



University of
Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Master i konstruksjoner og materialer, fordypning i byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2018 Åpen
Forfatter: Morten Aronsen (Writer's signature)
Fagansvarlig: Samindi Samarakoon Veileder(e): Samindi Samarakoon (UiS) og Håkon Emil Helland Sæstad (Statens vegvesen)	
Tittel på masteroppgaven: Analyse av armeringsbehov for tre-spenns platebru i betong med varierende spennlengder Engelsk tittel: Analysis of reinforcement for three-span continuous concrete bridge with varying span length	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Betong, platebruer	Sidetall: 156 + vedlegg/annet: 52 Stavanger, 14.06.2018

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av avslutningen av en toårig master innen konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og er utarbeidet i løpet av vårsemesteret 2018.

Valget av oppgave er basert på eget ønske om å tilegne meg mer kunnskap innen bruprosjektering. I samarbeid med Statens vegvesen kom vi frem til en passende oppgave som kunne gi en bratt læringskurve for undertegnede samt nyttig grunnlag for fremtidige planlagte håndbøker for platebruer.

Arbeidet med bruprosjektering har vært både spennende og lærerikt. Jeg har fått brukt og videreutviklet mye av den kunnskapen jeg allerede hadde tilegnet meg gjennom studieløpet. I tillegg har jeg fått mer praktisk erfaring med det å fysisk utføre analyser og hva som kreves for en god analyse.

Jeg ønsker å takke bruseksjonen ved Statens vegvesen, avd. Stavanger for muligheten til å skrive oppgaven hos dere og for all støtte. Hele seksjonen har vært mer enn villige til å hjelpe meg faglig ved behov og bidratt til et flott arbeidsmiljø gjennom semesteret. Spesielt vil jeg takke veileder Håkon Emil Helland Sæstad for all hjelp med både veiledning og konstruktive kommentarer til oppgaven.

Til slutt vil jeg takke veilederen min ved UiS Samindi Samarakoon for veldig god veiledning og for hjelp med disposisjonen av selve oppgaven.

Morten Aronsen

12.06.18

Sammendrag

I oppgaven studeres slakkarmerte platebruer med tre spenn. Formålet med oppgaven er å vurdere armeringsbehov i bruflaten ved varierende spennlengder. Bruene har en bredde på 9 m og er begrenset til en ratio på 0,8 mellom sidespenn og midtspenn.

Bruer med midtspennslengdene 10, 12, 14, 16, 18 og 20 meter er analysert i Brigade og dimensjonert ved hjelp av Concrete Designer Bridge. Manuelle kapasitetskontroller er utført for å se på utnyttelse av tverrsnittene. Resultatene sammenlignes først for å vurdere trender og sammenhenger for deretter å bestemme optimale armeringsmengder.

Det endelige resultatet vises i form av en prosedyre der målet er at brukeren enkelt kan hente ut armeringsmengdene i grafer kun basert på totallengden av ønsket bru.

Verifikasjon av prosedyren ble først utført av håndberegninger etterfulgt av en sammenligning med dimensjoneringsprogrammet Concrete Designer Bridge.

Håndberegningene gav tilfredsstillende resultater med en utnyttelsesfaktor mellom 0,82 til 0,90 for kritiske tverrsnitt. Concrete Designer Bridge gir et noe høyere armeringsbehov i forhold til håndberegningene. Armeringsmengdene ble dermed justert med 5,0 % for lengdearmoring i felt og 8,3 % for tverrarmoringen i overkant.

Grunnen til avviket skyldes at utnyttelsesfaktorene brukt som grunnlag til prosedyren er basert på kapasiteten til tverrsnittet kun ved bøyning. Concrete Designer Bridge dimensjonerer basert på bøyemoment med aksielle krefter.

Selv om prosedyren ble basert på lavere utnyttelsesfaktorer enn reelle, danner den et godt bildet av nødvendig armering for platebruer med tre spenn uten å være konservativ.

Påvirkninger av laster ble også studert. Trafikklaste gir størst bidrag til momentkreftene i alle tilfeller. Andelen av bidraget fra egenvekt øker med lengden på spennene. Ved et midtspenn på 20 m utgjør andelen trafikklaste og egenvekt over 70 % av momentkreftene. Ved korte spenn er egenvekten mindre fremtredende. Her øker andelen av setning- og temperaturlaster på de totale momentkreftene.

Abstract

This master thesis studies three-span continuous bridge with regular reinforcement. The purpose is to evaluate the required reinforcement in the slab based on different span lengths. The bridge has a width of 9 m and a ratio of 0.8 between end-span and mid-span.

The thesis analyze bridges with mid-span length of 10, 12, 14, 16, 18 and 20 m using Brigade and reinforcement is designed using Concrete Designer Bridge. Capacity of cross-sections are calculated using hand calculations. Comparison of the results first evaluates the trends and then determines the optimized reinforcement for each bridge.

The results give basis for a procedure to determine necessary reinforcement based on the total length of a bridge.

Manual calculations following comparison with the results from Concrete Designer Bridge verify the procedure.

Manual calculations gave satisfying results with a utilization factor between 0.82 and 0.90. Concrete Designer Bridge gave a slightly higher requirement for reinforcement than the manual calculations. In order to adjust for the deviation, necessary reinforcement was increased by 5 % for longitudinal bending reinforcement UK and 8.3 % for transversal bending reinforcement OK.

Main reason for the deviation were the utilization factors that were used as basis for the procedure. The factors were calculated only due to bending. Concrete Designer Bridge design the capacity due to bending and axial forces.

Even though the procedure were based on lower utilization factors, the procedure gives a good indication to the extent of reinforcement necessary without being conservative.

The thesis also studies the influence of loads. Loads due to traffic is the largest contributor to the moment force for all bridges and scenarios. The loads due to self-weight increases with the length of the spans. For the bridge with mid-span of 20 m, traffic loads and self-weight contributes above 70 % of the total moment forces. Self-weight influence less on shorter span. For shorter span bridges, loads due to bearing failure and temperature contribute more than self-weight on the total moment force.

Innhold

Figurliste	VIII
Tabelliste	XII
1 Introduksjon	1
2 Prosjekteringsgrunnlag	2
2.1 Forutsetninger og begrensninger	2
2.2 Terminologi for analysemodellene.....	3
2.3 Platebruer	3
2.4 Gjeldene standarder.....	4
3 Materialer	6
3.1 Generelt.....	6
3.2 Betong	7
3.2.1 Generelt.....	7
3.2.2 Fasthet	7
3.2.3 Elastisk deformasjon	8
3.2.4 Temperaturutvidelse.....	9
3.2.5 Kryp og svinn	10
3.3 Armering.....	11
3.4 Bestandighet og overdekning.....	12
4 Geometri	15
4.1 Generelt.....	15
4.2 Bruplate	15
4.3 Kantdrager	17
4.4 Tverrbærer og vinger.....	18
4.5 Overgangsplate.....	19
4.6 Lageropplegg	19
5 Laster	20
5.1 Generelt.....	20

5.2	Permanente laster	20
5.2.1	Egenlaster	20
5.2.2	Vanntrykk	24
5.2.3	Jordtrykk	24
5.2.4	Deformasjonslaster	24
5.3	Variable laster	26
5.3.1	Naturlaster	26
5.3.2	Trafikklast	28
5.4	Ulykkeslaster	32
5.4.1	Generelt	32
5.4.2	Påkjøringslaster for overbygning	32
5.4.3	Seismiske laster	33
5.5	Last og lastkombinasjoner	36
5.5.1	Grensetilstander	36
5.5.2	Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer	36
5.5.3	Lastkombinasjoner	37
6	Analyse	41
6.1	Generelt	41
6.2	Brigade	41
6.2.1	Generelt	41
6.2.2	Oppsett av modellene i Brigade [11]	42
6.2.3	Bruk av Brigade og resultater	45
6.3	Verifikasjon av modellen	47
6.3.1	Egenvekt	47
6.3.2	Trafikklast	49
7	Resultater	52
7.1	Generelt	52
7.1.1	Dimensjonerende verdier	52

7.1.2	Valg av armering.....	53
7.1.3	Manuelle beregninger og kapasitetsjekk	54
7.2	Dimensjonering	58
7.2.1	Modell 10 – Midtspenn 10 m – Høyde 600 mm.....	58
7.2.2	Modell 12 – Midtspenn 12 m – Høyde 650 mm.....	65
7.2.3	Modell 14 – Midtspenn 14 m – Høyde 700 mm.....	72
7.2.4	Modell 16 – Midtspenn 16 m – Høyde 750 mm.....	79
7.2.6	Modell 18 – Midtspenn 18 m – Høyde 800 mm.....	86
7.2.7	Modell 20 – Midtspenn 20 m – Høyde 850 mm.....	93
8	Oppsummering og diskusjon av resultater	100
8.1	Generelt.....	100
8.2	Diskusjon av dimensjoneringen.....	102
8.2.1	Dimensjonering av bøyearmering i lengderetning.....	102
8.2.2	Dimensjonering av bøyearmering i tverretning	107
8.2.3	Dimensjonering av skjærarmoring	110
8.2.4	Armeringslengder	111
8.3	Prosedyre for tidlig dimensjonering av platebru med tre spenn	113
8.3.1	Generelt.....	113
8.3.2	Forutsetninger og begrensinger	113
8.3.3	Stegvis prosedyre for dimensjonering.....	114
8.4	Verifikasjon av prosedyre.....	122
8.4.1	Generelt.....	122
8.4.2	Modell 15 - Midtspenn 15 m - Total bru 39 m	122
8.4.3	Resultat fra Brigade - Modell 15 - Midtspenn 15m.....	125
8.5	Sammenligning Concrete Designer Bridge (Brigade) vs. Prosedyre.....	129
8.5.1	Lengdearmoring	129
8.5.2	Tverrarmoring.....	132
8.5.3	Skjærarmoring	134

8.5.4	Armeringsvekt	134
9	Konklusjon.....	135
9.1	Lastvirkninger	135
9.2	Prosedyren	135
9.3	Bruksområde for prosedyren	136
9.4	Risiko og mulige feilkilder.....	136
9.5	Videre arbeid.....	137
10	Referanser	138
	Vedlegg.....	139

Figurliste

Figur 2-1, Illustrasjon av platebru med tre spenn fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]..	2
Figur 2-2, Ett-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1].....	4
Figur 2-3, To-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]	4
Figur 2-4, Tre-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]	4
Figur 3-1, Spennings- tøyningssammenheng for konstruksjonsanalyse (Figur 3.2 i EC2-1).....	9
Figur 3-2, Krypforløp ved pålastning og avlastning [3].....	10
Figur 3-3, Effektiv dybde av typisk tverrsnitt, her vist med symmetrisk armering i lengde- og tverretning.....	14
Figur 4-1, Statisk modell av bruene (dimensjoner i m)	15
Figur 4-2, Dimensjoner på bruens søyler, bruplate og landkar inkludert spennlengder (dimensjoner uten benevning i mm)	15
Figur 4-3, Dimensjoner på bruens typiske tverrsnitt i felt (dimensjoner i mm).....	15
Figur 4-4, Dimensjoner på bruens tverrsnitt over landkarene i akse 1 og 4 (dimensjoner i mm).....	16
Figur 4-5, Dimensjoner på bruens over skivesøylene i akse 2 og 3 (dimensjoner i mm).	16
Figur 4-6, Dimensjoner på kantdragerne, speilvendes for motsatt side (dimensjoner i mm).	17
Figur 4-7, Dimensjoner på forlengelse av kantdrageren (dimensjoner i mm).	17
Figur 4-8, Dimensjoner på tverrbærer med endeskjørt over akse 1. Speilvendt for akse 4 (dimensjoner i mm).	18
Figur 4-9, Dimensjoner på vinger på siden av landkarene. En vinge på hver side av landkarene (dimensjoner i mm).....	18
Figur 4-10, Dimensjoner på overgangsplatene (dimensjoner i mm).	19
Figur 4-11, Illustrasjon av lageropplegg for bruene,	19
Figur 5-1, Fordeling av last for egenvekt i tverrsnittet.....	21
Figur 5-2, Vilkaølig plasserte lastbaner for bruplatene, mest ugunstig fordeling brukes (dimensjoner i meter).....	28
Figur 5-3, Vilkaølig plassering av boggilast i lastfeltene (dimensjoner i meter)	29
Figur 5-4, Lastmodell 2, kontaktflater og avstander. Figur 4.3 i EC1-2.	30
Figur 5-5, Utrykk for horisontalt responsspektrum, Utklipp fra 3.2.2.2 i EC8-1.	34
Figur 5-6, Form på elastisk responsspektrum, fra 3.2.2.2 i EC8-1.....	34
Figur 5-7, Utrykk for vertikalt responsspektrum, Utklipp fra 3.2.2.3 i EC8-1.....	35
Figur 6-1, 4-noders skallelement fra «Brigade Theory Manual» figur 5-2. [9].....	41
Figur 6-2, 2-noders bjelkeelement fra «Brigade Theory Manual» figur 5-2. [9]	41
Figur 6-3, Geometri, utklipp fra Brigade	42

Figur 6-4, Laster, utklipp fra Brigade	43
Figur 6-5, Menylinje, utklipp fra Brigade.....	44
Figur 6-6, Illustrasjon av ferdig modell, utklipp fra Brigade	45
Figur 6-7, Lokale positive krefter i skallelementene i bruplaten fra “Brigade Theory Manual» figur 6-47.....	46
Figur 6-8, Statisk verifikasjonsmodell inkludert punkter for momentsjekk.....	48
Figur 6-9, Lastdistribusjon for maksimalt feltmoment.....	49
Figur 6-10, Lastdistribusjon for maksimalt støttemoment	50
Figur 6-11, Plassering av boggilast for de ulike momentene	51
Figur 7-1, Utvalgte tverrsnitt for dimensjonerende momenter i lengderetning	52
Figur 7-2, Tverrsnitt for delvis utnyttet trykksone (Figur 6.21, [8])	54
Figur 7-3, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 10.....	58
Figur 7-4, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 10	59
Figur 7-5, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 10.....	60
Figur 7-6, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 10.....	60
Figur 7-7, Langsgående bøyearmering - Modell 10.....	61
Figur 7-8, Tverrgående bøyearmering - Modell 10	61
Figur 7-9, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 10	61
Figur 7-10, Skjærarmering - Modell 10	62
Figur 7-11, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 12.....	65
Figur 7-12, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 12	66
Figur 7-13, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 12	67
Figur 7-14, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 12.....	67
Figur 7-15, Langsgående bøyearmering - Modell 12.....	68
Figur 7-16, Tverrgående bøyearmering - Modell 12	68
Figur 7-17, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 12	69
Figur 7-18, Skjærarmering - Modell 12	69
Figur 7-19, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 14.....	72
Figur 7-20, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 14	73
Figur 7-21, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 14	74
Figur 7-22, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 14.....	74
Figur 7-23, Langsgående bøyearmering - Modell 14.....	75
Figur 7-24, Tverrgående bøyearmering - Modell 14.....	75
Figur 7-25, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 14	75
Figur 7-26, Skjærarmering - Modell 14	76

Figur 7-27, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 16.....	79
Figur 7-28, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 16	80
Figur 7-29, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 16	81
Figur 7-30, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 16.....	81
Figur 7-31, Langsgående bøyearmering - Modell 16.....	82
Figur 7-32, Tverrgående bøyearmering - Modell 16	82
Figur 7-33, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 16	82
Figur 7-34, Skjærarmering - Modell 16	83
Figur 7-35, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 18.....	86
Figur 7-36, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 18	87
Figur 7-37, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 18	88
Figur 7-38, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 18.....	88
Figur 7-39, Langsgående bøyearmering - Modell 18.....	89
Figur 7-40, Tverrgående bøyearmering - Modell 18	89
Figur 7-41, Skjærarmering - Modell 16	90
Figur 7-42, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 20.....	93
Figur 7-43, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 20	94
Figur 7-44, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 20	95
Figur 7-45, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 20.....	95
Figur 7-46, Langsgående bøyearmering - Modell 20.....	96
Figur 7-47, Tverrgående bøyearmering - Modell 20	96
Figur 7-48, Skjærarmering for modell 20	97
Figur 8-1, Tverrsnittshøyder etter lengde på midtspenn eller total lengde bru	100
Figur 8-2, Sammenligning av momentkrefter i lengderetning	102
Figur 8-3, Andel av momentkrefter for de ulike lastene for feltmomentet i felt 2.....	103
Figur 8-4, Andel av momentkrefter for de ulike lastene for støttemomentet over akse 3.	104
Figur 8-5, Armeringsmengde i UK felt, inkludert utnyttelsesfaktor og optimalisert armeringsmengde.	105
Figur 8-6, Armeringsmengde i OK over støtte, inkludert utnyttelsesfaktor og optimalisert armeringsmengde	105
Figur 8-7, Gjennomgående lengdearmering i OK og UK	106
Figur 8-8, Sammenligning av momentkrefter i tverretning	107
Figur 8-9, Forhold mellom armeringsmengde inkludert utnyttelsesfaktor og spennlengder for OK tverrarmering.	108

Figur 8-10, Forhold mellom armeringsmengde inkludert utnyttelsesfaktor og spennlengder for UK tverrarmring.	108
Figur 8-11, Sammenligning av lengde/bredde forholdet og andel tverrarmring.....	109
Figur 8-12, Sammenligning av skjærkrefter	110
Figur 8-13, Skjærarmring.....	111
Figur 8-14, Lengder av ekstra armeringsstål i UK felt	112
Figur 8-15, Lengder av ekstra armeringsstål i OK støtte	112
Figur 8-16, Bestemme høyden på tverrsnitt	114
Figur 8-17, Bestemme lengdearmring i felt	115
Figur 8-18, Bestemme lengdearmring over støtte.....	116
Figur 8-19, Lengder av buntarmring i UK og OK.....	117
Figur 8-20, Bestemme tverrarmring i overkant (OK).....	118
Figur 8-21, Bestemme tverrarmring i underkant (UK)	119
Figur 8-22, Bestemme skjærarmring.....	120
Figur 8-23, Bestemme vekt av armering – Forenklet metode	121
Figur 8-24, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 15.....	125
Figur 8-25, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 15	125
Figur 8-26, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 15	126
Figur 8-27, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 15.....	126
Figur 8-28, Armering i lengderetning - Input fra prosedyren (Utklipp fra CDB).....	129
Figur 8-29, Armering i lengderetning - Justert mengde i underkant (Utklipp fra CDB)	130
Figur 8-30, Ny figur for å bestemme lengdearmring i felt. Erstatte Figur 8-17.	131
Figur 8-31, Armering i tverretning - Input fra prosedyren (Utklipp fra CDB)	132
Figur 8-32, Armering i tverretning - Justert mengde i overkant (Utklipp fra CDB)	132
Figur 8-33, Justert graf for å bestemme tverrarmring i overkant. Erstatte Figur 8-20.	133
Figur 8-34, Skjærarmeringsbehov i lengderetning (Utklipp fra CDB).....	134

Tabelliste

Tabell 2-1, Terminologi for analysemodellene.....	3
Tabell 2-2, Statens vegvesens egne standarder med tilhørende forkortelser.....	4
Tabell 2-3, Relevante Eurokoder med tilhørende forkortelser.....	5
Tabell 3-1, Verdier for fasthetsklasse B45 fra Tabell 3.1 i EC2-1.....	6
Tabell 3-2, Verdier for armeringsstål B500NC fra NS 3576-3 og tabell C.1 og tabell NA.3.5(901) i EC2-1.....	6
Tabell 3-3, Mål og masse for kamstenger B500NC, Utdrag fra Tabell 1 i NS 3576-3.....	12
Tabell 3-4, Utdrag fra Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold fra tabell 4.1 i EC2-1.....	12
Tabell 3-5, Bestandighetsklasser sortert etter eksponeringsklasser [5].....	13
Tabell 5-1, Egenlaster fra bruplaten.....	21
Tabell 5-2, Egenlaster for tverrbæreren.....	22
Tabell 5-3, Egenlast, kantdragen.....	22
Tabell 5-4, Egenlast av forlengelsen av kantdrageren.....	22
Tabell 5-5, Moment som følge av eksentrisitet av forlengelsen av kantdrageren.....	22
Tabell 5-6, Egenlast av vingene.....	23
Tabell 5-7, Moment som følge av eksentrisitet av vinge.....	23
Tabell 5-8, Egenlast fra overgangsplate.....	23
Tabell 5-9, Egenlast fra rekkverk.....	23
Tabell 5-10, Egenlast fra slitelag.....	24
Tabell 5-11, Total svinntøyning i promille [%].....	24
Tabell 5-12, Kryptallet, forhold mellom krypdeformasjon og elastisk tøyning.....	25
Tabell 5-13, Differansesetninger.....	25
Tabell 5-14, Vindlaster på bruene, med/uten trafikk.....	26
Tabell 5-15, Dimensjonerende temperaturer for platebruer av betong (type 3) i region vest.....	27
Tabell 5-16, Jevnt fordelt last for LM1 etter tabell 4.2 i EC1-2.....	29
Tabell 5-17, Boggilast for LM1 fra tabell 4.2 i EC1-2.....	29
Tabell 5-18, Last for LM2 - Karakteristisk og dimensjonerende.....	30
Tabell 5-19, Engangstransport, karakteristisk last (Tabell 1 fra Trafikklastforskrift for bruer m.m).....	30
Tabell 5-20, Horisontale laster fra langsgående bremse- og akselerasjonskrefter.....	31
Tabell 5-21, Tverrgående last som følge av skjevhet ved bremsing og akselerasjon.....	31
Tabell 5-22, Dimensjonerende statisk kraft fra støt på overbygning [utdrag fra EC1-7, Tabell NA.4.2].....	32
Tabell 5-23, Reduksjonsfaktor basert på klaring mellom overbygning og underliggende veg.....	32
Tabell 5-24, Knekkpunktene for responsspektrum i Norge. Utdrag fra tabell NA.3.3, EC8-1.....	33

Tabell 5-25, Knekkpunktene for vertikalt responspektra i Norge. Tabell NA.3.4, EC8-1.....	34
Tabell 5-26, Horsisontalt elastisk responspektrum	35
Tabell 5-27, Vertikalt elastisk responspektrum	35
Tabell 5-28, Kombinasjonsfaktorer for EQU - Sett A.....	38
Tabell 5-29, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett B - 6.10a.....	38
Tabell 5-30, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett B - 6.10b	38
Tabell 5-31, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett C.....	38
Tabell 5-32, Kombinasjonsfaktorer for Ulykkessituasjoner og seismiske situasjoner	39
Tabell 5-33, Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent.....	39
Tabell 5-34, Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden ofte forekommende	40
Tabell 6-1, Langsgående laster som følge av konstruksjonenes egenvekt	47
Tabell 6-2, Punktlaster som følge av konstruksjonenes egenvekt	47
Tabell 6-3, Verifikasjon av reaksjonskrefter	47
Tabell 6-4, Sammenligning av momenter fra egenvekt mellom håndberegning og Brigade	49
Tabell 6-5, Overflatelast fra trafikk	49
Tabell 6-6, Sammenligning av momenter fra overflatelast ved Brigade og håndberegning	50
Tabell 6-7, Feltlast fra trafikk i lastbane 1	50
Tabell 6-8, Sammenligning av momenter fra feltlast i Brigade og håndberegning.....	50
Tabell 6-9, Sjekk av vertikale reaksjoner fra boggilaster.....	51
Tabell 6-10, Sammenligning av momenter fra boggilast i Brigade og håndberegning	51
Tabell 7-1, Forklaring av betegnelser for momentkrefter.....	53
Tabell 7-2, Forklaring av betegnelser for skjærkrefter	53
Tabell 7-3, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 10..	58
Tabell 7-4, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 10	59
Tabell 7-5, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 10	60
Tabell 7-6, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 10	61
Tabell 7-7, Mengder per meter av skjærarmring - Modell 10.....	62
Tabell 7-8, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 10.....	62
Tabell 7-9, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 10.....	63
Tabell 7-10, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 10	63
Tabell 7-11, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 10	63
Tabell 7-12, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 10.....	63
Tabell 7-13, Skjærkapasitetsjekk - Modell 10.....	63
Tabell 7-14, Kontroll av største rissvidde - Modell 10.....	64
Tabell 7-15, Kontroll av nedbøying - Modell 10	64

Tabell 7-16, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 12	65
Tabell 7-17, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 12	66
Tabell 7-18, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 12	67
Tabell 7-19, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 12	68
Tabell 7-20, Mengder per meter av skjærarmoring - Modell 12	69
Tabell 7-21, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 12	69
Tabell 7-22, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 12	70
Tabell 7-23, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 12	70
Tabell 7-24, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 12	70
Tabell 7-25, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 12	70
Tabell 7-26, Skjærkapasitetsjekk - Modell 12	70
Tabell 7-27, Kontroll av største rissvidde - Modell 12	71
Tabell 7-28, Kontroll av nedbøyning - Modell 12	71
Tabell 7-29, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 14	72
Tabell 7-30, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 14	73
Tabell 7-31, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 14	74
Tabell 7-32, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 14	75
Tabell 7-33, Mengder per meter av skjærarmoring - Modell 14	76
Tabell 7-34, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 14	76
Tabell 7-35, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 14	77
Tabell 7-36, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 14	77
Tabell 7-37, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 14	77
Tabell 7-38, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Model 14	77
Tabell 7-39, Skjærkapasitetsjekk - Modell 14	77
Tabell 7-40, Kontroll av største rissvidde - Modell 14	78
Tabell 7-41, Kontroll av nedbøyning - Modell 14	78
Tabell 7-42, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 16	79
Tabell 7-43, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 16	80
Tabell 7-44, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 16	81
Tabell 7-45, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 16	82
Tabell 7-46, Mengder per meter av skjærarmoring - Modell 16	83
Tabell 7-47, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 16	83
Tabell 7-48, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 16	84
Tabell 7-49, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 16	84
Tabell 7-50, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 16	84

Tabell 7-51, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 16.....	84
Tabell 7-52, Skjærkapasitetsjekk - Modell 16.....	84
Tabell 7-53, Kontroll av største rissvidde - Modell 16.....	85
Tabell 7-54, Kontroll av nedbøying - Modell 16	85
Tabell 7-55, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning – Modell 18	86
Tabell 7-56, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning – Modell 18	87
Tabell 7-57, Dimensjonerende verdier for skjærkraft – Modell 18.....	88
Tabell 7-58, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 18	89
Tabell 7-59, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 18.....	89
Tabell 7-60, Mengder per meter av skjærarmoring - Modell 18.....	90
Tabell 7-61, Total armeringsvekt for 1 meter stripe – Modell 18	90
Tabell 7-62, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning – Modell 18	91
Tabell 7-63, Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18	91
Tabell 7-64, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning – Modell 18.....	91
Tabell 7-65, Momentkapasitetsjekk i tverretning – Modell 18.....	91
Tabell 7-66, Skjærkapasitetsjekk – Modell 18.....	91
Tabell 7-67, Kontroll av største rissvidde - Modell 18.....	92
Tabell 7-68, Kontroll av nedbøying - Modell 18	92
Tabell 7-69, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning – Modell 20	93
Tabell 7-70, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning – Modell 20	94
Tabell 7-71, Dimensjonerende verdier for skjærkraft – Modell 20.....	95
Tabell 7-72, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 20	96
Tabell 7-73, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 20.....	96
Tabell 7-74, Mengder per meter av skjærarmoring - Modell 20.....	97
Tabell 7-75, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 20.....	97
Tabell 7-76, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 20.....	98
Tabell 7-77, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 20	98
Tabell 7-78, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 20	98
Tabell 7-79, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 20.....	98
Tabell 7-80, Skjærkapasitetsjekk - Modell 20.....	98
Tabell 7-81, Kontroll av største rissvidde - Modell 20.....	99
Tabell 7-82, Kontroll av nedbøying - Modell 20	99
Tabell 8-1, Armeringsstål – nominell vekt per meter for ulike stangdiametere.....	120
Tabell 8-2, Utregning av total vekt av armering for 1 m langsgående snitt i bruene.	124
Tabell 8-3, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 15.....	127

Tabell 8-4, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 15	127
Tabell 8-5, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 15	127
Tabell 8-6, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 15.....	127
Tabell 8-7, Skjærkapasitetsjekk - Modell 15.....	128
Tabell 8-8, Kontroll av største rissvidde - Modell 15.....	128
Tabell 8-9, Kontroll av nedbøying - Modell 15	128
Tabell 8-10, Sammenligning av armering i lengderetning mellom prosedyre og CDB.....	130
Tabell 8-11, Sammenligning av armeringslengder i felt og akser mellom prosedyre og CDB	130
Tabell 8-12, Sammenligning av armering i tverretning mellom prosedyre og CDB.....	132
Tabell 8-13, Sammenligning av armeringsvekt og andel stål per 1m ³ betong.....	134
Tabell 9-1, Fordeling av de 2 mest fremtredende laster for moment i felt og over støtte etter spennlengder.....	135

1 Introduksjon

Statens vegvesen har tidligere hatt en håndbok brukt som hjelpemiddel ved prosjektering av platebruer med ett eller tre spenn. Håndboken, som var nr. 100 i Vegvesenets håndbokserie, er nå utgått. Beregningene utført i håndboken er basert på eldre krav og retningslinjer fra 2000 som ikke stemmer med dagens krav.

Tidligere studentoppgave har tatt for seg platebruer med ett spenn som skal gi grunnlag og forutsetninger for den kommende håndboken V427 plassproduserte platebruer.

Hensikten med denne oppgaven er å danne et grunnlag for platebruer med tre spenn som kan inkluderes i en fremtidig håndbok. Oppgaven skal kun ta for seg armering av bruplaten. Dette utføres ved å beregne nødvendig armering i et analyseprogram for ulike spennlengder. Deretter vurderes optimalisert armeringsbehov.

Oppgaven er vinklet mot tidlig fase i prosjekter og resultatene skal formes som en prosedyre for å bestemme høyden på bruplaten og mengden armering ut fra valgte spennlengder.

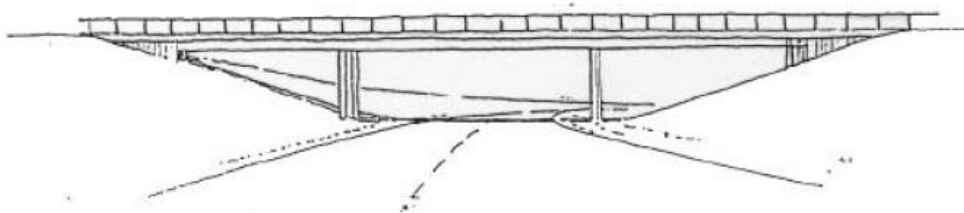
Brigade er valgt som analyseprogram og dimensjonering av bruplaten utføres i Concrete Designer Bridge (CDB) som er et tilleggsprogram i Brigade. For å vurdere utnyttelse av bruplaten, utføres egne kapasitetsberegninger for utvalgte tverrsnitt.

Utfordringer i oppgaven er å begrense omfanget slik at et fornuftig resultat kan oppnås. Platebruer med tre spenn har mange variabler der omfanget av variablene er vanskelig å forutse på sluttresultatet.

2 Prosjekteringsgrunnlag

2.1 Forutsetninger og begrensninger

I denne oppgave prosjekteres og dimensjoneres slakkarmerte platebruer med tre spenn og variable spennlengder. Deretter vurderes hensiktsmessig høyde på tverrsnittet og nødvendig armering av tverrsnitt. En typisk platebru med tre spenn er illustrert i Figur 2-1.



Figur 2-1, Illustrasjon av platebru med tre spenn fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]

Utgangspunktet for prosjekteringen er den utgåtte bruhåndboken til Statens vegvesen som omhandler plassproduserte platebruer. Denne håndboken kunne brukes for dimensjonering av trespenns bruer innenfor visse kriterier som spennvidder, endespenn/midtpenn-forhold, total brulengde, total brubredde og skjevhet.

Forutsetninger/begrensninger i denne oppgaven basert på håndboken:

- Spennvidder, midtpenn: 10 – 20 m
- Sidespenn/midtpenn forhold: 0,8
- Total brulengde: 26 – 52 m
- Total brubredde: 9 m
- Rett bru, ingen skjevhet ved opplegg.

Forutsetninger/begrensninger spesielt for denne oppgaven:

- Lokasjon Region vest (Rogaland, Hordaland og Sogn og Fjordane)
- B45 Betong
- B500NC Armeringsstål
- Søylar og landkar har tilstrekkelig kapasitet
- Landkar i akse 1 og 4 (høyde 3,0 m)
- Skivesøylar i akse 2 og 3 (høyde 6,5 m)
- Symmetri om aksene
- Brua er slakkarmert
- Vegbru i dimensjoneringsklasse H1, H2 og H3. Dimensjoneringsklasser er gitt i avsnitt C i Statens vegvesens Håndbok N100, Veg- og gateutforming. [2]

2.2 Terminologi for analysemodellene

Flere analysemodeller er utarbeidet gjennom denne oppgaven. For ordens skyld er det opprettet en terminologi for analysemodellene. Hver modell får et unikt modellnummer etter lengden på midtspennet slik gitt i Tabell 2-1. Videre i oppgaven vil modellnummeret brukes for å beskrive hvilken bru som omtales.

Tabell 2-1, Terminologi for analysemodellene

	Tverrsnitthøyde [mm]	Midtspenn [m]	Sidespenn [m]
Modell 10	600	10	8
Modell 12	650	12	9,6
Modell 14	700	14	11,2
Modell 16	750	16	12,8
Modell 18	800	18	14,4
Modell 20	850	20	16

2.3 Platebruer

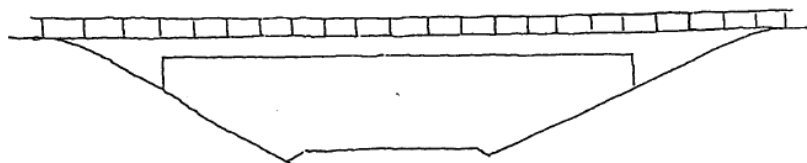
Platebruer representerer en stor del av de bruer som bygges i Norge. De kan være stedstøpt og prefabrikkert, hvorav prefabrikkert ofte er forbeholdt ett-spenns platebruer med begrenset lengde.

En platebru kan defineres som en bru bestående av en plate hvilende på søyler og/eller landkar. Forskjellen fra bjelkebru, der bjelkene hovedsakelig tar opp langsgående krefter, er at en platebru fordeler kreftene i flere retninger.

For Statens vegvesen brukes ofte platebruer i forbindelse med vegbygging. Platebruene har et enkelt uttrykk og skiller seg lite fra vanlig veg sett fra bilistenes synspunkt. Platebruene egner seg godt blant annet ved kryssing av andre veger, elver, vann eller kløfter.

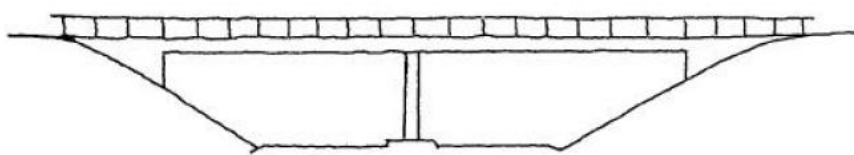
Spennlengden på platebruer har stor variasjon. For kortere spenn (typisk < 20 m) kan slakkarmering brukes. Ved lengre spenn (typisk > 20 m) brukes normalt spennarmering for å sikre tilstrekkelig kapasitet.

Ett-spenns platebruer brukes over mindre hindringer der totallengden på bruene er liten. Denne velges ofte ved kryssing av elver der en ønsker å ha landkar på hver side av elva uten direkte fare for erosjon fra elveløpet. Ved flom eller høy vannstand i elva kan uansett disse bruene være utsatt.



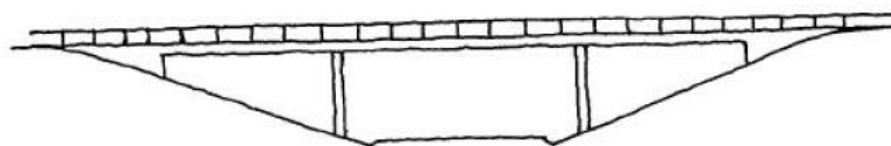
Figur 2-2, Ett-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]

To-spenns platebruer er mindre brukt hos Statens vegvesen da søylen i midten fremtrer som en hindring for funksjonaliteten under brua. Der for eksempel bruen krysser andre veger vil søylen plasseres i skille mellom kjørefeltene. Dette krever større avstander mellom kjørefeltene og kan også oppleves som en mer skremmende hindring for bilistene.



Figur 2-3, To-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]

Tre-spenns platebruer er nok den mest brukte platebruen der det kombinerer relativ fleksible spennlengder, med et god balanse for statikk mellom midtspenn og sidespenn. Ved kryssing av andre veger settes ofte søylene på siden av vegen slik at det ikke hindrer synsfeltet mellom kjørefeltene.



Figur 2-4, Tre-spenns bru fra utgått håndbok 100-4 fra Statens vegvesen [1]

2.4 Gjeldene standarder

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

Tabell 2-2, Statens vegvesens egne standarder med tilhørende forkortelser.

Tittel	Forkortelse
Håndbok N400 Bruprosjektering	N400
Håndbok N100 Veg- og gateutforming	N100
Håndbok R412 Bruklassifisering	R412

Eurokodene inneholder dimensjoneringsregler for bærende konstruksjoner, inkludert bruer. I Norge er disse ugitt av Norsk Standard. De relevante Eurokodene er inkludert i tabellen under med tilhørende forkortelser som brukes videre i oppgaven.

Tabell 2-3, Relevante Eurokoder med tilhørende forkortelser.

Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster	EC1-4
NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger	EC1-5
NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-7: Allmenne laster, Ulykkeslaster	EC1-7
NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer	EC1-2
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2-1
NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 2: Bruer	EC2-2
NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler	EC7
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8-1
NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 2: Bruer	EC8-2

3 Materialer

3.1 Generelt

Dette kapitlet beskriver byggematerialene og gir forutsetninger for dimensjonering av bruene. Et teorigrunnlag inkluderes for å beskrive de ulike egenskapene og hvilken innvirkning den har for dimensjoneringen.

Som utgangspunkt er følgende materialer brukt i oppgaven:

- Betong - Fasthetsklasse B45 (Tabell 3-1)
- Armeringsstål - B500NC (Tabell 3-2)

Tabell 3-1, Verdier for fasthetsklasse B45 fra Tabell 3.1 i EC2-1

Betong - Fasthetsklasse B45		
f_{ck}	45 MPa	Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn
$f_{ck,cube}$	55 MPa	Betongens karakteristiske terningfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	53 MPa	Middelverdi av betongens sylindretrykkfasthet
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_{cm}	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	2,0	EkspONENT
ϵ_{c3}	1,75 ‰	Trykktøyning i betongen ved største spenning
ϵ_{cu3}	3,5 ‰	Tøyningsgrense i bruddtilstanden

De ulike verdiene for tøyning i Tabell 3-1 er gitt for ulike spennings-tøyningsammenhenger der.

1. brukt ved konstruksjonsanalyse (3.1.5 EC2-1)
2. brukt ved dimensjonering av tverrsnitt (Parabel + rektangulær profil) (3.1.7 EC2-1)
3. brukt ved dimensjonering av tverrsnitt (Bi-lineær profil) (3.1.7 EC2-1)

Tabell 3-2, Verdier for armeringsstål B500NC fra NS 3576-3 og tabell C.1 og tabell NA.3.5(901) i EC2-1.

Armeringsstål - B500NC		
f_{yk}	500 MPa	Armeringens flytegrense
ϵ_{uk}	≥ 7,5 %	Karakteristisk tøyning ved største kraft
ϵ_{ud}	3,0 %	Dimensjonerende grensetøyning($0,4 \cdot \epsilon_{uk}$)
E_s	200 GPa	Dimensjonerende verdi av elastisitetsmodulen

3.2 Betong

3.2.1 Generelt

Betong er et material som ofte brukes i forbindelse med bygging av bruer. Betong kombinerer egenskaper som god trykkfasthet og høy stivhet med formbarhet, god volumstabilitet og god bestandighet. [3]

Betong er sammensatt av sement, stein, sand, vann og mindre mengder av tilsetningsmateriale. Denne sammensetningen og typen sement brukt bestemmer i stor grad egenskapene til betongen i både fersk og herdet betong. I tillegg vil parametere omkring forholdene under herdefasen ha mye å si for å oppnå de ønskede egenskapene. [3]

Formbarheten og muligheten til å bestemme egenskapene i fersk og herdet fase gjør betong til et unikt byggemateriale. Konstruksjoner kan plasstøpes eller prefabrikeres og kan nesten alltid produseres lokalt. Dette forenkler det å bygge betongbruer i både sentrale og usentrale strøk. [3]

3.2.2 Fasthet

3.2.2.1 Trykkfasthet

Betongens trykkfasthet er gitt i form av fasthetsklasser i tabell 2.1 i EC-2-1 og definerer betongens karakteristiske styrke til å motstå trykkspenninger. Fasthetsklassene i Norge er gitt med betegnelsen B etterfulgt av karakteristisk fasthet for sylinder etter standardisert herding i 28 døgn. Karakteristisk fasthet defineres som fastheten der høyst 5% av alle prøvefastheter har lavere verdi enn den gitt av fasthetsklassen. [3]

Betong er et sammensatt materiale hvor egenskapene vil variere. Derfor brukes karakteristisk fasthet, f_{ck} , sammen med materialfaktorer for ulike dimensjonerende situasjoner. Dimensjonerende fasthet, f_{cd} , bestemmes etter ligning (3.1).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (3.1)$$

der

α_{cc} er koeffisient som tar hensyn til langtidslast (0,85 - NA.3.1.6(1) i EC-2-1)

γ_C er materialfaktoren for betong (1,5 - vedvarende/forbigående bruddgrensetilstand)

For fasthetsklasse B45 er den aktuelle dimensjonerende trykkfastheten på $f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$ ved beregning av bruddkapasitet.

3.2.2.2 Strekkfasthet

Betongens strekkfasthet er i størrelsesorden 4-12 % av trykkfastheten. Strekkfastheten defineres som den høyeste spenningen som oppnås ved sentrisk strekkbelastning. [3]

Denne lave fastheten gjør at betong i seg selv har liten evne til å motstå strekkrefter. Armeringsjern plasseres dermed i strekkpåkjennte områder av betongen for å øke strekkkapasiteten. [3]

For slakkarmerte bruer utgjør strekkfastheten en viktig parameter for å beregne riss på grunn av heftforholdet mellom betong og armering i strekksonen. Ved en større påkjenning vil det oppstå en differansetøyning mellom armering og betong som skaper strekkspenninger i betongen. Når denne overskrider den midlere strekkfastheten kan riss forventes å oppstå. Riss har betydning for betongens bestandighet ved at de klimatiske forholdene kan påvirke armeringen og gi rask degradering av armeringsjern. [3]

Ved bruk av strekkfastheten i dimensjonering brukes betongens karakteristiske aksialstrekkfasthet for 5% fraktilen, $f_{ctk,0,05}$, sammen med materialfaktorer. Dimensjonerende strekkfasthet, f_{ctd} , bestemmes etter ligning (3.2).

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad (3.2)$$

der

α_{ct} er koeffisient som tar hensyn til langtidslast (0,85 - NA.3.1.6(2) i EC-2-1)

γ_C er materialfaktoren for betong (1,5 - vedvarende/forbigående bruddgrensetilstand)

For fasthetsklasse B45 er dimensjonerende strekkfasthet $f_{ctd} = 1,53 \text{ MPa}$. Midlere strekkfasthet, som brukes i rissviddeberegning er $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$.

3.2.3 Elastisk deformasjon

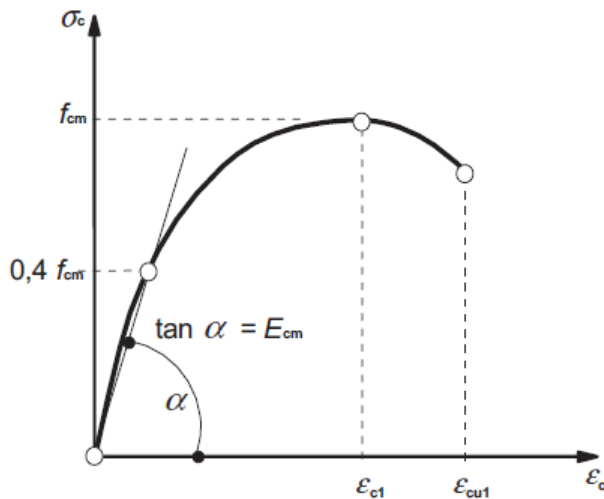
Når betong utsettes for en last vil det oppstå deformasjoner. Størrelsen på deformasjonen avhenger av størrelsen på lasten og betongens stivhet. Betongens stivhet uttrykkes ved hjelp av Elastisitetsmodulen E , som er forholdet mellom påført spenning σ (last) og tilsvarende tøyning ϵ (deformasjon) i det elastiske området. [3]

Dette forholdet kan vises i sammenheng med Hookes lov om elastisitet gjengitt i ligning (3.3).

$$\sigma = E\epsilon \quad (3.3)$$

Betong er et komposittmateriale, som gjør at E-modulen stort sett bestemmes av betongens fasthet og tilslaget stivhet. Ved økt fasthet eller større stivhet blir E-modulen større. [3]

EC2-1 oppgir en tilnærmet verdi av E-modul E_{cm} , som er sekantverdien mellom spenningsløs tilstand og opp til 40 % av midlere sylindertykkfasthet slik vist i Figur 3-1.



Figur 3-1, Spennings- tøyningssammenheng for konstruksjonsanalyse (Figur 3.2 i EC2-1)

For fasthetsklasse B45 velges elastisitetmodulen etter Tabell 3.1 i EC2-1 der $E_{cm} = 36 \text{ GPa}$.

3.2.4 Temperaturutvidelse

En temperaturendring $\Delta\theta$ gir en temperaturtøyning ε_θ som er styrt av betongens temperaturutvidelseskoeffisient α_θ til betong etter ligning (3.4). [3]

$$\varepsilon_\theta = \alpha_\theta \cdot \Delta\theta \quad (3.4)$$

Temperaturutvidelseskoeffisienten bestemmes hovedsakelig av tilslagstypen, men også etter betongens modenhet, fukttinnhold og temperaturnivå. [3] I denne oppgave brukes en temperaturutvidelseskoeffisient på $\alpha_\theta = 1,0 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$ i henhold til tabell C.1 i EC1-5.

I herdeprosessen av betong kan det også oppstå problemer med temperaturendringer da det utvikles varme i reaksjonen mellom sement og vann.

Ytre deler av tverrsnittet vil bli påvirket av eksterne temperaturer og det kan oppstå en betydelig temperaturforskjell innad i tverrsnittet. Dette fører til ulik tøyning og dermed tvangsspenninger. Den varme kjerne hindrer at de ytre delene trekker seg sammen og det oppstår strekkspenninger ved overflaten. Dette kalles indre fastholding. [3]

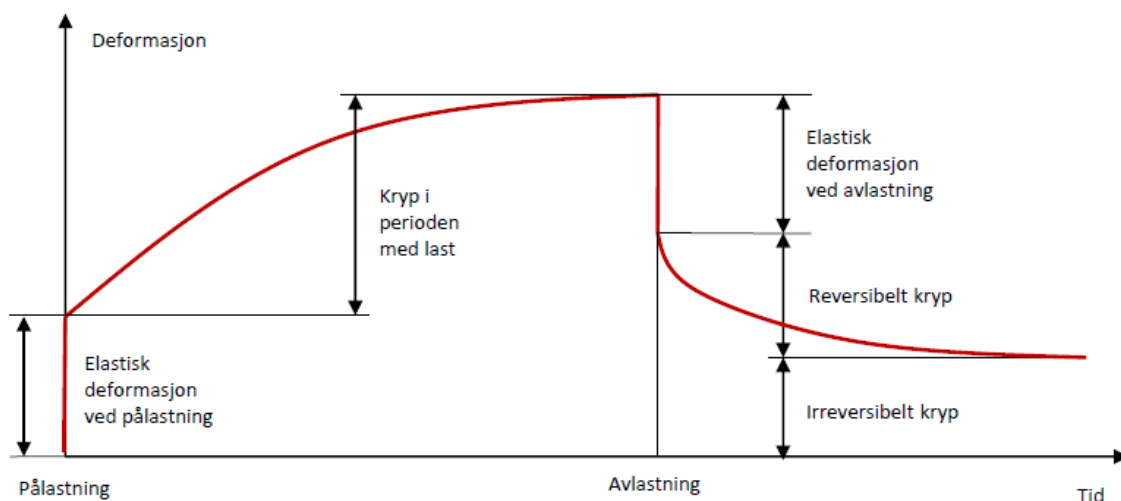
Ved å støpe i forskjellige omganger oppstår det temperaturforskjeller mellom konstruksjonsdeler. Delen som er kommet lengre i herdeprosessen vil holde tilbake sammentrekning og forårsake strekkspenninger på overflaten av den andre delen. Dette kalles ytre fastholding. [3]

Slike strekkspenninger betraktes som en del av konstruksjonsfasen og ikke sett nærmere på i denne oppgaven.

3.2.5 Kryp og svinn

Betongens kryp og svinn avhenger av omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnittdimensjoner og betongens sammensetning.

Kryp defineres som en økende deformasjon eller tøyning over tid som følge av laster. Kryp påvirkes av modenheten av betongen når lasten påføres, varigheten og størrelsen på lasten slik vist i Figur 3-2. Ved pålastning skjer en momentan elastisk deformasjon styrt av lasten og E-modulen. Over tid vil denne deformasjonen fortsette å øke, men med avtagende hastighet. Ved avlastning gjenvinnes den elastiske deformasjonen. En viss deformasjon gjenvinnes over tid med avtagende hastighet. Dette kalles reversibelt kryp. Ved lang påvirkning vil en viss deformasjon forbli permanent. Dette kalles irreversibelt kryp. [3]



Figur 3-2, Krypforløp ved pålastning og avlastning [3]

Størrelsen på krypdeformasjonene uttrykkes som forholdet mellom kryptøyningen ε_{kr} og den momentane elastiske tøyningen ε_{el} . Dette forholdet kalles kryptallet slik vist i ligning (3.5). [3]

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{kr}}{\varepsilon_{el}} \quad (3.5)$$

Uttørking av betong fører til at den krymper. Denne krympingen kalles svinn. Svinn danner strekkspenning i betong som følge volumendring/tøyning. Svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, autogent svinn (egenuttørkingsvinn) ϵ_{ca} og uttørkingsvinn ϵ_{cd} slik vist i ligning (3.6). I motsetning til kryptøyninger, er svinntøyninger uavhengig av lastnivå. [4]

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} \quad (3.6)$$

Egenuttørkingssvinn ϵ_{ca} , eller det autogene svinn, er et volumtap som følge av et økende kapillært undertrykk i betongen under hydratiseringsprosessen. [3]

Uttørkingssvinn ϵ_{cd} oppstår som følge av at betongen fortsetter å tørke frem til det oppstår en fuktlikevekt. Denne prosessen foregår over en lang periode og utgjør som oftest et mye større svinn enn egenuttørkingssvinn. [3]

3.3 Armering

Armering i betong brukes for å øke både strekk- og trykkapasitet til tverrsnittet. Hovedsakelig er det økning i strekkapasitet som er viktig da betong i seg selv har svært lav strekkapasitet i motsetning til trykkapasitet. Ved beregning av kapasitet neglisjerer man ofte strekkapasiteten til betong og beregner basert på et opprisset tverrsnitt der det kun er armeringen som tar opp strekkrefter.

Det benyttes armeringsstål av typen kamstål B500NC etter kravene gitt i NS 3576-3. Kamstål er stålstenger med sirkulært tverrsnitt og med tverrgående kammer som sikrer heft i betongen.

Den karakteristiske flytegrensen til armeringsstålet f_{yk} er 500 MPa. Ved dimensjonering etter EC2-1 brukes karakterisk flytegrense med materialfaktor for stål γ_s slik vist i ligning (3.7).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.7)$$

der

γ_s er materialfaktoren for stål (1,15 - vedvarende/forbigående bruddgrensetilstand)

Dette gir en dimensjonerende flytegrense på $f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$.

En annen viktig egenskap til armeringsstålet er de duktile egenskapene. Armeringsjernet B500NC har en karakteristisk tøyning ϵ_{uk} på $\geq 7,5 \%$ og en dimensjonerende grensetøyning ϵ_{ud} på $3,0\%$. Mulig tøyning i stål er da mye større enn i betongen. Dette bidrar til at bruene vil opptre duktilt ved brudd og dermed en ekstra sikkerhet.

Kamstengene har mål og masse etter Tabell 1 i NS 3576-3 og er gjengitt i Tabell 3-3.

Tabell 3-3, Mål og masse for kamstenger B500NC, Utdrag fra Tabell 1 i NS 3576-3.

Nominell stangdiameter, ϕ [mm]	Nominelt tverrsnittsareal [mm ²]	Masse pr lengde [kg/m]
12	113	0,888
16	201	1,58
20	314	2,47
25	491	3,85
32	804	6,31

3.4 Bestandighet og overdekning

I punkt 4.1(1) av EC2-1 står det:

«En bestandig konstruksjon skal oppfylle kravene til brukbarhet, styrke og stabilitet gjennom konstruksjonens dimensjonerende brukstid, uten at det oppstår vesentlig reduksjon av bruksverdi eller behov for omfattende uforutsett vedlikehold»

For å oppnå disse kriteriene er det nødvendig å vite hvilke påkjenninger konstruksjonene vil bli utsatt for gjennom levetiden. Bruer vil i de fleste tilfeller være eksponert for noen av de verste miljøene som innebærer mye fuktighet, frost og klorider fra både salting og sjøvann. Etter Tabell 4.1 - Eksponeringsklasser i EC2-1, gjengitt i Tabell 3-4 for klasser vurdert som relevante i Region vest.

Tabell 3-4, Utdrag fra Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold fra tabell 4.1 i EC2-1

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler
2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC2	Vått, sjeldent tørt	Fundamenter
XC3 / XC4	Moderat fuktighet / Vekselsvis vått og tørt	Utvendig betong beskyttet mot regn Betongoverflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2
3. Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann		
XD1	Moderat fuktighet	Betongoverflater beskyttet med brumembran
XD3	Vekselsvis vått og tørt	Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider
4. Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann		
XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Bruer nær eller på kysten
XS2 / XS3	Permanent neddykket / Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner
5. Fryse-/tineangrep		
XF4	Høy vannmetning, med avisingsmiddel eller sjøvann	Veg- og brudekker utsatt for avisingsmidler. Betongoverflater utsatt for frost og direkte sprut som inneholder avisingsmidler.

Bestandighetsklassen kan bestemmes etter eksponeringsklassen slik vist i Tabell 3-5.

Tabell 3-5, Bestandighetsklasser sortert etter eksponeringsklasser [5]

Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse					
	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
XC2, XC3, XC4		X	X	X	X	X
XD1, XS1			X	X	X	X
XF4				X		X
XD3, XS2, XS3					X	X
Maksimum v/b-tall	0,90	0,60	0,45	0,45	0,40	0,40

Bestandighetsklassen gir grunnlag for blandeforholdet mellom vann og sement (+ bindemidler), kalt v/b-tallet. Forholdet mellom vann og sement har innvirkning på bestandighet og fasthet, da et lavere v/b forhold gir økt bestandighet og økt fasthet. [5]

Etter valg av eksponeringsklasse bestemmes nominell overdekning C_{nom} definert som summen av minste overdekning C_{min} og overdekningstoleranse ΔC_{dev} etter ligning (3.8). Minste overdekning skal beskytte armeringsstålet gjennom bruens levetid.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (3.8)$$

Minste overdekning C_{min} settes til størst verdi av minste overdekning av hensyn til heft $C_{min,b}$ og minste overdekning av hensyn til bestandighet $C_{min,dur}$.

Minste overdekning av hensyn til heft $C_{min,b}$ bestemmes etter Tabell NA.4.2 i EC2-1. For slakkarmering tilsvarer denne overdekningen stangdiameteren eller ekvivalent diameter på bunter. For analyserte bruer tilsvarer dette et maksimalt overdekningskrav på $C_{min,b} = 45 \text{ mm}$ (2x32mm bunt).

Minste overdekning av hensyn til bestandighet $C_{min,dur}$ kan bestemmes etter Tabell NA.4.4N i EC2-1 for slakkarmering. Statens vegvesen har egne krav til minste overdekning av hensyn til bestandighet gitt i punkt 7.4.2 i N400. Deler av bruene vil gå under kategorien som gir en minste overdekning på 60 mm og siden eksponeringsforholdene vil variere med plassering bestemmes det å bruke $C_{min,dur} = 60 \text{ mm}$ for alle brudelene. [6]

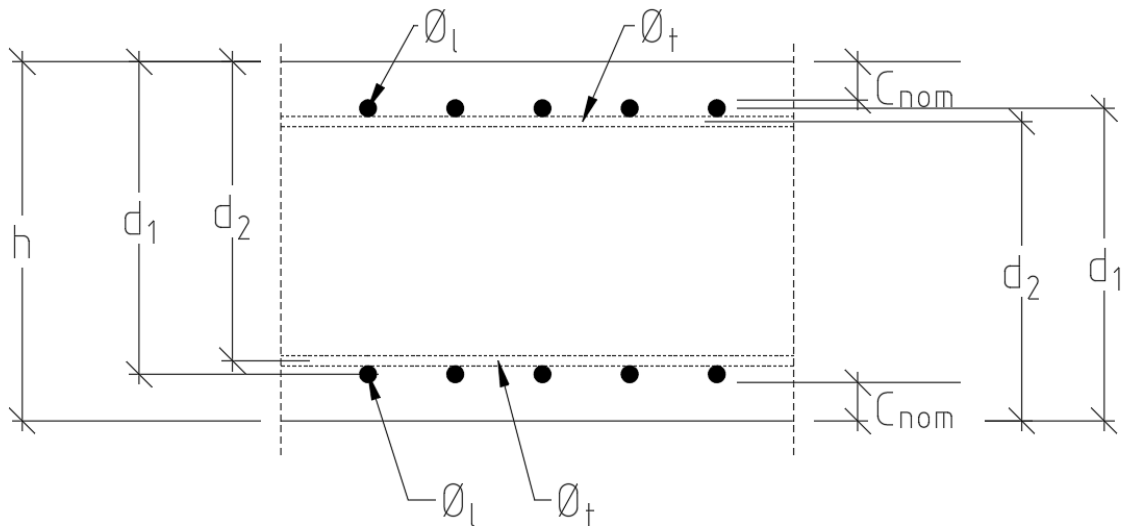
Etter punkt 7.4.3 i N400 settes tillatt overdekningstoleranse til $\Delta C_{dev} = 15 \text{ mm}$, som gir en nominell overdekning etter ligning (3.9).

$$C_{nom} = 60 + 15 = 75 \text{ mm} \quad (3.9)$$

Ved kjent nominell overdekning kan effektiv dybde d av tverrsnittene beregnes etter ligning (3.10) for lengdearmring og ligning (3.11) for tverrarmring, også illustrert i Figur 3-3.

$$d_1 = h - C_{nom} - \frac{\varnothing_l}{2} \quad (3.10)$$

$$d_2 = h - C_{nom} - \varnothing_l - \frac{\varnothing_t}{2} \quad (3.11)$$

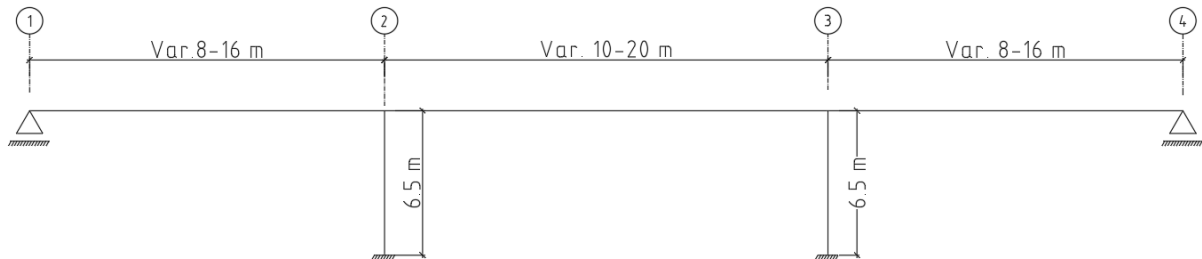


Figur 3-3, Effektiv dybde av typisk tverrsnitt, her vist med symmetrisk armering i lengde- og tverretning.

4 Geometri

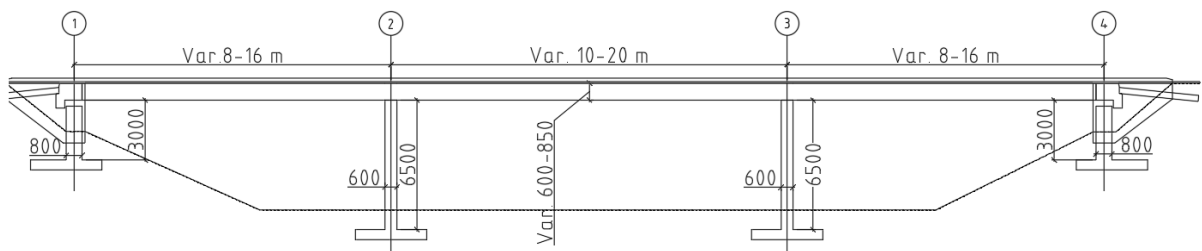
4.1 Generelt

Den statiske modellen er vist i Figur 4-1. Den tar utgangspunkt i et varierende midtspenn på 10-20 m. Sidespennene varierer som en faktor på 0,8 i forhold til midtspennet.



Figur 4-1, Statisk modell av bruene (dimensjoner i m)

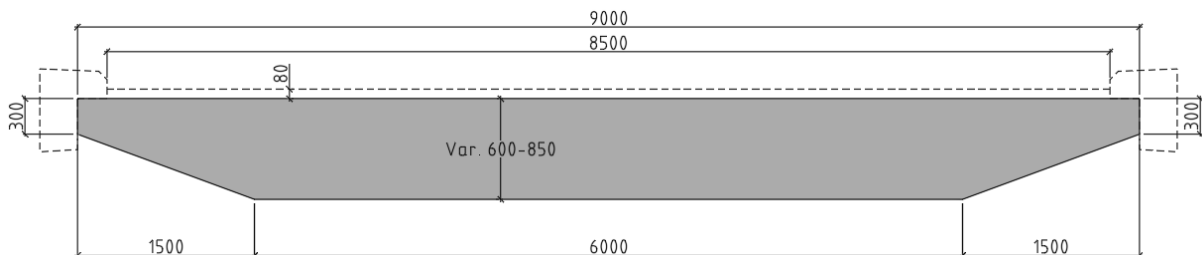
Snitt av senterlinjen er vist i Figur 4-2. Bruene er ikke dimensjonert med illustrerte fundamenter og fyllingshøyder. Fundamenter og fyllingshøyder er kun illustrert for et visuelt bilde av en typisk bru med tre spenn.



Figur 4-2, Dimensjoner på bruens søyler, bruplate og landkar inkludert spennlengder (dimensjoner uten benevning i mm)

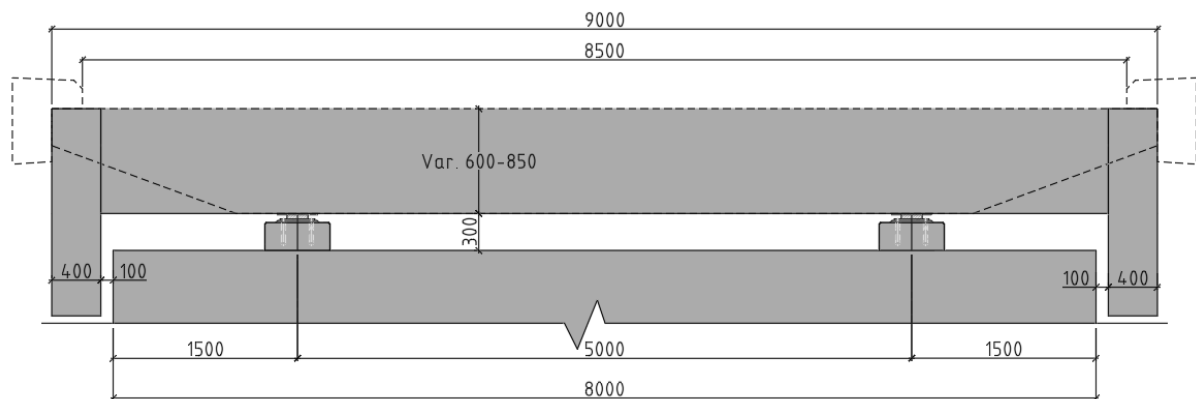
4.2 Bruplate

Bruplatten består av et tverrsnitt med armert betong. Tverrsnittets høyde er den eneste parameteren som endres ved varierende spennlengde. Bruplatten dekkes med et slitelag på 80 mm. Illustrasjonene under viser bruens tverrsnitt over felt, landkar og søyleskivene.



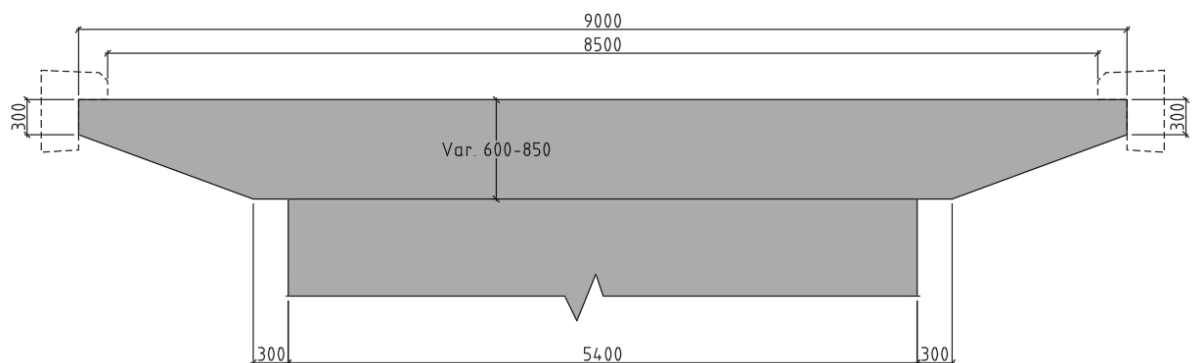
Figur 4-3, Dimensjoner på bruens typiske tverrsnitt i felt (dimensjoner i mm).

Bruplaten forbindes med to lagre plassert på hvert av landkarene i akse 1 og 4. Lagrene er plassert med en avstand på 5000 mm. Over landkaret går tverrsnittet over i en tverrbærer med vinger på endene som vist på Figur 4-4.



Figur 4-4, Dimensjoner på bruens tverrsnitt over landkarene i akse 1 og 4 (dimensjoner i mm).

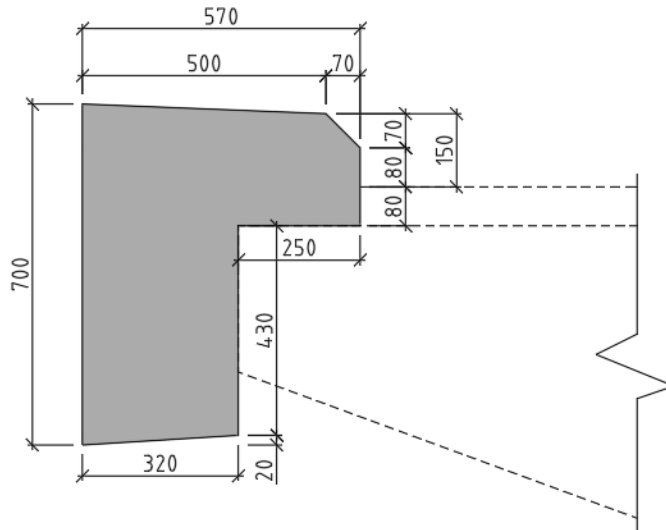
Bruplaten er monolittisk forbundet med søyleskiver i akse 2 og 3 som vist på Figur 4-5. Søyleskivene har et tverrsnitt med dimensjonene 5400 mm x 600 mm.



Figur 4-5, Dimensjoner på bruens tverrsnitt over søyleskivene i akse 2 og 3 (dimensjoner i mm).

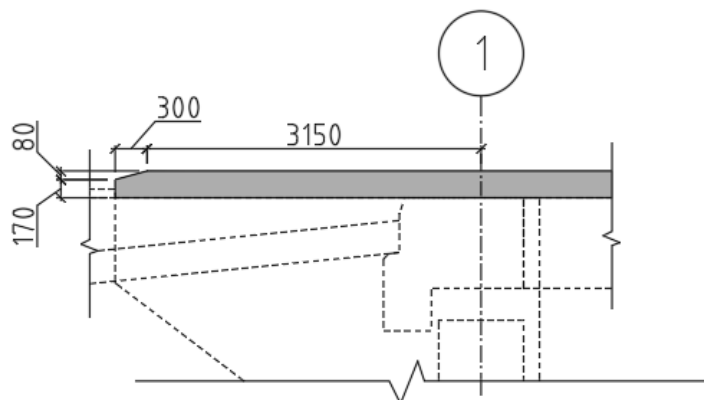
4.3 Kantdrager

Bruens kantdrager beholdes lik ved endring av høyde på tverrsnitt. Kantdrageren er dimensjonert etter minstekravene i seksjon 4.4.3 i N400. [6] Kantdragene speilvendes for motsatt side. Rekkverk festes i kantdrageren. Dimensjonene på kantdrageren er illustrert i Figur 4-6.



Figur 4-6, Dimensjoner på kantdragerne, speilvendes for motsatt side (dimensjoner i mm).

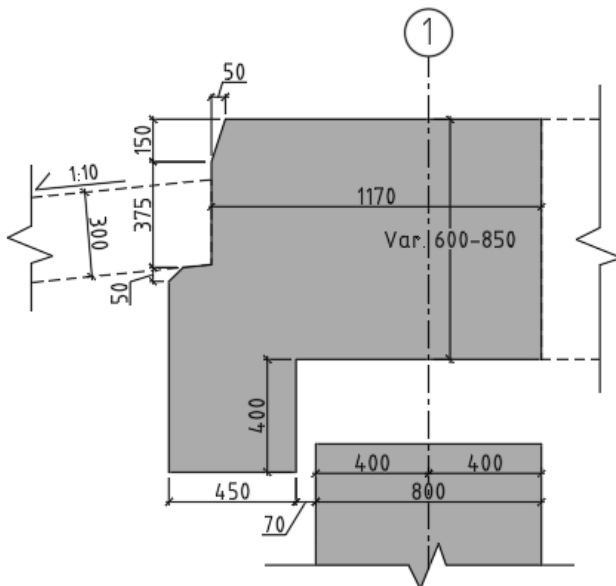
Kantdrageren forlenges ut fra bruene og avsluttes samtidig som vingene. Overkanten på kantdrageren avfases 80 mm over en lengde på 300 mm mot enden som vist på Figur 4-7.



Figur 4-7, Dimensjoner på forlengelse av kantdrageren (dimensjoner i mm).

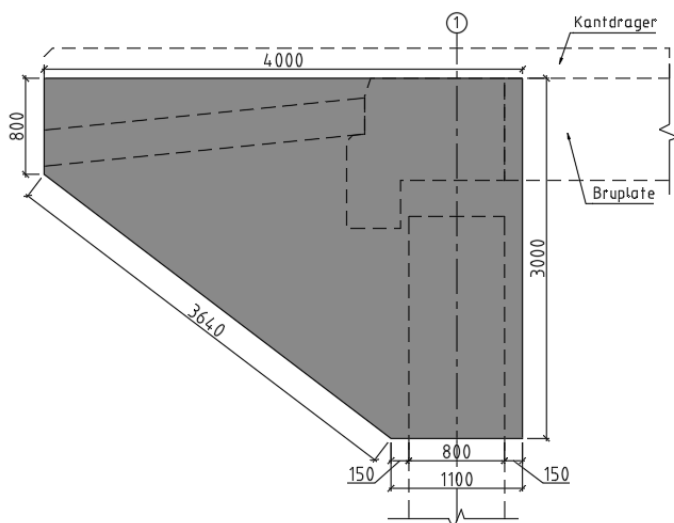
4.4 Tverrbærere og vinger

Over landkarene i akse 1 og 4 ligger det en tverrbærer med endeskjørt. Endeskjørtet beskytter lagrene mellom landkar og bruplate mot fyllingen rundt brua. Tverrbæreren varierer i høyde etter høyden på tverrsnittet. Selve endeskjørtets utside anses å variere i høyde mens resten av geometrien forblir som vist på Figur 4-8.



Figur 4-8, Dimensjoner på tverrbærer med endeskjørt over akse 1. Speilvendt for akse 4 (dimensjoner i mm).

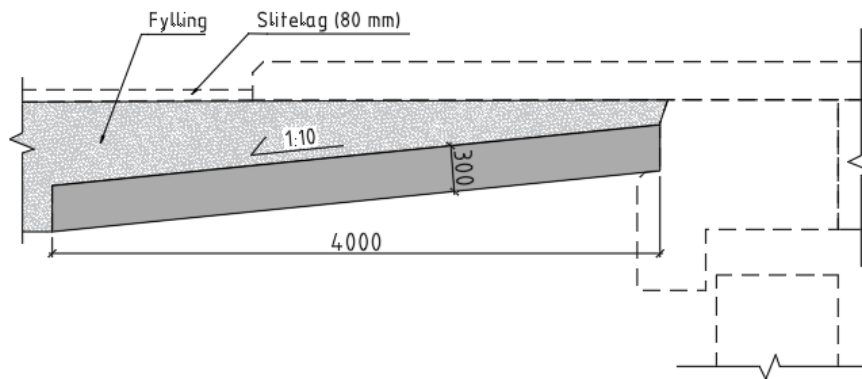
Vingene plasseres parallelt med kjøreretning på hver side av landkarene. Vingene holder fyllingsmassene bak bruen. Vingene har en dybde på 800 mm ved avslutningen målt fra slitelag. Vingene beholdes uendret i forhold til høyde på tverrsnitt. Øvrige dimensjoner vises i Figur 4-9.



Figur 4-9, Dimensjoner på vinger på siden av landkarene. En vinge på hver side av landkarene (dimensjoner i mm).

4.5 Overgangsplate

Bruene dimensjoneres med overgangsplater mot fylling. Planlagt fartsgrense antas å kunne overskride 50 km/t, dermed dimensjoneres platen med en lengde på 4,0 m. Avstanden fra overkant konstruksjon til overkant overgangsplate ved opplegg er på 0,214 m og tilfredsstillende minstekravet til fyllingshøyden på 0,2 m fra punkt 4.4.5.3 i N400. [6]



Figur 4-10, Dimensjoner på overgangsplaten (dimensjoner i mm).

4.6 Lageropplegg

Bruene har lagre ved akse 1 og 4 og fast innspente søyleskiver ved akse 2 og 3. En stor del av sideforskyvning tas opp av skivesøylene. For å få en bedre fordeling av sideforskyvningskrefter brukes ensidig lagre på landkar for å hindre sideforskyvning. For å unngå unødvendige tvangskrefter velges et lageropplegg der kun det ene lageret i hver landkarakse er ensidig bevegelig og hindrer sideveisforskyvning. Oppsett av lagrene er vist på Figur 4-11.



Figur 4-11, Illustrasjon av lageropplegg for bruene,

Ved en endring i horisontalkurvatur på veien vil ensidige lagre legges ved innerkurven.

5 Laster

5.1 Generelt

I dette kapittelet beskrives laster og lastvirkninger som påvirker bruene gjennom levetiden. Laster klassifiseres etter deres variasjon over tid med følgende kategorier:

- Permanente laster (G)
- Variable laster (Q)
- Ulykkeslaster (A)

Permanente laster forventes å påvirke konstruksjonene gjennom levealderen uten variasjon av betydning i lastenes størrelse.

Variable laster forventes å variere i størrelse med tiden i tillegg til at den kan forekomme på nokså vilkårlig lokasjoner på konstruksjonen.

Ulykkeslaster forventes å ha liten sannsynlighet. Lasten har en kortvarig varighet, men ofte en betydelig størrelse.

5.2 Permanente laster

5.2.1 Egenlaster

5.2.1.1 Generelt

Egenlast regnes som tyngden av de permanente delene av bruene.

For de permanente delene i betong beregnes egenlasten ved å bruke en tyngdetetthet for armert betong på 25 kN/m^3 . [7] Dette gjelder for:

- Bruplate
- Endeskjørt / tverrbærer
- Kantdrager
- Vinger
- Overgangsplate

Landkar og skivesøyler er også en egenvekt eller permanent last, men disse elementene er fundamentert direkte mot grunn og er ikke direkte forbundet med laster på bruplaten. Påvirkninger fra landkar og skivesøyler kommer i form av setninger i grunnen.

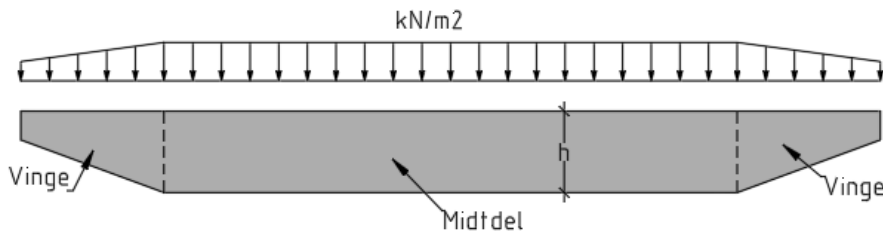
Andre permanente deler inkludert i egenlasten:

- Rekkverk

- Slitelag

5.2.1.2 Bruplate

Høyden på bruflatens tverrsnitt endres etter spennlengder. Bruplaten består av en midtdel og to vinger slik vist i Figur 5-1.



Figur 5-1, Fordeling av last for egenvekt i tverrsnittet

Midtdelen har en bredde på 6,0 m. Den jevnt fordelte lasten beregnes her etter ligning (5.1):

$$g_{k, \text{midtdel}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h \quad (5.1)$$

Vingene har en fast lengde på 1,5 m, men varierer i høyde med en minstehøyde på 0,3 m på enden. Den jevnt fordelte lasten på vingene beregnes som en funksjon av avstand etter ligning (5.2).

$$g_{k, \text{vinger}}(x) = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left\{ 0,3 \text{ m} + \frac{(h - 0,3) \text{ m}}{1,5 \text{ m}} \cdot x \right\} \quad \text{for } x = [0, 1,5] \quad (5.2)$$

I verifikasjon av modellene brukes linjelasten til bruplaten. Lastene fra egenvekt anses å tas opp i senterlinjen av tverrsnittet. Ved bestemmelse av linjelasten brukes tverrsnittets areal og beregnes etter ligning (5.3).

$$g_{k, \text{egenvekt}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A \quad (5.3)$$

Alle beregnede laster er rundet opp og vises i Tabell 5-1.

Tabell 5-1, Egenlaster fra bruplaten.

Modell	Areal [m ²]	Jevnt fordelt last [kN/m ²]		Linjelast [kN/m]
		Midtdel [maks]	Ende [min]	
Modell 10	4,950	15,0	7,5	124
Modell 12	5,325	16,3	7,5	134
Modell 14	5,700	17,5	7,5	143
Modell 16	6,075	18,8	7,5	152
Modell 18	6,450	20,0	7,5	162
Modell 20	6,825	21,3	7,5	171

5.2.1.3 Tverrbærer med endeskjørt

Tverrbæreren består av en rektangulær bjelke over landkarene samt en nese hvor overgangsplaten forankres. Tverrsnittet varierer etter høyden på tverrsnittet. Egenvekten av tverrbæreren kan anses som en linjelast over akse 1 og akse 4 i tverretning. Linjelasten opptrer med en liten eksentrisitet fra aksene som gir et tilleggsmoment. Dette momentet neglisjeres da det er av begrenset størrelse og kan ha mulig gunstig effekt på felt moment i sidespenn. Det er satt opp to forskjellige linjelaster der den ene tar hensyn til overlapping med bruplaten.

Tabell 5-2, Egenlaster for tverrbæreren

Modell	Areal [m ²]	Linjelast [kN/m]	Linjelast m/overlapp [kN/m]
Modell 10	0,889	22,2	16,7
Modell 12	0,955	23,9	18,0
Modell 14	1,021	25,5	19,2
Modell 16	1,087	27,2	20,4
Modell 18	1,153	28,8	21,7
Modell 20	1,219	30,5	22,9

5.2.1.4 Kantdrager

Det er en kantdrager på hver side av brudekket. Kantdrageren er lik for alle bruene og har følgende linjelaster.

Tabell 5-3, Egenlast, kantdragen.

Modell	Areal [m ²]	Linjelast per side [kN/m]	Linjelast totalt [kN/m]
Alle	0,274	6,85	13,7

Kantdrageren forlenges fra hver bruende med 3,45 m fra henholdsvis akse 1 og akse 4. Kantdrageren antas å forlenges med samme geometri og en eksentrisitet lik halve lengden på forlengelsen, 1,725 m. Lasten fra denne forlengelsen opptrer som en punktlast og et moment om akse 1 eller akse 4. Utregning av momentkrefter og punktlaster fra forlengelsen av kantdrager er vist i Vedlegg C.3.

Tabell 5-4, Egenlast av forlengelsen av kantdrageren.

Modell	Volum [m ³]	Punktlast per side [kN]	Punktlast totalt [kN]
Alle	0,95	23,7	47,4

Momentet kommer av at det geometriske senteret for elementet opptrer eksentrisk fra aksene der kreftene tas opp. Momentet som følge av eksentrisitet er vist i Tabell 5-5.

Tabell 5-5, Moment som følge av eksentrisitet av forlengelsen av kantdrageren

Modell	Eksentrisitet [m]	Moment per side [kNm]
Alle	1,725	40,8

5.2.1.5 Vinger

Det er to vinger på akse 1 og akse 4. Vingene opptre som punktlaster og tilhørende moment som følge av eksentrisitet. Utregning av momentkrefter og punktlaster fra vinger er vist i Vedlegg C.3.

Tabell 5-6, Egenlast av vingene

Modell	Volum [m ³]	Punktlast per side [kN]	Punktlast totalt [kN]
Alle	3,524	88,1	176,2

Momentet som følge av eksentrisitet i forhold til hvor kreftene tas opp.

Tabell 5-7, Moment som følge av eksentrisitet av vinge

Modell	Eksentrisitet [m]	Moment per side [kNm]
Alle	1,08	94,8

5.2.1.6 Overgangsplate

Halve egenlasten fra overgangsplaten anses å ha innvirkning på bruene. Lasten fra overgangsplaten anses som en linjelast i tverretning som virker i akse 1 og akse 4. Da lasten fra overgangsplaten også tas opp i motsatt ende av grunnen, neglisjeres eventuell eksentrisitet. Med en helning på 1:10 vil det oppstå aksiale krefter fra overgangsplaten. Helningen tilsvarer 5,7° som igjen vil si at de aksiale kreftene utgjør i underkant av 1 % av de vertikale kreftene. De aksiale kreftene er derfor små i forhold til de aksiale trafikklasterne og derfor neglisjeres i dette tilfellet.

Beregning av flatelast og linjelast for overgangsplaten er vist i Vedlegg C.3.

Tabell 5-8, Egenlast fra overgangsplate

Modell	Flatelast [kN/m ²]	Linjelast i akse [kN/m]
Alle	7,5	15,0

5.2.1.7 Rekkverk

Rekkverkets utforming vil ha stor variasjon i praksis. Egenvekten for stålrekkverk ved brukklassifisering er gitt i håndbok R412 punkt 4.1.1. [7] Utregningen av linjelastene er vist i Vedlegg C.3.

Tabell 5-9, Egenlast fra rekkverk

Modell	Linjelast per side [kN/m]	Linjelast totalt [kN/m]
Alle	0,5	1,0

5.2.1.8 Slitelag

Slitelagets egenlast fastsettes basert på største spennvidde i henhold til N400. Slitelagets bredde vil være noe mindre enn brubredden på grunn av kantdragerne. [6]

Tabell 5-10, Egenlast fra slitelag

Modell	Flatelast [kN/m ²]	Linjelast [kN/m]
Alle	3,5	31,5

5.2.2 Vanntrykk

Vanntrykk er ikke vurdert i denne analysen.

5.2.3 Jordtrykk

Jordtrykk er ikke vurdert i denne analysen.

5.2.4 Deformasjonslaster

5.2.4.1 Generelt

Deformasjonslaster er laster som oppstår på grunn av deformasjoner i materialer. De relevante deformasjonene som kan oppstå for bruene er:

- Svinn
- Kryp
- Setninger

5.2.4.2 Svinn

Den totale svinntøyningen (ϵ_{cs}) beregnes i henhold til EC2-1, 3.1.4 og er summen av bidrag fra egenuttørkingssvinnet (ϵ_{ca}) og uttørkingssvinnet (ϵ_{cd}). Beregningen av svinn er vist i Vedlegg B.1.

Svinntøyningen etter 100 år brukes i dimensjonering.

Tabell 5-11, Total svinntøyning i promille [‰]

Modell	Total svinntøyning [‰]
Modell 10	0,29641
Modell 12	0,29610
Modell 14	0,29578
Modell 16	0,29545
Modell 18	0,29511
Modell 20	0,29477
Dimensjonerende verdi	0,3

5.2.4.3 Kryp

Krypdeformasjoner uttrykkes i form av kryptallet, som er forholdet mellom kryptøyningen og den elastiske tøyningen.

Kryptallet beregnes i henhold til EC2-1, 3.1.4. Beregningen av kryp er vist i Vedlegg B.1.

Tabell 5-12, Kryptallet, forhold mellom krypdeformasjon og elastisk tøyning

Modell	Kryptall [-]
Modell 10	1,70703
Modell 12	1,69743
Modell 14	1,68864
Modell 16	1,68056
Modell 18	1,67389
Modell 20	1,66776
Dimensjonerende verdi	1,7

5.2.4.4 Setninger

Setninger defineres som deformasjonslaster som oppstår som følge av at svikt i jordmasser under fundamentene.

Bruene skal kunne oppta en setningsdifferanse på lik 1/1000 av avstanden mellom fundamentaksene i henhold til N400. [6]

Tabell 5-13, Differansesetninger

Modell	Differansesetning [m]		
	Akse 1-2	Akse 2-3	Akse 3-4
Modell 10	0,008	0,010	0,008
Modell 12	0,010	0,012	0,010
Modell 14	0,011	0,014	0,011
Modell 16	0,013	0,016	0,013
Modell 18	0,014	0,018	0,014
Modell 20	0,016	0,020	0,016

5.3 Variable laster

5.3.1 Naturlaster

5.3.1.1 Generelt

Naturlastene er laster tilhørende valgt lokasjon av konstruksjonen. EC1-4 og EC1-5 inkluderer de karakteristiske verdiene for vind- og temperatur laster som baseres på en returperiode på 50 år (sannsynlighet på 0,02 per år).

Statens vegvesen Region vest er bestemt som utgangspunkt for naturlastene. Region vest inkluderer Rogaland, Hordaland og Sogn og Fjordane.

5.3.1.2 Vindlaster

Platebruer tilhører vindlastklasse I i henhold til N400. Vindlastklasse I gjelder for brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk virkning fra vind, hvor høyeste egensvingeperiode er <2 s. [6]

Vindlasten beregnes basert på stedsvindhastigheten og en tilhørende turbulensintensitet i hovedstrømretningen gitt i EC1-4.

Referansevindhastigheter i region vest varierer fra 24 m/s til 31 m/s, vist i Tabell NA.4(901.1) i EC1-4. For å dekke en representativ del av region vest, brukes 30 m/s som referansehastighet som tilsvarer > 97 % av regionen.

Terrengkategori I brukes og tilsvarer åpne kystnære områder uten vegetasjon. Dette gir økt totalt vindtrykk, mens turbulensintensiteten reduseres noe.

Bruene er begrenset til typisk brurekkverk av åpen type slik at det ikke har spesiell betydning for vindkrefter.

Beregning av vindlaster er vist i Vedlegg B.2.

Tabell 5-14, Vindlaster på bruene, med/uten trafikk

Modell	Vindlast uten trafikk [kN/m ²]	Vindlast med trafikk [kN/m ²]
Modell 10	1,42	1,19
Modell 12		1,20
Modell 14		1,21
Modell 16		1,22
Modell 18		1,24
Modell 20		1,25

5.3.1.3 Snølaster

Snølaster regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på bruer. Det beregnes derfor ikke med snølast på bruene.

5.3.1.4 Termiske laster

For å bestemme termiske laster brukes referansetemperaturer for region vest på 36 °C/-30 °C, hentet fra isothermkartene i EC1-5 figur NA.A1 og NA.A2.

Platebru i betong er inkludert i type 3 bruoverbygning i henhold til EC1-5. Brutemperaturer beregnes ut fra Figur NA.6.1, hvor ligning (5.4) og (5.5) gjelder for type 3 overbygninger.

$$T_{e,maks} = T_{maks} - 3 \quad (5.4)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \quad (5.5)$$

Det benyttes en vertikal lineært varierende temperaturredifferanseandel med verdier hentet fra Tabell NA.6.1. Støpetemperatur er bestemt til 10 °C. Beregning av temperaturlaster er vist i Vedlegg B.3.

Tabell 5-15, Dimensjonerende temperaturer for platebruer av betong (type 3) i region vest

	Temperatur [°C]	
	Maks	Min
Representativ lufttemperatur, T	36	-30
Brutemperatur, T _e	33	-22
	Temperatur [°C]	
Støpetemperatur	10	
Temperaturandel (varmere overside), ΔT _{M,varm}	15	
Temperaturandel (kaldere overside), ΔT _{M,kald}	8	

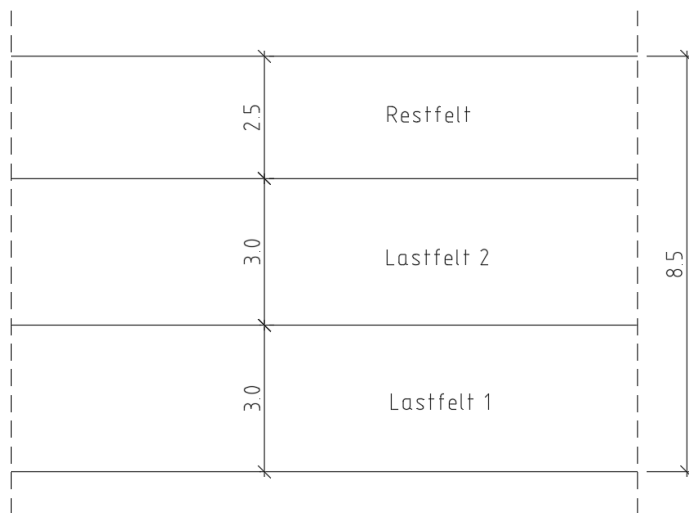
5.3.2 Trafikklast

5.3.2.1 Generelt

Trafikklast på bruene beregnes i henhold EC1-2, der det velges det lasttilfellet som gir største last av lastmodell 1 (LM1), lastmodell 2 (LM2) eller lastmodell 3 (LM3).

- LM1 - Jevnt fordelt last (JFL) sammen med en boggilast (BL)
- LM2 - Aksellast med spesifikk kontaktflate
- LM3 - Spesialkjøretøy med flere aksler

Lastene fordeles på definerte langsgående lastfelt med bredde på 3 m som vist på Figur 5-3.



Figur 5-2, Vilkårlig plasserte lastbaner for bruplatten, mest ugunstig fordeling brukes (dimensjoner i meter)

Lastebanene nummereres etter hvilken bane med den mest ugunstigste effekten på bruene. Bruene har en bredde < 9,0 m som gir 2 lastfelt.

I tillegg beregnes det for bremse- og akselerasjonskrefter fra kjøretøy og en engangstransport for spesialkjøretøy.

5.3.2.2 Lastmodell 1 – LM1

LM1 kombinerer jevnt fordelt last med en konsentrert last i form av en boggilast. Lastene hentes fra EC1-2 med tilhørende korreksjonsfaktorer fra det nasjonale tillegget i EC1-2.

5.3.2.2.1 Jevnt fordelt laster (JFL)

De karakteristiske lastene for JFL er gitt i tabell 4.2 i EC1-2 med tilhørende justeringsfaktorer fra NA.4.3.2.

Tabell 5-16, Jevnt fordelt last for LM1 etter tabell 4.2 i EC1-2.

Lokasjon	Karakteristisk last [kN/m ²]	Korreksjonsfaktor [-]	Dimensjonerende last [kN/m ²]
Lastfelt 1	9,0	0,6	5,4
Lastfelt 2	2,5	1,0	2,5
Restfelt	2,5	1,0	2,5

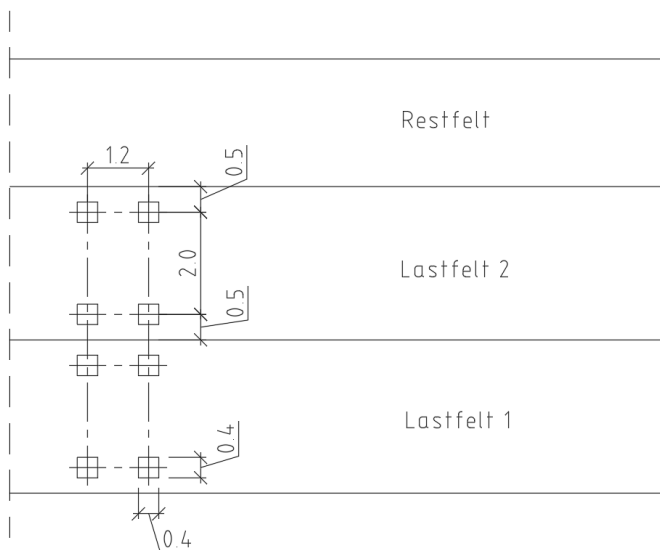
5.3.2.2.2 Boggilast (BL)

De karakteristiske aksellastene for BL er gitt i tabell 4.2 i EC1-2 med tilhørende justeringsfaktorer fra NA.4.3.2.

Tabell 5-17, Boggilast for LM1 fra tabell 4.2 i EC1-2

Lokasjon	Karakteristisk aksellast [kN]	Korreksjonsfaktor [-]	Dimensjonerende last [kN]
Lastfelt 1	300	1,0	300
Lastfelt 2	200	1,0	200
Restfelt	0	-	0

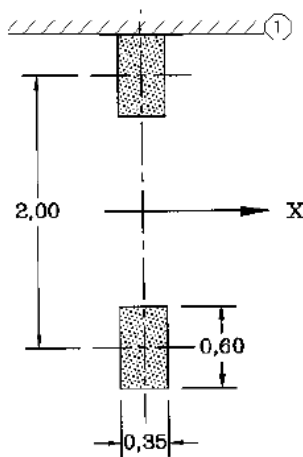
Boggilasten består av to aksler og er fordelt i lastfeltet slik vist i figuren under.



Figur 5-3, Vilkårlig plassering av boggilast i lastfeltene (dimensjoner i meter)

5.3.2.3 Lastmodell 2 – LM2

Lastmodell 2 består av en enkel aksellast som kan plasseres hvor som helst i kjørebanelen. Her velges mest ugunstigs plassering på bruene, typisk midt i lengste spenn som gir størst moment og nedbøyning. Korreksjonsfaktor for dimensjonerende last er gitt i punkt NA.4.3.3 i EC1-2.



Key
 X Bridge longitudinal axis direction
 1 Kerb

Figur 5-4, Lastmodell 2, kontaktflater og avstander. Figur 4.3 i EC1-2.

Tabell 5-18, Last for LM2 - Karakteristisk og dimensjonerende

Lokasjon	Karakteristisk aksellast [kN]	Korreksjonsfaktor [-]	Dimensjonerende last [kN]
Ugunstig	400	1,0	400

5.3.2.4 Lastmodell 3 – LM3

Lastmodell 3 inkluderer for at eventuelle spesialkjøretøy kan kjøre over bruene. I henhold til «Trafikklastforskrift for bruer m.m.» § 5 skal det inkluderes for engangstransport med spesialkjøretøy der det kontrolleres for to lastmodeller med karakteristiske laster slik gitt i Tabell 5-19.

Tabell 5-19, Engangstransport, karakteristisk last (Tabell 1 fra Trafikklastforskrift for bruer m.m)

Lastmodell	Totallast	Akselsammenstilling	Akselavstander	Totallengde
		Antall x linjeaksellast	(antall-1) x e + 12 + ...	
3 (1)	2700 kN	18 x 150 kN	17 x 1,5 m	25,5 m
3 (2)	4500 kN	15 x 150 kN + 15 x 150 kN	14 x 1,5 m + 12 m + 14 x 1,5 m	54,0 m

5.3.2.5 Brems- og akselerasjonskrefter

Laster fra bremsing og akselerasjon av kjøretøyer virker langsgående i bruplaten. Lasten beregnes etter seksjon 4.4.1 i EC1-2 ved å ta hensyn til boggilast og den jevnt fordelt lasten som vist i ligning (5.6).

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (5.6)$$

Q_{1k} og q_{1k} er lasten fra felt 1 for henholdsvis boggilast og jevnt fordelt last. α_{Q1} og α_{q1} er tilhørende korreksjonsfaktorer, mens w_1 er bredden på lastfelt 1 og L totallengden på bruplaten.

Totallengden på bruplaten, L , er eneste variabel og brems- og akselerasjonskrefter kan uttrykkes etter ligning (5.7).

$$Q_{lk} = 360 + 1,62 \cdot L \quad (5.7)$$

Horisontale laster for langsgående brems- og akselerasjonskrefter er vist i

Tabell 5-20, Horisontale laster fra langsgående brems- og akselerasjonskrefter.

Modell	Brems- og akselerasjonskrefter [kN]		
	Boggi andel	Jevnt fordelt andel	Totalt
Modell 10	360	42,1	402,1
Modell 12		50,5	410,5
Modell 14		59,0	419,0
Modell 16		67,4	427,4
Modell 18		75,8	435,8
Modell 20		84,2	444,2

Bremsing og akselerasjon vil ikke bestandig skje i langsgående retning. Det tas derfor hensyn til tverrgående krefter som følge av skjevhet i brems- og akselerasjonskrefter. I henhold til seksjon 4.4.2 punkt (4), settes denne tverrkraften til 25% av langsgående kraft.

Tabell 5-21, Tverrgående last som følge av skjevhet ved bremsing og akselerasjon

Modell	Tverrgående brems- og akselerasjonskrefter [kN]		
	Boggi andel	Jevnt fordelt andel	Totalt
Modell 10	90	10,5	100,5
Modell 12		12,6	102,6
Modell 14		14,8	104,8
Modell 16		16,9	106,9
Modell 18		19,0	109,0
Modell 20		21,1	111,1

5.4 Ulykkeslaster

5.4.1 Generelt

Ulykkeslaster er unormale hendelser konstruksjonen kan utsettes for. Ulykkeslaster er ofte stedsavhengige og varierer for ulike bruere. I denne oppgaven fokuseres det på følgende ulykkeslaster:

- Påkjøringslaster fra kjøretøy på overbygning
- Seismiske laster

Påkjøringslaster på understøttende konstruksjoner, som søyler, er ikke vurdert da dette har størst innflytelse på dimensjonering av søylene.

5.4.2 Påkjøringslaster for overbygning

Påkjøringslasten for overbygningen anses forårsaket av støt fra lastebiler og/eller lasten på lastebiler som passerer under bruene. Størrelsen på påkjøringslasten bestemmes etter tabell NA.4.2 i EC1-7 og varierer basert på fartsgrensen på underliggende veg. Det tas utgangspunkt i høyeste dimensjoneringsklasse med fartsgrense ≥ 80 km/t. Dimensjonerende verdi er gitt i Tabell 5-22.

Tabell 5-22, Dimensjonerende statisk kraft fra støt på overbygning [utdrag fra EC1-7, Tabell NA.4.2]

Dimensjoneringsklasse	Dimensjonerende påkjøringskraft [kN]
Veger med fartsgrense større enn eller lik 80 km/t	500

Dimensjonerende påkjøringskraft kan reduseres ved å ha stor nok klaring mellom underliggende veg og overbygningen. Dette styres av en reduksjonsfaktor, r_F , som beregnes etter fysisk klaring mellom veg og overbygning, h :

Tabell 5-23, Reduksjonsfaktor basert på klaring mellom overbygning og underliggende veg

Klaring mellom veg og overbygning, h [m]	Reduksjonsfaktor, r_F [-]
$h < 5$	1
$5 \leq h \leq 6$	$6 - h$
$h > 6$	0

For bruene i denne oppgaven er høyden bestemt til 6,5 m som tilsier at påkjøringslasten kan neglisjeres. Klaringen kan variere stort i virkelige tilfeller og det er derfor bestemt å dimensjonere for den verst tenkelige påkjøringslasten.

5.4.3 Seismiske laster

Seismiske laster betraktes som en unormal naturlast. Seismiske laster beregnes ved bruk av dimensjonerende responsspektrum som angir berggrunnens bevegelser. Detaljerte beregninger av seismiske laster er vist i Vedlegg B.4.

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz} , hentes fra Figur NA.3(901) i EC8-1. For region vest vurderes maksimumsverdien til $0,9 \text{ m/s}^2$. Ut fra denne får vi en referansespissverdi etter ligning (5.8).

$$a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40Hz} = 0,72 \text{ m/s}^2 \quad (5.8)$$

I henhold til Tabell NA.2(901) i EC8-2 blir vegbruer hovedsakelig plassert i seismisk klasse II, med unntak av bruer med totallengde $> 200 \text{ m}$ eller totallengde $> 50 \text{ m}$ samtidig med $\text{ÅDT} > 8000$. Bruen med midtspenn 20 m har totallengde på 52 m , samtidig som ÅDT kan overstige 8000 i dimensjoneringsklasse H1. Det velges derimot å bruke seismisk klasse II for alle bruene for å unngå en alt for konservativ analyse da vi bruker Region vests maksimalverdi for berggrunnens akselerasjon. Den seismiske faktoren, γ_I , for seismisk klasse II er lik $1,0$ som gir en dimensjonerende grunnakselerasjon etter ligning (5.9).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0,72 \text{ m/s}^2 \quad (5.9)$$

Bruene bestemmes til å være fundamentert på sprengsteinsfylling som tilsvarer grunntype B i henhold til Tabell NA.3.1 i EC8-1. Dette gir en forsterkningsfaktor, S , lik $1,3$ og det verifiseres om bruene kan dimensjoneres etter bestemmelse for lav seismisitet etter punkt NA.3.2.1(4) i EC8-1. Ligning (5.10) viser utregningen.

$$a_g \cdot S = 0,936 \text{ m/s}^2 < 0,1 \cdot g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad \text{OK!} \quad (5.10)$$

Elastisk responsspektrum for horisontale bevegelser bestemmes etter parametere gitt i Tabell NA.3.3 og funksjonene i 3.2.2.2 i EC8-1. Dempningsverdien for slakkarmerte konstruksjoner settes til 5% .

Tabell 5-24, Knekkpunktene for responsspektrum i Norge. Utdrag fra tabell NA.3.3, EC8-1

Grunntype	S [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
B	1,3	0,10	0,25	1,5

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

der

$S_e(T)$ er det elastiske responsspektrret;

T er egensvingeperioden for et lineært system med én frihetsgrad;

a_g er den dimensjonerende grunnakselerasjonen for grunntype A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$);

T_B er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;

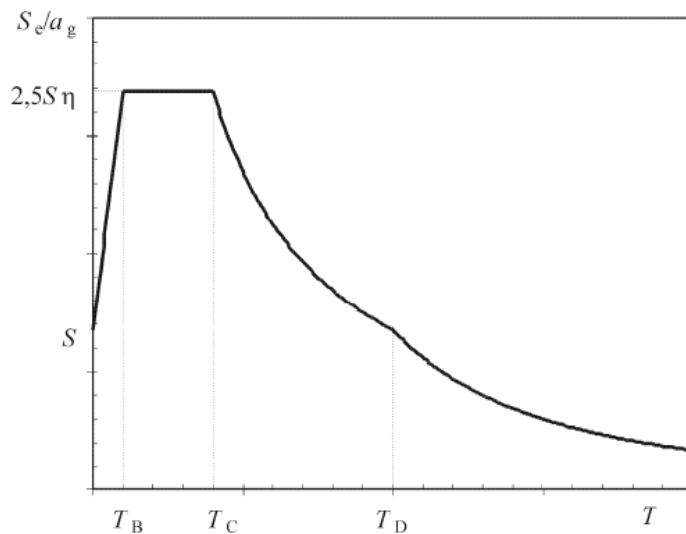
T_C er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;

T_D er verdien som definerer begynnelsen på spektrrets område for konstant forskyvning;

S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene;

η er en modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet med en referanseverdi på $\eta = 1$ for 5 % viskøs demping, se (3) i dette underpunktet.

Figur 5-5, Utrykk for horisontalt responspektrum, Utklipp fra 3.2.2.2 i EC8-1.



Figur 5-6, Form på elastisk responspektrum, fra 3.2.2.2 i EC8-1.

Elastisk responspektra for vertikale bevegelser bestemmes etter parametere gitt i Tabell NA.3.4 og funksjonene i 3.2.2.3 i EC8-1.

Tabell 5-25, Knekkpunktene for vertikalt responspektra i Norge. Tabell NA.3.4, EC8-1

Grunntype	a_{vg}/a_g [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Alle	0,6	0,05	0,20	1,2

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Figur 5-7, Utrykk for vertikalt responspektrum, Utklipp fra 3.2.2.3 i EC8-1.

Tabell 5-26, Horisontalt elastisk responspektrum

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 5-27, Vertikalt elastisk responspektrum

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

5.5 Laster og lastkombinasjoner

5.5.1 Grensetilstander

Konstruksjoner skal dimensjoneres ved å vise at konstruksjonens lastvirkning ikke overskrider motstanden i definerte grensetilstander. Grensetilstandene skilles i hovedsak inn i to hovedgrupper: [8]

- Bruddgrensetilstander (ULS)
- Bruksgrensetilstander (SLS)

Bruddgrensetilstander er de situasjoner der menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet er av betydning. Dette inkluderer blant annet situasjoner med tap av likevekt og brudd i konstruksjonen. For bruddgrensetilstander beregnes konstruksjonen for store laster med liten sannsynlighet for å ivareta konstruksjonens bæreevne. [8]

Ulykkesgrensetilstanden er en bruddgrensetilstand som tar for seg situasjoner og hendelser med lav sannsynlighet for å opptre, men ofte store laster som forekommer. Dette inkluderer blant annet jordskjelv og kollisjonslaster. [8]

Bruksgrensetilstander er de situasjoner der konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende er av betydning. Dette inkluderer blant annet deformasjoner som medfører nedbøying og opprissing, ubehagelige vibrasjoner og uhensiktsmessige skader på konstruksjonen. For bruksgrensetilstander beregnes konstruksjonen for mindre laster som normalt vil opptre ved vanlig bruk. [8]

5.5.2 Lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer

For å påvise at konstruksjonens lastvirkning ikke overskrider motstanden betraktes ulike dimensjonerende situasjoner for å vise at grensetilstandenes kriterier ikke overskrides. [8]

I de foregående avsnittene er lastene som påvirker bruene definert. Disse betegnes som karakteristiske laster hvor det antas at mindre avvik kan og vil forekomme. For å ta hensyn til denne usikkerheten brukes ulike lastfaktorer (Y) for de enkelte lastene. Lastfaktorer for bruer er gitt i Nasjonalt tillegg A2 i ECO.

I tillegg til lastfaktorene vil enkelte laster kunne opptre samtidig. For variable laster vil sannsynligheten for at flere av disse opptrer samtidig synke. For å ta hensyn til denne usikkerheten brukes kombinasjonsfaktorer (ψ) for de variable lastene ved gitte situasjoner.

Last- og kombinasjonsfaktorer er gitt i ECO der følgende definisjoner er brukt: [8]

γ_{Gj}	lastfaktor for permanent last j
γ_{Qi}	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

5.5.3 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner benytter seg av ulike lastfaktorer etter hvilken lastvirkning som betraktes. For permanente laster innføres en reduksjonsfaktor (ξ) for de tilfellene der de permanente lastene virker gunstig og avlastende. [8]

5.5.3.1 Bruddgrensetilstanden (ULS)

For bruddgrensetilstanden skal det i henhold til ECO vurderes for to dimensjonerende situasjoner:

- Vedvarende og forbigående situasjoner
- Ulykkessituasjoner

De vedvarende og forbigående situasjonene deles inn i tre basissituasjoner der:

EQU (sett A)	Kontroll av statisk likevekt
STR/GEO (sett B)	Kontroll for brudd
STR/GEO (sett C)	Kontroll for brudd

EQU - Sett A er gitt i Tabell NA.A2.4(A) i ECO og tar for seg statisk likevekt. Denne situasjonen vurderer konstruksjoner som er nødvendige for å sikre stabilitet. Denne brukes typisk for fundamenter, søyler, landkar etc.

STR/GEO - Sett B er gitt i Tabell NA.A2.4(B) i ECO og består av de to ligningene 6.10a og 6.10b. Denne situasjonen vurderer konstruksjoners evne til å motstå brudd. Denne er som oftest dimensjonerende for bruoverbygningen/bruplaten.

STR/GEO - Sett C er gitt i Tabell NA.A2.4(C) i ECO. Denne situasjonen er mest relevant for konstruksjoner i grunnen som landkar, fundament etc.

Tabellene nedenfor viser lastfaktorene for vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner der det kun tas med laster som er relevant for bruene i denne oppgaven. I henhold til Tabell NA.A2.1 i ECO 3) kan kombinasjonsfaktoren for trafikklast settes til 0 dersom vindlasten er den dominerende variable lasten. For bruene i denne oppgaven er trafikklasten dominerende i alle tilfellene.

- U Ugunstig lastvirkning
- G Gunstig lastvirkning
- D Dominerende last
- ∅ ∅vrig last

Tabell 5-28, Kombinasjonsfaktorer for EQU - Sett A

ULS EQU (A)	Permanente laster	U	G	U	G	U	G	
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp		
		1,00	0,90	1,00	0,00	1,00	0,00	
	Variable laster	D	∅	D	∅	D	∅	
		Vind		Temperatur		Trafikk		
		1,12	1,12	1,20	0,84	1,35	0,95	

Tabell 5-29, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett B - 6.10a

ULS STR/GEO (B) 6.10a	Permanente laster	U	G	U	G	U	G	
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp		
		1,35	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	
	Variable laster	D	∅	D	∅	D	∅	
		Vind		Temperatur		Trafikk		
		1,12	1,12	0,84	0,84	0,95	0,95	

Tabell 5-30, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett B - 6.10b

ULS STR/GEO (B) 6.10b	Permanente laster	U	G	U	G	U	G	
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp		
		1,20	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	
	Variable laster	D	∅	D	∅	D	∅	
		Vind		Temperatur		Trafikk		
		1,12	1,12	1,20	0,84	1,35	0,95	

Tabell 5-31, Kombinasjonsfaktorer for STR/GEO - Sett C

ULS STR/GEO (C)	Permanente laster	U	G	U	G	U	G	
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp		
		1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	
	Variable laster	D	∅	D	∅	D	∅	
		Vind		Temperatur		Trafikk		
		0,91	0,91	1,30	0,91	1,15	0,81	

Den andre dimensjonerende situasjonen ved bruddgrensetilstanden er ulykkesituasjoner som deles inn i to grupper:

- Ulykkesituasjon (Kollisjon)
- Seismisk situasjon

Tabell 5-32, Kombinasjonsfaktorer for Ulykkesituasjoner og seismiske situasjoner

ALS Ulykkesituasjon / Seismiske situasjoner	Permanente laster	U	G	U	G	U	G
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp	
		1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00
	D	∅	D	∅	D	∅	
Variable laster	Ulykkeslast / Seismisk last		Temperatur / Vind		Trafikk		
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	

5.5.3.2 Bruksgrensetilstanden (SLS)

Bruksgrensetilstanden deles inn i fire basissituasjoner:

- Karakteristisk
- Sjeldent forekommende
- Ofte forekommende
- Tilnærmet permanent

For en slakkarmert bru der hovedfokuset er på selve bruplaten brukes som oftest situasjonen «tilnærmet permanent» for vurdering av rissvidder og nedbøying. Situasjonen «ofte forekommende» skal også brukes for vurdering av rissvidder.

Situasjonene «karakteristisk» og «sjeldent forekommende» er mer relevante for belastninger og forskyvninger av lager/fugekonstruksjoner og kontroll av eksentrisitet ved direkte fundamentering.

Tabell 5-33, Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent

SLS Tilnærmet permanent	Permanente laster	U	G	U	G	U	G
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp	
		1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00
	D	∅	D	∅	D	∅	
Variable laster	Vind		Temperatur		Trafikk		
	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	

Tabell 5-34, Kombinasjonsfaktorer for bruksgrensetilstanden ofte forekommende

SLS Ofte forekommende	Permanente laster	U	G	U	G	U	G
		Egenvekt		Setning		Svinn/kryp	
		1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00
	Variable laster	D	∅	D	∅	D	∅
		Vind		Temperatur		Trafikk	
		0,60	0,00	0,60	0,00	0,70	0,20

Det merkes at punkt 5) i Tabell NA.A2.1 i ECO står det følgende:

«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»

I tabellen er det gitt 2 ulike kombinasjonsfaktorer for tilnærmet permanent verdi.

Kombinasjonsfaktoren brukes for øvrige variable laster i situasjonene «tilnærmet permanent» og «ofte forekommende». Det tolkes dermed at for situasjonen «ofte forekommende» skal det brukes 0 eller 0,2 for øvrige variable laster slik gitt i Tabell NA.A2.1.

6 Analyse

6.1 Generelt

I dette kapitlet beskrives oppsettet av modellene som blir analysert ved bruk av programmet Brigade.

6.2 Brigade

6.2.1 Generelt

Brigade er et program basert på elementmetoden (Finite Element Method, FEM) brukt til analyse og dimensjonering av brukonstruksjoner. [9]

Elementmetoden er en numerisk løsningsmetode ved bruk av partielle differensialligninger og integralligninger. Konstruksjonen deles inn i et antall elementer med definert størrelse.

Deformasjonene forbundet med hvert enkelt element defineres av et antall frihetsgrader i elementenes knutepunkter. Elementene settes sammen slik at det oppstår en kinematisk kompatibilitet mellom naboelementene i tillegg til en statisk likevekt. [10]

I programmet Brigade, modellerer brukeren en tredimensjonal modell av bruene for deretter å legge inn laster i henhold til fastsatte spesifikasjonene. Fra modellen lager Brigade automatisk en elementmodell hvor brukeren selv kan endre elementstørrelsene ved behov.

Brigade bruker 4-noders skallelementer med 1 integrasjonspunkt, som vist i Figur 6-1, for å modellere brudekker, landkar, skivesøyler, fundament, vingemurer og endeskjørt. Resultater interpoleres/ekstrapoleres fra integrasjonspunktet i senter ut til nodene. [9]



Figur 6-1, 4-noders skallelement fra «Brigade Theory Manual» figur 5-2. [9]

2-noders lineære bjelkeelementer med 1 integrasjonspunkt, som vist i Figur 6-2, er brukt for å modellere tverrbærere og kantbjelker.



Figur 6-2, 2-noders bjelkeelement fra «Brigade Theory Manual» figur 5-2. [9]

6.2.2 Oppsett av modellene i Brigade [11]

Oppsett av modellene i Brigade følger punktene gitt nedenfor. De ulike bruene i denne oppgaven hadde mange likhetstrekk. Det ble derfor laget kun én modell etter punktene under. Deretter ble den opprinnelige modellen modifisert til resten av bruene.

1) Definer «Stake-out lines»

Stake-out linjen kan beskrives som veglinjen, ofte senterlinjen i bruene. Alle bruene er modellert etter en rett veglinje uten vertikal eller horisontal kurvatur. Koten (høyden) for bruene defineres også etter stake-out linjen.

2) Definer «Width/Banking»

Lager støttelinjer for brubredde og helning av bruoverflaten. Alle bruene er modellert uten helning og med brubredde på 9 m.

3) Definer «Support lines»

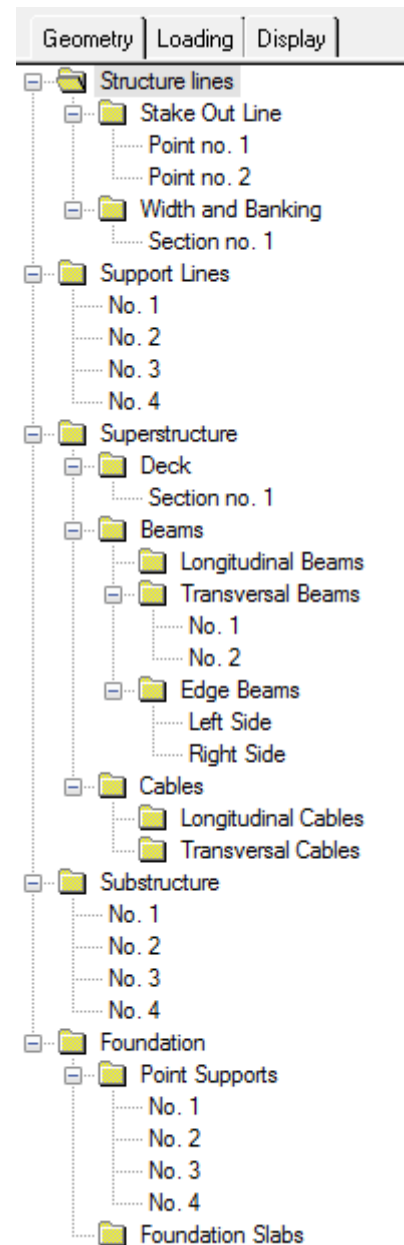
Disse tversgående hjelpelinjene definerer blant annet plassering av lagre og innspenninger. Størrelsen på elementene bestemmes mellom disse hjelpelinjene. Ekstra support lines må legges inn dersom det ønskes ulike elementstørrelser, f.eks. mindre elementer nærmere søyle og større i midten av spennet.

4) Definer «Superstructure»

Her defineres geometrien til bruflatens tverrsnitt, tverrbjelken og kantdrageren. Brigade modellerer automatisk den definerte geometrien langs støttelinjene fra punkt 1 og 2

5) Definer «Substructure»

Her defineres bruens søyler, landkar og opplagring ved de ulike hjelpelinjene fra punkt 3. Brigade modellerer søylene automatisk etter definert tverrsnitt og koten ved bakkenivå. Brukeren må selv definere hvordan bruflaten forbindes med søyler og landkar, f.eks. monolittisk eller lager.



Figur 6-3, Geometri, utklipp fra Brigade

6) Definer «Foundation»

Her defineres fundamentenes egenskaper. Brigade kan beregne egenskaper basert på fundamentstørrelse og grunnforhold.

7) Definer «Predefined Loads»

Her defineres alle lastene som påvirker bruene. Gruppene vist i Figur 6-4 er forhåndsinnstillinger fra Brigade basert på Eurokodene.

8) Definer «User Defined Loads»

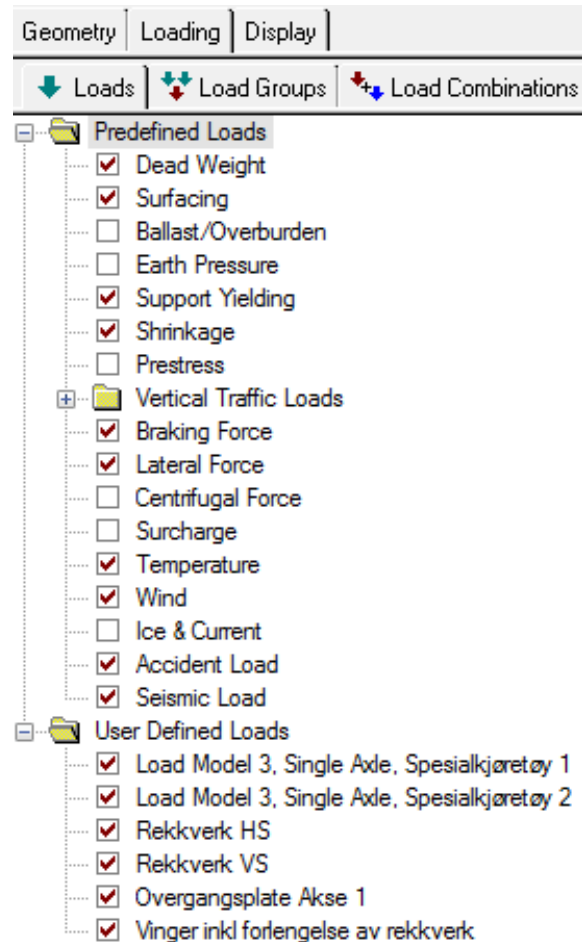
Der det opptrer laster som ikke passer inn i gruppene gitt i punkt 7 legges de manuelt inn her. For bruene i denne oppgaven gjelder dette for lastmodell 3, rekkverk, overgangsplate og vingene.

9) «Load Groups»

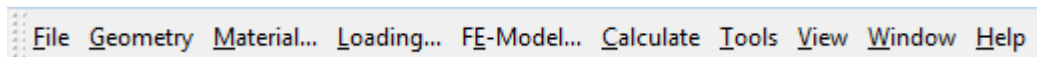
Lastgruppene kommer som en forhåndsinnstilling i Brigade. Lastene fra punkt 8 må legges inn manuelt i eksisterende lastgrupper eller så kan nye lastgrupper defineres.

10) «Load Combinations»

Lastkombinasjonene er forhåndsinnstilt i Brigade etter Eurokodene. Egendefinerte laster og/eller lastgrupper må manuelt legges inn i riktig lastkombinasjon.



Figur 6-4, Laster, utklipp fra Brigade



Figur 6-5, Menylinje, utklipp fra Brigade

11) «Material»

Under menyen «Material» defineres materialegenskapene til brukonstruksjonen. Her legges inn massevekt, utvidelseskonstant α , dempingsforhold ξ , Poissons tall ν og E-modul til hver konstruksjonsdel.

12) «FE-Model»

Under menyen «FE-Model» defineres antall elementer på langs og tvers mellom supportlines fra punkt 3. For best resultat velges antall elementer slik at de er tilnærmet kvadratiske.

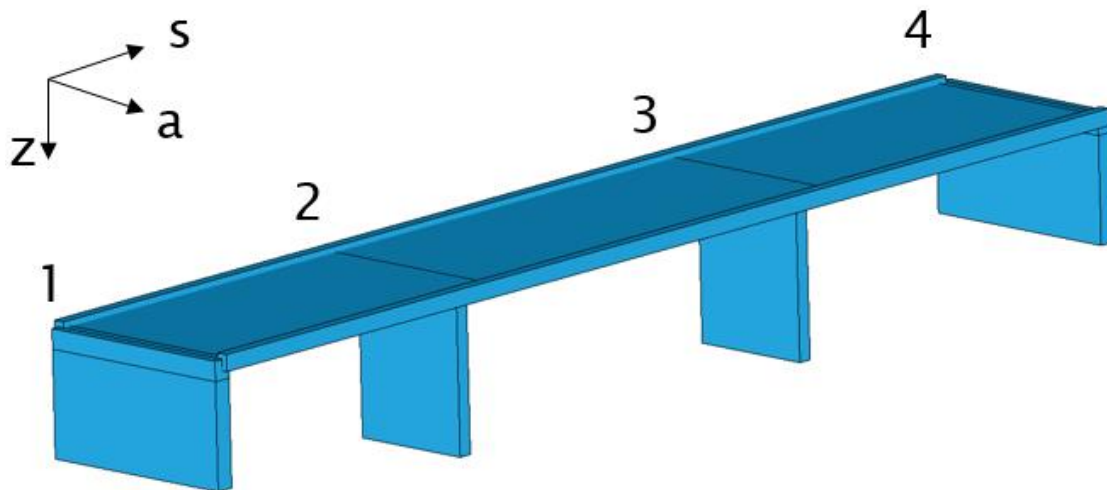
Ved mindre elementstørrelser øker nøyaktigheten noe, men prosesseringstiden øker betraktelig mer. Etter konvergensanalysen ble det valgt å bruke elementstørrelser på 0,5 m x 0,5 m for alle bruene. Dette ga en god balanse mellom nøyaktighet og prosesseringstid.

13) «Calculate»

Når alle overordnede punkter er gjennomført utføres analysen ved å gå til menyen «Calculate». Brukeren velger selv hvilke lastkombinasjoner som ønskes utført. I denne oppgaven utføres analysen i utgangspunkt for alle lastkombinasjoner.

6.2.3 Bruk av Brigade og resultater

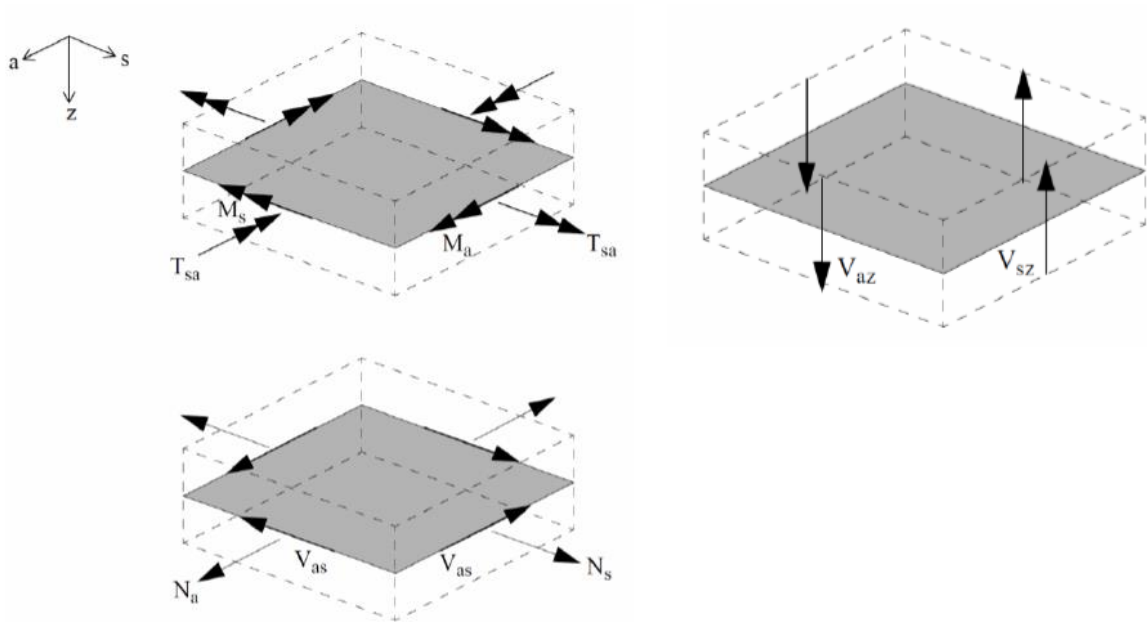
Et eksempel på en ferdig modell er illustrert i Figur 6-6. Her vises bruplate, landkar, søyler, tverrbjelker og kantdragere slik modellert. I tillegg vises aksene samt retning og benevnelse på aksesystemet.



Figur 6-6, Illustrasjon av ferdig modell, utklipp fra Brigade

Slik Figur 6-6 illustrerer er det ikke enkelt å modellere eksakte brudetaljer slik som kantdragere og tverrbjelker. Dette fører til et lite avvik i Brigades beregning av egenvekt. For å justere for ulike modellert volum og faktisk volum er massevekten til nevnte konstruksjonsdeler endret deretter. Justeringen av massevektene finnes i Vedlegg C.

Vingene og overgangsplatene legges til som egendefinerte laster. Disse skal kun tas med i analysen dersom de har en ugunstig effekt på bruene. Lastene legges kun som en fast egenvekt i akse 1 og ikke i akse 4. På grunn av symmetri antas det at det utslaget som følge av gunstighet vil gi utslag i sidespennene. Størst verdi velges deretter som dimensjonerende.



Figur 6-7, Lokale positive krefter i skallelementene i bruplatten fra "Brigade Theory Manual» figur 6-47

De positive kreftene i hvert skallelement er gitt i Figur 6-7. Det bemerkes at ved dimensjonering av armering brukes et designmoment MR bestående av torsjonsmoment T i sammen med bøyemoment M for skallelementene gitt av ligningene (6.1) til (6.4). [9]

$$MR_{l+} = M_a + |T_{sa}| \quad (6.1)$$

$$MR_{l-} = M_a - |T_{sa}| \quad (6.2)$$

$$MR_{t+} = M_s + |T_{sa}| \quad (6.3)$$

$$MR_{t-} = M_s - |T_{sa}| \quad (6.4)$$

Dette er ikke vanlig praksis slik beskrevet i Eurokodene, men anses å gi et noe høyere armeringsbehov da torsjonskreftene inkluderes i designmomentet. Vanligvis dimensjoneres konstruksjonene etter bøyemomentet for deretter å kontrollere torsjonskapasiteten.

6.3 Verifikasjon av modellen

Det er utarbeidet en verifikasjonsmodell av Modell 20. Modellen er noe forenklet ved at laster som ikke skal verifiseres fjernes.

Crossmetoden er brukt for å bestemme momenter ved håndkalkulasjoner. Crossmodellen er laget i Excel og beskrevet nærmere i Vedlegg A. Crossmodellen er basert på teorien fra læreboken Byggstatikk av Røhne og Vangestad. [12]

6.3.1 Egenvekt

Verifikasjon av egenvekt innebærer å sjekke momenter og lagerkrefter som følge av egenvekten.

Momentene vurderes opp mot håndberegnete verdier ved hjelp av crossmodellen.

Lagerreaksjonene sjekkes mot summen av kreftene fra egenvekt.

Lastene som brukes for å verifisere modellen med hensyn til egenvekt er gitt i Tabell 6-1 og Tabell 6-2.

Tabell 6-1, Langsgående laster som følge av konstruksjonenes egenvekt

		Linjelast [kN/m]
Bruplatten	$G_{k,bru}$	171,0
Kantdrager	$G_{k,kant}$	13,7
Rekkverk	$G_{k,rekk}$	1,0
Totalt	$G_{k,tot} = G_{k,bru} + G_{k,kant} + G_{k,rekk}$	185,7

Tabell 6-2, Punktlaster som følge av konstruksjonenes egenvekt

		Punktlast [kN]
Overgangsplate Akse 1	$F_{k,overgangsplate}$	135,0
Vinge Akse 1	$F_{k,vinge}$	200,0
Tverrbærer Akse 1 og 4	$F_{k,tverrbærer}$	412,0
Totalt		747,0

Først beregnes summen av krefter som følge av egenvekt og sjekkes mot summen av reaksjonskrefter fra Brigade slik vist i Tabell 6-3. Avviket beregnes etter ligning (6.5).

$$Avvik [\%] = \left(1 - \frac{F_{håndberegning}}{F_{Brigade}} \right) \cdot 100 \quad (6.5)$$

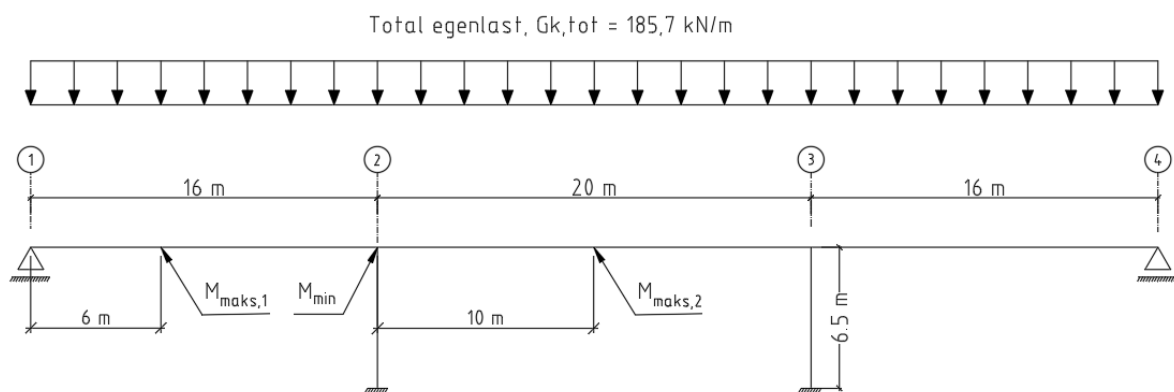
Tabell 6-3, Verifikasjon av reaksjonskrefter

Summen av reaksjonskrefter		Avvik [%]
Håndberegning [kN]	Brigade [kN]	
10403,4	10434,0	0,29 %

Avviket er ikke spesielt stort i forhold til totale reaksjonskrefter, men verdien på 30 kN er litt mer enn forventet. Verdien av reaksjonskrefter fra Brigade inkluderer blant annet egenvekten av søylene og

landkarene. Disse ble gitt en massevekt på $0,01 \text{ kN/m}^3$ for at kreftene skulle bli ubetydelige små. Alene utgjør dette omtrent 1 kN og derfor ikke årsaken til hele avviket. En mer trolig årsak er inndelingen av elementer i vingene. Brigade beregner egenvekt basert på firkantede elementer. Beregning av egenvekten til vingene vil dermed ikke være helt nøyaktig. Det antas at dette kan være grunnen til avviket. Resultatet godtas basert på størrelsen på avviket og at Brigade gir en mer konservativ verdi.

For å sjekke momenter utarbeides en statisk verifikasjonsmodell der momentene for utvalgte steder sammenlignes mellom håndberegninger og Brigade. Det er valgt å se på feltmomenter mellom akse 1-2 og akse 2-3 og støttemomentet over akse 2, se Figur 6-8 for detaljer.



Figur 6-8, Statisk verifikasjonsmodell inkludert punkter for momentsjekk

Momentene fra håndberegning sammenlignes med momentene fra Brigade og et avvik presenteres ved å se på forholdet mellom momentene. Resultatene fra håndberegninger forventes å være mer konservative enn fra en FEM analyse. Avviket burde derfor være negativt etter ligning (6.6).

$$Avvik [\%] = \left(1 - \frac{M_{\text{håndberegning}}}{M_{\text{Brigade}}} \right) \cdot 100 \quad (6.6)$$

Støttemomentet over akse 2 varierer ut fra hvilken side man velger i håndberegningen. Dette skyldes at en del av momentet tas opp i søylen og det velges å sjekke begge verdiene. 2^- indikerer støttemomentet på venstre side av akse 2 og 2^+ indikerer høyre side.

Tabell 6-4, Sammenligning av momenter fra egenvekt mellom håndberegning og Brigade

Lokasjon av moment		Håndberegning	Brigade	Avvik [%]
Akse	Ref.	Moment [kNm]	Moment [kNm]	
1-2	$M_{maks,1}$	3237,0	3281,3	1,35
2-3	$M_{maks,2}$	3151	3141,7	- 0,30
2 ⁻	M_{min}	- 6048,0	- 5999,6	- 0,81
2 ⁺	M_{min}	- 6133,7	- 5999,6	- 2,24

Tabellen viser at avvikene er tilstrekkelige små for å kunne verifisere modellen, men feltmomentet mellom akse 1 og 2 har et positivt avvik. Dette kan forklares med at støttemomentet over akse 2 er større i Brigade, med en differanse på 48,4 kNm. Dette går igjen i feltmomentet, med en motsatt differanse på 44,3 kNm. Isolert sett ville man da se at den statiske modellen er mer konservativ, men påvirkes av et høyere støttemoment. Avvikene anses derfor som tilstrekkelig små.

6.3.2 Trafikklast

Trafikklast består av en jevnt fordelt last og en boggilast. I Brigade er disse lastene delt i 3 lastinput:

- Overflatelast – en lik jevnt fordelt last over hele kjørebanelen
- Feltlast – tilleggs-last i det mest ugunstige feltet
- Boggilast – aksellaster for kjøretøy

I verifikasjon av trafikklast beregnes lastene separat for hvert av disse tilfellene.

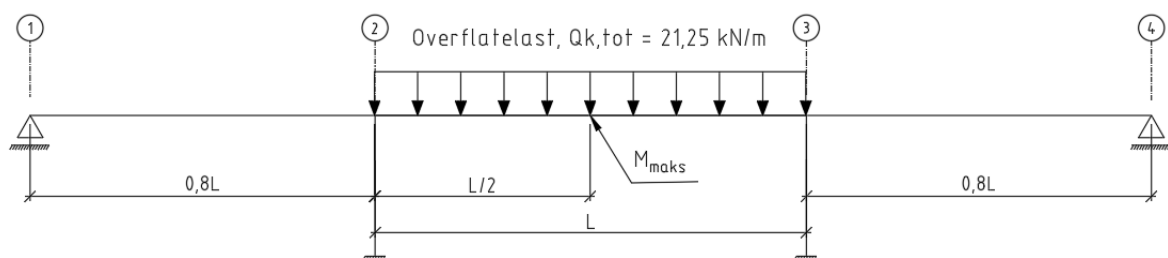
6.3.2.1 Overflatelast

Overflatelasten gjelder over hele kjørebanebredden på 8,5 m. Lasten er gitt i Tabell 6-5.

Tabell 6-5, Overflatelast fra trafikk

	Jevnt fordelt last [kN/m ²]	Linjelast [kN/m]
Overflatelast	2,5	21,25

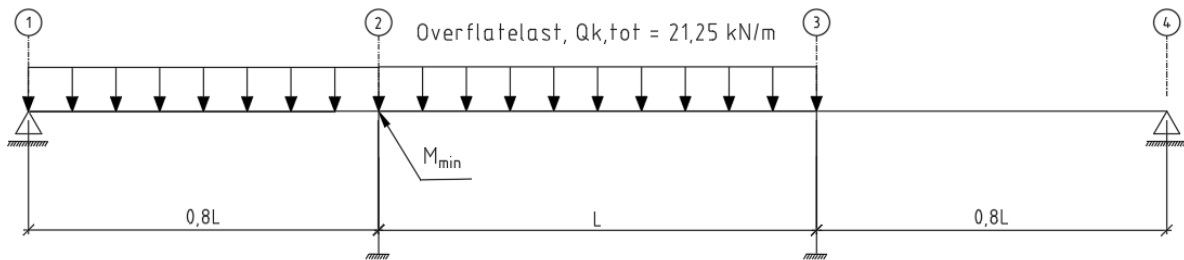
Lasten opptrer over det mest ugunstige området for minimums- og maksimums-momenter. Det maksimale feltmomentet opptrer i senter mellom akse 2 og akse 3 med lastdistribusjon slik vist i Figur 6-9.



Figur 6-9, Lastdistribusjon for maksimalt feltmoment

Maksimalt støttemoment kan opptre enten ved akse 2 eller akse 3 på grunn av symmetri.

Lastdistribusjon for størst støttemoment over akse 2 velges slik vist i Figur 6-10.



Figur 6-10, Lastdistribusjon for maksimalt støttemoment

Resultatene fra Brigade sammenlignes med momentene funnet ved håndberegning i Tabell 6-6.

Tabellen viser tilstrekkelig små avvik mellom håndberegning og Brigade.

Tabell 6-6, Sammenligning av momenter fra overflatelast ved Brigade og håndberegning

Lokasjon av moment		Håndberegning	Brigade	Avvik [%]
Akse	Ref.	Moment [kNm]	Moment [kNm]	
2-3	M_{maks}	515,2	512,6	- 0,5
2	M_{min}	-737,4	- 726,4	- 1,5

6.3.2.2 Feltlast

Lastdistribusjonen for feltlasten blir den samme som for overflatelasten vist i Figur 6-9 og Figur 6-10, men størrelsen på lasten varierer da feltlasten kun virker i en bredde på 3,0 m og er av ulik størrelse.

For verifisering er det valgt å se på maksimum og minimumsverdier for scenario med et lastfelt med senter i senterlinjen til brua.

Tabell 6-7, Feltlast fra trafikk i lastbane 1

	Jevnt fordelt last [kN/m ²]	Linjelast [kN/m]
Feltlast	2,9	8,7

Tabell 6-8, Sammenligning av momenter fra feltlast i Brigade og håndberegning

Lokasjon av moment		Håndberegning	Brigade	Avvik [%]
Akse	Ref.	Moment [kNm]	Moment [kNm]	
2-3	M_{maks}	210,9	198,0	- 6,5
2	M_{min}	- 301,9	- 280,2	- 7,8

Det er større prosentvis avvik mellom håndberegninger og resultatene fra Brigade, men selve størrelsen på avviket er tilstrekkelig små i sammenligning med hverandre. En forklaring på avviket er at Brigade plasserer lasten etter mest ugunstige plassering og ikke nødvendigvis over hele feltet slik det er gjort i håndberegningene.

6.3.2.3 Boggilast

Momenter fra boggilast beregnes ved å sette to punktlaster med en avstand på 1,2 m i bestemte ugunstige posisjoner på bruene som gir størst støtte- og feltmoment.

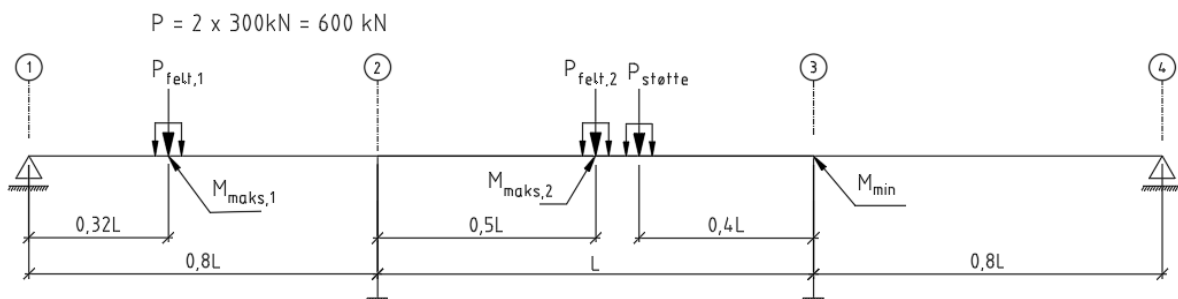
Brigade har en innebygd funksjon for trafikklaster som innebærer at programmet vil finne maks/min momenter i hvert element hver for seg. Det er dermed vanskelig å fastsette eksakt hvor boggilasten skal settes i håndberegningen. Boggilastene låses derfor manuelt i Brigade på samme lokasjoner som i håndberegningene for å få et bedre sammenligningsgrunnlag. Denne endringen kan medføre usikkerhet i seg selv, slik at det i tillegg velges å sjekke summen av kreftene som påføres i Tabell 6-9.

Tabell 6-9, Sjekk av vertikale reaksjoner fra boggilaster

	Håndberegning [kN]	Brigade [kN]	Avvik [%]
$P_{\text{felt},1}$	600	599,968	0,01
$P_{\text{felt},2}$		599,960	0,01
$P_{\text{støtte}}$		599,910	0,02

Figur 6-11 viser plassering av boggilastene for de antatt største momentene.

- $P_{\text{felt},1}$ – gir størst feltmoment i felt 1, $M_{\text{maks},1}$
- $P_{\text{felt},2}$ – gir størst feltmoment i felt 2, $M_{\text{maks},2}$
- $P_{\text{støtte}}$ – gir størst støttemoment i akse 3, M_{min}



Figur 6-11, Plassering av boggilast for de ulike momentene

Momentene fra Brigade og håndberegningene sammenlignes i Tabell 6-10.

Tabell 6-10, Sammenligning av momenter fra boggilast i Brigade og håndberegning

Lokasjon av moment		Håndberegning	Brigade	Avvik [%]
Akse	Ref.	Moment [kNm]	Moment [kNm]	
1-2	$M_{\text{maks},1}$	1714,2	1769,3	3,1
2-3	$M_{\text{maks},2}$	1665,2	1713,4	2,8
3	M_{min}	- 1259,7	- 1195,2	- 5,4

Avvikene vurderes tilstrekkelige små i sammenligningen mellom Brigades platemodell og crossmodellen basert på bjelketeori.

7 Resultater

7.1 Generelt

Dette kapittelet inkluderer resultater fra analysene samt dimensjonering av bruene. De dimensjonerende verdier for krefter er hentet fra Brigade. Nødvendig armering er dimensjonert i tilleggsprogrammet Concrete Designer Bridge (CDB).

Teoretisk kapasitet i bruddgrensetilstanden (ULS) og bruksgrensetilstanden (SLS) beregnes for utvalgte tverrsnitt basert på armeringen fra CDB.

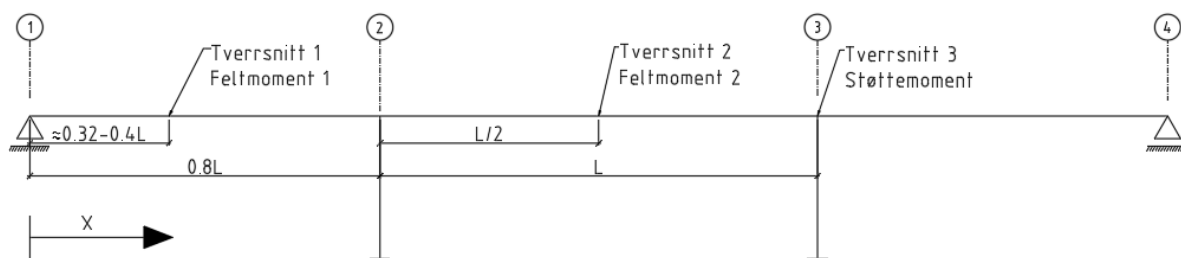
7.1.1 Dimensjonerende verdier

Dimensjonerende verdier hentes i utvalgte tverrsnitt på bruene. Disse varierer basert på typen krefter og hvilken retning kreftene her.

For momenter i lengderetning brukes tverrsnittene for de største verdiene slik vist i Figur 7-1. Lokasjonen til tverrsnitt 1 vil variere noe for de ulike modellene basert på elementstørrelsene i Brigade, men i utgangspunktet antas det at maksimumsverdien for feltmoment 1 vil ligge mellom $0,32L$ og $0,4L$ fra akse 1. Verdiene er tatt fra en bok som tabulerer momentfaktorer for kontinuerlige bjelker. I henhold til boken opptrer det største momentet i sidespennet et sted mellom 0,4 og 0,5 av lengden på sidespennet målt fra akse 1. Faktoren for 0,4 er større enn faktoren for 0,5 som antyder at største moment vil ligge nærmere 0,4. [13]

Brukes et sidespennforholdet på 0,8 gir det en avstand mellom $0,32L$ og $0,4L$, der L er lengden på midtspennet.

Tverrsnitt 2 og 3 tas fra valgte lokasjoner der de største momentene opptrer som følge av at bruene er symmetrisk om søylene.



Figur 7-1, Utvalgte tverrsnitt for dimensjonerende momenter i lengderetning

For dimensjonering av tverrarmring brukes de største momentene i tverrsnitt over akse 2 og akse 3. Tverrmomentene som oppstår ved akse 1 og akse 4 skal dimensjoneres spesielt og tas opp av

tverrbæreren som ikke vurderes i denne oppgaven. Resultater for tverrmoment vises i lengderetning, noe som gjør at både størst støtte- og feltmoment vil opptre i samme tverrsnitt over aksene.

Etter punkt 5.3.2.2(3) i EC2-1, kan det kritiske momentet over søylene settes lik momentet ved kanten av opplegget gitt en monolittisk forbindelse mellom bruplate og søyle. Denne reduksjonen brukes for støttemomentene over akse 2 og 3 ved dimensjonering av armeringsmengder.

Momentene i Brigade er gitt ved elementgrensene. For å finne momentet ved kanten av opplegget interpoleres det reduserte momentet med en lineær tilnærming som vist i ligning (7.1).

$$M_{Ed,Red} = M_{støtte} - \frac{(M_{støtte} - M_{\pm 0,5m})}{0,5m} \cdot t_{søyle} / 2 \quad (7.1)$$

Dimensjonerende lengde- og tverrmomenter vises etter forklaringen i Tabell 7-1.

Tabell 7-1, Forklaring av betegnelser for momentkrefter

	Fortegn	Moment
M_{Ed}	(-)	Dimensjonerende støttemoment
	(+)	Dimensjonerende feltmoment
$M_{Ed,Red}$	(-)	Redusert dimensjonerende støttemoment

Tverrsnittene ved aksene blir vurdert for skjærarmering da de største skjærkreftene opptrer her. Etter punkt 6.2.1(8) i EC2-1 kan skjærarmering vurderes etter den dimensjonerende skjærkraften som opptrer i en avstand lik effektiv dybde d fra kanten på lager/søyle. Skjærkrefter i begge retninger vurderes. Dimensjonerende skjærkrefter vises etter forklaringen i Tabell 7-2.

Tabell 7-2, Forklaring av betegnelser for skjærkrefter

	Fortegn	Skjærkraft
V_{Ed}	(±)	Største skjærkraft
$V_{f,Ed}$	(±)	Dimensjonerende skjærkraft i avstand d fra lager/søyle

7.1.2 Valg av armering

Armering legges inn for at tverrsnittene skal ha tilstrekkelig kapasitet til å motstå de dimensjonerende kreftene. Konstruktiv armering skal ha en minste overdekning av betong på c_{nom} som er beregnet i kapittel 3.4.

For å oppnå tilstrekkelig heft mellom armeringsstål og betong skal avstanden mellom enkle armeringsstål tilfredsstillende punkt 8.2(1) i EC2-1. For buntede armeringsstål skal avstanden tilfredsstillende punkt 8.9.1 i EC2-1.

Største avstand mellom armeringsstål for slakkarmering er 200 mm i henhold til punkt 7.8.7 i N400.

[6]

7.1.3 Manuelle beregninger og kapasitetsjekk

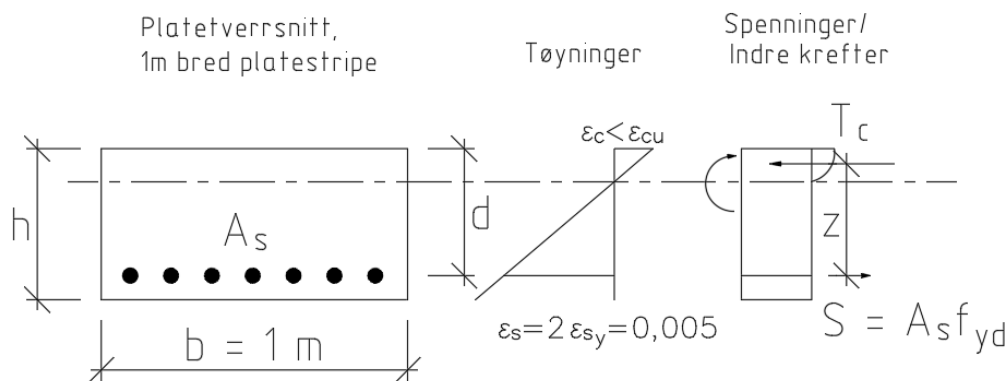
7.1.3.1 Momentkapasitet – Bruddgrensetilstand (ULS)

Momentkapasiteten i tverrsnittene gitt mengde armering beregnes etter kapittel 6.5.2.1 i

«Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer» av Per Kr. Larsen. [8]

Ved full utnyttelse av tverrsnittet settes momentkapasiteten lik trykksoneens momentkapasitet slik vist i ligning (7.2).

$$M_{C,Rd} = 0,276 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (7.2)$$



Figur 7-2, Tverrsnitt for delvis utnyttet trykksone (Figur 6.21, [8])

For plater bestemmes ofte armeringsmengden basert på krav til nedbøyning eller rissvidder. Dette fører til en overkapasitet i trykksone og tøyningen i betongen er da ukjent. Denne tøyningen må bestemmes av likevekten mellom det ytre momentet, M_{Ed} og momentet av de indre spenningsresultantene i betong og armering. Dette er en relativt arbeidskrevende oppgave og det benyttes derfor en lineær tilnærming for den indre momentarmen, z , slik vist i ligning (7.3). [8]

$$z \approx \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \right) d \quad (7.3)$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet med kjent armeringsmengde beregnes etter ligning (7.4). [8]

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad (7.4)$$

Momentkapasiteten sjekkes mot det dimensjonerende momentet ved bruddgrensetilstand slik ligning (7.5) og utnyttelsesfaktor beregnes etter ligning (7.6).

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (7.5)$$

$$Utnyttelsesfaktor = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \quad (7.6)$$

7.1.3.2 Skjærkapasitet – Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkapasiteten beregnes etter punkt 6.2.3 i EC2-1 og er den minste verdien av ligning (7.7) og ligning (7.8). Ligningene utledes fra punkt 6.2.3 i EC2-1 ved å sette momentarmen z til den tilnærmede verdien $z = 0,9d$ og bruk av sikkerhetsfaktorene for skjærarmringens dimensjonerende flytegrense.

$$V_{Rd,s} = \frac{0,78 \cdot A_{sw} \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta}{S} \quad (7.7)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,306 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{ck}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.8)$$

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] \quad (7.9)$$

der

A_{sw} er skjærarmringens tverrsnittsareal

S er senteravstanden mellom bøyene

θ er vinkelen mellom betongstrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

$\cot \theta$ settes til 2,0 etter maksimumskravet i punkt 7.6.2 i N400

$\tan \theta$ settes til 0,5 etter maksimumskravet i punkt 7.6.2 i N400

Skjærkapasiteten sjekkes mot dimensjonerende skjærkraft som skal tas i en avstand lik effektiv dybde d fra kanten på lager/søyle slik vist i ligning (7.10). I resultatene er dimensjonerende skjærkraft satt til den nærmeste konservative skjærkraften i en avstand d fra kanten på lager/søyle.

$$V_{Rd} \geq V_{f,Ed} \quad (7.10)$$

7.1.3.3 Torsjonkapasitet – Bruddgrensetilstand (ULS)

Brigade inkluderer torsjonsmomentet for hvert element i bøyemomentet som beskrevet i kapittel 0.

7.1.3.4 Rissviddebegrensing – Bruksgrensetilstand (SLS)

Rissvidder beregnes etter punkt 7.3.4 i EC2-1 ved bruk av ligning (7.11). Rissvidder beregnes for bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent hvor resulterende momenter og armeringsmengder bestemmer de midlere tøyningene. Detaljerte beregninger av rissvidder er vist i Vedlegg D.3.

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.11)$$

der

$s_{r,max}$ er største rissavstand

ε_{sm} er midlere tøyning i armeringen

ε_{cm} er midlere tøyning i betongen mellom riss

Beregningen sjekkes deretter mot maksimum rissvidde ($w_{max} = 0,39 \text{ mm}$) slik beregnet i kapittel 3 etter punkt NA.7.3.1 i EC2-1.

$$w_k \leq w_{max} \quad (7.12)$$

7.1.3.5 Nedbøyningsbegrensing – Bruksgrensetilstand (SLS)

Krav til nedbøying er gitt i punkt 3.6.1 i N400, hvor største tillatte nedbøying er $L/350$, der L er lengden av betraktede snitt. Nedbøying sjekkes for bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent. [6]

Verdier for nedbøying hentes fra Brigade og sjekkes mot kravet. Verdiene for nedbøying i Brigade inkluderer påførte setninger i aksene. Selve nedbøyningsverdien i felt blir da høyere enn den faktiske nedbøying. For å ta hensyn til dette sjekkes den største differansen mellom akse og felt slik vist i ligning (7.13).

$$\delta_{maks} = \delta_{felt} - \delta_{akse} \quad (7.13)$$

7.1.3.6 Ulykkestilstand (ALS)

Største momenter som følge av ulykkeslaster fra kollisjon eller seismiske laster vurderes mot momentene i bruddgrensetilstand (ULS).

$$M_{Ed,ULS} \geq M_{Ed,ALS} \quad OK! \quad (7.14)$$

I tilfeller der $M_{Ed,ULS} < M_{Ed,ALS}$ må momentkapasiteten vurderes mot dimensjonerende moment fra ulykkestilstand (ALS).

7.1.3.7 Armeringsvekt

Vekten av armeringen beregnes for å få et estimat av kost per m. Massen for ulike armeringsstål per lengde er gitt i NS 3576-3 og gjengitt i Tabell 3-2.

Armeringslengder per meter langsgående snitt beregnes etter ligningene (7.15), (7.16) og (7.17).

$$L_{Bøyarm} = L_{Brigade} \cdot \frac{b}{S} \quad (7.15)$$

$$L_{Tverrarm} = b \cdot \frac{L_{Bru,Total}}{S} \quad (7.16)$$

$$L_{Skjærarm} = n \cdot h \cdot \frac{L_{Bru,Total}}{S} \quad (7.17)$$

der

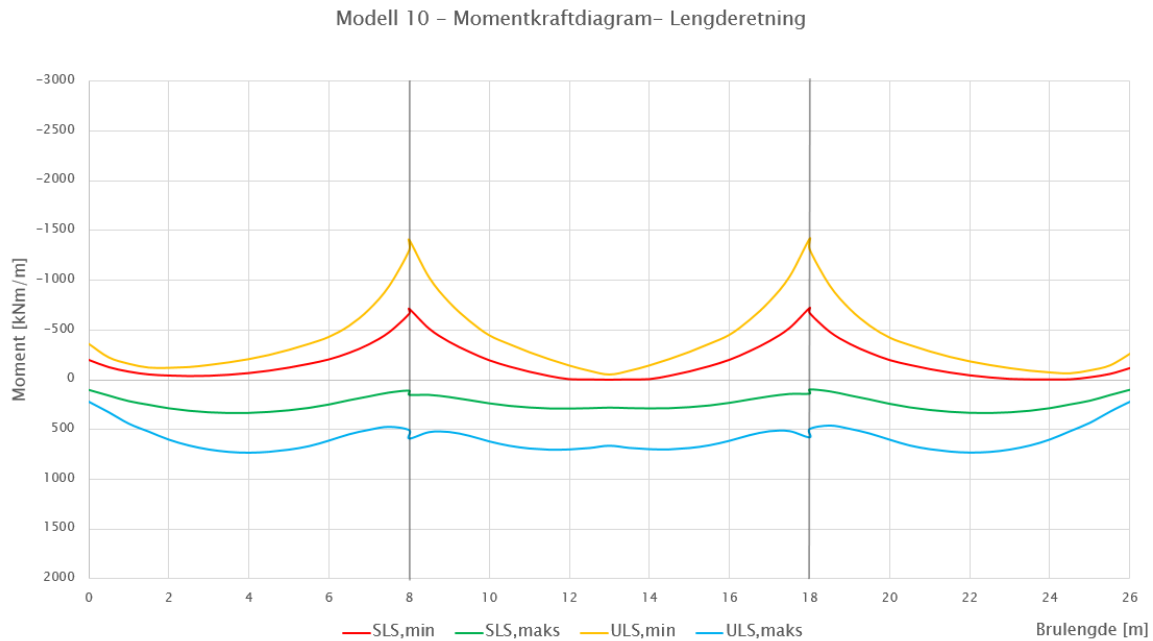
$L_{Brigade}$	er total lengde på armeringsjern fra Brigade [m]
$L_{Bru,Total}$	er den totale lengden på brua [m]
b	er bredden på langsgående snitt [1 m]
S	er senteravstanden mellom armeringsjern [m]
n	er antall skjærbøyer per meter [-]
h	er høyden for det aktuelle tverrsnittet [m]

7.2 Dimensjonering

7.2.1 Modell 10 – Midtspenn 10 m – Høyde 600 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.1.

7.2.1.1 Momentkrefter

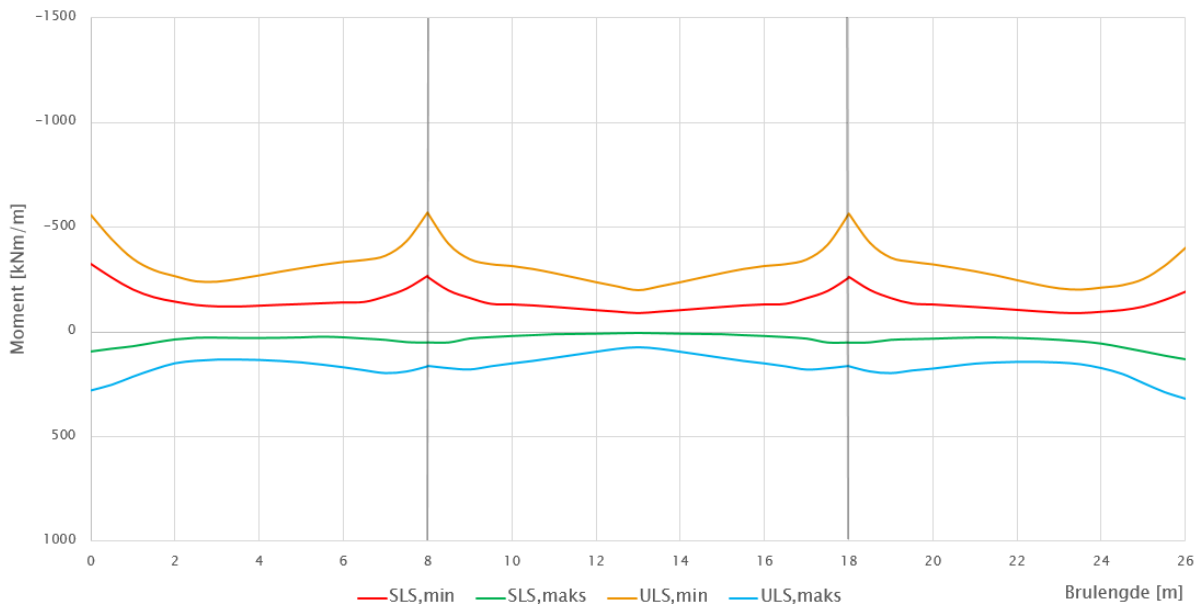


Figur 7-3, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 10

Tabell 7-3, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 10

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	4	734	-
Feltmoment 2	13	664	-
Feltmoment 3	22	733	-
Støttemoment Akse 2	8	-1408	-1180
Støttemoment Akse 3	18	-1419	-1191
Bruksgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	3,5	339	-
Feltmoment 2	13	283	-
Feltmoment 3	22,5	339	-
Støttemoment Akse 2	8	-709	-589
Støttemoment Akse 3	18	-719	-598
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	3,5	347	-
Feltmoment 2	13	284	-
Feltmoment 3	22,5	347	-
Støttemoment Akse 2	8	-914	-770
Støttemoment Akse 3	18	-924	-779

Modell 10 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-4, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 10

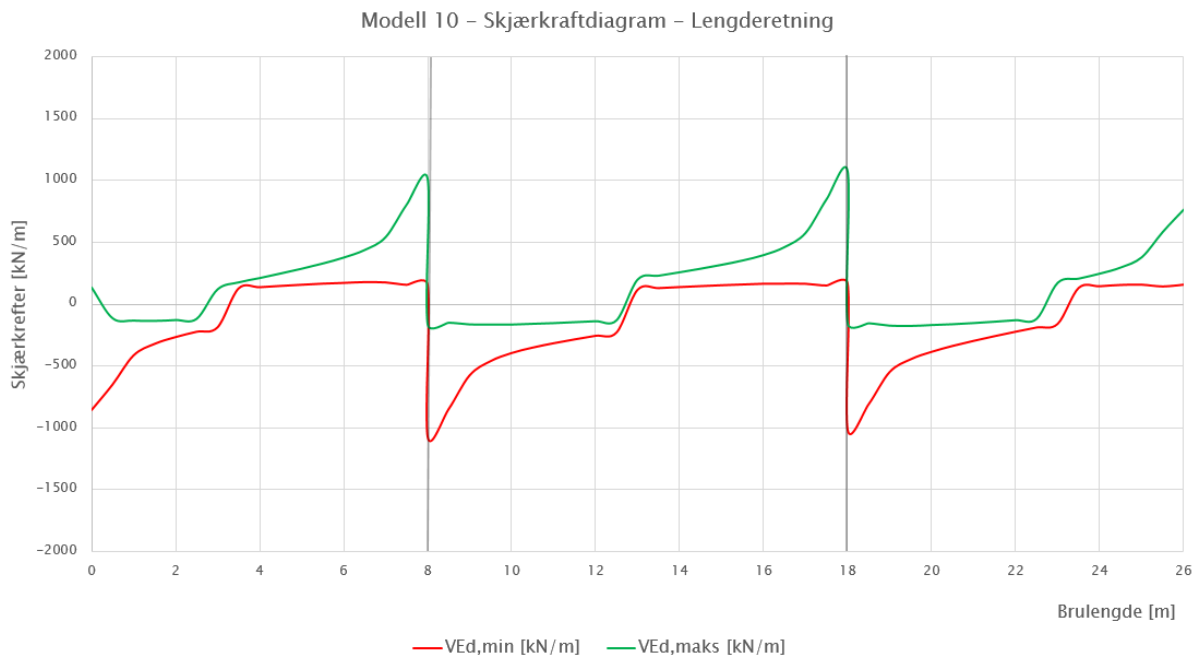
Tabell 7-4, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 10

Bruddgrensetilstand (ULS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttemoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-561	-	278
Akse 2	8	-573	-490	166
Akse 3	18	-568	-484	166
Akse 4	26	-403	-	315
Bruksgrensetilstand (SLS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttemoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-324	-	99
Akse 2	8	-267	-231	53
Akse 3	18	-263	-225	53
Akse 4	26	-192	-	131

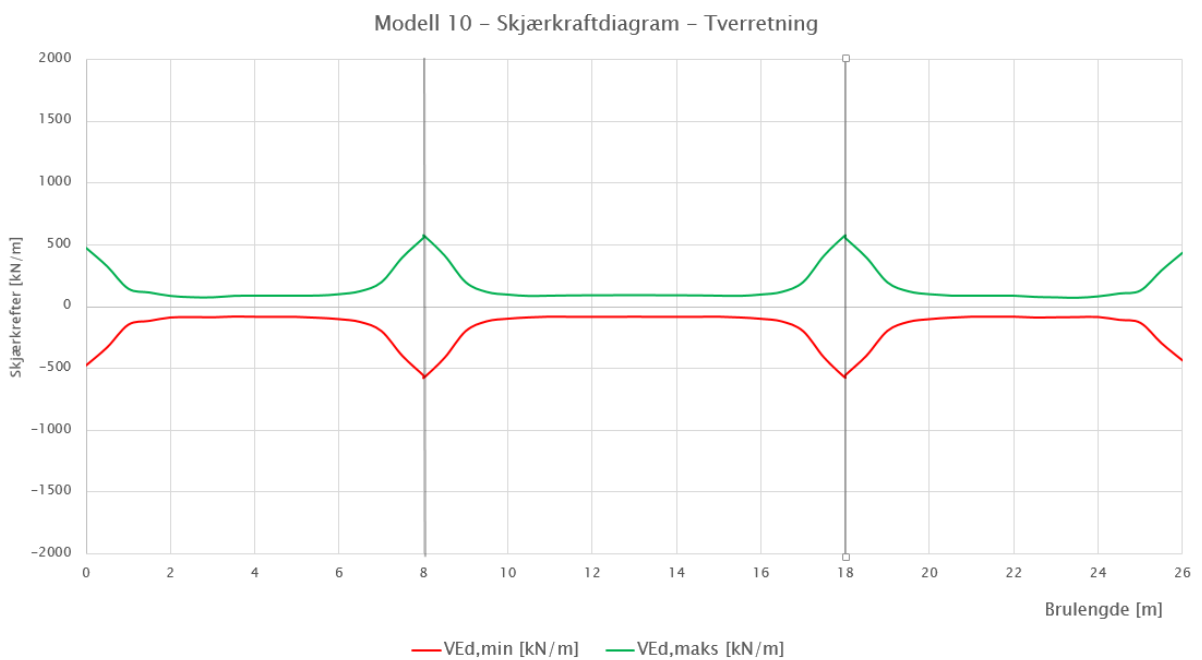
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.1.2 Skjærkrefter



Figur 7-5, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 10



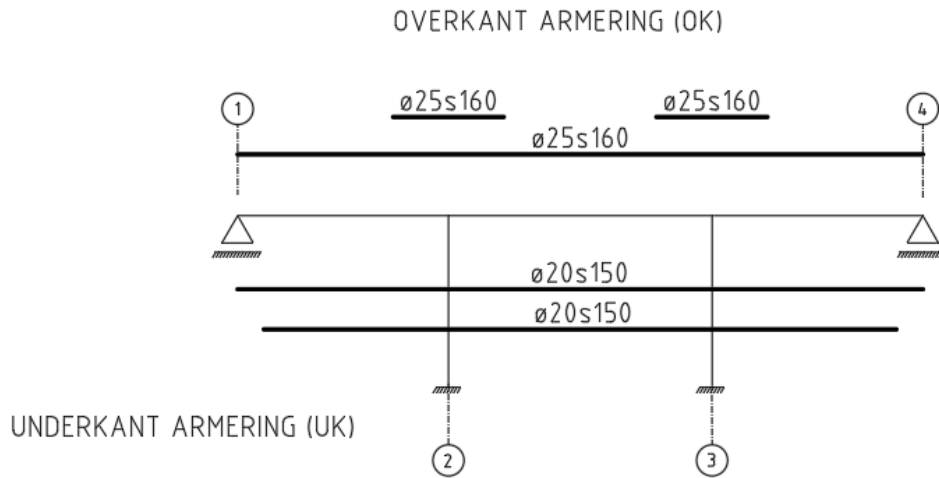
Figur 7-6, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 10

Tabell 7-5, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 10

Tverrsnitt	x [m]	V_{Ed} [kN/m]	x_f [m]	$V_{f,Ed}$ [kN/m]
Akse 1	0	-855	0,5	-649
Akse 2	8	-1074	8,5	-851
Akse 3	18	1073	17,5	851
Akse 4	26	763	25,5	583

7.2.1.3 Armering

7.2.1.3.1 Bøyearmering lengderetning

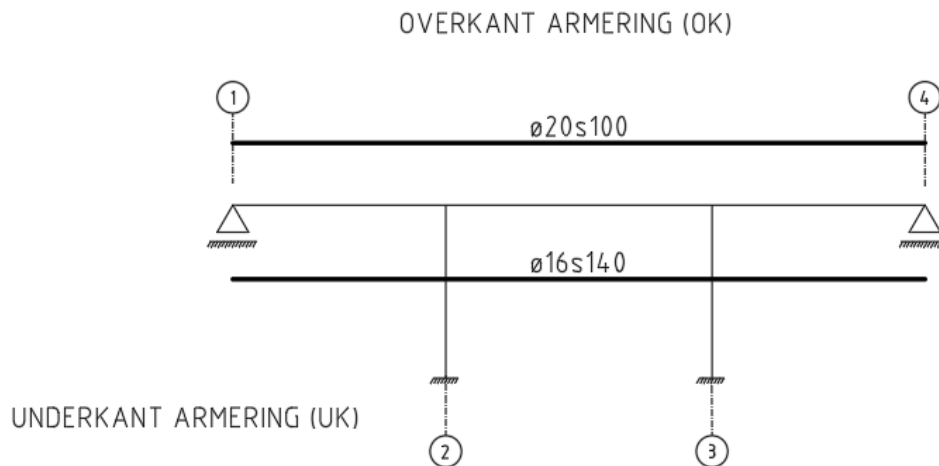


Figur 7-7, Langsgående bøyearmering - Modell 10

Tabell 7-6, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 10

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	3068	4189
Akse 2,3	6135	4189

7.2.1.3.2 Bøyearmering i tverretning

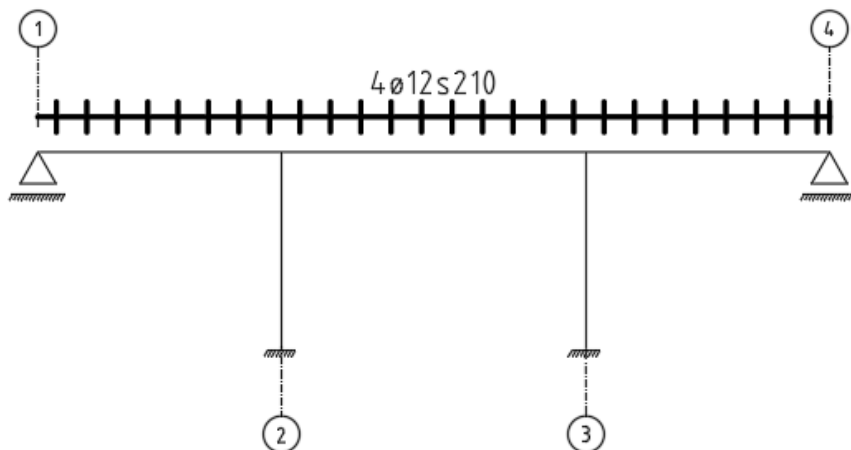


Figur 7-8, Tverrgående bøyearmering - Modell 10

Figur 7-9, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 10

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	3141	1436

7.2.1.3.3 Skjærarmering



Figur 7-10, Skjærarmering - Modell 10

Tabell 7-7, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 10

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm ² /m]
Alle	2154

7.2.1.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-8, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 10

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	ø20s150	50,6	6,7	337,3	833,2
Bøyearmering	OK	ø25s160	33	6,3	206,3	794,1
Tverrarmering	UK	ø16s140	185,7	-	185,7	293,4
Tverrarmering	OK	ø20s100	260	-	260	642,2
Skjærarmering	-	4ø12s210	297,1	-	297,1	261,5
TOTALT						2842,4

7.2.1.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.1.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og aksene med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-9, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 10

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	515	1866	480,6
Akse 3	512,5	1848	456,4

Tabell 7-10, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 10

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-3	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	734	875	0,84	OK!
Akse 3	1191	1217	0,98	OK!

7.2.1.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-11, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 10

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	490	1689	465,8
Akse 3 Felt	497	1738	488,9

Tabell 7-12, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 10

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-4	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	490	636	0,77	OK!
Akse 3 UK	166	305	0,54	OK!

7.2.1.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-13, Skjærkapasitetsjekk - Modell 10

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-5	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	851	865	0,98	OK!

7.2.1.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-14, Kontroll av største rissvidde - Modell 10

Tverrsnitt	Største rissavstand, $S_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	381	5,35E-4	0,204	OK!
Akse 3	358	8,33E-4	0,298	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

Tabell 7-15, Kontroll av nedbøying - Modell 10

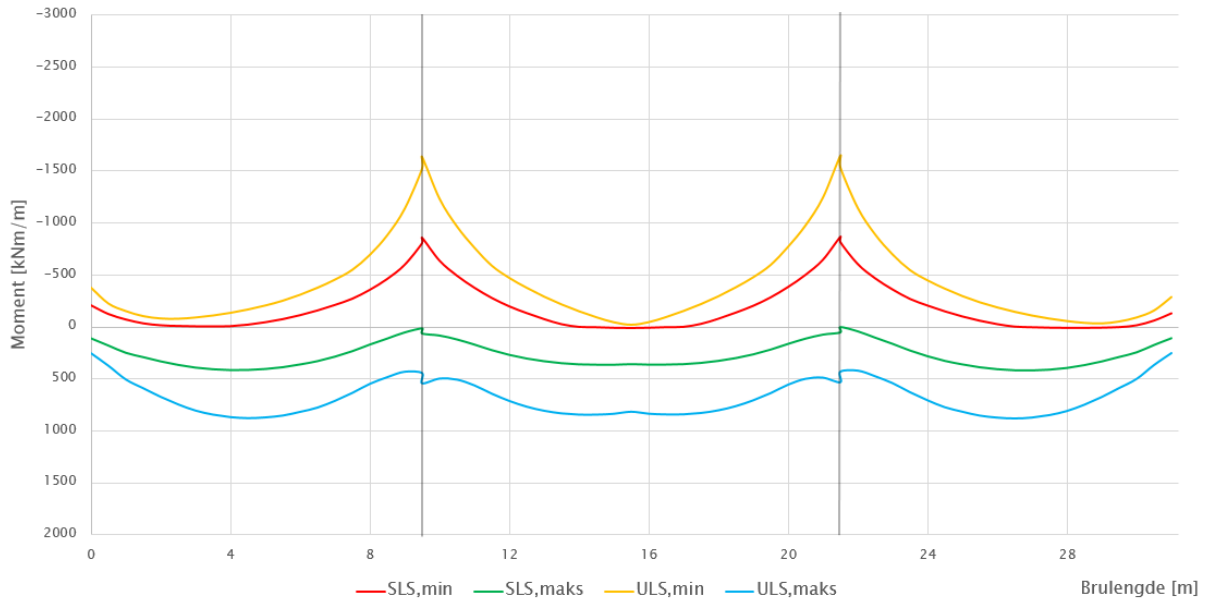
Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	22,8	7,3	OK!
Felt 2	28,5	8,0	OK!
Felt 3	22,8	7,3	OK!

7.2.2 Modell 12 – Midtspenn 12 m – Høyde 650 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.2.

7.2.2.1 Momentkrefter

Modell 12 – Momentkraftdiagram– Lengderetning

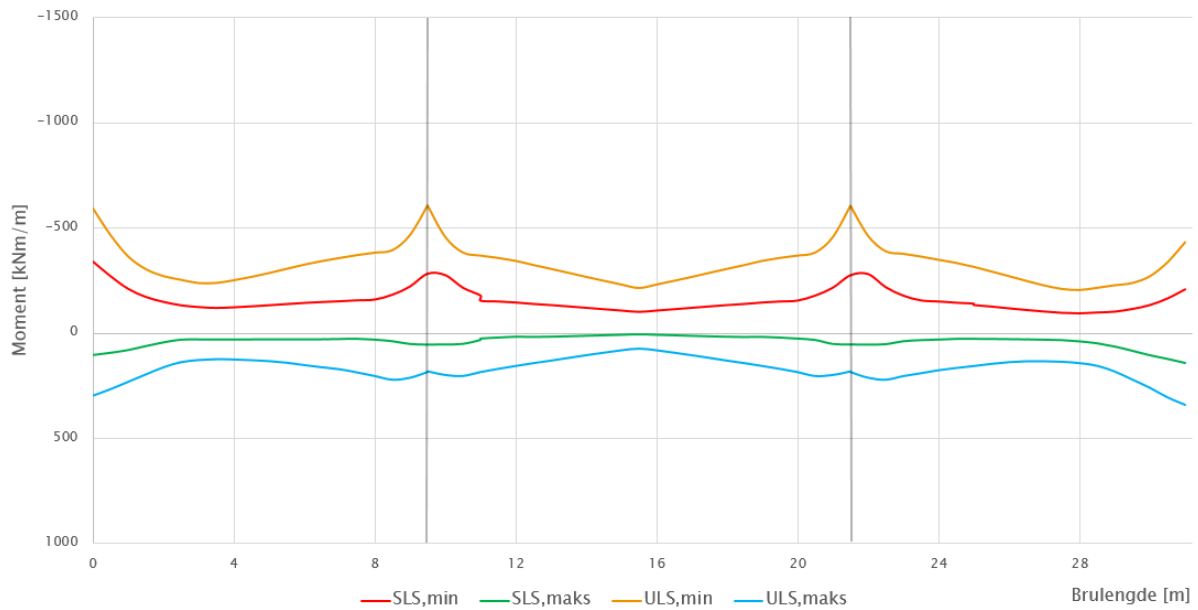


Figur 7-11, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 12

Tabell 7-16, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 12

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	4,55	880	-
Feltmoment 2	15,6	819	-
Feltmoment 3	26,65	883	-
Støttemoment Akse 2	9,6	-1635	-1395
Støttemoment Akse 3	21,6	-1647	-1406
Brukgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	4,04	420	-
Feltmoment 2	15,6	363	-
Feltmoment 3	27,16	423	-
Støttemoment Akse 2	9,6	-853	-722
Støttemoment Akse 3	21,6	-863	-731
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	4,04	426	-
Feltmoment 2	15,6	365	-
Feltmoment 3	27,16	430	-
Støttemoment Akse 2	9,6	-1089	-932
Støttemoment Akse 3	21,6	-1099	-941

Modell 12 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-12, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 12

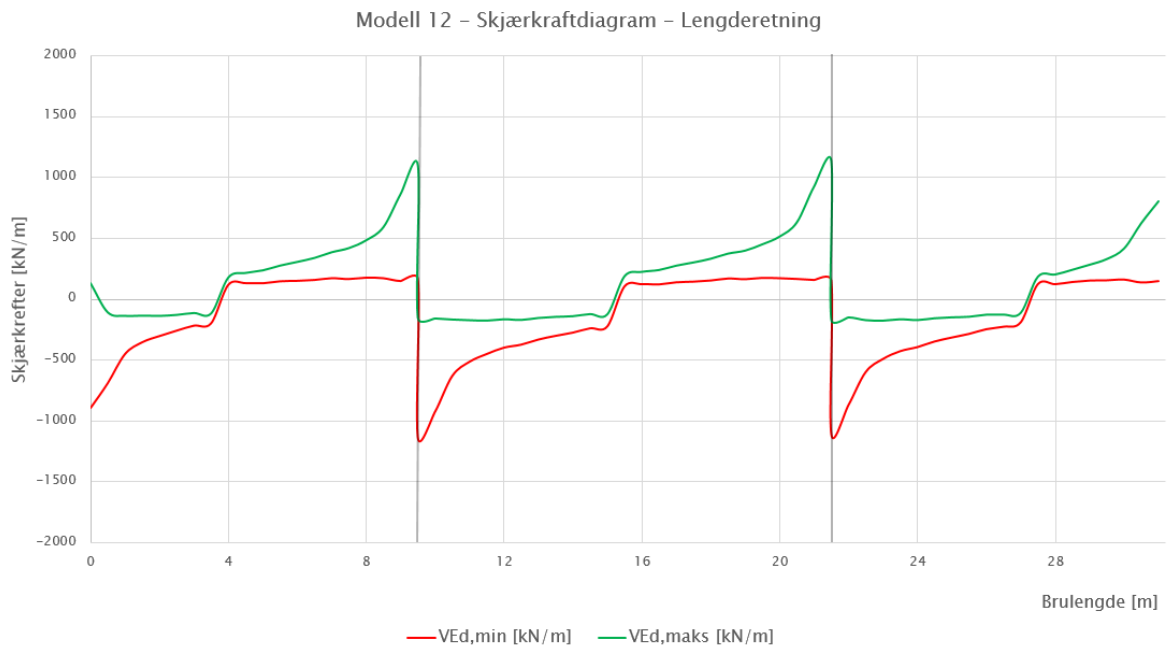
Tabell 7-17, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 12

Bruddgrensetilstand (ULS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-595	-	295
Akse 2	9,6	-609	-524	187
Akse 3	21,6	-607	-521	187
Akse 4	31,2	-433	-	335
Bruksgrensetilstand (SLS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-343	-	113
Akse 2	9,6	-284	-247	57
Akse 3	21,6	-283	-245	56
Akse 4	31,2	-209	-	146

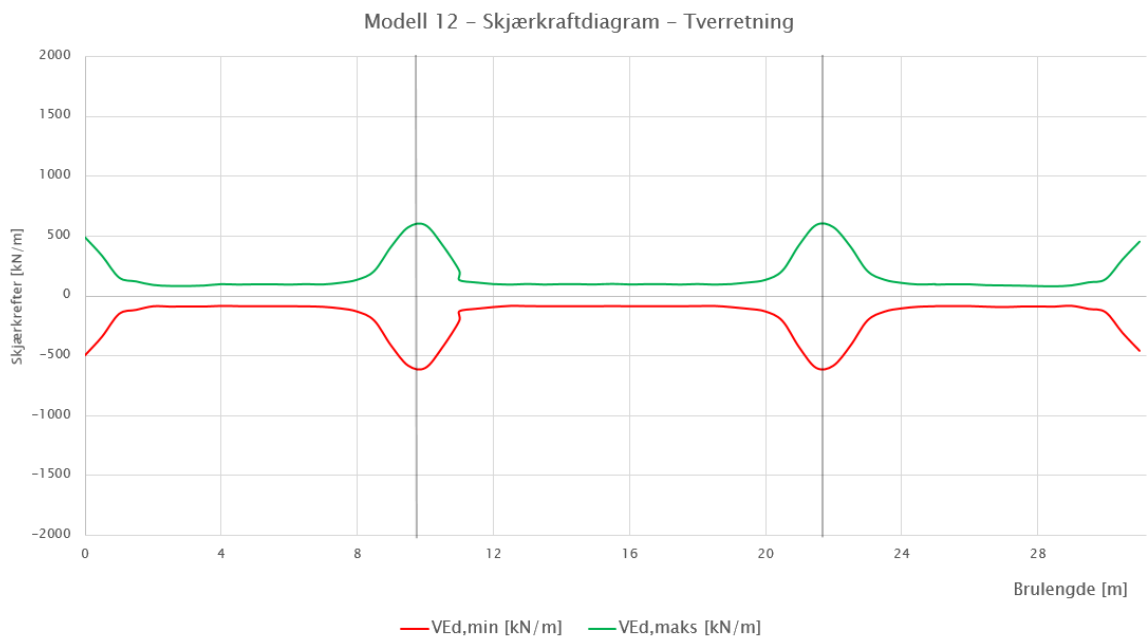
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 skal tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.2.2 Skjærkrefter



Figur 7-13, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 12



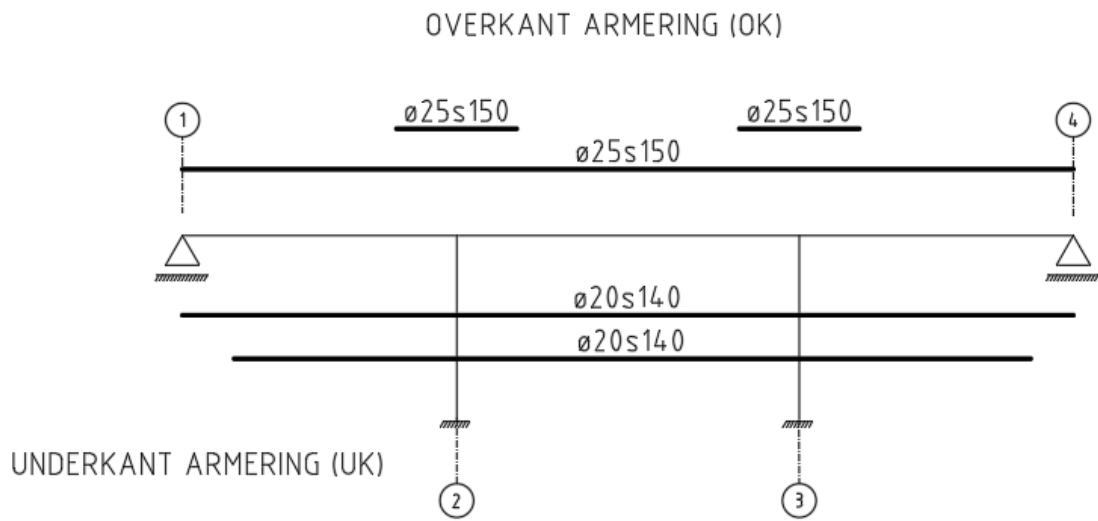
Figur 7-14, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 12

Tabell 7-18, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 12

Tverrsnitt	x [m]	V _{Ed} [kN/m]	x _f [m]	V _{f,Ed} [kN/m]
Akse 1	0	-892	0,51	-688
Akse 2	9,6	-1139	10,1	-926
Akse 3	21,6	1139	21,1	926
Akse 4	31,2	803	30,69	624

7.2.2.3 Armering

7.2.2.3.1 Bøyearmering lengderetning

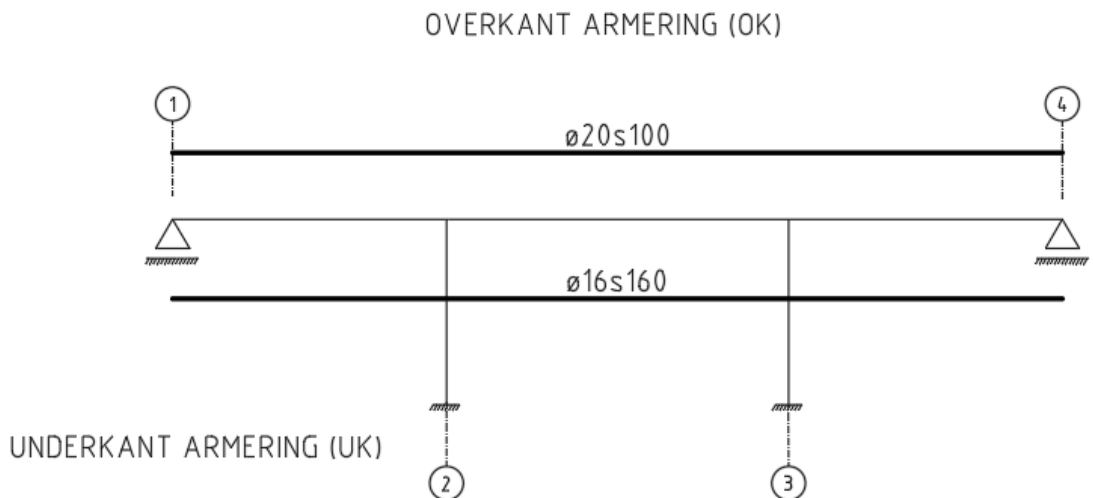


Figur 7-15, Langsgående bøyearmering - Modell 12

Tabell 7-19, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 12

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	3272	4488
Akse 2,3	6545	4488

7.2.2.3.2 Bøyearmering i tverretning

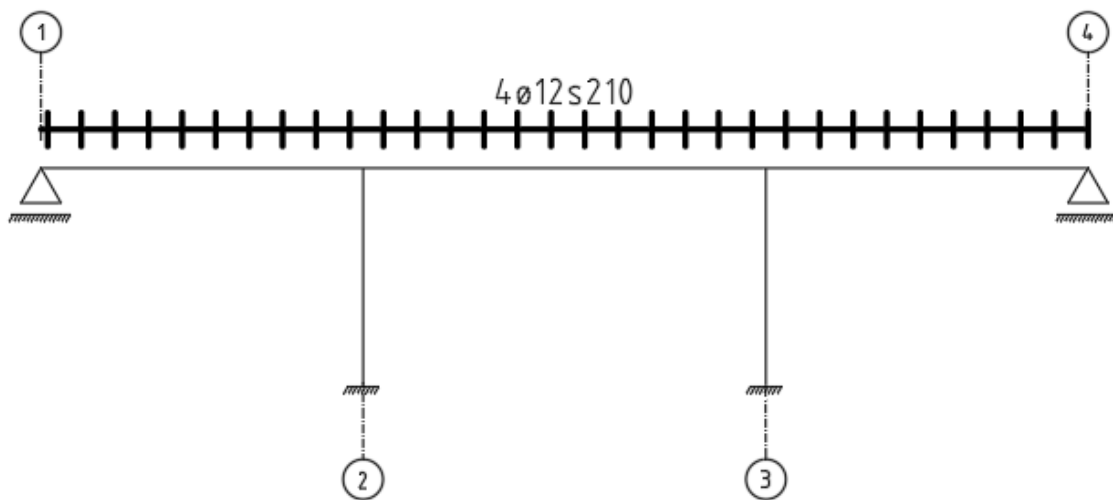


Figur 7-16, Tverrgående bøyearmering - Modell 12

Figur 7-17, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 12

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	3141	1256

7.2.2.3.3 Skjærarmering



Figur 7-18, Skjærarmering - Modell 12

Tabell 7-20, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 12

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm ² /m]
Alle	2154

7.2.2.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-21, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 12

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	ø20s140	59,5	5,0	291,5	1049,8
Bøyearmering	OK	ø25s150	38,2	6,7	272,9	983,0
Tverrarmering	UK	ø16s160	195	-	195	308,1
Tverrarmering	OK	ø20s100	312	-	312	770,6
Skjærarmering	-	4ø12s210	386,3	-	386,3	339,9
TOTALT						3451,5

7.2.2.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.2.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og akse med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-22, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 12

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	565	2246	527,3
Akse 3	562,5	2226	502,1

Tabell 7-23, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 12

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-16	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	883	1028	0,86	OK!
Akse 3	1406	1428	0,98	OK!

7.2.2.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-24, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 12

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	540	2052	516,6
Akse 3 Felt	547	2105	538,7

Tabell 7-25, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 12

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-17	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	524	705	0,74	OK!
Akse 3 UK	187	294	0,64	OK!

7.2.2.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-26, Skjærkapasitetsjekk - Modell 12

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-18	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	926	949	0,98	OK!

7.2.2.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-27, Kontroll av største rissvidde - Modell 12

Tverrsnitt	Største rissavstand, $S_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	383	5.84E-4	0,224	OK!
Akse 3	359	8.75E-4	0,314	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

Tabell 7-28, Kontroll av nedbøying - Modell 12

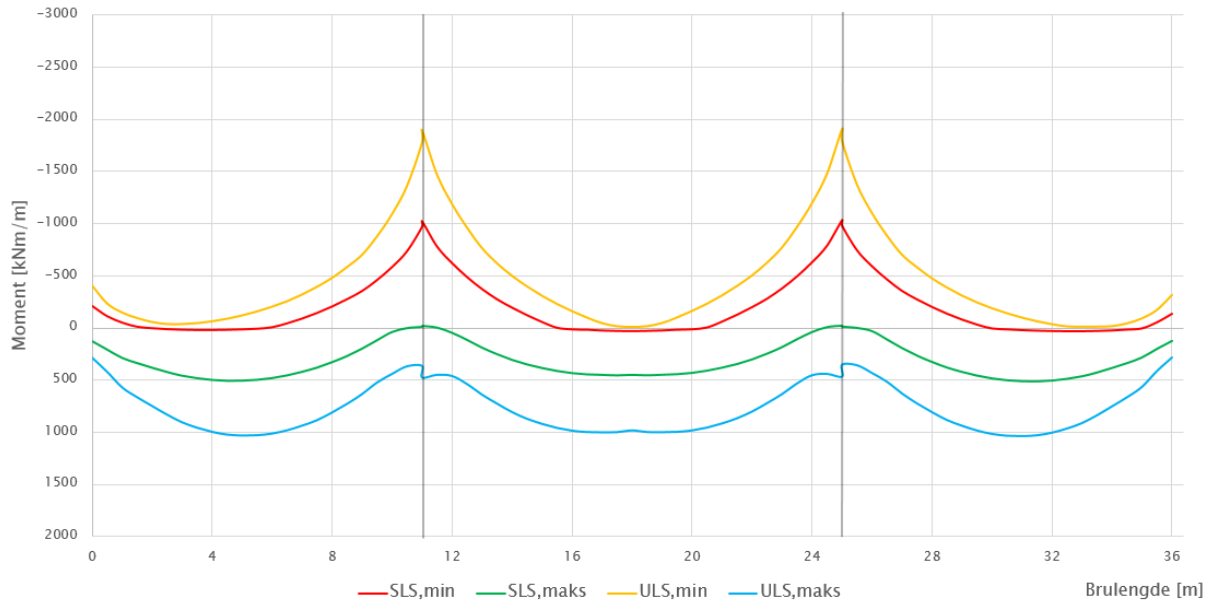
Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	27,4	11,4	OK!
Felt 2	34,2	13,7	OK!
Felt 3	27,4	11,6	OK!

7.2.3 Modell 14 – Midtspenn 14 m – Høyde 700 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.3.

7.2.3.1 Momentkrefter

Modell 14 – Momentkraftdiagram– Lengderetning

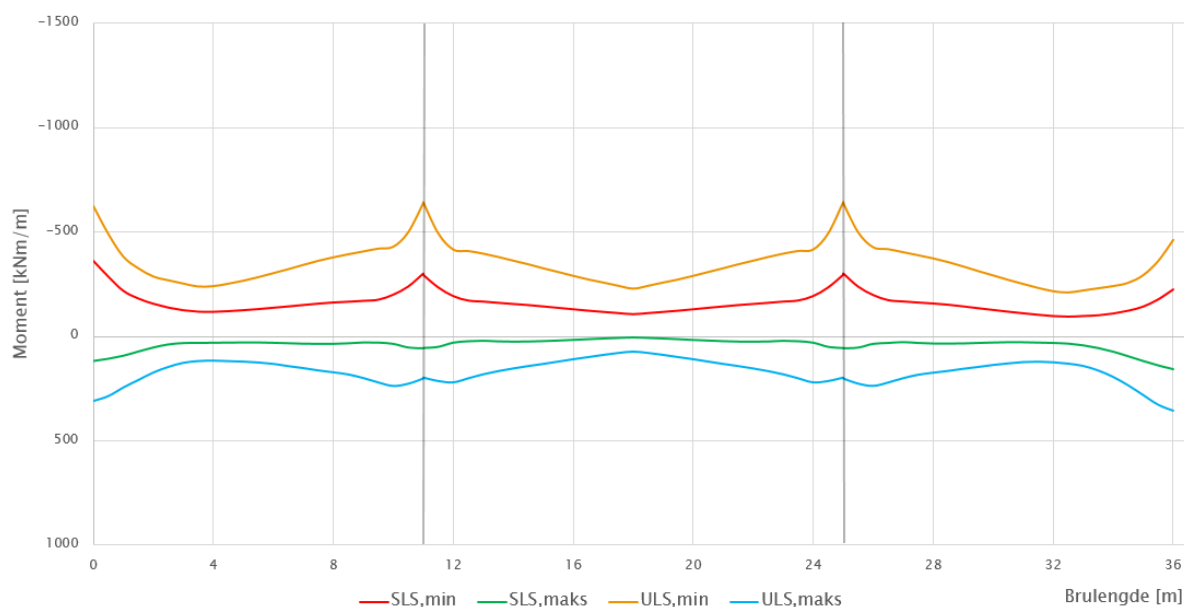


Figur 7-19, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 14

Tabell 7-29, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 14

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M _{Ed} [kNm/m]	M _{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	5,09	1035	-
Feltmoment 2	18,2	987	-
Feltmoment 3	31,31	1041	-
Støttemoment Akse 2	11,2	-1891	-1636
Støttemoment Akse 3	25,2	-1903	-1647
Brukgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M _{Ed} [kNm/m]	M _{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	4,58	512	-
Feltmoment 2	18,2	454	-
Feltmoment 3	31,82	518	-
Støttemoment Akse 2	11,2	-1020	-876
Støttemoment Akse 3	25,2	-1030	-886
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M _{Ed} [kNm/m]	M _{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	4,58	517	-
Feltmoment 2	18,2	457	-
Feltmoment 3	31,82	523	-
Støttemoment Akse 2	11,2	-1289	-1117
Støttemoment Akse 3	25,2	-1299	-1127

Modell 14 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-20, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 14

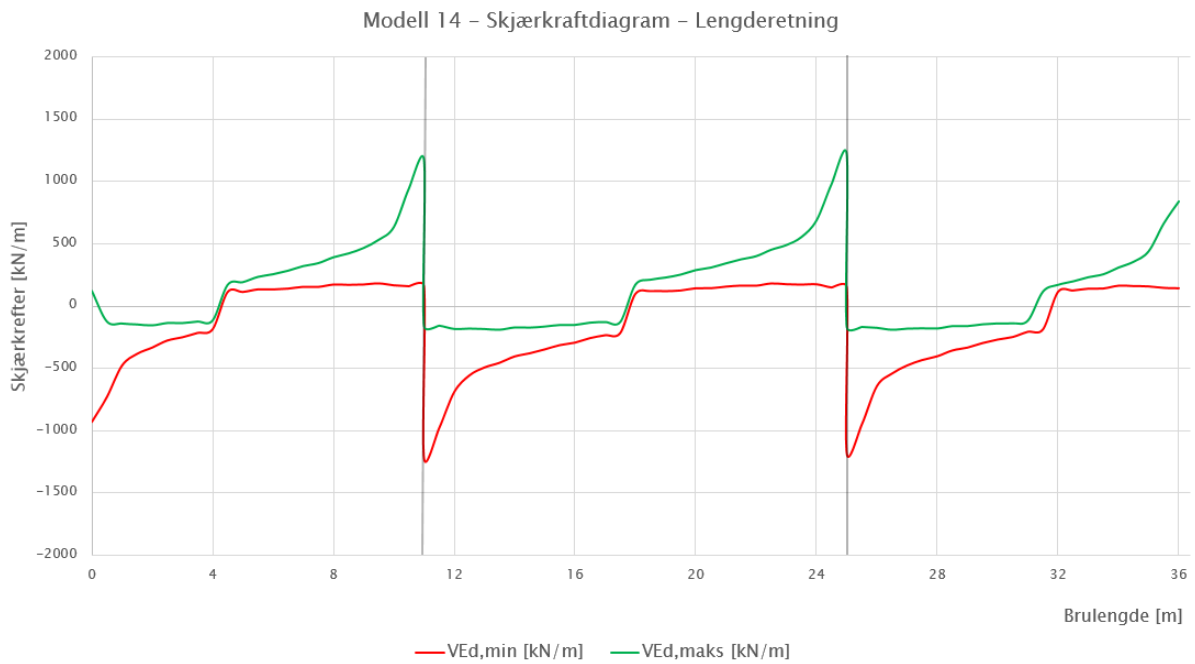
Tabell 7-30, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 14

Bruddgrensetilstand (ULS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttemoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-628	-	317
Akse 2	11,2	-645	-555	207
Akse 3	25,2	-646	-555	207
Akse 4	36,4	-463	-	358
Bruksgrensetilstand (SLS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttemoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-362	-	129
Akse 2	11,2	-301	-264	59
Akse 3	25,2	-302	-264	59
Akse 4	36,4	-225	-	163

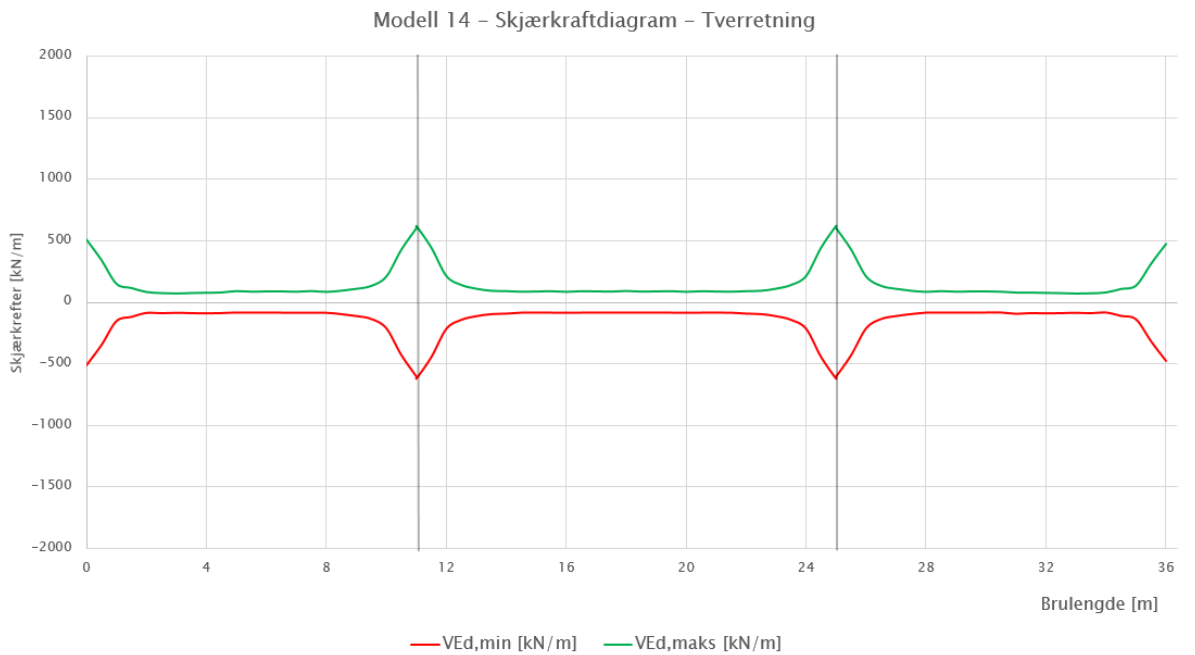
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 skal tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.3.2 Skjærkrefter



Figur 7-21, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 14



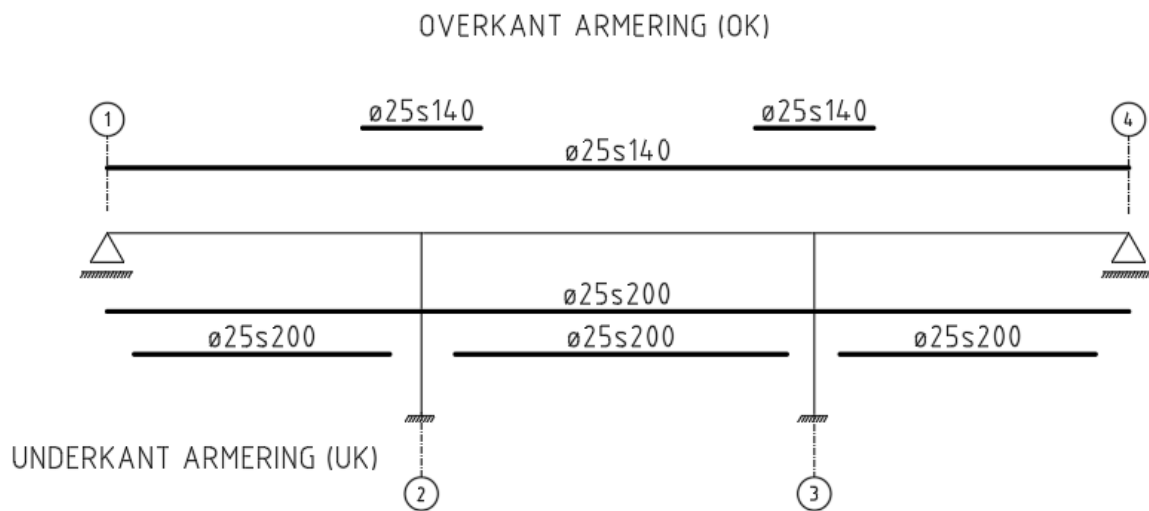
Figur 7-22, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 14

Tabell 7-31, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 14

Tverrsnitt	x [m]	V _{Ed} [kN/m]	x _f [m]	V _{f,Ed} [kN/m]
Akse 1	0	-926	0,51	-726
Akse 2	11,2	-1218	11,7	-981
Akse 3	25,2	1219	24,7	982
Akse 4	36,4	840	35,89	664

7.2.3.3 Armering

7.2.3.3.1 Bøyearmering lengderetning

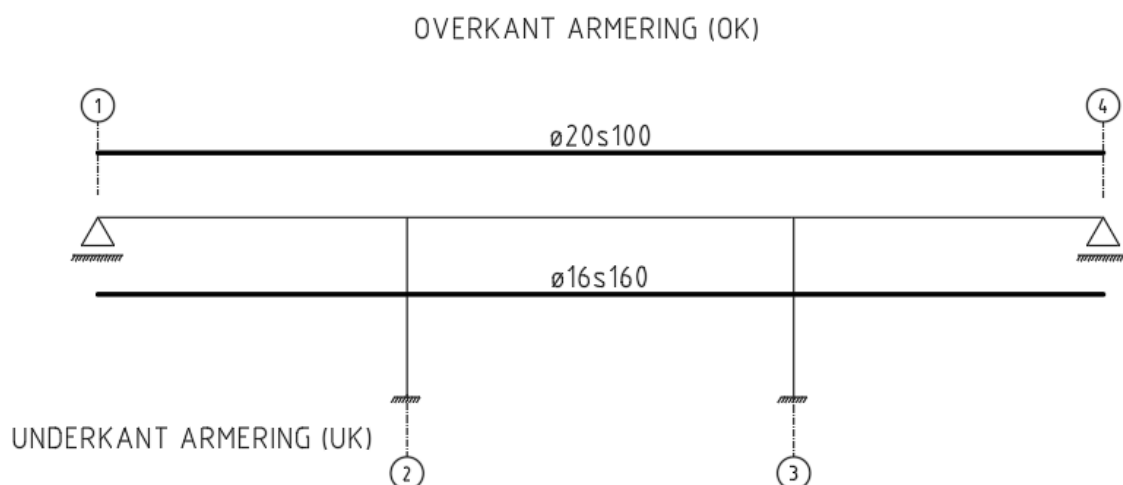


Figur 7-23, Langsgående bøyearmering - Modell 14

Tabell 7-32, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 14

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	3506	4908
Akse 2,3	7012	2454

7.2.3.3.2 Bøyearmering i tverretning

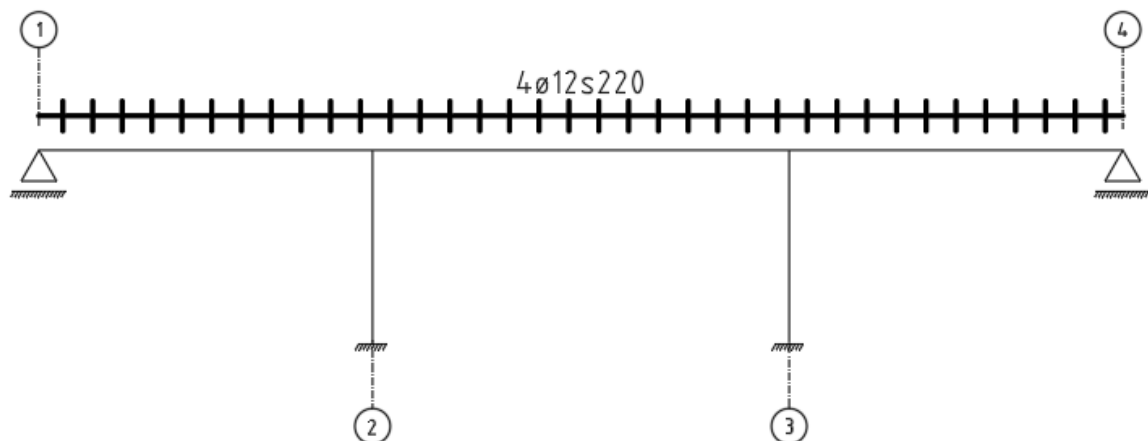


Figur 7-24, Tverrgående bøyearmering - Modell 14

Figur 7-25, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 14

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	3141	1256

7.2.3.3.3 Skjærarmering



Figur 7-26, Skjærarmering - Modell 14

Tabell 7-33, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 14

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm ² /m]
Alle	2056

7.2.3.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-34, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 14

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	ø25s200	67,3	5,0	336,5	1295,5
Bøyearmering	OK	ø25s140	44,0	7,1	314,3	1210,0
Tverrarmering	UK	ø16s160	227,5	-	227,5	359,5
Tverrarmering	OK	ø20s100	364,0	-	364,0	899,1
Skjærarmering	-	4ø12s220	463,3	-	463,3	407,7
TOTALT						4171,7

7.2.3.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.3.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og aksene med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-35, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 14

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	612,5	2640	571,4
Akse 3	612,5	2640	547,5

Tabell 7-36, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 14

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-29	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	1041	1219	0,85	OK!
Akse 3	-1647	-1669	0,99	OK!

7.2.3.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-37, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 14

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	590	2449	567,3
Akse 3 Felt	592	2466	583,6

Tabell 7-38, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Model 14

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-30	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	-555	-774	0,72	OK!
Akse 3 UK	207	318	0,65	OK!

7.2.3.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-39, Skjærkapasitetsjekk - Modell 14

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-31	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	982	982	1,00	OK!

7.2.3.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-40, Kontroll av største rissvidde - Modell 14

Tverrsnitt	Største rissavstand, $S_{r,max}$ [mm]	Tøyingsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	412	6.20E-4	0,255	OK!
Akse 3	359	9,16E-4	0,329	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

Tabell 7-41, Kontroll av nedbøying - Modell 14

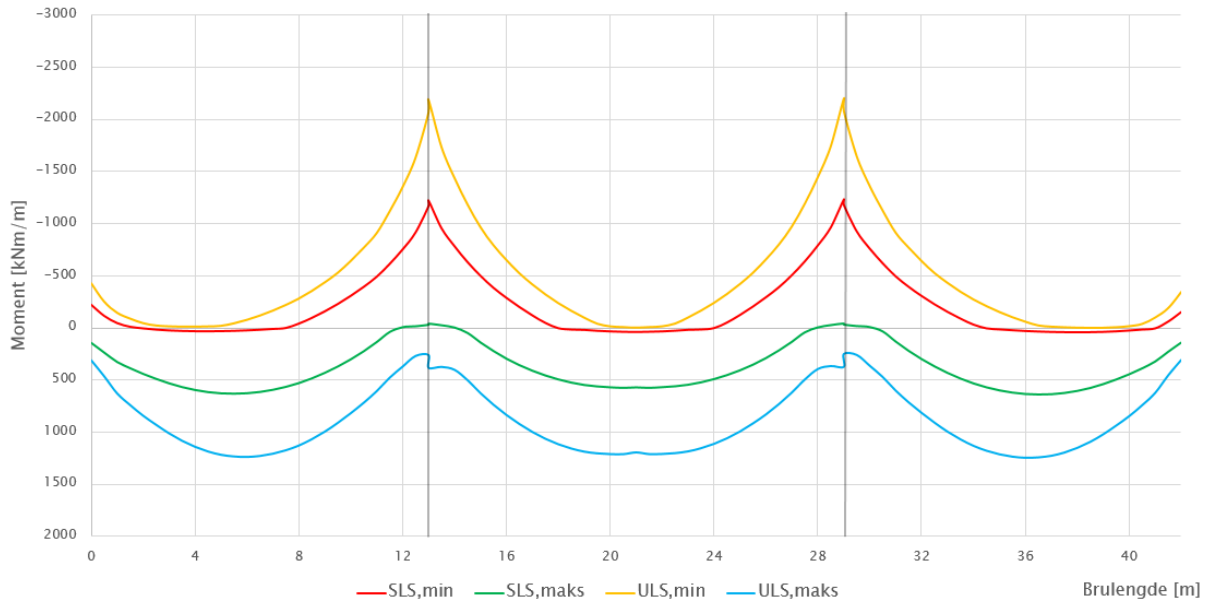
Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	32	15,0	OK!
Felt 2	40	18,1	OK!
Felt 3	32	15,3	OK!

7.2.4 Modell 16 – Midtspenn 16 m – Høyde 750 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.4.

7.2.4.1 Momentkrefter

Modell 16 – Momentkraftdiagram– Lengderetning

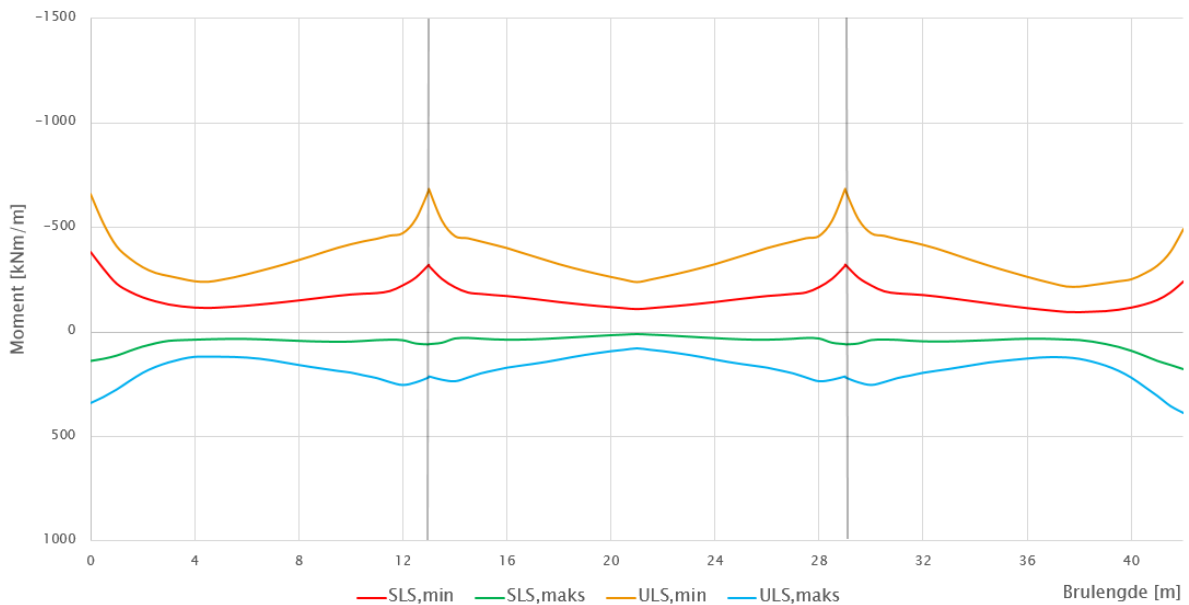


Figur 7-27, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 16

Tabell 7-42, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning - Modell 16

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	5,91	1233	-
Feltmoment 2	20,8	1190	-
Feltmoment 3	35,69	1241	-
Støttemoment Akse 2	12,8	-2189	-1917
Støttemoment Akse 3	28,8	-2202	-1929
Bruksgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	5,42	628	-
Feltmoment 2	20,8	568	-
Feltmoment 3	36,18	636	-
Støttemoment Akse 2	12,8	-1222	-1063
Støttemoment Akse 3	28,8	-1232	-1073
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	5,42	631	-
Feltmoment 2	20,8	570	-
Feltmoment 3	36,18	639	-
Støttemoment Akse 2	12,8	-1230	-1070
Støttemoment Akse 3	28,8	-1240	-1079

Modell 16 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-28, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 16

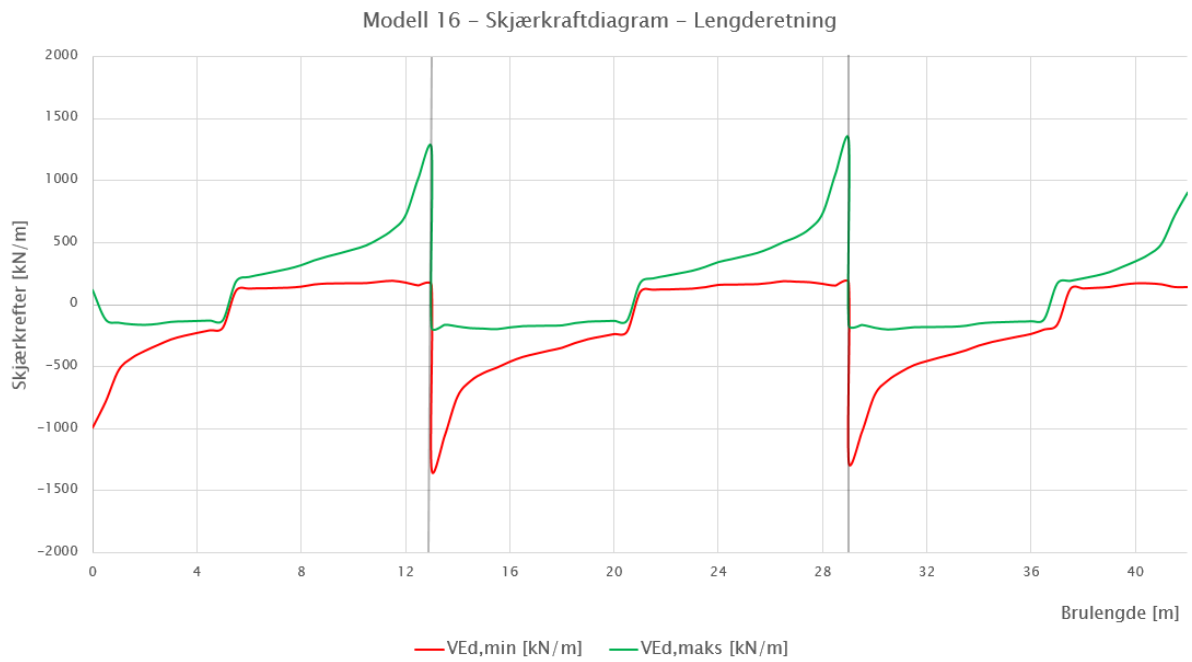
Tabell 7-43, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning - Modell 16

Bruddgrensetilstand (ULS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-660	-	347
Akse 2	12,8	-684	-594	221
Akse 3	28,8	-685	-594	221
Akse 4	41,6	-493	-	389
Bruksgrensetilstand (SLS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-382	-	149
Akse 2	12,8	-321	-285	58
Akse 3	28,8	-322	-286	58
Akse 4	41,6	-243	-	184

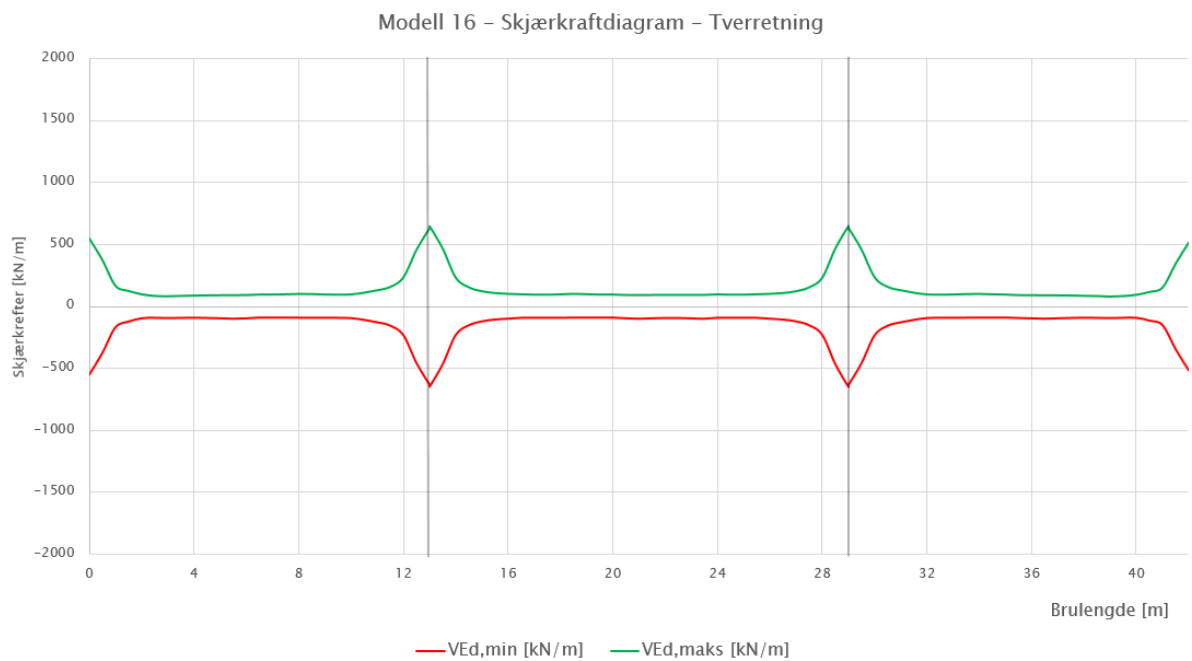
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 skal tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.4.2 Skjærkrefter



Figur 7-29, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 16



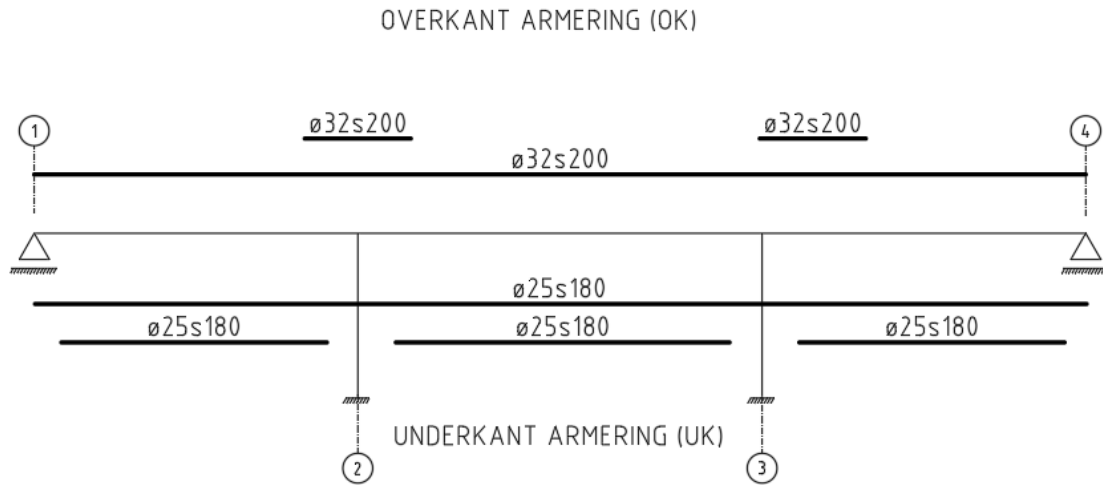
Figur 7-30, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 16

Tabell 7-44, Dimensjonerende verdier for skjærkraft - Modell 16

Tverrsnitt	x [m]	V _{Ed} [kN/m]	x _f [m]	V _{f,Ed} [kN/m]
Akse 1	0	-989	1	-526
Akse 2	12,8	-1325	13,8	-738
Akse 3	36	1326	35	739
Akse 4	52	905	51	494

7.2.4.3 Armering

7.2.4.3.1 Bøyearmering lengderetning

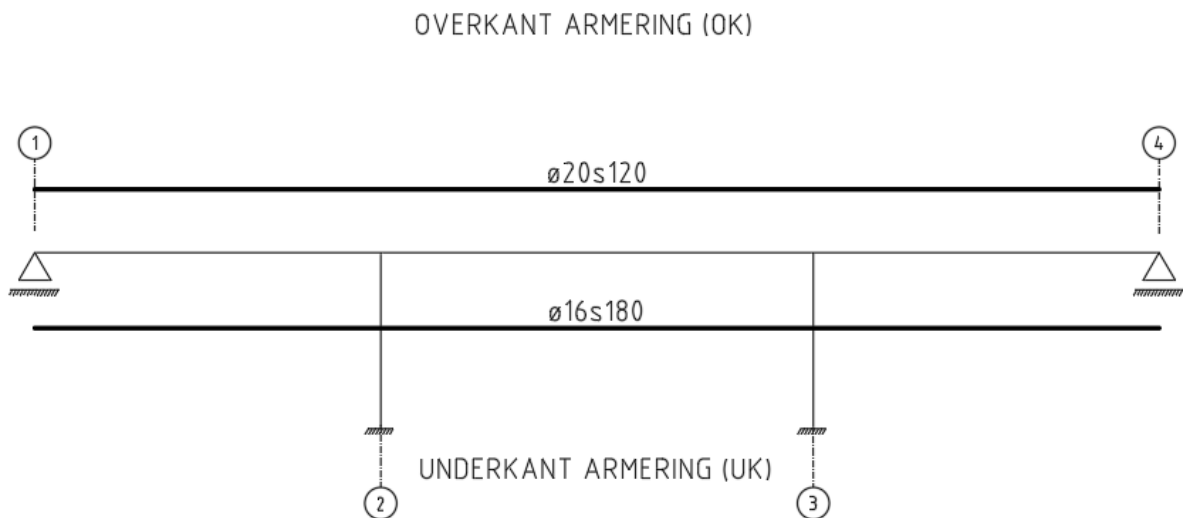


Figur 7-31, Langsgående bøyearmering - Modell 16

Tabell 7-45, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 16

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	4021	5454
Akse 2,3	8042	2727

7.2.4.3.2 Bøyearmering i tverretning

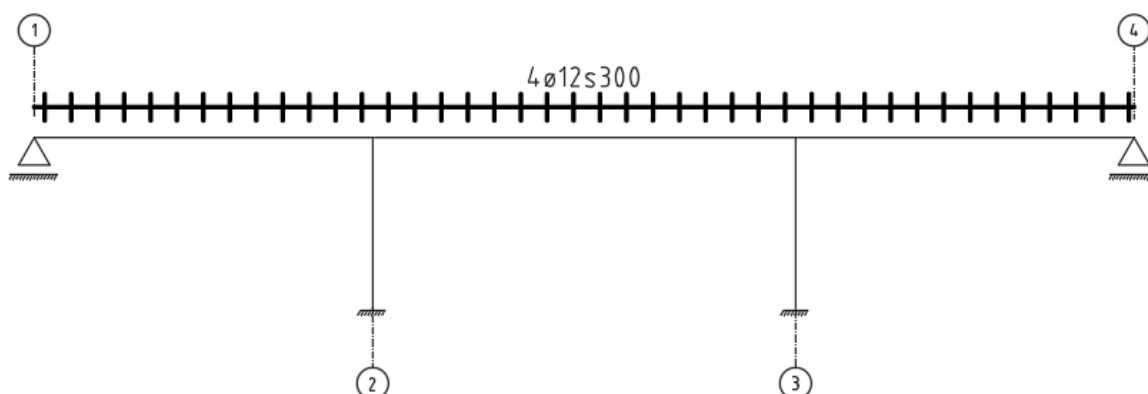


Figur 7-32, Tverrgående bøyearmering - Modell 16

Figur 7-33, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 16

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	2618	1117

7.2.4.3.3 Skjærarmering



Figur 7-34, Skjærarmering - Modell 16

Tabell 7-46, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 16

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm^2/m]
Alle	1508

7.2.4.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-47, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 16

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	$\phi 25s160$	75,8	5,6	421,1	1621,3
Bøyearmering	OK	$\phi 32s190$	50,0	5	250,0	1577,5
Tverrarmering	UK	$\phi 16s160$	231,1	-	231,1	365,2
Tverrarmering	OK	$\phi 20s120$	346,7	-	346,7	856,3
Skjærarmering	-	$4\phi 12s300$	416,0	-	416	366,1
TOTALT						4786,3

7.2.4.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.4.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og akse med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-48, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 16

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	662,5	3089	617,3
Akse 3	659,0	3056	588,3

Tabell 7-49, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 16

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-42	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	1241	1463	0,85	OK!
Akse 3	-1929	-2057	0,94	OK!

7.2.4.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-50, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 16

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	633	2820	610,3
Akse 2,3 Felt	642	2900	633,7

Tabell 7-51, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 16

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-43	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	-594	-694	0,86	OK!
Akse 2,3 UK	221	307	0,72	OK!

7.2.4.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-52, Skjærkapasitetsjekk - Modell 16

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-44	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	739	779	0,95	OK!

7.2.4.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-53, Kontroll av største rissvidde - Modell 16

Tverrsnitt	Største rissavstand, $s_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	405	6,53E-4	0,265	OK!
Akse 3	379	9,13E-4	0,345	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

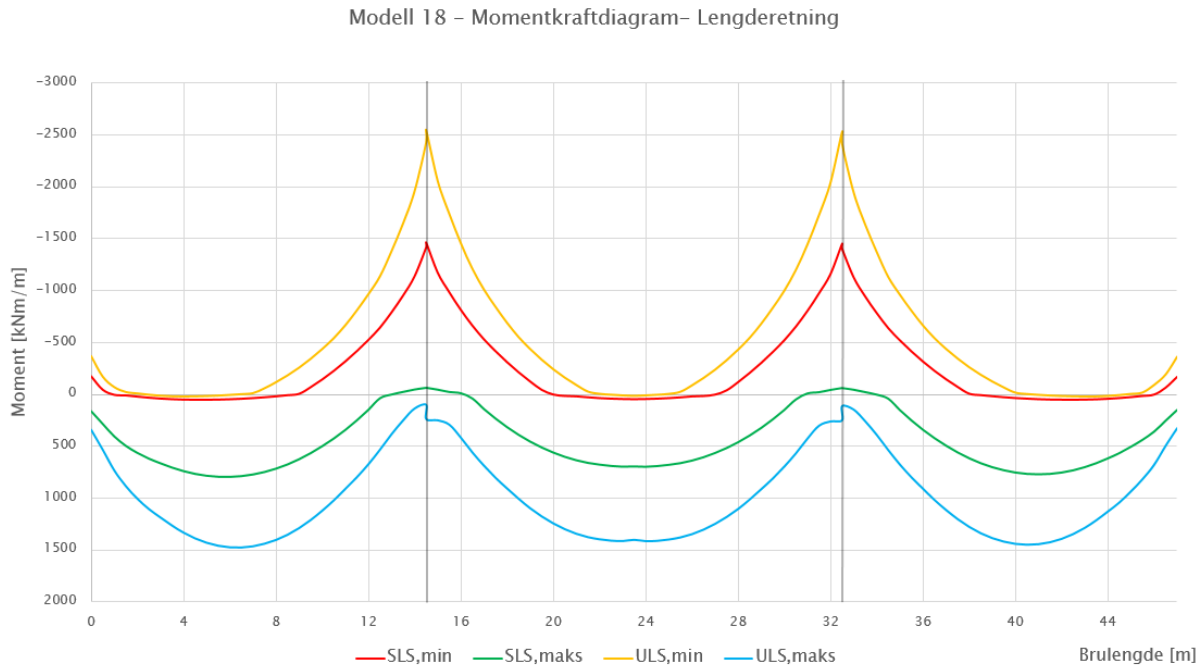
Tabell 7-54, Kontroll av nedbøying - Modell 16

Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	36,6	18,3	OK!
Felt 2	45,7	22,9	OK!
Felt 3	36,6	18,7	OK!

7.2.6 Modell 18 – Midtspenn 18 m – Høyde 800 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.5.

7.2.6.1 Momentkrefter

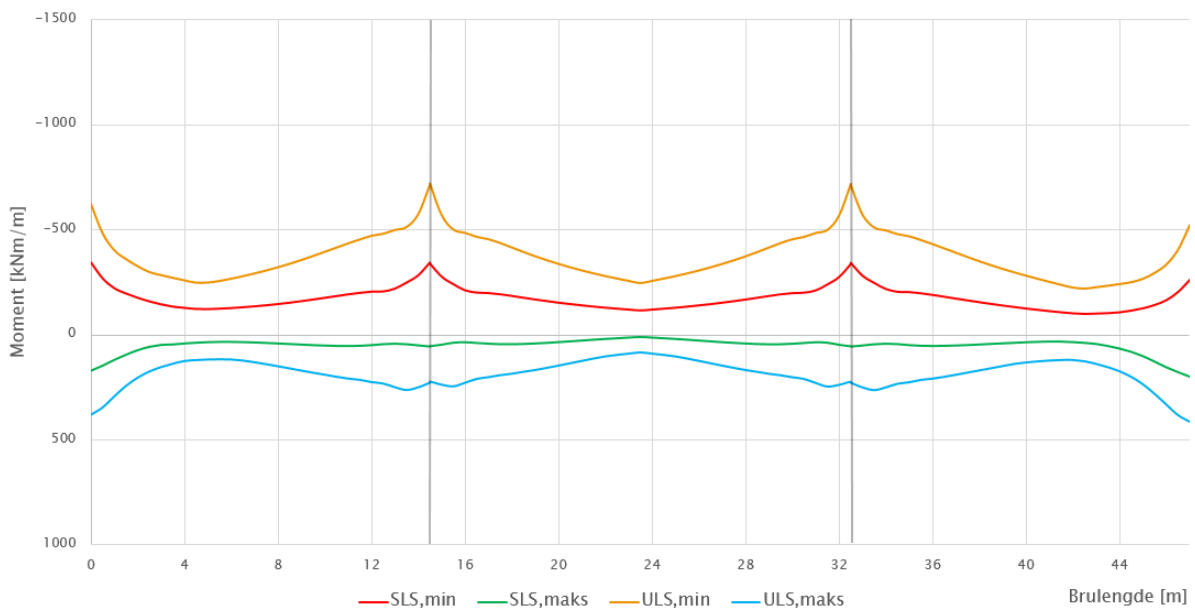


Figur 7-35, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 18

Tabell 7-55, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning – Modell 18

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	6,46	1478	-
Feltmoment 2	23,4	1404	-
Feltmoment 3	40,34	1451	-
Støttemoment Akse 2	14,4	-2541	-2250
Støttemoment Akse 3	32,4	-2527	-2236
Bruksgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	5,96	791	-
Feltmoment 2	23,4	691	-
Feltmoment 3	40,84	767	-
Støttemoment Akse 2	14,4	-1468	-1293
Støttemoment Akse 3	32,4	-1455	-1281
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed,Red} [kNm/m]
Feltmoment 1	5,96	792	-
Feltmoment 2	23,4	694	-
Feltmoment 3	40,84	768	-
Støttemoment Akse 2	14,4	-1803	-1598
Støttemoment Akse 3	32,4	-1791	-1586

Modell 18 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-36, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 18

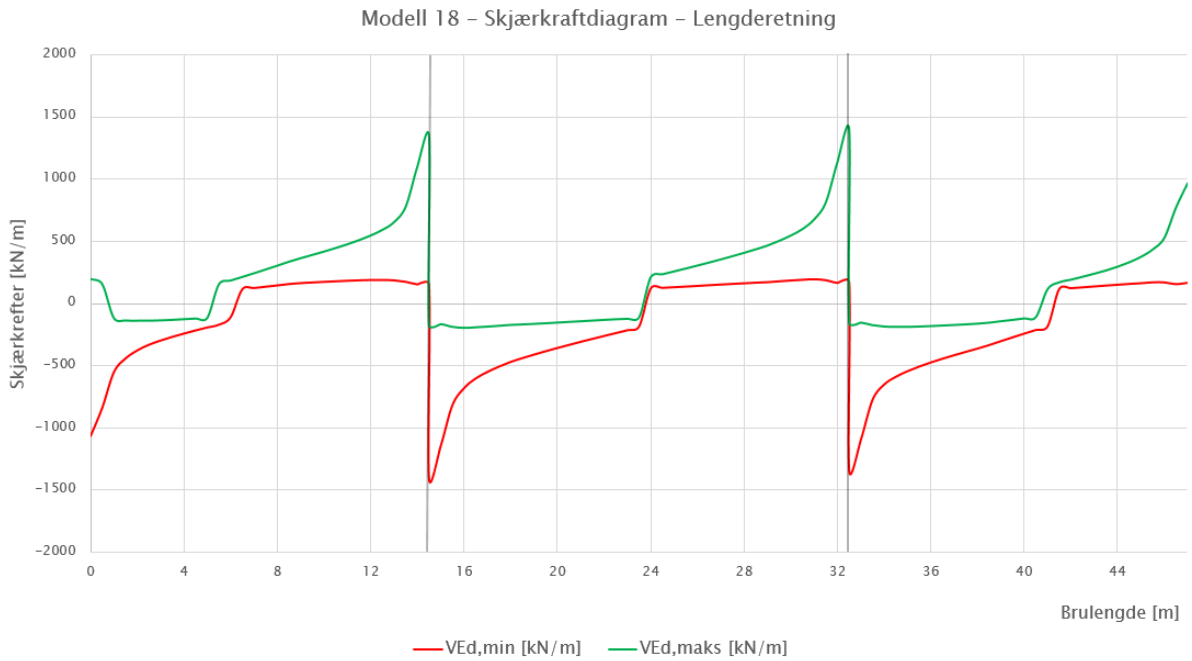
Tabell 7-56, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning – Modell 18

Bruddgrensetilstand (ULS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-624	-	382
Akse 2	14,4	-722	-631	227
Akse 3	32,4	-719	-629	228
Akse 4	46,8	-524	-	416
Bruksgrensetilstand (SLS)				
		Støttemoment		Feltmoment
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-344	-	170
Akse 2	14,4	-343	-307	55
Akse 3	34,4	-341	-305	55
Akse 4	46,8	-261	-	198

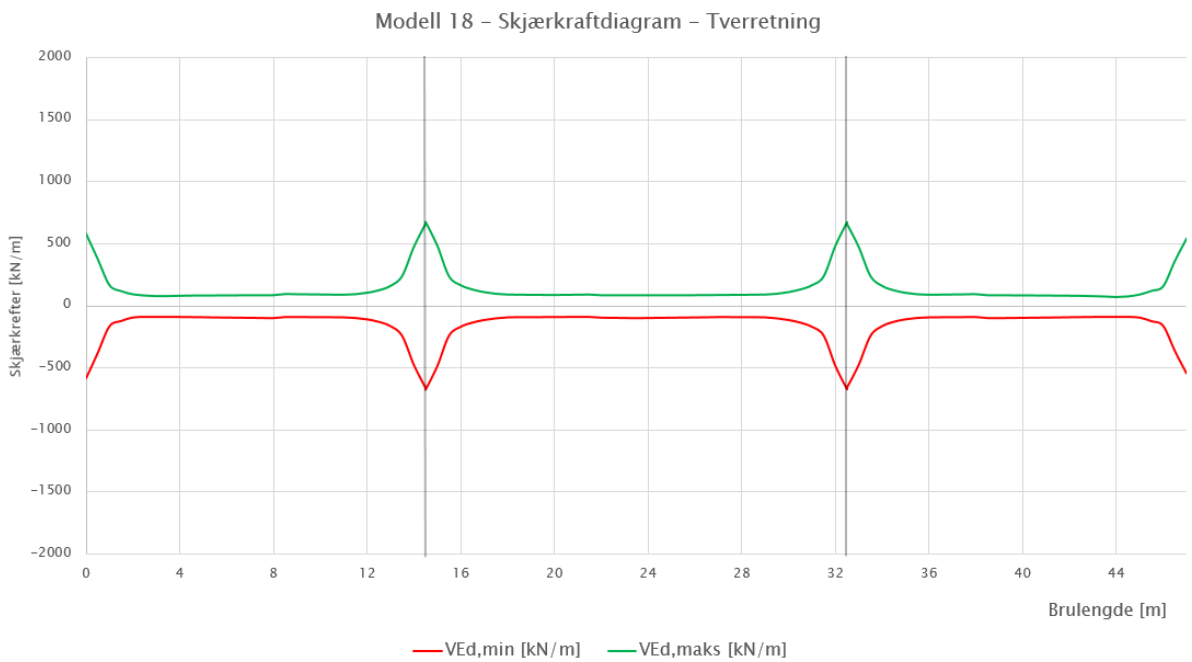
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 skal tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.6.2 Skjærkrefter



Figur 7-37, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 18



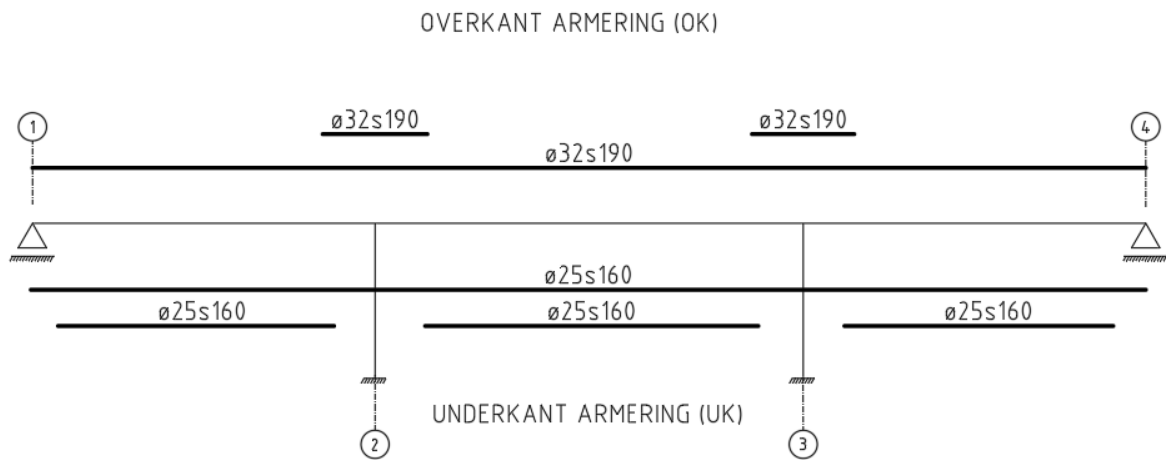
Figur 7-38, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 18

Tabell 7-57, Dimensjonerende verdier for skjærkraft – Modell 18

Tverrsnitt	x [m]	V _{Ed} [kN/m]	x _f [m]	V _{f,Ed} [kN/m]
Akse 1	0	-1064	1	-550
Akse 2	14,4	-1403	15,4	-816
Akse 3	32,4	1399	31,4	814
Akse 4	46,8	967	45,8	528

7.2.6.3 Armering

7.2.6.3.1 Bøyearmering lengderetning

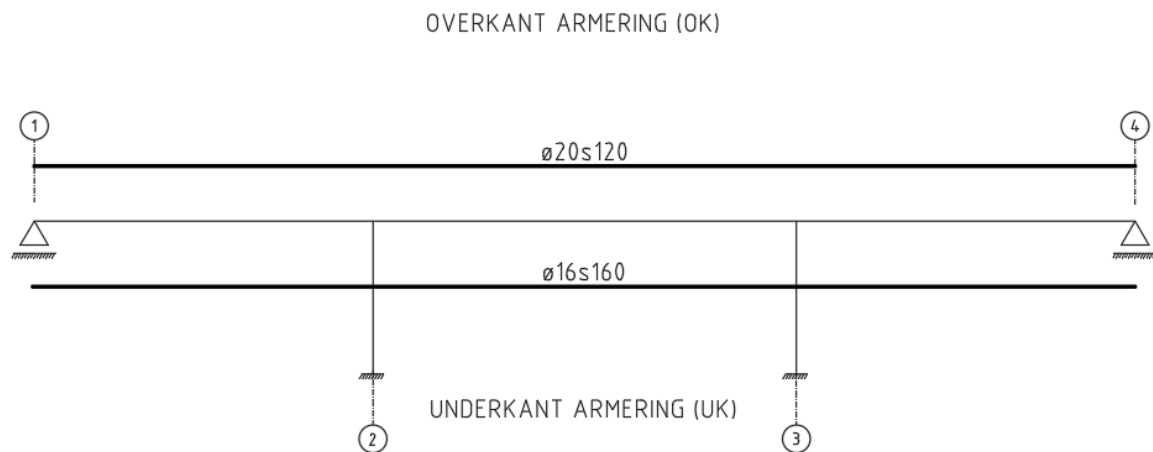


Figur 7-39, Langsgående bøyearmering - Modell 18

Tabell 7-58, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 18

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	4233	6136
Akse 2,3	8466	3068

7.2.6.3.2 Bøyearmering i tverretning

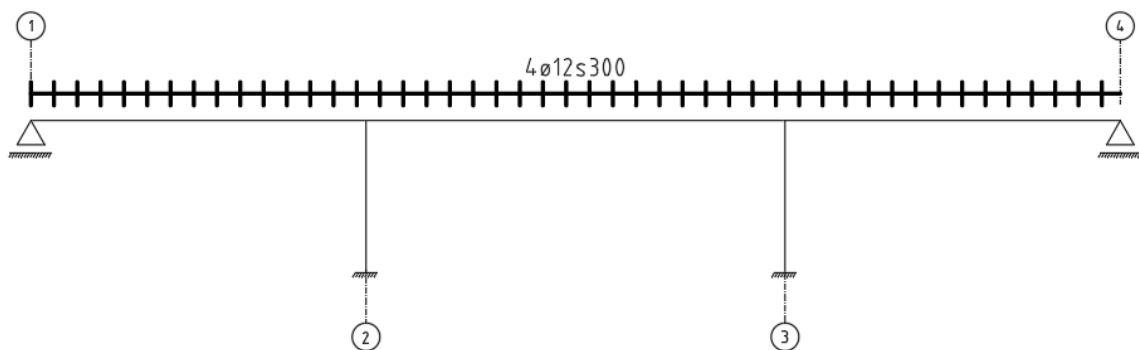


Figur 7-40, Tverrgående bøyearmering - Modell 18

Tabell 7-59, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 18

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	2618	1256

7.2.6.3.3 Skjærarmering



Figur 7-41, Skjærarmering - Modell 16

Tabell 7-60, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 18

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm ² /m]
Alle	1508

7.2.6.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-61, Total armeringsvekt for 1 meter stripe – Modell 18

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	ø25s160	83,7	6,25	523	2014,0
Bøyearmering	OK	ø32s190	55,2	5,26	291	1833,2
Tverrarmering	UK	ø16s160	293	-	293	462,2
Tverrarmering	OK	ø20s120	390	-	390	963,3
Skjærarmering	-	4ø12s300	500	-	500	439,3
TOTALT						5712

7.2.6.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.6.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og akse med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-62, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning – Modell 18

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 1	712,5	3572	662,4
Akse 2	709,0	3537	632,3

Tabell 7-63, Momentkapasitetsjekk i lengderetning – Modell 18

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-55	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 1	1478	1767	0,84	OK!
Akse 2	-2250	-2327	0,97	OK!

7.2.6.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-64, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning – Modell 18

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 2 Støtte	683	3283	660,7
Akse 3 Felt	692	3370	684,0

Tabell 7-65, Momentkapasitetsjekk i tverretning – Modell 18

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-56	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 2 OK	-631	-752	0,84	OK!
Akse 3 UK	228	373	0,61	OK!

7.2.6.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-66, Skjærkapasitetsjekk – Modell 18

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-57	Ligning (7.9)		
Akse 2	-816	-833	0,97	OK!

7.2.6.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-67, Kontroll av største rissvidde - Modell 18

Tverrsnitt	Største rissavstand, $S_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 1	396	6,98E-4	0,276	OK!
Akse 2	380	9,81E-4	0,373	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

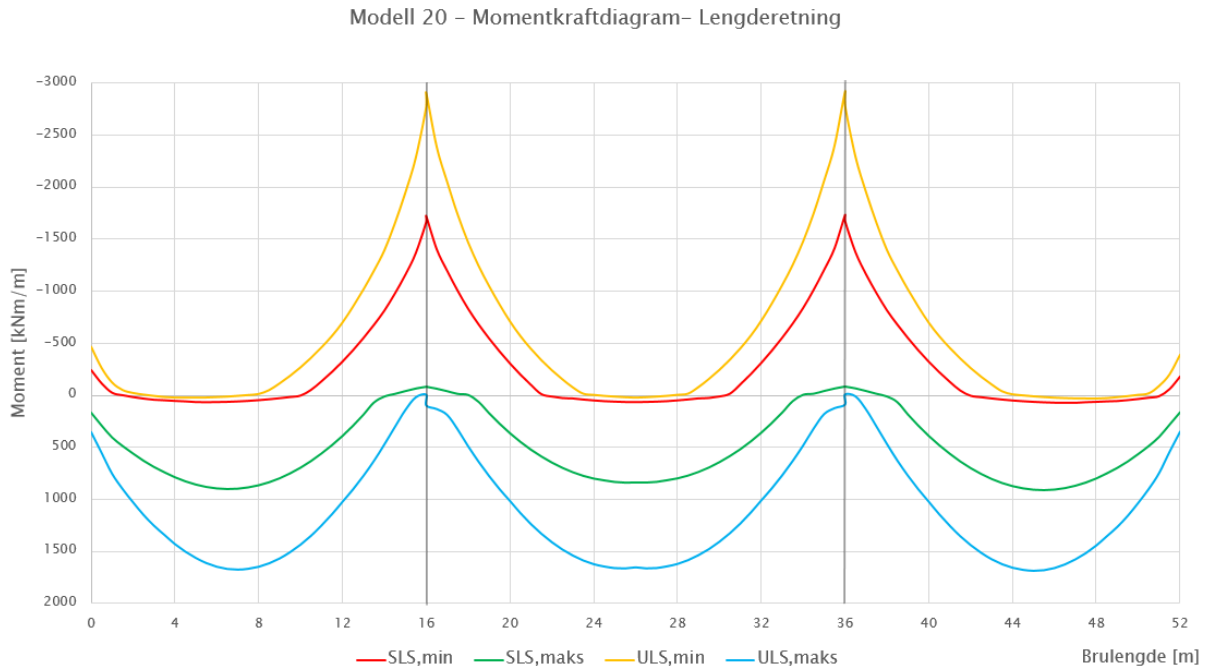
Tabell 7-68, Kontroll av nedbøying - Modell 18

Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	41,1	26,2	OK!
Felt 2	51,4	30,4	OK!
Felt 3	41,1	25,1	OK!

7.2.7 Modell 20 – Midtspenn 20 m – Høyde 850 mm

Detaljerte grafer fra Brigade og Concrete Designer Bridge er gitt i Vedlegg E.6.

7.2.7.1 Momentkrefter

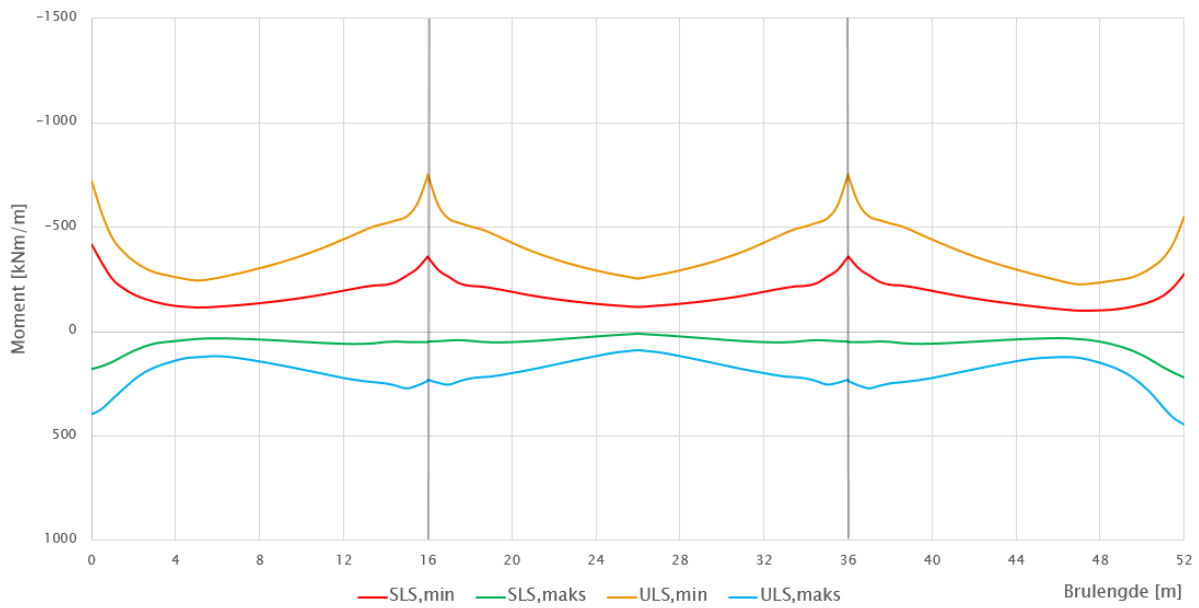


Figur 7-42, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 20

Tabell 7-69, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS, SLS og ALS i lengderetning – Modell 20

Bruddgrensetilstand (ULS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	7	1675	-
Feltmoment 2	26	1653	-
Feltmoment 3	45	1686	-
Støttemoment Akse 2	16	-2910	-2601
Støttemoment Akse 3	36	-2922	-2612
Bruksgrensetilstand (SLS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	6,5	906	-
Feltmoment 2	26	842	-
Feltmoment 3	45,5	917	-
Støttemoment Akse 2	16	-1723	-1534
Støttemoment Akse 3	36	-1733	-1543
Ulykkestilstand (ALS)			
Tverrsnitt	X [m]	M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]
Feltmoment 1	6,5	906	-
Feltmoment 2	26	845	-
Feltmoment 3	45,5	916	-
Støttemoment Akse 2	16	-2094	-1872
Støttemoment Akse 3	36	-2104	-1881

Modell 20 – Momentkraftdiagram – Tverretning



Figur 7-43, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 20

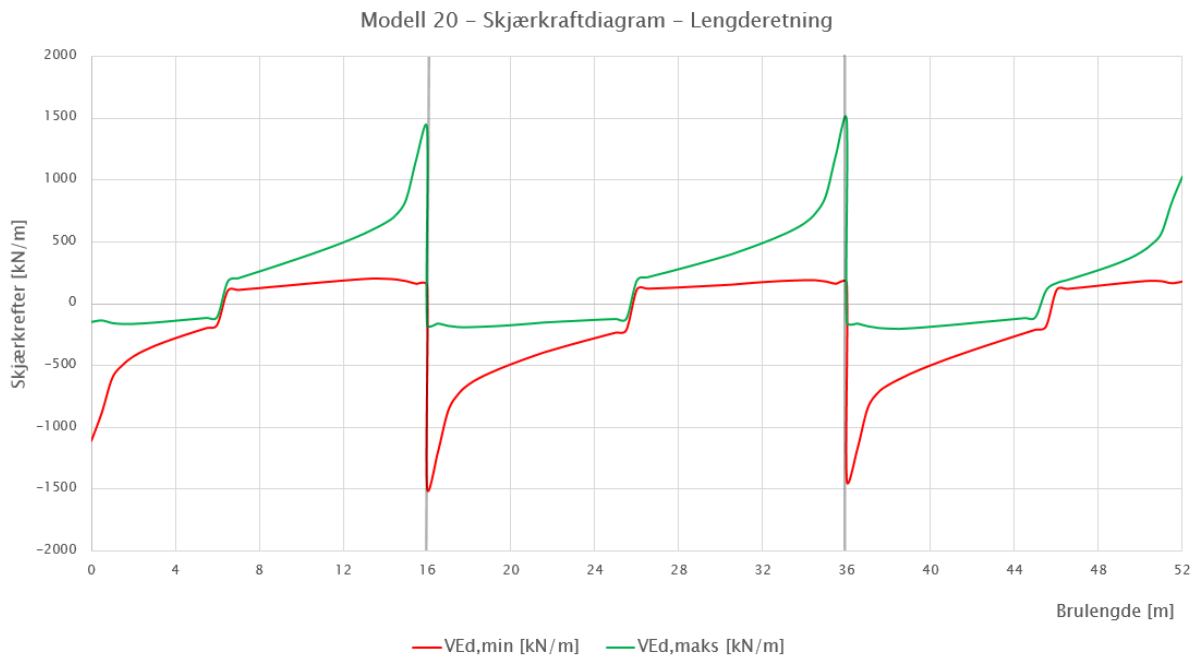
Tabell 7-70, Dimensjonerende verdier for moment ved ULS og SLS i tverretning – Modell 20

Bruddgrensetilstand (ULS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttmoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-726	-	395
Akse 2	16	-754	-665	235
Akse 3	36	-755	-666	235
Akse 4	52	-555	-	444
Bruksgrensetilstand (SLS)				
Tverrsnitt	X [m]	Støttmoment		Feltmoment
		M_{Ed} [kNm/m]	$M_{Ed,Red}$ [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]
Akse 1	0	-422	-	178
Akse 2	16	-362	-326	51
Akse 3	36	-362	-326	52
Akse 4	52	-279	-	218

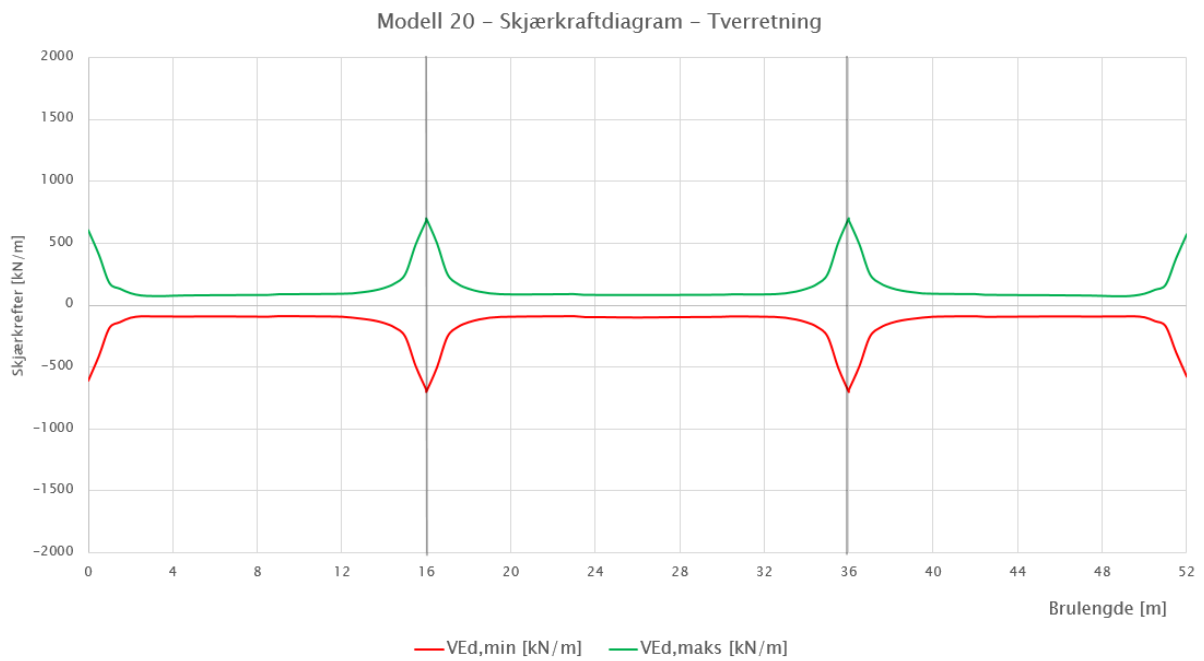
Informasjon angående tverrmomentene:

- Momentene i akse 1 og akse 4 skal tas opp av tverrbæreren.
- Redusert moment over akse 2 og akse 3 beregnes på lik måte som for langsgående moment etter ligning (7.1).

7.2.7.2 Skjærkrefter



Figur 7-44, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 20



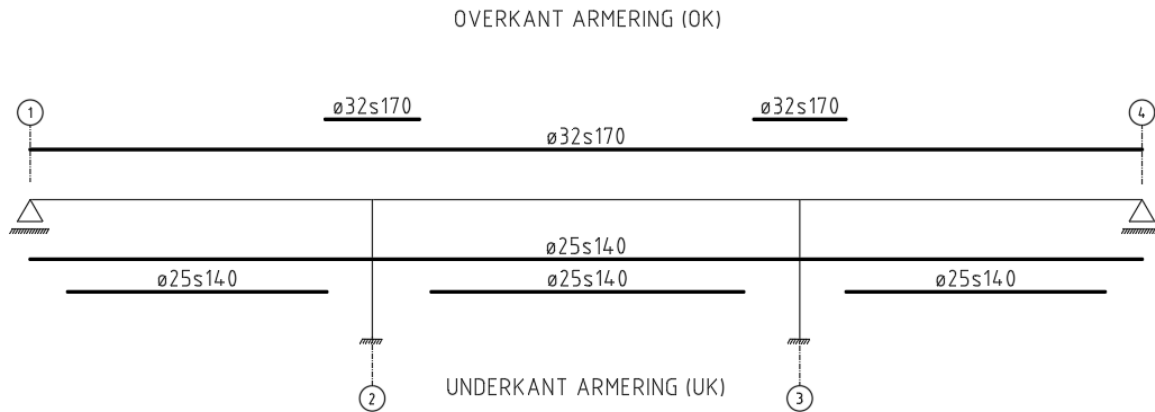
Figur 7-45, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 20

Tabell 7-71, Dimensjonerende verdier for skjærkraft – Modell 20

Tverrsnitt	x [m]	V_{Ed} [kN/m]	x_f [m]	$V_{f,Ed}$ [kN/m]
Akse 1	0	-1107	1	-575
Akse 2	16	-1480	17	-868
Akse 3	36	1481	35	868
Akse 4	52	1027	51	570

7.2.7.3 Armering

7.2.7.3.1 Bøyearmering lengderetning

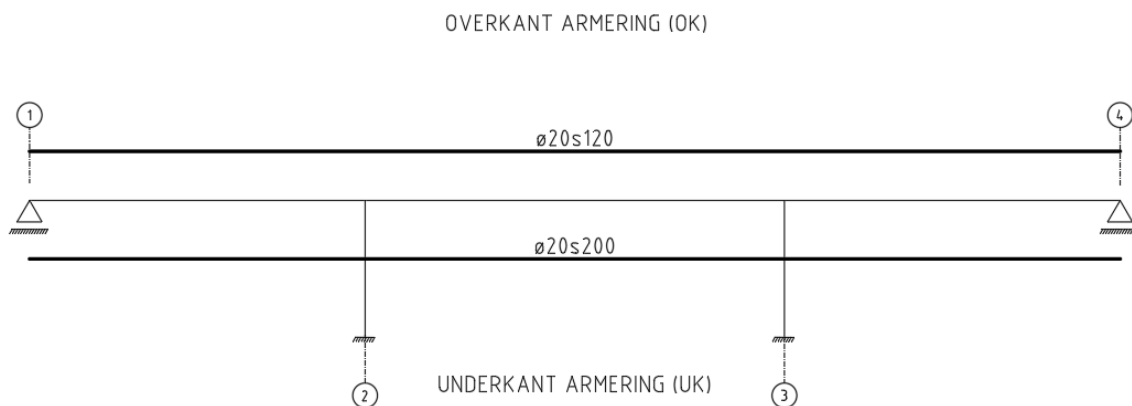


Figur 7-46, Langsgående bøyearmering - Modell 20

Tabell 7-72, Mengder per meter av langsgående bøyearmering i utvalgte snitt - Modell 20

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Felt 1,2,3	4730	7012
Akse 2,3	9461	3506

7.2.7.3.2 Bøyearmering tverretning

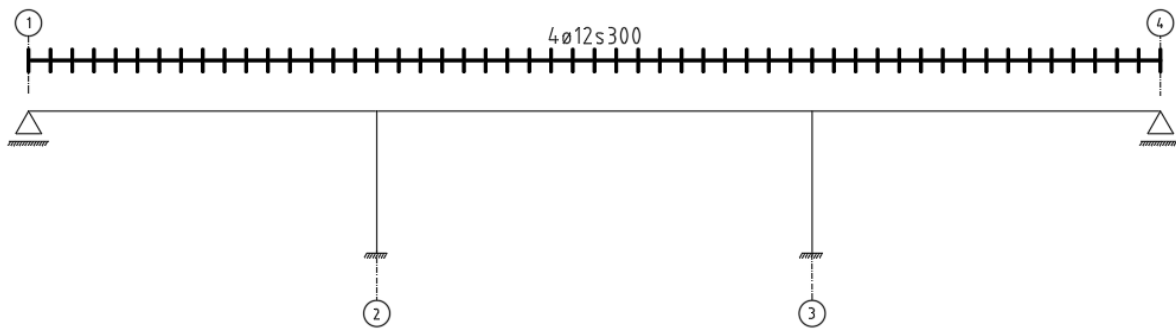


Figur 7-47, Tverrgående bøyearmering - Modell 20

Tabell 7-73, Mengder per meter av tverrgående bøyearmering - Modell 20

Tverrsnitt	OK armering [mm ² /m]	UK armering [mm ² /m]
Alle	2618	1570

7.2.7.3.3 Skjærarmering



Figur 7-48, Skjærarmering for modell 20

Tabell 7-74, Mengder per meter av skjærarmering - Modell 20

Tverrsnitt	Armeringsmengde [mm ² /m]
Alle	1508

7.2.7.3.4 Armeringsvekt

Vekten av armering beregnes i henhold til massene per meter i Tabell 3-3. Lengden på armeringen er beregnet etter Vedlegg D.1.

Tabell 7-75, Total armeringsvekt for 1 meter stripe - Modell 20

		Armering	Armerings- lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	ø25s140	90,7	7,14	648	2494,3
Bøyearmering	OK	ø32s170	60,5	5,88	356	2245,6
Tverrarmering	UK	ø20s200	260	-	260	642,2
Tverrarmering	OK	ø20s120	434	-	434	1070,3
Skjærarmering	-	4ø12s300	590	-	590	518,6
TOTALT						6971

7.2.7.4 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

7.2.7.4.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og akse med største dimensjonerende moment.

Tabell 7-76, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 20

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	762,5	4091	709,1
Akse 3	759,0	4054	675,9

Tabell 7-77, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 20

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-69	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	1686	2161	0,78	OK!
Akse 3	-2612	-2780	0,94	OK!

7.2.7.4.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 7-78, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 20

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	733,0	3781	711,1
Akse 3 Felt	740,0	3854	732,3

Tabell 7-79, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 20

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-70	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	-666	-809	0,82	OK!
Akse 3 UK	235	499	0,47	OK!

7.2.7.4.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene.

Tabell 7-80, Skjærkapasitetsjekk - Modell 20

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Tabell 7-71	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	868	896	0,97	OK!

7.2.7.5 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 7-81, Kontroll av største rissvidde - Modell 20

Tverrsnitt	Største rissavstand, $s_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	385	6,69E-4	0,257	OK!
Akse 3	373	9,91E-4	0,369	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

Tabell 7-82, Kontroll av nedbøying - Modell 20

Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	45,7	31,5	OK!
Felt 2	57,1	40,1	OK!
Felt 3	45,7	32,0	OK!

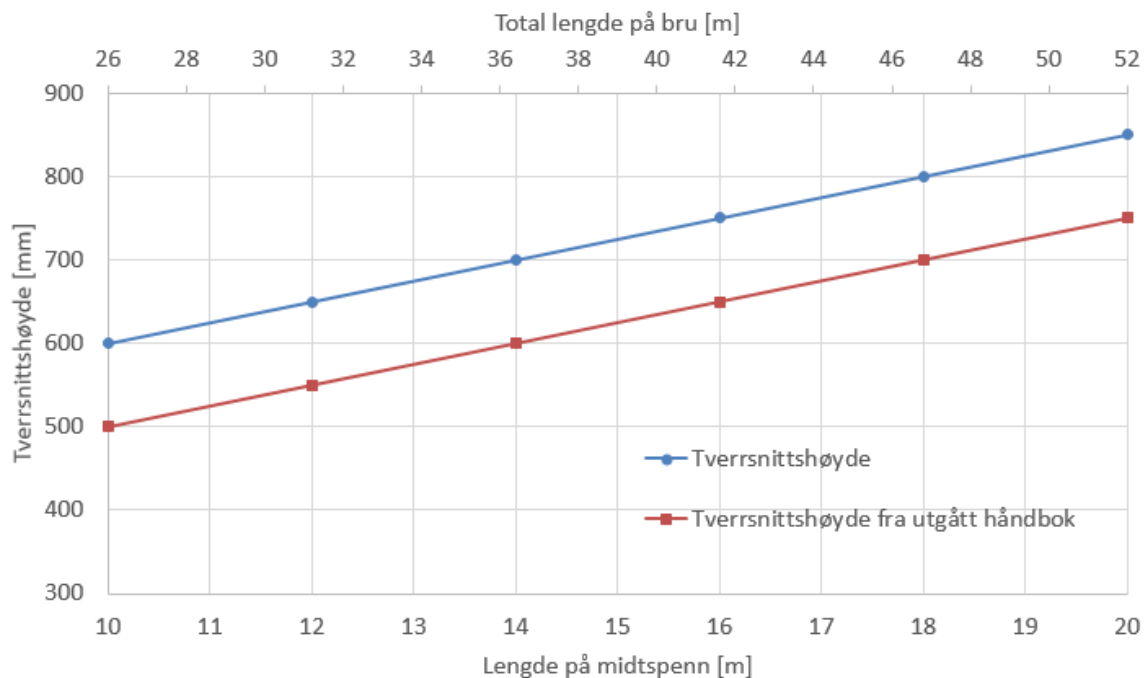
8 Oppsummering og diskusjon av resultater

8.1 Generelt

Resultatene fra kapittel 7 sammenlignes i dette kapittelet for å se på sammenhenger mellom spennlengder og dimensjonering. Basert på sammenligningene skal det utarbeide en prosedyre for dimensjonering av bruer ved hjelp av grafer.

Som utgangspunkt i alle modellene er bruene basert på et sidespenns-forhold på 0,8. Dette innebærer at lengden på sidespennene er 80 % av midtspennet. Normalt vil man velge et forhold på mellom 0,6-0,8, men ved lavere forhold kan det være risiko for oppløft av lagrene. Andre forhold er ikke vurdert i denne oppgaven.

I Figur 8-1 vises valg av tverrsnittshøyder basert på lengden på midtspennet og total brulengde. Den viser også en sammenligning av tverrsnittshøyden brukt i den utgåtte håndboken 100-4 fra Statens vegvesen. Det ble valgt å bruke 100 mm ekstra høyde for å ta hensyn til strengere krav i nåværende regelverk.



Figur 8-1, Tverrsnittshøyder etter lengde på midtspenn eller total lengde bru

Videre i kapitlet vises dimensjonerte armeringsmengder A_s etter lengden på midtspennet. For å vurdere optimalisering inkluderes utnyttelsesfaktorene fra kapittel 7 etter ligning (8.1) og en teoretisk optimalisert armeringsmengde etter ligning (8.2).

$$Utnyttelsesfaktor = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \quad (8.1)$$

$$Optimalisert = A_s \cdot Utnyttelsefaktor \quad (8.2)$$

8.2 Diskusjon av dimensjoneringen

8.2.1 Dimensjonering av bøyearmering i lengderetning

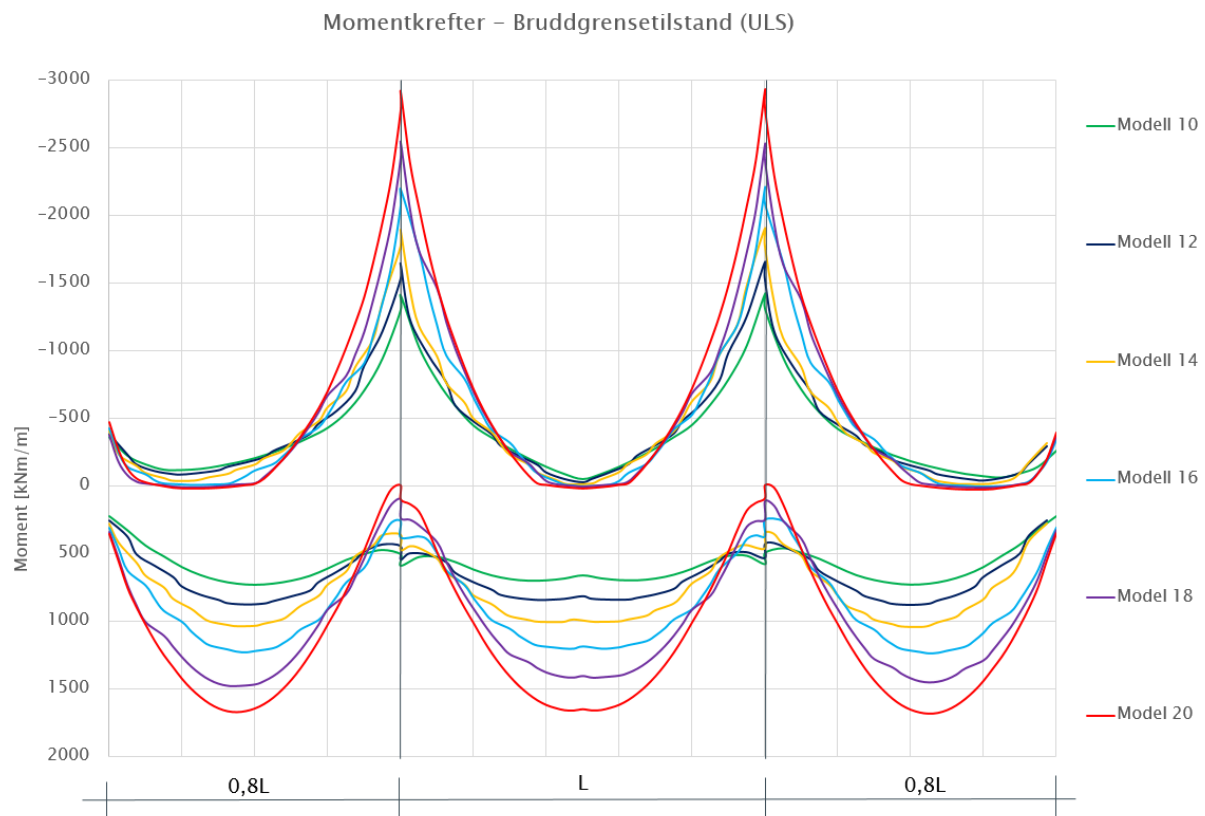
8.2.1.1 Generelt

For plater i betong blir ofte bruksgrensetilstandene for nedbøyning og rissvidde dimensjonerende for armering og platetykkelse. Det medfører at trykksonen har en overkapasitet og tverrsnittet betegnes som delvis utnyttet. [8]

For modellene i denne oppgaven er det kun Modell 20 som begrenses av krav til rissvidde. Resten av modellene begrenses av brudd som følge av støttemomentet over søylene. Dette kan indikere at valgt platetykkelse ikke nødvendigvis er optimalisert for alle modellene og at tverrsnittshøyden kan reduseres ytterligere ved mindre spenn og ikke lineært slik det er gjort i denne oppgaven.

8.2.1.2 Sammenligning og vurdering av momentene i lengderetning

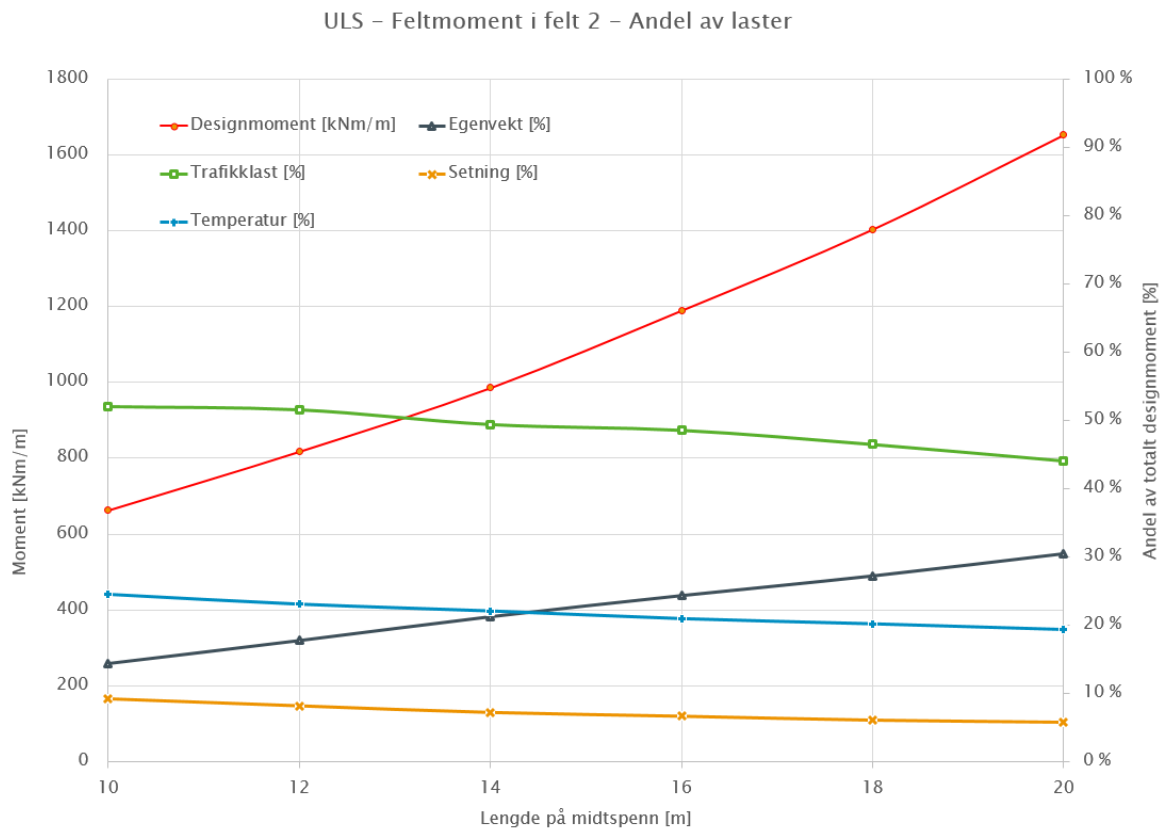
I Figur 8-2 sammenlignes momentene for de ulike modellene opp mot hverandre for å se på eventuelle trender.



Figur 8-2, Sammenligning av momentkrefter i lengderetning

I sammenligningen av momentene er trenden at momentene øker mer ved lengre spenn og følger en mer eksponentiell kurve. Dette kan tyde på at egenvekten har større innflytelse ved lengre spenn ved at høyden øker lineært.

To tverrsnitt vurderes nærmere for å se hvilke laster som har størst innflytelse på det totale momentet. Tverrsnittene vurdert gir henholdsvis størst feltmoment i felt 2 og størst støttemoment over akse 3. Feltmomentet i felt 2 er vist i Figur 8-3 og støttemomentet over akse 3 er vist i Figur 8-4.



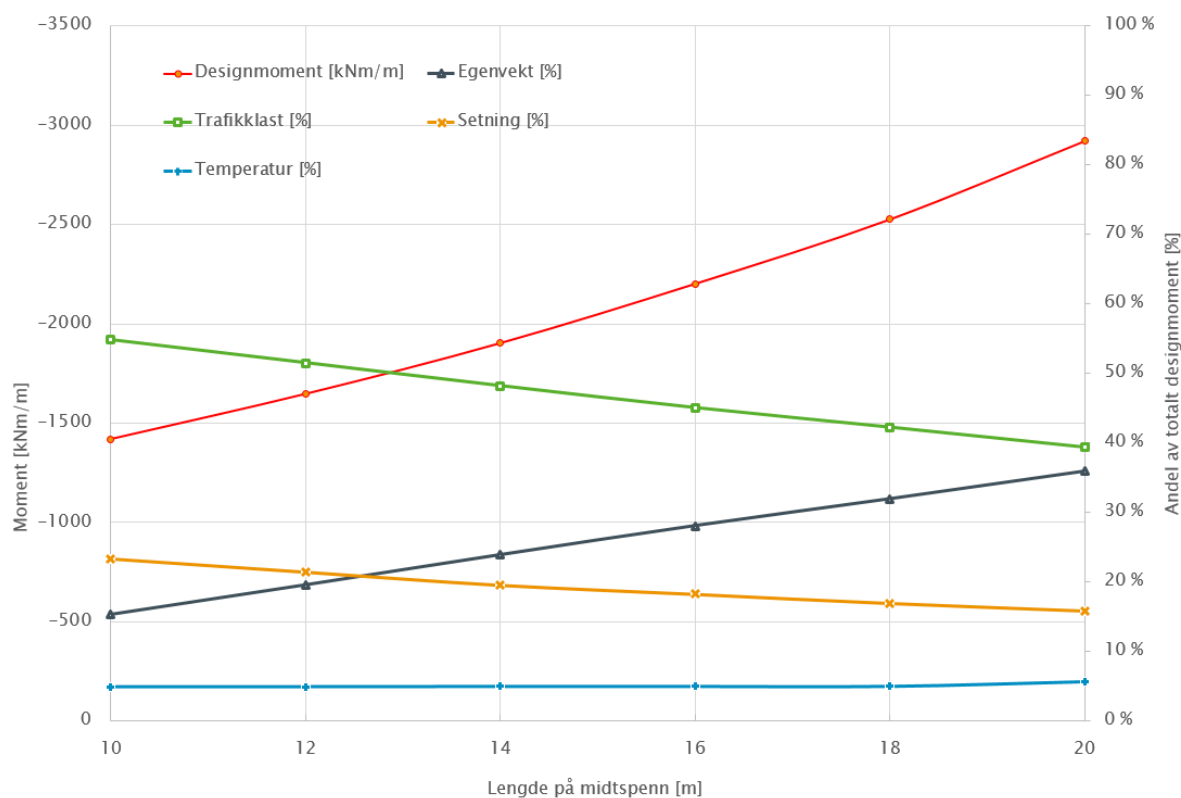
Figur 8-3, Andel av momentkrefter for de ulike lastene for feltmomentet i felt 2.

For feltmomentet har trafikklastene, her ved lastmodell 1, størst innflytelse på det totale momentet. Det vil da si at den største andelen av momentkrefter som påvirker bruene er uavhengig av høyden på tverrsnittet og vil baseres på lengden og bredden av brua.

Andelen moment fra egenvekt øker lineært med spennlengden, som er forventet da høyden på tverrsnittet også øker lineært.

Temperaturlastene gir også et nokså stort bidrag til momentkreftene i feltet, men er avtagende ved lengre spenn. Temperaturlastene er forbundet med geografisk lokasjon sammen med tverrsnittareal og lengde. I modellen er det valgt høyeste temperaturverdier for region vest. Dette momentet vil derfor variere ut i fra hvor i regionen bruen bygges.

ULS – Støttemoment over akse 3 – Andel av laster



Figur 8-4, Andel av momentkrefter for de ulike lastene for støttemomentet over akse 3.

For støttemomentet er det omtrent samme inndeling som for feltmomentet. Trafikklasten er dominerende, spesielt for mindre spennlengder. Ved lengre spennlengder blir egenvekten mer dominerende og dermed synker andelen fra andre laster tilsvarende. Ved 20 m spennlengde bidrar trafikklast og egenvekt med tilnærmet lik andel og står for rundt 80 % av det totale momentet.

Setningene, her i form av differansesetning mellom aksene, gir større utslag på støttemomentet enn feltmomentet.

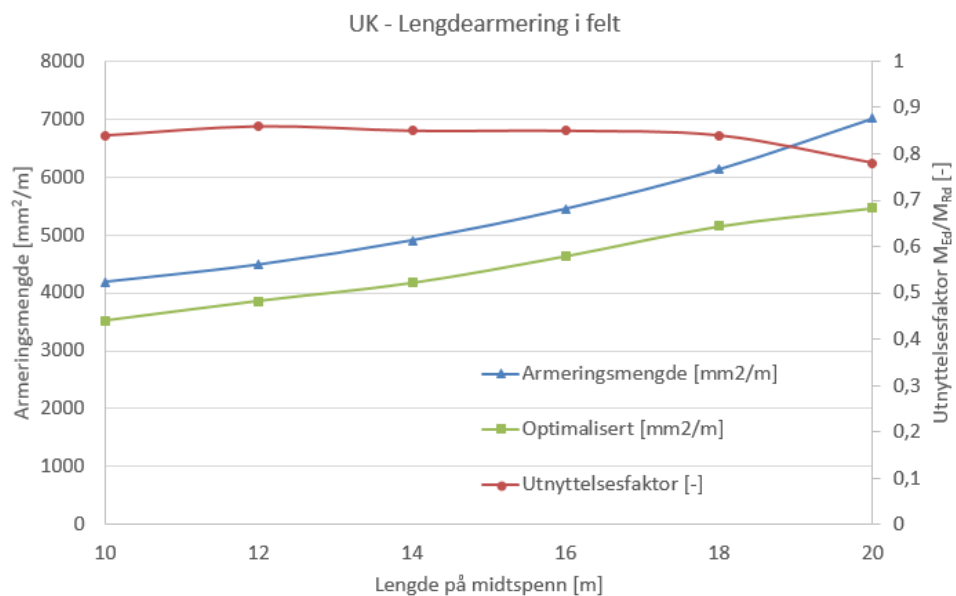
Temperaturlastene forblir nokså lave i forhold til det totale momentet over støtten. Disse er også noe lavere enn lastene fra temperatur i felt, som skyldes at støttemomentet påvirkes av minusgrader mens feltmomentet påvirkes av plussgrader.

Trenden for både felt- og støttemomentet er at egenvekten blir mer dominerende ved lengre spenn. Dette skyldes nok delvis en økning av tverrsnittshøyden, spesielt for feltmomentet.

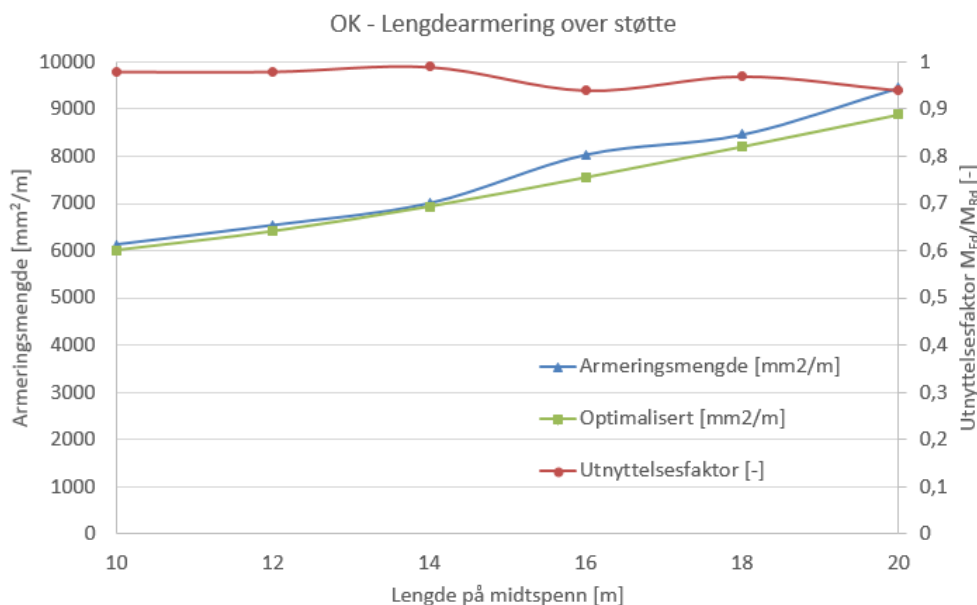
8.2.1.3 Vurdering av armeringsmengder i UK felt og OK støtte

Armeringsmengdene funnet i kapittel 7 vurderes opp mot utnyttelsesfaktorer for de ulike spennene. I dimensjoneringen er det tatt utgangspunkt i buntet armering med 2 armeringsstål av samme diameter for UK i felt og OK over støtter.

Figur 8-5 og Figur 8-6 tar for seg armeringen i UK felt og OK over støtter. Det ses på eventuelle trender og en optimalisert armeringsmengde basert på utnyttelsesfaktoren.



Figur 8-5, Armeringsmengde i UK felt, inkludert utnyttelsesfaktor og optimalisert armeringsmengde.



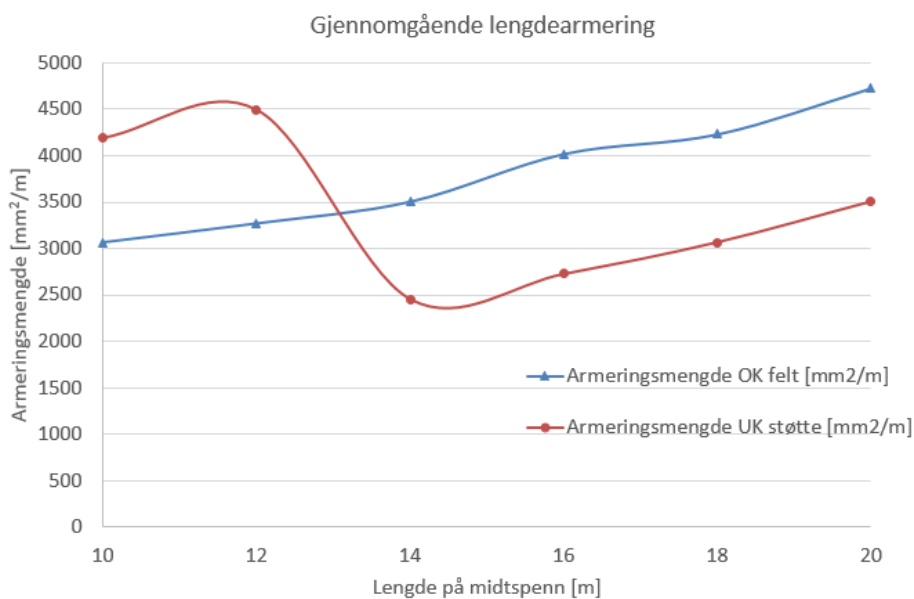
Figur 8-6, Armeringsmengde i OK over støtte, inkludert utnyttelsesfaktor og optimalisert armeringsmengde

Både armeringsmengdene i UK felt og OK støtte har en relativ høy utnyttelsesfaktor og ikke så enkelt å optimalisere ytterligere ved å kun endre armeringsmengde. Armeringen i OK støtte for modell 20 er den eneste som begrenses av rissvidden. Ved å redusere mengden armering risikereres det å overstige kravet til rissvidder for flere spennlengder. Det er da fornuftig å følge armeringsmengden fått fra dimensjoneringen i kapittel 7.

Begge figurene over har en noe eksponentiell kurve som kan ses i sammenheng med momentene i lengderetning vist i Figur 8-2, der momentet øker mer ved lengre spennvidder.

8.2.1.4 Gjennomgående armering i OK felt og UK støtte

Det er som en forenkling valgt å ha en gjennomgående armeringsmengde i både OK og UK tilsvarende 1 stang fra den buntede armeringen. Dette gir en meget lav utnyttelsesfaktor for OK i felt og UK over støtter, men forenkler konstruksjonsfasen betraktelig ved å unngå mange forskjellige kamstørrelser og ulike senteravstander.



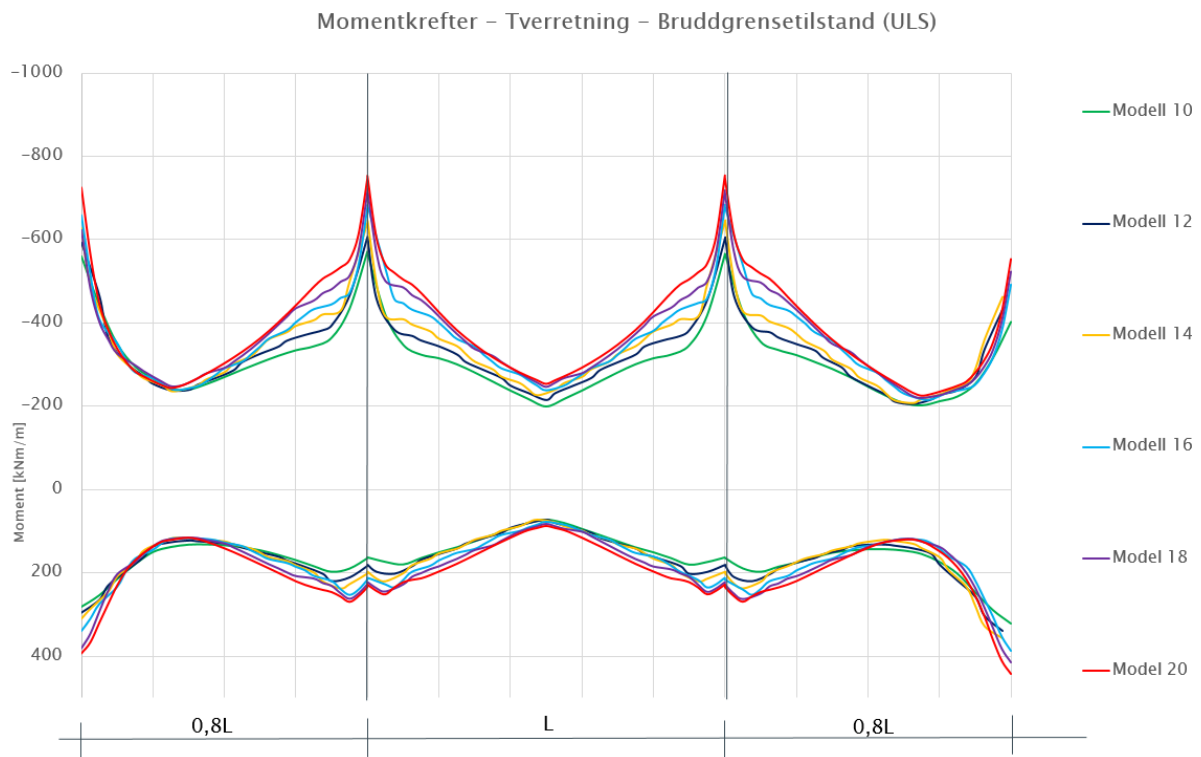
Figur 8-7, Gjennomgående lengdearmering i OK og UK

Figur 8-7 viser gjennomgående lengdearmering i OK og UK for ulike spennlengder. På grunn av krav til forankringslengder blir lengdearmeringen i UK støtte lik UK felt for midtspennlengde 10 og 12. Dette vil si at armeringsbunten legges gjennomgående i UK ved mindre spennlengder.

8.2.2 Dimensjonering av bøyearmering i tverretning

8.2.2.1 Sammenligning og vurdering av momentene i tverretning

Momentene i tverretning er størst om aksene. Tverrbæreren, som ikke er vurdert i denne oppgaven, vil ta opp kreftene i akse 1 og 4. Ved dimensjonering og valg av armering i resten av platen tas det dermed ikke hensyn til momentene i akse 1 og 4.



Figur 8-8, Sammenligning av momentkrefter i tverretning

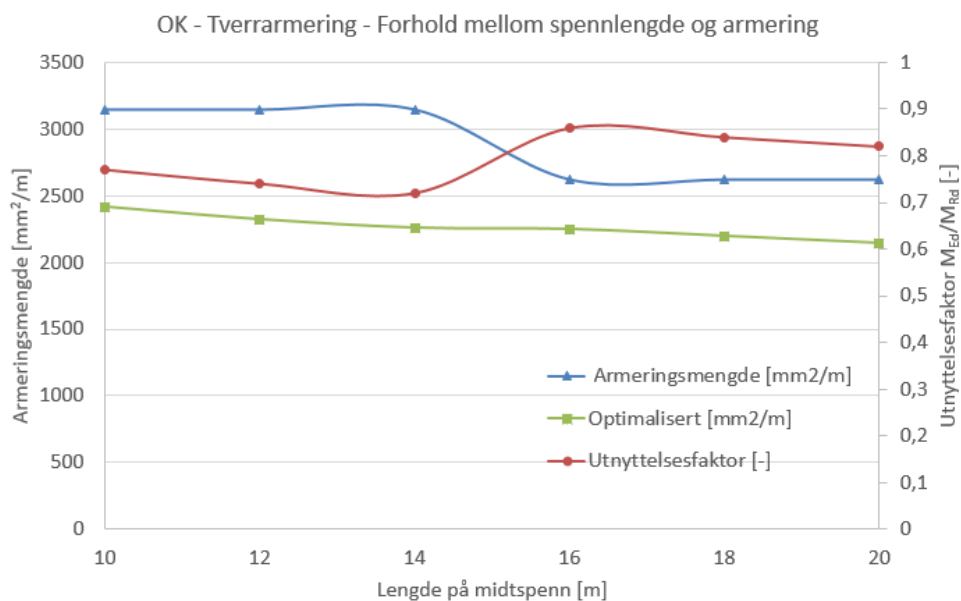
Momentene ved ULS, som vist i Figur 8-8, varierer lite når spennlengder og tverrsnittshøyden endres.

Ved å studere akse 3 har Modell 10 og 20 et respektivt støttemoment på -567 kNm/m og -755 kNm. Arealet på tverrsnittene reduseres fra 6,825 m² til 4,95 m². Dette gir en 25 % momentreduksjon og 27 % reduksjon av tverrsnittet fra Modell 20 til Modell 10.

Dette kan indikere at momentkreftene i tverretning er mer påvirket av høyden på tverrsnittet enn lengden på spennene.

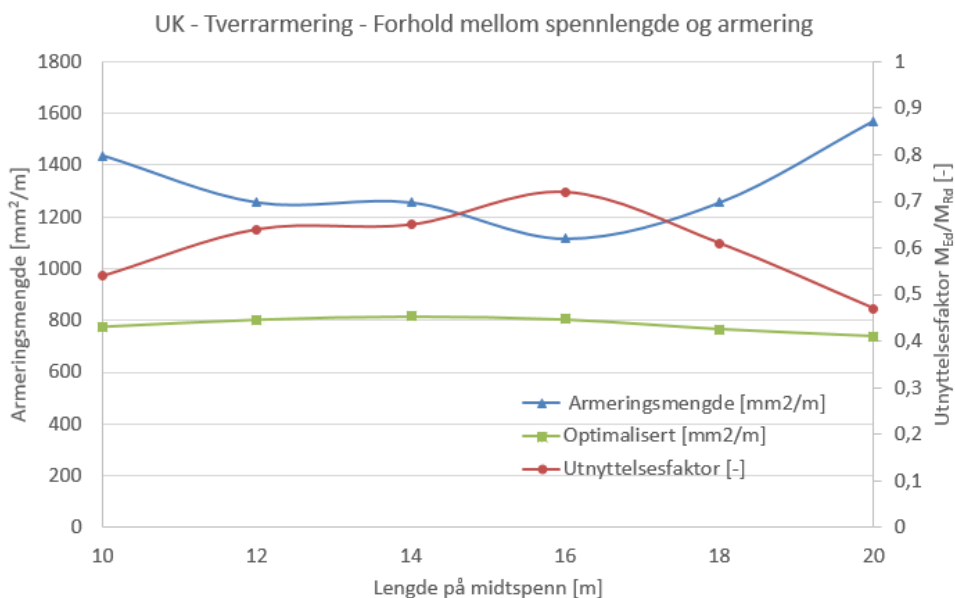
8.2.2.2 Vurdering av armeringsmengder i tverretning

I Figur 8-9 og Figur 8-10 nedenfor sammenlignes valgt armering med tilhørende utnyttelsesfaktor for tverrarmring i overkant(OK) og underkant(UK). Dimensjonerende tverrmomenter er tatt fra akse 2 og 3. I figurene er det også vist en optimalisert armeringsmengde for sammenligning.



Figur 8-9, Forhold mellom armeringsmengde inkludert utnyttelsesfaktor og spennlengder for OK tverrarmering.

Ved å se på det optimaliserte armeringsbehovet fra Figur 8-9 vises en tydelig lineær kurve der armeringsbehovet gradvis reduseres ved større spennlengder. Dette kan skyldes at økningen i høyde på tverrsnittet gir en økt effektiv dybde d . Den effektive dybden bidrar til en større økning i momentkapasitet enn tilsvarende økning av momentkrefter som følge av laster.



Figur 8-10, Forhold mellom armeringsmengde inkludert utnyttelsesfaktor og spennlengder for UK tverrarmering.

Det optimaliserte armeringsbehovet i Figur 8-10 er ganske jevnt der armeringsbehovet for Modell 10 og 18 er tilnærmet likt.

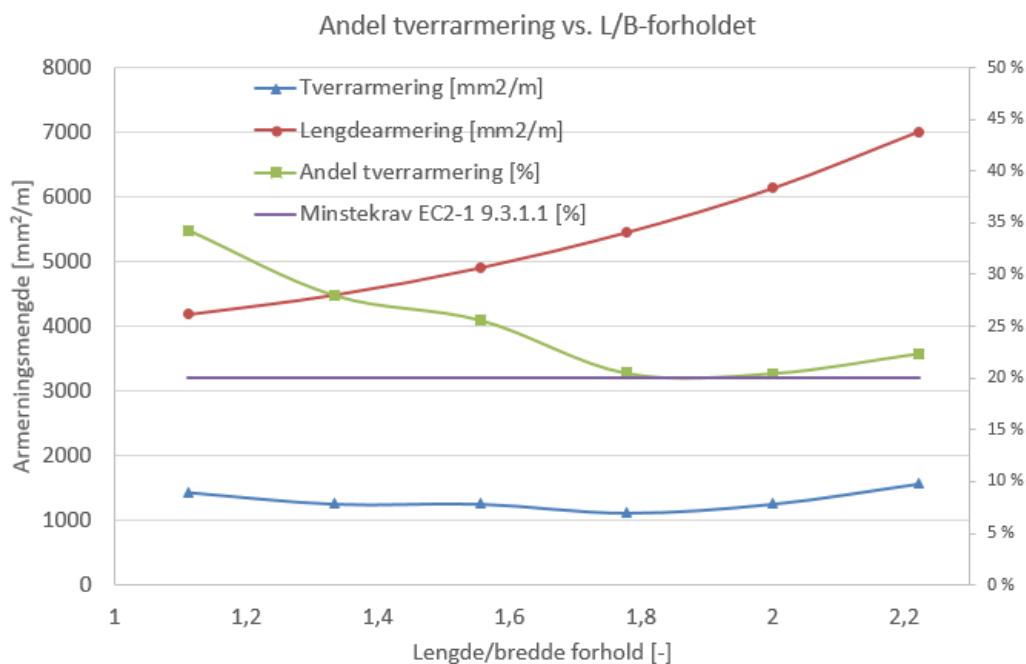
Tverrarmeringen i platebruene viser en lineær tilknytning til høyden på tverrsnittet og lengden på spennet. Høyden bestemmer kapasitet mens lengden antas å ha innvirkning på momentkreftene. Ved kortere spenn vil bruplatten oppføre seg nærmere en toveisplate. I en toveisplate øker andelen tverrmoment som gir økt armeringsbehov.

Dette tilsier at andelen momentkapasitet øker mens andelen momentkrefter reduseres ved økte spennlengder og tverrsnittshøyder. Det er vanskelig å avgjøre hvilke forhold som er mest fremtredende ut ifra disse resultatene, men det ser ut som valgt høyde etter spennlengde er godt balansert av hensyn til tverrmomentene.

8.2.2.3 Sammenligning av Bredde/Lengde

Forholdet mellom bredde og lengde kan brukes for å vurdere andel tverrarmering. Minstekravet for armering i enveis plater er gitt i punkt 9.3.1.1(2) i EC2-1:

«Det legges en fordelingsarmering i tverretning som ikke utgjør mindre enn 20 % av hovedarmeringen i enveis plater.»

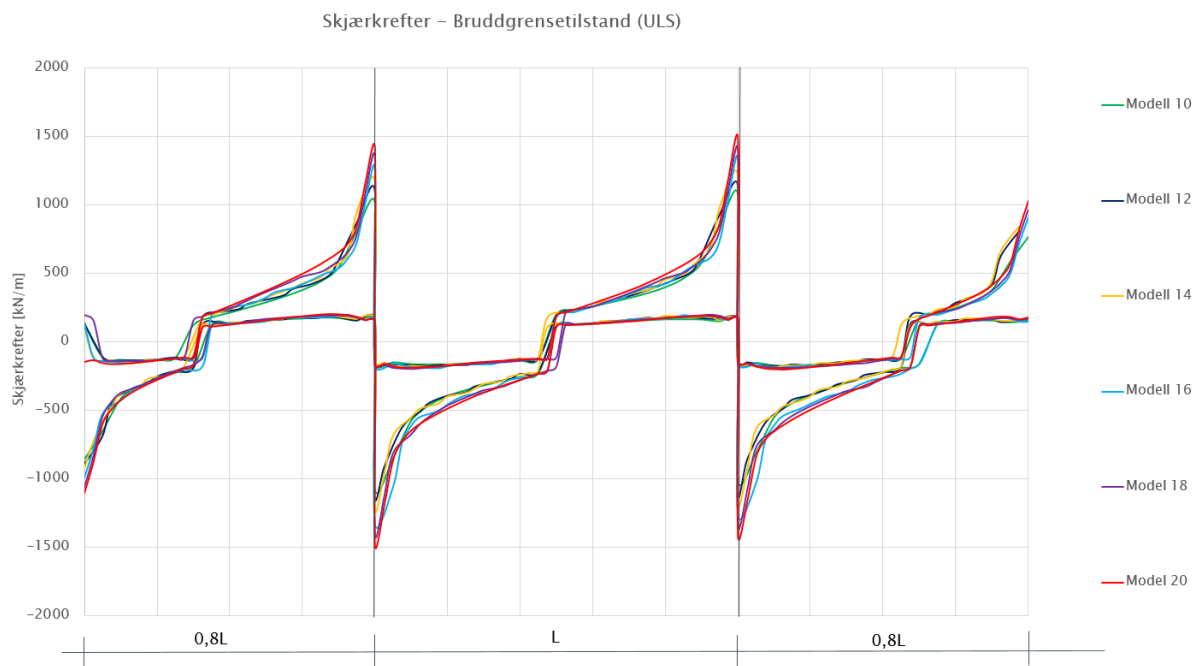


Figur 8-11, Sammenligning av lengde/bredde forholdet og andel tverrarmering

Figur 8-11 illustrerer at når l/b forholdet er 1,8 eller større, er 20 % en meget god tilnærming for nødvendig tverrarmering i UK felt. Ved lavere l/b forhold opptrer platen mer toveis slik at det er vanskelig å vurdere tverrarmering som en andel av lengdearmeringen.

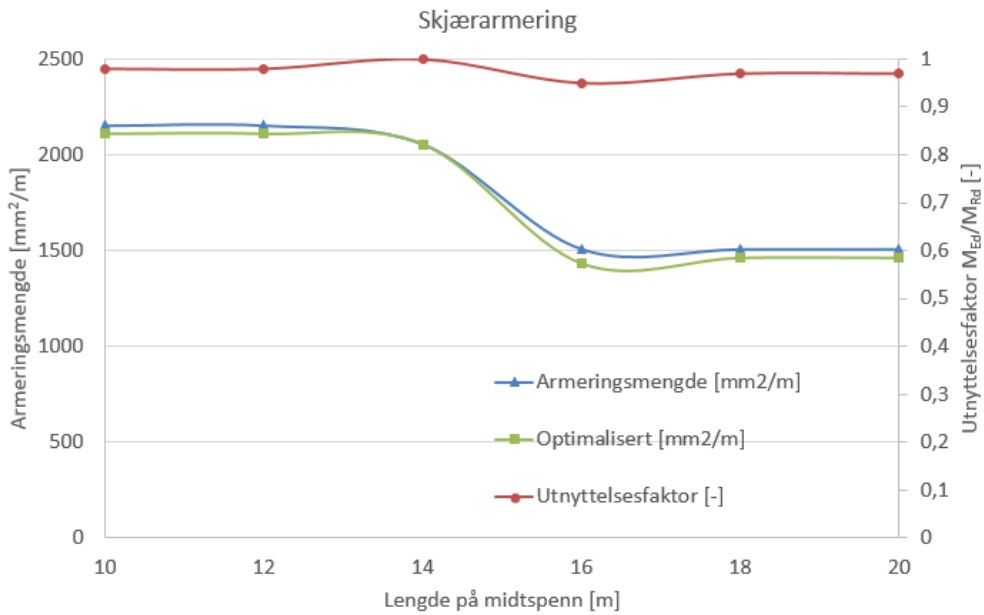
8.2.3 Dimensjonering av skjærarmoring

Figur 8-12 sammenligner skjærkreftene for de ulike spennlengdene.



Figur 8-12, Sammenligning av skjærkrefter

Skjærkreftene varierer relativt lite i forhold til variasjonen på spennlengden. For akse 3 er redusert skjærkraften fra 1481 kN/m til 1073 kN/m fra modell 20 til modell 10. Dette er en 27,5 % reduksjon av skjærkreftene, som er omtrent det samme som arealreduksjonen i tverrsnittet (27%). Dette kan være tilfeldig da det er flere laster utenom egenvekt som påvirker skjærkreftene, men det tyder på at spennlengden har mindre innflytelse på skjærkreftene.



Figur 8-13, Skjærarmering

Som vist i Figur 8-13 er utnyttelsesfaktoren høy for alle modellene. Dette gir lite rom for å optimalisere armeringsbehov etter utnyttelsesfaktoren.

Armeringsmengden reduseres mye mellom modell 14 og 16. Dette skyldes valget av dimensjonerende skjærkraft fra Brigade. Etter punkt 6.2.1(8) i EC2-1 kan dimensjonerende skjærkraften tas i en avstand lik effektiv dybde d fra kanten på lager/søyle. Da elementene i FEM modellen har en bredde på 0,5 m ble det valgt å ta den verdien av skjærkraften nærmest effektiv dybde fra søyleskivens ende. Dette innebærer at for modell 10-14 ble det tatt en verdi 0,5 m fra aksene, mens for modell 16-20 ble det tatt verdien 1,0 m fra aksene. Da skjærkreftene avtar raskt med avstand fra aksene, ble det ikke helt samsvar med skjærkreftene for de ulike modellene. En bedre tilnærming ville vært å lage en lineær kurve og interpolere skjærkreftene slik det er gjort for reduksjonen av momentkreftene over aksene.

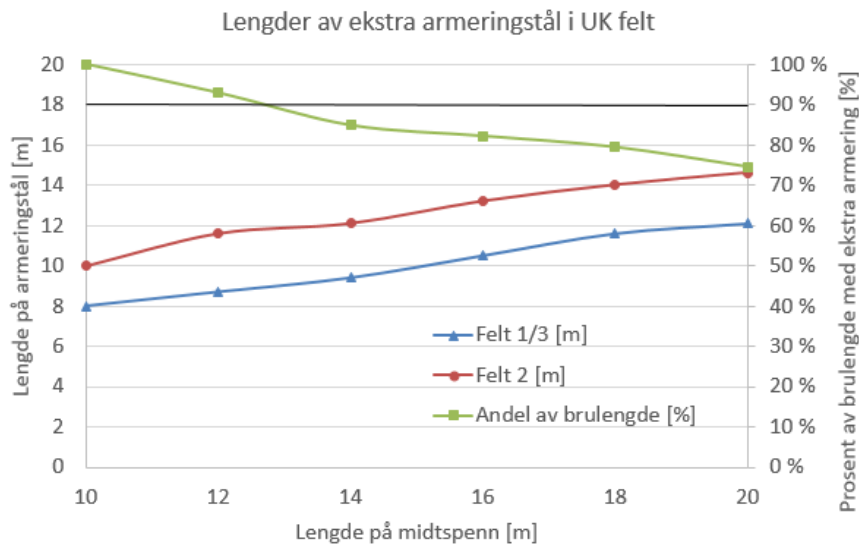
Da skjærkreftene antas å være konservative, med liten variasjon i størrelse, kan det være nyttig å fastsette en enkel verdi for skjærarmering og bruke den for alle spennlengder.

8.2.4 Armeringslengder

Armeringslengder definerer hvor langt armeringen skal legges i bruen. For bøyearmering i tverretning og skjærarmering legges armeringen likt over hele bruen etter gitt avstand mellom armeringsstålene.

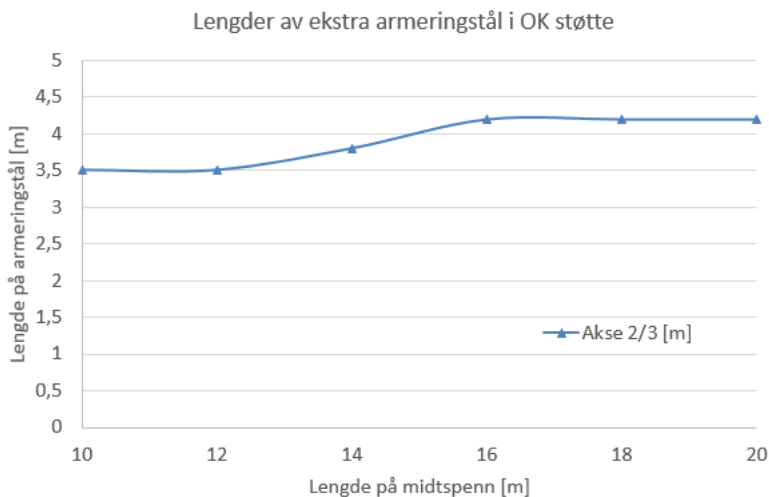
For bøyearmering i lengderetning er det så stor variasjon av momentkrefter at armeringen i enkelte deler av bruen må økes. Dette gjelder spesielt i UK felt og OK støtte. For modellene i denne

oppgaven økes armeringen i UK felt og OK støtte ved å legge ett ekstra armeringsstål inntil den gjennomgående armering. Da får vi bunter med 2 armeringsstål i de kritiske områdene.



Figur 8-14, Lengder av ekstra armeringsstål i UK felt

Figur 8-14 viser hvor lange stengene med ekstra armering i henholdsvis felt 1, 2 og 3 skal være. Som vises vil den ekstra armeringen dekke over 90 % av brulengden for modell 10 og modell 12. Det velges dermed å legge gjennomgående buntet armering for bruene der samlet armeringslengde overskrider 90 % av total brulengde. Dette skillet går omtrent ved 13 m lengde på midtspennet.



Figur 8-15, Lengder av ekstra armeringsstål i OK støtte

Figur 8-15 viser lengdene av ekstra armering i OK over akse 2 og 3. Lengdene er relativt like og det kan brukes en generell lengde på 4,2 m sentrert over aksene.

8.3 Prosedyre for tidlig dimensjonering av platebru med tre spenn

8.3.1 Generelt

Hensikten med å sammenligne resultatene var å se på trender, optimalisering og forenkling. Det er videre utarbeidet en prosedyre for tidlig design av tre-spenns bruer uten bruk av modellering eller analyse.

Prosedyren skal hovedsakelig bidra til beslutninger i tidlig fase av prosjekter. Den kan gi indikasjoner på nødvendig tverrsnittshøyder og armering. Dette kan gi et bra estimat av kostnader og gjennomførbarheten ved tidlig planlegging.

Prosedyren baseres på å lese av ulike figurer for så å komme frem til en dimensjonert bruplate.

8.3.2 Forutsetninger og begrensninger

Prosedyren i påfølgende avsnitt har en del begrensninger ved bruk som listet opp under.

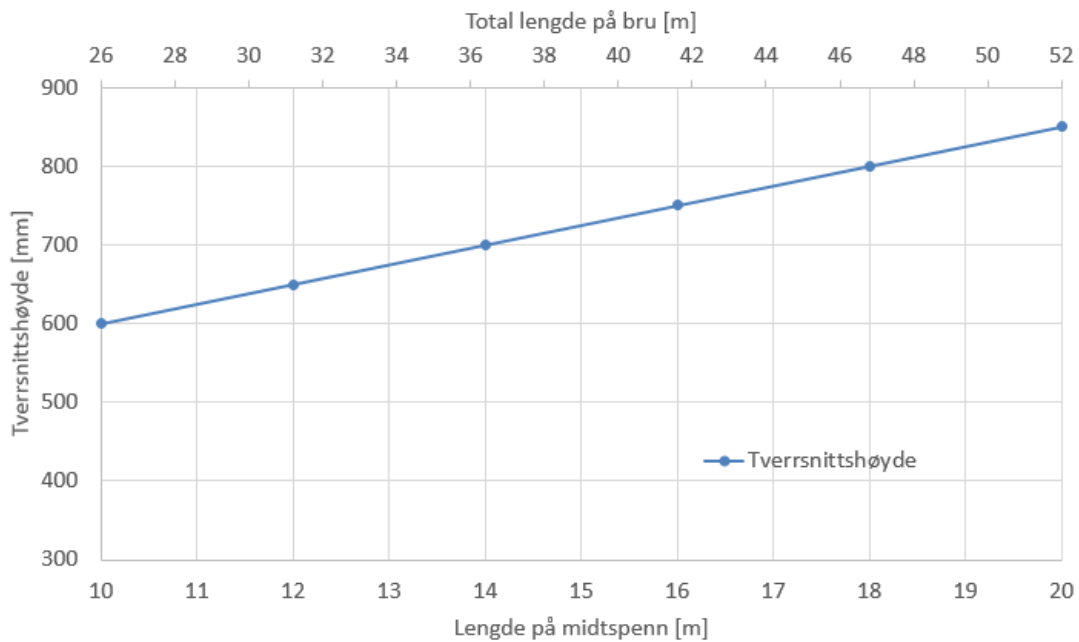
- Spennvidder, midtspenn: 10 – 20 m
- Sidespenn/midtspenn forhold: 0,8
- Total brulengde: 26 – 52 m
- Total brubredde: 9 m
- Total kjørefelt: 8,5 m
- Rett bru, ingen skjevhet ved opplegg.
- Lokasjon Region vest (Rogaland, Hordaland og Sogn og Fjordane)
- Søylar og landkar er tilstrekkelig dimensjonert
- Landkar i akse 1 og 4 (høyde 3,0 m)
- Skivesøylar i akse 2 og 3 (høyde 6,5 m)
- Slakkarmert bru
- Tverrbæreren er ikke dimensjonert

8.3.3 Stegvis prosedyre for dimensjonering

Prosedyren baseres på forutsetningene og begrensningene gitt i kapittel 8.3.2. I tilfeller der kun vekten av armering er relevant kan brukeren gå fra steg 1 og rett til steg 9.

1. Høyde på tverrsnitt

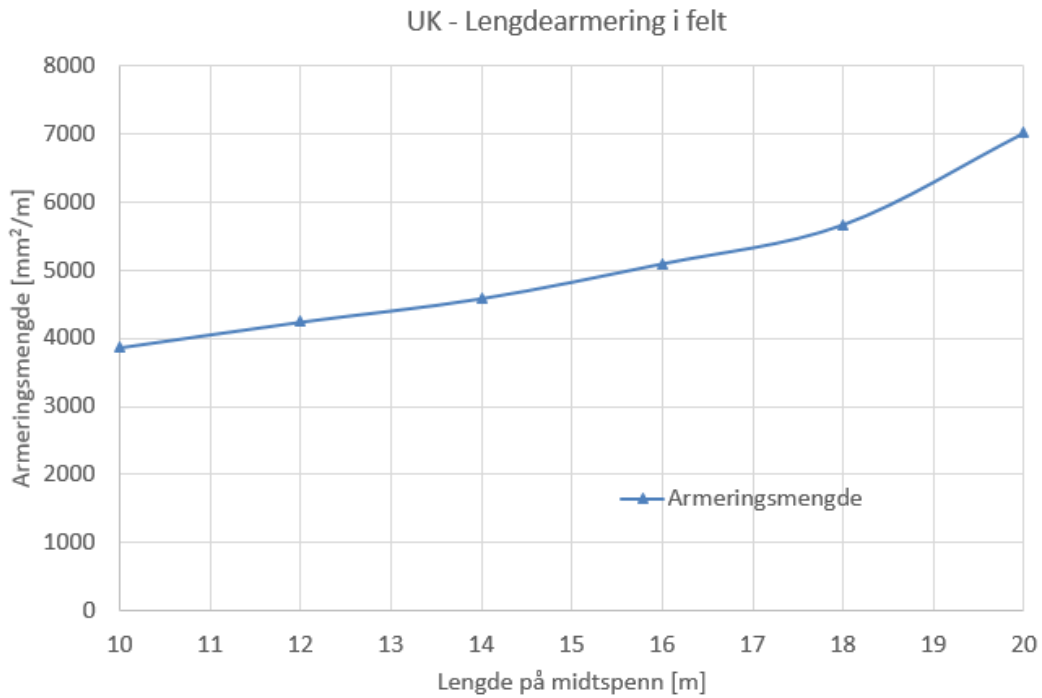
Høyden på tverrsnittet bestemmes etter ønsket brulengde eller ønsket lengde på midtspenn.



Figur 8-16, Bestemme høyden på tverrsnitt

2. Lengdearmering i felt (UK)

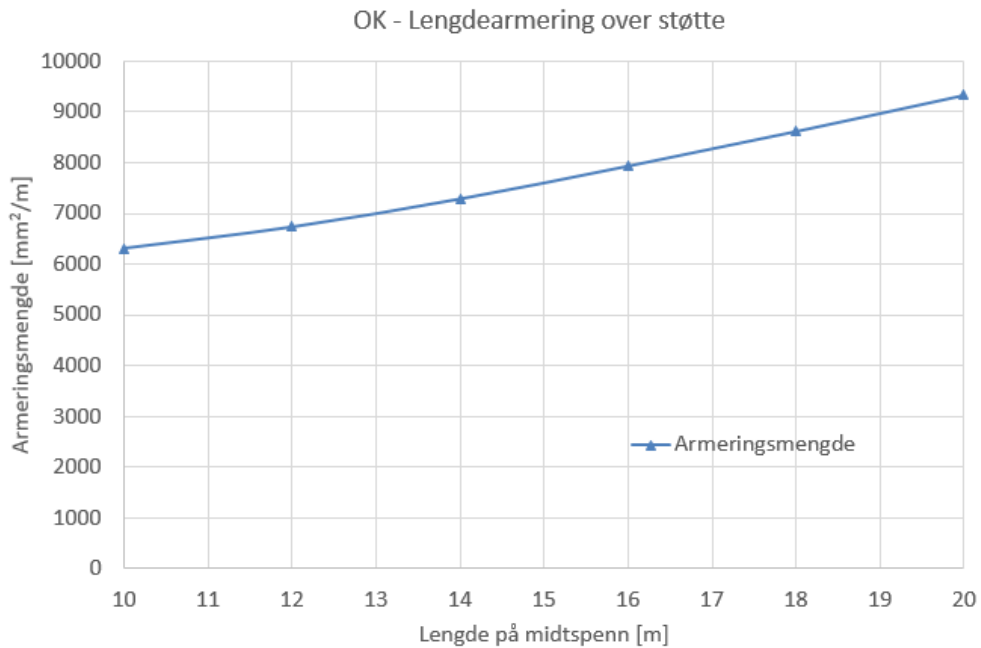
Lengdearmering i felt bestemmes etter lengde på midtspennet. Grafen baseres på den optimaliserte armeringsmengden + 10 % for modell 10-18. da utnyttelsesgraden for samtlige modeller lå på under 0,9. For modell 20 legges inn den samme armeringen som dimensjonert da denne modellen er fullt utnyttet av hensyn til rissvidder.



Figur 8-17, Bestemme lengdearmering i felt

3. Lengdearmering over Støtte (OK)

Lengdearmering over støtte bestemmes etter lengde på midtspennet. Samtlige modeller hadde høy utnyttelsesgrad, men for å få en mer brukervennlig graf er armeringsmengden basert på den optimaliserte armeringsmengden + 5 % for alle modellene. Denne mengden vil ligge noe over for de fleste modellene unntatt modell 16 og 20, som begge hadde en utnyttelsesfaktor på 0,94.

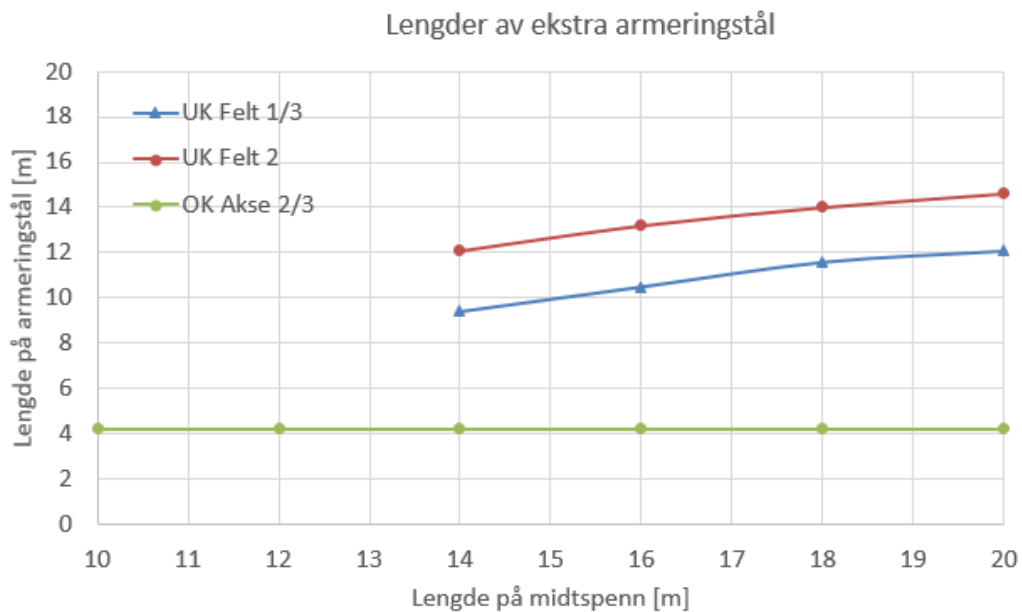


Figur 8-18, Bestemme lengdearmering over støtte

4. Gjennomgående lengdearmering og lengden på bunter

Lengdearmeringen fra punkt 2 og 3 består av 2 armeringsstål i bunt. For å unngå overdimensjonering bestemmes lengdene av den buntede armeringen i henholdsvis felt og over søyler.

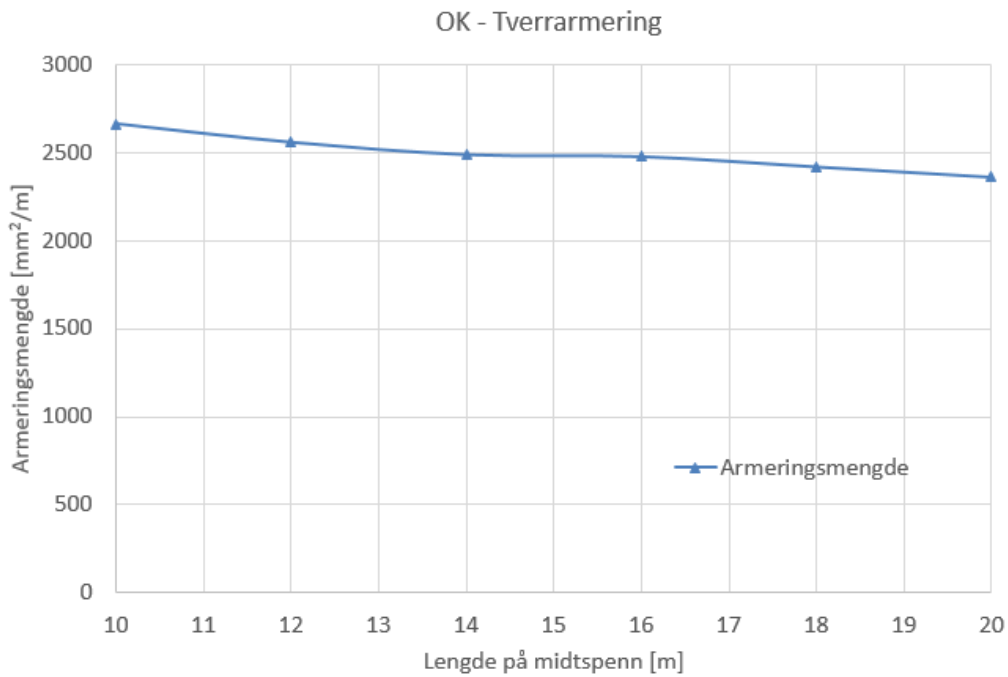
Som gjennomgående armering brukes minimum ett av armeringsstålene i buntene for både UK og OK. Det bemerkes at for bruer med midtspenn under 14 m velges det å ha gjennomgående buntarmering i UK. Dette skyldes at ved mindre spennlengder vil nødvendig forankringslengde pluss lengden på armeringsbunten tilsvare spennlengden.



Figur 8-19, Lengder av buntarmering i UK og OK

5. Tverrarmering - Overkant (OK)

Tverrarmeringen i overkant bestemmes etter lengden på midtspennet. Modellene varierte med middels utnyttelsesgrad 0,7-0,9, men viste en tydelig lineær sammenheng mellom spennviddene. Armeringsmengdene i grafen er gitt som den optimaliserte armeringsmengden + 10% for alle modellene. Her må det i tillegg sjekkes om tverrarmeringen tilfredsstillt kravet om minimum mengde på 20 % av lengdearmeringen fra punkt 9.3.1.1 i EC2-1.

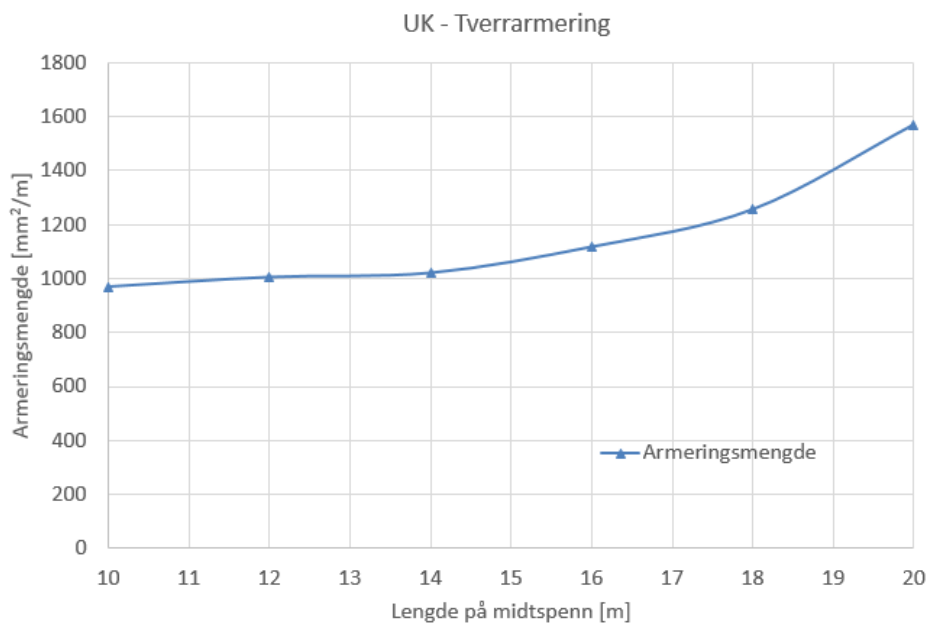


Figur 8-20, Bestemme tverrarmering i overkant (OK)

6. Tverrarmering - Underkant (UK)

Tverrarmeringen i underkant bestemmes etter lengden på midtspennet. Modellene hadde en lav utnyttelsesgrad på $< 0,7$ der det var lite variasjon i armeringsbehovet. Kravet om minimum 20 % av lengdearmeringen virker å være dimensjonerende for modellene med midtspenn over 14 m.

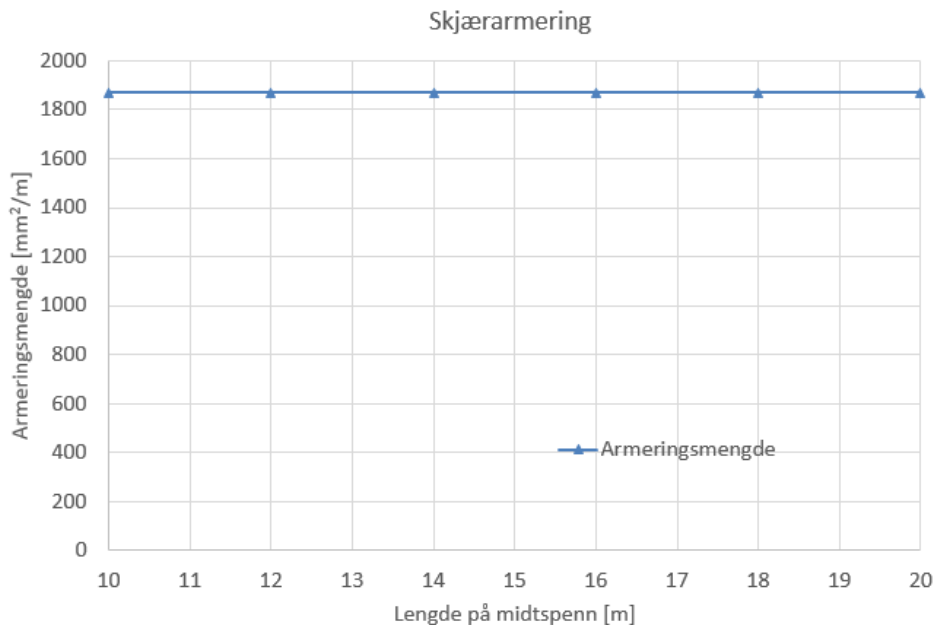
Armeringsmengdene i grafen er gitt som den optimaliserte armeringsmengden + 20% for modell 10-14. Deretter brukes de dimensjonerende verdiene for modell 16-20 for å ta hensyn til minstekravet fra EC2-1 9.3.1.1. Etter å lest av mengden verifiseres det at tverrarmeringen tilfredsstiller kravet om minimum mengde på 20 % av lengdearmeringen.



Figur 8-21, Bestemme tverrarmering i underkant (UK)

7. Skjærarmering

Skjærarmeringen bestemmes etter lengden på midtspennet. Det ble gjort en uhensiktsmessig tilnærming til dimensjonerende skjærkrefter og de høye utnyttelsesfaktorene vurderes konservative. Det velges en tilnærming der middelverdien mellom modell 14 og modell 16 inkludert et tillegg på 5 % brukes. Denne verdien er konstant på 1872 mm²/m.



Figur 8-22, Bestemme skjærarmering

8. Vekt av armering

Vekten av armering må beregnes etter faktisk diametere og lengder på armeringsstål bestemt i punkt 2-7. Punkt 4 tar for seg lengder spesielt for bunter og er viktig i sammenhengen av total vekt.

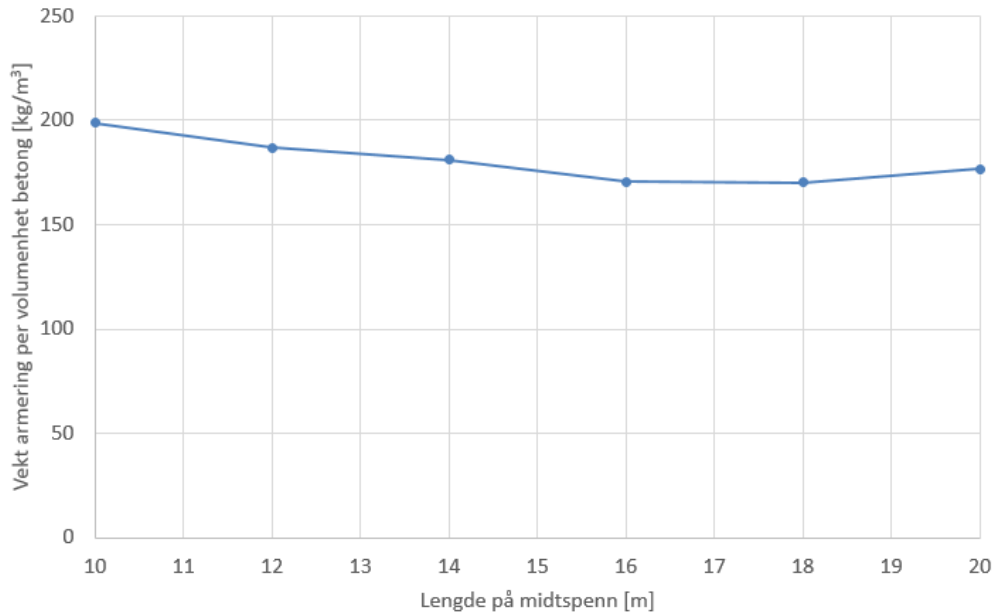
Det må regnes ut totale lengder av armeringsstål og deretter bruke følgende tabell for å bestemme total vekt.

Tabell 8-1, Armeringsstål – nominell vekt per meter for ulike stangdiametere.

Nominell stangdiameter, ϕ [mm]	Nominelt tverrsnittsareal [mm ²]	Masse pr lengde [kg/m]
12	113	0,888
16	201	1,58
20	314	2,47
25	491	3,85
32	804	6,31

9. Vekt av armering (Forenklet)

I tilfeller der kun vekten av armering er ønsket kan vekten bestemmes etter følgende kurve som baseres på alle modellene i oppgaven. I tidlig fase av planlegging kan det være aktuelt å hoppe over punkt 2-8 og gå direkte fra punkt 1 til punkt 9.



Figur 8-23, Bestemme vekt av armering – Forenklet metode

8.4 Verifikasjon av prosedyre

8.4.1 Generelt

En fullstendig verifikasjon av prosedyren innebærer testing av mange forskjellige spennlengder og sensitivitetsanalyser som ofte er relevante i sammenheng med bruer. Dette er et meget tidkrevende arbeid som ikke har vært mulig å gjennomføres i forbindelse med denne oppgaven.

For å verifisere at prosedyren fungerer som tenkt testes en tre-spenns bru med 15 m midtspenn. Bruen er gitt de samme forutsetningene som bruene i denne oppgaven. Bruen skal dimensjoneres etter prosedyren og deretter utføres det en full analyse i Brigade for å sjekke resultatene.

8.4.2 Modell 15 - Midtspenn 15 m - Total bru 39 m

1) Bestemme høyde på tverrsnitt

Høyden til tverrsnittet leses av for midtspenn på 15 m i Figur 8-16 til **725 mm**.

2) Bestemme lengdearmring i felt

Armeringsmengden leses av i Figur 8-17 til 4900 mm²/m. Forsøker å bruke 2 x 25 mm armeringsstål. For å få ønsket armeringsmengde sjekkes nødvendig avstand S mellom buntene.

$$S = n \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1000}{A_s} \quad (8.3)$$

Dette gir en minste avstand på 200,4 mm. Velger en avstand på 200 mm som også er maksimum avstand for lengdearmring. Dette gir en armeringsmengde på 4908 mm²/m.

UK FELT = 2Ø25C200

3) Bestemme lengdearmring over støtte

Armeringsmengden leses av i Figur 8-18 til 7500 mm²/m. Forsøker å bruke 2 x 32 mm armeringsstål. For å få ønsket armeringsmengde sjekkes nødvendig avstand S etter ligning (8.3).

Dette gir en minste avstand på 214,5 mm. Da største avstand for bøyearmring er på 200 mm, blir dette dimensjonerende. Med en avstand på 200 mm gir dette en armeringsmengde på 8042 mm²/m.

OK STØTTE = 2Ø32C200

4) Bestemme gjennomgående lengdearmring og lengder på bunter

Gjennomgående lengdearmring er forenklet til å bestå av ett armeringsstål fra buntene i steg 2 og 3. Det gir en gjennomgående armeringsmengde i UK på 2454 mm²/m og i OK på 4021 mm²/m. Disse mengdene ligger over de gitt i figuren.

GJ. UK = Ø25C200

GJ. OK = Ø32C200

Lengdene av buntene leses av i Figur 8-19.

Lengden av UK buntet lengdearmeringen (2Ø25) i felt 1 og 3 leses av til 10 m.

Lengden av UK buntet lengdearmeringen (2Ø25) i felt 2 leses av til 12,8 m.

Lengden av OK buntet lengdearmeringen (2Ø32) over akse 2 og 3 leses av til 4,2 m.

UK FELT 1/3 - 2Ø25C200 10000

UK FELT 2 - 2Ø25C190 13000

OK AKSE 2/3 - 2Ø32C200 4200

5) Bestemme tverrarmering i overkant (OK)

Armeringsmengden leses av Figur 8-20 til 2500 mm²/m. Forsøker med 20 mm armeringsstål. For å få ønsket armeringsmengde sjekkes nødvendig avstand S etter ligning (8.3).

Dette gir en minste avstand på 125,6 mm. Velger da en senteravstand på 120 mm som gir en armeringsmengde på 2618 mm²/m. Tverrarmeringen er da 32 % av OK lengdearmering over støtte.

TVERR OK = Ø20C120

6) Bestemme tverrarmering i underkant (UK)

Armeringsmengden leses av Figur 8-21 til 1100 mm²/m. Forsøker med 16 mm armeringsstål. For å få ønsket armeringsmengde sjekkes nødvendig avstand S etter ligning (8.3).

Dette gir en minste avstand på 182,8 mm. Velger da en senteravstand på 180 mm som gir en armeringsmengde på 1117 mm²/m. Tverrarmeringen er da 22,7% av UK lengdearmering i felt.

TVERR UK = Ø16C180

7) Bestemme skjærarmering

Skjærarmeringen leses av Figur 8-22 som er konstant på 1872 mm²/m. Med 12 mm armeringsstål og 4 skjærbøyler per meter, sjekkes nødvendig avstand S etter ligning (8.3).

Dette gir en minste avstand på 241,6 mm og velger en avstand på 240 mm som gir en armeringsmengde på 1885 mm²/m.

SKJÆRARMERING = 4Ø12C240

8) Bestemme vekt av armering

Først bestemmes total lengde for de ulike armeringsstål for en meter stripe langs hele bruene. Den totale lengden multipliseres med den nominelle vekten per m for armeringsstål gitt i Tabell 8-2. Deretter regnes ut et forenklet vektestimert for armering per kubikkmeter betong basert på en brulengde L_{tot} , brubredde B_{tot} og tverrsnittareal $A_{tverrsnitt}$ etter ligning (8.4).

Tabell 8-2, Utregning av total vekt av armering for 1 m langsgående snitt i bruene.

		Armering	Armerings-lengde [m]	Stenger per meter [-]	Armerings-lengde per meter [m/m]	Vekt [kg/m]
Bøyearmering	UK	Ø25C200	70,8	5,3	372,6	1386,0
Bøyearmering	OK	Ø32C200	47,4	5	237	1495,5
Tverrarmring	UK	Ø16C180	195	-	195	342,3
Tverrarmring	OK	Ø20C120	325	-	325	802,8
Skjærarmring	-	4Ø12C240	514	-	514	414,7
TOTALT, $M_{tot,1m}$						4441,3

$$\rho_{stål} = \frac{M_{tot,1m} \cdot B_{tot}}{L_{tot} \cdot A_{tverrsnitt}} \left[\frac{kg}{m^3} \right] \quad (8.4)$$

Gitt brulengde 39 m, brubredde 9 m og tverrsnittareal 5,89 m² blir andelen stål per kubikkmeter betong på 175 kg/m³.

$$\text{ANDEL STÅL PER 1m}^3 \text{ BETONG} = 174,9 \text{ kg/m}^3$$

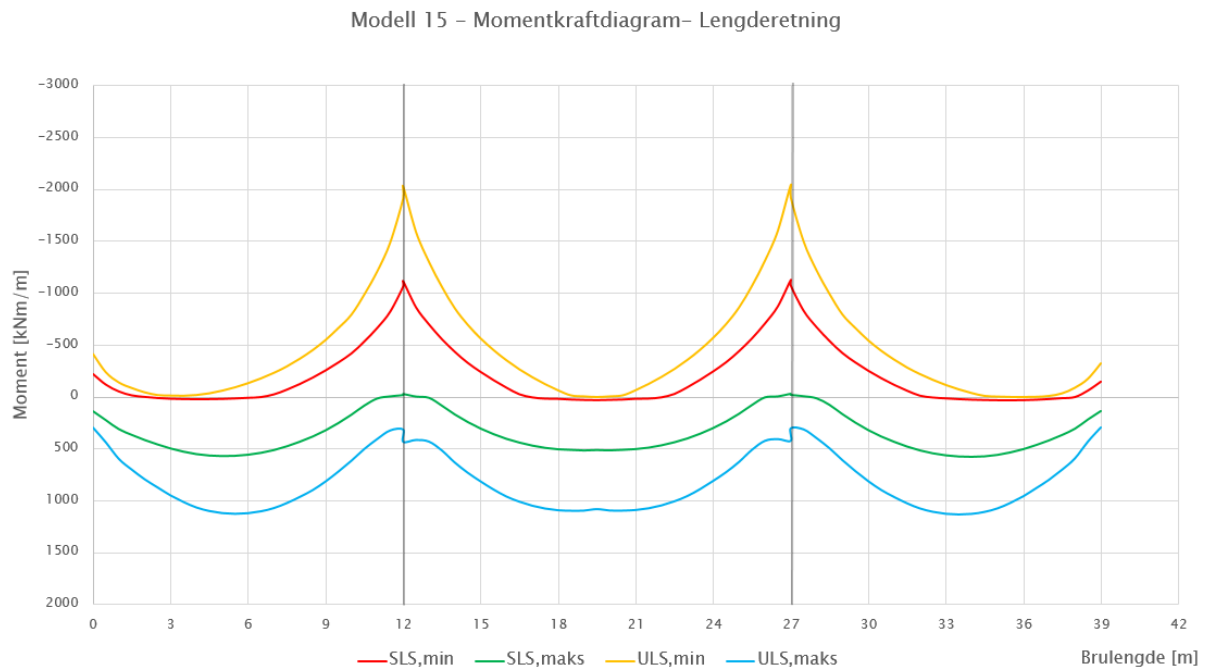
9) Bestemme vekt av armering (Forenklet)

Den forenklete metoden for å bestemme vekt av armering utføres ved å lese av Figur 8-23. I dette tilfellet ligger verdien omtrent midt mellom 150 kg/m³ og 200 kg/m³ som gir tilnærmet lik verdi som i steg 8 på 175 kg/m³.

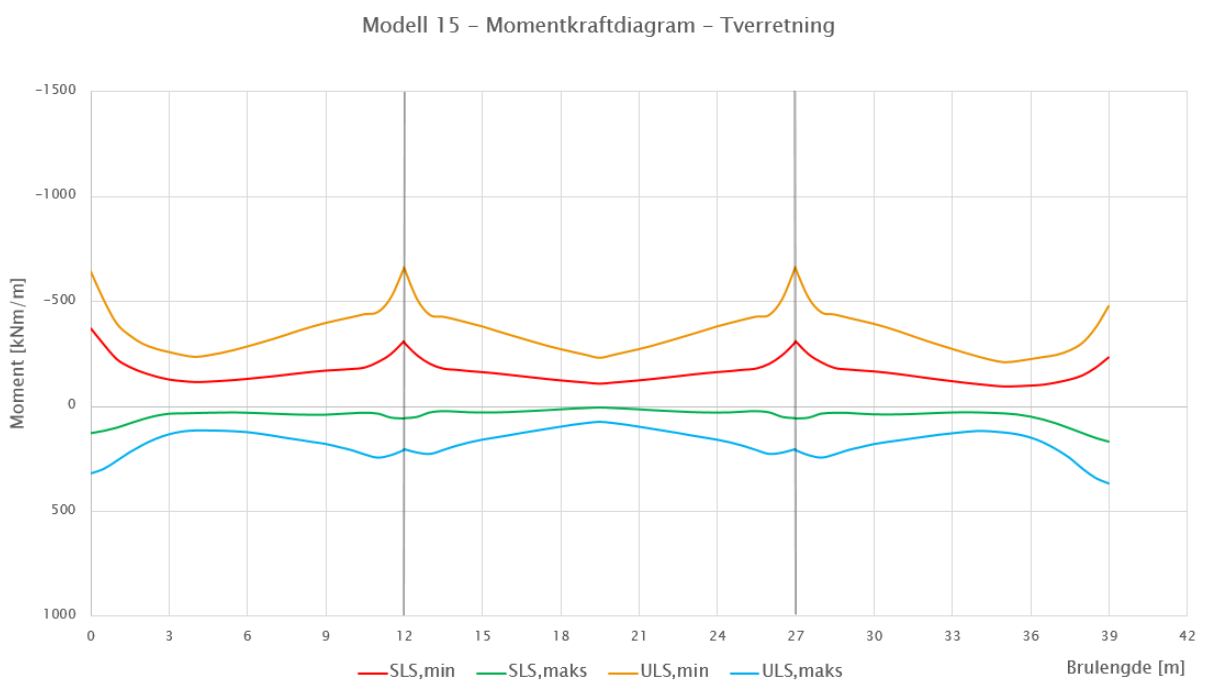
$$\text{ANDEL STÅL PER 1m}^3 \text{ BETONG} = 175 \text{ kg/m}^3$$

8.4.3 Resultat fra Brigade - Modell 15 - Midtspenn 15m

8.4.3.1 Momentkrefter

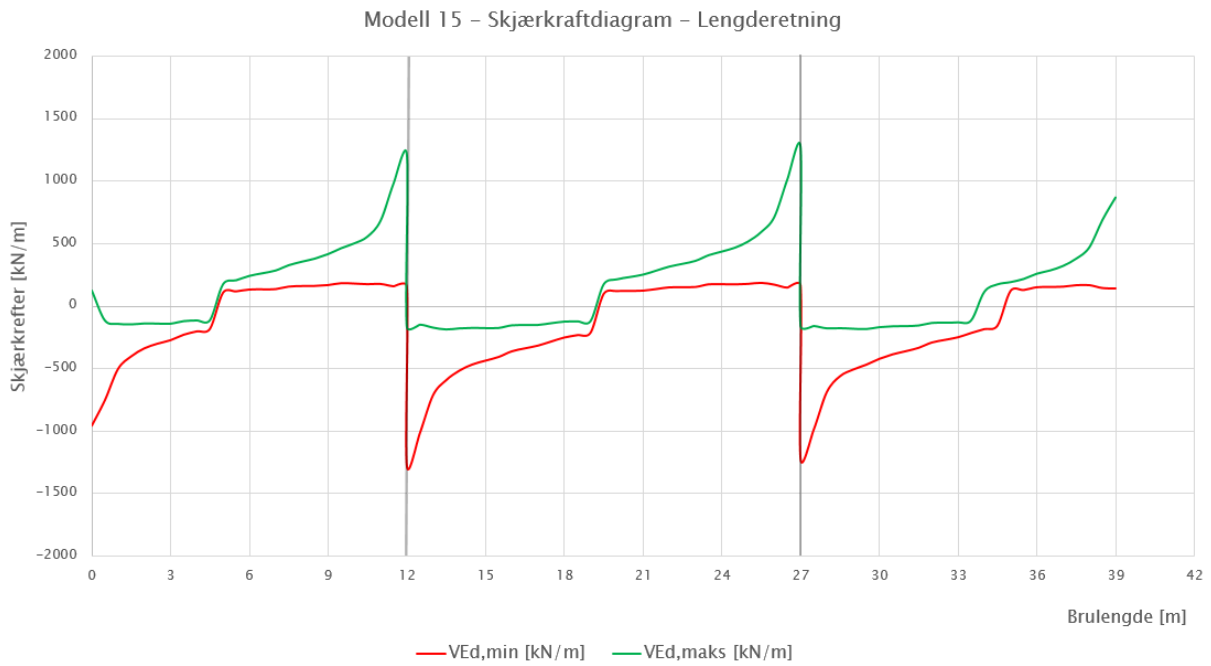


Figur 8-24, Omhyllingskurve for momentkraft i lengderetning - Modell 15

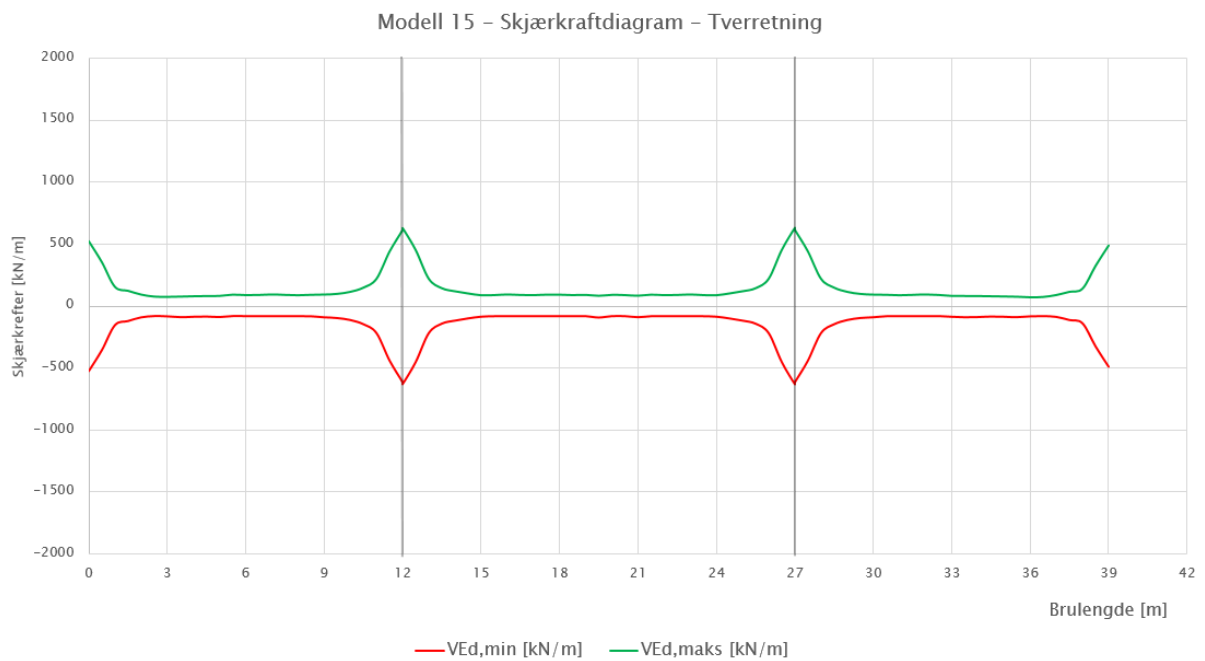


Figur 8-25, Omhyllingskurve for momentkraft i tverretning - Modell 15

8.4.3.2 Skjærkrefter



Figur 8-26, Omhyllingskurve for langsgående skjærkraft - Modell 15



Figur 8-27, Omhyllingskurve for tverrgående skjærkraft - Modell 15

8.4.3.3 Kapasitetsjekk bruddgrensetilstand (ULS)

8.4.3.3.1 Momentkapasitet lengderetning

Da mengden armering er lik for alle respektive akser og felt, tas det utgangspunkt i feltet og akse med største dimensjonerende moment.

Tabell 8-3, Verdier for utregning av momentkapasitet i lengderetning - Modell 15

	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.10)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Felt 3	637,5	2860	594,7
Akse 3	634	2829	566,1

Tabell 8-4, Momentkapasitetsjekk i lengderetning - Modell 15

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Figur 8-24	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Felt 3	1130	1269	0,89	OK!
Akse 3	-1782	-1979	0,90	OK!

8.4.3.3.2 Momentkapasitet tverretning

Sjekkes mot største dimensjonerende moment ved akse 2 eller akse 3.

Tabell 8-5, Verdier for utregning av momentkapasitet i tverretning - Modell 15

Tverrsnitt	Effektiv dybde, d [mm]	Trykksonens momentkapasitet, $M_{C,Rd}$ [kNm/m]	Momentarm, z [mm]
	Ligning (3.11)	Ligning (7.2)	Ligning (7.3)
Akse 3 Støtte	608	2601	585,2
Akse 3 Felt	617	2679	607,2

Tabell 8-6, Momentkapasitetsjekk i tverretning - Modell 15

Tverrsnitt	Dimensjonerende moment, M_{Ed} [kNm/m]	Momentkapasitet, M_{Rd} [kNm/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Figur 8-25	Ligning (7.4)	Ligning (7.6)	
Akse 3 OK	-574	-666	0,86	OK!
Akse 3 UK	251	294	0,85	OK!

8.4.3.3.3 Skjærkapasitet

Sjekkes mot største dimensjonerende skjærkraft ved aksene. I motsetning til ved dimensjonering av de andre modellene fastsettes dimensjonerende skjærkraft for modell 15 ved å fremstille lineær linje fra verdien på aksetopp til verdien 1 m vekk. Deretter interpoleres verdien i en d avstand fra søyleskiven.

$$V_{Ed,f} = V_{Ed,topp} - \frac{(V_{Ed,topp} - V_{Ed,1m})}{1 \text{ m}} \cdot (t_{søyle}/2 + d) \quad (8.1)$$

Tabell 8-7, Skjærkapasitetsjekk - Modell 15

Tverrsnitt	Dimensjonerende skjærkraft, $V_{f,Ed}$ [kN/m]	Skjærkapasitet, V_{Rd} [kN/m]	Utnyttelsesfaktor	
	Figur 8-26	Ligning (7.9)		
Akse 2,3	798	937	0,82	OK!

8.4.3.4 Kapasitetsjekk bruksgrensetilstand (SLS)

Største rissvidde beregnes etter ligning (7.11) og sjekkes mot tillatt rissvidde på 0,39 mm etter punkt NA.7.3.1. i EC2-1.

Tabell 8-8, Kontroll av største rissvidde - Modell 15

Tverrsnitt	Største rissavstand, $s_{r,max}$ [mm]	Tøyningsdifferanse, $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	Rissvidde, w_k [mm]	$w_k \leq w_{max}$
	[Ligning (7.11) EC2-1]	[Ligning 7.9 i EC2-1]	Ligning (7.11)	Ligning (7.12)
Felt 3	409	6,33E-4	0,259	OK!
Akse 3	374	8,58E-4	0,321	OK!

Nedbøying beregnes etter ligning (7.13) og sjekkes mot tillatt nedbøying fra punkt 3.6.1 i N400.

Tabell 8-9, Kontroll av nedbøying - Modell 15

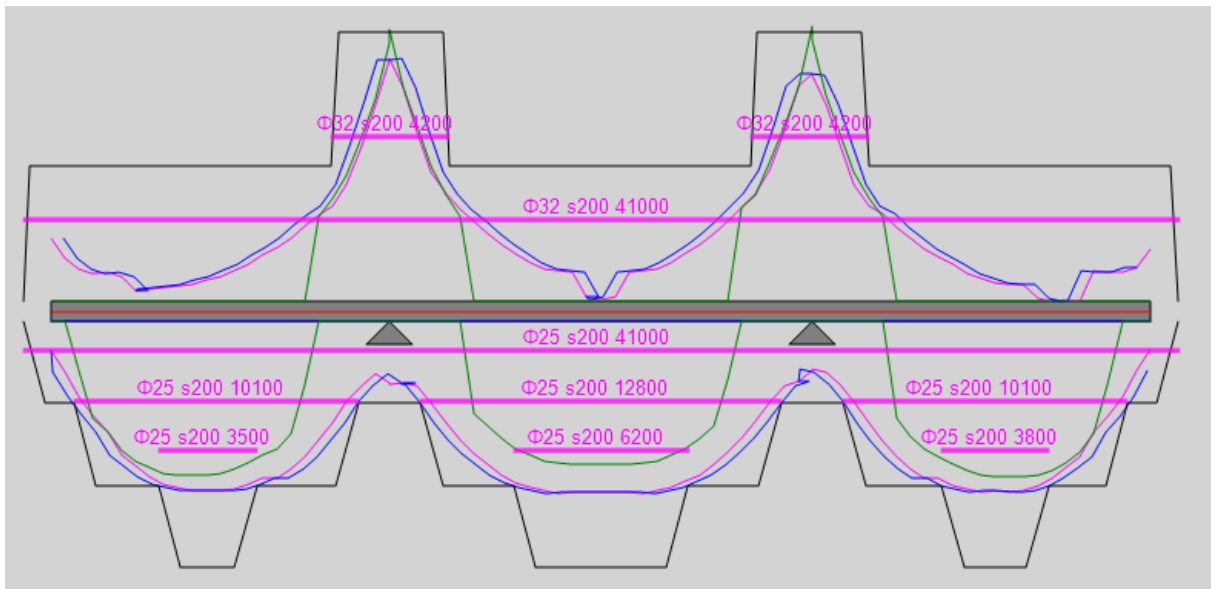
Tverrsnitt	Nedbøyningskrav, $\delta_{tillatt}$ [mm]	Nedbøying fra Brigade, δ_{maks} [mm]	$\delta_{maks} \leq \delta_{tillatt}$
	[Punkt 3.6.1 i N400]	Ligning (7.13)	
Felt 1	34,3	17,3	OK!
Felt 2	42,8	21,6	OK!
Felt 3	34,3	17,7	OK!

8.5 Sammenligning Concrete Designer Bridge (Brigade) vs. Prosedyre

For å sammenligne resultatene vurderes valgt armering etter prosedyren med armering gitt av Concrete Designer Bridge (CDB), som er et tilleggsprogram til Brigade.

8.5.1 Lengdearmering

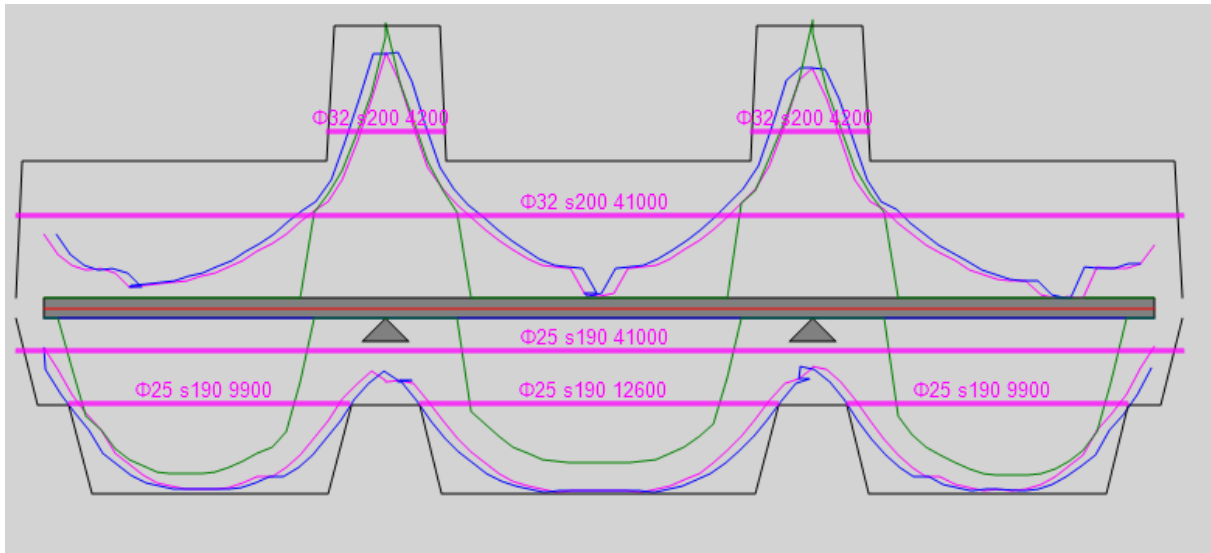
Valgt armering ved bruk av prosedyren legges inn i CDB for å se om det tillater det samme.



Figur 8-28, Armering i lengderetning - Input fra prosedyren (Utklipp fra CDB)

Figur 8-28 viser hvordan CDB ville plassert armering gitt diameteren på armeringsstålet og senteravstand mellom stålene. I overkant på tverrsnittet velger CDB samme armeringsmengder som prosedyren gir.

I underkant legger CDB til ett ekstra lag med Ø25 armeringsstål i feltene. Som kan ses av figuren er det veldig lite som gjør at den velger ett ekstra lag. Vi reduserer da senteravstanden i CDB til 190 mm for å vurdere om CDB tillater dette.



Figur 8-29, Armering i lengderetning - Justert mengde i underkant (Utklipp fra CDB)

Justeres senteravstanden fra 200 mm til 190 mm har vi i henhold til CDB nok armering.

Tabell 8-10, Sammenligning av armering i lengderetning mellom prosedyre og CDB

	Armering [mm ² /m]		Avvik
	Prosedyre	CDB	
UK Felt	4909	5167	5,0 %
OK Akse	8042	8042	0 %

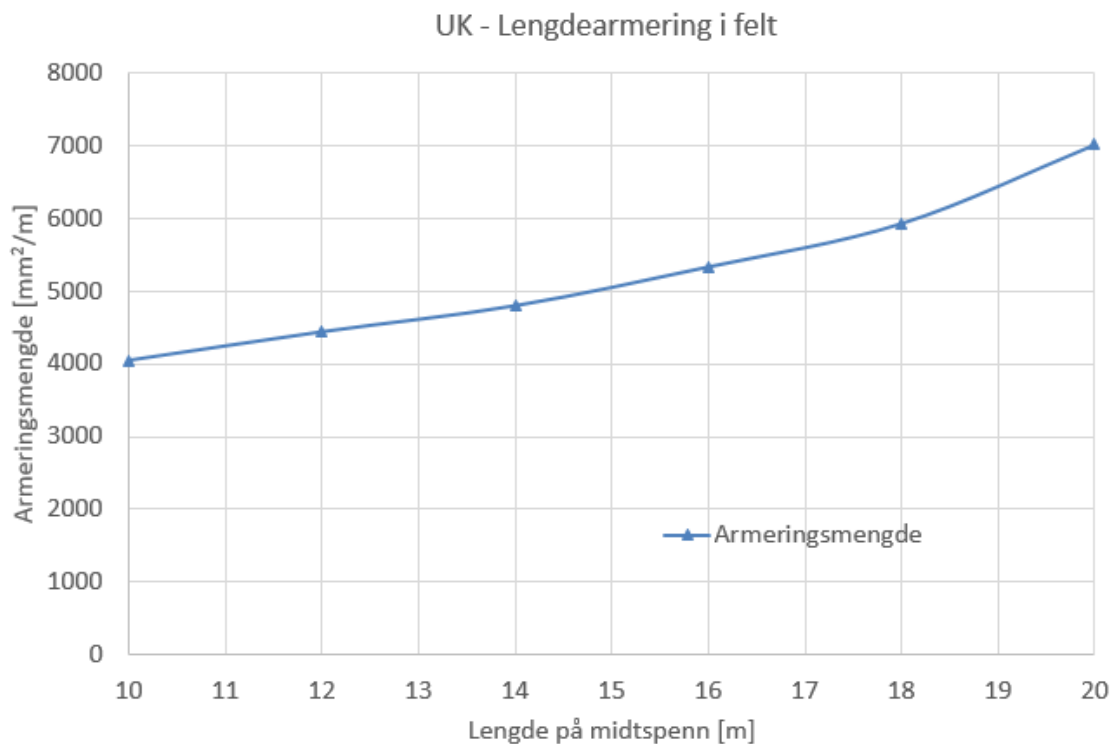
Tabell 8-11, Sammenligning av armeringslengder i felt og akser mellom prosedyre og CDB

	Lenge [m]		Avvik
	Prosedyre	CDB	
UK Felt 1/3	10000	9900	-1,0 %
UK Felt 2	13000	12600	-3,1 %
OK Akse 2/3	4200	4200	0 %

Tabell 8-10 og Tabell 8-11 sammenligner resultatene fra prosedyren for henholdsvis armeringsmengder og armeringslengder. Det er et lite avvik på armering i felt, mens armering over støtte og lengdene gir meget gode resultater.

Det merkes at ved dimensjonering at feltarmering i CDB, se Figur 8-29, virker det som midtspennet er dimensjonerende. Dette antyder at CDB tar hensyn til de aksielle kreftene som er størst i midtspennet.

For å ta hensyn til aksielle krefter økes armeringsmengden for UK felt med 5 % slik at Figur 8-17 erstattes med Figur 8-30.



Figur 8-30, Ny figur for å bestemme lengdearmering i felt. Erstatte Figur 8-17.

Armeringsmengden leses av til 5100 mm²/m. Forsøker å bruke 2 x 25 mm armeringsstål. Nødvendig avstand S sjekkes etter ligning (8.5).

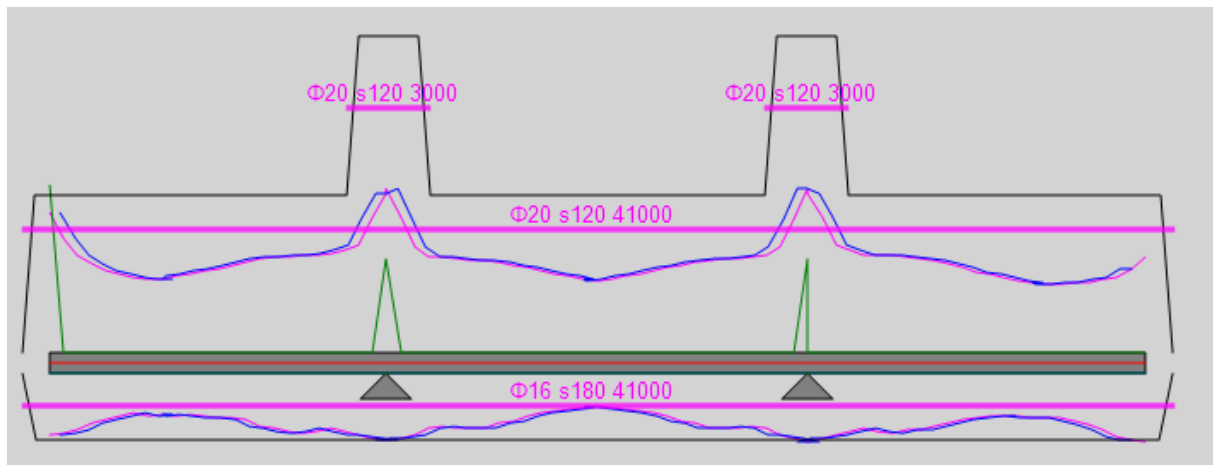
$$S = n \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi \cdot 1000}{4 \cdot A_s} \quad (8.5)$$

Dette gir en minste avstand på 192,5 mm. Velger en avstand på 190 mm som gir samme armeringsmengde som CDB på 5167 mm²/m.

UK FELT = 2Ø25C190

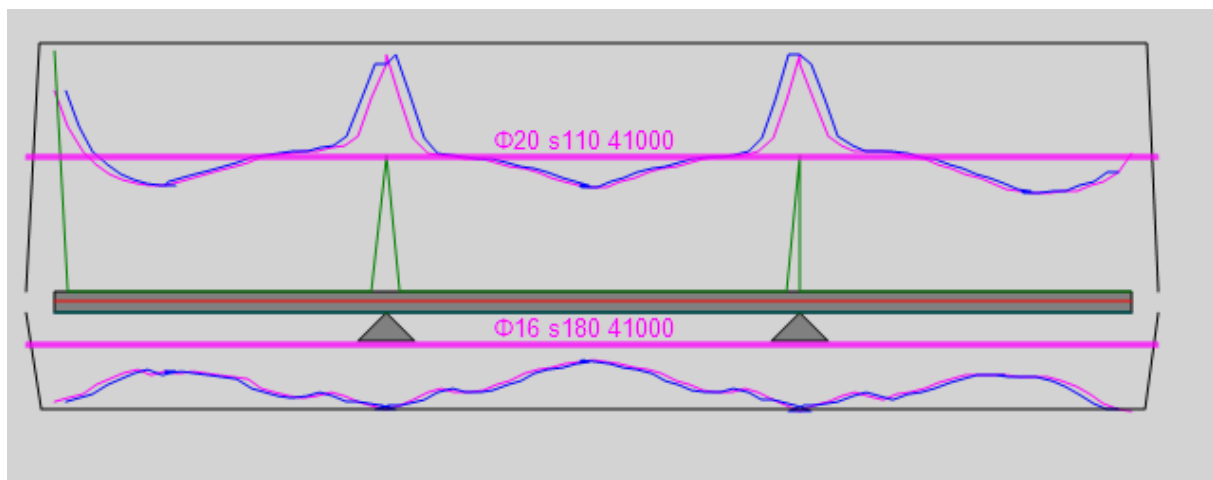
8.5.2 Tverrarmering

Valgt armering ved bruk av prosedyren legges inn i CDB for å se om det tillater det samme.



Figur 8-31, Armering i tverretning - Input fra prosedyren (Utklipp fra CDB)

Figur 8-31 viser at det er for lite tverrarmering over søylene. Heller ikke her er det snakk om store forskjeller. Senteravstanden mellom OK tverrarmering reduseres da fra 120 mm til 110 mm for å tilfredsstille beregningen fra CDB.

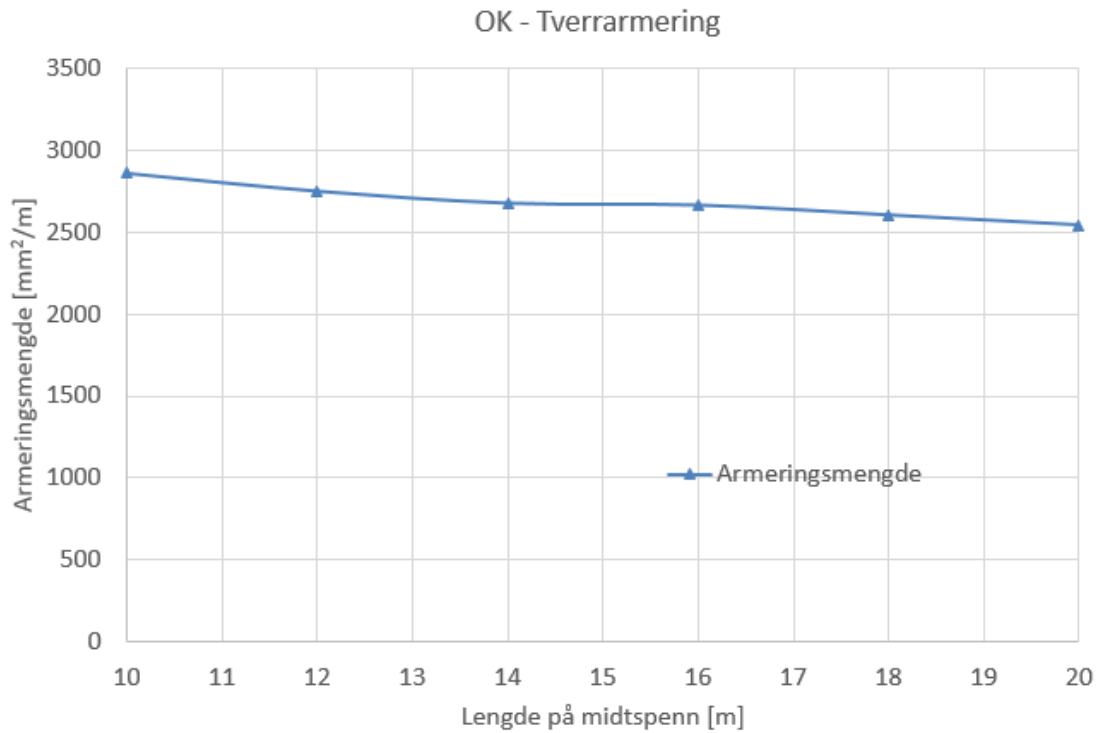


Figur 8-32, Armering i tverretning - Justert mengde i overkant (Utklipp fra CDB)

Tabell 8-12, Sammenligning av armering i tverretning mellom prosedyre og CDB

	Armering [mm ² /m]		Avvik
	Prosedyre	CDB	
Tverr OK	2618	2856	8,3 %
Tverr UK	1117	1117	0 %

Justering av avstanden i overkant fører til et avvik for tverrarmeringen i overkant. For å ta hensyn til aksielle krefter økes armeringsmengden for Tverr OK med 8,3 % slik at Figur 8-20 erstattes med Figur 8-33.



Figur 8-33, Justert graf for å bestemme tverrarmering i overkant. Erstatte Figur 8-20.

Armeringsmengden leses av til 2700 mm²/m. Forsøker å bruke 20 mm armeringsstål. Nødvendig avstand S sjekkes etter ligning (8.6).

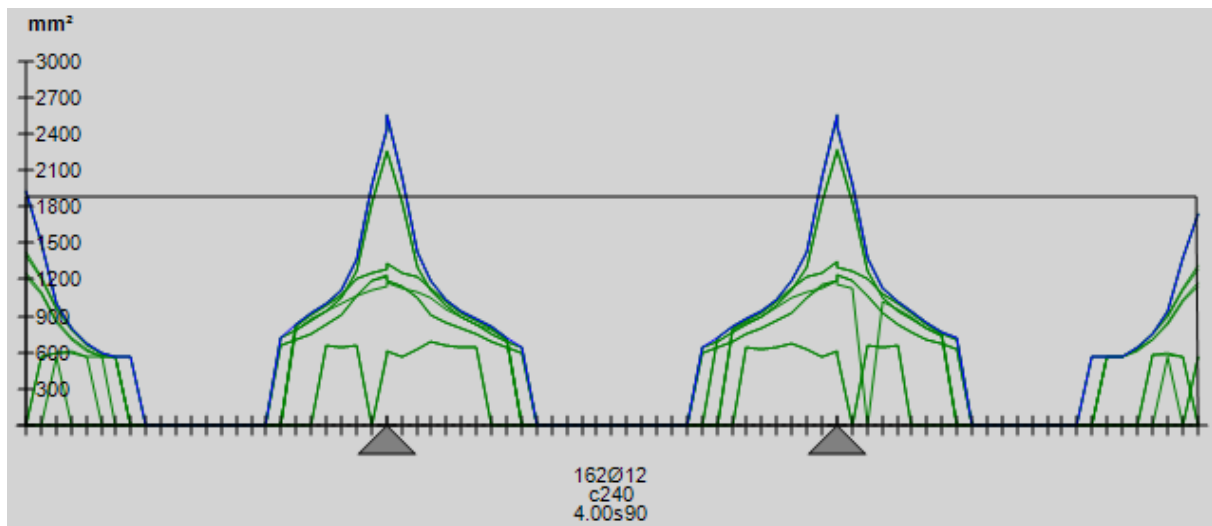
$$S = \frac{\phi^2 \cdot \pi \cdot 1000}{4 \cdot A_s} \quad (8.6)$$

Dette gir en minste avstand på 116,3 mm. Velger en avstand på 110 mm som gir samme armeringsmengde som CDB på 2856 mm²/m.

TVERR OK = Ø20C110

8.5.3 Skjærarmering

Som nevnt tidligere i oppgaven er grunnlaget for å vurdere skjærarmering i de tidligere modellene basert på en ganske konservativ skjærkraft. Figur 8-34 viser valgt skjærarmering i forhold til nødvendig skjærarmering. CDB tar ikke hensyn til hvor dimensjonerende skjærkraft skal tas, men ut ifra dimensjonerende skjærkraft i kapittel 8.4.3.3 skal tverrsnittet være tilstrekkelig dimensjonert.



Figur 8-34, Skjærarmeringsbehov i lengderetning (Utklipp fra CDB)

Skjærarmeringsbehov i tverretning er mindre enn lengderetning og dermed ikke vurdert videre.

8.5.4 Armeringsvekt

Armeringsvekten fra de valgte armeringsmengdene i prosedyren sammenlignes med de nødvendige armeringsmengdene fra CDB.

Tabell 8-13, Sammenligning av armeringsvekt og andel stål per 1m^3 betong

	Prosedyre	CDB	Avvik
Total vekt av armering, 1 m stripe [kg/m]	4441,3	4575,0	2,9 %
Andel stål per 1m^3 betong [kg/m ³]	174,9	179,2	

Selv ved endring av armeringsmengdene er avviket for total vekt svært lite.

9 Konklusjon

9.1 Lastvirkninger

For momentene i lengderetning ble det sett på sammenhengen mellom spennlengder og andel av totalt moment i de kritiske tverrsnittene over søyle og i felt.

En tydelig trend er at trafikklastene er mest fremtredende i begge tverrsnittene for alle spennlengdene vurdert, men at andelen reduseres gradvis på grunn av egenvekten ved lengre spenn.

Ved korte spennlengder fremstår temperaturlastene og setningslastene som relativt store i henholdsvis felt og over støtte. Disse blir mindre fremtredende ved lengre spenn.

Momentkrefter som følge av egenvekten er relativt liten ved korte spenn, men øker mye ved lengre spenn. En del skyldes nok økningen av tverrsnittshøyden, men det kan også indikere at egenvekten blir mer utslagsgivende for armeringsbehov ved lengre spenn.

De to mest fremtredende laster basert på momentkrefter etter spennlengder er vist i Tabell 9-1.

Tabell 9-1, Fordeling av de 2 mest fremtredende laster for moment i felt og over støtte etter spennlengder.

Lengde på midtspenn	Felt		Støtte	
	1.	2.	1.	2
10	Trafikk (52 %)	Temperatur (27 %)	Trafikk (55 %)	Setning (24 %)
12	Trafikk (50 %)	Temperatur (25 %)	Trafikk (52 %)	Setning (22 %)
14	Trafikk (49 %)	Temperatur (22 %)	Trafikk (49 %)	Egenvekt (24 %)
16	Trafikk (48 %)	Egenvekt (25 %)	Trafikk (45 %)	Egenvekt (29%)
18	Trafikk (45 %)	Egenvekt (28%)	Trafikk (43 %)	Egenvekt (32%)
20	Trafikk (43 %)	Egenvekt (30%)	Trafikk (40 %)	Egenvekt (36%)

9.2 Prosedyren

Verifikasjon av prosedyren er først utført av enkle håndberegninger etterfulgt av sammenligning med dimensjoneringsprogrammet Concrete Designer Bridge (CDB).

Håndberegningene gav tilfredsstillende resultater med en utnyttelsesfaktor som varierte fra 0,82 til 0,90. De valgte armeringsmengdene ble så lagt inn i CDB for sammenligning. Her viste resultatet at CDB gir et noe høyere armeringsbehov i forhold til håndberegningene. Dette gav kun utslag i form av at armeringsmengdene måtte økes med 5,0 % for feltarmering i lengderetning (UK Felt) og 8,3 % for tverrarmering i overkant (Tverr OK).

Bøyearmering dimensjoneres etter punkt 6.1 i EC2-1. Dette punktet tar for seg moment både med og uten aksielle krefter. Håndberegningene er utført uten aksielle krefter mens CDB beregner

kapasiteten til tverrsnittet utsatt for en kombinasjon av moment og aksielle krefter. Innflytelsen av aksielle krefter vises godt ved å se på hvilket spenn som gir den høyeste dimensjonerende verdien. Armering for UK felt er i håndberegningene dimensjonert etter de største momentkreftene som opptrer i sidefeltene mens CDB dimensjonerer etter momentkreftene i midtfeltet. Dette vil si at utnyttelsesfaktorene lagt til grunn for prosedyren er større enn beregnet.

Ved utarbeidelse av prosedyren ble det tatt utgangspunkt i det optimaliserte armeringsbehovet som er basert på utnyttelsesfaktoren. Denne tilnærmingen ga en jevnt fordel kurve etter lengden på spennene. Det ble så valgt å øke den optimaliserte armeringen med en sikkerhetsfaktor etter trendene for de dimensjonerte armeringsmengdene for hver modell.

Selv om prosedyren baseres på lavere utnyttelsesfaktorer enn reelle, danner den et godt bildet av nødvendig armering for platebruer med tre spenn uten å være konservativ.

9.3 Bruksområde for prosedyren

Formålet med oppgaven var å utarbeide en prosedyre ment for en tidlig fase i prosjekter. Prosedyren viser seg å gi et noe lavere armeringsbehov enn nødvendig i henhold til dimensjoneringen i CDB. I tillegg er den gitt mange forutsetninger og begrensinger som gjør at prosedyren ikke er spesielt egnet til bruk i senere faser av prosjekter.

Prosedyren passer bedre ved bruk til tidlig dimensjonering av bruer, der hovedhensikten er å danne et bilde av størrelser, kostnader og hjelpe med beslutninger.

I tidlig fase av prosjekter kan det være nyttig å bruke prosedyren i valg av høyde på tverrsnitt eller tidlig kunne vurdere om flere lag med armering er nødvendig.

Prosedyren kan også brukes i planlegging av veg. Resultatene kan omgjøres til å vurdere kostnadene for bru over en hindring. Ved flere veglinjer over samme hindring kan kostandene sammenlignes for de ulike veglinjene.

9.4 Risiko og mulige feilkilder

- De optimaliserte armeringsmengdene er basert på utnyttelsesfaktorer som kun tar hensyn til momentkrefter. Dette gir høyere momentkapasitet på tverrsnittene enn det som kan forventes av CDB som tar hensyn til aksielle krefter.
- CDB har en tendens til å gi forskjellig armeringsbehov gitt samme input. Programmet var spesielt sårbart når flere endringer ble gjennomført i selve programmet. I mangel på god dokumentasjon var det vanskelig å identifisere hvorfor dette skjedde.
- CDB bruker armeringsstål B500B ved dimensjonering.

- Valgte vindlaster baseres på åpne rekkverk på begge sider. Dette gir en stor reduksjon av vindkreftene.
- Det ble antatt buntet armering med like diametere på armeringsstålene. Regelverkene legger føringer for å bruke forskjellige diametere i bunten. Dette ville gi et større spekter av mulige armeringsmengder.

9.5 Videre arbeid

Som videre arbeid inkluderes en del av begrensingene og forutsetningene gitt i oppgaven:

- Utvide naturlaster til å gjelde flere regioner.
- Vurdere flere sidespenn/midtpenn forhold (0,6-0,75).
- Vurdere innflytelse ved ulike bredder på brudekket.
- Vurdere søyler i stedet for søyleskiver.
- Vurdere dimensjonering av søyler og landkar med tilhørende fundamenter.
- Vurdere ulike skjevheter ved oppleggene.
- Sammenligning med spennarmert platebru av samme dimensjoner.

I tillegg er det en del områder som ikke har blitt nærmere vurdert i denne oppgaven:

- Vurdere størrelsen på kapasitetsreduksjonen som følge av aksielle krefter.
- Dimensjonering av tverrbæreren.
- Teste prosedyren på flere ulike bruer

10 Referanser

- [1] Statens vegvesen, «Plassproduserte bruer (Utgått),» Vegdirektoratet, 2002.
- [2] Statens Vegvesen, Veg- og gateutforming - Håndbok N100, Vegdirektoratet, 2014.
- [3] M. Maage, Betong - Regelverk, teknologi og utførelse, Byggenæringens Forlag AS, 2017.
- [4] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2010.
- [5] NTNU, Concrete Technology 1. TKT 4215. Kompendium, Trondheim: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2016.
- [6] Statens vegvesen, Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner - Håndbok N400, Vegdirektoratet, 2015.
- [7] Statens vegvesen, Bruklassifisering - Håndbok R412, Vegdirektoratet, 2014.
- [8] P. K. Larsen, Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer, Trondheim: Tapir, 2008.
- [9] Scanscot Technology AB, *Brigade/Standard Theory Manual*, Version 4.3 red., Scanscot Technology AB, 2015.
- [10] K. Bell, «Elementmetoden. I Store norske leksikon,» 2009.
- [11] Scanscot Technology AB, *Brigade/Standard User's Manual*, Version 4.3 red., Scanscot Technology AB, 2015.
- [12] K. Røhne og K. Vangestad, Byggstatikk, Oslo: Universitetsforlaget, 1997.
- [13] G. Anger, Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger, Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1959.

Vedlegg

Vedlegg A - Verifikasjon av modell

- A.1 Crossmodellen
- A.2 Tregghetsmoment bjelke
- A.3 Tregghetsmoment søyler

Vedlegg B - Utregning av laster

- B.1 Kryp og svinn
- B.2 Vindlaster
- B.3 Termiske laster
- B.4 Seismiske laster

Vedlegg C - Input av laster i Brigade

- C.1 Kantdrager - Manipulering av egenvekt
- C.2 Tverrbærer - Manipulering av egenvekt
- C.3 Rekkverk, Overgangsplate og Vinger

Vedlegg D - Utregninger for dimensjonering

- D.1 Beregning av armeringsmengder, lengder og vekt
- D.2 Kapasitet i tverrsnitt
- D.3 Beregning av rissvidder

Vedlegg E - Resultater fra Brigade og Concrete Designer Brigade

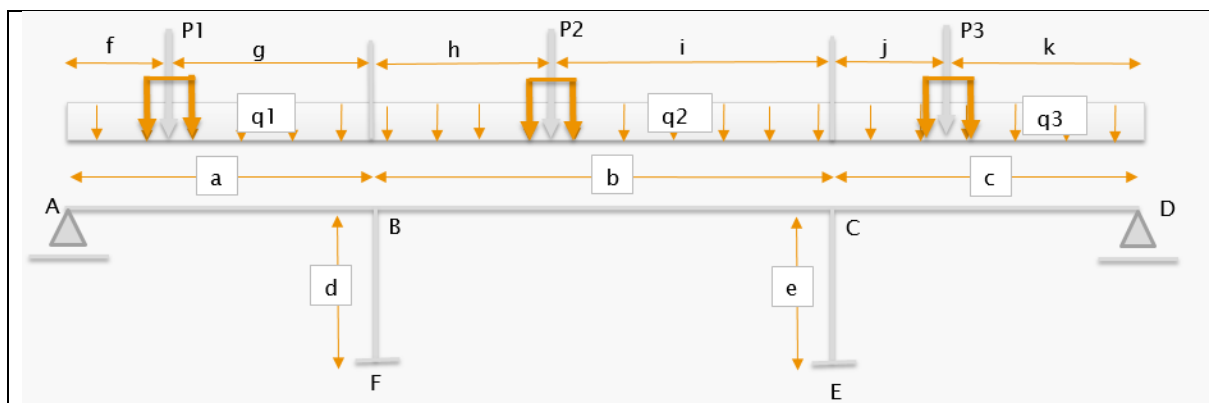
- E.1 Modell 10
- E.2 Modell 12
- E.3 Modell 14
- E.4 Modell 16
- E.5 Modell 18
- E.6 Modell 20

Vedlegg A - Verifikasjon av modell

A.1 Crossmodellen

Crossmodell for beregning av momenter. Crossmodellen er utarbeidet etter Byggstatikk av Knut Røhne og Kjell Vangestad.

Eksempel: Verifikasjon av største støttemoment over akse 3 - Boggilast i midtfelt (0,4L fra akse 3)



a) Oversikt over statisk modell

INPUT	
a	16 m Sidespenn
b	20 m Midtspenn
c	16 m Sidespenn
d	6,5 m Søyلة akse 2
e	6,5 m Søyلة akse 3
E	36,00 Gpa **Ingen innvirkning på resultatet
I_{beam}	0,392722642 m ⁴
$I_{\text{søyلة}}$	0,0972 m ⁴

q1	0 kN/m
q2	0 kN/m
q3	0 kN/m
P1	0 kN
P2	600 kN
P3	0 kN

b) Input av lengder og treghetsmoment

c) Input av krefter

Akselavstand	1,2 m
f	6,5 m
g	9,5 m
h	12 m
i	8 m
j	9,6 m
k	6,4 m

FEM - JFL [kNm]	
FEM - BA	0
FEM - BC	0
FEM - CB	0
FEM - CD	0

	FEM - Punktlaster [kNm]	
	Aksel 1	Aksel 2
FEM - BA	0,00	0,00
FEM - BC	-632,36	-517,48
FEM - CB	838,24	881,12
FEM - CD	0,00	0,00

d) Plassering av boggilast

e) Fastinnspenningsmomenter

Fastinnspenningsmomenter Totalt			Stivhetsrelasjoner		
FEM _{AB}	0,00		k _{AB}	3,535	
FEM _{BA}	0,00		k _{BA}	2,651	
FEM _{BC}	-1149,84		k _{BC}	2,828	
FEM _{CB}	1719,36		k _{BF}	2,153	
FEM _{CD}	0,00		k _{CB}	2,828	
FEM _{DC}	0,00		k _{CD}	2,651	
FEM _{BF}	0,00		k _{CE}	2,153	
FEM _{FB}	0,00		k _{DC}	3,535	
FEM _{CE}	0,00		k _{FB}	0,000	*Fixed
FEM _{EC}	0,00		k _{EC}	0,000	*Fixed

f) Summen av fastinnspenningsmomenter

g) Stivhetsrelasjoner

Knutepunkt	Fritt opplagt						Fritt opplagt		Fast	Fast
	A	B		C	D	E	F			
Member	AB	BA	BF	BC	CB	CE	CD	DC	EC	FB
Edist.faktor	1,000		1,000			1,000		1,000	0,000	0,000
Dist.Faktor	1,000	0,347	0,282	0,371	0,371	0,282	0,347	1,000	0,000	0,000
FEM	0,00	0,00	0,00	-1149,84	1719,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Balansert	0,00	399,39	324,43	426,02	-637,02	-485,12	-597,21	0,00		
Overført		0,00	0,00	-318,51	213,01	0,00	0,00		-242,56	162,22
Balansert		110,63	89,87	118,01	-78,92	-60,10	-73,99			
Overført		0,00	0,00	-39,46	59,00	0,00	0,00		-30,05	44,93
Balansert		13,71	11,13	14,62	-21,86	-16,65	-20,49			
Overført		0,00	0,00	-10,93	7,31	0,00	0,00		-8,32	5,57
Balansert		3,80	3,08	4,05	-2,71	-2,06	-2,54			
Overført		0,00	0,00	-1,35	2,02	0,00	0,00		-1,03	1,54
Balansert		0,47	0,38	0,50	-0,75	-0,57	-0,70			
Overført		0,00	0,00	-0,38	0,25	0,00	0,00		-0,29	0,19
Balansert		0,13	0,11	0,14	-0,09	-0,07	-0,09			
Rest		0,00	0,00	-0,05	0,07	0,00	0,00		-0,04	0,05
Σ Moment	0,00	528,13	429,01	-957,18	1259,67	-564,58	-695,02	0,00	-282,29	214,50

h) Crossmetoden med resultat over akse 3 (Moment i CB)

Forklaringer:

- Oversikten viser kun hvor de forskjellige verdiene virker.
- Input etter oversikten i a). Tregghetsmoment er gitt nederst i vedlegg A
- Input etter oversikten i a) etter ønsket lastvirkning.
- Plassering av senter for boggilasten(e).
- Utregning av fastinnspenningsmomenter

Jevnt fordelte laster:

$$FEM_{BA} = \frac{q1 \cdot a^2}{8} \quad (0.2)$$

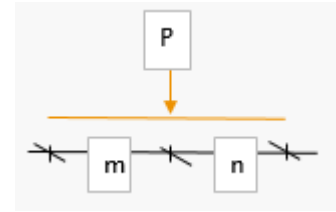
$$FEM_{BC} = -\frac{q2 \cdot b^2}{12} \quad (0.3)$$

$$FEM_{CB} = \frac{q2 \cdot b^2}{12} \quad (0.4)$$

$$FEM_{CD} = -\frac{q3 \cdot c^2}{8} \quad (0.5)$$

Boggilaster:

Akselavstanden på 1,2 m er tatt hensyn til ved beregning av aksel 1 og aksel 2. Generelt oppsett per enkelt last i ett felt er vist i figuren til høyre. FEM for aksel 1 og aksel 2 er like, men verdiene for m og n endrer seg på grunn av akselens plassering.



Aksel 1 og 2:

$$FEM_{BA} = \frac{m \cdot (a^2 - m^2) \cdot (P1/2)}{2 \cdot a^2} \quad (0.6)$$

$$FEM_{BC} = -\frac{m \cdot n^2 \cdot (P2/2)}{b^2} \quad (0.7)$$

$$FEM_{CB} = \frac{m^2 \cdot n \cdot (P2/2)}{b^2} \quad (0.8)$$

$$FEM_{CD} = -\frac{n \cdot (c^2 - n^2) \cdot (P3/2)}{2 \cdot c^2} \quad (0.9)$$

- f) Summen av fastinnspenningsmomenter er totale summen av alle FEM fra punkt e).
- g) Stivhetsrelasjoner er gitt av bjelkestivheter som beregnes etter treghetsmoment og E-modul.

Stivhetsrelasjoner for bjelkene (bruker treghetsmomentet for bjelken)

$$k_{AB} = \frac{4EI}{a} \quad (0.10)$$

$$k_{BA} = \frac{3EI}{a} \quad (0.11)$$

$$k_{BC} = k_{CB} = \frac{4EI}{b} \quad (0.12)$$

$$k_{CD} = \frac{3EI}{c} \quad (0.13)$$

$$k_{DC} = \frac{4EI}{c} \quad (0.14)$$

Stivhetsrelasjoner for søylene (bruker treghetsmomentet for søylen)

$$k_{BF} = \frac{4EI}{d} \quad (0.15)$$

$$k_{CE} = \frac{4EI}{e} \quad (0.16)$$

h) Utregning av momenter ved hjelp av crossmetoden
 Finner distribusjonsfaktorer i knutepunktene B og C:

$$DF_{B,i} = \frac{k_{Bi}}{\sum k_B} \quad (0.17)$$

$$DF_{C,i} = \frac{k_{Ci}}{\sum k_C} \quad (0.18)$$

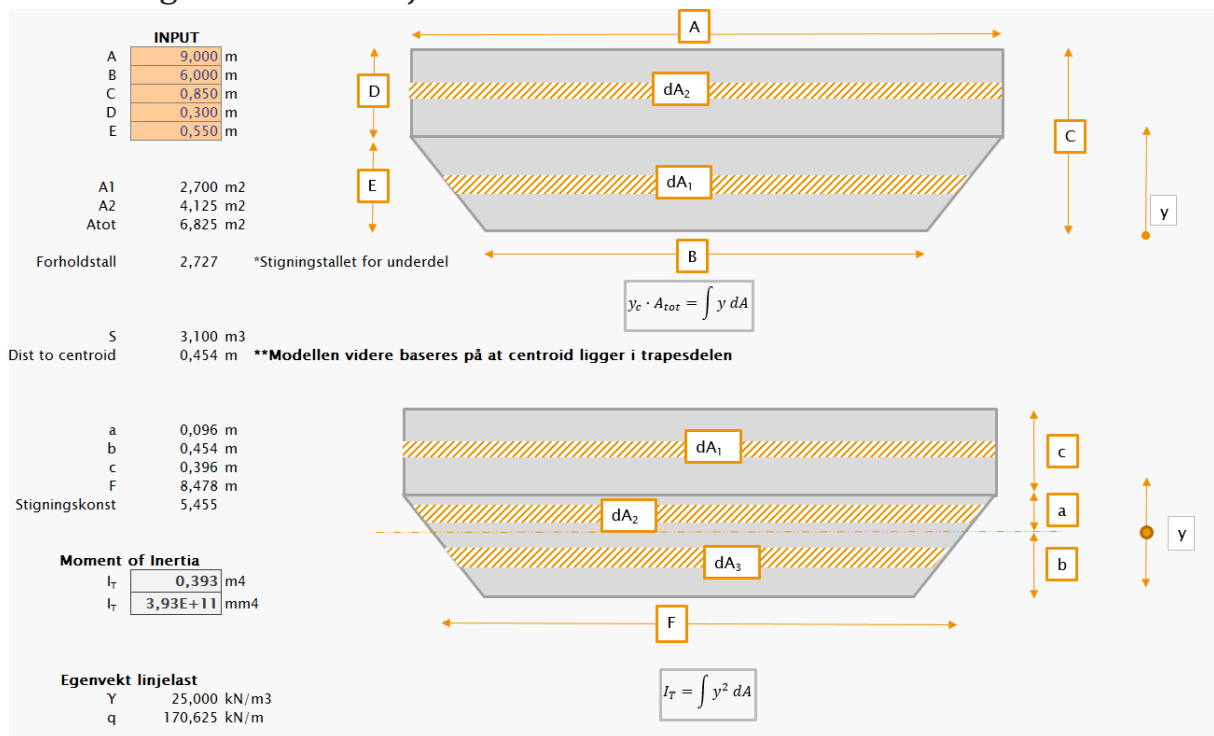
Fordeler fastinnspenningsmomenter i knutepunktene etter distribusjonsfaktorene.

Overfører halvparten av momentet over knutepunkter (crossing).

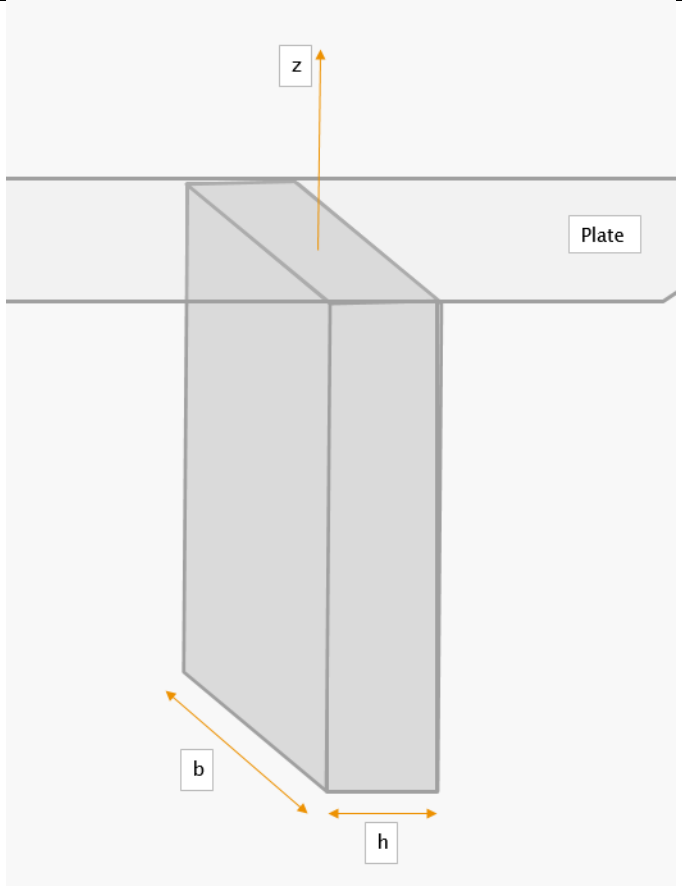
Dette utføres helt til momentet som overføres er tilstrekkelig lite. Summen i hver kolonne gir det endelige momentet i knutepunkter.

For å bestemme momenter i felt brukes vanlig bjelketeori for å finne reaksjonskrefter for deretter å finne momentene i valgte tverrsnitt.

A.2 Treghetsmoment bjelke



A.3 Treghetsmoment søyler

$I_z = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$	
INPUT	
b <input type="text" value="5,4"/> m	
h <input type="text" value="0,6"/> m	
Moment of inertia	
Iz <input type="text" value="0,0972"/> m	
<input type="text" value="9,72E+10"/> mm	

Vedlegg B - Utregning av laster

B.1 Kryp og svinn

For beregning av kryp og svinn er det brukt Statens vegvesens eget Mathcad regneark.

Eksempel på utregning for Modell 20.

SVINNTØYNING OG KRYPTALL

iht. NS-EN 1992-1-1 3.1.4 og tillegg B

Input:

$$O_{\text{brudekke}} := 18.795\text{m} \quad A_{\text{brudekke}} := 6.825\text{m}^2$$

Betong:

$$f_{\text{ck}} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{cm}} := f_{\text{ck}} + 8\text{MPa} \quad f_{\text{cmo}} := 10\text{MPa}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_{\text{brudekke}}}{O_{\text{brudekke}}} = 726.26\text{mm}$$

$$E_{\text{cm}} := 36000\text{MPa} \quad E_s := 195000\text{MPa} \quad E_c := 1.05 \cdot E_{\text{cm}} = 37800\text{MPa}$$

Konstruksjonsdel :=

Overbygning
Søyler og Landkar

RH= 70% på overbygning
RH=80% på søyler. Jfr. HB N400 pkt. 7.2.3

RH = 70

$$t := \left(\frac{28}{365 \cdot 100} \right)$$

Betongens alder (døgn).

$$t_s := 0$$

Betongens alder (døgn) når uttørkingen starter.

$$t_0 := 7$$

Betongens alder (døgn) ved belastning.

$\psi :=$

Sementklasse N
Sementklasse R
Sementklasse S

Sementklasse etter 3.1.2 (6). Klasse N er Anlegg FA, mens klasse R er resten av sementene. Dersom sementtypen er uvisst, velg klasse N. Vi har ikke klasse S sementer i Norge.

Svinttøyning

1. Svinttøyning bestemt etter NS-EN 1992-1-1, 3.1.4:

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = \left(\frac{0.03}{0.98}\right) \quad (3.10)$$

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100\text{mm} \\ 0.85 - \left[\frac{0.85 - 1}{200 - 100} \cdot \left(200 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right)\right] & \text{if } h_0 \leq 200\text{mm} \\ 0.75 - \left[\frac{0.75 - 0.85}{300 - 200} \cdot \left(300 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right)\right] & \text{if } h_0 \leq 300\text{mm} \\ 0.7 - \left[\frac{0.7 - 0.75}{500 - 300} \cdot \left(500 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right)\right] & \text{if } h_0 < 500\text{mm} \\ 0.7 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{Tab. 3.3})$$

$$k_h = 0.7$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0.12 \quad (B.2)$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] \quad (B.12)$$

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left[220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}\right] \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\epsilon_{cd0} = 0.302 \text{ promille}$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = \left(\frac{0.00731}{0.20727}\right) \cdot \text{promille} \quad (3.9)$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = \left(\frac{0.65}{1}\right) \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10\right) \cdot 10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{.ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca}(\infty) = \left(\frac{0.0571}{0.0875}\right) \cdot \text{promille} \quad (3.11)$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{.ca} = \left(\frac{0.06444}{0.29477}\right) \cdot \text{promille} \quad (3.8)$$

KRYPTALL

2. Kryptall bestemt etter NS-EN 1992-1-1, Tillegg B:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.5}$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad \beta_{f_{\text{cm}}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm}}}{\text{MPa}}}}$$

$$\beta_{\text{H}} := \begin{cases} \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right] & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35 \text{ MPa} \\ \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

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

$$\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{f_{\text{cm}}} \cdot \beta_{t0}$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{\text{c}}$$

$$\varphi(t, t_0) = \begin{pmatrix} 0.49552 \\ 1.66776 \end{pmatrix}$$

$$\varphi_{\text{RH}} := \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

B.2 Vindlaster

For beregning av vindlaster er det brukt Statens vegvesens eget Mathcad regneark. Verdiene brukt er de med forklaring Brigade.

Eksempel for utregning av Modell 20.

VINDLASTER

Variabler for vindlast (iht. NS-EN 1991-1-4):

Vindlastklasse I, iht. HB N400 pkt. 5.4.3:

Basisvindhastighet, v_b :

Fra NS-EN 1991-1-4, tab. NA.4(901.1):

$$v_{b0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Region vest} \quad \text{Returperiode} := \begin{array}{|l|} \hline 10\text{år (byggfase)} \\ \hline 50\text{år (ferdigtilstand)} \\ \hline \end{array}$$

$$c_{dir} := 1.0 \quad c_{season} := 1.0$$

$$c_{alt} := 1.0$$

$$c_{prob} := \left(\frac{1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^{0.5} \quad c_{prob} = 1 \quad (4.2)$$

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} \quad (\text{NA.4.1})$$

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

Ruhetsfaktor, $C_f(z)$:

Velger terrengruhetsklasse, tab. NA.4.1:

$$\text{Terrengruhetsklasse} := \begin{array}{|l|} \hline 0 \\ \hline I \\ \hline II \\ \hline III \\ \hline IV \\ \hline \end{array}$$

$$k_T = 0.17 \quad z_0 = 0.01\text{m} \quad z_{min} = 2\text{m}$$

Topp bru (høyde målt fra laveste punkt i terreng til sentrum av brudekket, Jfr. NS-EN 1991-1-4 8.3.1 (6)) :

$$z := 6.5\text{m}$$

$$c_f(z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z \geq z_0 \wedge z \leq 200\text{m} \\ c_f(z_{min}) & \text{if } z < z_0 \end{cases} \quad (4.4)$$

$$c_f(z) = 1.1$$

Stedsvindhastighet, $v_m(z)$:

$$c_0(z) := 1.0$$

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.3)$$

$$v_m(z) = 33.03 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykket, q_p :

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

$$k_1 := 1.0$$

$$I_v(z) := \begin{cases} \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{if } z \geq z_{\min} \\ I_v(z_{\min}) & \text{if } z < z_{\min} \end{cases} \quad (4.7)$$

$$I_v(z) = 0.15$$

$$k_{p.} := 3.5$$

$$q_p(z) := (1 + 2 \cdot k_{p.} \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad (\text{NA.4.8})$$

$$q_p(z) = 1.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykket på trafikk, $q_{p_trafikk}$:

HB N400, pkt. 5.4.3.3 gir en øvre grense for kastvindhastigheten på trafikk på 35 m/s.

$$v_{m_trafikk_max}(z) := \frac{35 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_{p.} \cdot I_v(z)}}$$

$$v_{m_trafikk}(z) := \min(v_m(z), v_{m_trafikk_max}(z))$$

$$v_{m_trafikk}(z) = 24.26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{p_trafikk}(z) := (1 + 2 \cdot k_{p.} \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m_trafikk}(z)^2$$

$$q_{p_trafikk}(z) = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A. Vindlast på brubane u/trafikk og m/rekkverk:

Rekkverk :=
 Åpent - Begge sider
 Åpent - En side
 Tett - Begge sider
 Tett - En side

 Brurekkverk :=
 Betongrekkverk :=

Kraftfaktor i x-retning [8.3.1]:

$b_{bru} := 9\text{m}$
 $d_{bru} := 0.85\text{m}$
 $d_{kant} := 0.25\text{m}$
 $d_{rek} := 1.2\text{m}$
 Åpent rekkverk, Jfr. Tab. 8.1

$d_{tot} = "d + 0,6 \text{ m}"$
 $\frac{b_{bru}}{d_{tot}} = 5.29$ gir $C_{fx0} = 1$
 Fig. 8.3, a)

Kraft i x-retning:

$$q_{Bjelke_x_Brigade} := C_{fx0} \cdot q_p(z) = 1.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Bjelke_x_NovaFrame} := C_{fx0} \cdot q_p(z) \cdot (d_{bru} + d_{kant} + d_{rek}) = 3.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlaster i y-retning er 25% av x-retn. Jfr. 8.3.4:

$$q_{Bjelke_y_Brigade} := C_{fx0} \cdot q_p(z) \cdot 0.25 = 0.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Bjelke_y_NovaFrame} := C_{fx0} \cdot q_p(z) \cdot (d_{bru} + d_{kant} + d_{rek}) \cdot 0.25 = 0.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kraft i z-retning:

$$C_{fz} := 0.9$$

$$q_{Bjelke_z} := C_{fz} \cdot q_p(z) \cdot b_{bru} = 11.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad e_{\text{max}} := \frac{b_{bru}}{4} = 2.25 \text{ m} \quad \text{Fig. 8.6 (5)}$$

B. Vindlast på brubane m/trafikk:

Krafftfactor i x-retning [8.3.1]:

$$b_{bruT} := b_{bru} \quad d_{bruT} := d_{bru} \quad d_{kantT} := d_{kant} \quad d_{bilT} := 2m$$

$$d_{totT} := "d + d1" \quad \frac{b_{bruT}}{d_{totT}} = 2.9 \quad \text{gir} \quad C_{fx0T} = 1.63 \quad \text{Fig. 8.3, b)}$$

Kraft i x-retning:

$$q_{BjelkeT_x_Brigade} := C_{fx0T} \cdot q_{p_trafikk}(z) = 1.25 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{BjelkeT_x_NovaFrame} := C_{fx0T} \cdot q_{p_trafikk}(z) \cdot (d_{bruT} + d_{kantT} + d_{bilT}) = 3.87 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vindlaster i y-retning er 25% av x-retn. Jfr. 8.3.4

$$q_{BjelkeT_y_Brigade} := C_{fx0T} \cdot q_{p_trafikk}(z) \cdot 0.25 = 0.31 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{BjelkeT_y_NovaFrame} := C_{fx0T} \cdot q_{p_trafikk}(z) \cdot (d_{bruT} + d_{kantT} + d_{bilT}) \cdot 0.25 = 0.97 \cdot \frac{kN}{m}$$

Kraft i z-retning:

$$C_{fz} := 0.9$$

$$q_{BjelkeT_z} := C_{fz} \cdot q_{p_trafikk}(z) \cdot b_{bruT} = 6.2 \cdot \frac{kN}{m} \quad e := \frac{b_{bruT}}{4} = 2.25m \quad \text{Fig.8.6 (5)}$$

B.3 Termiske laster

For beregning av termiske laster er det brukt Statens vegvesens eget Mathcad regneark. Verdiene brukt er de med forklaring Brigade. Temperaturlastene er like for alle modellene.

TEMPERATURLASTER

Variabler for temperatur innsatt (fra NS-EN 1991-1-5):

Tverrsnittsgruppe 3 (betongbru) (ref. [6.1.1]):

Maks. og min. temperatur, avlest fra fig. NA.A1 og NA.A2:

$$T_{\max} := 36 \quad T_{\min} := -30$$

Antatt støpetemperatur:

$$T_0 := 10$$

Iht. pkt. 6.1.3.3(3), merknad 2 skal lagre og ekspansjonsfuger dimensjoneres for et større temperaturintervall. Det må derfor angis om temperaturen ved lagemontering er kjent eller ikke. Til sikker side er det her valgt at temperaturen er ukjent som default-verdi.

Temp_ved_lagemontering:=

Kjent
Ukjent

Brigade:

Fra fig. NA.6.1, Representativ lufttemperatur:

$$T_{e_{\max}} := T_{\max} - 3 = 33$$

$$T_{e_{\min}} := T_{\min} + 8 = -22$$

Verdier for lagre (iht. pkt. 6.1.3.3(3), merknad 2):

$$T_{e_{\max_lager}} := T_{\max} - 3 + Temp_lager = 53$$

$$T_{e_{\min_lager}} := T_{\min} + 8 - Temp_lager = -42$$

NovaFrame:

Fra [6.1.3.3(3)], Karakteristisk lufttemperaturintervall:

$$\Delta T_{N_exp} := T_{e_{\max}} - T_0 = 23 \quad \text{Ekspansjon (varme (+))} \quad (6.2)$$

$$\Delta T_{N_con} := T_{e_{\min}} - T_0 = -32 \quad \text{Kontraksjon (kulde (-))} \quad (6.1)$$

Verdier for lagre (iht. pkt. 6.1.3.3(3), merknad 2):

$$\Delta T_{N_exp_lager} := T_{e_{\max}} - T_0 + Temp_lager = 43$$

$$\Delta T_{N_con_lager} := T_{e_{\min}} - T_0 - Temp_lager = -52$$

Lineært varierende temperaturdifferanseandel, fra tab. NA.6.1 og tab. NA.6.2:

Overflatetykkelse :=

- 50 mm
- 100 mm
- 150 mm
- Uten belegg
- Med membran
- Ballast (750 mm)

Bruoverbygning :=

- Betongbjelke
- Platebru
- Betongbjelke med kassetverrsnitt

Type 3 Betongbruer - betongplate:

$$\Delta T_{M_heat} = 15 \quad k_{sur_over} = 1.0$$

$$\Delta T_{M_heat} := k_{sur_over} \Delta T_{M_heat} = 15$$

topp varmest. Regnes kun å virke sammen med ΔT_{N_exp} .

$$\Delta T_{M_cool} = 8 \quad k_{sur_under} = 1.0$$

$$\Delta T_{M_cool} := k_{sur_under} \Delta T_{M_cool} = 8$$

bunn varmest. Regnes kun å virke sammen med ΔT_{N_con} .

B.4 Seismiske laster

For beregning av seismiske laster er det brukt Statens vegvesens eget Mathcad regneark. Seismiske laster er like for alle modellene.

Seismiske laster

Egensvingefrekvens:

Konstruksjonstype :=

Slakkarmert
Spennarmert

Systemets demping antas 5% relativ demping ved slakkarmerte konstruksjoner, og 2% ved spennarmerte konstruksjoner. Dette gir modifikasjonsfaktor:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \epsilon}} = 1 \quad (3.6)$$

Seismisk klasse og faktor:

NS-EN 1998-2, Tabell NA.2(901) gir brutypen seismisk klasse.

Tabell NA.2 (903) gir seismisk faktor (γ_1) for bruer:

S_klasse :=

Klasse I
Klasse II
Klasse III
Klasse IV

$\gamma_1 = 1.0$

Identifisering av grunntyper:

NS-EN 1998-1, NA.3.1.2 og Tabell NA.3.1:

Antar sprengsteinsfylling i alle akser --> Grunntype B.

Grunntype :=

A
B
C
D
E

Seismiske soner:

NS-EN 1998-1 NA.3.2.1 og Fig. NA.3(901) gir seismiske soner:

Region vest

$$a_{g40\text{hz}} := 0.9 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dette gir referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} :

$$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40\text{hz}} = 0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Verdier for parametre for elastisk responspektr (velges automatisk):

NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3 og Tabell NA.3.4:

$$S = 1.3 \quad T_B = 0.10s \quad T_C = 0.30s \quad T_D := 1.5s \quad T(f) := \frac{1}{f}$$

$$T_{vB} := 0.05s \quad T_{vC} := 0.20s \quad T_{vD} := 1.2s$$

$$\beta = 0.2 \quad (\text{NA.3.2.2.5})$$

$$a_g := V_1 \cdot a_{gR}$$

$$a_{vg} := 0.6 \cdot a_g$$

$$f := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.3 \\ 1 \\ 5 \\ 10 \\ 20 \\ 40 \\ 100 \\ 200 \end{pmatrix} \text{ Hz}$$

$$a_g = 0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_g \cdot S = 0.9 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_{vg} = 0.43 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Spektrenes viskøse dempningsforhold:

$$\epsilon_d = 5\%$$

Horisontalt elastisk retrospektrum, NS-EN 1998-1, pkt. 3.2.2.2:

"Frekvens (Hz)"	"Formel"	"Akselerasjon (m/s ²)"
0.1	"ag x S x $\eta_x 2,5 \times ((TC \times TD)/T^2)$ "	0.0405
0.2	"ag x S x $\eta_x 2,5 \times ((TC \times TD)/T^2)$ "	0.0405
0.3	"ag x S x $\eta_x 2,5 \times ((TC \times TD)/T^2)$ "	0.091125
1	"ag x S x $\eta_x 2,5 \times (TC/T)$ "	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:

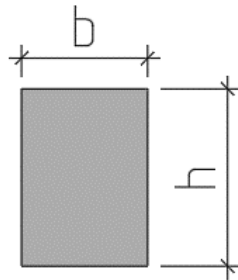
	"Frekvens (Hz)"	"Formel"	"Akselerasjon (m/s ²)"
Vertikalt =	0.1	"avg x $\eta_x 3,0 \times ((T_v C \times T_v D)/T^2)$ "	0.012442
	0.2	"avg x $\eta_x 3,0 \times ((T_v C \times T_v D)/T^2)$ "	0.012442
	0.3	"avg x $\eta_x 3,0 \times ((T_v C \times T_v D)/T^2)$ "	0.027994
	1	"avg x $\eta_x 3,0 \times (T_v C/T)$ "	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/T _{vB} x ($\eta_x 3,0 - 1$))"	1.296
	40	"avg x (1 + T/T _{vB} x ($\eta_x 3,0 - 1$))"	0.864
	100	"avg x (1 + T/T _{vB} x ($\eta_x 3,0 - 1$))"	0.6048
	200	"avg x (1 + T/T _{vB} x ($\eta_x 3,0 - 1$))"	0.5184

Vedlegg C - Input av laster i Brigade

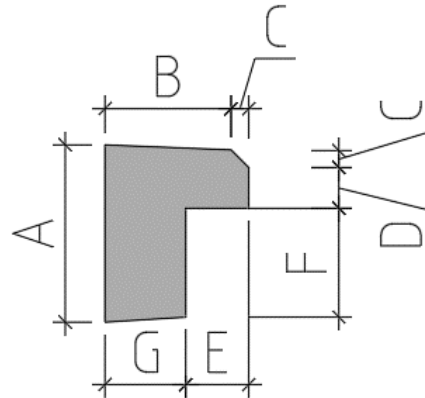
C.1 Kantdrager - Manipulering av egenvekt

Egenvekten til kantdrageren beregnes på følgende måte. Kantdrageren er lik for alle modellene.

Modellert



Dimensjonert

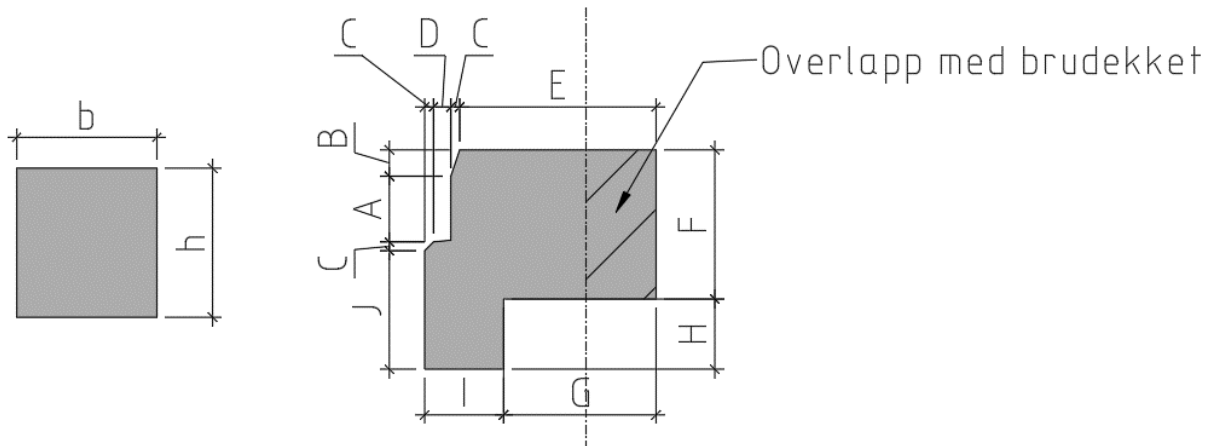


Kantdrager, manipulering av egenvekt pga ulik geometri			
Modellert		Tyngdetetthet	
b	0,5 m	ρ_{betong}	25,00 kN/m ³
h	0,7 m	$\rho_{kant,Brigade}$	19,60 kN/m³
A _{mod}	0,350 m ²		
Dimensjonert		$\rho_{kant,Brigade} = \frac{A_{dim} \cdot \rho_{betong}}{A_{mod}}$	
A	0,7 m		
B	0,5 m		
C	0,07 m		
D	0,16 m		
E	0,25 m		
F	0,43 m		
G	0,32 m		
fall	0,02 m	Actual, fra AutoCad	
A _{dim}	0,274 m ²	0,274 m ²	

C.2 Tverrbærer - Manipulering av egenvekt

Egenvekten til tverrbæreren beregnes på følgende måte. Tverrbæreren endres etter høyden på tverrsnittet.

Følgende er beregning for Modell 20.



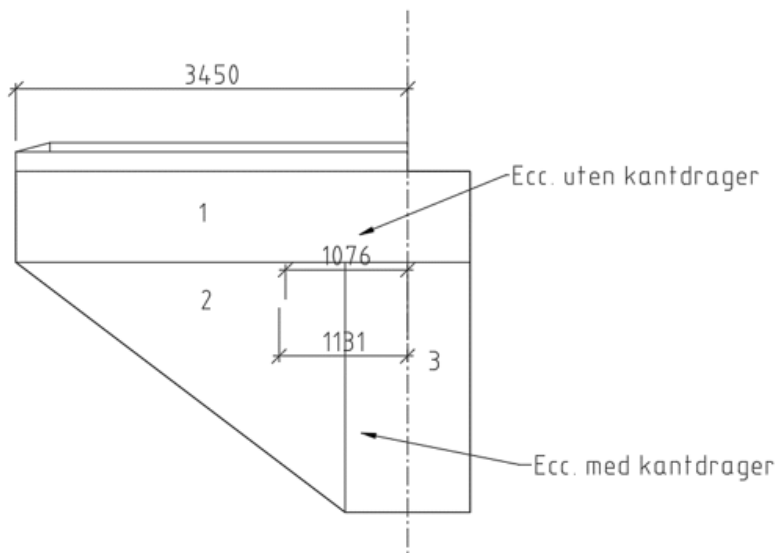
Tverrbærer, manipulering av egenvekt pga ulik geometri			
		Bredde	9 m
Modellert		Tyngdetetthet	
b	0,8 m	ρ_{betong}	25 kN/m ³
h	0,85 m	$\rho_{\text{tverr. Brigade}}$	33,66 kN/m³
A,mod	0,68 m ²		
V,mod	6,12 m ³		
Dimensjonert		$\rho_{\text{tverr. Brigade}} = \frac{(V, \text{dim} - V, \text{overlapp})}{V, \text{mod}} \cdot \rho_{\text{betong}}$	
A	0,375 m		
B	0,15 m		
C	0,05 m		
D	0,1 m		
E	1,12 m		
F	0,85 m		
G	0,87 m		
H	0,4 m		
I	0,45 m		
J	0,675 m		
Fall	0,01 m	Actual, fra AutoCad	
A,dim	1,219 m ²	1,219 m ²	
V,dim	10,96875 m ³		
Overlapp, bruplate			
h,tverrsnitt	0,85 m		
b,øvre	9 m		
b,nedre	6 m		
h,ende	0,3 m		
b,vinge	1,5 m		
A,tverrsnitt	6,825 m ²		
tykkelse	0,4 m		
V,overlapp	2,73 m ³		

C.3 Rekkverk, Overgangsplate og Vinger

Input av laster i Brigade. Likt for alle modellene.

Rekkverk		
Last	0,5 kN/m	*Antar JFL over kantdrager b=0,5
b	0,5 m	
Flatelast	1 kN/m ²	
Overgangsplate (halvparten)		
b	9 m	
L	4 m	
t	0,3 m	
Y,bet	25 kN/m ³	
Linjelast	15 kN/m	
Flate	0,5 m	
Flatelast	30 kN/m ²	

Vinger + forlengelse av kantdrager.



Vinger + Forlengelse av kantdrager * Antar rektangulert kantdrager				
			vinge	
b,øvre	4 m	A1	3,2	
h	3 m	x1	2	
t	0,4 m	A2	3,19	
b,nedre	1,1 m	x2	1,933333333	
h,avslutning	0,8 m	A3	2,42	
A,vinge	8,81 m ²	x3	3,45	
V,vinge	3,524 m ³			
Y,bet	25 kN/m ³	kantdrager		
Punktlast	88,1 kN	a1	0,5865	
Punktlast totalt	98,73125 kN	x1	1,725	
		a2	0,012	
		x2	0,2	
		a3	0,252	
b,kant	3,45 m	x3	1,875	
h,under	0,17 m			
h,over	0,08 m	A,kant	0,8505	0,274
b,fall	0,3 m	V,kant	0,42525	0,9468525
Senter, uten	2,374158154 m			
Senter, kant	1,74792769 m			
Senter	2,319025499 m			
Eksentrisitet	1,130974501 m			
Vinge				
ecc,vinge	1,1 m			
Punktlast	88,1 kN			
Moment,vinge	94,8 kNm			
Forlengese av kant				
ecc,kant	1,7 m			
Kraft	23,7 kN	47,342625 kNm		
Moment, kant	40,8 kNm			
INPUT Brigade				
ecc,tot	1,1 m	* Betrakter kantdrager + vinge som samlet volum		
Kraft	111,8 kN	** Summen av vertikal kraft for vinge + kant		
Moment	126,4 kNm	*** Moment baseres på total eksentrisitet.		

Vedlegg D - Utregninger for dimensjonering

D.1 Beregning av armeringsmengder, lengder og vekt

Eksempel for Modell 20.

LENGDERETNING:		
Bøye OK	Over støtte	I felt
Armeringsjern, Ø	32 mm ²	
Antall i bunt, n	2	1
Spacing cc, S	170 mm	
Bredde, B	1000 mm	
OK Lengde, As	9461,7 mm²	4730,9 mm²
Bøye UK	I felt	Over støtte
Armeringsjern, Ø	25 mm ²	
Antall i bunt, n	2	1
Spacing cc, S	140 mm	
Bredde, B	1000 mm	
UK Lengde, As	7012,5 mm²	3506,2 mm²
TVERRRETNING:		
Bøye OK		
Armeringsjern, Ø	20 mm ²	
Antall i bunt, n	1	
Spacing cc, S	120 mm	
Bredde, B	1000 mm	
OK tverr, As	2618,0 mm²	
Bøye UK		
Armeringsjern, Ø	20 mm ²	
Antall i bunt, n	1	
Spacing cc, S	200 mm	
Bredde, B	1000 mm	
UK Tverr, As	1570,8 mm²	
	0	
Armeringsjern, Ø	12 mm ²	
Antall i bunt, n	4	
Spacing cc, S	300 mm	
Bredde, B	1000 mm	
Skjær, As	1508,0 mm²	

$$A_s = n \cdot \frac{\varnothing^2 \cdot \pi \cdot B}{4 \cdot S}$$

Armeringslengder:

Lengderetning: Armeringslengder er hentet fra Concrete Designer Bridge (CDB).

$$\text{Stenger per meter} = \frac{B}{S} \quad (0.19)$$

Tverretning:

$$\text{Armeringslengde per meter} = \frac{L}{S/1000} \cdot \frac{B}{1000} \quad (0.20)$$

Skjærarmering:

$$\text{Armeringslengde per meter} = \frac{L}{S/1000} \cdot n \cdot h \quad (0.21)$$

ARMERINGSLENGDER					
Lengde bru, L	52 m				
Høyde tverrsnitt, h	0,85 m				
	Armeringslengde	Stenger per meter	Armering per meter	Nom vekt	
Bøyearmering UK	90,7 m	7,14	647,9 m/m	3,85 kg/m	
Bøyearmering OK	60,5 m	5,882352941	355,9 m/m	6,31 kg/m	
Tværrarmering UK	260,0 m		260,0 m/m	2,47 kg/m	
Tværrarmering OK	433,3 m		433,3 m/m	2,47 kg/m	
Skjærarmering	589,3 m		589,3 m/m	0,88 kg/m	
					kg/m

Armeringsvekt:

$$\text{Armeringsvekt} = \text{Armering per meter} \cdot \text{Nom vekt}$$

ARMERINGSVEKT		
Bøyearmering UK	2494,3	kg/m
Bøyearmering OK	2245,6	kg/m
Tverrarmering UK	642,2	kg/m
Tverrarmering OK	1070,3	kg/m
Skjærrarmering	518,6	kg/m
TOTAL	6971,0	kg/m

D.2 Kapasitet i tverrsnitt

Eksempel utregning for Modell 20. Input verdier er hentet fra maksimumsverdiene.

INPUT VARIABLER			
Cnom	75	mm	
Fasthet	45	Mpa	
ybet	1,5		
acc	0,85		
Armeringsjern	500	Mpa	
ystål	1,15		
fcd	25,5	MPa	
fyd	434,8	Mpa	
LENGDERETNING UK – FELTMOMENT			
Dim moment	1686	kNm	(FELT 2)
Effektiv dybde, d	762,5	mm	
Trykkkapasitet, Mc,Rd	4091,9	kNm	
Indre momentarm, z	709,1	mm	
Momentkapasitet, MRd	2162,0	kNm	
Utnyttelsesfaktor	0,78		OK!
LENGDERETNING OK – STØTTEMOMENT			
Dim moment	2612	kNm	(AKSE 2)
Effektiv dybde, d	759	mm	
Trykkkapasitet, Mc,Rd	4054,5	kNm	
Indre momentarm, z	675,9	mm	
Momentkapasitet, MRd	2780,4	kNm	
Utnyttelsesfaktor	0,94		OK!

Følgende formler er brukt for utregning av kapasitet i lengderetning:

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi_l}{2} \quad (0.22)$$

$$M_{C,Rd} = 0,276 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (0.23)$$

$$z \approx \left(1 - 0,17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \right) d \quad (0.24)$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad (0.25)$$

$$Utnyttelsesfaktor = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \quad (0.26)$$

TVERRETNING OK – STØTTEMOMENT		
Dim moment	666 kNm	(AKSE 3)
Effektiv dybde, d	733 mm	
Trykkkapasitet, Mc,Rd	3781,4 kNm	
Indre momentarm, z	711,1 mm	
Momentkapasitet, MRd	809,4 kNm	
Utnyttelsesfaktor	0,82	OK!
TVERRETNING UK – FELTMOMENT		
Dim moment	235 kNm	(AKSE 2,3)
Effektiv dybde, d	740 mm	
Trykkkapasitet, Mc,Rd	3854,0 kNm	
Indre momentarm, z	732,3 mm	
Momentkapasitet, MRd	500,1 kNm	
Utnyttelsesfaktor	0,47	OK!

Kapasiteten i tverretning beregnes på samme måte som for kapasitet i lengderetning med unntak av effektiv dybde d som er mindre pga. plasseringen av tverrarmeringen:

$$d = h - C_{nom} - \phi_l - \frac{\phi_t}{2} \quad (0.27)$$

SKJÆRKAPASITET		
Dim skjærkraft	868 kN	(AKSE 3)
cot	2	
tan	0,5	
Vrd,max	3443,9 kN	
Vrd,S	896,9 kN	
Vrd	896,9 kN	
Utnyttelsesfaktor	0,97	OK!

Følgende formler er brukt for utregning av skjærkapasitet:

$$V_{Rd,s} = \frac{0,78 \cdot A_{sw} \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta}{S} \quad (0.28)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,306 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{ck}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (0.29)$$

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] \quad (0.30)$$

$$Utnyttelsesfaktor = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \quad (0.31)$$

D.3 Beregning av rissvidder

Følgende Mathcad regneark er benyttet for beregning av rissvidder.

Følgende er eksempel for beregning av rissvidde i felt for Modell 20.

Beregning av rissvidder etter punkt 7.3.4 i NS-EN 1992-1-1

Fasthetsklasse for betong (Tabell 3.1, NS-EN 1992-1-1):

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 45 \text{MPa} & f_{ctm} &:= 3.8 \text{MPa} & c_{nom} &:= 75 \text{mm} \\ f_{cd} &:= 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{MPa} & E_{cm} &:= 36 \text{GPa} \end{aligned}$$

Flytegrense for armeringsstål, B500NC:

$$\begin{aligned} f_{yk} &:= 500 \text{MPa} & E_s &:= 200 \text{GPa} \\ f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{MPa} & \phi &:= 25 \text{mm} \end{aligned}$$

Verdier fra Brigade:

$$\begin{aligned} M_{ed} &:= 917 \text{kN}\cdot\text{m} & A_s &:= 7012 \text{mm}^2 & d &:= 762.5 \text{mm} & b &:= 1000 \text{mm} \\ \varphi &:= 1.7 & c_c &:= 140 \text{mm} & h &:= 850 \text{mm} \end{aligned}$$

Bøvestivhet S.I. Sørensen:

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556 \quad \rho := \frac{A_s}{(d-b)} = 9.196 \times 10^{-3} \quad n := \frac{b}{c_c} = 7.143$$

$$\alpha := \left[(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho \right]^{0.5} - \eta \cdot \rho = 0.273$$

$$I_{cr} := b \cdot \frac{(\alpha \cdot d)^3}{3} = 2.994 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$I_s := A_s \left[(1 - \alpha) \cdot d \right]^2 + n \cdot \pi \cdot \frac{\phi^4}{64} = 2.157 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_{cr} + E_s \cdot I_s = 5.392 \times 10^8 \frac{\text{m}^3 \cdot \text{kg}}{\text{s}^2}$$

Beregner armeringspenning:

$$\sigma_s := E_s \cdot M_{ed} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 188.643 \text{ MPa} \quad \sigma_s < \sigma_{s, \text{tillatt}} \quad \text{OK}$$

OK! kan stoppe her ved at man kan tillate litt i overkant av 200 MPa i spenning

Sjekker rissvidden:

$$k_t := 0.4$$

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

$$h_1 := 2.5 \cdot (h - d) \quad h_2 := \frac{(h - \alpha \cdot d)}{3} \quad h_3 := \frac{h}{2}$$

$$h_{ceff} := \min(h_1, h_2, h_3) = 0.214 \text{ m} \quad A_{ceff} := b \cdot h_{ceff} = 0.214 \text{ m}^2$$

$$\rho_p := \frac{A_s}{A_{ceff}} = 0.033$$

$$\epsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \epsilon_{cm} := \frac{\left[k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_p} \cdot (1 + \eta \cdot \rho_p) \right]}{E_s} \quad \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 6.69 \times 10^{-4}$$

$$s_{rmax} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{\phi}{\rho_p} = 0.385 \text{ m} \quad w_{max} := 0.39 \text{ mm}$$

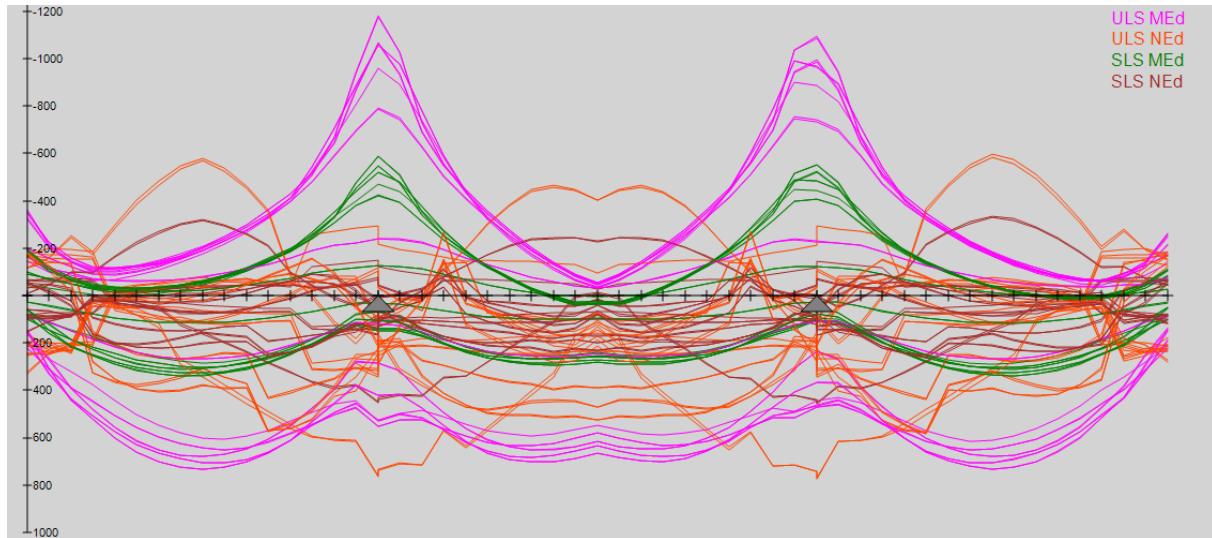
$$w_k := s_{rmax} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.257 \text{ mm} \quad \text{OK if } w_k < w_{max}$$

Vedlegg E - Resultater fra Brigade og Concrete Designer Brigade

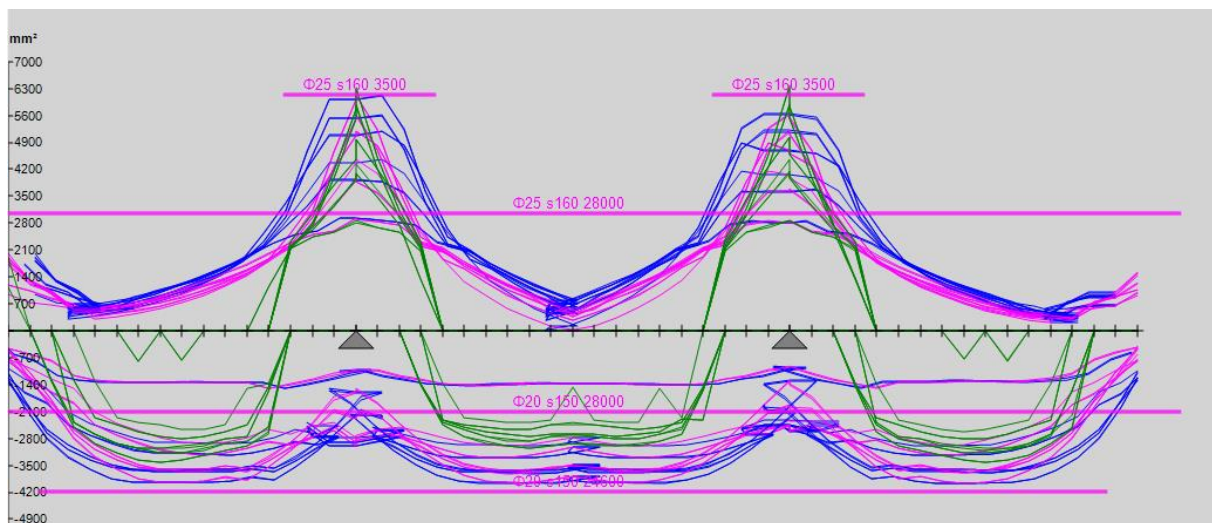
E.1 Modell 10

LENGDERETNING

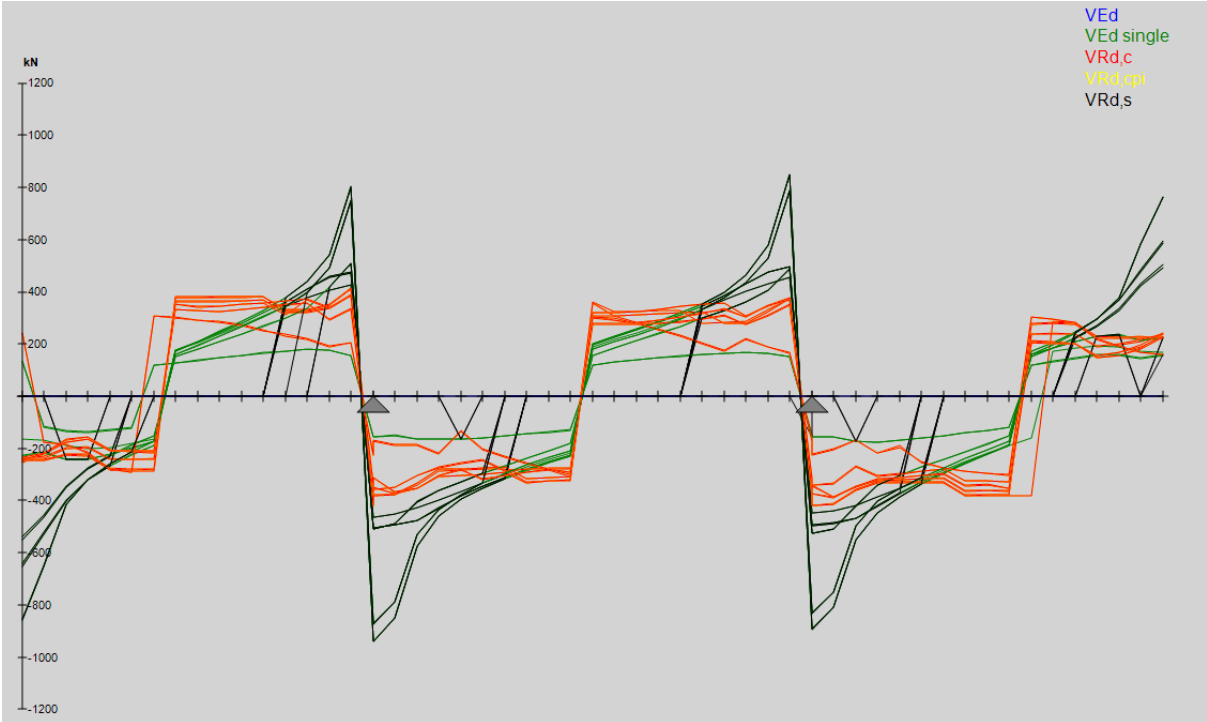
Moment- og aksialkrefter Brigade:



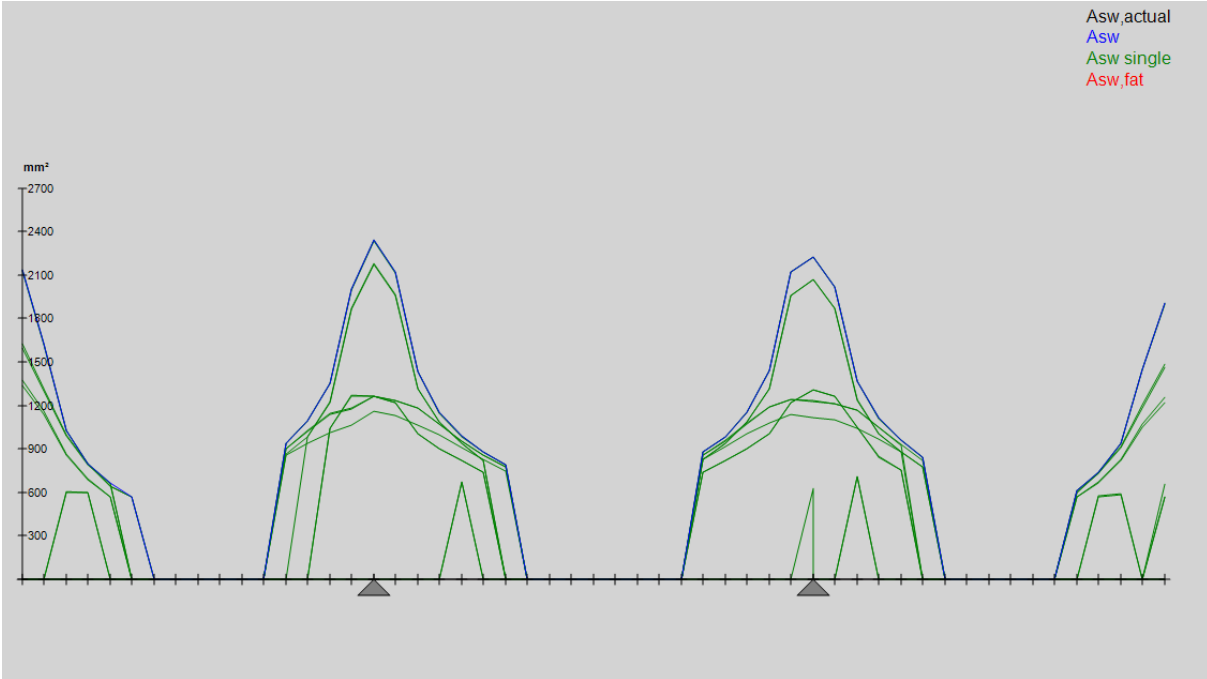
Lengdearmering CDB:



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

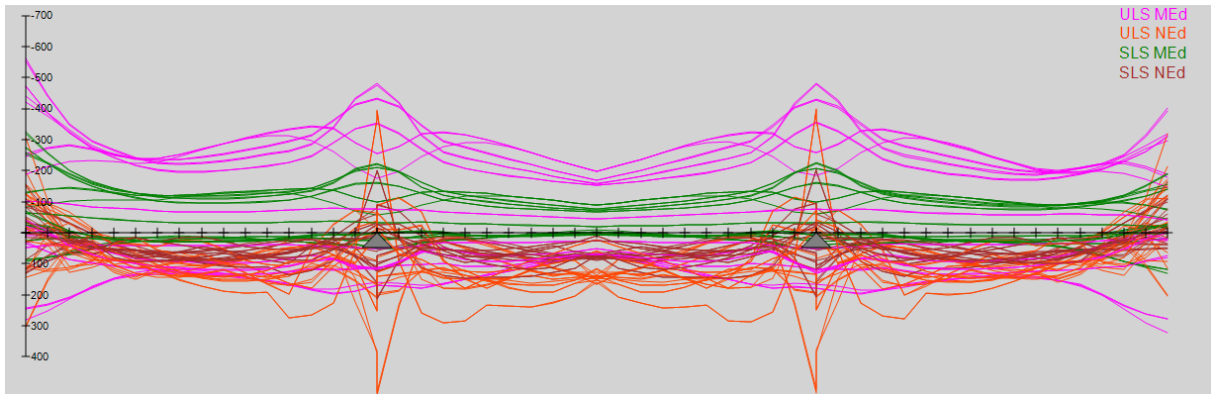


Skjærarmering lengderetning CDB:

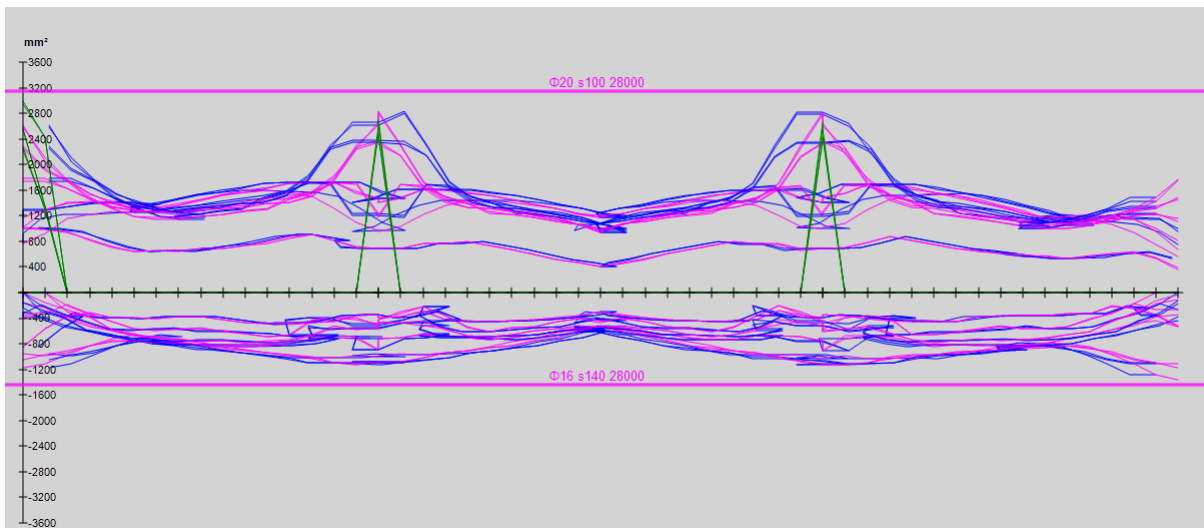


TVERRETNING

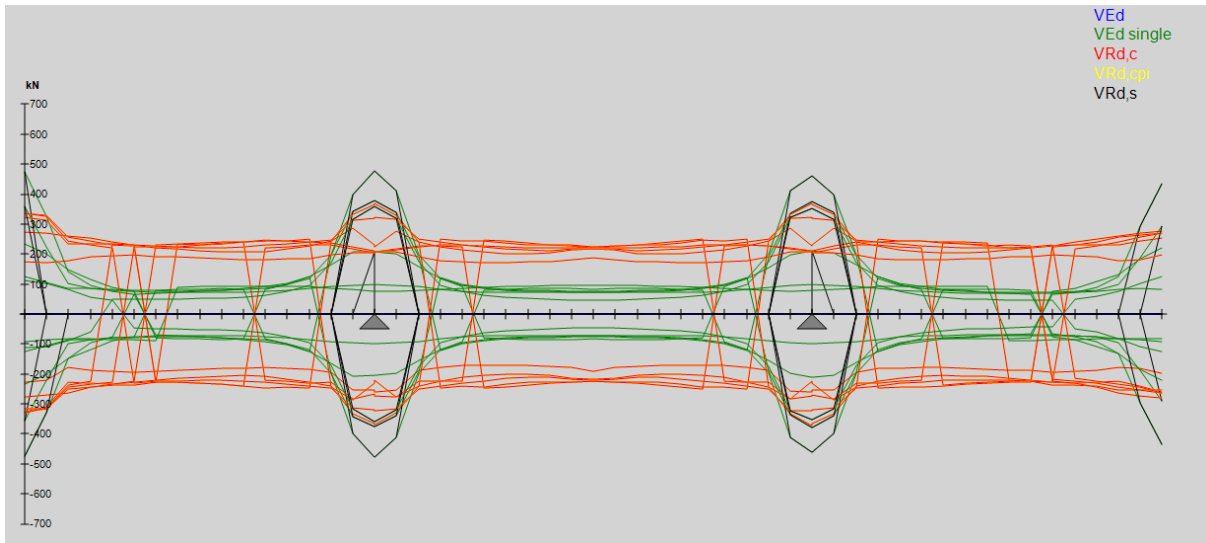
Moment- og aksialkrefter Brigade:



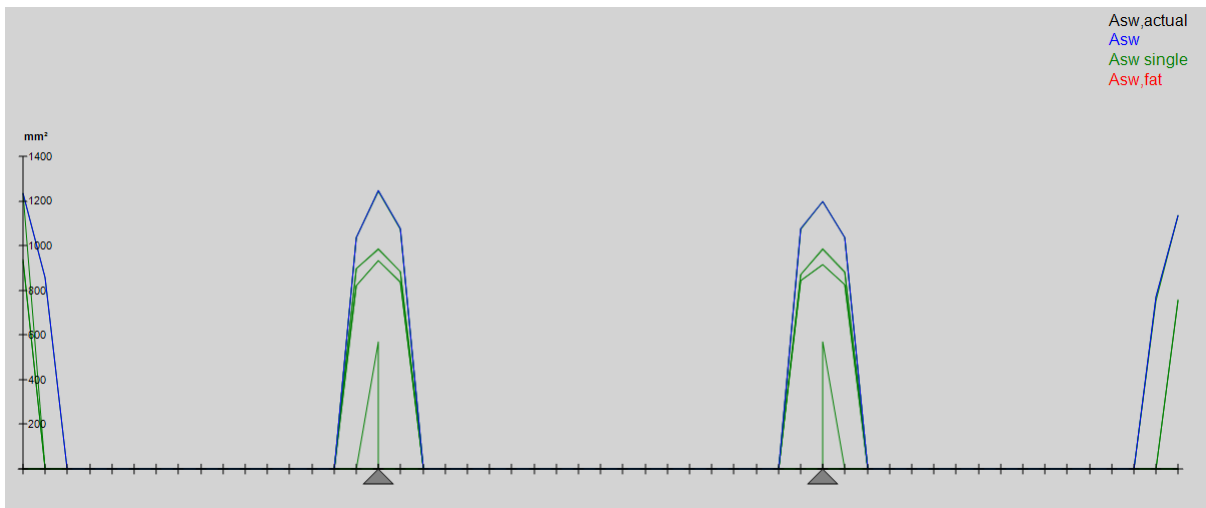
Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning:



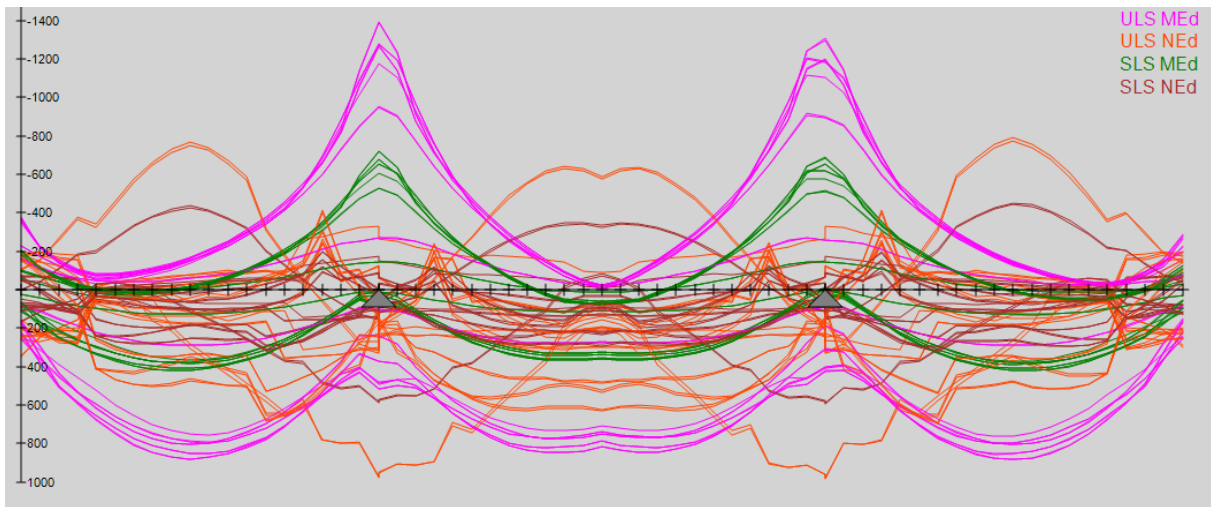
Skjærarmoring tverretning:



E.2 Modell 12

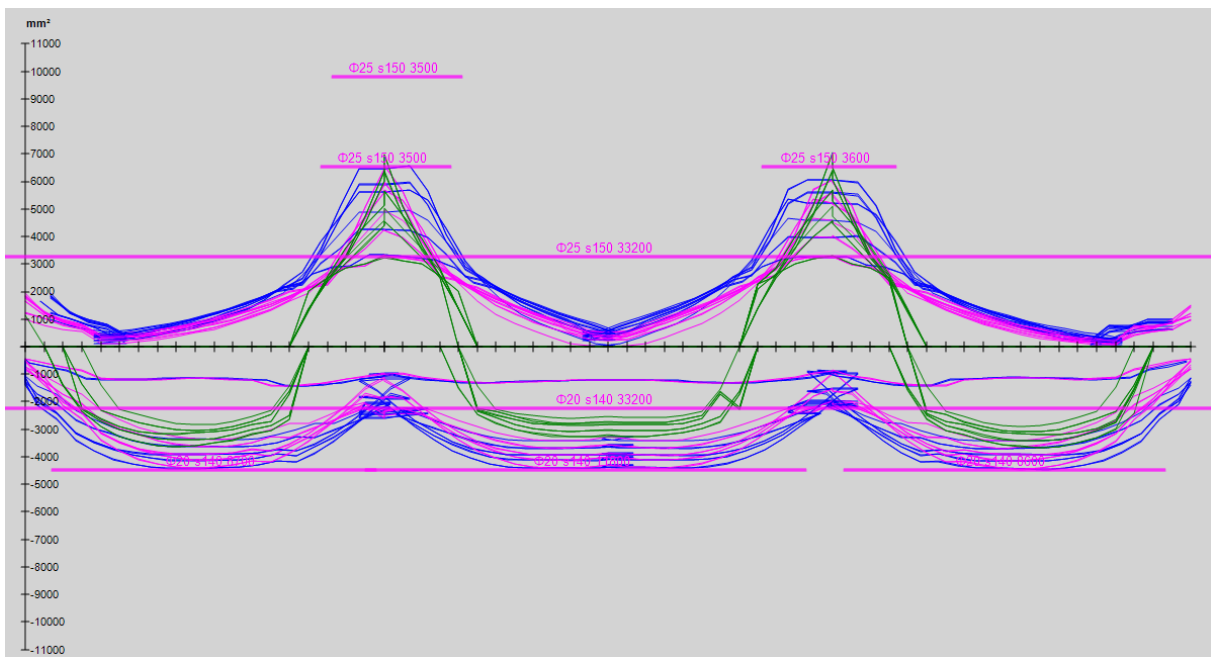
LENGDERETNING

Moment- og aksialkrefter Brigade:

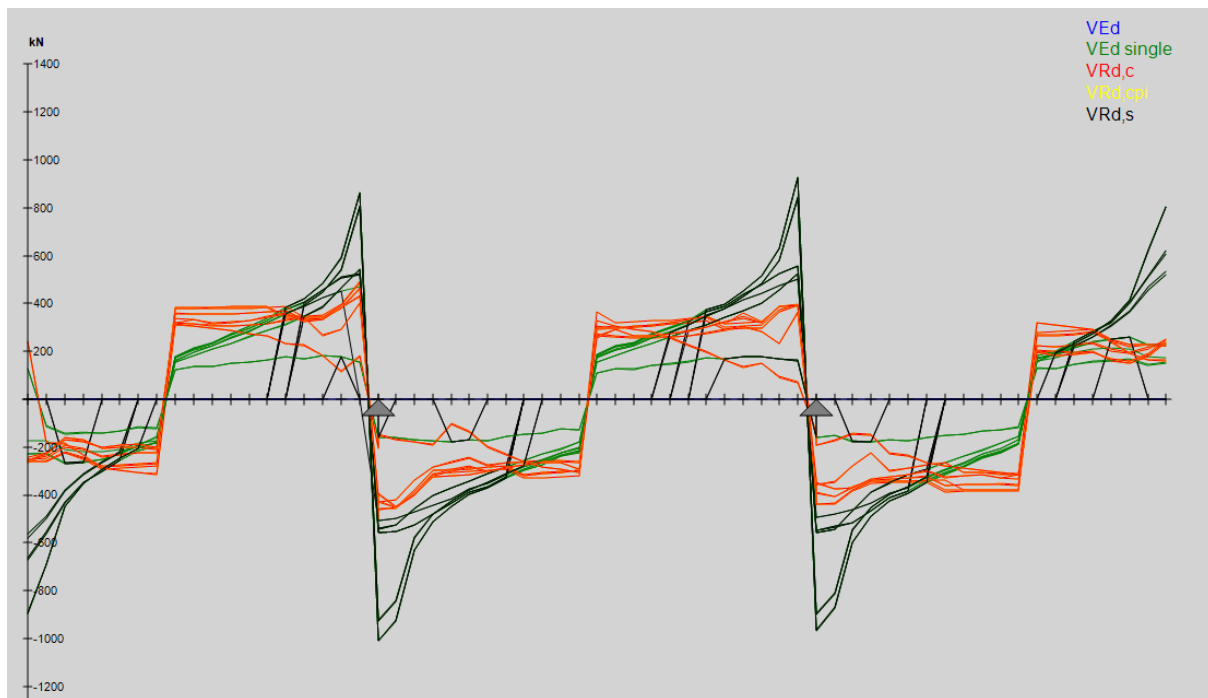


Lengdearmingering CDB:

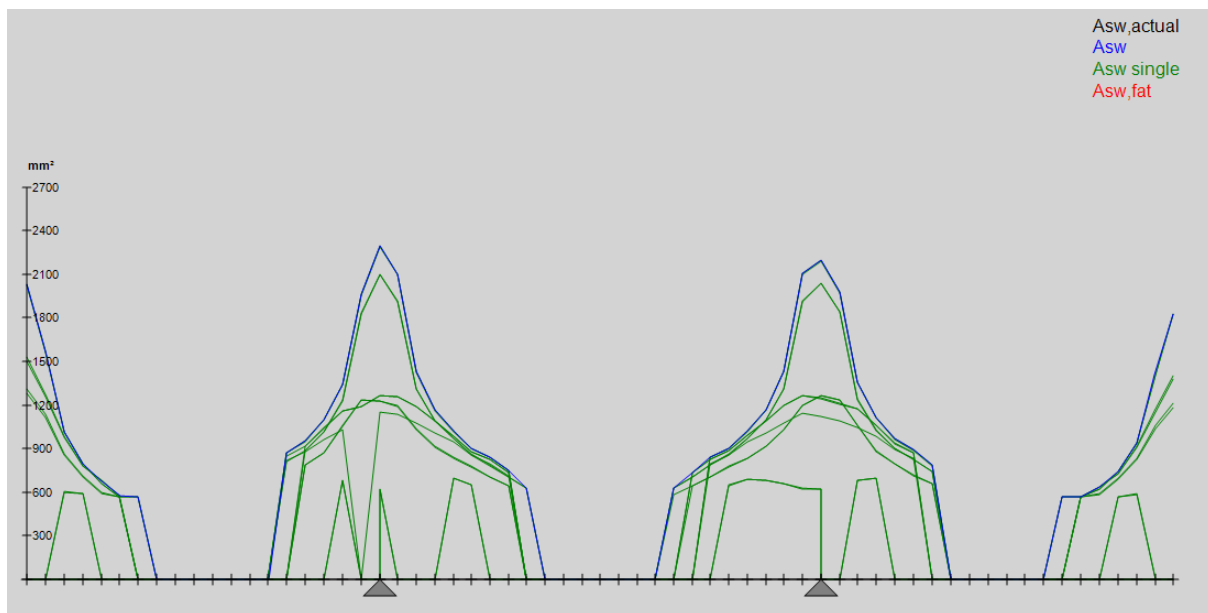
*Her er det valgt å se bort fra den ekstra armeringen over akse 2



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

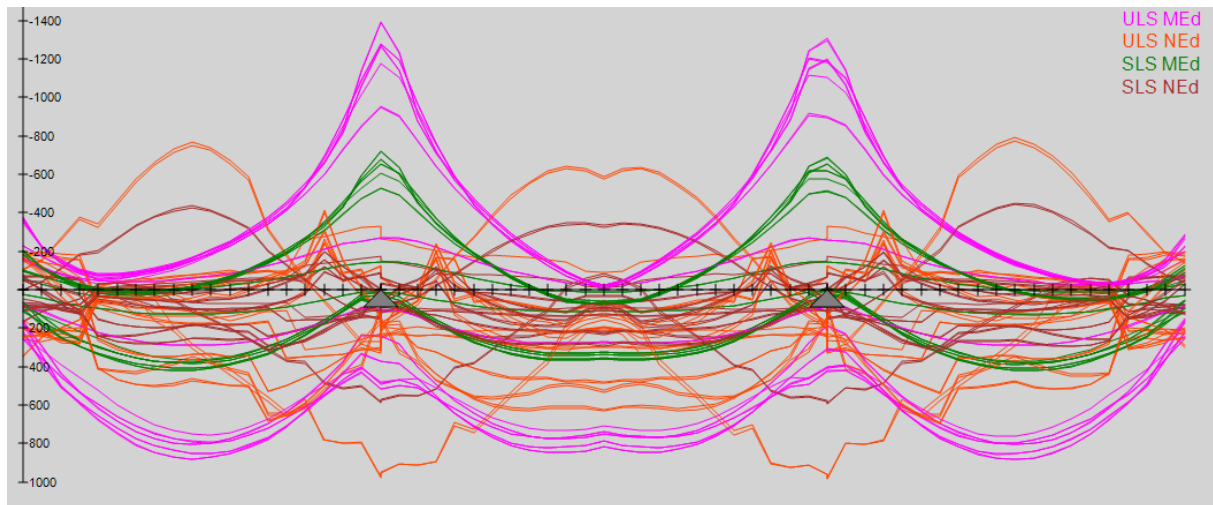


Skjærarmering lengderetning CDB:

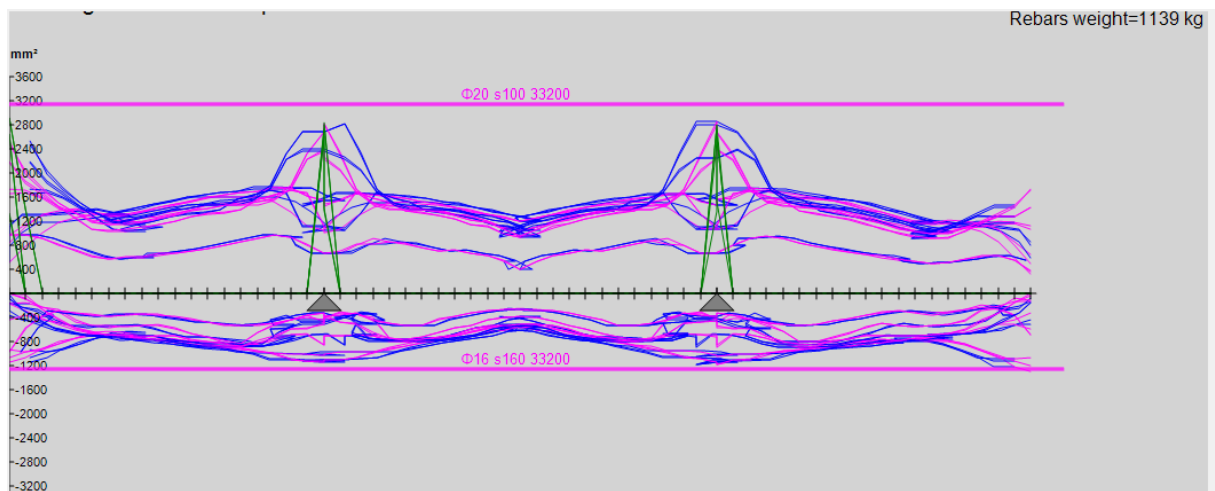


TVERRETNING

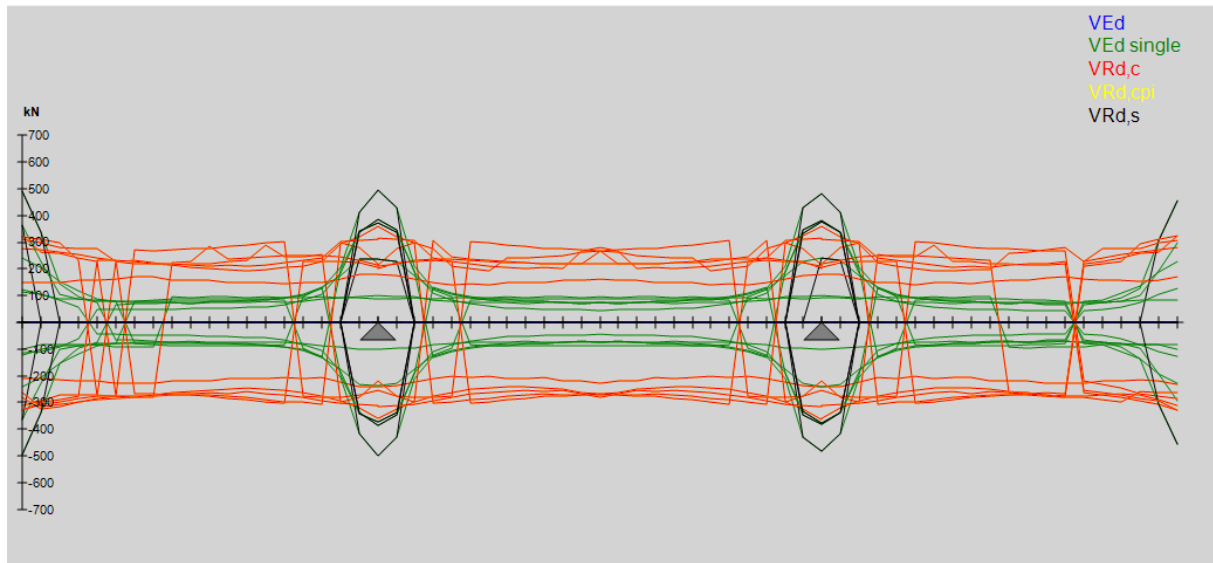
Moment- og aksialkrefter Brigade:



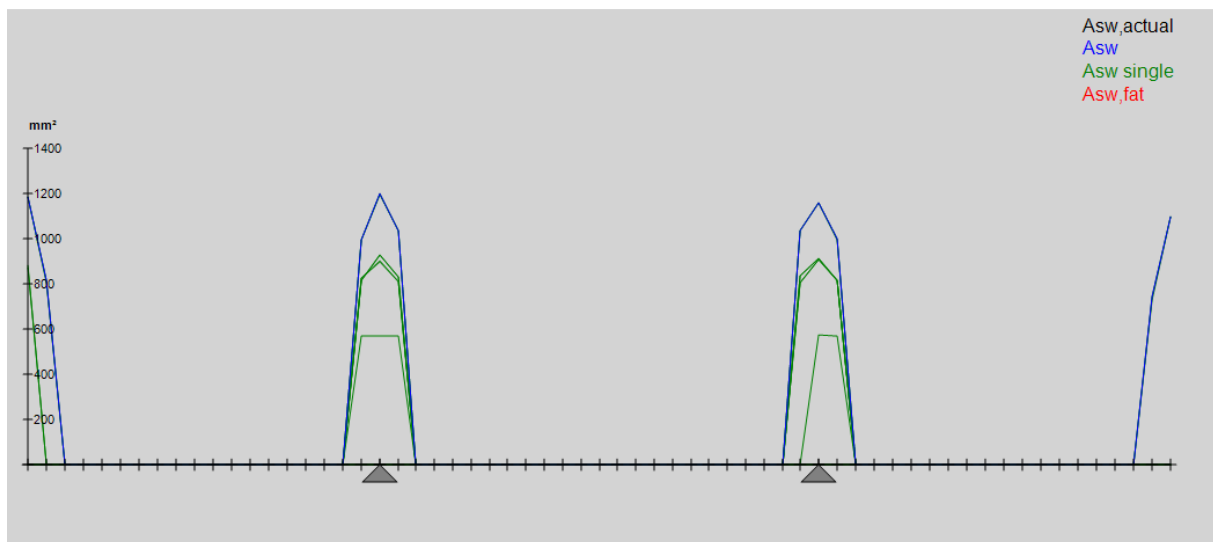
Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning Brigade:



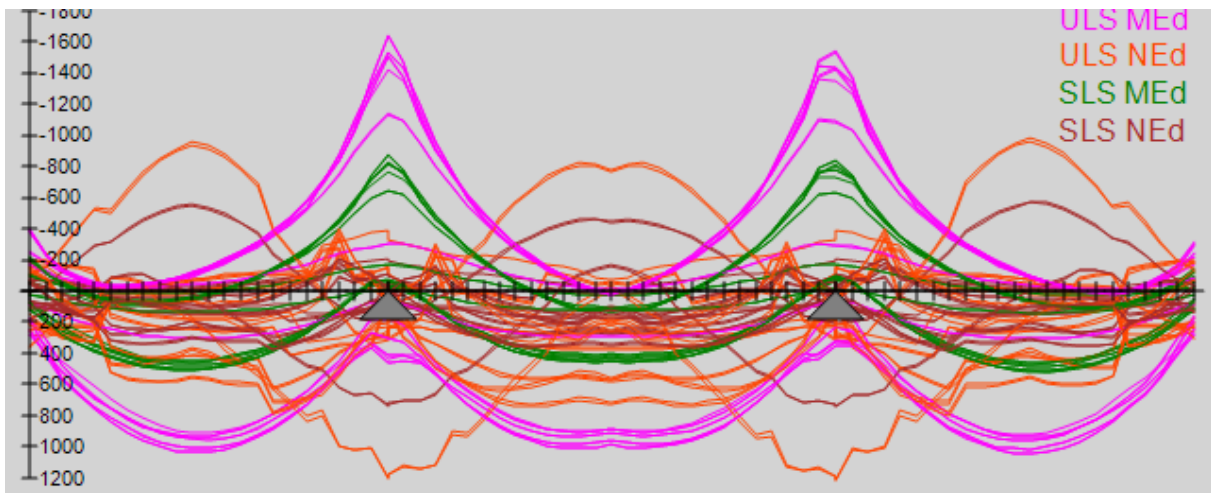
Skjærarmering tverretning CDB:



E.3 Modell 14

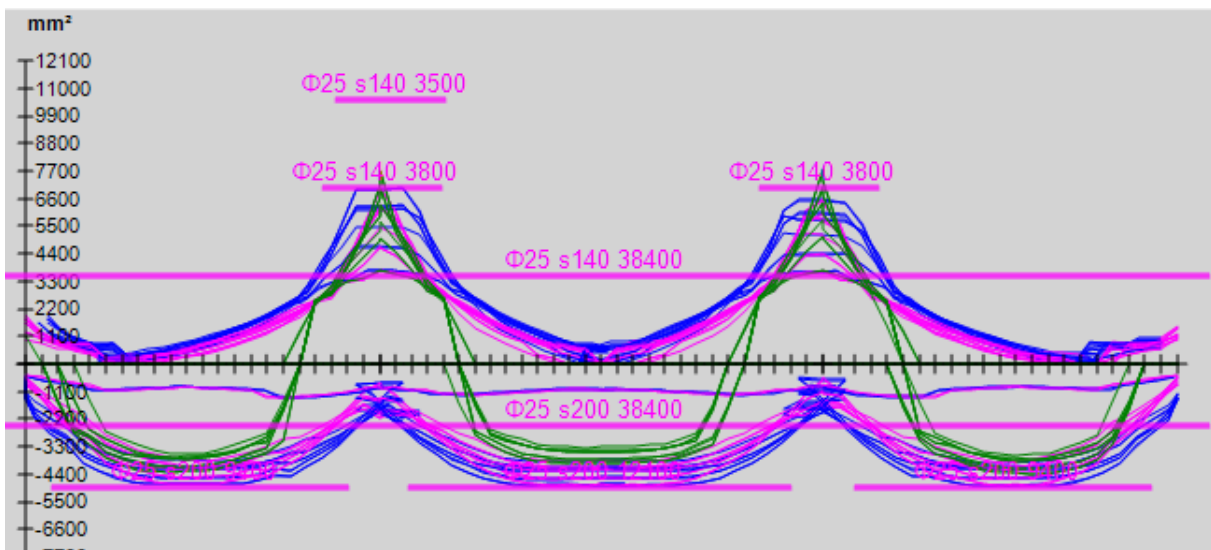
LENGDERETNING

Moment- og aksialkrefter Brigade:

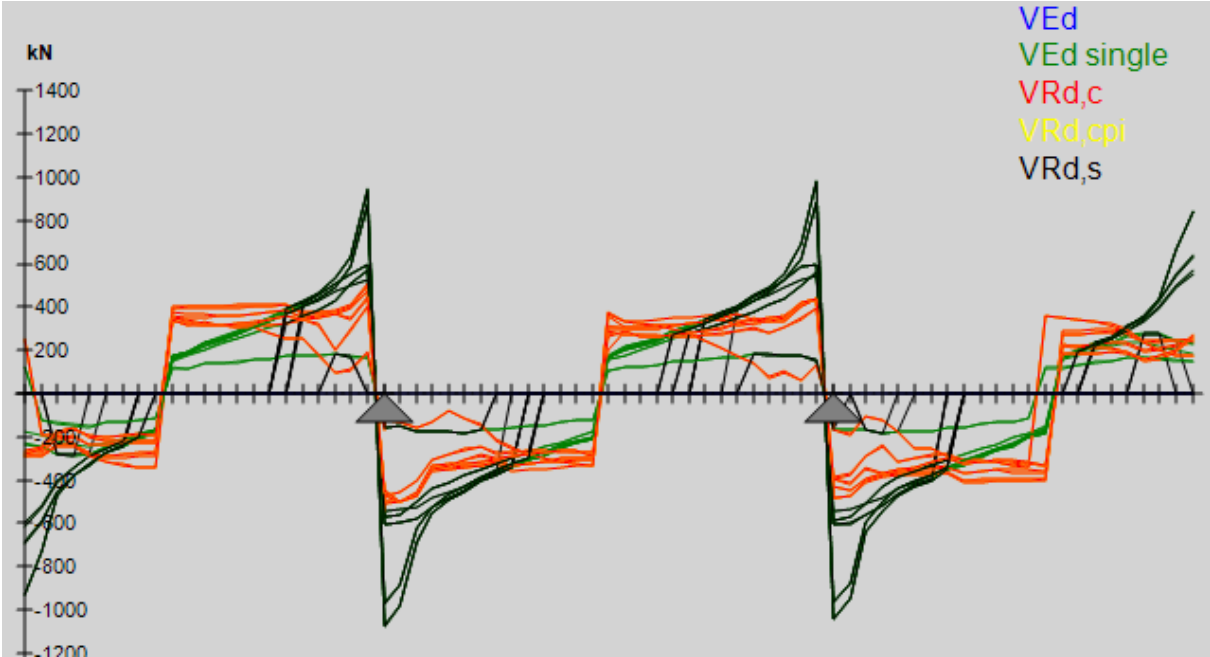


Lengdearmering CDB:

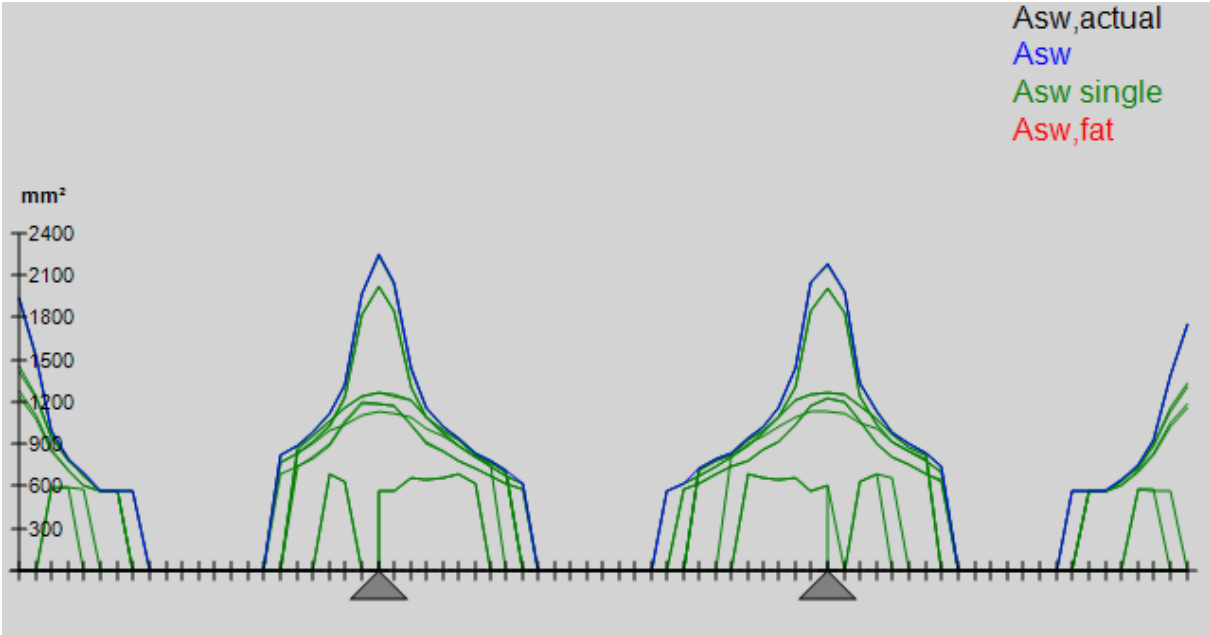
*Her er det valgt å se bort fra den ekstra armeringen over akse 2



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

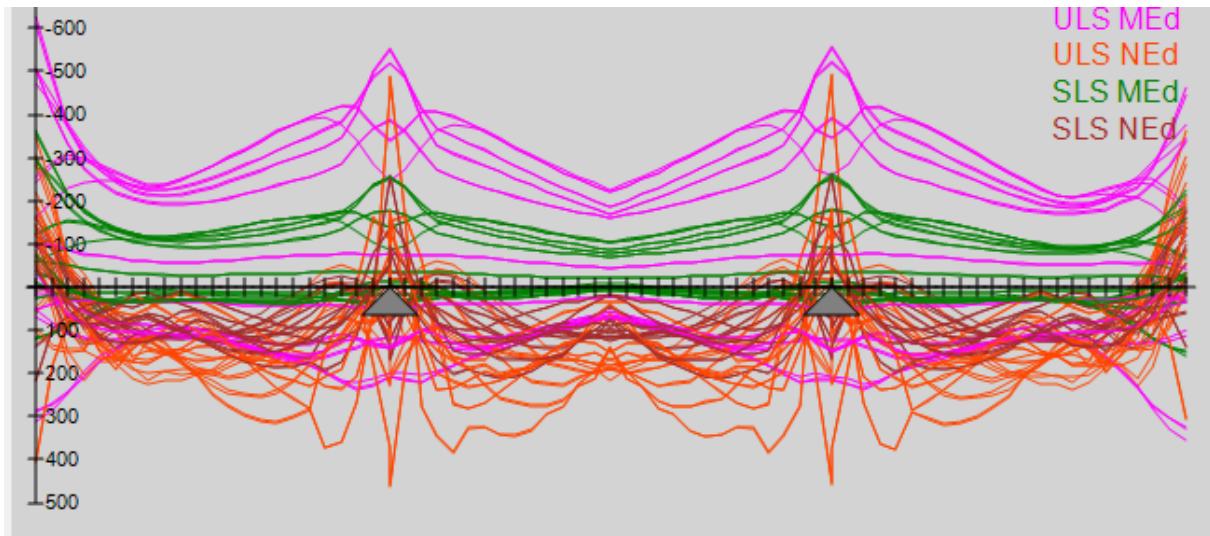


Skjærarmering lengderetning CDB:

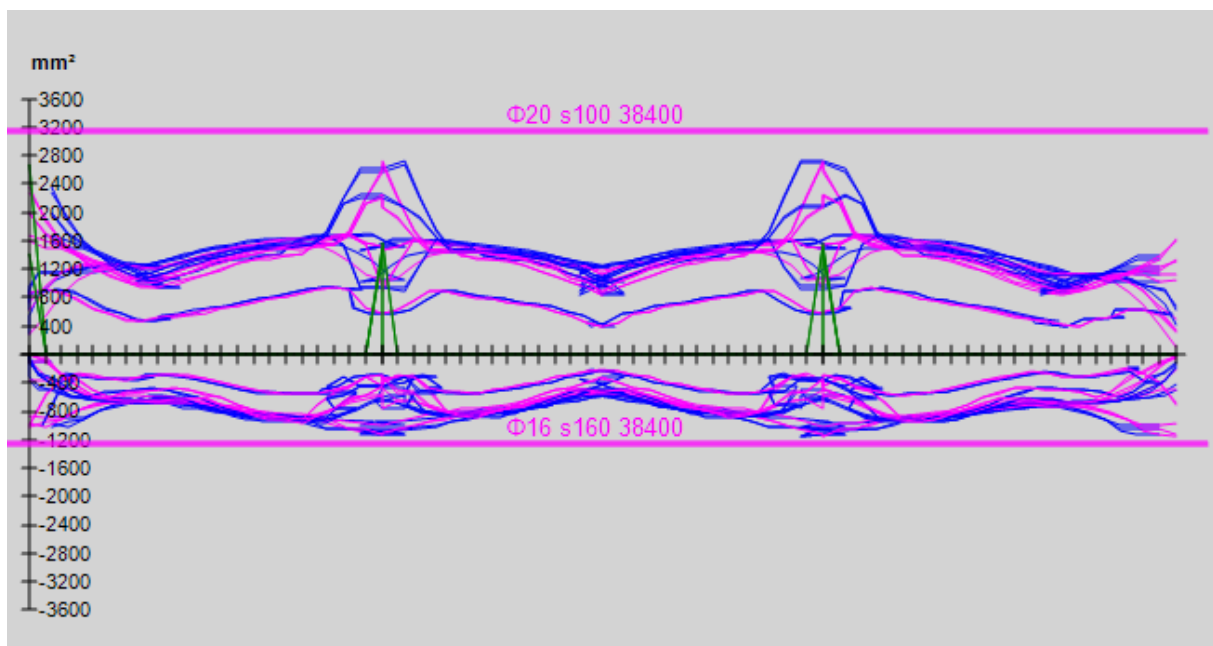


TVERRETNING

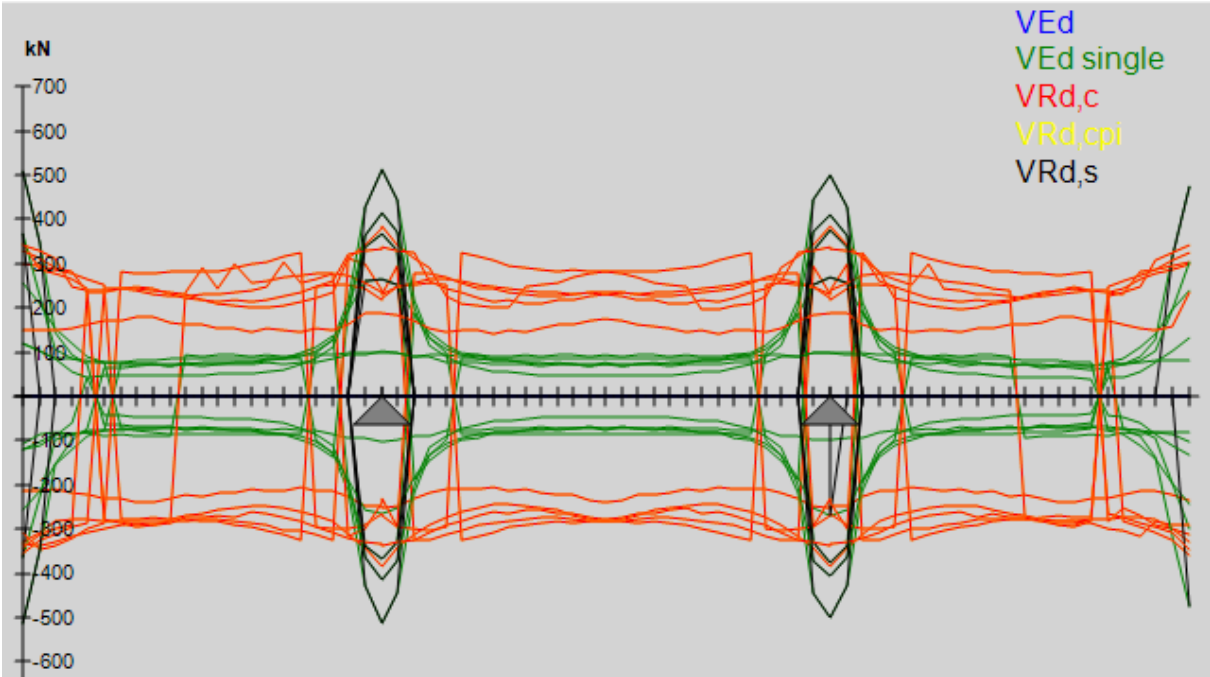
Moment- og aksialkrefter Brigade:



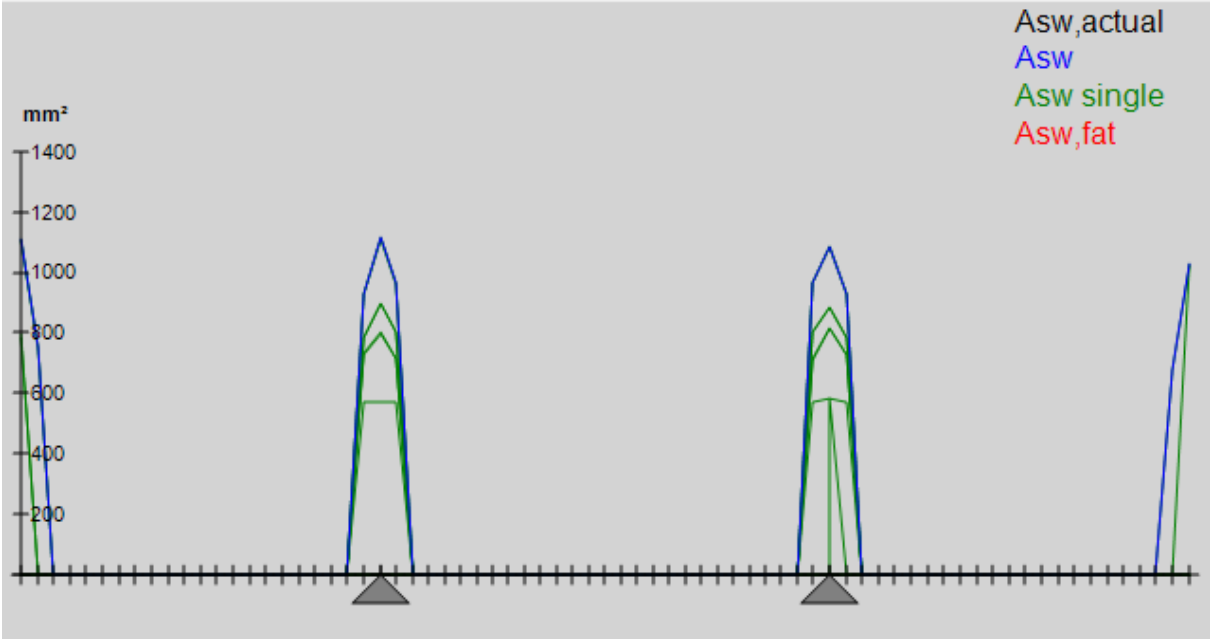
Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning Brigade:



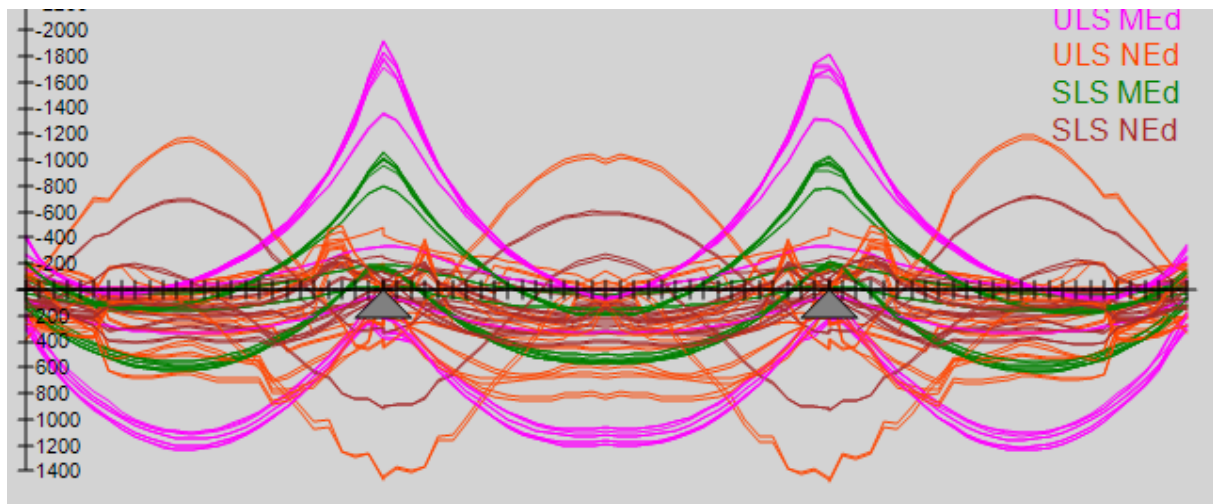
Skjærarmering tverretning CDB:



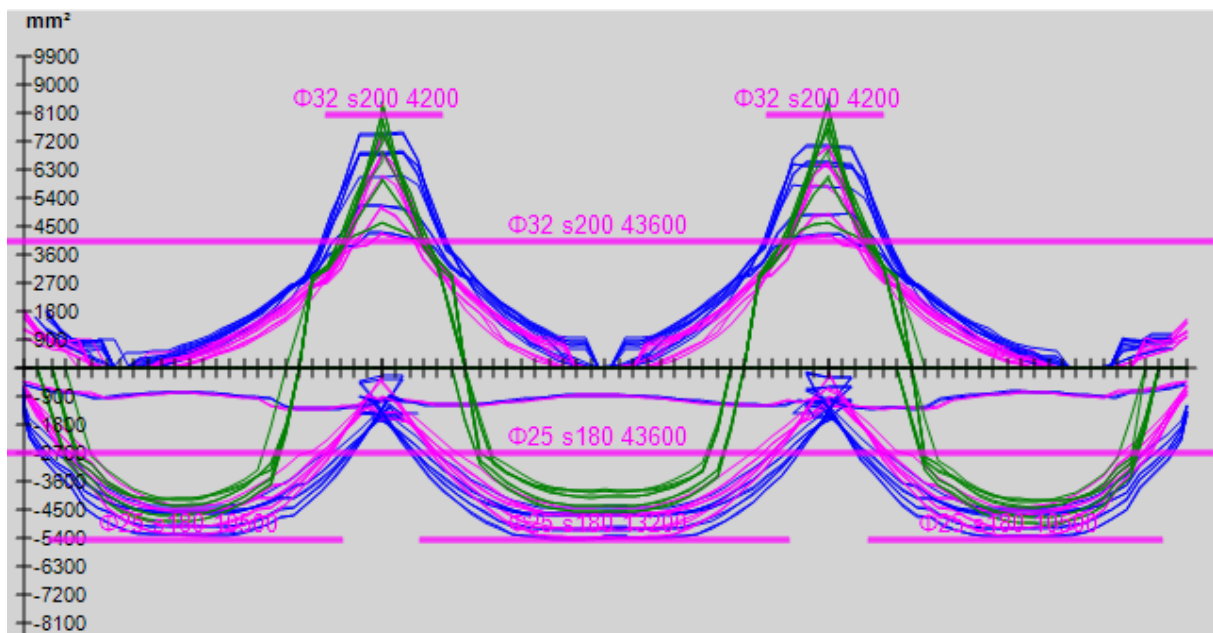
E.4 Modell 16

LENGDERETNING

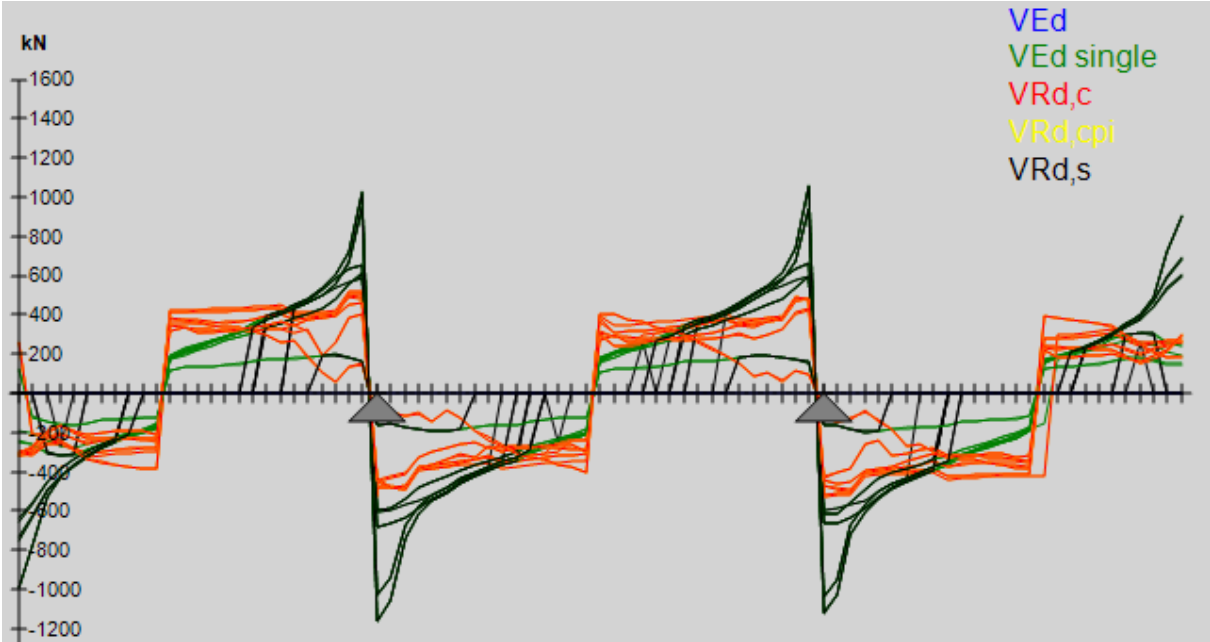
Moment- og aksialkrefter Brigade:



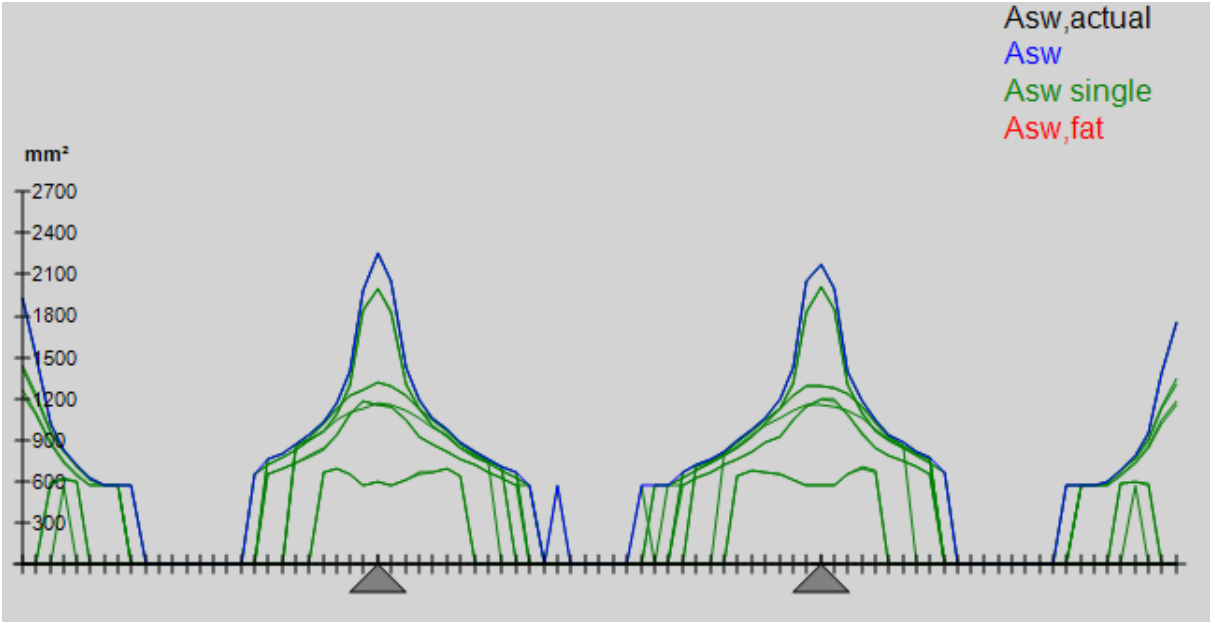
Lengdearmering CDB:



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

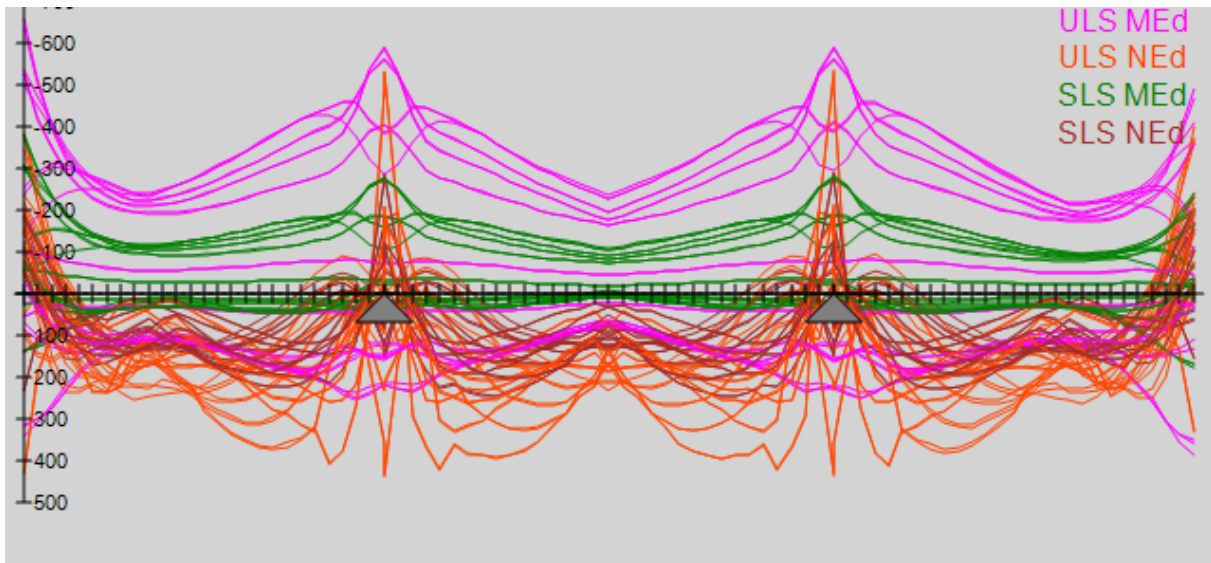


Skjærarmering lengderetning CDB:

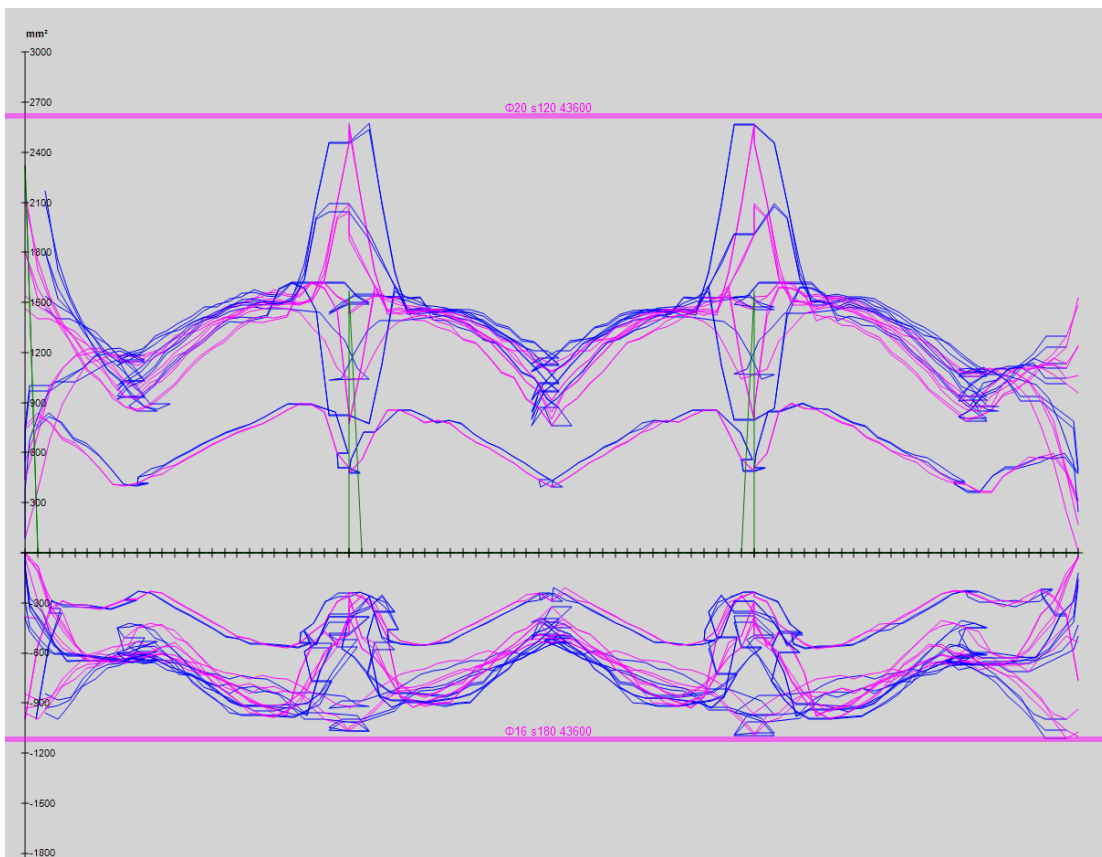


TVERRETNING

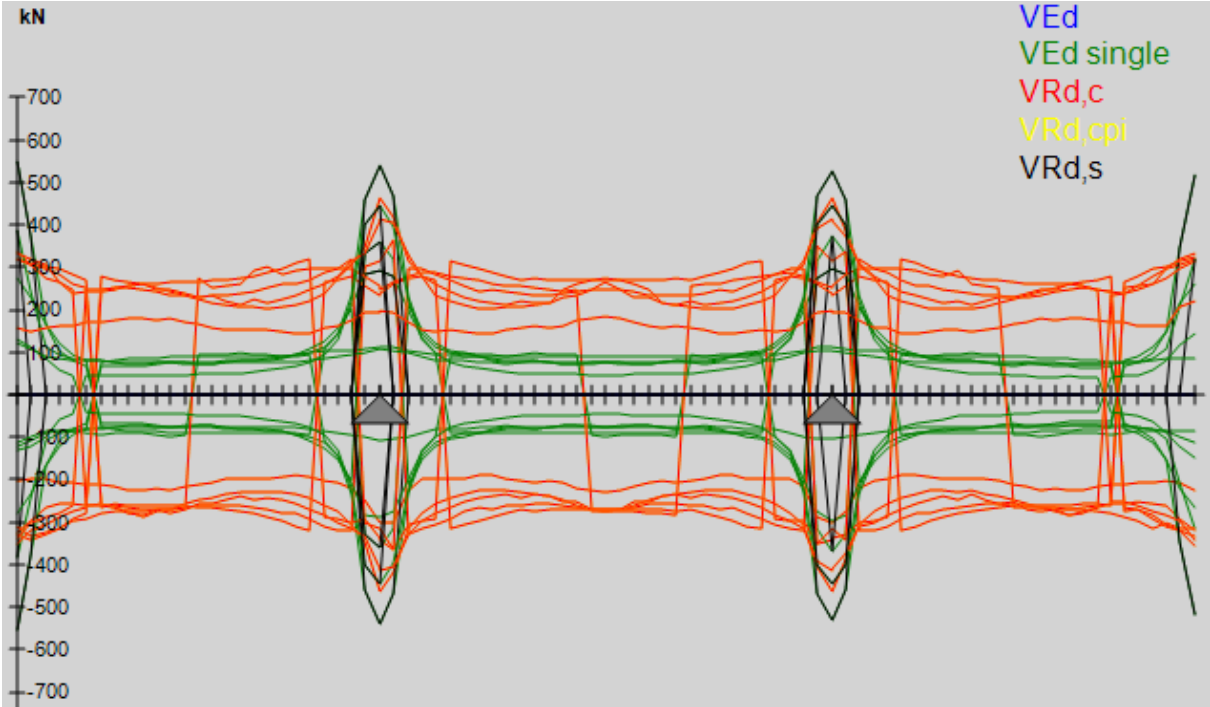
Moment- og aksialkrefter Brigade:



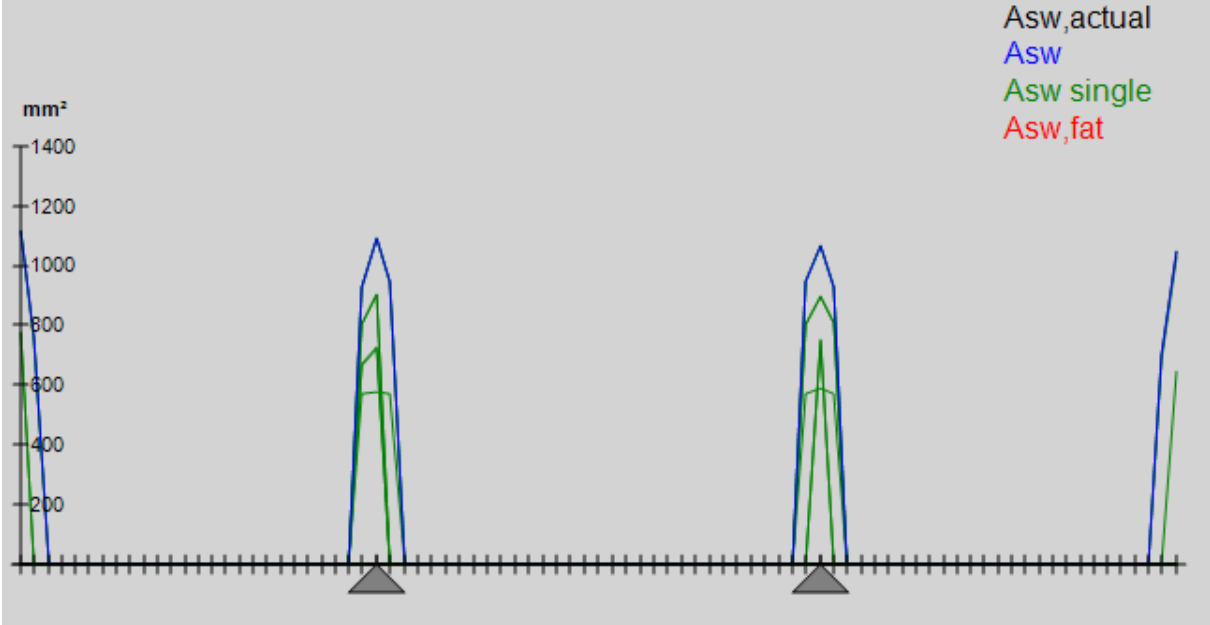
Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning Brigade:



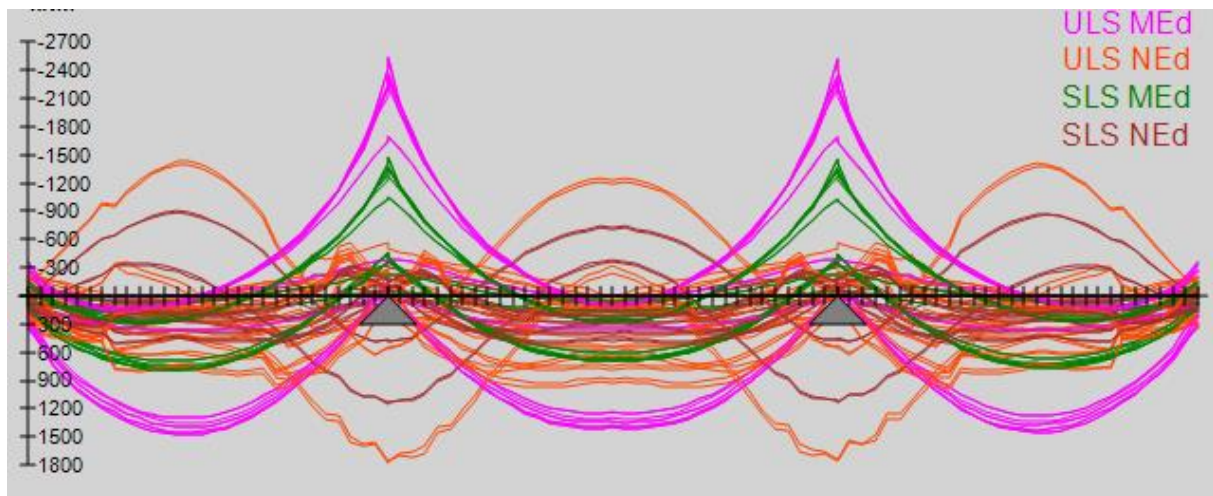
Skjærarmering tverretning CDB:



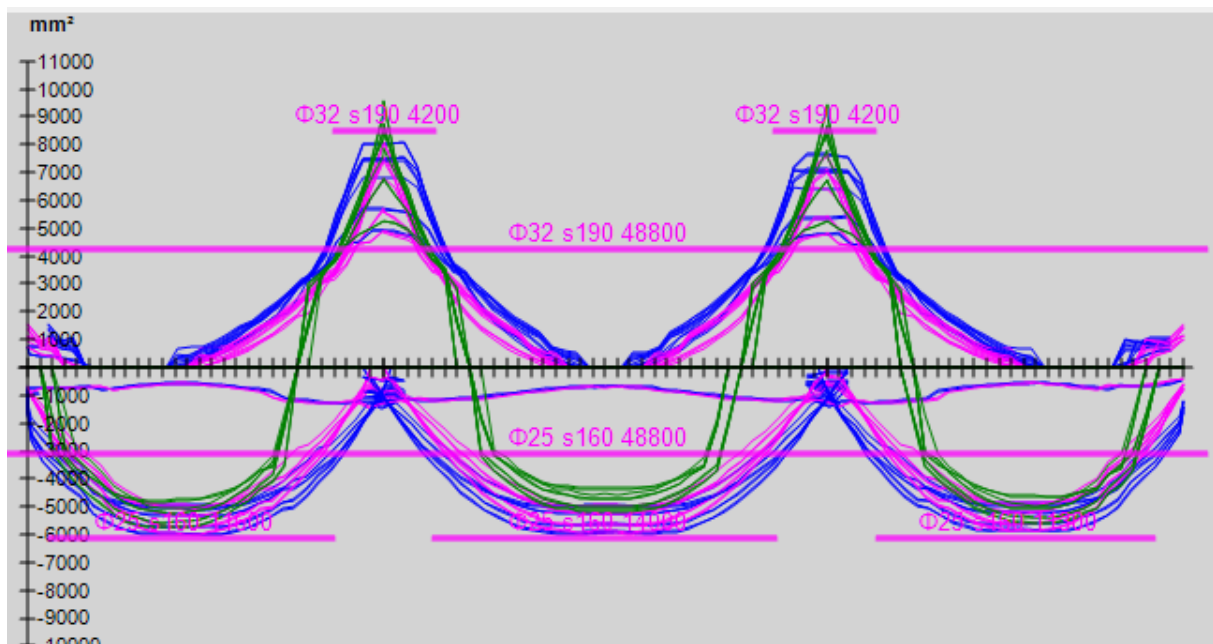
E.5 Modell 18

LENGDERETNING

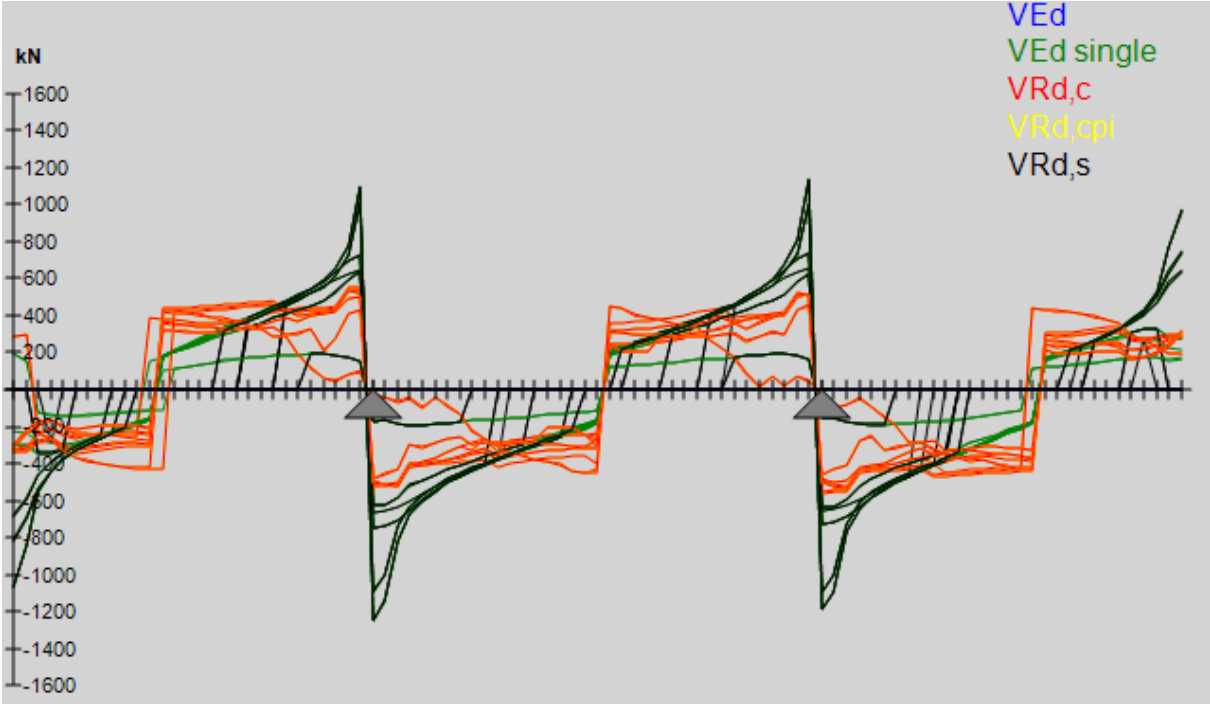
Moment- og aksialkrefter Brigade:



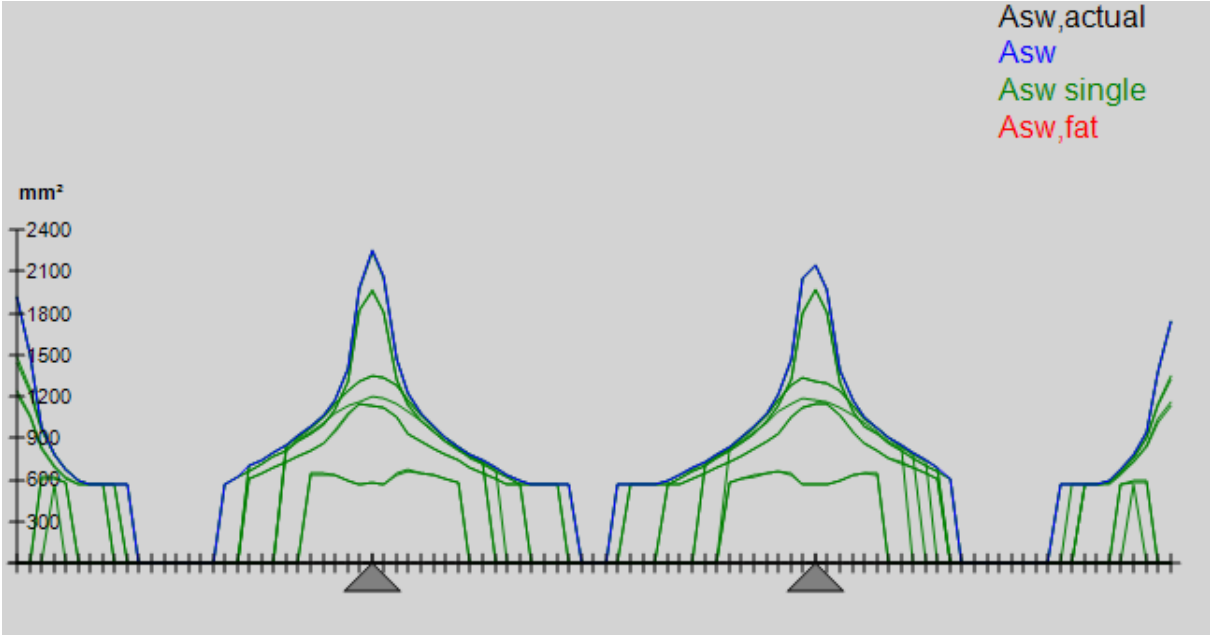
Lengdearmering CDB:



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

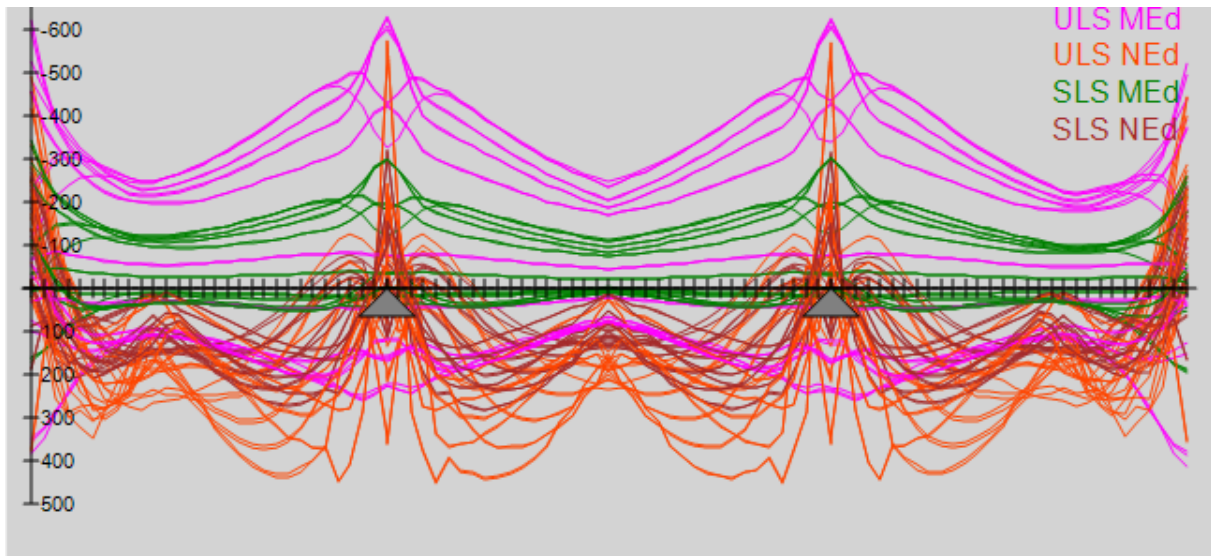


Skjærarmering lengderetning CDB:

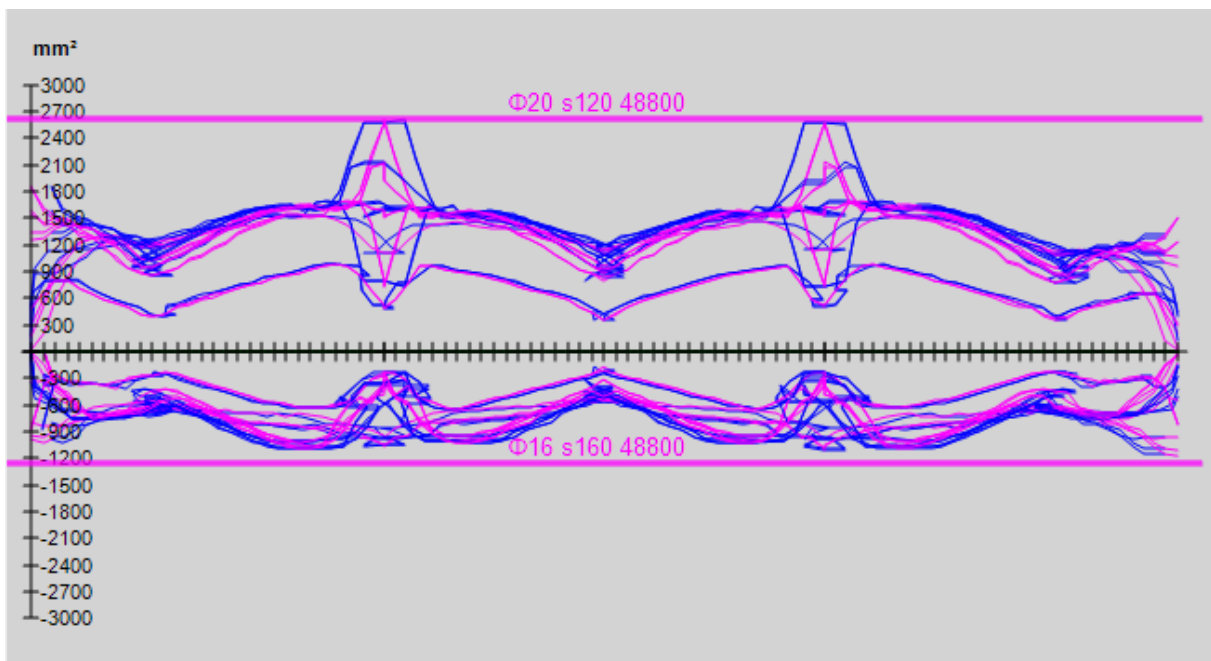


TVERRETNING

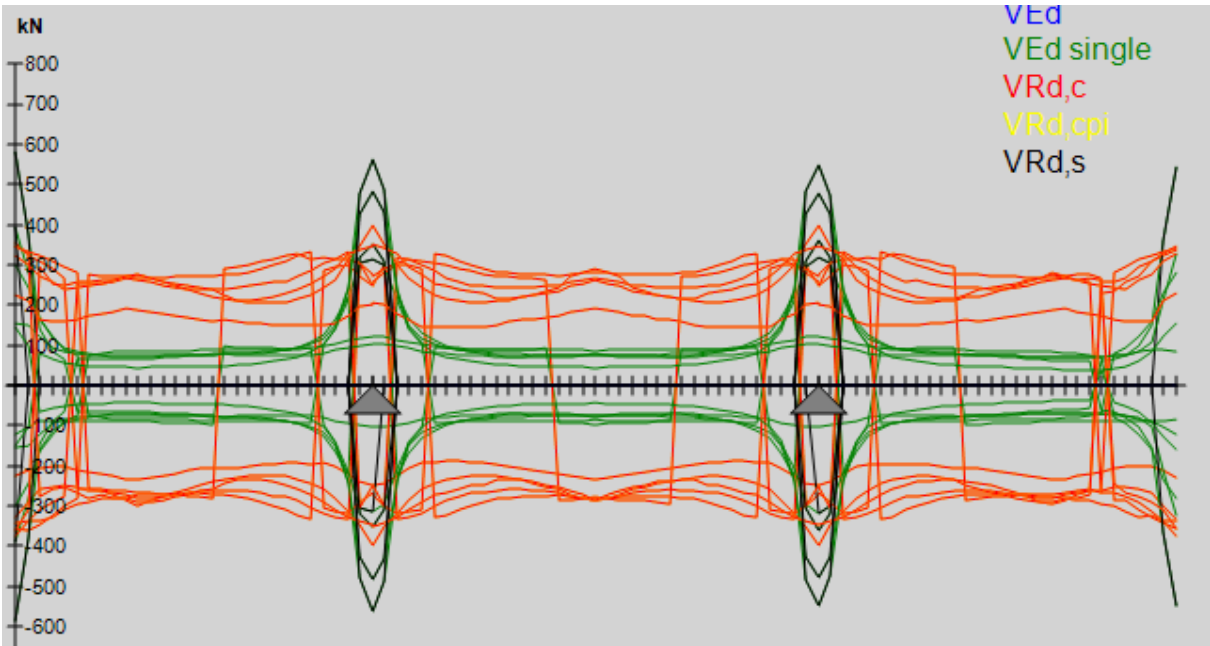
Moment- og aksialkrefter Brigade:



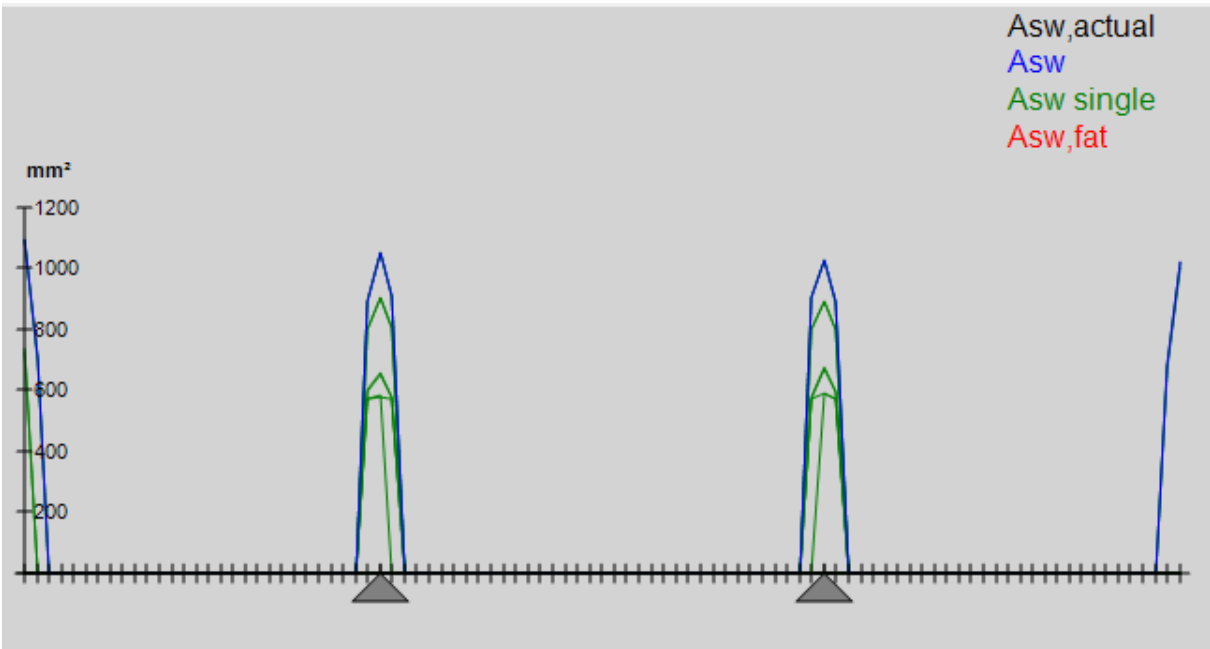
Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning Brigade:



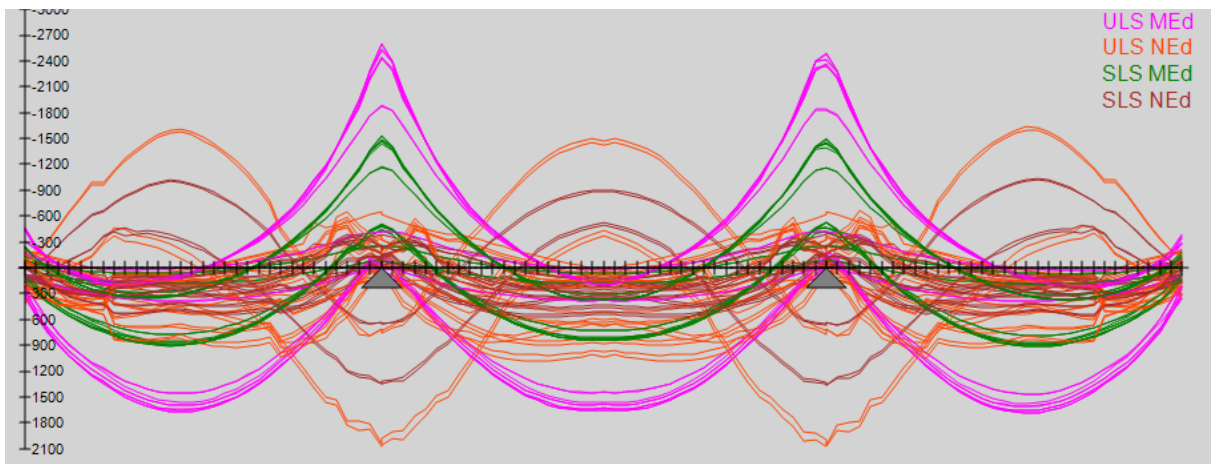
Skjærarmering tverretning CDB:



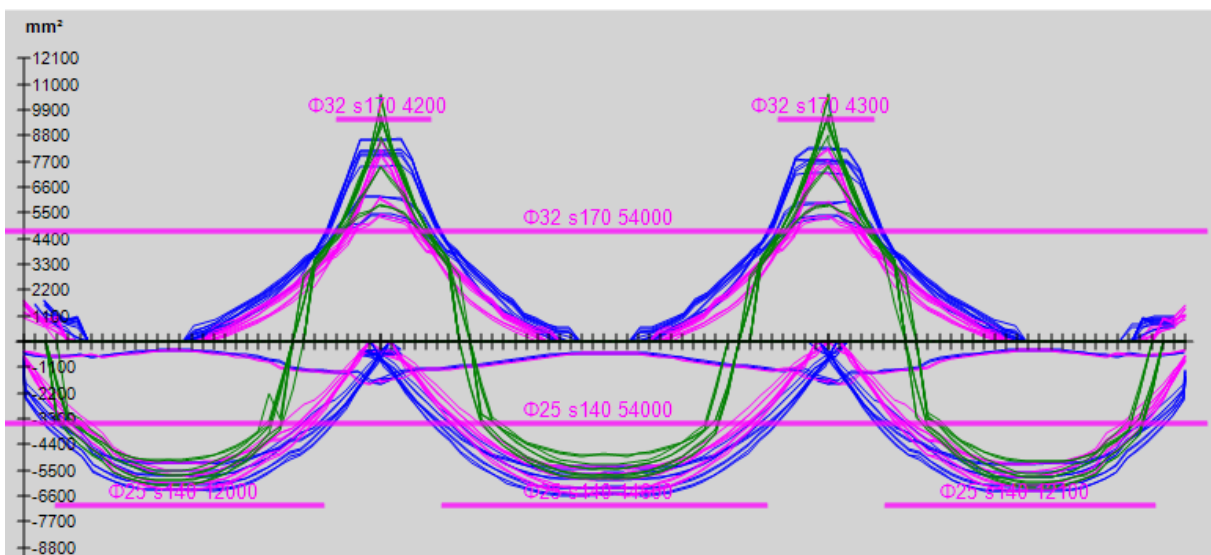
E.6 Modell 20

LENGDERETNING

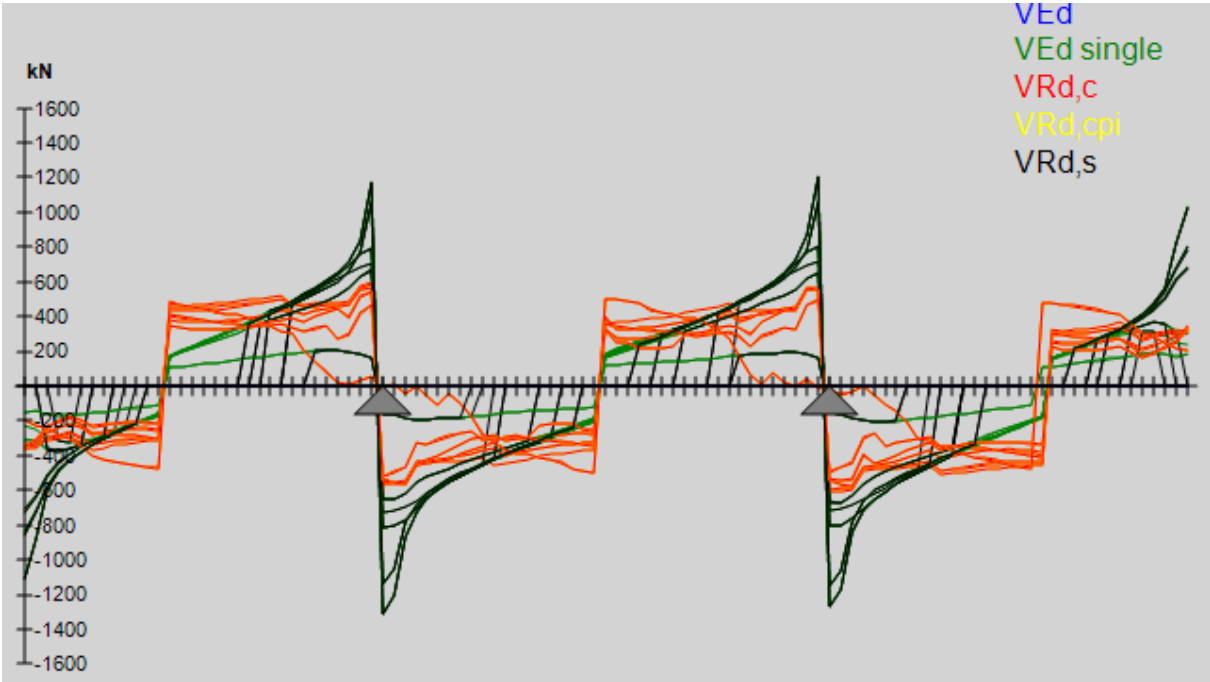
Moment- og aksialkrefter Brigade:



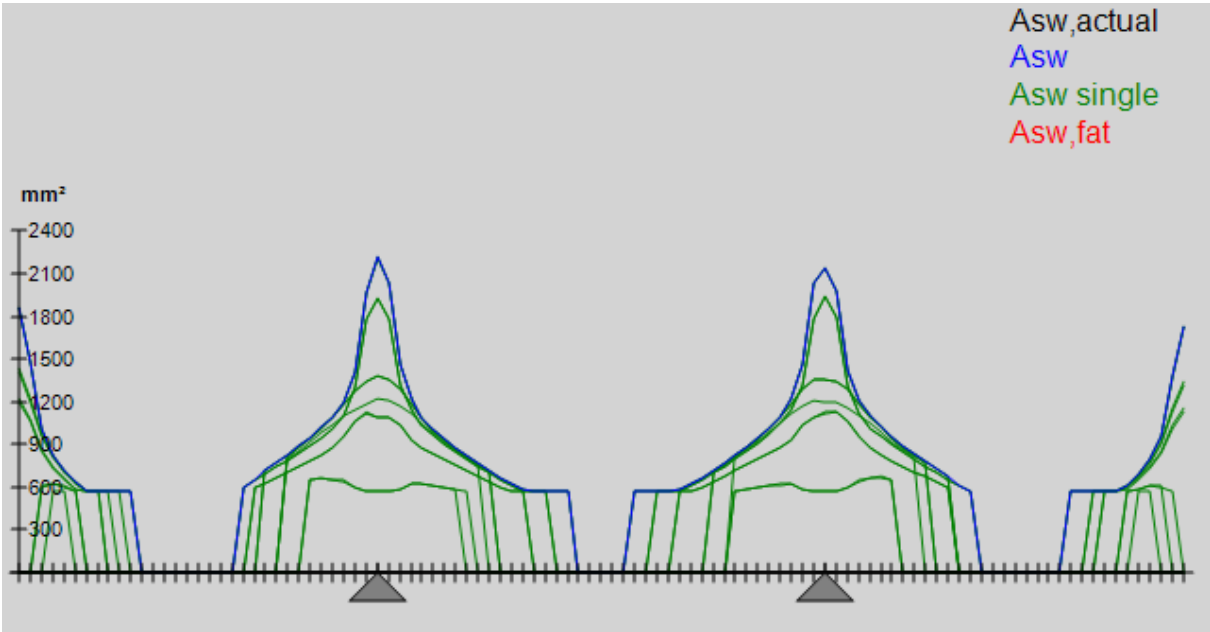
Lengdearmering CDB:



Skjærkrefter lengderetning Brigade:

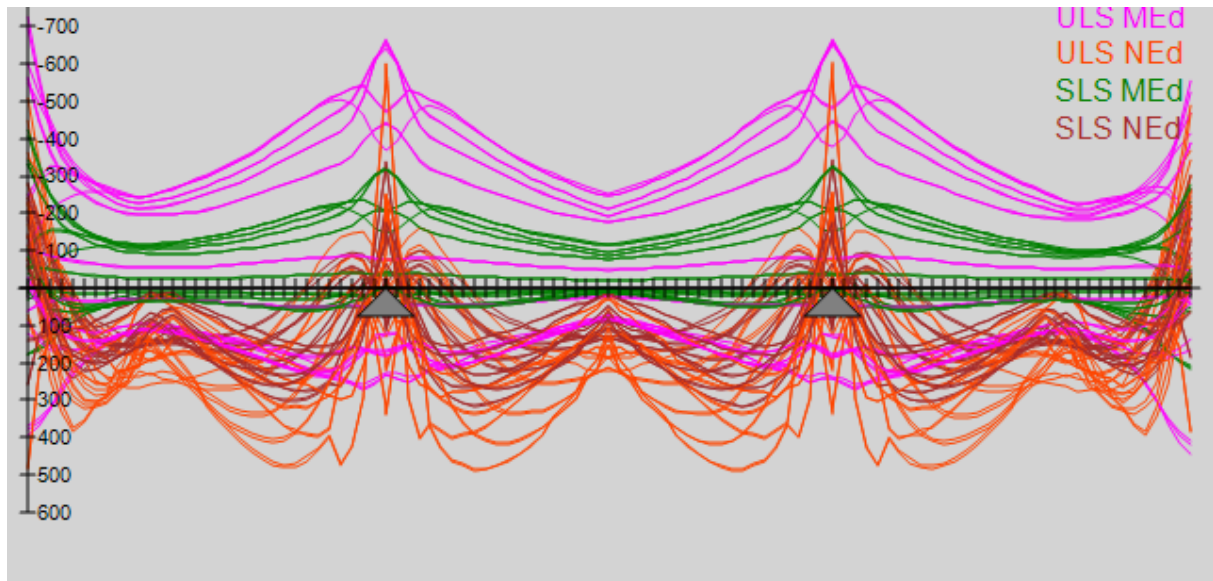


Skjærarmoring lengderetning CDB:

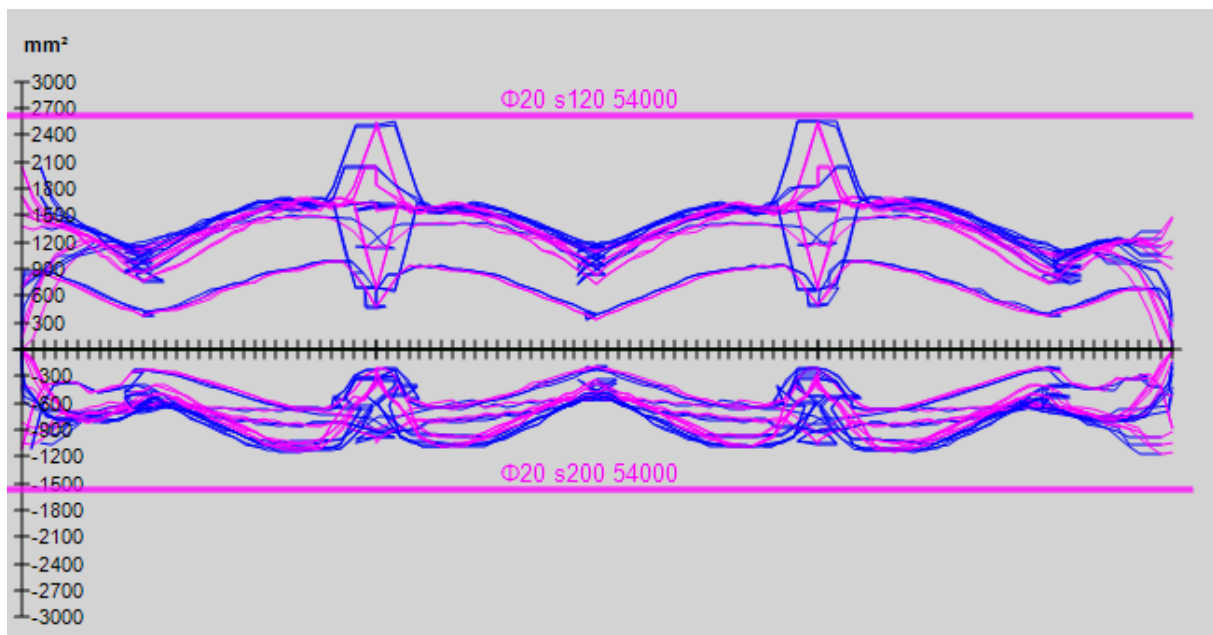


TVERRETNING

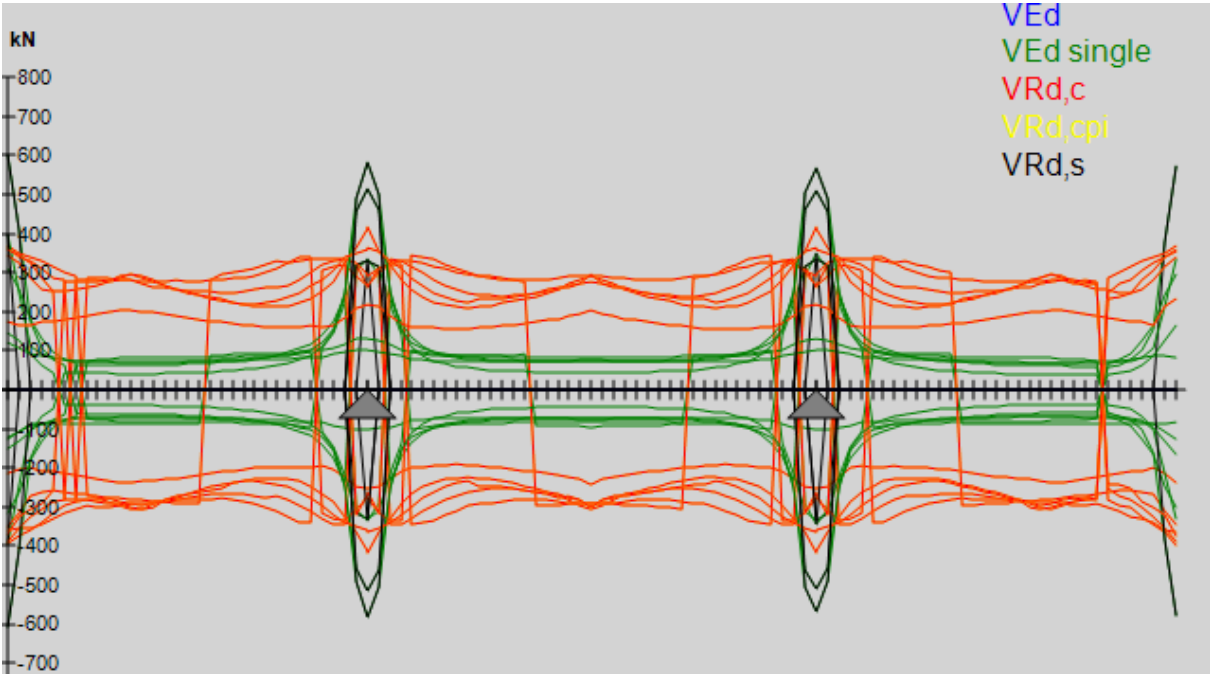
Moment- og aksialkrefter Brigade:



Tverrarmering CDB:



Skjærkrefter tverretning Brigade:



Skjærarmering tverretning CDB:

