F fra CF pga. frihetsgrad 2:

$$V_{CF.2}^F = \frac{6EI_{\text{søyle}}}{L_5^2} \cdot r_2 = \frac{6 \cdot 3,888 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2}{7^2 \text{ m}^2} \cdot -1,125873 \cdot 10^{-9} = -0,0536 \text{ kN}$$

Skjærkrefter virkende på overbygningen

$$V_A = -V_{AB.1}^A + V_{AB}^A = 1144,67983 \text{ kN}$$

$$V_B = V_{AB.1}^B + V_{AB}^B - V_{BC.1}^B - V_{BC.2}^B = 1907,80017 \text{ kN}$$

$$V_C = V_{BC.1}^C + V_{BC.2}^C - V_{CD.2}^C + V_{CD}^C = 1907,80017 \text{ kN}$$

$$V_D = V_{CD.2}^D + V_{CD}^D = 1144,67983 \text{ kN}$$

$$V_E = V_{BE.1}^E = 0,0536 \text{ kN}$$

$$V_F = V_{CF.2}^F = -0,0536 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter

Opplagerkraft punkt A:

$$A_z = V_A = 1144,67983 \text{ kN}$$

Opplagerkraft punkt D

$$D_z = V_D = 1144,67983 \text{ kN}$$

Kraftlikevekt: $\sum F_z = 0$

$$g_{\text{overbygning}} \cdot L = A_z + D_z + E_z + F_z$$

$$E_z = g_{\text{overbygning}}L - A_z - D_z - F_z$$

$$E_z = Z - F_z$$

$$Z = E_z + F_z = g_{\text{overbygning}}L - A_z - D_z = 7631,20034 \text{ kN}$$

$$\text{Momentlikevekt: } \sum M_A = 0$$

$$g_{\text{overbygning}} \cdot \frac{L^2}{2} - V_E L_4 + M_E - V_F L_5 + M_F - D_z L - E_z L_1 - F_z (L_1 + L_2) = 0$$

$$F_z = \frac{g_{\text{overbygning}} \cdot \frac{L^2}{2} - V_E L_4 + M_E - V_F L_5 + M_F - D_z L - Z L_1}{L_1 - L_1 + L_2} = 3815,600172 \text{ kN}$$

$$E_z = Z - F_z = 3815,600168 \text{ kN}$$

E_z og F_z er de vertikale opplagerkreftene i E og F uten å ta hensyn til egenvekten av søylene.

Feltmomenter

Moment felt 1

Likevekts betraktning av snitt mellom A og B gir maksimalt moment ved $x = \frac{A_z}{g_{\text{overbygning}}}$, der x er avstand fra A til maksimal moment i felt 1.

Likning for moment i felt 1:

$$M(x) = -g_{\text{overbygning}} \frac{x^2}{2} + A_z x$$

$$x = \frac{A_z}{g_{\text{overbygning}}} = 5,9999 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

Maksimalt moment i felt 1:

$$M(5,9999) = -g_{\text{overbygning}} \frac{x^2}{2} + A_z x = 3434,03898 \text{ kNm}$$

Moment felt 2

Likevekts betraktning av snitt mellom B og C gir maksimalt moment ved $L_1 + x = \frac{A_z + E_z}{g_{\text{overbygning}}}$, der x er avstand fra B til maksimal moment i felt 2.

Likning for moment i felt 2:

$$M(x) = -g_{\text{overbygning}} \frac{(L_1 + x)^2}{2} + A_z (L_1 + x) + E_z x + M_{BE.1}^B$$

$$L_1 + x = 25,9999 \approx 26 \text{ m}$$

$$x = 10 \text{ m}$$

Maksimalt moment i felt 2:

$$M(10) = 3684,174073 \text{ kNm}$$

Moment felt 3

Likevekts betraktning av snitt mellom D og C gir maksimalt moment ved $x = \frac{D_z}{g_{\text{overbygning}}}$, der x er avstand fra D til maksimal moment i felt 3.

Likning for moment i felt 3:

$$M(x) = -g_{\text{overbygning}} \frac{x^2}{2} + D_z x$$

$$x = 5,9999 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

Maksimalt moment i felt 3:

$$M(6) = -g_{\text{overbygning}} \frac{x^2}{2} + D_z x = 3434,03898 \text{ kNm}$$

Moment i knutepunkt B (høyre side av knutepunkt)

$$M(B) = -g_{\text{overbygning}} \cdot \frac{16^2}{2} + A_z \cdot 16 - M_{BE.1}^B = -6355,099533 \text{ kNm}$$

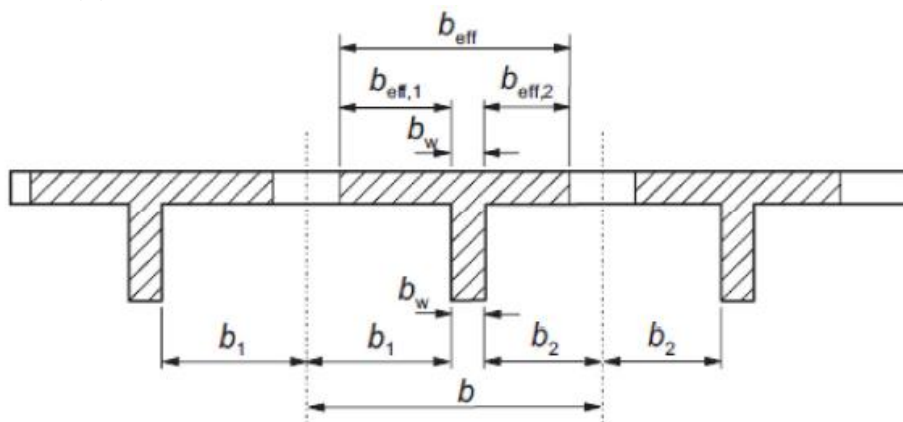
Moment i knutepunkt C (venstre side av knutepunkt)

$$M(C) = -g_{\text{overbygning}} \cdot \frac{16^2}{2} + D_z \cdot 16 + M_{CF.2}^C = -6355,099533 \text{ kNm}$$

Vedlegg K Effektiv flensbredde

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

5.3.2.1(3)



$$b = 13680 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 2865 \text{ mm}$$

$$b_w = 7950 \text{ mm}$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2} \leq b$$

Modell 20

$$l_0 \text{ for sidespenn} = 0,85l_1$$

$$l_0 \text{ for midtspenn} = 0,7l_2$$

$$l_0 = \max(0,85l_1; 0,7l_2) = 14 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 \cdot 2865 + 0,1 \cdot 14000 = 1973 \text{ mm} < 2800 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2} = 1973 + 7950 + 1973 = 11896 \text{ mm}$$

$$\mathbf{b_{eff} = 11896 \text{ mm}}$$

	l_1	l_2	$l_0 = \max(0,85l_1; 0,7l_2)$	$b_{eff,i} \leq 0,2l_0$	b_{eff}
Modell 20	16 m	20 m	14 m	1973 mm	11896 mm
Modell 18	14 m	18 m	12,6 m	1833 mm	11616 mm
Modell 16	12 m	16 m	11,2 m	1693 mm	11336 mm
Modell 14	10 m	14 m	9,8 m	1553 mm	11056 mm
Modell 12	8 m	12 m	8,4 m	1413 mm	10776 mm
Modell 10	6 m	10 m	7 m	1273 mm	10496 mm

Vedlegg L

Manuelle kontroller av kapasitet i bruddgrensetilstanden.

Modell 20.

Betongkvalitet	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Koeffisient	$\alpha_{cc} = 0,85$
Materialfaktor	$\gamma_c = 1,5$
Dimensjonerende betongfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa}$
5% fraktil av aksialstrekk-fasthet for betong	$f_{ctk0.05} = 2,7 \text{ MPa}$
Stålkvalitet	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_s = 1,15$
Dimensjonerende stålfasthet	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$
Effektiv flensbredde	$b_{eff} = 11896 \text{ mm}$
Bredde topp tverrsnitt	$b = 13680 \text{ mm}$
Bredde bunn tverrsnitt	$b_w = 7950 \text{ mm}$
Nominell overdekning	$c_{nom} = 75 \text{ mm}$
Stengdiameter underkant lengderetning	$\emptyset_L = 32 \text{ mm}$ $A_{\emptyset_L} = 804 \text{ mm}^2$
Stengdiameter underkant tverretning	$\emptyset_T = 20 \text{ mm}$
Høyde flens	$h_f = 260 \text{ mm}$

Vedlegg L1 Kapasitetkontroll bøyemoment

Platetykkelse	$h = 850\text{mm}$
Lengde bru	$L = 52\text{ m}$
Effektiv flensbredde	$b_{eff} = 11896\text{ mm}$
Effektiv dybde for lengdearmring	$d = h - c_{nom} - \frac{\emptyset_L}{2} = 759$
Maksimum moment i felt	$M_{Ed, felt} = 11598,184\text{ kNm}$
Moment ved kanten av opplegg	$M_{Ed, red, opplegg} = -15153,89\text{ kNm}$

Momentkapasitet til tverrsnittet i felt

$$M_{f, felt} = f_{cd} h_f b_{eff} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 49609,532\text{ kNm}$$

$$M_f > M_{Ed, felt} \quad \text{Nøytralaksen ligger i flensen}$$

Momentkapasitet til tverrsnittet ved opplegg

$$M_{f, opplegg} = f_{cd} h_f b_w \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 33153,6465\text{ kNm}$$

$$M_f > M_{Ed, red, opplegg} \quad \text{Nøytralaksen ligger i flensen}$$

Kontrollerer om det er nødvendig med dobbeltarmering

$$k = \frac{M_{Ed, felt}}{b_{eff} d^2 f_{ck}} < 0,167 \quad k = 0,0376 < 0,167 \quad \text{Ikke nødvendig med trykkarmering i felt}$$

$$k = \frac{M_{Ed, red, opplegg}}{b_w d^2 f_{ck}} < 0,167 \quad k = 0,0735 < 0,167 \quad \text{Ikke nødvendig med trykkarmering ved opplegg}$$

Kapasitet og armering i felt

$$z = d \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{k}{1,134}} \right) \leq 0,95d = 721,05\text{ mm}$$

$$z = 732,939 > 0,95d$$

$$\text{Derfor } z = 0,95d = 721,05\text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed, felt}}{z f_{yd}} = 36996,02421\text{ mm}^2$$

$$\text{Antall stenger} = \frac{A_s}{A_{\emptyset_L}} = \frac{36996,02421}{804} = 46,015 \approx 47\text{ stenger}$$

$$A_{s, provided} = 37788\text{ mm}^2$$

$$M_{R,ed,felt} = A_{s,provided} f_{yd} z = 11846,46692 \text{ kNm}$$

$$M_{R,ed,felt} > M_{Ed,felt} \quad \text{Momentkapasitet ok}$$

Kapasitet og armering ved opplegg

$$z = d \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{k}{1,134}} \right) = 706,122 \leq 0,95d = 721,05 \text{ mm}$$

Derfor $z = 706,122 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{M_{Ed,red,opplegg}}{z f_{yd}} = 49359,96347 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antall stenger} = \frac{A_s}{A_{\emptyset L}} = \frac{49359,96347}{804} = 61,39 \approx 62 \text{ stenger}$$

$$A_{s,provided} = 49848 \text{ mm}^2$$

$$M_{R,ed,opplegg} = A_{s,provided} f_{yd} z = 15303,72098 \text{ kNm}$$

$$M_{R,ed,opplegg} > M_{Ed,red,opplegg} \quad \text{Momentkapasitet ok}$$

Vedlegg L2 Kapasitetkontroll skjær

$$V_{f,Ed} = 4662,753 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende redusert skjærkraft}$$

$$b_w = 7950 \text{ mm}$$

$$d = 759 \text{ mm}$$

$$A_s = 49848 \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsarealet av strekkarmering forbi det betraktede snittet (hentet fra vedlegg L1)}$$

Kontroll for tverrsnitt uten beregningsmessig behov for skjærarmering

6.2.2 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 [5]

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{49848}{7950 \cdot 759} = 0,00826$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,51$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,4356$$

$$v_{min} b_w d = 2628,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d = 3648,92 \text{ kN} \quad \geq v_{min} b_w d$$

$$V_{Rd,c} = 3648,92 \text{ kN} < V_{f,Ed} = 4662,753 \text{ kN}$$

Skjærkapasiteten er ikke tilstrekkelig, slik at det beregningsmessig er behov for skjærarmering.

Kontroll for tverrsnitt med beregningsmessig behov for skjærarmering

6.2.2 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 [5]

Bøylearmering må ta hele skjærkraften.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \cot \theta}{s} \geq V_{f,Ed}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{f,Ed}}{0,7826 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta} = 7850 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{Skjærarmering pr. lengdeenhet})$$

Beregner skjærkapasitet med innlagt minimumsarmering (se kapittel 2.3.7 og vedlegg A3) Minimum skjærarmering i lengderetning **16 snitt Ø16s300** som gir armeringsareal per lengdemeter:

$$\frac{A_{sw}}{s}_{min} = 10720 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,7826 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta = 6367,61 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{ck}}{\cot \theta + \tan \theta} = 32062,528 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 6367,61 \text{ kN}$$

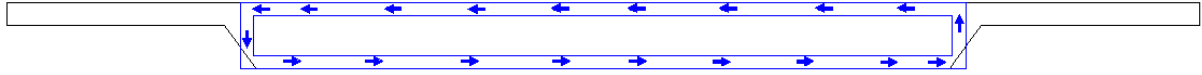
$$V_{Rd} = 6367,61 \text{ kN} \geq V_{f,Ed} = 4662,753 \text{ kN}$$

Minimumsarmering er nok for å oppnå tilstrekkelig kapasitet mot skjærkrefter

	Skjærarmering i tverretning	Skjærarmering i lengderetning	Armeringsareal i lengderetning per meterlengde
Modell 20	16Ø16s500	16 snitt Ø16s300	10720 mm ² /m

Vedlegg L3 Kapasitetkontroll torsjon

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008



5% fraktil av aksialtrekk-fasthet for betong

$$f_{ctk0.05} = 2,7 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1,53 \text{ MPa}$$

Bredde av del som tar torsjon
er gjennomsnittlig stegbredde

$$b_{torsjon} = \frac{7950 + 8680}{2} = 8315 \text{ mm}$$

Høyde av del som tar torsjon

$$h_{torsjon} = 850 \text{ mm}$$

Torsjonsareal

$$A_{torsjon} = b_{torsjon} \cdot h_{torsjon} = 7067750 \text{ mm}^2$$

Omkrets av torsjonsareal

$$u_{torsjon} = 2 \cdot (b_{torsjon} + h_{torsjon}) = 18330 \text{ mm}$$

Effektiv veggtykkelse

$$t_{ef} = \frac{A_{torsjon}}{u_{torsjon}} = 385,584 \text{ mm}$$

Omkrets langs
hulltvversnittveggenes midtlinje

$$u_k = 2 \cdot (b_{torsjon} - t_{ef}) + 2 \cdot (h_{torsjon} - t_{ef}) = 16789,664 \text{ mm}$$

Maksimalt opptredende torsjonsmoment

$$T_{Ed} = 4187,8726 \text{ kNm}$$

Kapasitet for risttorsjonsmoment (6.3.2 [5])

Areal omsluttet av senterlinjene av tvversnittsdelen:

$$A_k = (b_{torsjon} - t_{ef}) \cdot (h_{torsjon} - t_{ef}) = 3,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd}A_k t_{ef}$$

$$T_{Rd,c} = 4344,99 \text{ kNm}$$

$T_{Rd,c} > T_{Ed}$ Det er ikke behov for torsjonsarmering. Lengde- og bøylearmering må ikke bestemmes.

Torsjonsmomentkapasitet for trykkbrudd

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta$$

$\theta = 26,565^\circ$ bruker samme vinkel som brukt for beregning av $V_{Rd,max}$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,492$$

$$T_{Rd,max} = 14319,1 \text{ kNm}$$

$T_{Rd,max} > T_{Ed}$ Ren torsjon, absolutt krav

Vedlegg M Dimensjonering i bruksgrensetilstand. Modell 20

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Håndbok N400

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0.05} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Vedlegg M1 Rissviddebegrensning

Beregning av rissvidde 7.3.4 [5]

Tabell NA.7.1N [5]: For slakkarmert betong i eksponeringsklassen XD1:

$$w_{max} = 0,3k_c$$

$$c_{nom} = 75 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 60 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 1,25 \leq 1,3$$

Tillatt rissvidde:

$$w_{max} = 0,3k_c = 0,375 \text{ m}$$

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

Beregningene av momentkapasitet har vist at det ikke er behov for trykkarmering. Siden anbefalinger sier at tverrsnittet skal dobbeltarmeres i begge retninger er det valgt å gjøre det. Likevel er det brukt formler for enkeltarmert tverrsnitt for å kontrollere rissvidde. Det betraktes 1 meter bredde.

Beregninger utføres i henhold til S.I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, s.137-155.

Rissvidde i felt

$$M_{Ed,felt} = 6530,188 \text{ kNm}$$

for tilnærmet permanent situasjon

$$A_s = 4844,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$$

lengdearmering i underkant som dimensjonert i ULS

$$d = 759 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Bøvestivhet

Materialstivhetsforhold:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,556$$

Armeringsforhold:

$$\rho = \frac{A_s}{d \cdot b} = 6,383 \cdot 10^{-3}$$

Trykksonehøyden:

$$\alpha = [(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho]^{0,5} - \eta \cdot \rho = 0,233$$

Arealtreghetsmoment til betongtverrsnitt:

$$I_{cr} = b \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{3} = 1,8436 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Arealtreghetsmoment til strekkarmering:

$$I_s = A_s[(1 - \alpha)d]^2 = 1,642 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Bøyestivhet:

$$EI = E_{cm}I_{cr} + E_s I_s = 36 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_{cr} + 200 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_s = 3,95 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

Forenklet rissviddekontroll:

Armeringsspenning:

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{Ed}(1 - \alpha)d}{EI} = 246,77 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tillatt} = 200 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{s,tillatt}$ **Rissviddekrav er ikke tilfredsstilt**

Rissviddekontroll ved beregning av rissvidde

$$h_{c,eff} = \min\left\{2,5(h - d); \frac{h - \alpha d}{3}; \frac{h}{2}\right\} = \min\{227,5; 222,613; 425\} = 222,613 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,222613 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,02176$$

$$k_i = 0,4$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \eta \rho_{p,eff})}{E_s} = 8,313 \cdot 10^{-4}$$

$$k_1 = 0,8 \quad k_2 = 0,5 \quad k_3 = 3,4 \quad k_4 = 0,425 \quad \emptyset = 32$$

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 505 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4198 \text{ mm}$$

$w_k = 0,4198 \text{ mm} < w_{max} = 0,375 \text{ mm}$ **Rissviddekrav er ikke tilfredsstilt!**

Armeringsmengde dimensjonert i ULS er ikke nok for å tilfredsstille krav i SLS. Velger å øke armeringsmengden til 6184,6154 mm²/m i felt.

$$A_s = 6184,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{d \cdot b} = 8,1484 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = [(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho]^{0,5} - \eta \cdot \rho = 0,3043$$

$$I_{cr} = b \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{3} = 4,107 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_s = A_s[(1 - \alpha)d]^2 = 1,7244 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = E_{cm}I_{cr} + E_s I_s = 36 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_{cr} + 200 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_s = 4,92732 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

Forenklet rissviddekontroll:

Armeringsspenning:

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{Ed}(1 - \alpha)d}{EI} = 179,44 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tillatt} = 200 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \sigma_{s,tillatt}$ Rissviddekrav er tilfredsstilt

Rissviddekontroll ved beregning av rissvidde

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - \alpha d}{3}; \frac{h}{2} \right\} = 206,3454 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,03$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \eta \rho_{p,eff})}{E_s} = 6,0164 \cdot 10^{-4}$$

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 363,8 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4198 \text{ mm}$$

$w_k = 0,2189 \text{ mm} < w_{max} = 0,375 \text{ mm}$ Rissviddekrav er tilfredsstilt

Risssidde ved opplegg

$$M_{Ed,opplegg} = 11128,42 \text{ kNm}$$

for tilnærmet permanent situasjon

$$A_s = 3684,26 \text{ mm}^2/m$$

lengdearmering i underkant som dimensjonert i ULS

$$d = 759 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,556$$

$$\rho = \frac{A_s}{d \cdot b} = 4,854 \cdot 10^{-3}$$

Trykksonehøyden:

$$\alpha = [(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho]^{0,5} - \eta \cdot \rho = 0,207$$

Arealtreghetsmoment til betongverrsnitt:

$$I_{cr} = b \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{3} = 1,293 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Arealtreghetsmoment til strekkarmering:

$$I_s = A_s [(1 - \alpha)d]^2 = 1,335 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Bøystivhet:

$$EI = E_{cm}I_{cr} + E_s I_s = 36 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2} \cdot I_{cr} + 200 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2} \cdot I_s = 3,13548 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

Forenklet risssiddekontroll:

Armeringsspenning:

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{Ed}(1 - \alpha)d}{EI} = 312 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tillatt} = 200 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{s,tillatt}$ **Risssiddekrav er ikke tilfredsstillt**

Risssiddekontroll ved beregning av risssidde

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - \alpha d}{3}; \frac{h}{2} \right\} = \min \{ 227,5; 230,96; 425 \} = 227,5 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,2275 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,01619$$

$$k_i = 0,4$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \eta \rho_{p,eff})}{E_s} = 1,048 \cdot 10^{-3}$$

$$k_1 = 0,8 \quad k_2 = 0,5 \quad k_3 = 3,4 \quad k_4 = 0,425 \quad \emptyset = 32$$

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 523,807 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4198 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,549 \text{ mm} < w_{max} = 0,375 \text{ mm} \quad \text{Rissviddekrav er ikke tilfredsstillt!}$$

Armeringsmengde dimensjonert i ULS er ikke nok for å tilfredsstille krav i SLS. Velger å øke armeringsmengden til 6184,6154 mm²/m ved opplegg.

$$A_s = 6184,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{d \cdot b} = 8,1484 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = [(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho]^{0,5} - \eta \cdot \rho = 0,3043$$

$$I_{cr} = b \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{3} = 4,107 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_s = A_s [(1 - \alpha)d]^2 = 1,7244 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = E_{cm} I_{cr} + E_s I_s = 36 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_{cr} + 200 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot I_s = 4,92732 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

Forenklet rissviddekontroll:

Armeringsspenning:

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{Ed}(1 - \alpha)d}{EI} = 174,35 \text{ MPa}$$

Tillatt armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tillatt} = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s,tillatt} \quad \text{Rissviddekrav er tilfredsstillt}$$

Rissviddekontroll ved beregning av rissvidde

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - \alpha d}{3}; \frac{h}{2} \right\} = 206,3454 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,ef}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,03$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \eta \rho_{p,eff})}{E_s} = 5,762 \cdot 10^{-4}$$

$$s_{r,max} = k_3 c_{nom} + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 363,8 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4198 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,209 \text{ mm} < w_{max} = 0,375 \text{ mm} \quad \text{Rissviddekrav er tilfredsstillt}$$

Vedlegg M2 Nedbøyningsbegrensning

Modell 20

Kontroll av nedbøyning ved beregning

7.4.3, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Inkluderer kryp og svinn effekt

Dimensjonerende kryptall for 100 års dimensjonerende brukstid (beregnet i Vedlegg H):

$$\varphi = 1,697$$

Total svinntøyning (beregnet i Vedlegg H):

$$\varepsilon_{cs} = 0,2955 \cdot 10^{-3}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 850 \text{ mm}$$

$$d = 759 \text{ mm}$$

$$A_s = 6184,6154 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 8,1484 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{Ed,sls} = \frac{5939,8659 \text{ kNm}}{13,68 \text{ m}} = 434,2007 \text{ kNm/m} \quad \text{midtfeltmoment}$$

Effektiv langtids elastisitetsmodul for betong:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 13,348 \text{ GPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 14,9835$$

Uopprisset tverrsnitt:

$$x = \frac{h \cdot b \cdot \frac{h}{2} + (\eta - 1)A_s \cdot d}{h \cdot b + (\eta - 1)A_s} = 455,844$$

$$I_{uc} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right)^2 + (\eta - 1)A_s \cdot (d - x)^2 = 5,9934 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 = 0,059934 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{uc}}{h - x} = 3,8 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,059934}{0,85 - 0,455844} = 577,814 \text{ kNm}$$

Deformasjonsparameter for uopprisset tverrsnitt:

$$\alpha_1 = \frac{M_{Ed,SLS}}{E_{c,eff} \cdot I_{uc}} = \frac{434,2007 \cdot 10^3 \text{ N/m}}{13,348 \cdot 10^9 \cdot 0,059934} = 5,43 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Opprisset tverrsnitt:

$$\eta = 14,9835$$

$$\alpha = [(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho]^{0,5} - \eta \rho = 0,3869$$

$$\alpha d = 293,67 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = b \cdot \frac{(\alpha d)^3}{3} = 8,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Deformasjonsparameter for opprisset tverrsnitt:

$$\alpha_{11} = \frac{M_{Ed,sls}}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} = 3,8542 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m} = 3,8542 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Krumning på grunn av last:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,sls}} \right)^2 = 0,1145$$

$\beta = 0,5$ for langtidseffekter

$$\alpha_{last} = \xi \cdot \alpha_{11} + (1 - \xi) \cdot \alpha_1 = 9,22 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm}$$

Krumning som skyldes svinn:

$$\varepsilon_{cs} = 0,2955 \cdot 10^{-3}$$

Første arealmoment:

$$S_{uc} = A_s \cdot (d - x) = 1,875 \cdot 10^6 \text{ mm}$$

$$S_{cr} = A_s(d - \alpha d) = 2,88 \cdot 10^6 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cs,1} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{S_{uc}}{I_{uc}} = 1,385 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm}$$

$$\alpha_{cs,11} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{S_{cr}}{I_{cr}} = 1,511 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

$$\alpha_{svinn} = \xi \cdot \alpha_{cs,11} + (1 - \xi) \cdot \alpha_{cs,1} = 4,731155 \cdot 10^{-7} \frac{1}{mm}$$

Total krumning:

$$\alpha_{total} = \alpha_{last} + \alpha_{svinn} = 1,395 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

Basert på momentforløpet velges konstant k for beregning av nedbøyning i henhold til figur nedenfor:

$$k = 0,104 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{10}\right) = 0,065$$

$$\beta = 3,7425$$

Maksimum nedbøyning for midtspennet L=20 m:

$$v_{max} = k \cdot \alpha_{total} \cdot L^2 = 36,27 \text{ mm}$$

Maksimum tillatt nedbøyning for midtspennet blir:

$$v_{tillatt} = \frac{L}{350} = 57,143 \text{ mm}$$

$v_{max} < v_{tillatt}$ Nedbøyningkrav er tilfredsstillt!

Figur for Vedlegg M2

Loading	Bending moment diagram	K
		0.125
		$\frac{3 - 4a^2}{48(1-a)}$ if $a = \frac{1}{2}$, $K = \frac{1}{12}$
		0.0625
		$0.125 - \frac{a^2}{6}$
		0.104
		0.102
		$K = 0.104 \left(1 - \frac{\beta}{10}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		end deflection $= \frac{a(3-a)}{6}$ load at end $K = 0.333$
		$\frac{a(4-a)}{12}$ if $a = l$, $K = 0.25$
		$K = 0.083 \left(1 - \frac{\beta}{4}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		$\frac{1}{80} \frac{(5 - 4a^2)^2}{3 - 4a^2}$