



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Mastergrad i konstruksjoner og materialer, fordypning i byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2017 Åpen
Forfatter: Kristine Djuve (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Samindi Samarakoon	
Veileder(e): Samindi Samarakoon (UiS) og Håkon Emil Helland Sæstad (Statens vegvesen)	
Tittel på masteroppgaven: Analyse av varierende skjevvinkel for slakkarmert platebru av betong	
Engelsk tittel: Analysis of varying skew angle for reinforced concrete slab bridge	
Studiepoeng: 30	
Emneord:	Sidetall: 120 + vedlegg/annet: 88 Stavanger, 12.06.2017 dato/år

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet som en avsluttende del av masterstudiet i konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger. Arbeidet tilsvarer 30 studiepoeng og er gjennomført våren 2017. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen ved Bruseksjonen i Stavanger, hvor jeg har hatt kontorplass denne våren.

I oppgaven er det utført prosjektering og dimensjonering av ettspenns betongplatebruer, som skal fungere som et grunnlag for Statens vegvesens nye håndbok innenfor dette temaet. Oppgaven kommer opprinnelig fra Vegdirektoratet, da de har ansvaret for utarbeidelse av håndbøkene. Statens vegvesens håndbøker er gjeldene på et nasjonalt plan. Det å få være med å utarbeide grunnlag for en ny håndbok gjorde oppgaven svært interessant.

Tidligere erfaring med brudimensjonering er begrenset til min bacheloroppgave. Det tilbys ingen fag ved UiS innenfor dette temaet, læringskurven har derfor vært bratt. Jeg har lært mye fra oppgaveskrivingen denne våren, det har vært både spennende og utfordrende.

Ønsker å rette en stor takk til min veileder Håkon Emil Helland Sæstad, ved Statens vegvesen i Stavanger. Takker for at du alltid tok deg tid til å besvare alle spørsmål, og ellers god veiledning gjennom hele våren. Videre vil jeg rette en takk til Samindi Samarakoon ved Universitetet i Stavanger, for veiledning og frihet til å styre oppgaven selv. Ønsker også å takke min gode venninne Elisabet Sedberg Hjorteland, som jeg delte kontorplass med denne våren. Takker for gode faglige diskusjoner, samt at du gjorde dagene på kontoret ekstra trivelig.

Til slutt vil jeg takke min familie for støtte og oppmuntring gjennom hele utdannelsen. En ekstra takk til min mor Bodil L. Djuve og min samboer Bendik Vatland Olsen, for god hjelp med korrekturlesing. Jeg er heldig som har en så flott familie.

Sammendrag

Masteroppgaven handler om ettspenns slakkarmerte platebruer i betong. Det er en vanlig brutype i Norge, som ofte blir brukt som overgangsbru over vei og elver.

Hensikten med oppgaven var å utarbeide grunnlag og forutsetninger for den kommende håndboken, *V427 Plassproduserte platebruer*. Det var først og fremst varierende skjevhet ved opplegg som ble studert, hvor en så på effekten av skjevhet og armeringsføring i en bruplate. I tillegg ble det sett nærmere på stedlige forhold, og hvilken effekt disse forholdene har på brudimensjonering.

Skjevhet og spennvidde var hovedvariablene, hvor skjevvinglene 90° , 85° , 80° , 75° og 70° ble undersøkt med spennvidder 10m og 15m. Brumodellene ble modellert i plateprogrammet Brigade, dimensjonerende armeringsbehov ble beregnet av armeringsmodulen Concrete Designer Bridge.

For å sammenligne effekten av varierende skjevhet for spennvidde 10m og 15m, ble den prosentvise tilleggsarmeringen relativt til en rett bru beregnet. Resultatene viste at prosentvis tilleggsarmering i underkant lengderetning var uavhengig av spennvidde, da den var identisk for 10m og 15m. Videre økte armeringsbehovet med økende skjevhet, hvor den lengste brumodellen fikk et jevnt over større prosentvis armeringsbehov.

Ut fra dimensjoneringskontrollene som ble utført, viste det seg at brumodellen med spennvidde 10m og tykkelse 700mm var tilstrekkelig for alle tilfeller. Ved valg av fornuftig skjevvingkel ble det derfor et spørsmål om kostnad. En så på hva økningen i total armeringsvekt ved forskjellig skjevhet utgjorde. Ved å anta at den kommende håndboken skal oppgi en bestemt armeringsmengde for en gitt spennvidde, gav et valg av skjevvingkel 70° en tilleggsvekt på 816kg grunnet økt armering. For brumodellen med spennvidde 15m, var dimensjoneringskontrollene kun tilstrekkelige for brumodellen med rette opplegg. Det anbefales derfor en høyere tykkelse enn 950mm for denne spennvidden.

Effekt av temperatur, seismisk påvirkning og påkjørsellast var stedlige forhold som ble sett nærmere på. Resultatene viste at stedlig temperaturforhold gav størst utslag for dimensjonering av lagre og landkar, og ikke like betydelig effekt for brudekke. Laster fra påkjørsel og seismisk aktivitet viste seg å være variabler som kan være uavhengig av bruens plassering ved dimensjonering av brudekke.

Innholdsliste

Forord	I
Sammendrag	III
Innholdsliste	V
Figurliste	IX
Tabelliste	XI
Innledning	1
Kapittel 1 Litteraturstudie.....	3
1.1 Platebruer.....	3
1.2 Skjeve opplegg	4
1.3 Lastvirkning i rette og skjeve plater	5
1.4 Statens vegvesens håndbøker	6
Kapittel 2 Prosjekteringsgrunnlag.....	7
2.1 Oppgave og forutsetninger	7
2.1.1 Føringsbredde	8
2.1.2 Plategeometri	8
2.1.3 Opplagring	10
2.1.4 Størrelse på kamstål.....	11
2.2 Materialspesifikasjon	12
2.2.1 Materialfaktorer	12
2.2.2 Betong.....	12
2.2.3 Slakkarmering.....	13
2.3 Dimensjoneringskriterier	13
2.3.1 Eksponeringsklasse.....	13
2.3.2 Overdekning	13
2.3.3 Generelle krav	14
2.3.4 Rissvidde	14
Kapittel 3 Lastberegninger for bruene.....	15
3.1 Permanente laster.....	15
3.1.1 Bruplate	15
3.1.2 Belegning.....	16
3.1.3 Rekkverk og kantdrager	16
3.1.4 Landkarvinger.....	17
3.1.5 Tverrbjelke	18
3.1.6 Overgangsplate	20
3.1.7 Jord over overgangsplate	21
3.1.8 Jordtrykk.....	21
3.2 Variable laster.....	22
3.2.1 Trafikklaster	22

3.2.1.1 Vertikale trafikkklaster	22
3.2.1.2 Horisontale trafikkklaster	25
3.2.2 Naturlaster	25
3.2.2.1 Vindlast.....	25
3.2.2.2 Temperatur.....	26
3.2.2.3 Passivt jordtrykk	27
3.2.2.4 Snølast	28
3.3 Deformasjonslaster	28
3.3.1 Svinn og kryp	28
3.4 Ulykkeslast	29
3.4.1 Påkjørsellast.....	29
3.5 Seismisk påvirkning	29
Kapittel 4 Lastfaktorer og lastkombinasjoner.....	31
4.1 Grensetilstander	31
4.1.1 Bruddgrensetilstand	31
4.1.2 Bruksgrensetilstand	34
4.1.3 Ulykkesgrensetilstand.....	34
4.2 Lastkombinasjoner.....	35
Kapittel 5 BRIGADE/Standard	39
5.1 Generelt om BRIGADE/Standard	39
5.1.1 Elementmetoden	39
5.2 Modellering i Brigade.....	40
5.2.1 Referanselinjer.....	40
5.2.2 Koordinater.....	42
5.2.3 Geometri	44
5.2.4 Materialeegenskaper.....	46
5.2.5 Laster	46
5.2.5.1 Forhåndsdefinerte laster	46
5.2.5.2 Egendefinerte laster	46
5.2.5.3 Trafikkklaster og trafikklinjer	46
5.2.6 Dimensjonering i «Concrete Designer Bridge».....	48
Kapittel 6 Verifikasjon av brumodeller	51
6.1 Verifikasjon av egenlast	51
6.1.1 Feltmoment.....	51
6.1.2 Opplagerkrefter.....	52
6.2 Verifikasjon av lastmodell 1	53
6.3 Kontroll av egendefinerte laster	55
6.4 Resultater for verifikasjon av brumodell L=15m	56
Kapittel 7 Analyse av platebru	59
7.1 Brumodell med spennvidde 10m.....	59
7.1.1 Påkjente områder	60
7.1.2 Dimensjonerende snitt	61
7.1.3 Armeringsbehov	62
7.1.3.1 Lengdearmering.....	62
7.1.3.2 Tverrarmering.....	64
7.1.4 Forslag til innlagt armering	67

7.1.5 Minste og største armeringsareal	69
7.1.6 Momentkapasitet	70
7.1.7 Effekt av varierende skjevhet ved opplegg	71
7.1.7.1 Armeringsbehov	71
7.1.7.2 Opplagerkrefter	72
7.1.7.3 Forslag til innlagt armering	73
7.2 Brumodell med spennvidde 15m	75
7.2.1 Armeringsbehov	75
7.2.2 Opplagerkrefter	76
7.2.3 Forslag til innlagt armering	77
7.2.4 Momentkapasitet	78
7.2.5 Overflatarmering	78
7.3 Resultater sammenlignet med utgått håndbok	79
7.3.1 Tverrsnitt	79
7.3.2 Overdekning og belegning	80
7.3.3 Armering	80
Kapittel 8 Stedlige påvirkninger	83
8.1 Varierende forhold	83
8.1.1 Jordskjelv- og påkjørsellast	84
8.1.2 Effekt av temperatur	87
Kapittel 9 Oppsummering og konklusjon	91
9.1 Verifisering av brumodeller	91
9.2 Analyse av platebru	92
9.3 Stedlige påvirkninger	97
Kapittel 10 Videre arbeid	101
Referanser	103
Vedlegg	105

Figurliste

Figur 1-1: Trautverrsnitt	3
Figur 1-2: Bru med skjeve opplegg	4
Figur 1-3: Kraftforløp i rette og skjeve plater	5
Figur 2-1: Føringsbredde, alle dimensjoner er i meter	8
Figur 2-2: Platetverrsnitt i utgått håndbok, alle dimensjoner er i millimeter	8
Figur 2-3: Platetykkelse av ettpennsbru relativ til spennvidde	9
Figur 2-4: Valgt platetverrsnitt i oppgaven, alle dimensjoner er i millimeter	9
Figur 2-5: Opplagring av brumodeller	10
Figur 2-6: Opplagerplassering, alle dimensjoner er i millimeter	11
Figur 3-1: Geometri for kantdrager, alle dimensjoner er i millimeter	17
Figur 3-2: Geometri for landkarvinge, alle dimensjoner er i millimeter	18
Figur 3-3: Geometri for tverrbjelke, alle dimensjoner er i millimeter	19
Figur 3-4: Geometri for tverrbjelkenese, alle dimensjoner er i millimeter	19
Figur 3-5: Geometri for overgangsplate, alle dimensjoner er i millimeter	20
Figur 3-6: Jord over overgangsplate, alle dimensjoner er i millimeter	21
Figur 3-7: Lastmodell 1	22
Figur 3-8: Kontaktflate for LM1	23
Figur 3-9: Lastmodell 2	24
Figur 3-10: Kontaktflate for LM2	24
Figur 5-1: Skallelement i Brigade	40
Figur 5-2: Definisjon av bredde og tverrfall i Brigade	41
Figur 5-3: Akselinjer og profillinje i Brigade	41
Figur 5-4: Sammenheng mellom lokale og globale koordinater i Brigade	42
Figur 5-5: Lokale positive snittkrefter for skallelement i Brigade	43
Figur 5-6: Inndata for bruoverbygningen i Brigade	44
Figur 5-7: Overlappet område der tverrbjelke og bruplate møtes	44
Figur 5-8: Elementinndeling av bruplate for brumodell L=10m	45
Figur 5-9: Trafikklinjer i Brigade	48
Figur 6-1: Tverrsnittets tyngdepunkter, dimensjon i millimeter	52
Figur 7-1: Platebrumodell med spennvidde L=10m	59
Figur 7-2: Maks moment M_s , $\alpha=90^\circ$	60
Figur 7-3: Maks moment M_s , $\alpha=70^\circ$	60
Figur 7-4: Maks moment M_a , $\alpha=90^\circ$	60
Figur 7-5: Maks moment M_a , $\alpha=70^\circ$	60
Figur 7-6: Maks torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=90^\circ$	61
Figur 7-7: Maks torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=70^\circ$	61
Figur 7-8: Min torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=90^\circ$	61
Figur 7-9: Min torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=70^\circ$	61
Figur 7-10: Resultatlinjer i vinger	62
Figur 7-11: Resultatlinjer i trau	62

Figur 7-12: Dimensjonerende momenter i lengderetning i trau for L=10m.....	63
Figur 7-13: Dimensjonerende armeringsbehov i lengderetning i trau.....	64
Figur 7-14: Dimensjonerende momenter i tverretning i vinger for L=10m	65
Figur 7-15: Dimensjonerende momenter i tverretning i trau for L=10m	65
Figur 7-16: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning i vinger	66
Figur 7-17: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning i trau	66
Figur 7-18: Nytt forslag til innlagt tverrarmering i overkant for L=10m, $\alpha=90^\circ$	68
Figur 7-19: Beregningsmodell for momentkapasitet.....	70
Figur 7-20: Platebrumodell med spennvidde L=15m.....	75
Figur 8-1: Omhyllningskurver av momentet M_a for brumodell L=10m, $\alpha=90^\circ$	84
Figur 8-2: Omhyllningskurver av momentet M_s for brumodell L=10m, $\alpha=90^\circ$	85
Figur 8-3: Omhyllningskurver av momentet M_a for brumodell L=10m, $\alpha=70^\circ$	85
Figur 8-4: Omhyllningskurver av momentet M_s for brumodell L=10m, $\alpha=70^\circ$	86

Tabelliste

Tabell 2-1: Oversikt over armeringsmengder.....	11
Tabell 2-2: Materialfaktorer	12
Tabell 2-3: Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong.....	12
Tabell 2-4: Armeringsstålets materialeegenskaper	13
Tabell 2-5: Grenseverdi w_{max}	14
Tabell 3-1: Egenlast av bruplate.....	15
Tabell 3-2: Belegningsvekt i kjørebane.....	16
Tabell 3-3: Egenlast for rekkverk og kantdrager.....	17
Tabell 3-4: Egenlast for én landkarvinge og tilhørende bruelementer i overkant.....	18
Tabell 3-5: Egenlast for tverrbjelke.....	19
Tabell 3-6: Egenlast for tverrbjelkenese.....	20
Tabell 3-7: Egenlast for overgangsplate.....	20
Tabell 3-8: Egenlast for jord over overgangsplate	21
Tabell 3-9: Laster for lastmodell 1	23
Tabell 3-10: Laster for lastmodell 2	24
Tabell 3-11: Lastverdier for horisontale trafikklaster	25
Tabell 3-12: Forutsetninger for beregning av vindlast	25
Tabell 3-13: Vindlaster.....	26
Tabell 3-14: Lastverdier for passivt jordtrykk.....	28
Tabell 3-15: Deformasjonslaster	28
Tabell 3-16: Forutsetninger for seismisk påvirkning	29
Tabell 4-1: ULS STR/GEO sett B	32
Tabell 4-2: ULS STR/GEO sett C	32
Tabell 4-3: ψ -faktorer for vegbruer	33
Tabell 4-4: Dimensjonerende verdier for laster i SLS.....	34
Tabell 4-5: Dimensjonerende verdier for laster i ALS	35
Tabell 4-6: Kombinasjon av trafikklaster.....	36
Tabell 4-7: ULS B - ligning 6.10a)	36
Tabell 4-8: ULS B - ligning 6.10b) Dominerende vindlast.....	37
Tabell 4-9: ULS B - ligning 6.10b) Dominerende trafikklaster	37
Tabell 4-10: SLS - Risskontroll.....	37
Tabell 5-1: Start- og slutt punkt for brumodeller i Brigade.....	41
Tabell 5-2: Måleenheter.....	42
Tabell 5-3: Antall elementer på brumodellene	45
Tabell 5-4: Faktorer for horisontale trafikklaster i Brigade for L=10m	47
Tabell 5-5: Faktorer for horisontale trafikklaster i Brigade for L=15m	47
Tabell 5-6: Oversikt over trafikklinjeplassering.....	47
Tabell 6-1: Sammenligning av feltmomenter som skyldes egenlast	52
Tabell 6-2: Sammenligning av opplagerkrefter som skyldes egenlast	53
Tabell 6-3: Sammenligning av feltmomenter som skyldes lastmodell 1.....	54
Tabell 6-4: Kontroll av egendefinerte laster for brumodell med spennvidde 10m	55

Tabell 6-5: Verifikasjon av egenlast for brumodell med spennvidde 15m	56
Tabell 6-6: Verifikasjon av lastmodell 1 for brumodell med spennvidde 15m.....	56
Tabell 6-7: Kontroll av egendefinerte laster for brumodell med spennvidde 15m	57
Tabell 7-1: Dimensjonerende armeringsbehov i lengderetning for L=10m, $\alpha=90^\circ$	64
Tabell 7-2: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning L=10m, $\alpha=90^\circ$	67
Tabell 7-3: Byggemål for kamstål	67
Tabell 7-4: Forslag til innlagt armeringsmengde for L=10m, $\alpha=90^\circ$	67
Tabell 7-5: Sammenligning av forslag for tverrarmering for L=10m, $\alpha=90^\circ$	69
Tabell 7-6: Minste og største armeringsareal for spennvidde L=10m	69
Tabell 7-7: Momentkapasitet for brumodell med spennvidde L=10m.....	70
Tabell 7-8: Dimensjonerende armeringsbehov ved varierende skjevinkel for L=10m	71
Tabell 7-9: Prosentvis tilleggsarmering i lengderetning for L=10m	72
Tabell 7-10: Prosentvis tilleggsarmering i tverretning for L=10m	72
Tabell 7-11: Opplagerkrefter i ULS ved varierende skjevinkel for L=10m.....	72
Tabell 7-12: Innlagt armering for brumodeller med spennvidde L=10m.....	73
Tabell 7-13: Tilleggsvekt av innlagt armering ved varierende skjevinkler for L=10m	73
Tabell 7-14: Dimensjonerende armeringsbehov ved varierende skjevinkel for brumodell L=15m	75
Tabell 7-15: Prosentvis tilleggsarmering i lengderetning for L=15m	76
Tabell 7-16: Prosentvis tilleggsarmering i tverretning for L=15m	76
Tabell 7-17: Opplagerkrefter i ULS ved varierende skjevinkel for L=15m.....	76
Tabell 7-18: Innlagt armering for brumodeller med spennvidde L=15m.....	77
Tabell 7-19: Momentkapasitet for brumodell med spennvidde 15m	78
Tabell 7-20: Overdekning og belegning i utgått håndbok og denne oppgaven.....	80
Tabell 7-21: Innlagt armering for spennvidde 10m i oppgaven og utgått håndbok	80
Tabell 7-22: Innlagt armering for spennvidde 15m i oppgaven og utgått håndbok	81
Tabell 8-1: Valg av temperaturer.....	87
Tabell 8-2: Sammenligning av krefter i felt ved konservativ og stedlig temperatur.....	87
Tabell 8-3: Horisontale lagerkrefter ved konservativ og stedlig temperatur.....	88
Tabell 9-1: Avvik i feltmomenter som skyldes lastmodell 1 for L=10m og L=15m	92
Tabell 9-2: Prosentvis tillegg i armering for spennvidde 10m og varierende vinkel	93
Tabell 9-3: Prosentvis tillegg i armering for spennvidde 15m og varierende vinkel	93
Tabell 9-4: Forslag for innlagt armering til brumodell med L=10m.....	94
Tabell 9-5: Vektforskjell av innlagt armering ved varierende skjevinkler for L=10m	94
Tabell 9-6: Forslag for innlagt armering til brumodell med L=15m.....	95
Tabell 9-7: Innlagt armering for spennvidde 10m i oppgaven og utgått håndbok	96
Tabell 9-8: Innlagt armering for spennvidde 15m i oppgaven og utgått håndbok	96
Tabell 9-9: Avvik mellom krefter i felt i bruddgrensetilstand ved ulike temperaturer ..	98
Tabell 9-10: Avvik i horisontale lagerkrefter i bruddgrensetilstand ved ulike temperaturer.....	99

Innledning

Statens vegvesen gir ut håndbøker i ulike tema, som inneholder etatens kompetanse innenfor veirelaterte fag. Eurokodene har siden mars 2010 vært gjeldene for prosjektering av bærende konstruksjoner. Dette har medført et oppdateringsbehov for Statens vegvesens håndbøker, som har gitt grunnlag for en avsluttende oppgave på masterstudiet ved UiS.

Håndbok 100-4 Plassproduserte platebruer, var en av håndbøkene som utgikk da det nye regelverket trådte i kraft. Denne oppgaven tar for seg utarbeidelse av grunnlag og forutsetninger for den kommende håndboken, V427 Plassproduserte platebruer. Den skal brukes som et hjelpemiddel ved prosjektering av plassproduserte platebruer, med plateform og armeringsdata for bruer innenfor gitte begrensninger for spennvidder og skjevheter.

Det er hovedsakelig skjeve opplegg som blir studert, og hvilken effekt dette har på armeringsføring i bruplatten. Ønsket var å finne armeringsmengder for spennvidde 10m og 15m, med ulike skjevheter. På grunnlag av dette blir det anbefalt en maksimal skjevhet.

I tillegg er det valgt å se på effekten av stedlige påvirkninger, og hvordan disse kan påvirke brudimensjonering. Håndbøkene er gjeldende på et nasjonalt plan, hvor stedlige kontra konservative påvirkninger vil være ulike.

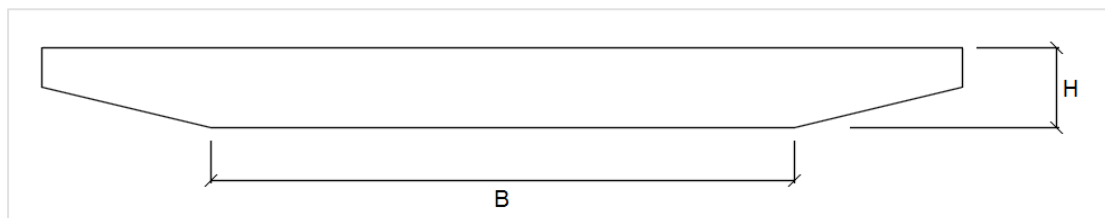
Oppgaven er oppbygd i den rekkefølgen arbeidet er utført. Den består av flere deler, hvor det innledes med grunnleggende teori knyttet til oppgaven. Deretter følger kapitler med ulike forutsetninger for oppgaven, i tillegg til laster og lastkombinasjoner som er brukt. Videre blir modelleringen i elementprogrammet forklart, og brumodellene verifisert. Kapittel 7 tar for seg analysering og dimensjonering av armeringsbehov. I kapittel 8 blir konservative og stedlige påvirkninger studert. Avslutningsvis følger et kapittel med oppsummering og konklusjon, samt forslag for videre arbeid.

Kapittel 1 Litteraturstudie

1.1 Platebruer

Platebruer i betong representerer en stor del av bruene i Norge. Disse konstruksjonene er utformet ved at en plate hviler på søyler og landkar. Platen, som er bruens overbygning, vil utgjøre det bærende hovedsystemet. Alle kreftene blir deretter overført via opplagrene til landkar, søyler og fundament, som utgjør underbygningen til bruene.

Ofte blir platebruer utformet med et såkalt trautverrsnitt. Det vil si at platetykkelsen i midten, kalt trau, er større enn tykkelsen ut mot endene, kalt vinger. Eksempel på trautverrsnitt er vist i figur 1-1. Sammenlignet med et rektangulært tverrsnitt, vil de skrå platekantene redusere egenlasten. I tillegg vil den gi et bedre estetisk uttrykk, ved at det fører til et slankere uttrykk samtidig som det virker robust. En bru blir karakterisert som en platebru dersom $B/H > 5$, ifølge [1].



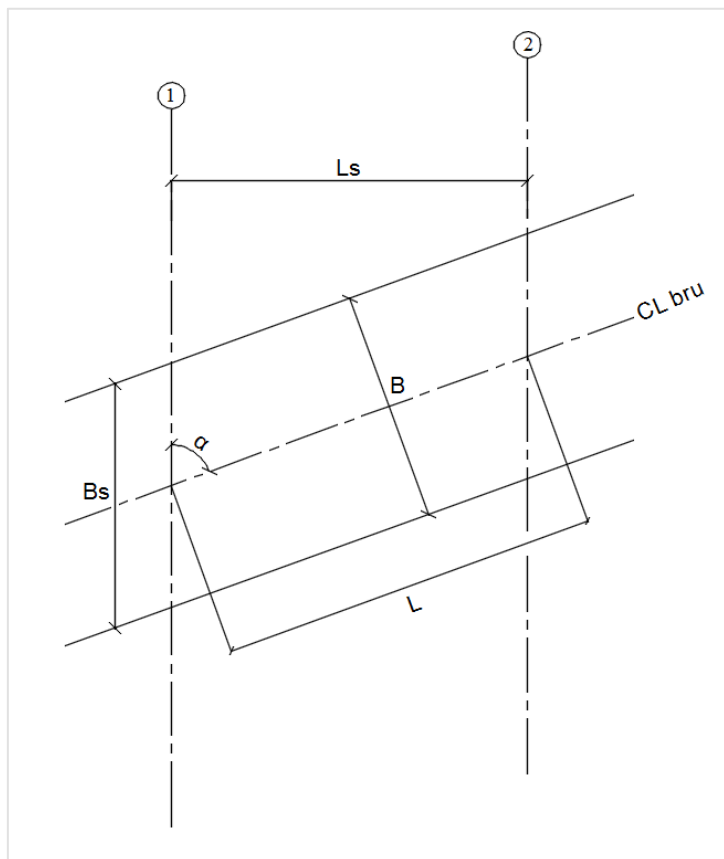
Figur 1-1: Trautverrsnitt

1.2 Skjeve opplegg

Bruer med skjeve opplegg blir stadig mer vanlig. Dette forekommer når det er viktig å holde en relativt rettlinjet overgang mellom bruene og vegtraséen på endene av bruene. Årsaker er blant annet estetikk og arealbruk. Et stadig mer komplekst veinett fører til en større nødvendighet av skjeve bruer, ettersom det ikke alltid er geometrisk mulig med rette bruer. Disse er relativt korte, og blir ofte brukt som overgangsbruer over vei, og over elver med tilpasning til elvebreddene.

Skjevhet blir definert av vinkelen som dannes mellom bruens og underbygningens senterlinje. Dette er illustrert i figur 1-2, hvor underbygningens senterlinje er definert som akse 1 og 2. Spennvidden L blir målt langs bruens senterlinje.

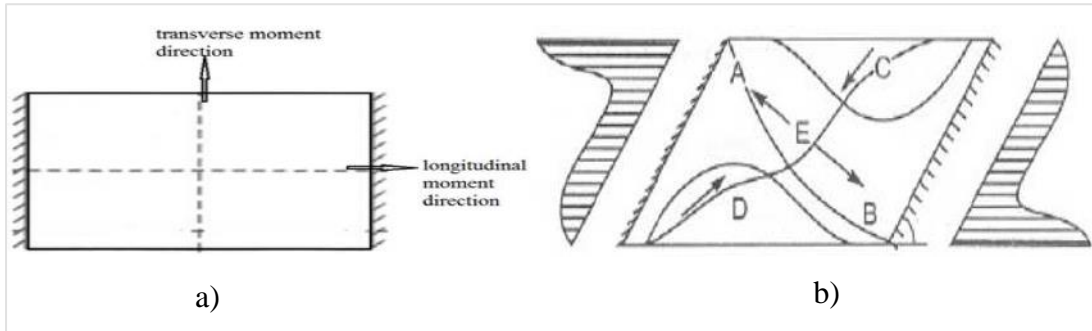
Like vinkler i begge endene av bruene er vanlig i de fleste prosjekterte bruer, det blir derfor antatt i denne oppgaven også. Bruplaten vil da få en form som et parallelogram. En bru med rette opplegg vil ha vinkel $\alpha=90^\circ$.



Figur 1-2: Bru med skjeve opplegg

1.3 Lastvirkning i rette og skjeve plater

Kraftforløpet i rette plater sammenlignet med skjeve plater vil være forskjellige. Dette er illustrert i figur 1-3, som er hentet fra s. 50 i [2].



Figur 1-3: Kraftforløp i rette og skjeve plater

Figur 1-3 a) viser at kraftforløpet i rette plater er vinkelrett mot opplagene. Rette plater vil bære lastene i tverretning og lengderetning, hvor hovedbæreretningen vil være den korteste lengden. Dette kommer av at nedbøyningen i midten av platen vil være lik i begge retninger, noe som resulterer i en større krumning og dermed et større bøyemoment i den korteste retningen ifølge s. 327 i [3].

Figur 1-3 b) viser at kraftforløpet i skjeve plater vil være i varierende retninger, illustrert med lastveiene fra A til E. Lastene vil ta den korteste veien til nærmeste opplager, som ved økende skjevhet vil være i de stumpe hjørnene nær A og B (vinkel $>90^\circ$). Det vil da føre til en konsentrasjon av laster i disse områdene som er vist med spenningsprofilene ved siden av platen.

Ifølge [2] vil det maksimale kraftforløpet gå mellom de stumpe hjørnene i skjeve plater. Ved en økende skjevinkel vil lengden av dette område reduseres, som fører til en reduksjon i moment og nedbøyning. Andre effekter av skjeve opplegg vil være:

- Økt torsjonsmoment
- Økt støttemoment
- Økt reaksjonskrefter i stumpe hjørner
- Redusert reaksjonskrefter i spisse hjørner (vinkel $<90^\circ$), og dermed fare for lagerløft

1.4 Statens vegvesens håndbøker

Statens vegvesens håndbøker blir utgitt på to nivåer. Nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer, nivå 2 omfatter veiledninger. Det er Vegdirektoratet som har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene, disse revideres på ulike tidspunkt ifølge [4]. Håndbøkene har som funksjon å supplere Eurokodene, og skal gjøre det enklere ved prosjektering.

Håndbok 100-4 Plassproduserte platebruer, er den utgåtte håndboken som nå skal revideres. Årsaken er hovedsakelig nytt regelverk. Den kommende håndboken har som mål å gjøre det mer effektivt i prosjekteringsstadiet, ved at en nærmest skal slippe beregninger. Navnet på den nye håndboken vil bli V427 Plassproduserte platebruer, som vil være en håndbok utgitt på nivå 2 som en veileder.

Kapittel 2 Prosjekteringsgrunnlag

2.1 Oppgave og forutsetninger

Hovedoppgaven var å utarbeide en veileder for plassproduserte platebruer, grunnlag og forutsetninger til håndbok V427 Plassproduserte platebruer. Grunnlaget skulle utføres i samarbeid med Statens vegvesen (SVV), hvor bruelementer som skulle tas med i betraktning skulle utarbeides slik at de skulle passe til de fleste prosjekterte bruer.

Statens vegvesen ville finne ut hva som var maksimal fornuftig skjevhet ved opplegg med tanke på armeringsmengde i brudekke for plassproduserte platebruer. Det var først og fremst variasjonen av lengde- og tverrarmoring som var av interesse. I tillegg ville en belyse hva konservativ og stedlig temperatur, jordskjelv- og påkjørsellast hadde å si for lastbilde til bruen, og om dette var variabler som burde være avhengig av bruens plassering.

Det var ønskelig at brulengde og skjevhet var hovedvariablene. Tilfellene som er analysert i oppgaven er listet opp systematisk nedenfor:

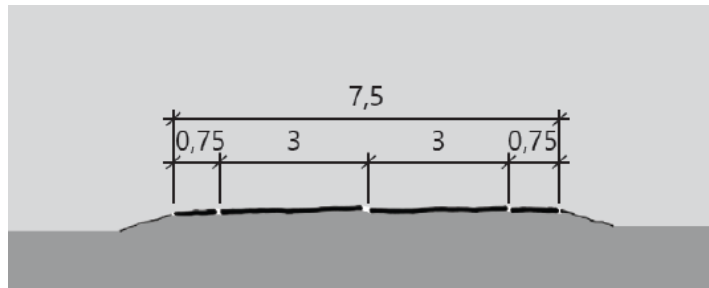
- Spennvidde: $L_1=10\text{m}$
 - Skjevvinke: $\alpha=90^\circ, 85^\circ, 80^\circ, 75^\circ$ og 70°
- Spennvidde: $L_2=15\text{m}$
 - Skjevvinke: $\alpha=90^\circ, 85^\circ, 80^\circ, 75^\circ$ og 70°

Før dimensjoneringen startet, ble det utarbeidet enkelte forutsetninger knyttet til brumodellene. Fugefrie bruer ble antatt, og følgende elementer ble valgt å være konstante:

- Føringsbredde
- Plategeometri
- Opplagring
- Størrelse på kamstål

2.1.1 Føringsbredde

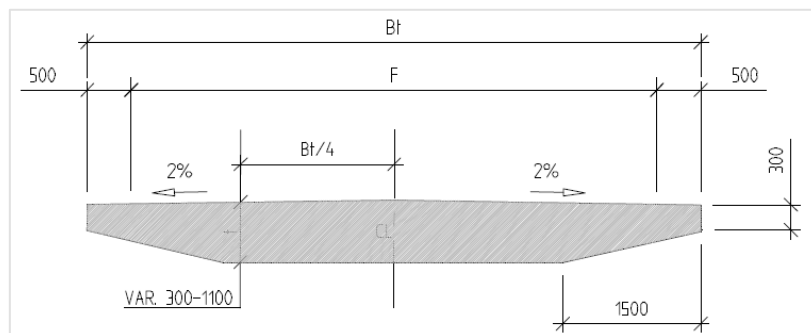
Brubredden blir hovedsakelig bestemt av vegtype. Hovedveiene i Norge er inndelt i flere dimensjoneringsklasser, 3 dimensjoneringsklasser for nasjonale hovedveier og 2 dimensjoneringsklasser for øvrige hovedveier. Fartsgrense og ÅDT (årsdøgntrafikk) bestemmer hvilken dimensjoneringsklasse vegen skal ha. Det er kun valgt å se på vegtypene som er klassifisert som øvrige hovedveier, med dimensjoneringsklasse HØ1 og HØ2 i [5]. Disse vegtypene gir en føringsbredde på 7.5m. Figur C.6 i [5], her gjengitt som figur 2-1, viser tverrprofil av vegtypen.



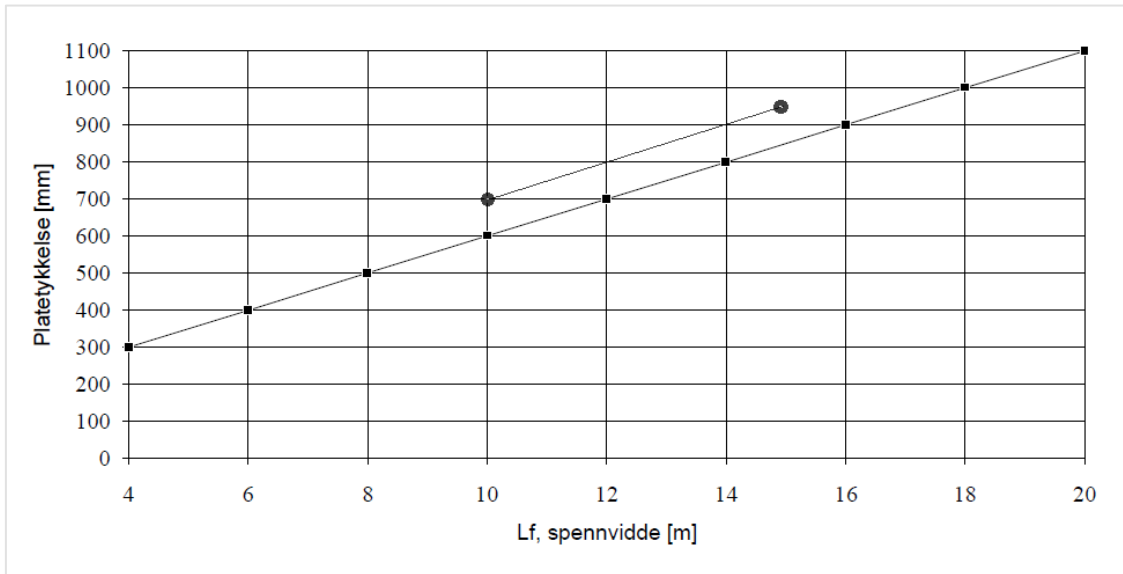
Figur 2-1: Føringsbredde, alle dimensjoner er i meter

2.1.2 Plategeometri

Ved valg av bruplategeometri ble det tatt utgangspunkt i den utgåtte håndboken, men med noen modifikasjoner. Figur 2-2 viser tverrsnittet fra den utgåtte håndboken, hentet fra [6]. Figur 2-3 viser nødvendig tykkelse i utgått håndbok [6] og valgt tykkelse for denne oppgaven.

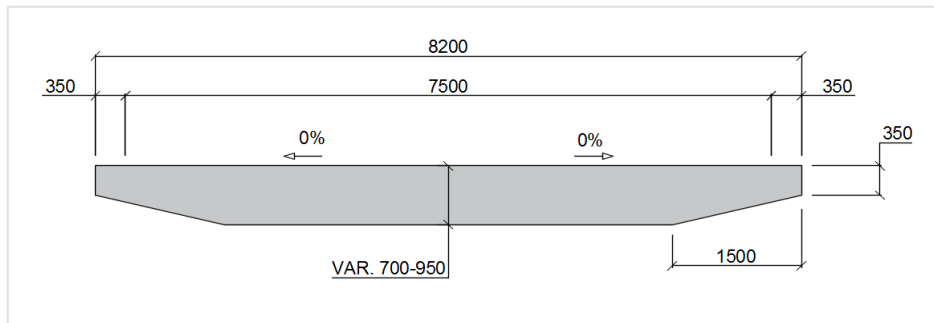


Figur 2-2: Platetverrsnitt i utgått håndbok, alle dimensjoner er i millimeter



Figur 2-3: Platetykkelse av ettspennsbru relativ til spennvidde

Den utgåtte håndboken er beregnet iht. regelverk NS3473. For å ta hensyn til nyere krav i regelverket som er gjeldene i dag, altså Eurokodene, ble det valgt å øke tverrsnittet med 100mm. Figur 2-4 viser platetverrsnittet som er valgt i oppgaven, med en fast bredde på 8.2m og uten fall. Bruplaten vil ha tykkelse 700mm for spennvidde 10m, og tykkelse 950mm for spennvidde 15m.



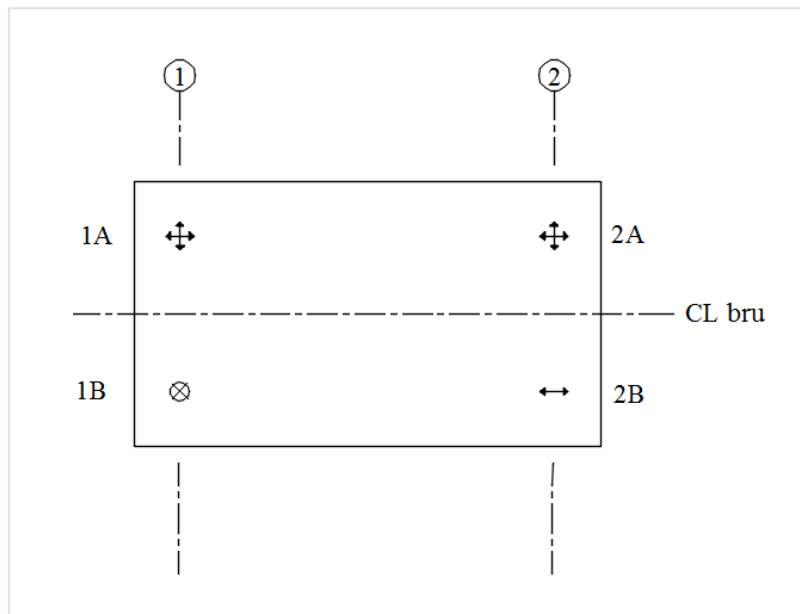
Figur 2-4: Valgt platetverrsnitt i oppgaven, alle dimensjoner er i millimeter

2.1.3 Opplagring

Opplagring kan utføres på to måter ifølge pkt. 3.4.1 i [4]:

- 1) Fastholding i en akse, og forskyvelig i den andre
- 2) Forskyvelig i begge akser

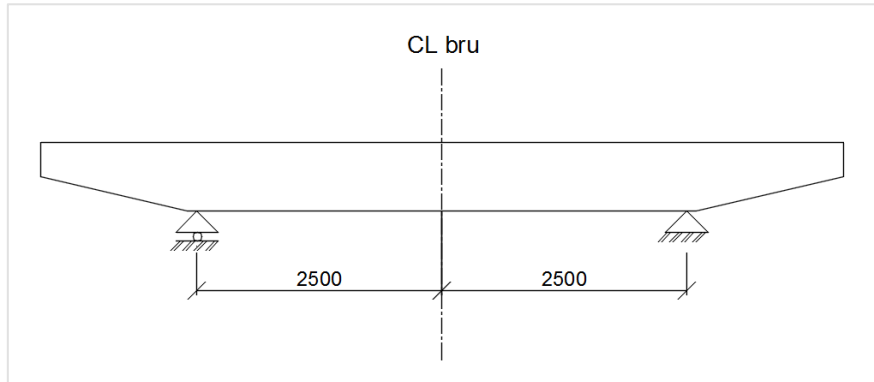
Opplagerløsningen vil være avhengig av stivheten til landkarene. I denne oppgaven er første løsningen valgt, som illustrert i figur 2-5.



Figur 2-5: Opplagring av brumodeller

Fastlageret 1B i akse 1, tillater ingen horisontale bevegelser. Det sidestyrtet lageret 2B i akse 2, tillater kun bevegelser i lengderetningen i det horisontale planet. Dette lageret vil være med på å stabilisere bruene, og å motstå krefter fra en eventuell påkjørsel under bruene i bruens tverretning. Det sidestyrtet lageret vil også gi etter for langsgående bevegelser på grunn av temperatur. Allsidige lagre, henholdsvis 1A og 2A, er lagt inn i de øvrige posisjonene, som tillater bevegelser i det horisontale planet i lengde- og tverretning.

Etter krav fra punkt 3.3.2 i [4] skal det ikke benyttes mer enn to lagre per akse for bruer med totalbredde mindre eller lik 15m. Lagrene plasseres i en avstand på 2.5m fra bruens senterlinje, målt parallelt med akselinjene, i alle tilfeller. De vil da plasseres under trauret som vil være fordelaktig med tanke på kraftfordelingen videre inn i tverrbjelken. Plassering av lagrene i forhold til bruens senterlinje er illustrert i figur 2-6.



Figur 2-6: Opplagerplassering, alle dimensjoner er i millimeter

En økende skjevhet vil føre til et økende torsjonsmoment i tverrsnittet. En lagerplassering ut mot kanten av trauret vil derfor være hensiktsmessig, med tanke på fordeling av kreftene i lagrene. Torsjonsmomentet kan bli erstattet med et ekvivalent kraftpar, som er motsatt rettet i forhold til hverandre. I det lageret som får en oppoverrettet kraft kan en få mulighet for lagerløft. Ved lagerløft vil snittkreftene i bruplatten endre seg, ettersom disse er bestemt av randbetingelsene. Det er derfor hensiktsmessig å plassere lagrene i en viss avstand fra hverandre for å redusere disse kreftene.

2.1.4 Størrelse på kamstål

Forutsetter at det kun er kamstål med diameter 16mm og 32mm i henholdsvis lengde- og tverretning som velges i denne oppgaven. Dette er valgt for å slippe at lengdearmeringen får redusert kapasitet. Dersom diameteren for tverrarmeringen øker, vil lengdearmeringen bli presset innover i tverrsnittet og dermed miste noe av sin kapasitet.

Tabell 2-1 viser sammenheng for noen armeringsmengder med senteravstand og tilsvarende armeringsareal som blir brukt i oppgaven. For armeringsmengder gitt med senteravstand vil eksempelvis $\phi 16$ si at armeringsjernet er 16mm i diameter, s200 vil si at senteravstanden er 200mm.

Tabell 2-1: Oversikt over armeringsmengder

Senteravstander	Armeringsareal
$\phi 16$ s200	1005 mm ²
$\phi 16$ s150	1340 mm ²
$\phi 16$ s100	2010 mm ²
$\phi 32$ s130	6187 mm ²
2 $\phi 32$ s170	9462 mm ²

2.2 Materialspesifikasjon

Verdier for materialspesifikasjon er hentet fra [7].

2.2.1 Materialfaktorer

Materialfaktorer er valgt iht. tabell 2.1N, og er oppsummert i tabell 2-2.

Tabell 2-2: Materialfaktorer

Dimensjonerende situasjoner	γ_c for betong	γ_s for armeringsstål
Vedvarende og forbigående (ULS)	1.5	1.15
Ulykkessituasjon (ALS)	1.2	1.0
Brukssituasjon (SLS)	1.0	1.0

2.2.2 Betong

Karakteristiske verdier til betong er valgt iht. tabell 3.1, og er oppsummert i tabell 2-3.

- Betongkvalitet: B45

Tabell 2-3: Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong

Beskrivelse	Symbol	Verdi [MPa]
Midlere E-modul	E_{cm}	36 000
Karakteristisk sylinder trykkfasthet	f_{ck}	45
Karakteristisk strekkfasthet	f_{ctm}	3.8
Gjennomsnittlig prøvfasthet	f_{cm}	53
Strekkfasthet ved 28 døgn	$f_{ctk.0.05}$	2.7

Dimensjonerende verdier av betong er beregnet i henhold til punkt 3.1.6.

- Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{45 \text{ MPa}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

- Dimensjonerende strekkfasthet:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{2.7 \text{ MPa}}{1.5} = 1.53 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

Hvor α_{cc} og α_{ct} er valgt iht. NA.3.1.6, som er koeffisienter som skal ta hensyn til virkninger av langtidslaster.

Tyngdetetthet γ_b for normalvektsbetong settes lik 25 kN/m^3 ifølge 7.3.2 i [4].

2.2.3 Slakkarmering

Materialeegenskaper til armeringsstålet er hentet fra kapittel 3.2.2 og 3.2.7, og er oppsummert i tabell 2-4.

Tabell 2-4: Armeringsstålets materialeegenskaper

Beskrivelse	Symbol	Verdi
Dimensjonerende E-modul	E_s	200 000 MPa
Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Tøyning ved flyt	ε_y	2.17 ‰

Armeringsstål B500NC er valgt i henhold til punkt 7.3.6 i [4].

- Dimensjonerende armeringsfasthet:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.8 \text{ MPa} \quad (\text{Figur 3.8 i [7]})$$

2.3 Dimensjoneringskriterier

2.3.1 Eksponeringsklasse

Betongen må beskyttes av de ulike miljøpåvirkningene den blir utsatt for. De enkelte miljøpåvirkningene blir klassifisert i eksponeringsklasser. Ifølge NA.4.2 i [8] kan betongoverflater som er beskyttet med asfaltmembran beregnes i eksponeringsklasse XD1. Eksponeringsklassen XD1 er valgt for oversiden og undersiden av brudekke. Denne eksponeringsklassen innebærer korrosjon som er framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann, hvor miljøet har moderat fuktighet ifølge tabell 4.1 i [7].

2.3.2 Overdekning

Prosjekttert overdekning er beregnet i henhold til [4]. Betongoverdekning er avstanden mellom overflaten og inn til armeringen som ligger nærmest overflaten. Krav til nominell overdekning er gitt av en minste avstand pluss et tillatt avvik, gitt av følgende formel i punkt 7.4.4:

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{dev}}$$

Minsteoverdekning C_{min} skal ifølge pkt. 7.4.1 velges som største verdi av $C_{\text{min,b}}$ og $C_{\text{min,dur}}$, hvor verdiene er henholdsvis hentet fra tabell 4.2 i [7] og tabell 7.2 i [4].

$$C_{\text{min}} = \max\{C_{\text{min,b}}, C_{\text{min,dur}}\} = \max\{32\text{mm}, 60\text{mm}\} = 60\text{mm}$$

Ifølge pkt. 7.4.3 i [4] skal det tillatte avviket for plasstøpt betong være:

$$\Delta C_{\text{dev}} = \pm 15\text{mm ved } C_{\text{min}} \leq 70\text{mm}$$

Prosjektert overdekning for bruoverbygningen blir da:

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{dev}} = 60\text{mm} + 15\text{mm} = 75\text{mm}$$

2.3.3 Generelle krav

Dimensjonerende brukstid: Ifølge [4] skal den dimensjonerende brukstiden for bruer bli satt til 100år. Den dimensjonerende brukstiden er den tidsperioden konstruksjonen kan brukes med antatt vedlikehold, men uten omfattende reparasjoner.

Nedbøyning: Det stilles konstruksjonskrav til nedbøyning for bruer, men det er ikke beregnet i denne oppgaven.

2.3.4 Rissvidde

Den beregningsmessige rissvidden blir beregnet etter punkt NA.7.3.1 i [7], som sier at den beregningsmessige rissvidden er avhengig av konstruksjonens miljømessige eksponeringsbetingelser. Grenseverdien w_{max} er tatt ut fra tabell NA.7.1N, her gitt i tabell 2-5.

Tabell 2-5: Grenseverdi w_{max}

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler	
	Lastkombinasjon	w_{max}
XD1	Tilnærmet permanent	$0.3k_c$

Ved beregning av faktoren k_c er det valgt verdi for $C_{\text{min,dur}}$ iht. tabell NA.4.4N. Dette resulterer i følgende verdier for k_c og grenseverdi w_{max} :

$$k_c = \frac{C_{\text{nom}}}{C_{\text{min,dur}}} = \frac{75\text{mm}}{50\text{mm}} = 1.5 \leq 1.3 \quad (\text{NA.901})$$

$$w_{\text{max}} = 0.3 \cdot k_c = 0.3\text{mm} \cdot 1.3 = 0.3\text{mm}$$

Kapittel 3 Lastberegninger for bruene

Laster er krefter som medfører tøyninger og spenninger i konstruksjonen. Dette kapitlet vil angi hvilke laster som er brukt i oppgaven. Ettersom den kommende håndboken skal være gjeldene på et nasjonalt plan, blir det hovedsakelig dimensjonert for konservative lastverdier.

Det ble besluttet å ta med de fleste relevante laster for bruoverbygningen. Årsaken var for å få ut mest mulig realistiske resultater. Disse er dimensjonert ut fra Eurokodene og Statens vegvesens håndbøker.

3.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som er konstante over det tidsrommet som blir betraktet. Se vedlegg A for utfyllende beregninger av de permanente lastene i kapittel 3.1.3 til 3.1.7.

3.1.1 Bruplate

Tverrsnittsgeometrien for bruplatene er gitt i figur 2-4 i kapittel 2.1.2. Egenlasten er regnet ut pr. meter ved å multiplisere tyngdetettheten til betong med det respektive tverrsnittsarealet. Resultatene er gitt i tabell 3-1.

Tabell 3-1: Egenlast av bruplate

Tykkelse av tverrsnitt	Tverrsnittsareal	Egenlast
0.70m	5.215m ²	130.40 kN/m
0.95m	6.89 m ²	172.25 kN/m

3.1.2 Belegning

Hovedfunksjonen til belegningen på bruene, er å hindre skade og nedbrytning på det bærende brudekket. Asfalt er en vanlig belegningsstype, og blir derfor antatt her. Tyngdetetthet for asfalt er hentet fra [9] punkt 4.1.1.

Ifølge punkt 5.2.2.2 i [4] skal dimensjonerende belegningsvekt alltid inkluderes i egenlasten. Minimumskravet til dimensjonerende belegningsvekt i kjørebane er hentet fra tabell 5.1 i [4] og gitt i tabell 3-2.

Tabell 3-2: Belegningsvekt i kjørebane

Belegningsvekt	Tyngdetetthet asfalt	Tilhørende tykkelse på belegning
3.5 kN/m ²	25 kN/m ³	0.14 m

3.1.3 Rekkverk og kantdrager

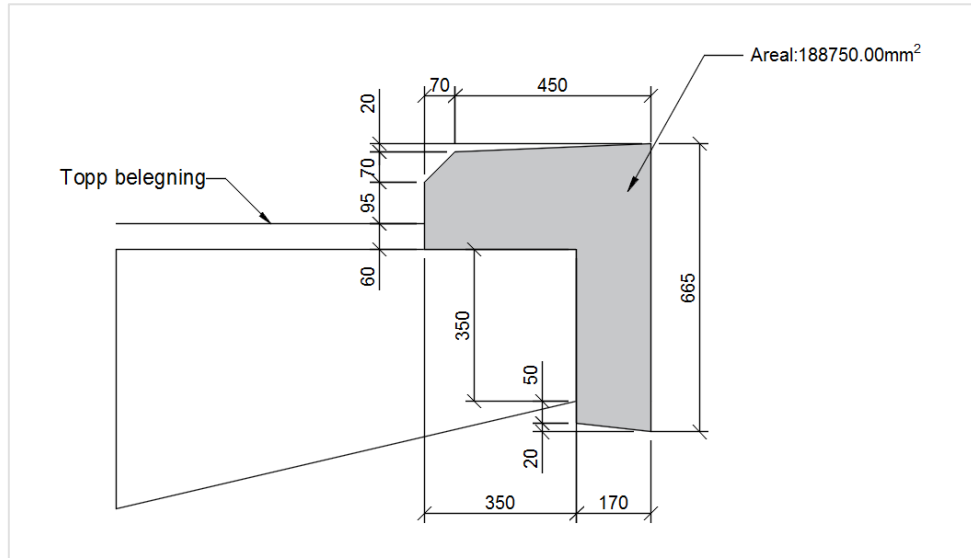
Rekkverk

Egenlasten for rekkverk er hentet fra punkt 4.4.1 i [9]. Ståltrekkverk er valgt i denne oppgaven ettersom det er det vanligste bruktrekkverket. Dette vil bli lagt inn på begge sider av kjørebaneene.

Kantdrager

En kantdrager er en opphøyd sidekant på bruene, og har som funksjon å kontrollere vannavrenningen, i tillegg til at den hindrer farlige gjenstander å falle ned på underliggende areal ifølge punkt 3.4.3 i [10].

Ifølge punkt 4.4.3 i [4] skal kantdrageren ha en minstebredde på 500mm. Rekkverkstypens geometri og deformasjon ved en eventuell påkjøring, samt plass til armering, gir krav til utformingen. Har valgt å øke dimensjonene på kantdrageren i forhold til minstekravene. Årsaken var å utforme kantdrageren slik at den passer til de vanligste rekkverkstypene som blir brukt på norske veier. Utformingen er utført i samarbeid med SVV, hvor en har tatt utgangspunkt i figur 4.4 i [4]. Kantdragerens geometri er vist i figur 3-1.



Figur 3-1: Geometri for kantdrager, alle dimensjoner er i millimeter

Tabell 3-3 oppsummerer egenlast for rekkverk og kantdrager, hvor kantdrageren er støpt i betong.

Tabell 3-3: Egenlast for rekkverk og kantdrager

Bruелеment	Tverrsnittsareal	Egenlast
Rekkverk	-	0.5 kN/m
Kantdrager	0.189 m ²	4.72 kN/m
Sum	-	5.22 kN/m

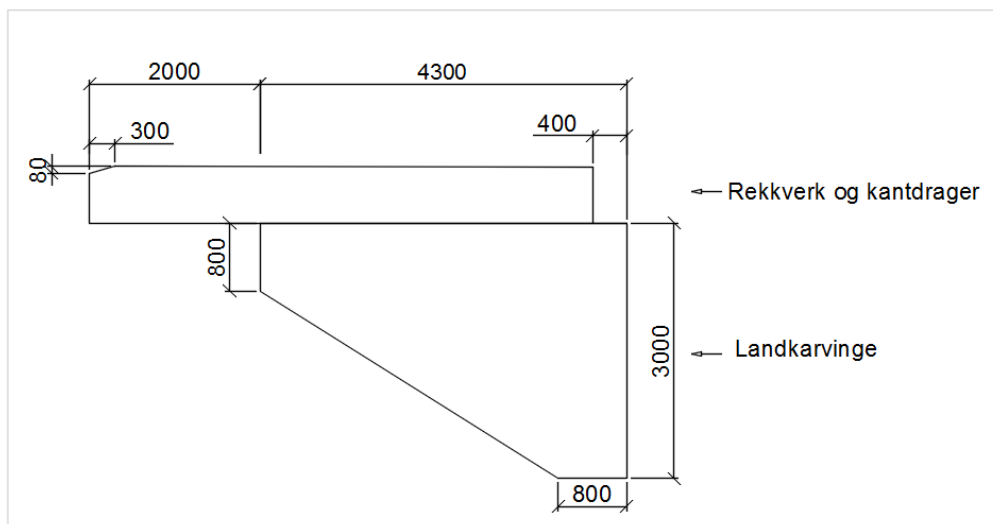
Egenlasten for rekkverk og kantdrager er regnet ut pr. meter, da lasten vil være avhengig av lengden på bruеn. Total egenlast for en side av bruеn, for de ulike brumodellene er:

- Spennvidde 10m: Egenlast = 52.2 kN
- Spennvidde 15m: Egenlast = 78.3 kN

3.1.4 Landkarvinger

Funksjonen til landkarvingene er å støtte opp om fyllinger og ta opp krefter fra jordtrykk som blir forårsaket av en komprimerende trafikklast. Landkarvingene består av betong, og er utformet iht. kravene i [4] punkt 4.4.4. Disse vil bli orientert parallelt med kjøreretningen i hver ytterkant av bruеn, som vil gi totalt 4 landkarvinger.

Hver landkarving vil ha kantdrager og rekkverk i overkant. Figur 3-2 viser den valgte geometrien for landkarvingene med tilhørende utstrekning av kantdrager i overkant som vil være konstant for alle tilfeller.



Figur 3-2: Geometri for landkarvinge, alle dimensjoner er i millimeter

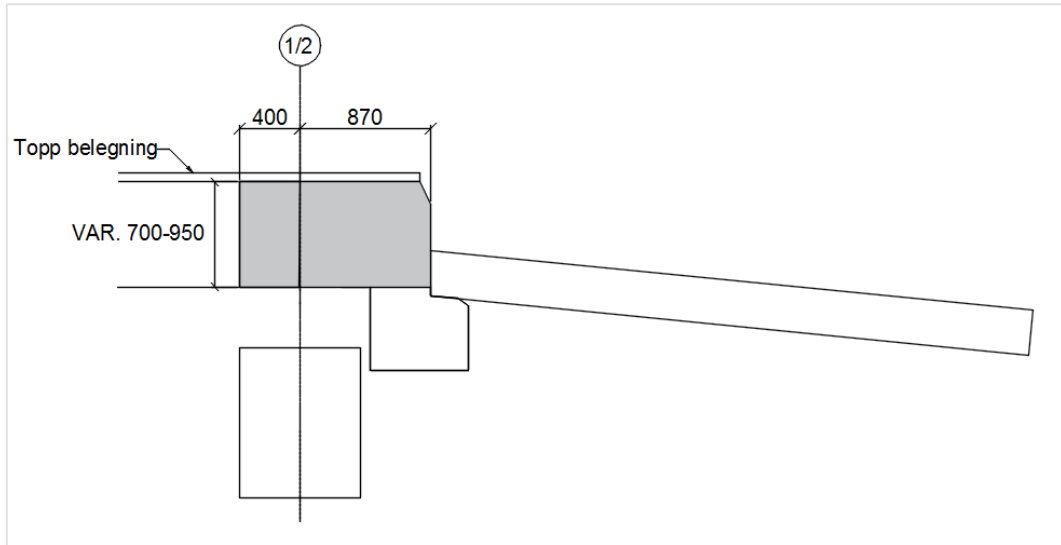
Tabell 3-4 gir lasten for én landkarvinge med tilhørende rekkverk og kantdrager.

Tabell 3-4: Egenlast for én landkarvinge og tilhørende bruelementer i overkant

Bruelement	Lengde	Tykkelse	Areal	Egenlast
Landkarvinge	-	0.35 m	9.05 m ²	79.2 kN
Rekkverk og kantdrager	5.9 m	-	-	30.8 kN
Sum	-	-	-	110 kN

3.1.5 Tverrbjelke

Tverrbjelkens funksjon vil blant annet være å ta opp horisontalkrefter fra passivt jordtrykk. Den vil være monolittisk forbundet med overbygningen. Tverrsnittsgeometrien som er valgt er gitt i figur 3-3. Tverrbjelken vil ha samme tykkelse som bruplatten i hvert tilfelle, egenlasten vil derfor variere med varierende spennvidde. Egenlast for tverrbjelken er gitt i tabell 3-5, og er oppgitt pr. meter.

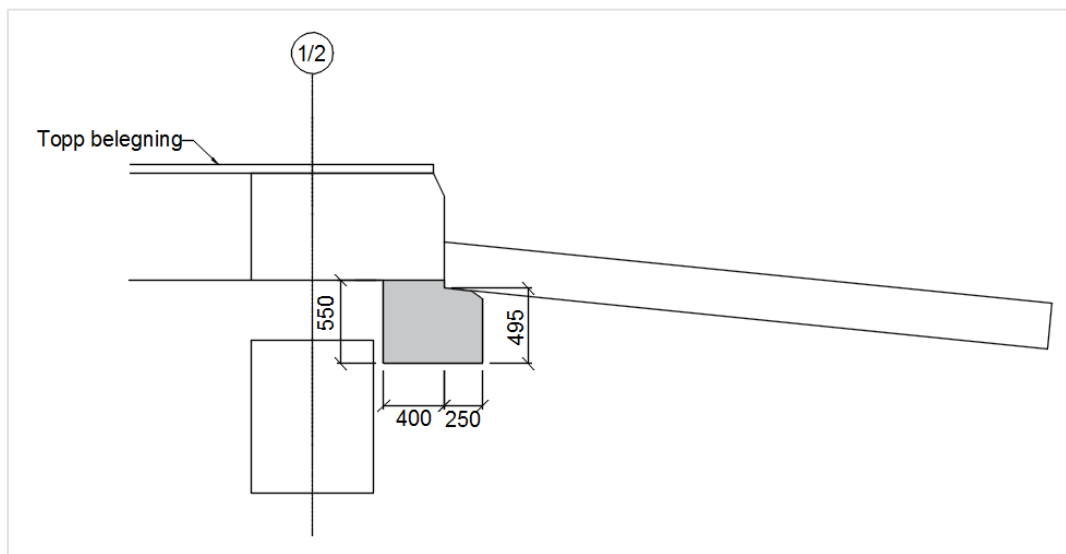


Figur 3-3: Geometri for tverrbjelke, alle dimensjoner er i millimeter

Tabell 3-5: Egenlast for tverrbjelke

Tykkelse av tverrbjelke	Tverrsnittsareal	Egenlast
0.7 m	0.889 m ²	22.2 kN/m
0.95 m	1.207 m ²	30.2 kN/m

Tverrbjelken har også en tilhørende tverrbjelkenese, som vil ha et konstant tverrsnittsareal for alle tilfellene. Den nedstikkende delen er for å hindre at jordmasser kommer ut mellom topp landkar og underkant bru. Utformingen for tverrbjelkenesen er hentet fra [11] og geometrien er gitt i figur 3-4. Verdi for egenlast til tverrbjelkenesen er gitt i tabell 3-6.



Figur 3-4: Geometri for tverrbjelkenese, alle dimensjoner er i millimeter

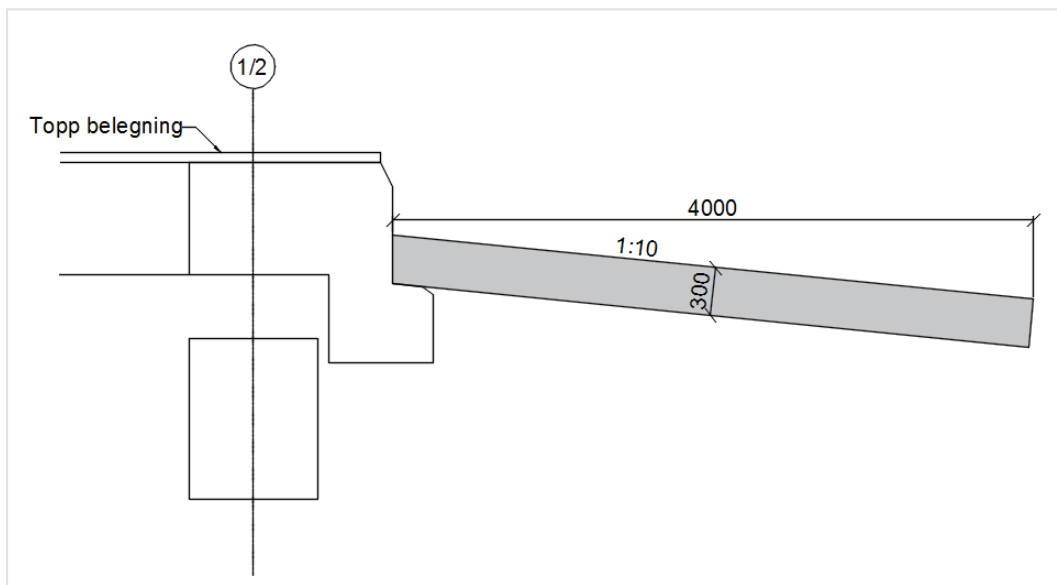
Tabell 3-6: Egenlast for tverrbjelkenese

Tverrsnittsareal	Egenlast
0.344 m ²	8.6 kN/m

3.1.6 Overgangsplate

Ifølge punkt 4.4.5.1 i [4] skal fugefrie bruer ha overgangsplater uansett fyllingshøyde. Overgangsplaten vil ta opp krefter i både lengde- og tverretning, i form av friksjonskrefter i begge ender av bruene. Den har som hensikt å redusere ulempene ved en mulig setning i vegfyllingen.

Her er valgt en overgangsplate med lengde 4m etter krav fra regelverket. Punkt 4.4.5.1 [4] har et krav om overgangsplate med lengde 4m, dersom fartsgrensen er planlagt til å være over 50km/t. Geometri til overgangsplaten er vist i figur 3-5 og er hentet fra [11].



Figur 3-5: Geometri for overgangsplate, alle dimensjoner er i millimeter

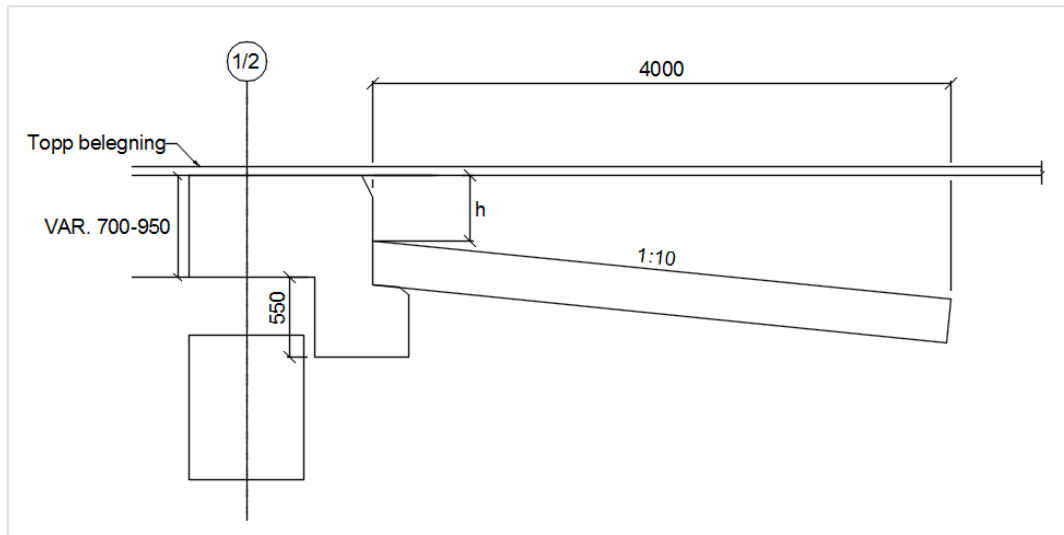
Det er kun halvparten av lasten til overgangsplaten som virker på bruoverbygningen. Verdier for egenlast til overgangsplaten er gitt i tabell 3-7.

Tabell 3-7: Egenlast for overgangsplate

Tverrsnittsareal	Egenlast
$0.5 \cdot 1.08 \text{ m}^2 = 0.54 \text{ m}^2$	13.5 kN/m

3.1.7 Jord over overgangsplate

Etter krav fra punkt 4.4.5.3 i [4] skal høyden fra overkant overgangsplate til overkant konstruksjon være $0.2\text{m} \leq h \leq 1.0\text{m}$. Ut ifra forutsetningen om at tverrbjelkenesens dimensjoner forblir konstante, vil fyllingshøyden variere med varierende tykkelse på tverrbjelken. Se figur 3-6 for hvor høyden h blir målt. Tyngdetettheten til jord er 19kN/m^3 og hentet fra figur 2.39 i [12]. Egenlast for jord over overgangsplate er gitt i tabell 3-8.



Figur 3-6: Jord over overgangsplate, alle dimensjoner er i millimeter

Tabell 3-8: Egenlast for jord over overgangsplate

Tykkelse av tverrbjelke	Fyllingshøyde h	Areal av jord som virker på bruplate	Egenlast
0.7 m	0.453 m	$0.5 \cdot 2.35 \text{ m}^2 = 1.18 \text{ m}^2$	22.4 kN/m
0.95 m	0.703 m	$0.5 \cdot 3.25 \text{ m}^2 = 1.63 \text{ m}^2$	30.9 kN/m

3.1.8 Jordtrykk

Jordtrykk fra jorden *under* overgangsplaten er ikke inkludert i oppgaven. Den vil først og fremst være gjeldene ved dimensjonering av landkar, noe som ikke er utført da det er bruplatten som er i fokus.

3.2 Variable laster

Laster som vil variere med tiden, blir betegnet som variable laster.

3.2.1 Trafikklaster

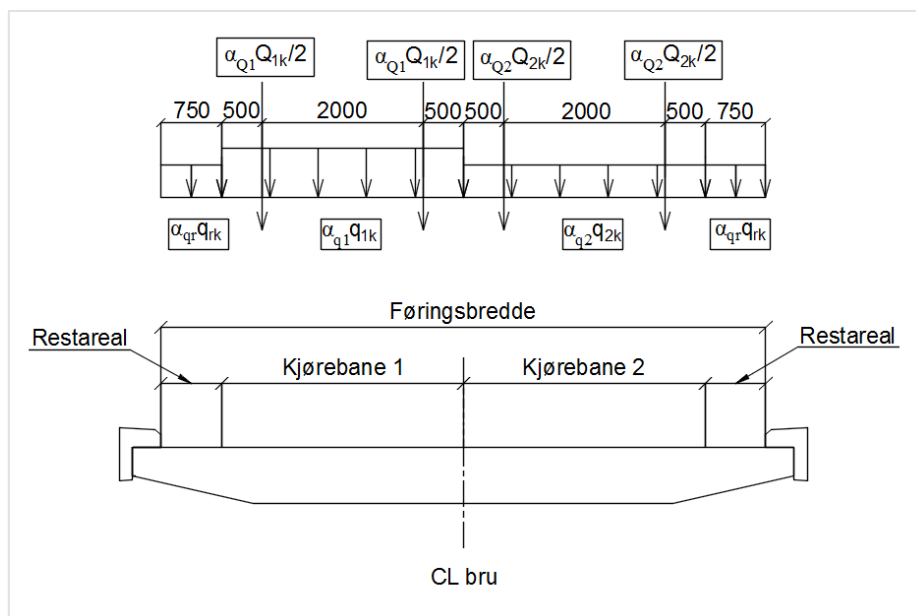
Trafikklaster er bestemt i henhold til [13].

3.2.1.1 Vertikale trafikklaster

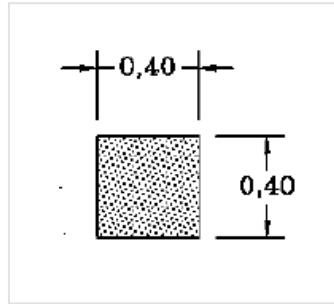
Fire lastmodeller for vertikale trafikklaster er angitt i standarden. Har i denne oppgaven kun valgt å ta hensyn til to, lastmodell 1 og lastmodell 2. Dette er valgt fordi disse representerer det vanlige trafikkbilde med personbiler, lastebiler og andre tunge kjøretøy. Lastmodell 3 og 4 derimot, representerer påkjenninger fra spesialkjøretøy og store folkemengder, som over store deler av landet ikke vil være gjeldene.

Lastmodell 1

Lastmodell 1 (LM1) innebærer to delsystemer: en boggilast og en jevnt fordelt last. Denne modellen dekker effektene av trafikklaster for biler og lastebiler. Figur 3-7 viser prinsippet for plassering av trafikklaster i henhold til LM1. Kontaktflaten for LM1 er hentet fra figur 4.2b i [13], her gjengitt som figur 3-8.



Figur 3-7: Lastmodell 1



Figur 3-8: Kontaktflate for LM1

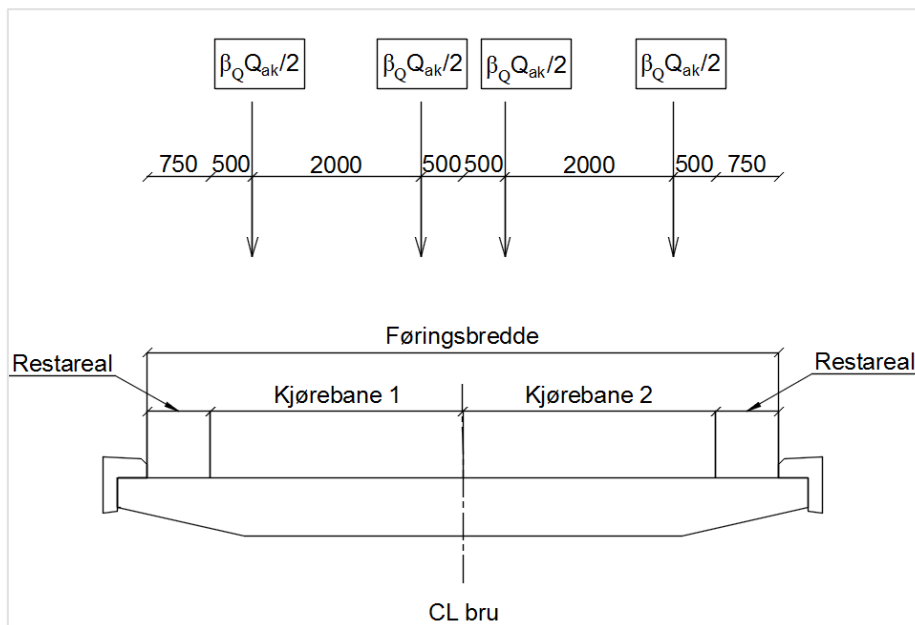
Lastverdier for LM1 er hentet fra tabell 4.2 i [13] med korreksjonsfaktorer hentet fra NA.4.3.2. Korreksjonsfaktorene gjelder for alle bruer i det offentlige veinettet. Lastene er oppsummert i tabell 3-9.

Tabell 3-9: Laster for lastmodell 1

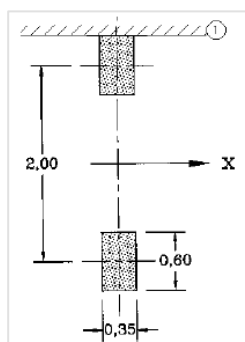
Lokasjon	Korreksjonsfaktor	Aksellast	Jevnt fordelt last	Design last
Kjørebane 1	$\alpha_{Q1} = 1.0$	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$	-	300 kN
	$\alpha_{q1} = 1.0$	-	$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$	5.4 kN/m^2
Kjørebane 2	$\alpha_{Q2} = 1.0$	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$	-	200 kN
	$\alpha_{q2} = 1.0$	-	$q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$	2.5 kN/m^2
Restareal	$\alpha_{qr} = 1.0$	-	$q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$	2.5 kN/m^2

Lastmodell 2

Lastmodell 2 (LM2) innebærer en enkel aksellast, som blir plassert vilkårlig på kjørebane, og som vil bidra til torsjonskrefter i bruene. Figur 3-9 viser prinsippet for plassering av trafikklaster i henhold til LM2. Kontaktflaten for aksellast er hentet fra figur 4.3 i [13], her gjengitt som figur 3-10.



Figur 3-9: Lastmodell 2



Figur 3-10: Kontaktflate for LM2

Lastverdiene er hentet fra punkt 4.3.3 og korreksjonsfaktor β_Q er hentet fra NA.4.3.3. Oppsummering av laster for LM2 er gitt i tabell 3-10.

Tabell 3-10: Laster for lastmodell 2

Lokasjon	Korreksjonsfaktor	Aksellast	Design last
Kjørebane 1	$\beta_Q = 1.0$	$Q_{ak} = 400\text{kN}$	400 kN
Kjørebane 2			
Restareal	-	-	-

3.2.1.2 Horisontale trafikklaster

Horisontale trafikklaster på en bru vil være bremse- og akselerasjonskrefter, i tillegg til sentrifugalkrefter. I denne oppgaven er det kun sett på bruer uten kurvatur, det vil derfor ikke oppstå noen sentrifugalkrefter. Bremse- og akselerasjonskrefter er derimot tilstedeværende.

Bremse- og akselerasjonskreftene vil virke i den langsgående retningen, langs overflaten på bruens kjørebane. I tillegg vil det ifølge pkt. 4.4.2(4) i [13] være en komponent i tverretning på 25% av bremse- eller akselerasjonskraften som virker samtidig. Denne tar hensyn til en eventuell sladd eller skrens. Lastverdiene er gitt i tabell 3-11.

Tabell 3-11: Lastverdier for horisontale trafikklaster

Lasttype	Lastverdi	
	Spennvidde $L_1 = 10\text{m}$	Spennvidde $L_2 = 15\text{m}$
Bremsekraft	376.2 kN	384.3 kN
Sidekraft i tverretning	94 kN	96.1 kN

Se vedlegg B.1 og B.2 for utfyllende beregninger.

3.2.2 Naturlaster

Naturlaster er laster som vil variere med tiden, samt være avhengig av bruens beliggenhet.

3.2.2.1 Vindlast

Vindlast er dimensjonert i henhold til [14]. Vindlasten vil ha størst effekt på bruens lagre og landkar, sammenlignet med bruoverbygningen. Tabell 3-12 viser forutsetninger for beregninger av vindlast, som er brukt i oppgaven.

Tabell 3-12: Forutsetninger for beregning av vindlast

Referansevindhastighet	$V_{b,o}$	31 m/s
Retningsfaktor	c_{dir}	1.0
Nivåfaktor	c_{alt}	1.0
Årstidsfaktor	c_{season}	1.0
Sannsynlighetsfaktor	c_{prob}	1.0
Terrengruhetsklasse	0	
Referansehøyde	z	5 m
Vindlastklasse	I	

Ifølge [14] punkt NA.8.2 skal dynamisk responsberegning vurderes i det enkelte prosjekt. Platebruene vil ha vindlastklasse I, ifølge punkt 5.4.3.1 [4]. Dette innebærer en ubetydelig dynamisk virkning fra vind. Dynamisk responsprosedyre blir derfor neglisjert, og forenklet beregningsmetode brukt. Tabell 3-13 viser lastverdier for vind som er brukt i oppgaven.

Tabell 3-13: Vindlaster

Lasttype	Lastverdi
Vindlast på brubane u/trafikk og m/rekkverk	2.14 kN/m ²
Vindlast på brubane m/trafikk	1.35 kN/m ²

Se vedlegg C for utfyllende beregninger.

3.2.2.2 Temperatur

Temperatur er en variabel naturlast som vil variere gjennom hele året, og påvirke materialene i bruene. Termiske påvirkninger er sammensatt av flere virkninger ifølge punkt 5.4.8.1 i [4]. Virkningene som er gjeldene i oppgaven er:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikalt varierende temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen vil resultere i at bruene ekspanderer og kontraherer. Utvidelsen og sammentrekningen vil trolig ikke ha så mye å si for overdekningen eller armeringen til bruplaten, men bli overført som krefter i lagrene. I lengderetning er det fastlageret som tar opp kreftene, og i tverretning blir kreftene fordelt mellom fastlageret og det sidestyrtede lageret.

Den horisontale- og vertikalt lineært varierende temperaturandelen, vil skape temperaturgradienter på grunn av varierende temperatur over brutverrsnittet. Vertikal temperaturandel, vil si at oversiden av brutverrsnittet kan ha en høyere temperatur enn undersiden, og motsatt. Dette fører til en vertikal krumning i brubanen, som grunnet fastholding av brudekket, i fastlageret og i det ensidige lageret, vil medføre momentkrefter.

Horisontal temperaturandel vil si at temperaturen varierer i tverrsnittet over bruens bredde, som vil gi en horisontal krumning av brubanen. Ifølge 6.1.4.3 i [15] skal denne tas hensyn til når en side på bruene er mer eksponert for sollys enn den andre. Dette er antatt å ikke være gjeldene i oppgaven, og er derfor neglisjert.

Maksimum- og minimumstemperatur i skyggen er lest av isothermkartene i figur NA.A1 og NA.A2 i [15], og gir følgende konservative temperaturer:

- $T_{\max} = +36^{\circ}\text{C}$
- $T_{\min} = -50^{\circ}\text{C}$

Temperaturene blir brukt til å beregne lavest og høyest jevnt fordelt temperaturandel til bruene. Mathcadarket i vedlegg D viser utfyllende beregninger.

- $T_{e,\max} = +33^{\circ}\text{C}$
- $T_{e,\min} = -42^{\circ}\text{C}$

Platebruer i betong klassifiseres som type 3 bruer, jfr. NA.6.1.2 i [15]. Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for vegbruer er tatt fra tabell 6.1 i [15], som er basert på en belegningstykkelse på 50mm:

- $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_{M,\text{cool}} = 8^{\circ}\text{C}$

Iht. 6.1.3.3(3), merknad 2 skal lagre og ekspansjonsfuger dimensjoneres for en større temperatur. Temperaturtillegget avhenger av om temperaturen ved montasjetidspunktet er gitt eller ikke. Antar i denne oppgaven at den ikke er gitt, som gir tilleggstemperatur for lagre lik 20°C .

3.2.2.3 Passivt jordtrykk

Bruen sin deformasjon inn i jordmassene på grunn av temperaturvariasjoner, fører til et passivt jordtrykk. Jordtrykket vil virke mot tverrbjelkene i enden av overbygningen. Størrelsen på trykket vil være avhengig av temperatur og jordart, som igjen vil være avhengig av hvor en er i landet. Grus er antatt for dimensjonering i oppgaven.

På en bru med rette opplegg, vil en få et trykk i retning langs senterlinjen til bruene. På skjeve bruer, vil en i tillegg få en komponent som er normalt på bruaksen. For dimensjonering av vinger og lagre, er disse komponentene viktige å ta hensyn til. Mathcadarket som er brukt til beregningene er gitt i vedlegg E.1 og E.2, hvor kun skjevinkel α er endret i de bestemte tilfellene. Tabell 3-14 viser sammenhenger for skjevinkel og passivt jordtrykk for de ulike tilfellene.

Tabell 3-14: Lastverdier for passivt jordtrykk

Skjevinkel α	Spennvidde 10m		Spennvidde 15m	
	Kraft langs senterlinje	Kraft vinkelrett på senterlinje	Kraft langs senterlinje	Kraft vinkelrett på senterlinje
90°	341 kN	0 kN	491 kN	0 kN
85°	341 kN	30 kN	491 kN	43 kN
80°	341 kN	60 kN	491 kN	87 kN
75°	341 kN	90 kN	491 kN	132 kN
70°	341 kN	124 kN	491 kN	179 kN

3.2.2.4 Snølast

Ifølge punkt 5.4.2 i [4] vil ikke snølast opptre samtidig som trafikklaster på vegbruer. Brutypen i denne oppgaven har ingen beskyttende tilleggskonstruksjon, som for eksempel et tak for lagringsplass av snø. Derfor har en valgt å se bort fra snølast.

3.3 Deformasjonslaster

3.3.1 Svinn og kryp

Kryp er en tidsavhengig deformasjon av materialet på grunn av ytre belastning, og blir definert med et kryptall. Dette vil endre seg med varierende tverrsnittstykkelse. Svinn er en type volumendring i betongen som blir påvirket av vind og temperatur. Både kryp og svinn resulterer i deformasjoner som skaper spenninger i betongen. Verdiene for svinn og kryptall i de ulike tilfellene er gitt i tabell 3-15.

Tabell 3-15: Deformasjonslaster

Deformasjonslast	Tverrsnittstykkelse	
	t = 0.7m	t = 0.95m
Svinn ϵ_{cs}	0.3 ‰	0.3 ‰
Kryp ϕ	1.69	1.66

Se vedlegg F.1 og F.2 for utfyllende beregninger.

3.4 Ulykkeslast

3.4.1 Påkjørsellast

Påkjørsellast fra kjøretøy kan forekomme på følgende bruelementer:

- Rekkverk
- Underbygning
- Overbygning

I oppgaven har en sett bort fra påkjørsel på rekkverk. Lastverdien her vil være relativt liten, og vil ikke påvirke konstruksjonen i stor grad. Den vil virke i en ulykkesgrensetilstand, og kombineringen av laster vil gi bruddgrensetilstander med høyere belastning. Påkjørsel på underbygning er også sett bort fra, da det er bruplaten som er i fokus.

Det er kun påkjørsellast på overbygning som er tatt hensyn til. Det er antatt en fartsgrense på 80km/t eller mer, som fører til en påkjørsellast på 500kN ifølge 4.3.2 i [16]. Lasten er plassert på midten av overbygningen da dette vil medføre størst krefter på bruplaten. Se vedlegg G for detaljert beregning.

3.5 Seismisk påvirkning

Seismisk påvirkning betraktes som en unormal naturlast ifølge pkt. 5.4.9.1 i [4]. Tabell 3-16 oppsummerer forutsetningene som er gjort i henhold til beregning av seismisk påvirkning.

Tabell 3-16: Forutsetninger for seismisk påvirkning

Seismisk klasse	II
Seismisk faktor	$\gamma_1 = 1.0$
Grunntype	B
Berggrunnens akselerasjon	$a_{g40\text{hz}} = 1.05 \text{ m/s}^2$

Beregninger for seismiske laster er gjort i henhold til punkt 3.2.2.2 og 3.2.2.3 [17] for henholdsvis horisontalt og vertikalt retrospektrum. Se vedlegg H for utfyllende beregninger.

Kapittel 4 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

4.1 Grensetilstander

Grensetilstander definerer grensene der konstruksjonen ikke lenger oppfyller dens dimensjoneringskriterier. Brukonstruksjonen i denne oppgaven er blitt kontrollert i følgende grensetilstander:

- ULS – Bruddgrensetilstand (vedvarende og forbigående)
- SLS – Bruksgrensetilstand
- ALS – Ulykkesgrensetilstand

Har valgt å se bort fra utmattingsgrensetilstanden, da dette på et nåværende tidspunkt ikke er et krav fra Vegdirektoratet. Utmattning forårsakes av lave spenningsvariasjoner over tid, som til slutt resulterer i brudd. Spenningsvariasjonene i betongbruer, som ofte er knyttet til trafikklaster, er lave sammenlignet med den totale lasten.

4.1.1 Bruddgrensetilstand

Definisjon på bruddgrensetilstand er ifølge punkt 1.5.2.13 i [18], en tilstand som er knyttet til sammenbrudd eller andre former for konstruksjonssvikt. Menneskets og konstruksjonens sikkerhet har betydning her. Lastfaktorer i bruddgrensetilstanden som er brukt i denne oppgaven, er hentet fra tabeller i [18]. Tilhørende faktorer kan bli lest av i det nasjonale tillegget for de respektive tabellene gjengitt her.

Tabell NA.A2.4(B), her gjengitt som tabell 4-1, er en kontroll for brudd. For overbygningen er det denne kontrollen som medfører de største kreftene i konstruksjonen.

Tabell 4-1: ULS STR/GEO sett B

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_p^P	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_p^P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell NA.A2.4(C), her gjengitt som tabell 4-2, er en kontroll for brudd som hovedsakelig er relevant for konstruksjoner i grunnen. Følgende blir brukt for de geotekniske lastene i denne oppgaven.

Tabell 4-2: ULS STR/GEO sett C

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_p^P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Verdier for ψ -faktorer for vegbruer er hentet fra tabell NA.A2.1, her gjengitt i tabell 4-3. Faktorene blir brukt for de øvrige variable lastene. Hensikten med disse reduksjonsfaktorene, er å ta hensyn til at det er en redusert sannsynlighet for at de øvrige variable lastene vil opptre med sin maksimale lastverdi samtidig.

Tabell 4-3: ψ -faktorer for vegbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a (LM1+laster på gang- og sykkelbaner) ¹⁾	Boggilast (TS)	0,75	0,75	0
		Jevnt fordelt last (UDL)	0,40	0,40	0
		Laster på gangbaner + sykkelbaner ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (enkel aksling)		0	0,75	0
	gr2 (horisontale krefter)		0	0	0
	gr3 (laster på gangbaner)		0	$\frac{AC}{AC}$ 0,40	0
	gr4 (LM4 – Laster fra menneskemengder)		0	$\frac{AC}{AC}$ - $\frac{AC}{AC}$	0
	gr5 (LM3 – Spesialkjøretøy)		0	$\frac{AC}{AC}$ - $\frac{AC}{AC}$	0
Vindkrefter	F_{Wk}				
	– Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,6	0,2	0	
	– Utførelse	0,8	-	0	
	F_W^*	1,0	-	-	
Termiske påvirkninger	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ (under utførelse)	0,8	-	-	
Laster under utførelse	Q_c	1,0	-	1,0	

I punkt 5.2.3 i [19] er det angitt enkelte tilleggbestemmelser spesielt for bruer. Her står det at det bør tas hensyn til øvre og nedre karakteristiske verdier for tetthet for ikke-bærende deler. Dette gjelder hovedsakelig fyllmaterialet, altså jorden over overgangsplatene. Jorden kan få endrede egenskaper under bruk ettersom den kan bli mett, konsolidert eller fryst. Ifølge NA.5.2.3(5) skal variasjonen av de karakteristiske verdiene vurderes i det enkelte prosjekt. I denne oppgaven er det valgt å sette inn en koeffisient på $\pm 10\%$ på lasten for jord over overgangsplatene, for å ta hensyn til disse forandringene.

4.1.2 Bruksgrensetilstand

Definisjonen på bruksgrensetilstand er ifølge punkt 1.5.2.14 i [18] en tilstand som danner grensen for når konstruksjonen eller dens deler ikke lenger kan oppfylle fastsatte krav ved normal bruk. Denne grensetilstanden har betydning for menneskets komfort, utseende til konstruksjonen og konstruksjonens funksjon ved normal bruk, jfr. punkt 3.4(1)P i [18]. Lastkombinasjonene som er brukt, er hentet fra tabell NA.A2.6, her gjengitt som tabell 4-4.

Tabell 4-4: Dimensjonerende verdier for laster i SLS

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

Rissvidde skal ifølge N400 bli kontrollert i bruksgrensetilstanden *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*. Har i denne oppgaven brukt lastkombinasjon *tilnærmet permanent* på grunnlag av tabell NA.7.1N i [7] og valg av eksponeringsklasse XD1. Reduksjonsfaktor $\psi_{2,1} = 0.5$ blir brukt ved rissviddekontroll ifølge pkt. 7.7.1 i [4]. Ved kontroller utenom rissvidde, er ψ -faktorene hentet fra tabell 4-3.

4.1.3 Ulykkesgrensetilstand

Påvirkning ved ulykkestilstand er vanligvis kortvarig, men av betydelig størrelse. Sannsynligheten for at konstruksjonen utsettes for denne type last i den dimensjonerende brukstiden, er forholdsvis liten. Laster som inngår i kategorien ulykkeslaster i oppgaven er:

- Seismisk last
- Påkjørsellast

Lastkombinasjonene som er brukt i ALS er hentet fra tabell NA.A1.3, her gjengitt som tabell 4-5. Tilhørende ψ -faktorer er hentet fra tabell 4-3.

Tabell 4-5: Dimensjonerende verdier for laster i ALS

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster ²⁾	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon ¹⁾ (Ligning 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	ψ_{11} eller $\psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	γA_{Ek} eller A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

4.2 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner brukt i oppgaven er oppsummert i følgende punkter:

- Ifølge 5.7.1 i [4] skal laster som ofte opptrer med sin maksimalverdi på samme tid, regnes som én last ved kombinasjon av laster. I denne oppgaven vil dette gjelde lastene fra påkjørsel og jordskjelv, ettersom faren for påkjørsel er større ved et jordskjelv enn ellers.
- Påvirkning fra temperatur skal medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig jfr. tabell NA.A2.1 merknad 4 i [18].
- Punkt 5.4.3.3 i [4] sier at den ferdige brukonstruksjonen skal kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruksgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år. I tillegg skal vegbruer kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind og trafikklast.
- Kombinasjon av trafikklast i oppgaven er hentet fra tabell NA.4.4a i [13], her gjengitt som tabell 4-6. Kolonnen som viser gangbane og fortau er ikke gjeldene i denne oppgaven.

Kapittel 4 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

Tabell 4-6: Kombinasjon av trafikklaster

		KJØREBANE					GANGBANE OG FORTAU	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter ^a	Sentrifugalkrefter og tverkkrefter ^a	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi ^b
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 ^d							Karakteristisk verdi ^c
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								

Oppsummerer lastfaktorene for ULS sett B ligning 6.10a) og 6.10b) i tillegg til SLS – Rissskontroll. Flere lastkombinasjoner er brukt, men velger å kun oppsummere de som ble dimensjonerende. Ettersom modellene har flere permanente laster, i tillegg til egenlast, ble det valgt å legge disse inn i en lastgruppe kalt egenlast. I denne gruppen inngår følgende laster:

- Egenlast for bruplate
- Rekkverk og kantdrager
- Landkarvinger
- Tverrbjelker
- Overgangsplater

Tabell 4-7: ULS B - ligning 6.10a)

ULS B – ligning 6.10a)							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Belegning		Svinn		Egenlast		Jord over overgangsplate	
1.35	1.0	1.0	0	1.35	1.0	1.49	0.9
ULS B – ligning 6.10a)							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig		
Trafikklast		Vindlast på brubane og trafikk		Temperatur			
0.945	0.945	1.12	1.12	0.84	0.84		

Tabell 4-8: ULS B - ligning 6.10b) Dominerende vindlast

ULS B – ligning 6.10b) Dominerende vindlast							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Belegning		Svinn		Egenlast		Jord over overgangsplate	
1.2	1.0	1.0	0	1.2	1.0	1.32	0.9
ULS B – ligning 6.10b) Dominerende vindlast							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig				
Vindlast på brubane u/trafikk		Temperatur					
1.6	1.12	1.2	0.84				

Tabell 4-9: ULS B - ligning 6.10b) Dominerende trafikklast

ULS B – ligning 6.10b) Dominerende trafikklast							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Belegning		Svinn		Egenlast		Jord over overgangsplate	
1.2	1.0	1.0	0	1.2	1.0	1.32	0.9
ULS B – ligning 6.10b) Dominerende trafikklast							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig		
Trafikklast		Vindlast på brubane og trafikk		Temperatur			
1.35	0.945	1.12	1.12	1.2	0.84		

Tabell 4-10: SLS - Risskontroll

SLS – Risskontroll							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Belegning		Svinn		Egenlast		Jord over overgangsplate	
1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.1	0.9
SLS – Risskontroll							
Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig		
Trafikklast		Vindlast på brubane og trafikk		Temperatur			
0.5	0.2	0.5	0	0.5	0		

Kapittel 5 BRIGADE/Standard

5.1 Generelt om BRIGADE/Standard

For brudimensjonering finnes det mange ulike analyseprogrammer. Disse kan enten være rammeprogrammer eller elementprogrammer. Rammeprogrammer vil fordele lastene over et rammeverk av sammenkoblede bjelker. Elementprogrammer vil dele strukturen i små elementer som er sammenkoblet, og fordele lastene over disse. For elementprogrammene vil resultatene være avhengig av størrelsen på elementnettet. Optimaliserte størrelser gir større nøyaktighet enn hva en får ved bruk av rammeprogrammer.

BRIGADE/Standard, heretter kalt Brigade, er valgt som analyseprogram i denne oppgaven. Det er et 3D elementmetodeprogram som ifølge [20] er spesielt utviklet med tanke på brudimensjonering. Det tar hensyn til plateeffekter, og har i tillegg ingen geometriske begrensninger. Programvaren kan derfor brukes til å analysere og dimensjonere ulike typer brukonstruksjoner, som er bakgrunnen for valget av analyseverktøyet.

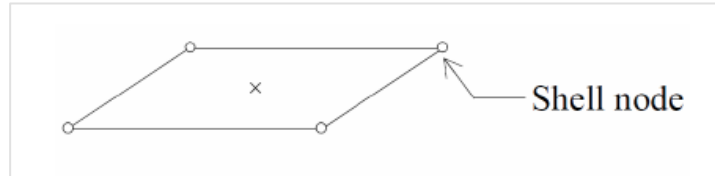
5.1.1 Elementmetoden

Brigade bruker elementmetoden som analyse. Det er en numerisk beregningsmetode som anvender partielle differensialligninger for å løse problemstillinger. Metoden går ut på å dele opp en struktur i mange små elementer, som er koblet sammen gjennom noder. Dette gjøres automatisk i Brigade, og er enkelt å endre av brukeren.

Nedbøyningen vil være kontinuerlig over elementgrensene, og uttrykkes ved elementets frihetsgrader. Antall frihetsgrader vil definere oppførselen til elementene. Brigade bruker ifølge [20] bestemte strukturelle elementer for å modellere ulike konstruksjonsdeler:

- Bjelkeelementer for søyler, lengde-, tverr-, og endebjelker.
- Fagverkselementer for spennkabler
- Skallelementer for brudekke, landkar, vingevegger og fundamenter.

Skallelementene har fire noder og et integrasjonspunkt. Hver node har seks frihetsgrader, tre translasjoner og tre rotasjoner. Figur 5-1 viser skallelement som er brukt i Brigade, hentet fra [20].



Figur 5-1: Skallelement i Brigade

Ifølge punkt 5.1.2 i [20] blir disse elementene brukt for tynne og tykke skallkonstruksjoner, ettersom de er i stand til å håndtere tverrgående skjærdeformasjoner. Ved bruk av tynnskallteori vil de tverrgående skjærdeformasjonene være så små at de er neglisjerbare, noe som ikke er mulig å gjøre ved bruk av tykkskallteori. Størrelsesforholdene til elementene bestemmer hvilken teori som blir brukt, noe som er selvgenerert i Brigade.

5.2 Modellering i Brigade

5.2.1 Referanselinjer

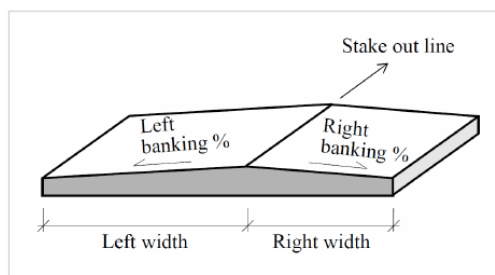
Før brugeometrien kan modelleres i Brigade, må en definere ulike referanselinjer.

«Stake out line»

En profillinje blir brukt for å definere retningen til veibanen, og fungerer som senterlinje. Hvert punkt på linjen får et profilnummer S . I denne kategorien defineres også horisontal- og vertikal kurvatur, som utgjør grensene for veigeometrien. En kurvatur R og nivå L defineres som henholdsvis 0m og 100m for alle tilfeller.

«Width and banking»

I dette vinduet defineres bredde og tverrfall. Bredden defineres av linjer på høyre og venstre side av profillinjen. Brumodellene i oppgaven har konstant bredde på 8.2m, derfor legges avstanden 4.1m inn for venstre og høyre linje. Et tverrfall på 0% på hver side blir også lagt inn. Figur 5-2 viser bredde og tverrfall i Brigade, hentet fra [21].



Figur 5-2: Definisjon av bredde og tverrfall i Brigade

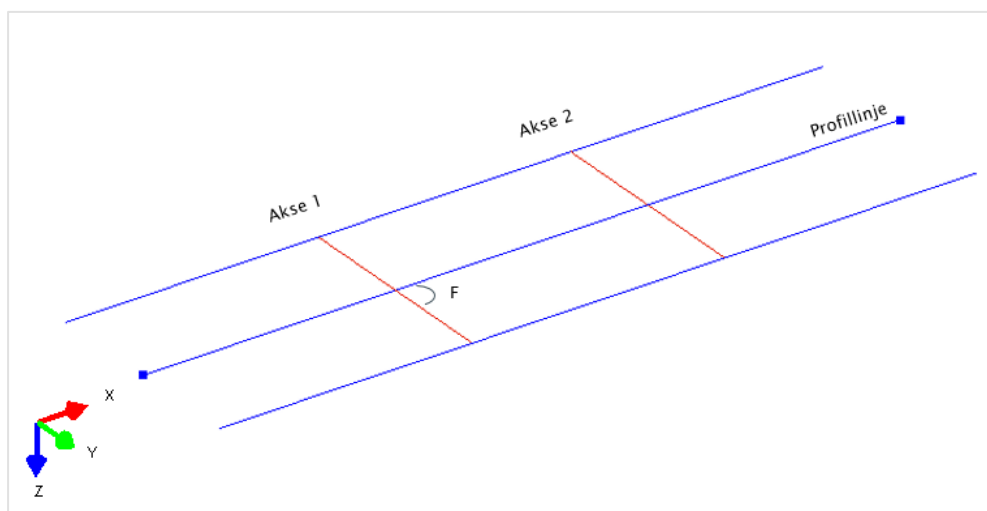
«Support lines»

Akselinjer blir lagt inn for å definere posisjonen til lagrene. Profilnummer S i dette vinduet definerer start- og slutt punkt til brudekke. Akse 1 defineres som startpunkt, akse 2 som slutt punkt. Tabell 5-1 viser start- og slutt punkt i brumodellene.

Tabell 5-1: Start- og slutt punkt for brumodeller i Brigade

Spennvidde	Profilnummer S [m]	
	Akse 1	Akse 2
10m	20	30
15m	15	30

Vinkelen F definerer skjevheten til bruene. For en bru med rette opplegg vil akselinjene ligge vinkelrett på profillinjen. Se figur 5-3 for hvor vinkelen måles i forhold til de røde akselinjene og profillinjen.



Figur 5-3: Akselinjer og profillinje i Brigade

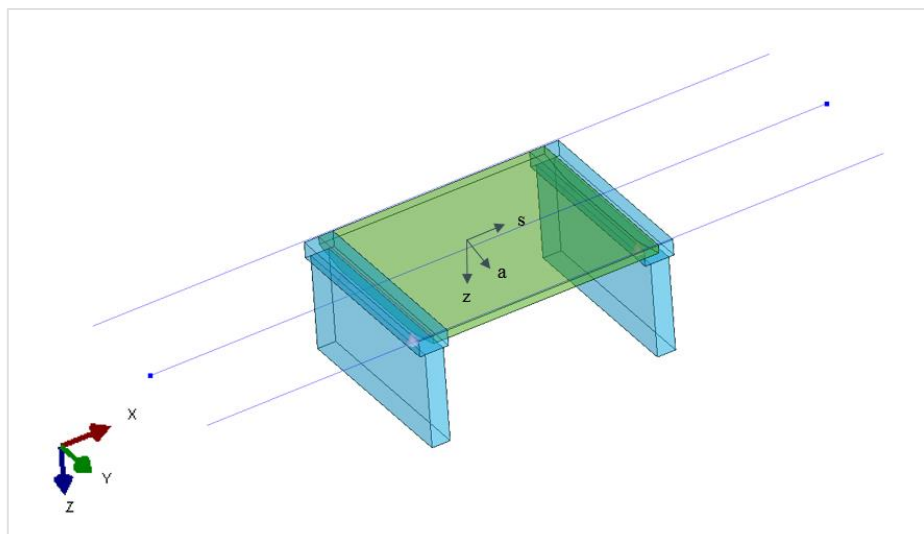
Inndata for skjevinkel F i Brigade er gitt i måleenheten gon, også kalt nygrader ifølge [22]. Enheten er en del av det metriske systemet, og blir mest brukt innenfor landmåling for måling av vinkel i planet. En gon tilsvarende 1/400 av en full sirkel. Ettersom måleenheten gon ikke er vanlig å bruke, er vinklene i oppgaven oppgitt i grader og definert med bokstaven α . Se tabell 5-2 for sammenhengen mellom gon og grader brukt i oppgaven.

Tabell 5-2: Måleenheter

Grader	90°	85°	80°	75°	70°
Gon	100 ^g	94.4 ^g	88.9 ^g	83.3 ^g	77.8 ^g

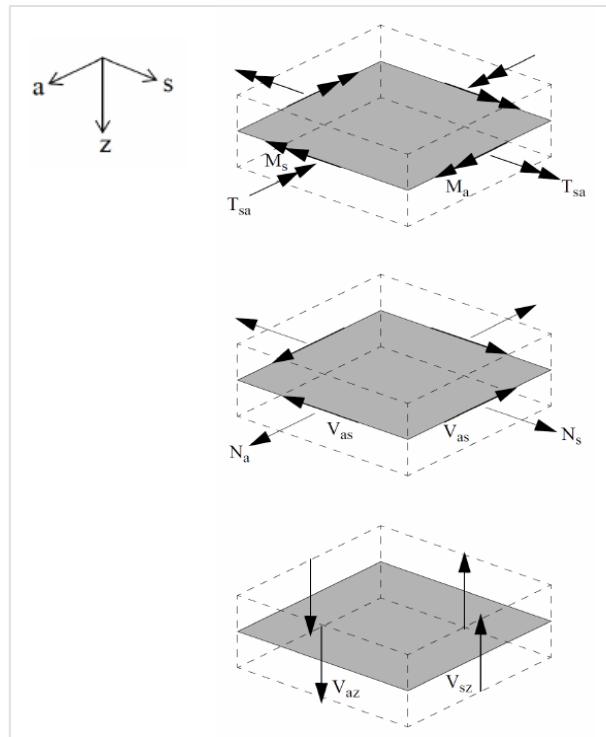
5.2.2 Koordinater

Brigade opererer med to sett av koordinater, globale og lokale. De globale koordinatene x, y og z er brukt for justering av de ulike referanselinjene hvor x-retning vil være sammenfallende med retningen til profillinjen. Se figur 5-4 for sammenheng mellom globale og lokale koordinater.



Figur 5-4: Sammenheng mellom lokale og globale koordinater i Brigade

Snittkreftene i Brigade blir oppgitt i lokale koordinater s , a og z , hvor a -retning vil være vinkelrett på profillinjen. De ulike kreftene er bøyemomentene M_s og M_a , og torsjonsmomentet T_{sa} . Skivenormalene N_a og N_s , samt skjærkraften V_{as} og tverrskjærkreftene V_{az} og V_{sz} . Figur 5-5 hentet fra [20], viser de lokale positive snittkreftene i bruplatten.

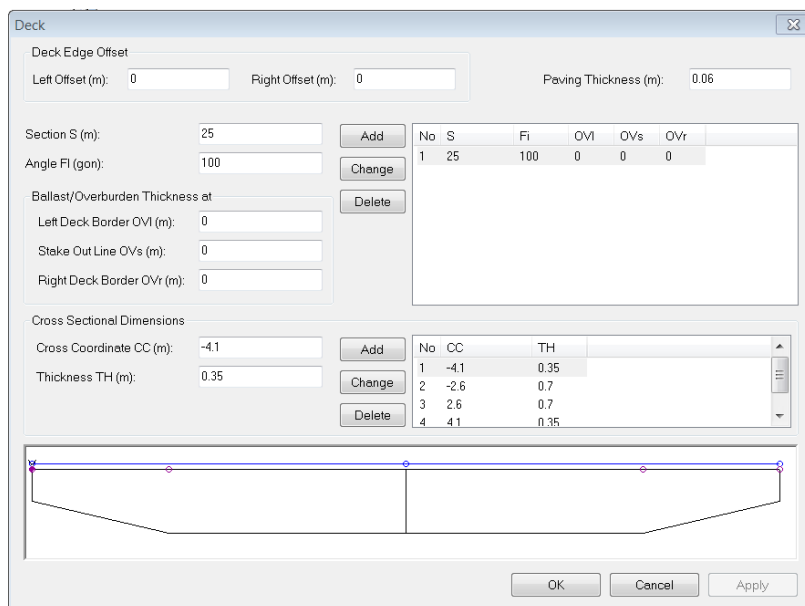


Figur 5-5: Lokale positive snittkrefter for skallelement i Brigade

I tillegg blir det brukt såkalte krysskoordinater «CC», som angir en avstand fra profillinjen. Disse koordinatene blir blant annet brukt til å definere brutverrsnittet og plassere laster på bruen. Positiv avstand blir angitt i positiv y -retning, negativ avstand blir angitt i negativ y -retning.

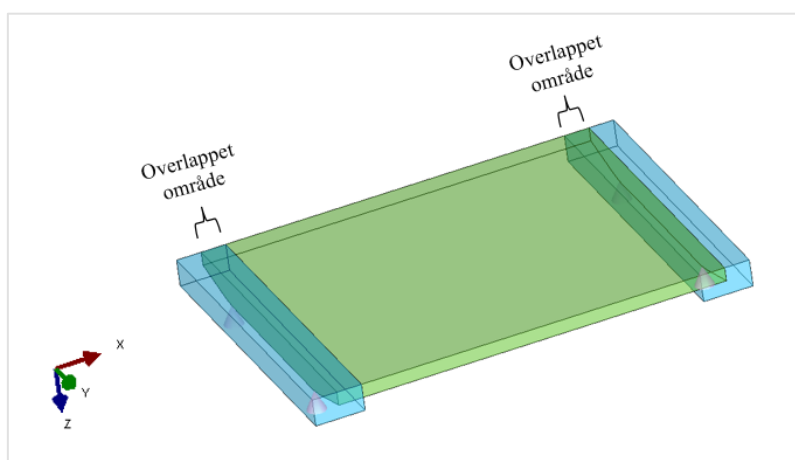
5.2.3 Geometri

Brudekke modelleres inn først, hvor tykkelsen vil variere for ulike spennvidder. Tverrsnittsdimensjonene blir definert i flere snitt på tvers av profillinjen, hvor hvert snitt vil få en tilhørende tykkelse. Tykkelsen blir lineært interpolert mellom snittene. Se figur 5-6 for inndata i Brigade for tverrsnittet til brumodellen med spennvidde 10m.



Figur 5-6: Inndata for bruoverbygningen i Brigade

Videre blir tverrbjerkene modellert inn, med den samme tykkelsen som det aktuelle brudekke. Modelleringen av tverrbjerkene resulterer i et område med overlapp der bruplatten og tverrbjelken møtes, som vist i figur 5-7.



Figur 5-7: Overlappet område der tverrbjelke og bruplate møtes

For å kompensere for dette, er det utført en justering av tyngdetettheten til tverrbjelkene. Antar en maksimal og minimal tykkelse for tverrbjelkene på henholdsvis 1.5m og 0.7m. Justert tyngdetetthet blir da 18.2kN/m^3 og 17.8kN/m^3 . Den midlere verdien på 18.0kN/m^3 velges for å kunne ha en konstant tyngdetetthet for begge brumodellene. Se vedlegg I for utfyllende beregninger.

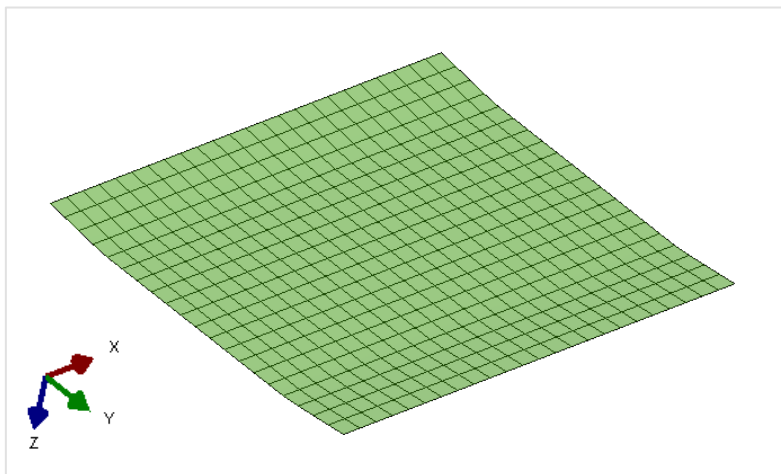
Deretter modelleres landkarene inn for å få en riktig statisk modell. I tillegg er det definert tilhørende leddede forbindelser i toppen av landkarene, som representerer opplagrene. Her blir det bestemt hvordan opplagersystemet skal utformes. Se kapittel 2.1.3 for hvordan opplagringen er definert i oppgaven.

Til slutt blir elementnettet på brukonstruksjonen definert. Ved endret spennvidde vil antall elementer variere, men ved endret skjevinkel vil Brigade selv endre den geometriske formen til elementene. Mest mulig likesidede elementer var ønskelig, derfor er elementstørrelse $0.41\text{m} \times 0.42\text{m}$ valgt i tverr- og lengderetning for bruplatten. Elementstørrelsen forblir den samme for alle tilfellene som blir analysert. Se tabell 5-3 for antall elementer for hver spennvidde.

Tabell 5-3: Antall elementer på brumodellene

Spennvidder	Antall elementer	
	Tverretning	Lengderetning
$L_1 = 10\text{m}$	20	24
$L_2 = 15\text{m}$	20	36

Figur 5-8 viser elementinndelingen av bruplatten for brumodell med spennvidde 10m.



Figur 5-8: Elementinndeling av bruplate for brumodell $L=10\text{m}$

5.2.4 Materialelegenskaper

Materialelegenskapene blir definert for hvert konstruksjonselement i Brigade. Forhåndsdefinerte parametere ligger inne ved oppstart, hvor materialtype er gitt til å være isotropisk. Denne forhåndsinnstillingen beholdes. Tyngdetettheten til materialet er forhåndsdefinert til 25kN/m^3 som også beholdes. Elastisitetsmodulen endres til 36GPa som ifølge tabell 3.1 i [7] er bestemt ut fra betongens trykkfasthet, som er valgt som B45. Videre endres Poissons tallet fra 0.2 til 0, på grunnlag av punkt 3.1.3(4) i [7], hvor det står at risset betong skal ha Poissons tall lik 0. Betongen antas som risset ettersom det er brukt slakkarmering, og ikke spennarmering.

5.2.5 Laster

5.2.5.1 Forhåndsdefinerte laster

Brigade oppretter automatisk forhåndsdefinerte laster i henhold til valgt designkode ved oppstart. Laster som inngår her er egenlast, belegning, svinn, trafikklaster og diverse naturlaster, som vil være tilstede på en brukonstruksjon. Ved å dobbeltklikke på hver av lastene kan en definere tilhørende egenskaper. Lastverdier som er lagt inn i Brigade er gitt i kapittel 3.

5.2.5.2 Egendefinerte laster

Enkelte av lastene som er brukt i oppgaven er egendefinert i Brigade. Det er laster som er nevnt i kapittel 3.1.3 til 3.1.7. For hver av disse er lasttypen spesifisert, om det er punktlast eller jevnt fordelt last. Deretter angir en lastintensitet og plassering i forhold til de ulike referanselinjene ved valg av profilnummer og avstand fra profillinjen. De ulike lastintensitetene som er lagt inn i Brigade, er beregnet i vedlegg A.

5.2.5.3 Trafikklaster og trafikklinjer

Trafikklastene blir som nevnt forhåndsdefinert i Brigade. De horisontale trafikklaster, bremse- og akselerasjonslastene, legges inn som punktlaster med 100kN i hver ende av bruene. Videre legges det inn faktorer som skalerer enhetslasten på 100kN slik at verdiene for boggidel, jevnt fordelt del og sidekraftdel av lasten blir riktig. Tabell 5-4 og 5-5 viser de ulike lastverdiene med tilhørende faktorer i Brigade for spennvidde 10m og 15m . Faktorene blir regnet ut ved følgende formel:

$$\text{Skaleringsfaktor} = \frac{\text{Lastverdi}}{\text{Last i Brigade}}$$

Tabell 5-4: Faktorer for horisontale trafikklaster i Brigade for $L=10m$

Lasttype	Lastverdi	Last i Brigade	Faktor i Brigade
Boggidel	360 kN	100 kN	3.6
Jevnt fordelt del	16.2 kN	100 kN	0.162
Sidekraft, 25% av BL	90 kN	100 kN	0.09
Sidekraft, 25% av JFL	4.05 kN	100 kN	0.00405

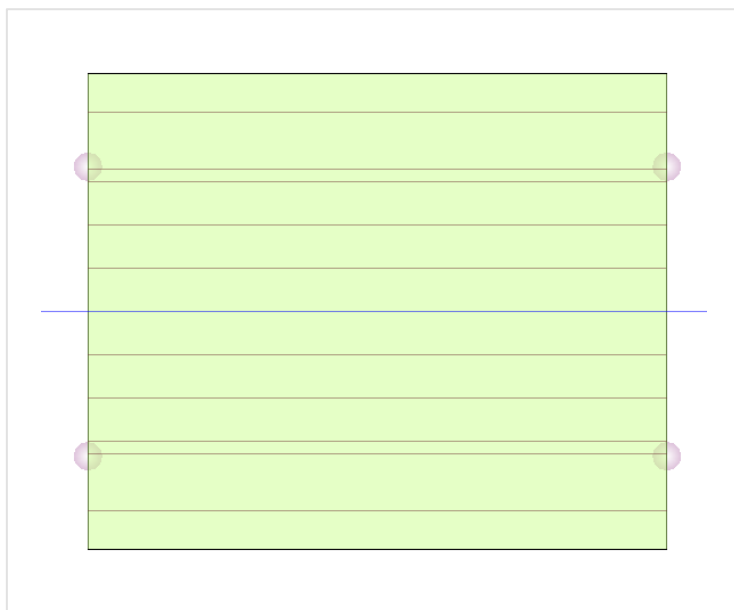
Tabell 5-5: Faktorer for horisontale trafikklaster i Brigade for $L=15m$

Lasttype	Lastverdi	Last i Brigade	Faktor i Brigade
Boggidel	360 kN	100 kN	3.6
Jevnt fordelt del	24.3 kN	100 kN	0.243
Sidekraft, 25% av BL	90 kN	100 kN	0.09
Sidekraft, 25% av JFL	6.075 kN	100 kN	0.006075

Brigade håndterer automatisk trafikklaster, hvor flere kjøretøy kan kjøre i flere kjørebener samtidig. For at alle mulige lastplasseringer av kjøretøyene skal bli dekket, blir det modellert inn ulike trafikklinjer. Disse linjene representerer senterlinjen av trafikkruten, som enten blir definert ut fra profillinjen eller kantlinjene i Brigade. Se tabell 5-6 og figur 5-9 for oversikt over trafikklinjene som blir brukt.

Tabell 5-6: Oversikt over trafikklinjeplassering

Trafikklinje- nummer	Distanse fra profillinje	
1	-3.45 m	} Lastmodell 1
2	-2.25 m	
3	0.75 m	
4	-1.5 m	
5	1.5 m	
6	0.75 m	
7	2.25 m	
8	3.45 m	} Lastmodell 2
9	-2.45 m	
10	2.45 m	



Figur 5-9: Trafikklinjer i Brigade

5.2.6 Dimensjonering i «Concrete Designer Bridge»

Armeringsberegninger er utført i «Concrete Designer Bridge», heretter kalt CDB, som er armeringsmodulen til Brigade. De dimensjonerende lastkombinasjonene legges inn ved oppstart (gitt i kapittel 4.2), Eurokode 2 med nasjonalt tillegg for Norge er valgt. Flere standardverdier er forhåndsdefinert i programmet, følgende verdier endres (hentet fra kapittel 2):

Materialverdier

- Betongkvalitet: B45
- Antatt maksimal tilslagsstørrelse: 22mm
- Betongoverdekning

	<i>Topp</i>	<i>Bunn</i>
Lengdearmering	91 mm	91 mm
Tverrarmering	75 mm	75 mm
- Størrelse på kamstål:

	<i>Topp</i>	<i>Bunn</i>
Lengdearmering	32 mm	32 mm
Tverrarmering	16 mm	16 mm

Dimensjoneringsparametere

- Skjærarmeringsvinkel: 2.0 (Pkt. 7.6.2 i [4])
- Krypfaktor: (vedlegg F)
 - L₁ = 10 m 1.69
 - L₂ = 15 m 1.66
- Tillatt rissvidde:

	<i>Topp</i>	<i>Bunn</i>
Lengderetning	0.39 mm	0.39 mm
Tverretning	0.39 mm	0.39 mm
- Risskontrollfaktor: (Pkt. 4.6 i [23])

	<i>Topp</i>	<i>Bunn</i>
Lengderetning	0.0	0.0
Tverretning	0.0	0.0

Kapittel 6 Verifikasjon av brumodeller

Dette kapitlet tar for seg verifikasjon av de ulike brumodellene i Brigade. Verifikasjonen er utført på bruene med rette opplegg og med laster uten lastfaktorer, altså de karakteristiske lastene. Presenterer hvordan verifikasjonen er utført for brumodell med spennvidde 10m, og oppsummerer kun resultater for brumodell med spennvidde 15m.

For en korrekt modell, er kjennskap til analyseverktøyets oppbygging viktig. Kontroll av beregningene til programmet er fordelaktig, da en kan forsikre seg om at inndata er tolket på ønskelig måte. Krefter hentet fra Brigade for de manuelle kontrollene er vist i vedlegg J. Det var nødvendig å kontrollere brumodellene med rette opplegg, ettersom disse skulle fungere som et utgangspunkt for videre modellering av bruer med varierende skjevinkler. Følgende laster ble valgt å kontrollere:

- Egenlast
- Lastmodell 1
- Egendefinerte laster

6.1 Verifikasjon av egenlast

Verifikasjon av egenlast er utført på to måter. Først er det gjennomført en kontroll av feltmoment som skyldes egenlast, deretter en kontroll av opplagerkreftene.

6.1.1 Feltmoment

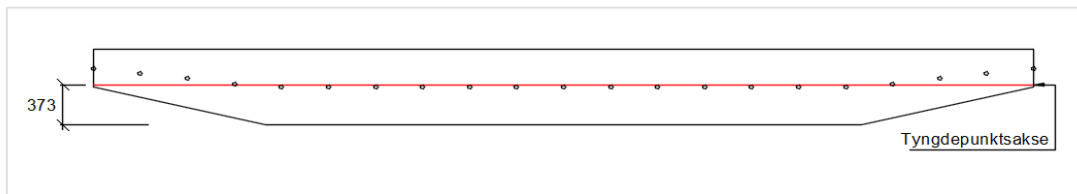
Feltmomentet som skyldes egenlast til bruplaten er:

$$g_{k,plate} = \gamma_b \cdot A_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.215\text{m}^2 = 130.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_G = \frac{g_{k,plate} \cdot L^2}{8} = \frac{130.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (10\text{m})^2}{8} = 1630.0 \text{ kNm}$$

Hvor γ_b er tyngdetettheten av betong
 A_c er tverrsnitt av bruplaten
 L er spennvidden av betraktet bru

Tverrsnittet til bruplaten er designet med et trau, og to tilhørende vinger med redusert tykkelse sammenlignet med trauet. Det er en differanse mellom tyngdepunktet til tverrsnittet og tyngdepunktet til hvert element. Dette resulterer i aksielle krefter hos hvert element. Eksentrisiteten mellom disse kreftene og tverrsnittets tyngdepunkt fører til et bidrag i moment, noe som tas i betraktning ved tolkning av resultatene fra Brigade. Dette er vist i figur 6-1, hvor hvert elements tyngdepunkt er markert med en sirkel.



Figur 6-1: Tverrsnittets tyngdepunkter, dimensjon i millimeter

Tabell 6-1 viser sammenligning av verdi for feltmoment på grunn av egenlast fra håndberegninger og Brigade. Avviket mellom resultatene er minimalt, noe som tyder på at Brigade behandler egenlasten på ønsket måte.

Tabell 6-1: Sammenligning av feltmomenter som skyldes egenlast

Feltmoment	Brigade [kNm]	Håndberegning [kNm]	Avvik $\left(\frac{H}{B} - 1\right)$
Pga. egenlast (M_G)	1617.2	1630.0	0.8 %

6.1.2 Opplagerkrefter

For å oppnå riktige opplagerkrefter som skyldes egenlast, er egenlasten for tverrbjelkene betraktet i tillegg til bruplaten. Håndberegninger av opplagerkrefter er som følger:

$$R_{\text{plate}} = \gamma_b \cdot \frac{A_c}{2} \cdot \frac{L}{2} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{5.215 \text{m}^2}{2} \cdot \frac{10 \text{m}}{2} = 325.9 \text{ kN}$$

$$R_{\text{tverr}} = \gamma_{\text{red}} \cdot b_e \cdot h \cdot \frac{b_{\text{bru}}}{2} = 18.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.27 \text{m} \cdot 0.7 \text{m} \cdot \frac{8.2 \text{m}}{2} = 65.6 \text{ kN}$$

$$R_{\text{opplager}} = R_{\text{plate}} + R_{\text{tverr}} = 325.9 \text{kN} + 65.6 \text{kN} = 391.5 \text{ kN}$$

Hvor b_e er bredde av tverrbjelke
 h er høyde av tverrbjelke
 b_{bru} er bredde av bruplate, som er lik lengden av tverrbjelken

Symmetri gir alle opplagrene lik verdi:

$$R_{1A} = R_{1B} = R_{2A} = R_{2B} = 391.5 \text{ kN}$$

Resultatet fra håndberegning og opplagerkrefter hentet fra Brigade er vist i tabell 6-2. Verdiene fra Brigade ser ut til å stemme overens med håndberegningene. På bakgrunn av dette konkluderes det med at Brigade behandler egenlast på ønskelig måte.

Tabell 6-2: Sammenligning av opplagerkrefter som skyldes egenlast

Opplagerkraft	Brigade [kNm]	Håndberegning [kN]	Avvik $\left(\frac{H}{B} - 1\right)$
Opplagerkraft R_{1A}	391.7	391.5	-0.05 %

6.2 Verifikasjon av lastmodell 1

For verifikasjon av lastmodell 1 er det valgt å kontrollere 3 feltmomenter:

- Moment som skyldes aksellast fra kjøretøyer (M_Q)
- Moment som skyldes jevnt fordelt trafikklaster over hele brubanen (M_{qk})
- Moment som skyldes ekstra jevnt fordelt trafikklaster i kjørebane 1 (M_{q1k})

$$M_Q = (Q_{1k} + Q_{2k}) \cdot \frac{L - a}{2} = (300 \text{ kN} + 200 \text{ kN}) \cdot \frac{10 \text{ m} - 1.2 \text{ m}}{2} = 2200.0 \text{ kNm}$$

$$M_{qk} = \frac{q_k \cdot b_{bru} \cdot L^2}{8} = \frac{2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 8.2 \text{ m} \cdot (10 \text{ m})^2}{8} = 256.3 \text{ kNm}$$

$$M_{q1k} = \frac{q_{1k} \cdot b_{felt} \cdot L^2}{8} = \frac{2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3 \text{ m} \cdot (10 \text{ m})^2}{8} = 108.8 \text{ kNm}$$

Hvor Q_{1k} og Q_{2k} er aksellaster fra kjøretøyer i kjørebane 1 og 2
 a er senteravstanden mellom hjulene
 q_k er jevnt fordelt trafikklaster
 b_{felt} er bredden for et kjørefelt
 q_{1k} er ekstra jevnt fordelt trafikklaster i kjørebane 1

Tolkning av resultatene fra Brigade er utført etter samme prinsipp som vist ved verifikasjon av egenlast. Det er tatt hensyn til differansen mellom tyngdepunktene til hvert element og tyngdepunktsaksen. En sammenligning av feltmomenter som skyldes lastmodell 1 for håndberegninger og Brigade er gitt i tabell 6-3.

Tabell 6-3: Sammenligning av feltmomenter som skyldes lastmodell 1

Feltmomenter	Brigade [kNm]	Håndberegninger [kNm]	Avvik $\left(\frac{H}{B} - 1\right)$
Pga. kjøretøyer (M_Q)	2327.3	2200.0	-5.5 %
Pga. jevnt fordelt last (M_{qk})	245.0	256.3	4.6 %
Pga. ekstra jevnt fordelt last (M_{q1k})	119.4	108.8	-8.9 %

Resultater for feltmomenter forårsaket av lastmodell 1

Feltmomentene som skyldes aksellast fra kjøretøyer (M_Q) og ekstra jevnt fordelt trafikklaster i kjørebane 1 (M_{q1k}) er noe lavere ved håndberegninger enn i Brigade. Grunnen til dette er at Brigade regner ut trafikklaster med ulike plasseringer i tverretningen til bruene, og oppgir maksimale krefter i hver node. Momentene blir da noe konservative i Brigade. Anser avvikene som tilfredsstillende ettersom de er til sikker side.

Momentet som skyldes en jevnt fordelt last over brubanen (M_{qk}) er noe høyere ved håndberegning sammenlignet med resultatet fra Brigade. Selv om avviket ikke er stort, er det større enn forventet. Opprettet derfor en ny brumodell og endret størrelsen på elementene, i tillegg til at den jevnt fordelte lasten ble lagt inn manuelt. Resultatet av dette gav marginale utslag. Ideelt sett skal forenklede håndberegninger legge seg til sikker side sammenlignet med elementmetoderesultatene. Det er ikke tilfellet her. Selv om det prosentvise avviket er litt høyt, er ikke differansen mellom lastverdiene så stor. Den er litt over 11 kNm, noe som er lite sammenlignet størrelsen på momentene. Godtar derfor denne kontrollen, og anser avviket som akseptabelt.

6.3 Kontroll av egendefinerte laster

Følgende egendefinerte laster kontrolleres:

- Rekkverk og kantdragere
- Tverrbjelkeneser
- Vinger
- Overgangsplater
- Jord over overgangsplater

Verifikasjonen er utført ved å hente ut de karakteristiske opplagerkreftene for hvert lasttilfelle og summere disse. Deretter er det undersøkt om resultatene fra modellen gir de samme resultatene som for håndberegningene. Se vedlegg A for håndberegninger av de egendefinerte lastene. Tabell 6-4 viser opplagerkrefter for hvert lasttilfelle fra Brigade sammenlignet med håndberegninger. Positive krefter har nedoverrettet retning i Brigade. På bakgrunn av tabellen konkluderes det med at de egendefinerte lastene ble modellert inn korrekt.

Tabell 6-4: Kontroll av egendefinerte laster for brumodell med spennvidde 10m

Karakteristisk last	Opplagerkrefter					Bergnet verdi	Avvik
	Akse 1, vs	Akse 1, hs	Akse 2, vs	Akse 2, hs	Sum		
Rekkverk og kantdrager vs	33,7 kN	-7,6 kN	33,7 kN	-7,6 kN	52,2 kN	52,2 kN	0,0 %
Rekkverk og kantdrager hs	-7,6 kN	33,7 kN	-7,6 kN	33,7 kN	52,2 kN	52,2 kN	0,0 %
Tverrbjelkenese akse 1	34,5 kN	34,5 kN	0,7 kN	0,7 kN	70,4 kN	70,5 kN	0,0 %
Tverrbjelkenese akse 2	0,7 kN	0,7 kN	34,5 kN	34,5 kN	70,4 kN	70,5 kN	0,0 %
Vinge akse 1	110,0 kN	110,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	220,0 kN	220,0 kN	0,0 %
Vinge akse 2	0,0 kN	0,0 kN	110,0 kN	110,0 kN	220,0 kN	220,0 kN	0,0 %
Overgangsplate akse 1	46,9 kN	46,9 kN	1,0 kN	1,0 kN	95,8 kN	95,9 kN	0,0 %
Overgangsplate akse 2	1,0 kN	1,0 kN	46,9 kN	46,9 kN	95,8 kN	95,9 kN	0,0 %
Jord over overgangs-plate akse 1	77,7 kN	77,7 kN	1,7 kN	1,7 kN	158,7 kN	158,7 kN	0,0 %
Jord over overgangs-plate akse 2	1,7 kN	1,7 kN	77,7 kN	77,7 kN	158,7 kN	158,7 kN	0,0 %

6.4 Resultater for verifikasjon av brumodell L=15m

Resultatene for verifikasjon av egenlast og lastmodell 1 for spennvidde 15m er gitt i tabell 6-5 og 6-6, hvor følgende verdier er endret:

Spennvidde:	$L = 15\text{m}$
Tverrsnittsareal:	$A_c = 6.89\text{ m}^2$
Egenlast av bruplate:	$g_k = 172.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Høyde av tverrbjelke:	$h = 0.950\text{ m}$

Tabell 6-5: Verifikasjon av egenlast for brumodell med spennvidde 15m

Håndberegninger		Brigade	Avvik
Moment pga egenlast [kNm]	$M_G = g_k * L^2 / 8$	4844,5	4829,5
Opplagerkraft pga. bruplate [kN]	$R_{\text{plate}} = \gamma_b * (A_c / 2) * L / 2$	645,9	
Opplagerkraft pga. tverrbjelke [kN]	$R_{\text{verr}} = \gamma_{\text{red}} * b_e * h * b_{\text{bru}} / 2$	89,0	
Sum opplagerkrefter [kN]	$R = R_{\text{plate}} + R_{\text{verr}}$	735,0	737,5
			-0,3 %

Resultater for verifikasjon av egenlast

Verifikasjon av egenlast ender opp med samme konklusjon som for brumodell med spennvidde 10m, med lave avvik som blir regnet som tilfredsstillende.

Tabell 6-6: Verifikasjon av lastmodell 1 for brumodell med spennvidde 15m

Håndberegning av feltmomenter [kNm]		Moment fra Brigade [kNm]	Avvik
Pga. kjøretøyer:	$M_Q = (Q_{1k} + Q_{2k}) * (L - a) / 2$	3450,0	3457,0
Pga. jevnt fordelt last:	$M_{qk} = q_k * B_{\text{bru}} * L^2 / 8$	576,6	539,6
Pga. ekstra jevnt fordelt last:	$M_{q1k} = q_{1k} * B_{\text{felt}} * L^2 / 8$	244,7	244,7
			0,0 %

Resultater for verifikasjon av lastmodell 1

Ut fra tabell 6-6 ser en at feltmomentet på grunn av aksellast fra kjøretøyer (M_Q) og ekstra jevnt fordelt trafikklast i kjørebane 1 (M_{q1k}) har lavere avvik enn for brumodell med spennvidde 10m. En mulig forklaring på dette kan være at bruene forlenges. Platen går fra å være en tilnærmet toveis plate, til å nærme seg å bli kategorisert som en enveis plate.

En plate blir beregnet som en enveis plate ifølge side 327 i [3], dersom spennviddeforholdet L_y/L_x er større enn 2. Her er spennviddeforholdet $L_y/L_x = 1.8$. Krefte vil i større grad bæres i den korteste retningen. Sammenlignet med den foregående brumodellen vil beregninger for moment i denne retningen nærme seg beregninger iht. bjelketeori ifølge tabell 2.1.1 i [3]. Statikkformler for bjelketeori er brukt ved håndberegning, som gir marginale avvik.

6.4 Resultater for verifikasjon av brumodell L=15m

Momentet som skyldes en jevnt fordelt last over brubanen (M_{qk}) får samme konklusjon som for spennvidde 10m.

Resultater for verifikasjon av de egendefinerte lastene er gitt i tabell 6-7, som får samme konklusjon som for brumodell med spennvidde 10m. Se vedlegg A for håndberegninger av egendefinerte laster.

Tabell 6-7: Kontroll av egendefinerte laster for brumodell med spennvidde 15m

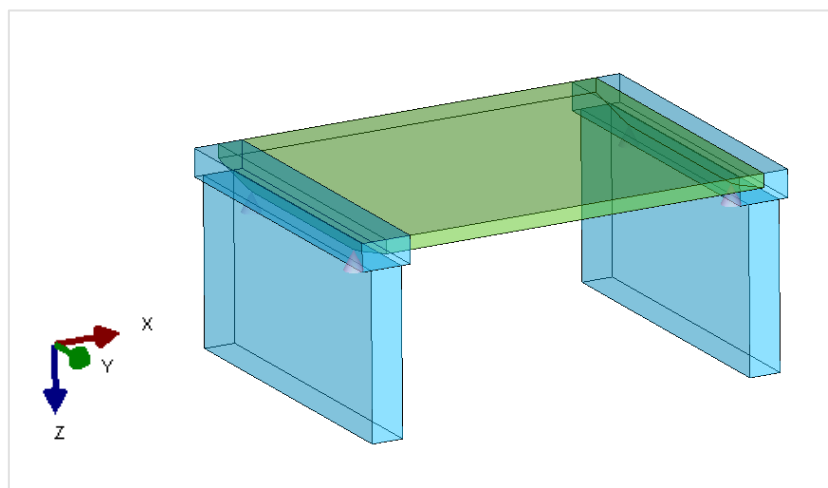
Karakteristisk last	Opplagerkrefter					Bergnet verdi	Avvik
	Akse 1, vs	Akse 1, hs	Akse 2, vs	Akse 2, hs	Sum		
Rekkverk og kantdrager vs	51,2 kN	-12,1 kN	51,2 kN	-12,1 kN	78,3 kN	78,3 kN	0,0 %
Rekkverk og kantdrager hs	-12,1 kN	51,2 kN	-12,1 kN	51,2 kN	78,3 kN	78,3 kN	0,0 %
Tverrbjelkenese akse 1	34,7 kN	34,7 kN	0,5 kN	0,5 kN	70,5 kN	70,5 kN	0,0 %
Tverrbjelkenese akse 2	0,5 kN	0,5 kN	34,7 kN	34,7 kN	70,5 kN	70,5 kN	0,0 %
Vinge akse 1	110,0 kN	110,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	220,0 kN	220,0 kN	0,0 %
Vinge akse 2	0,0 kN	0,0 kN	110,0 kN	110,0 kN	220,0 kN	220,0 kN	0,0 %
Overgangsplate akse 1	47,3 kN	47,3 kN	0,7 kN	0,7 kN	95,8 kN	95,9 kN	0,0 %
Overgangsplate akse 2	0,7 kN	0,7 kN	47,3 kN	47,3 kN	95,8 kN	95,9 kN	0,0 %
Jord over overgangs-plate akse 1	108,2 kN	108,2 kN	1,5 kN	1,5 kN	219,4 kN	219,4 kN	0,0 %
Jord over overgangs-plate akse 2	1,5 kN	1,5 kN	108,2 kN	108,2 kN	219,4 kN	219,4 kN	0,0 %

Kapittel 7 Analyse av platebru

Dette kapitlet tar for seg analysering av ulike platebrumodeller med varierende spennvidde og skjevinkel i Brigade. Hovedfokuset vil være å finne det dimensjonerende armeringsbehovet, undersøke hvilken effekt skjeve opplegg vil ha for armering i bruplatten og angi en fornuftig skjevinkel. Tverrbærere og landkar blir ikke beregnet. Rekkefølgen til kapitlet er bygd opp i den rekkefølgen beregningene er utført.

7.1 Brumodell med spennvidde 10m

For å undersøke effekten av varierende skjevinkel, ble det først besluttet å modellere og analysere en bru med rette opplegg. Grunnen til dette, var å kunne bruke denne som referanse ved sammenligning av krefter og armeringsmengder senere i oppgaven. Se figur 7-1 for brumodell med spennvidde 10m.

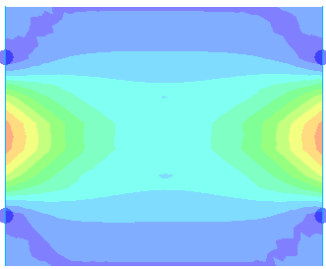


Figur 7-1: Platebrumodell med spennvidde $L=10m$

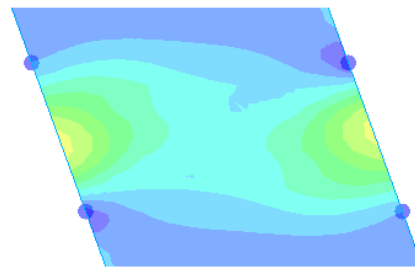
Det blir beskrevet hvordan armeringsbehovet er funnet, i tillegg er en del dimensjoneringskontroller utført. Videre ved analysering av flere brumodeller med varierende skjevinkel, er fremgangsmåten lik som for referansebruene, foruten noen variabler som endrer seg. Resultatene for disse brumodellene er kun presentert, og verifisert i vedlegg.

7.1.1 Påkjente områder

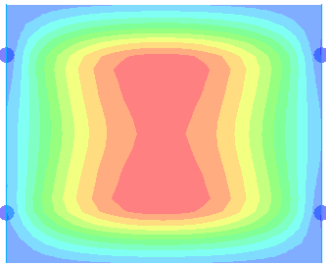
Figur 7-2 til 7-9 viser konturplott av ulike lasttilfeller i bruddgrensetilstand. Dette er valgt for å få et inntrykk av hvordan kreftene opptrer i en rett og skjev bruplate. Konturplottene viser de ulike lasttilfellene som ligger til grunn for beregning av designmomentene, som igjen danner grunnlaget for det dimensjonerende armeringsbehovet ifølge [20]. De mest påkjente områdene vil få en kraftig rød og blå farge, områdene med reduserte krefter vil ha dusere farger. Her ser en tydelig at det torsjonsmomentet T_{sa} , som vil påvirke armeringsbehovet mest, da en ser størst endring her.



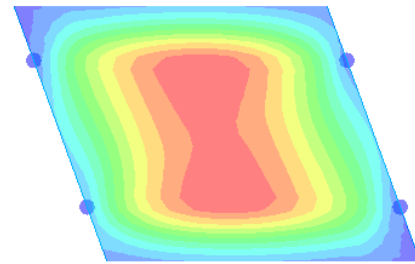
Figur 7-2: Maks moment M_s , $\alpha=90^\circ$



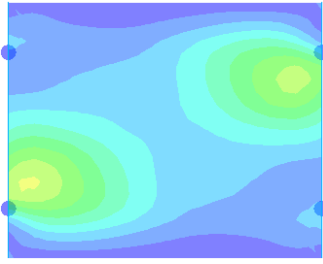
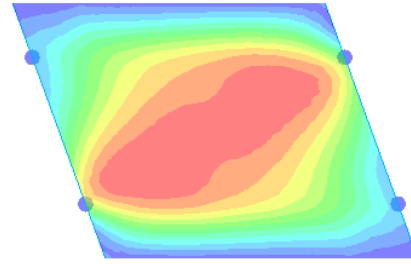
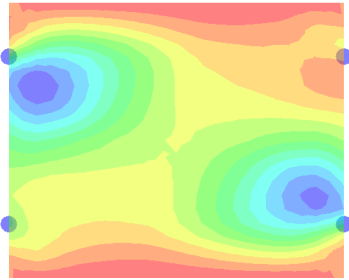
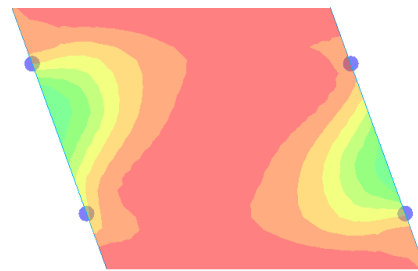
Figur 7-3: Maks moment M_s , $\alpha=70^\circ$



Figur 7-4: Maks moment M_a , $\alpha=90^\circ$



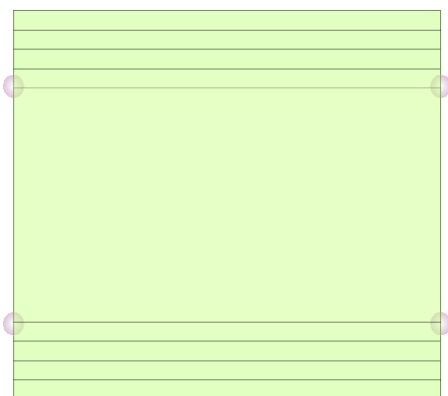
Figur 7-5: Maks moment M_a , $\alpha=70^\circ$

Figur 7-6: Maks torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=90^\circ$ Figur 7-7: Maks torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=70^\circ$ Figur 7-8: Min torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=90^\circ$ Figur 7-9: Min torsjonsmoment T_{sa} , $\alpha=70^\circ$

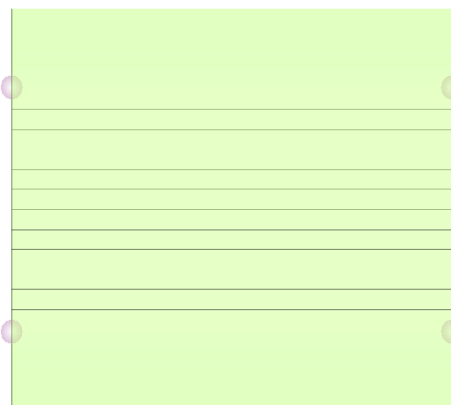
7.1.2 Dimensjonerende snitt

I områder hvor armeringen skal bestemmes, er det valgt resultatlinjer. De største kreftene i resultatlinjene danner grunnlaget for det dimensjonerende armeringsbehovet. Armeringsbehovet er beregnet for hver enkelt node langs resultatlinjen, hvor lengdearmeringen er basert på det største behovet i nodene med samme plassering i lengderetning. Tverrarmeringen er basert på det største behovet i nodene med samme plassering i tverretning. Lengdearmeringen og tverrarmeringen er beregnet hver for seg.

Som forklart i kapittel 1.3 vil kreftene i skjeve plater gå i varierende retninger. Ved valg av resultatlinjer er det derfor hensiktsmessig å kontrollere flest mulige linjer. Ettersom CDB bare kan laste inn 10 linjer samtidig, må programmet kjøres i to omganger, en med resultatlinjene i vingene og en med resultatlinjene i trauet. Se figur 7-10 og 7-11 for valgte resultatlinjer.



Figur 7-10: Resultatlinjer i vinger



Figur 7-11: Resultatlinjer i trau

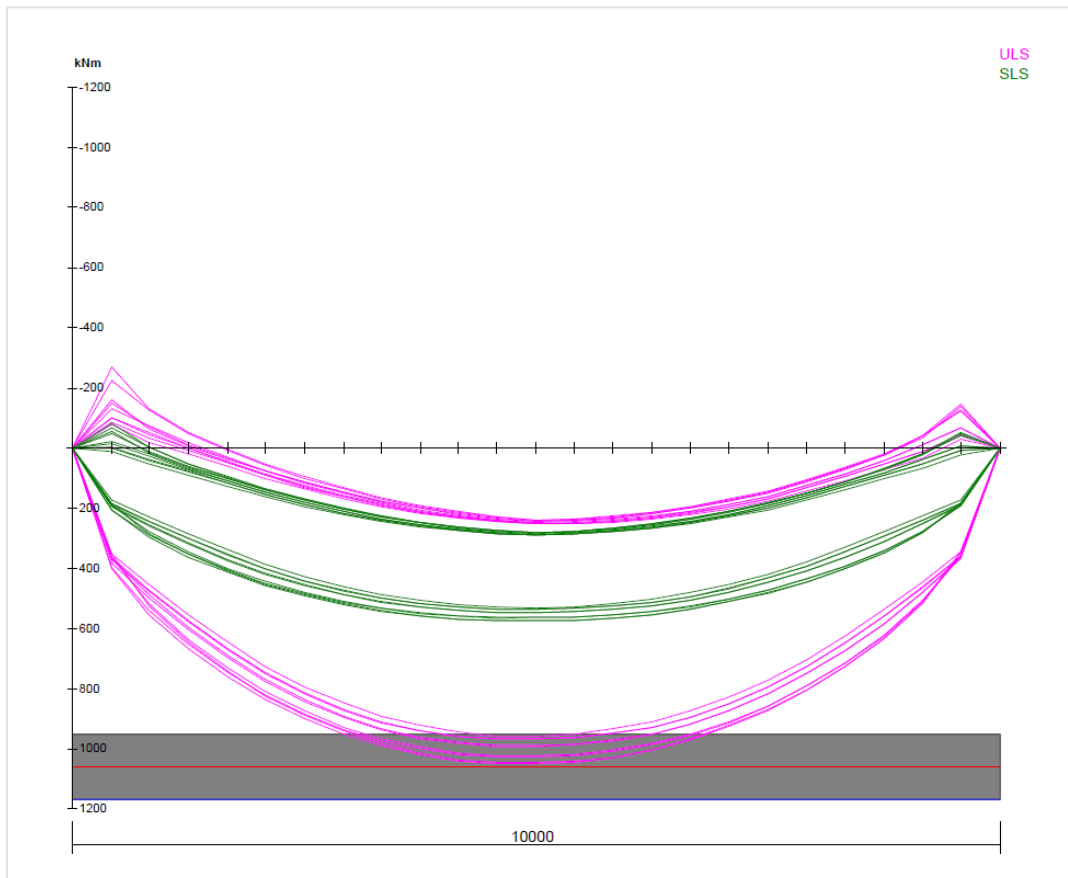
Vanlig praksis i Statens vegvesen ved prosjektering av bruer, er å dimensjonere vingene og trauet hver for seg. Dette blir gjort for å få en mest mulig nyansert armeringsføring, noe som ble vurdert i denne oppgaven også. Ettersom hovedfokuset i oppgaven var å finne det dimensjonerende armeringsbehovet, ble det besluttet å finne det største behovet gitt av enten resultatlinjer i vinger eller trau, for så å dimensjonere hele lengden eller bredden med dette. Årsaken var å lettere kunne sammenligne de ulike tilfellene senere i oppgaven.

7.1.3 Armeringsbehov

På grunnlag av maksimums kreftene, vil CDB beregne de dimensjonerende momentene for hvert snitt i hver resultatlinje og danne omhyllningskurver. Hvert punkt på disse kurvene får et armeringsbehov.

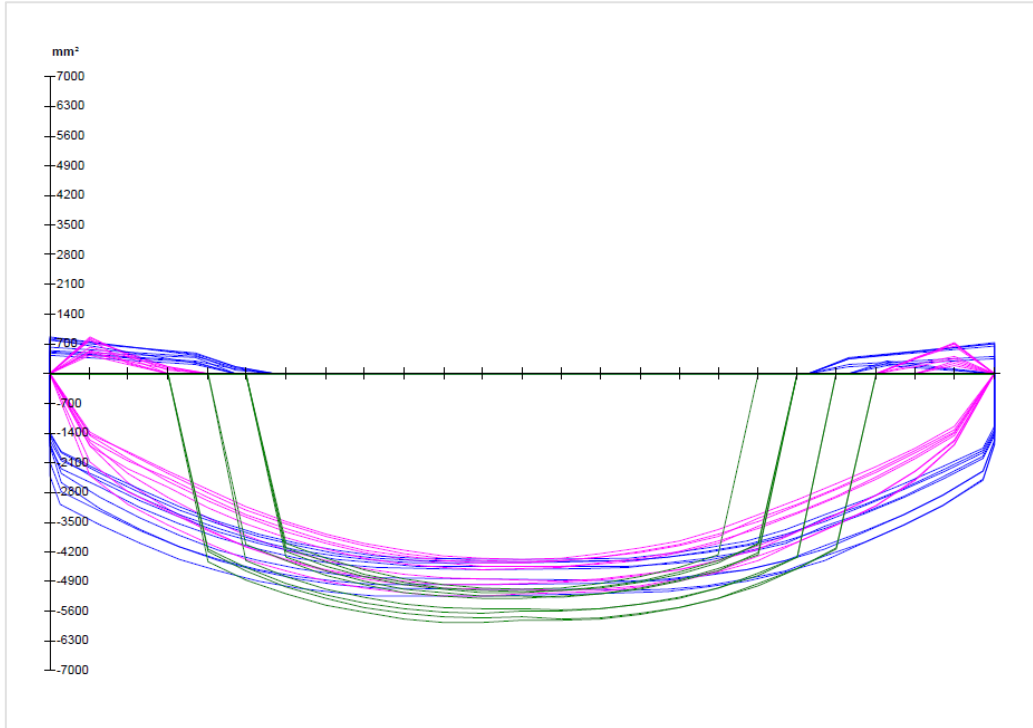
7.1.3.1 Lengdearmering

Analysene viser at resultatlinjene i trauet er dimensjonerende for lengdearmeringen i overkant (ok) og underkant (uk). Figur 7-12 viser de dimensjonerende momentene i ULS og SLS i lengderetningen for resultatlinjene i trauet.



Figur 7-12: Dimensjonerende momenter i lengderetning i trau for $L=10m$

Det dimensjonerende armeringsbehovet i lengderetning, basert på resultatlinjene i trauet, er gitt i figur 7-13.



Figur 7-13: Dimensjonerende armeringsbehov i lengderetning i trau

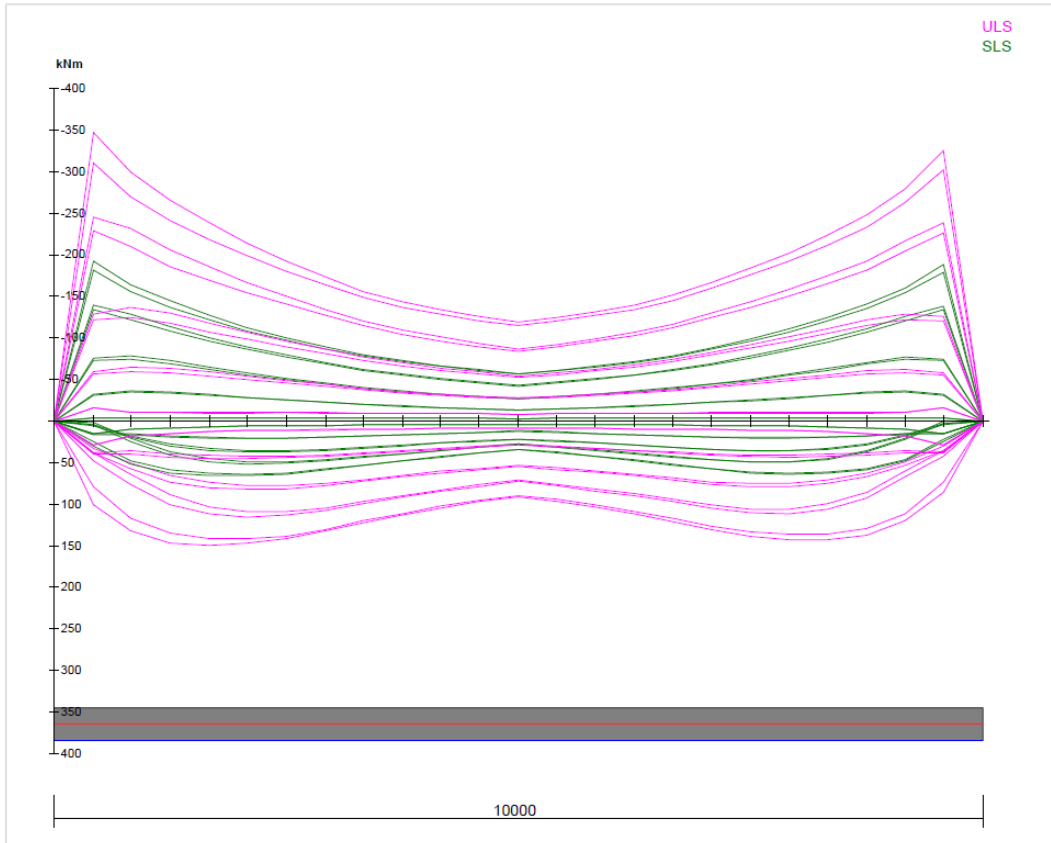
Inndelingsintervallet på den vertikale aksene som viser det dimensjonerende armeringsbehovet, gjør det vanskelig å lese av eksakt behov. Det er derfor hentet ut en rapport fra Brigade, som lister opp armeringsbehovet i hvert snitt for hver resultatlinje. Leser av det største armeringsbehovet i overkant og underkant, resultatet er gitt i tabell 7-1. Grafisk fremstilling av dimensjonerende armeringsbehov hentet fra Brigade er gitt i vedlegg K.1.

Tabell 7-1: Dimensjonerende armeringsbehov i lengderetning for $L=10m$, $\alpha=90^\circ$

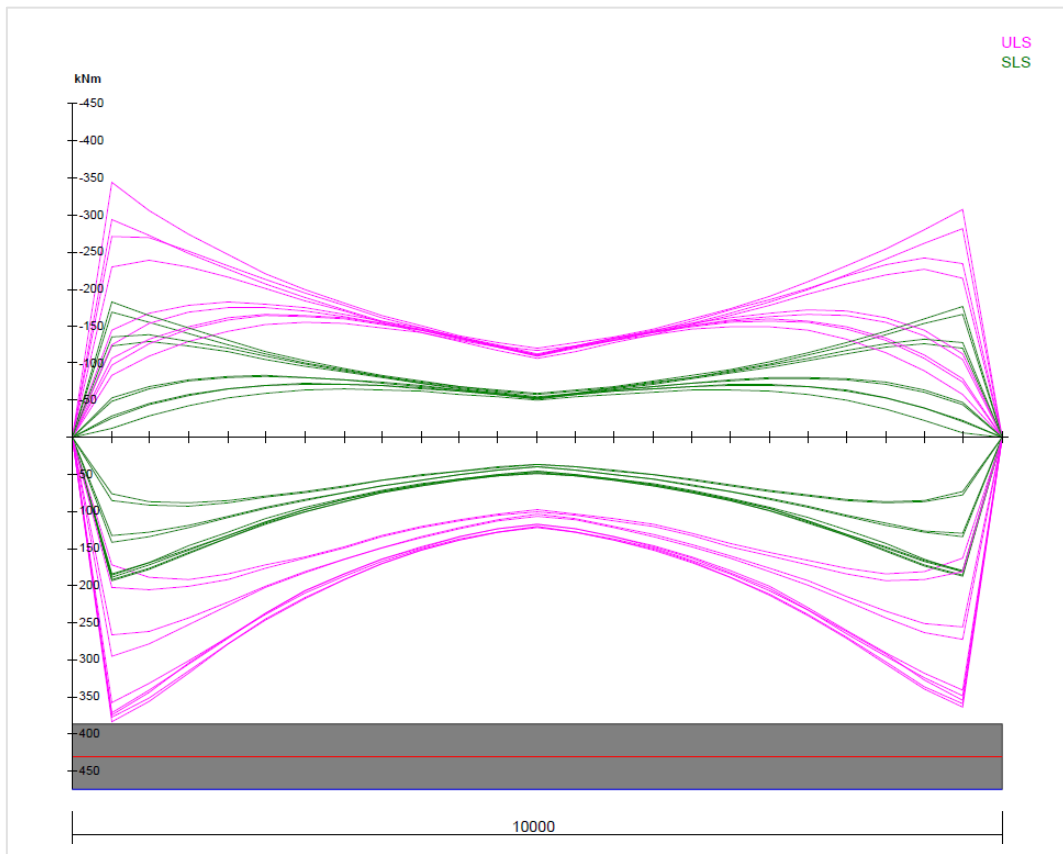
Dimensjonerende armeringsbehov		$\alpha = 90^\circ$
Lengderetning	ok	877 mm ² /m
	uk	5864 mm ² /m

7.1.3.2 Tverrarmering

For tverrarmeringen er resultatlinjene i vingene dimensjonerende i *overkant*, resultatlinjene i trauet er dimensjonerende i *underkant*. Dimensjonerende momenter for overkant- og underkantarmoring i ULS og SLS er vist i figur 7-14 og 7-15. Her ser en at de største momentene vil være lokalisert ved bruendene nær opplagrene, for så å bli redusert i midten av bruspennet.

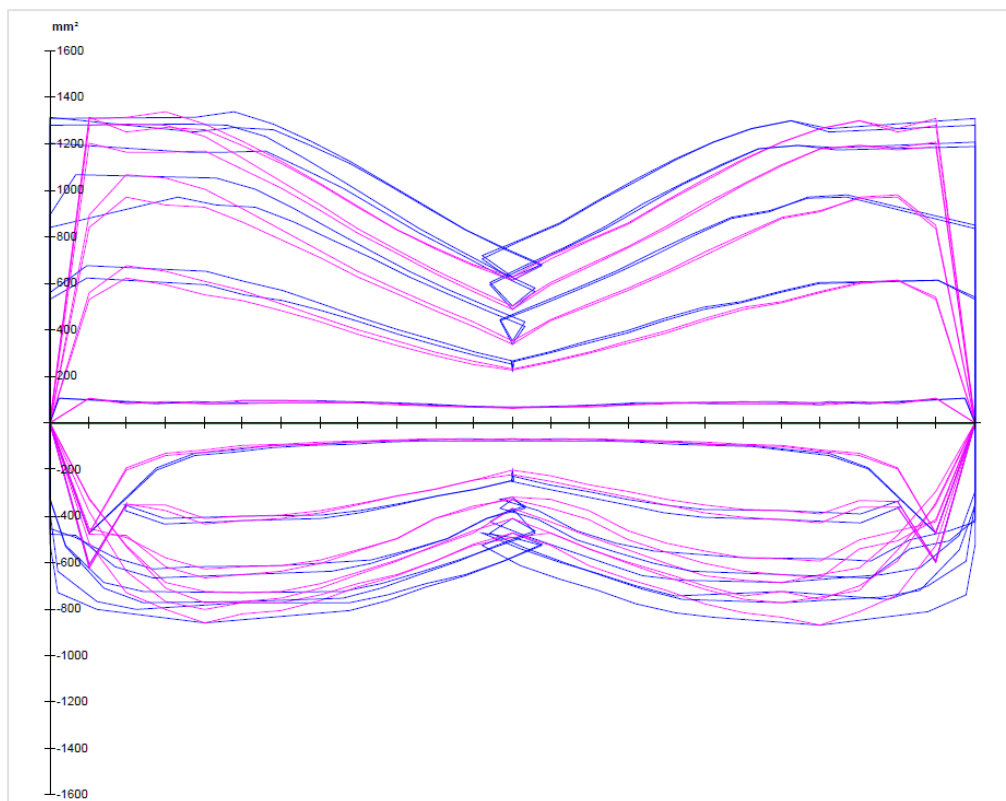


Figur 7-14: Dimensjonerende momenter i tverretning i vinger for L=10m

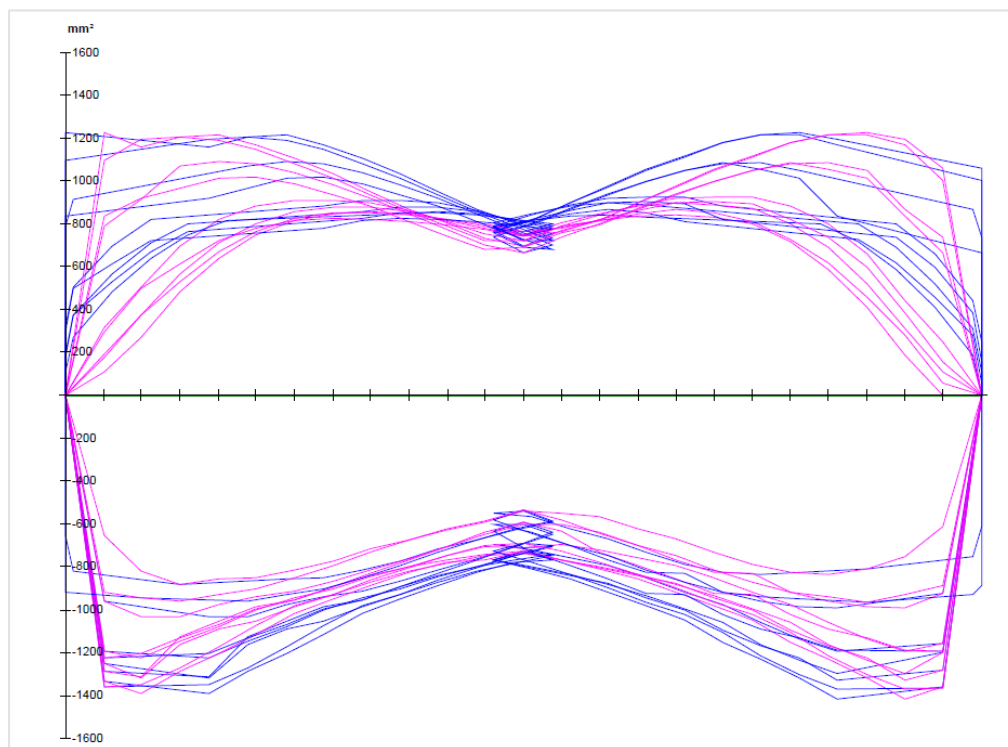


Figur 7-15: Dimensjonerende momenter i tverretning i trau for L=10m

Figur 7-16 og 7-17 viser det dimensjonerende armeringsbehovet fra resultatlinjene i henholdsvis vinger og trau. Her ser en at armeringsbehovet er størst i overkant og underkant nær bruendene sammenlignet med midten av bruspennet.



Figur 7-16: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning i vinger



Figur 7-17: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning i trau

To nye rapporter er hentet ut fra Brigade for å lese av det eksakte dimensjonerende armeringsbehovet i tverretning, her gjengitt i tabell 7-2.

Tabell 7-2: Dimensjonerende armeringsbehov i tverretning $L=10m$, $\alpha=90^\circ$

Dimensjonerende armering		$\alpha = 90^\circ$
Tverretning	ok	1340 mm ² /m
	uk	1421 mm ² /m

7.1.4 Forslag til innlagt armering

Før utarbeidelse av et fornuftig forslag til innlagt armering, beregnes minimumsavstanden mellom armeringsjern. Fri avstand mellom armeringsjern er viktig for å oppnå at betongen kan støpes og komprimeres med tilfredsstillende heft. Ved detaljering av armering skal det ifølge punkt 7.8.1 i [4] tas hensyn til kamstålets faktiske byggemål. Tabell 7.3 i [4], her også gitt som tabell 7-3, viser byggemål for kamstål.

Tabell 7-3: Byggemål for kamstål

Diameter	ø12	ø16	ø20	ø25	ø32
Byggemål	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	40 mm

Beregningene for avstand mellom armeringsjern er utført iht. pkt. 8.2 i [7]. I vedlegg L er følgende minimum senteravstander beregnet:

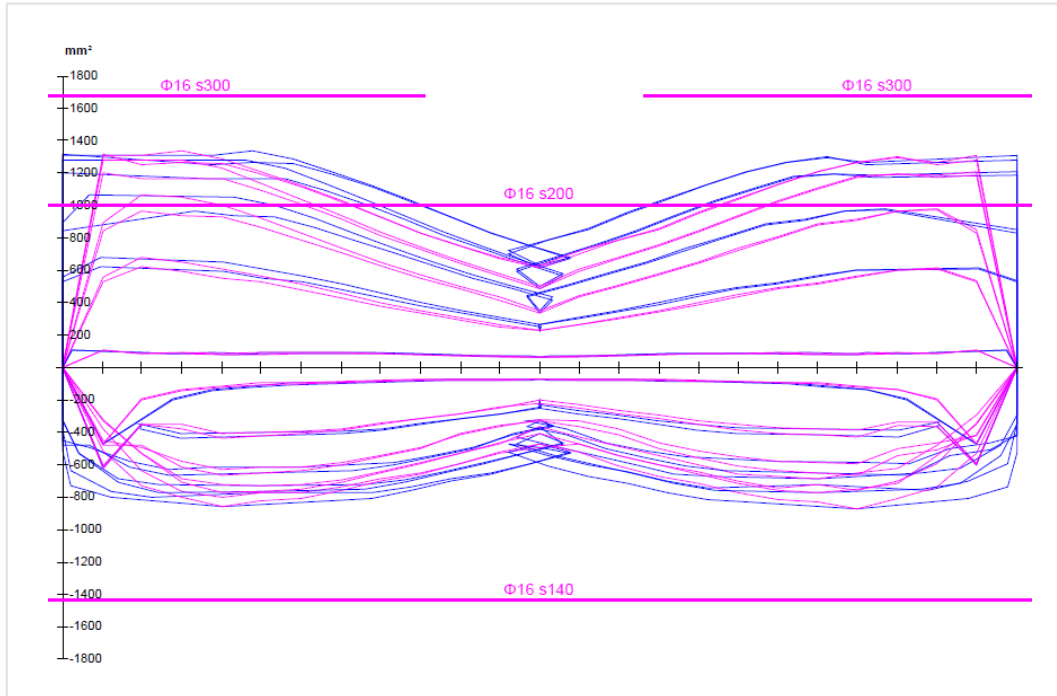
- Senteravstand mellom ø16 jern: 52 mm
- Senteravstand mellom ø32 jern: 104 mm

Forslag til innlagt armeringsmengde er gitt i tabell 7-4, bruen dimensjoneres med dette over hele lengden og bredden.

Tabell 7-4: Forslag til innlagt armeringsmengde for $L=10m$, $\alpha=90^\circ$

Forslag til innlagt armering		$\alpha = 90^\circ$
Lengderetning	ok	ø16s200
	uk	ø32s130
Tverretning	ok	ø16s150
	uk	ø16s140

For innlagt tverrarmering i *overkant*, vurderes det å legge inn doble jern nær bruendene hvor behovet er størst, og enkle jern i midten. Se figur 7-18 for nytt forslag. Resultatlinjene i figuren er tatt i vingene hvor det er størst behov i *overkant*.



Figur 7-18: Nytt forslag til innlagt tverrarmering i overkant for $L=10\text{m}$, $\alpha=90^\circ$

Ønsker å finne den mest gunstige armeringsmengden. Beregner derfor den totale armeringsmengden i *overkant*, og sammenligner med det første forslaget gitt i tabell 7-4. Utstrekningen på $\phi 16s300$ jernene er funnet i Brigade og er totalt $2.8\text{m} + 3.9\text{m}$. Armeringsjernene $\phi 16s200$ strekker seg over hele brulengden som er 10m . Følgende armeringsmengder er funnet:

$$A_{s,ok,\phi} = \left(\frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \right) \cdot \frac{l_{A1}}{s_1} = \left(\frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} \right) \cdot \frac{(2.8\text{m} + 3.9\text{m})}{300\text{mm}} = 4490 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,ok,ul} = \left(\frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \right) \cdot \frac{l_{A2}}{s_2} = \left(\frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} \right) \cdot \frac{(10\text{m})}{200\text{mm}} = 10053 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 4490 \text{ mm}^2 + 10053 \text{ mm}^2 = 14543 \text{ mm}^2$$

Hvor ϕ_t er diameter for kamstål i tverretning
 l_{A1} og l_{A2} er total utstrekning av armering på bruene i hvert lag
 s_1 og s_2 er senteravstanden i hvert lag

Opprinnelig forslag:

$$A_{s.ok} = \left(\frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} \right) \cdot \frac{10\text{m}}{150\text{mm}} = 13404 \text{ mm}^2$$

Tabell 7-5 gir sammenligning av forslagene. Det er forskjell på 8.5% mellom disse. Det opprinnelige forslaget fører til mindre bruk av armeringsmengde i overkant, og er derfor valgt å bruke videre. Løsningen for det nye forslaget hadde vært gunstigere dersom den totale utstrekning av jernene i øverste laget hadde vært redusert.

Tabell 7-5: Sammenligning av forslag for tverrarmring for $L=10\text{m}$, $\alpha=90^\circ$

	Opprinnelig forslag	Nytt forslag	Avvik $\left(\frac{N}{O} - 1\right)$
Total armeringsmengde	13404 mm ²	14543 mm ²	8.5 %

7.1.5 Minste og største armeringsareal

Et minste armeringsareal er nødvendig for å unngå sprø bruddformer, store riss og i tillegg kunne oppta krefter fra tvungne påvirkninger ifølge 9.1(3) i [7]. Dimensjonering av minste armeringsareal er beregnet i henhold til kravene i [7] og [4]. Verdien for minste armeringsareal i strekksonene er beregnet etter følgende formel hentet fra [7]:

$$A_{s.min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (9.1N)$$

Hvor f_{ctm} er midlere strekkfasthet av betong
 f_{yk} er armeringens karakteristiske flytegrense
 b_t er midlere bredde av strekksonen
 d er den effektive høyden av tverrsnittet

Minimumsarmering i tverretning er beregnet til å være 20% av den innlagte hovedarmeringen i overkant og underkant. Se vedlegg M.1 for detaljerte beregninger, samt kontroll av innlagt armering. Resultater er oppsummert i tabell 7-6.

Tabell 7-6: Minste og største armeringsareal for spennvidde $L=10\text{m}$

Armering		Minimum [mm ² /m]	Innlagt [mm ² /m]	Maksimum [mm ² /m]
Lengderetning	ok	565	1005	28000
	uk	1172	6187	
Tverretning	ok	20%·1005 = 201	1340	
	uk	20%·6187 = 1237	1436	
Sum		3175	9968	28000

7.1.6 Momentkapasitet

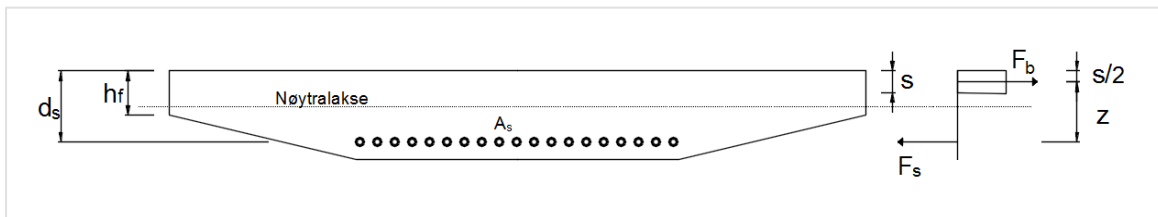
For plater vil bruksgrensekrav for rissvidde og nedbøyning oftest være dimensjonerende for platetykkelsen. Derfor vil trykksonen i plater sjelden være utnyttet ifølge s.43 i [3]. Momentkapasiteten blir derfor beregnet med en delvis utnyttet trykkzone etter følgende formel fra [3]:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad (4.27)$$

Hvor f_{yd} er dimensjonerende armeringsfasthet
 A_s er slakkarmering i strekksonen i lengderetning
 z er indre momentarm

Tverrsnittet er forenklet til et T-tverrsnitt, hvor effektiv flensbredde er beregnet. Den effektive flensbredden er basert på avstanden l_0 mellom momentnullpunktene. Ettersom platebruene som blir studert kun går over ett spenn, blir l_0 lik spennvidden.

Antar at nøytralaksen ligger i flensen. Den indre momentarmen z beregnes ut fra en likevektsbetraktning, ved å balansere kraften for strekkarmering og trykkresultanten av betongspenningene i trykksonen. Se figur 7-19 for beregningsmodell.



Figur 7-19: Beregningsmodell for momentkapasitet

Momentkapasiteten til tverrsnittet blir kontrollert opp mot feltmomentet M_a i bruddgrensetilstand fra Brigade. Se vedlegg O.1 for detaljerte beregninger for momentkapasitet, og vedlegg N.1 for feltmomentet M_a hentet fra Brigade. Tabell 7-7 viser at momentkapasiteten er tilstrekkelig, med en utnyttelse på 82%.

Tabell 7-7: Momentkapasitet for brumodell med spennvidde $L=10m$

Momentkapasitet M_{Rd}	Moment M_a fra Brigade	Utnyttelsesfaktor $(\frac{M_a}{M_{Rd}})$
7803 kNm	6419 kNm	0.82

7.1.7 Effekt av varierende skjevhet ved opplegg

For å undersøke effekten av skjeve opplegg er det modellert flere brumodeller med varierende skjevinkler. Analysen er utført på samme måte som for referansebruen, med følgende endringer:

- Skjevinkel α for
 - opplagerlinjer
 - egendefinerte laster

Det er hovedsakelig kun en vinkelendring for opplagerlinjene og de egendefinerte lastene som er utført. Brigade oppdaterer automatisk elementnettet og de forhåndsdefinerte lastene. De egendefinerte lastene er beregnet og fordelt, slik at lastverdien forblir uendret ved vinkelendring. Dette er utført, for å gjøre fremtidig prosjektering av platebruer lettere. Noe som også var motivasjonen bak oppgaven. Det er kun verdien for lasten *passivt jordtrykk* som endrer seg ved vinkelendring, som er forklart i kapittel 3.2.2.3.

7.1.7.1 Armeringsbehov

Resultatene for det dimensjonerende armeringsbehovet for de ulike modellene er gitt i tabell 7-8. Se vedlegg K.1 for verifisering av resultatene hentet fra Brigade. Ut fra tabellen ser en at armeringsbehovet hovedsakelig øker i takt med skjevinkelen α for de betraktete brumodellene.

Tabell 7-8: Dimensjonerende armeringsbehov ved varierende skjevinkel for $L=10m$

Bru med spennvidde 10m og varierende vinkel α						
Armeringsbehov [mm^2/m]		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	877	1001	1147	1283	1438
	uk	5864	6040	6166	6179	6114
Tverretning	ok	1340	1473	1615	1676	1789
	uk	1421	1508	1508	1532	1560

Den prosentvise endringen for lengde- og tverrarmering er gitt i tabell 7-9 og 7-10. Dette er utført for å kunne studere hvor mye tilleggsarmering som var nødvendig relativt til referansebruen med rette opplegg. Prosentvis tilleggsarmering er beregnet etter følgende formel:

$$A_{\text{tillegg}} = \left(\frac{A_{\alpha=\text{variende}^\circ}}{A_{\alpha=90^\circ}} \right) - 1$$

Tabell 7-9: Prosentvis tilleggsarmering i lengderetning for $L=10m$

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i lengdearmering	ok	0 %	14 %	31 %	46 %	64 %
	uk	0 %	3 %	5 %	5 %	4 %

Tabell 7-10: Prosentvis tilleggsarmering i tverretning for $L=10m$

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i tverrarmering	ok	0 %	10 %	21 %	25 %	34 %
	uk	0 %	6 %	6 %	8 %	10 %

Resultater

Lengdearmering: Armeringen i *overkant* får en relativt stor økning, opptil 64% ved skjevinkel $\alpha=70^\circ$. Dette behovet er hovedsakelig lokalisert nær bruendene. Årsaken er at de stumpe hjørnene får en konsentrasjon av krefter i tillegg til at torsjonsmomentet T_{sa} gir et økt behov. Torsjonsmomentet øker med økende skjevhet.

Armeringen i *underkant* holder seg mer eller mindre stabil, med en topp på 5% ved $\alpha=75^\circ$. Spennvidden L er låst i alle tilfeller, som resulterer i en liten endring i armeringsbehovet ved varierende skjevinkel. Et økende torsjonsmoment er årsaken for økningen i armeringsbehov.

Tverrarmering: Tverrarmeringen får den største økningen i *overkant*, opptil 34% ved $\alpha=70^\circ$. Dette er hovedsakelig på grunn av økende T_{sa} som gir et økt armeringsbehov. I *underkant* øker tverrarmeringen med 10 % ved $\alpha=70^\circ$.

7.1.7.2 Opplagerkrefter

Som beskrevet i kapittel 1.3 er lagerløft et mulig problem ved bruk av skjeve plater. Ønsker derfor å sjekke om dette er en begrensende faktor for maksimal skjevhet. For å undersøke dette er det hentet ut opplagerkrefter fra Brigade i lasttilfelle bruddgrensetilstand. Tabell 7-11 viser opplagerkrefter for de ulike brumodellene med spennvidde 10m. Negative opplagerkrefter vil ha en nedoverrettet retning. Se vedlegg P.1 for rapporter for opplagerkrefter hentet fra Brigade.

Tabell 7-11: Opplagerkrefter i ULS ved varierende skjevinkel for $L=10m$

Bru med spennvidde 10m og varierende vinkel α					
Opplagerkrefter [kN]	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
R_{1A}	-476.0	-400.4	-314.6	-226.3	-148.8
R_{1B}	-473.7	-469.4	-450.7	-429.5	-408.2
R_{2A}	-472.3	-468.4	-449.0	-427.5	-406.0
R_{2B}	-468.6	-395.2	-308.4	-219.4	-140.4

Resultater

Ser ut fra tabellen at positive opplagerkrefter *ikke* vil forekomme, og derfor ingen lagerløft. Ser tydelig at det er ved de spisse hjørnene nær opplager 1A og 2B som får størst reduksjon i opplagerkrefter, noe som var forventet.

Konklusjon

En vil få reduserte opplagerkrefter i de spisse hjørnene, men verdiene forblir negative. Lagerløft vil derfor *ikke* være en begrensende faktor for valg av fornuftig skjevhet for denne spennvidden.

7.1.7.3 Forslag til innlagt armering

Tabell 7-12 viser et forslag for innlagt armering, basert på dimensjonerende armeringsbehov gitt i tabell 7-8.

Tabell 7-12: Innlagt armering for brumodeller med spennvidde $L=10m$

Bru med spennvidde 10m og varierende vinkel α						
Innlagt armering		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	ø16s200	ø16s200	ø16s170	ø16s150	ø16s130
	uk	ø32s130	ø32s130	ø32s130	ø32s130	ø32s130
Tverretning	ok	ø16s150	ø16s130	ø16s120	ø16s120	ø16s110
	uk	ø16s140	ø16s130	ø16s130	ø16s130	ø16s120

Resultater

Det kommer frem av tabellen at innlagt armering overholder krav til minimum senteravstand. Det vil derfor ikke være en begrensning for valg av fornuftig skjevinkel.

Antar at den kommende håndboken V427 Plassproduserte platebruer, skal oppgi en bestemt armeringsmengde for gitte spennvidder. For å gi et forslag til en fornuftig skjevhet, velger en å undersøke tilleggsvekten som fremkommer av økt armering for hver skjevinkel. Resultatet av tilleggsvekten er gitt i tabell 7-13, detaljerte beregninger finnes i vedlegg Q.

Tabell 7-13: Tilleggsvekt av innlagt armering ved varierende skjevinkler for $L=10m$

	90°/85°	90°/80°	90°/75°	90°/70°
Ekstra vekt	204 kg	401 kg	502 kg	816 kg

Som en ser av tabell 7-13, er vektøkning av tverr- og lengdearmeringen 816kg for skjevinkel $\alpha=70^\circ$. Isolert sett for én bru, vil denne vektøkning og kostnadene deretter være en liten prosentandel av totale kostnader ved prosjektering. Av den grunn kan skjevinkel opptil $\alpha=70^\circ$ være fornuftig. Det medfører at flere variasjoner av skjevhet kan inngå i den kommende håndboken. Den vil uavhengig av skjevhet kunne gi armeringsmengde for en gitt spennvidde.

Sett i en større skala, eksempelvis 100 bruer, vil valg av en standard skjevinkel være mer kritisk med tanke på kostnader. En må vurdere hva som er viktigst. En oversiktlig håndbok med få variabler eller en kostnadseffektiv håndbok. Ved å velge sistnevnte, kan en sikre en mer nyansert armeringsføring ved å legge inn armering for bestemte skjevinkler i ulike intervaller for hver spennvidde.

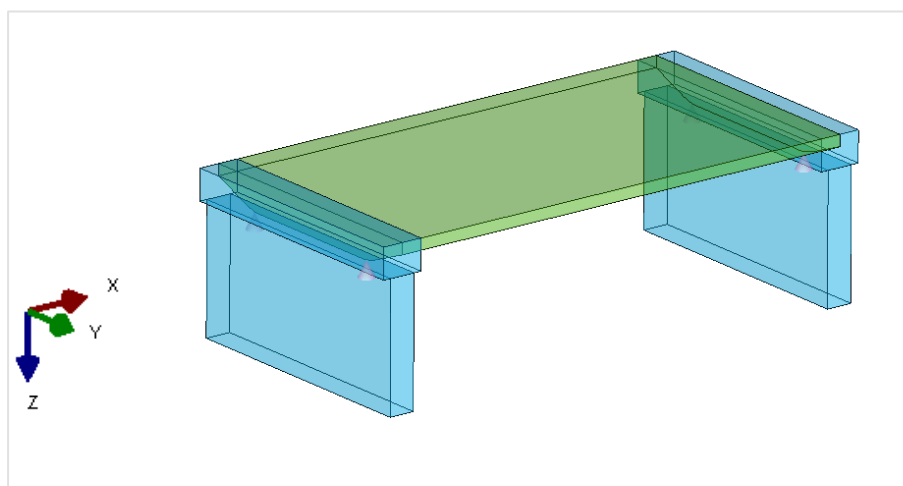
Konklusjon for spennvidde 10m

Innlagt armering holder seg innenfor praktiske og dimensjonerende begrensninger for alle tilfeller. Konkluderer med at skjevinkel $\alpha=70^\circ$ vil fungere ut ifra de forutsetningene som er gjort, for spennvidde 10m med tverrsnittstykkelse 700mm.

Ved å anta at den kommende håndboken V427 Plassproduserte platebruer, skal oppgi bestemt armeringsdata for gitte spennvidder, er fornuftig vinkel satt til $\alpha=70^\circ$. Vurderingen er utført på grunnlag av at det vil være hensiktsmessig å redusere flest mulig variabler for håndboken. Dersom dette settes som en standard vinkel sett i stor skala, må grundigere vurderinger utføres.

7.2 Brumodell med spennvidde 15m

Det var også ønskelig å studere effekten av skjeve opplegg, for en platebru med høyere spennvidde. En bru med spennvidde 15m blir derfor studert. Slakkarmerte bruer kan ha spennvidder høyere enn dette, men det er ikke alltid hensiktsmessig på grunn av for store armeringsmengder. Ved slike tilfeller er det ofte bedre å gå over til spennarmering. Se figur 7-20 for brumodell i Brigade med spennvidde 15m.



Figur 7-20: Platebrumodell med spennvidde $L=15m$

Modelleringen og analyseringen av denne platebrumodellen er utført etter de samme prinsippene som er forklart i kapittel 7.1. Det er derfor valgt å kun presentere resultatene i dette kapitlet.

7.2.1 Armeringsbehov

Resultatlinjene som ble valgt for de forrige brumodellene, er også gjeldene her. Se figur 7-10 og 7-11 for valgte resultatlinjer. Resultatene for de dimensjonerende armeringsmengdene er oppsummert i tabell 7-14. Se vedlegg K.2 for verifisering av resultatene.

Tabell 7-14: Dimensjonerende armeringsbehov ved varierende skjevinkel for brumodell $L=15m$

Bru med spennvidde 15m og varierende vinkel α						
Armeringsbehov [mm^2/m]		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	915	1004	1310	1489	1686
	uk	9257	9520	9689	9707	9595
Tverretning	ok	1421	1606	1793	1859	1984
	uk	1420	1500	1629	1701	1689

Resultater for prosentvis tilleggsarmering for lengde- og tverrarmering relativ til referansebruene med rette opplegg, er vist i tabell 7-15 og 7-16.

Tabell 7-15: Prosentvis tilleggsarmering i lengderetning for $L=15m$

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i lengdearmering	ok	0 %	10 %	43 %	63 %	84 %
	uk	0 %	3 %	5 %	5 %	4 %

Tabell 7-16: Prosentvis tilleggsarmering i tverretning for $L=15m$

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i tverrarmering	ok	0 %	13 %	26 %	31 %	40 %
	uk	0 %	6 %	15 %	20 %	19 %

Resultater

Registrerer generelt av tabellene, at en får en jevn økning i dimensjonerende armeringsbehov ved økende skjevinkel. Ser at det prosentvise tillegget i armeringsmengdene for lengderetning i *underkant* og tverretning i *overkant*, ender opp med samme konklusjon som for brumodellen med spennvidde 10m, se kapittel 7.1.7.1. Lengdearmeringen i underkant får identiske resultater.

For *overkant* lengdearmering og *underkant* tverrarmering, er det en betydelig forskjell, sammenlignet med resultatene fra brumodell med spennvidde 10m. Det viser seg at en høyere prosentvis tilleggsarmering er nødvendig for økt spennvidde.

7.2.2 Opplagerkrefter

Tabell 7-17 gir opplagerkrefter i bruddgrensetilstand hentet fra Brigade, se vedlegg P.1 for rapporter. Positive opplagerkrefter vil *ikke* forekomme, og er derfor ikke en begrensende faktor for valg av fornuftig skjevhet for spennvidde 15m for gitte vinkler.

Tabell 7-17: Opplagerkrefter i ULS ved varierende skjevinkel for $L=15m$

Bru med spennvidde 15m og varierende vinkel α					
Opplagerkrefter [kN]	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
R _{1A}	-852.7	-696.2	-521.8	-346.2	-187.2
R _{1B}	-851.6	-894.2	-902.4	-908.4	-911.1
R _{2A}	-852.7	-894.8	-903.3	-909.6	-912.7
R _{2B}	-851.6	-693.8	-517.9	-340.9	-180.3

7.2.3 Forslag til innlagt armering

Ut fra de dimensjonerende armeringsmengdene gitt i tabell 7-14, er det behov for buntet armering i underkant i lengderetning, forutsatt at en fremdeles bruker $\varnothing 32$ jern. Minimum senteravstand for $2\varnothing 32$ jern er 170mm, beregnet i vedlegg L.

Et forslag til innlagt armering for disse brumodellene er utarbeidet, som videre er kontrollert opp mot krav til minimumsarmering. Som et resultat av økt dimensjonerende lengdearmering i underkant, er tverrarmingen i underkant ikke tilstrekkelig, basert på minimumsarmering. Derfor er minimumsarmeringen dimensjonerende for tverretning i underkant. Mathcadarket i vedlegg M.2 er brukt for detaljert beregning av minimumsarmering, samt kontroll av innlagt armering. Tabell 7-18 viser forslag til innlagte armeringsmengder.

Tabell 7-18: Innlagt armering for brumodeller med spennvidde $L=15m$

Bru med spennvidde 15m og varierende vinkel α						
Innlagt armering		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	$\varnothing 16s200$	$\varnothing 16s200$	$\varnothing 16s150$	$\varnothing 16s130$	$\varnothing 16s110$
	uk	$2\varnothing 32s170$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$
Tverretning	ok	$\varnothing 16s140$	$\varnothing 16s120$	$\varnothing 16s110$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$
	uk	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$
MERKNAD 1: For disse armeringsmengdene vil kravene for minimum senteravstand ikke være overholdt.						

Resultater

Lengdearmeringen i *underkant* ved økende skjevinkel, må økes fra $2\varnothing 32s170$ til $2\varnothing 32s160$ på grunnlag av det dimensjonerende armeringsbehovet. I henhold til regelverket, er ikke dette tillatt. Avsnitt 7.8.1 i [4] sier at kamstålets faktiske byggemål skal tas hensyn til ved detaljering av armeringen. Minimum senteravstand for buntet armering er 170mm, noe som ikke er tilstrekkelig ved disse tilfellene. Derfor vil innlagt armering i tabellen kun være tilstrekkelig for brumodellen med rette opplegg.

Konklusjon for spennvidde 15m

Basert på resultatene for mulig innlagt armering, vil denne platebruen kun overholde krav dersom den har rette opplegg. Økende vinkel ser ut til å ha en uheldig effekt, ettersom det dimensjonerende armeringsbehovet overstiger det som er lov å legge inn, med tanke på de forutsetningene som er gjort. Konkluderer derfor med at tverrsnittstykkelse på 950mm for spennvidde 15m *ikke* er tilstrekkelig ved varierende skjevhet. En anbefalt løsning vil være å øke tykkelsen på tverrsnittet, eller legge inn flere lag med armering. Førstnevnte vil kunne gi en mer oversiktlig armeringsføring for den kommende håndboken.

For den kommende håndboken V427 Plassproduserte platebruer, vil det være fordelaktig å oppgi en felles skjevinkel for alle spennvidder. Ved å øke tverrsnittstykkelsen for brumodell med spennvidde 15m, kan en oppnå flere mulige skjevinkler. Lengdearmeringen i underkant kan fremdeles være en begrensende faktor, dersom valgt tverrsnittstykkelse ikke resulterer i at kravet for minimum senteravstand blir overholdt for alle tilfeller.

7.2.4 Momentkapasitet

Ved å anta at lengdearmering i underkant er 2ø32s170, er momentkapasiteten til tverrsnittet beregnet. Resultatet er gitt i tabell 7-19, og detaljerte beregninger er vist i vedlegg O.2. Ser ut fra tabellen at momentkapasiteten er tilstrekkelig, med en utnyttelse på 76%.

Tabell 7-19: Momentkapasitet for brumodell med spennvidde 15m

Tverrsnittstykkelse	Momentkapasitet M_{Rd}	Moment fra Brigade M_a	Utnyttelsesfaktor (M_a/M_{Rd})
950 mm	16797.2 kNm	12808.0 kNm	0.76

7.2.5 Overflatearmering

Ifølge Tillegg J i [7] bør en bruke overflatearmering for å motstå avskalling dersom hovedarmeringen består av:

- Stenger med en diameter større enn 32mm
- Buntede stenger med ekvivalent diameter større enn 32mm

Dette er ikke utført i oppgaven, da det er vanlig praksis i SVV å ikke armere med overflatearmering. Årsaken er at tverrsnittet vil miste sin kapasitet, da overflatearmeringen skal legges inn med et minstekrav til overdekning. Dette fører til at hovedarmeringen blir presset lenger inn i tverrsnittet, som resulterer i dårligere utnyttelse av slakkarmeringen.

7.3 Resultater sammenlignet med utgått håndbok

Den utgåtte håndboken for plassproduserte platebruer, Håndbok 100-4 [6], har følgende forutsetninger:

- Spennvidder: 4-20m
- Total brubredde: 7-10m
- Skjevhet: 0-10° (Rotasjoner i denne oppgaven: 90°-80°)

Beregningene i denne oppgaven ligger innenfor disse forutsetningen, foruten at det er kontrollert for større skjevheter i tillegg. Følgende forskjeller er sammenlignet:

- Tverrsnitt
- Overdekning og belegning
- Armering

7.3.1 Tverrsnitt

Ved valg av tverrsnittstykkelser i denne oppgaven, er det tatt utgangspunkt i den utgåtte håndboken, med noen modifikasjoner. Tverrsnittene som er valgt er gitt i kapittel 2.1.2 i figur 2-4. I den utgåtte håndboken var det lagt opp til at en kunne ha tverr- og takfall. Det er ikke beregnet i denne oppgaven, det er likevel lagt opp til at fallet kan justeres av bruker, uten videre beregninger for dette.

Antagelsen om at tykkelsen til tverrsnittet kunne økes med 100mm i forhold til valg i utgått håndbok, viste seg å kun være tilstrekkelig for brumodellen med spennvidde 10m med en tykkelse på 700mm. Tykkelsen for brumodell med spennvidde 15m derimot, som var valgt til 950mm, var kun tilstrekkelig for brumodellen med rette opplegg. Den lineære grafen en tok utgangspunkt i for valgt tykkelse, gitt i kapittel 2.1.2 i figur 2-3, vil få et større stigningstall med de nye kravene.

7.3.2 Overdekning og belegning

Tabell 7-20 viser overdekning og belegning valgt i utgått håndbok, sammenlignet med denne oppgaven. Ser at det er krav om større overdekning og høyere egenlast av belegning i denne oppgaven. Dette er på grunn av nytt regelverk. Se kapittel 2.3.2 og 3.1.2 for grunnlag av valgene for overdekning og belegning i denne oppgaven.

Tabell 7-20: Overdekning og belegning i utgått håndbok og denne oppgaven

	Utgått håndbok	Denne oppgaven
Overdekning	55 mm	75 mm
Belegning	2.5 kN/m ²	3.5 kN/m ²

7.3.3 Armering

Ved presentasjon av nødvendig armering i den utgatte håndboken, er det delt inn i intervaller for hvilke spennvidder den aktuelle armeringen kan legges i. Spennviddene er valgt fra 4m til 20m, og blir delt inn i intervaller på 4m. I denne oppgaven er det kun sett på spennvidde 10m og 15m. Sammenligner derfor innlagt armering for disse lengdene med skjevinklene 90°-80° i tabell 7-21 og 7-22.

Tabell 7-21: Innlagt armering for spennvidde 10m i oppgaven og utgått håndbok

Spennvidde 10m					
Innlagt armering		Utgått håndbok	Denne oppgaven		
		$\alpha = 90^\circ - 80^\circ$	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 85^\circ$	$\alpha = 80^\circ$
Lengderetning	ok	ø16s150	ø16s200	ø16s200	ø16s170
	uk	ø32s130	ø32s130	ø32s130	ø32s130
Tverretning	ok	ø16s150	ø16s150	ø16s130	ø16s120
	uk	ø16s150	ø16s140	ø16s130	ø16s130

Resultat for L=10m

Registrerer fra tabellen at lengdearmeringen i underkant vil være lik. Lengdearmeringen i overkant er redusert med 158mm²/m i denne oppgaven, som tilsvarer en reduksjon på 5 armeringsjern. Årsaken er blant annet økt tverrsnittstykkelse. Derimot vil innlagt tverrarmering være større i denne oppgaven, med en økning på 335mm²/m i overkant og 206mm²/m i underkant, som tilsvarer henholdsvis 17 og 11 ekstra armeringsjern.

Tabell 7-22: Innlagt armering for spennvidde 15m i oppgaven og utgått håndbok

Spennvidde 15m					
Innlagt armering		Utgått håndbok	Denne oppgaven		
		$\alpha = 90^\circ - 80^\circ$	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 85^\circ$	$\alpha = 80^\circ$
Lengderetning	ok	ø20s150	ø16s200	ø16s200	ø16s150
	uk	ø32s130+ø20s130	2ø32s170	2ø32s160 ¹	2ø32s160 ¹
Tverretning	ok	ø20s150	ø16s140	ø16s120	ø16s110
	uk	ø20s150	ø16s100	ø16s100	ø16s100
MERKNAD 1:		For disse armeringsmengdene vil kravene for minimum senteravstand ikke være overholdt.			

Resultat for L=15m

Forutsetning for armering i denne oppgaven, er at en kun har valgt ø16 og ø32 jern. I den utgåtte håndboken, er det valgt ø20mm jern istedenfor ø16mm jern for spennvidder over 20m. Ser at det generelt er lagt inn større armeringsmengder i den utgåtte håndboken for denne spennvidden, sammenlignet med denne oppgaven. Det er kun lengdearmering i underkant som vil ha et større behov, iht. nytt regelverk. Årsaken til dette, er blant annet et tykkere tverrsnitt brukt i denne oppgaven, samt økte trafikklaster i det nye regelverket.

Kapittel 8 Stedlige påvirkninger

Stedlige forhold vil ha en stor innflytelse på ulike valg som tas ved dimensjonering av bruer. Tidligere i oppgaven ble dimensjonering utført på grunnlag av konservative påvirkninger. Vil i dette kapitlet undersøke effekten av disse valgene, sammenlignet med stedlige påvirkninger. Brumodellen i kapittel 7.1 med spennvidde 10m blir brukt for de ulike analysene.

8.1 Varierende forhold

Ved prosjektering av bruer vil en ha en rekke konstruksjonskrav. I følge pkt. 1.1.3.1 i [4] skal konstruksjoner prosjekteres og utformes slik at en oppnår konstruksjoner som er tilpasset miljø, landskap, grunn- og fundamenteringsforhold. Dette er forhold som vil variere etter hvor man befinner seg i landet.

For å bygge opp en ny håndbok, som skal være gjeldene over hele landet, må en fastslå ulike forutsetninger for å redusere flere variabler. Stedlige forhold har innflytelse på valg av brutype og brugeometri, i tillegg til at det er avgjørende for valg angående ulike laster. Noen av lastene som vil variere er blant annet:

- Jordskjelvlast
- Påkjørsellast
- Vindlast
- Temperaturlast

Det er valgt å se nærmere på jordskjelv- og påkjørsellast, i tillegg til temperatureffekter.

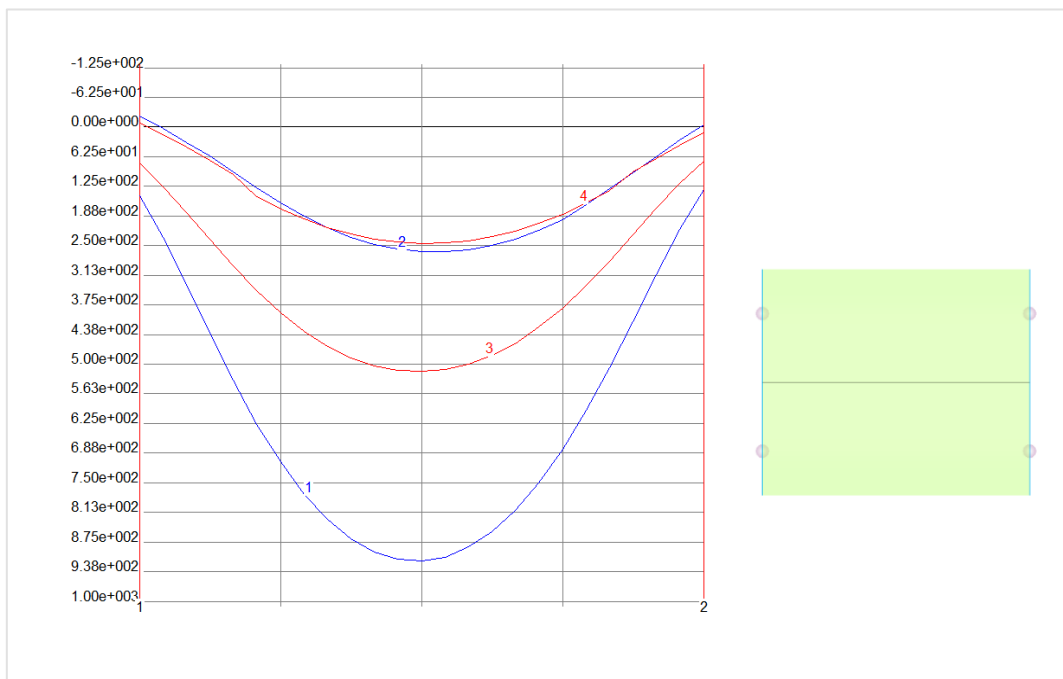
8.1.1 Jordskjelv- og påkjørsellast

Statens vegvesen hadde et ønske om å belyse hvilken innvirkning jordskjelv- og påkjørsellast hadde å si for armeringen. De ville finne ut om dette burde være variabler som var avhengig av bruens plassering.

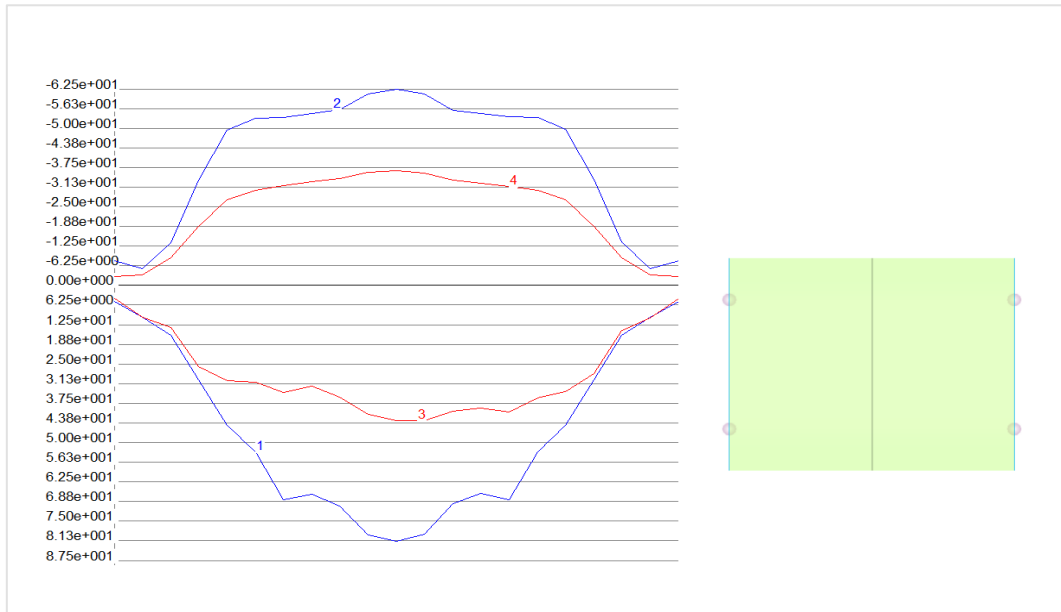
Jordskjelvlasten varierer etter hvor man befinner seg i landet, ettersom landet er delt inn i ulike seismiske soner. Påkjørsellasten er kun aktuell dersom den er plassert over en trafikkert vei, hvor høyden over veien vil være avgjørende for lastintensiteten.

Tidligere i oppgaven ble det valgt å dimensjonere bruene for full påkjørsellast og konservativ jordskjelvlast. I Brigade ble det opprettet en lastgruppe for ulykkeslast, hvor tilfellet som resulterte i den mest ugunstige lasten ble valgt som ulykkeslast. Denne lasten representerte grensetilstanden ALS.

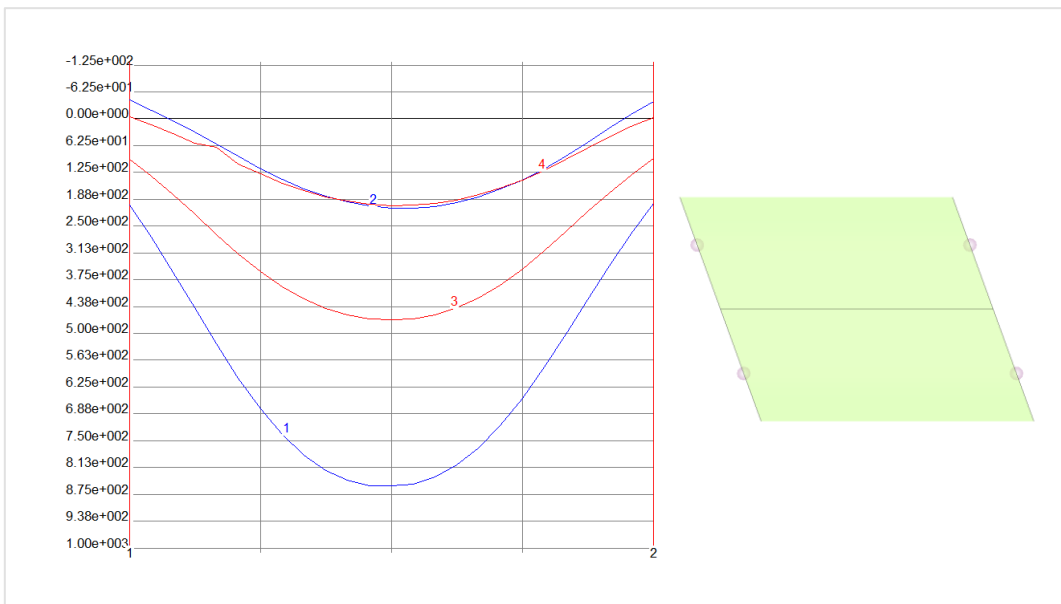
For å studere effekten av dette valget, blir feltmomentene M_a og M_s studert i både ULS og ALS. Omhyllningskurver av momentene langs senterlinjen og på tvers av bruspennet er hentet ut av Brigade for brumodellene med skjevinkel $\alpha=90^\circ$ og $\alpha=70^\circ$. Resultatene er vist i figur 8-1 og 8-2 for skjevinkel $\alpha=90^\circ$, og i figur 8-3 og 8-4 for skjevinkel $\alpha=70^\circ$. Kurve 1 og 2 er indikert med blå farge, og viser det aktuelle momentet i ULS. Kurve 3 og 4 er indikert med rød farge, og viser det aktuelle momentet i ALS. Enheten på den vertikale aksene vil være kNm/m.



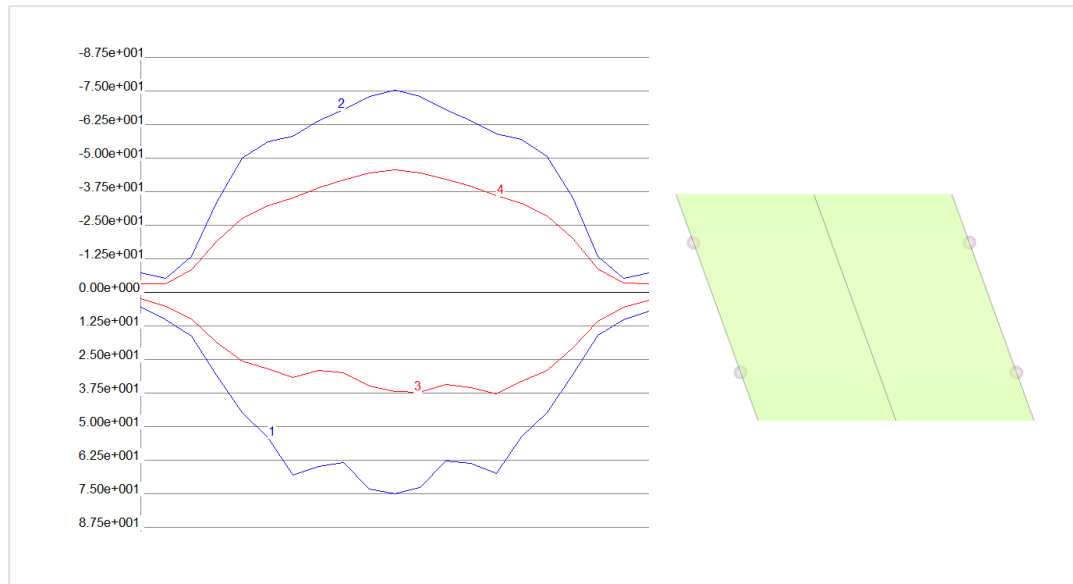
Figur 8-1: Omhyllningskurver av momentet M_a for brumodell $L=10m$, $\alpha=90^\circ$



Figur 8-2: Omhyllningskurver av momentet M_s for brumodell $L=10\text{m}$, $a=90^\circ$



Figur 8-3: Omhyllningskurver av momentet M_a for brumodell $L=10\text{m}$, $a=70^\circ$



Figur 8-4: Omhyllningskurver av momentet M_s for brumodell $L=10m$, $\alpha=70^\circ$

Resultater

Brumodell $\alpha=90^\circ$: For momentet M_a langs senterlinjen, ser en at grensetilstanden ALS har betydelig lavere krefter enn grensetilstanden ULS i underkant hvor det er strekk. Grafene i overkant er tilnærmet like, noe som ikke har betydning ettersom det vil oppstå trykkrefter her. For momentet M_s på tvers av bruspenet, ser en at kreftene i ALS er lavere både i overkant og underkant.

Brumodell $\alpha=70^\circ$: Tilsvarende resultater blir observert.

Konklusjon

Det å legge inn full påkjørsellast og konservativ jordskjelvlaster, vil ikke gi urimelig store utslag på armeringsmengden, ettersom kreftene i ALS er vesentlig mindre. I tillegg vil det ved dimensjonering for ulykkesgrensetilstanden regnes med lavere sikkerhet på materialene. Ulykkesgrensetilstanden regnes derfor ikke som dimensjonerende. Dette resulterer i at jordskjelv- og påkjørsellaster *ikke* trenger å være variabler som er avhengig av bruens plassering.

8.1.2 Effekt av temperatur

Statens vegvesen ønsket å finne ut hva konservativ temperaturlast sammenlignet med stedlig temperaturlast utgjorde for det totale lastbilde for en platebru. Ettersom Norge er et langstrakt land, vil det naturligvis føre til en del variasjon i temperatur etter hvor man befinner seg i landet.

Tidligere i oppgaven ble det valgt å dimensjonere for konservative temperaturer. Temperaturene som er valgt er stedlige temperaturer for et sted i Kautokeino kommune i Finnmark. For å studere variasjonene av kreftene i bruplaten som fremkom av ulike temperaturer, er stedlig temperatur for Stavanger valgt til sammenligning. Temperaturene er hentet fra figur NA.A1 og NA.A2 i [15], og oppsummert i tabell 8-1.

Tabell 8-1: Valg av temperaturer

	Maksimumstemperatur	Minimumstemperatur
Konservativ	+ 36°	- 50°
Stavanger	+ 36°	-25°

Verdiene i tabellen er lagt inn i Mathcadarket for temperatur, se vedlegg D, som beregner representativ lufttemperatur og temperaturer for lagre. Disse er videre lagt inn i modellen i Brigade. Tabell 8-2 oppsummerer kreftene i felt i bruplaten ved de ulike temperaturene i bruddgrensetilstand. Se vedlegg R for rapporter hentet fra Brigade.

Tabell 8-2: Sammenligning av krefter i felt ved konservativ og stedlig temperatur

Krefter i felt	Konservativ temperatur	Temperatur for region Stavanger	Avvik $\left(\frac{K_{\text{Stavanger}}}{K_{\text{konservativ}}}\right) - 1$
Maks Ma [kNm/m]	6418.5	6418.5	0.00 %
Min Ma [kNm/m]	1728.1	1775.2	2.72 %
Maks Vsz [kN/m]	989.8	988.7	-0.11 %
Min Vsz [kN/m]	-999.8	-988.5	-1.13 %
Maks Ns [kN/m]	3124.0	3116.8	-0.23 %
Min Ns [kN/m]	-4022.7	-3788.3	-5.83 %

Resultater

Ser ut fra tabellen at avvikene ikke er store. Det største nevneverdige avviket er på aksialkraften N_s på -5.83%. Dette ble forventet, da det kun var den jevnt fordelte temperaturandelen som ble endret. I tillegg er det kun endring i minimumstemperatur, som forklarer hvorfor aksialkraften kun reduseres en vei.

Registrerer ikke noen store avvik på moment eller skjærkrefter. Den vertikale temperaturandelen, altså temperaturdifferansen mellom overkant og underkant av brudekke, forble den samme, ettersom den kun varierer med varierende tykkelse på belegningen. Det er denne differansen som kunne gitt et bidrag til moment for fritt opplagte bruer.

Konklusjon

På bakgrunn av avvikene for krefter i felt, velger en å konkludere med at temperaturvariasjonene ikke har noe å si for det totale lastbildet til bruene. Det vil derfor ikke gi noe endring i armeringsmengden til bruene. Hadde trolig sett et større utslag på bruer med flere spenn.

Da bruk av stedlige temperaturer reduserer aksialkraften N_s , velger en å ta ut de horisontale lagerkreftene i bruddgrensetilstand. Tabell 8-3 viser lagerkreftene ved konservativ og stedlig temperatur. De allsidige lagrene vil ikke ta opp last, og er derfor ikke vist i tabellen. Figur 2-5 i kapittel 2.1.3 viser notasjon av lager og lagerplassering i oppgaven. De horisontale lagerkreftene blir gitt i retning 1 og 2, som er henholdsvis på langs og på tvers av profillinjen.

Tabell 8-3: Horisontale lagerkrefter ved konservativ og stedlig temperatur

Lasttilfelle	Konservativ temperatur	Temperatur for region Stavanger	Avvik	
1B	Max BF1	794 kN	507,6 kN	-36 %
	Min BF1	-507,6 kN	-507,6 kN	0 %
	Max BF2	286,9 kN	286,9 kN	0 %
	Min BF2	-358,5 kN	-286,9 kN	-20 %
2B	Max BF1	0 kN	0 kN	
	Min BF1	0 kN	0 kN	
	Max BF2	358,5 kN	286,9 kN	-20 %
	Min BF2	-286,9 kN	-286,9 kN	0 %

Resultater

Tabell 8-3 viser at det er store avvik ved bruk av konservativ sammenlignet med stedlig temperaturer for lagerkrefter. Fastlageret, som vil ta opp mest krefter, får et avvik på hele -36% i lengderetningen ved bruk av stedlig temperatur. Det er en differanse på nesten 300kN, som vil påvirke dimensjoneringen av lagrene og landkarene i stor grad. I tverretning vil avviket være -20%.

Konklusjon

Bruk av konservativ temperatur, vil gi stor økning av kreftene i lagrene. Resultatene bekrefter påstanden om at det vil være hensiktsmessig å bruke stedlige temperaturer ved dimensjonering av lagre og landkar.

Kapittel 9 Oppsummering og konklusjon

I dette kapitlet oppsummeres resultatene som er funnet, og hvilke konklusjoner som er trukket. Innledningsvis blir det forklart hva som er utført i de ulike delene. Kapitlet er oppbygd på denne måten da vurderinger og konklusjoner er utarbeidet underveis. Oppsummeringen bør leses i sammenheng med de relevante kapitlene.

9.1 Verifisering av brumodeller

I kapittel 6 ble brumodellene med spennvidde 10m og 15m med rette opplegg kontrollert. Disse brumodellene skulle fungere som utgangspunkt for videre arbeid i oppgaven. Verifikasjonen ble utført for å sikre et korrekt utgangspunkt samt at analyseverktøyet tolket inndata på ønskelig måte. Egenlast, lastmodell 1 og egendefinerte laster ble kontrollert.

Ideelt sett skal håndberegninger legge seg til sikker side sammenlignet med resultater fra analyseverktøyet. Det vil si negative verdier for avvik, slik at håndberegningene er lavere enn verdiene fra analyseverktøyet. Avvikene ble regnet ut med følgende formel:

$$\text{Avvik} = \left(\frac{\text{Håndberegninger}}{\text{Brigade}} \right) - 1$$

For verifikasjon av egenlast ble feltmoment og opplagerkrefter studert. Brumodellen med spennvidde 10m fikk lave avvik for feltmoment (0.8%) og opplagerkrefter (-0.05%). Brumodellen med spennvidde 15m fikk tilsvarende lave avvik for feltmoment (0.3%) og opplagerkrefter (-0.3%). Resultatene viste at Brigade behandlet egenlast på ønskelig måte.

Resultatet for verifikasjon av feltmomentene som skyldtes lastmodell 1 gav noe mer varierende avvik for de bestemte brumodellene. En oppsummering av avvikene er gitt i tabell 9-1.

Tabell 9-1: Avvik i feltmomenter som skyldes lastmodell 1 for L=10m og L=15m

Feltmomenter	Avvik (L=10m)	Avvik (L=15m)
Pga. kjøretøyer (M_Q)	-5.5 %	-0.2 %
Pga. jevnt fordelt last (M_{qk})	4.6 %	6.9 %
Pga. ekstra jevnt fordelt last (M_{q1k})	-8.9 %	0.0 %

Ser at avvikene for feltmomenter grunnet kjøretøy og ekstra jevnt fordelt last er noe større for spennvidde 10m sammenlignet med spennvidde 15m. Avvikene er likevel tilfredsstillende da de er til sikker side. Feltmomentet grunnet jevnt fordelt last, får avvik som ikke legger seg til sikker side. Til tross for litt høye avvik blir de regnet som akseptable grunnet lav differanseverdi mellom håndberegning og Brigade, sammenlignet med total verdi av momentene.

Kontrollen av de egendefinerte lastene bekreftet av Brigade tolket inndataen på korrekt måte, da en fikk tilfredsstillende avvik (0%) for begge brumodellene.

Konklusjon

Det så ut til å være en god overensstemmelse mellom håndberegningene og Brigade for de ulike kontrollene. Brumodellene ble ansett som gode utgangspunkt for videre modellering av forskjellige skjevinkler.

9.2 Analyse av platebru

I kapittel 7 ble det undersøkt hvilken effekt skjeve opplegg hadde på armeringsbehovet i lengde- og tverretning. Flere dimensjoneringskontroller ble utført for å angi en fornuftig skjevinkel til den kommende håndboken, V427 Plassproduserte platebruer. Forslag til innlagt armering ble utarbeidet, og sammenlignet med tilsvarende resultater fra den utgatte håndboken.

Effekten av skjeve opplegg ble studert ved å hente ut dimensjonerende armeringsbehov fra armeringsmodulen til Brigade for alle modellene. For å sammenligne resultatene for de forskjellige spennviddene, ble den prosentvise tilleggsarmeringen regnet ut. Resultatene for brumodell 10m og 15m kan bli lest av i henholdsvis tabell 9-2 og 9-3. Følgende formel for prosentvis tillegg ble brukt:

$$A_{\text{tillegg}} = \left(\frac{A_{\alpha=\text{variende}^\circ}}{A_{\alpha=90^\circ}} \right) - 1$$

Tabell 9-2: Prosentvis tillegg i armering for spennvidde 10m og varierende vinkel

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i lengdearmering	ok	0 %	14 %	31 %	46 %	64 %
	uk	0 %	3 %	5 %	5 %	4 %
Tillegg i tverrarmering	ok	0 %	10 %	21 %	25 %	34 %
	uk	0 %	6 %	6 %	8 %	10 %

Tabell 9-3: Prosentvis tillegg i armering for spennvidde 15m og varierende vinkel

Varierende vinkel α		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Tillegg i lengdearmering	ok	0 %	10 %	43 %	63 %	84 %
	uk	0 %	3 %	5 %	5 %	4 %
Tillegg i tverrarmering	ok	0 %	13 %	26 %	31 %	40 %
	uk	0 %	6 %	15 %	20 %	19 %

En ser samme tendenser for begge spennviddene, med en jevn økning i armeringsbehov. Brumodellen med spennvidde 15m får en jevnt over høyere prosentvis tilleggsarmering. Det er kun i *underkant* lengderetning at det prosentvise tillegget viste seg å være uavhengig av spennvidde, da en ser identiske resultater for spennvidde 10m og 15m. Ved økende skjevheter ser en at lengdearmeringen i *overkant* får den største prosentvise økningen. Armeringsbehovet i tverretning får størst prosentvis økning i *overkant*.

Hensikten med oppgaven var å finne en fornuftig begrensning av skjev vinkel for de bestemte brumodellene. Lagerløft er en konsekvens av skjeve plater. Av den grunn ble det besluttet å hente ut opplagerkreftene i bruddgrensetilstand for å undersøke dette nærmere. Det viste seg at lagerløft *ikke* ville forekomme på noen av modellene, da opplagerkreftene forble i en nedoverrettet retning. Konkluderte med at lagerløft ikke ble en begrensning for valg av fornuftig skjev vinkel.

Videre ble det besluttet å utarbeide et forslag til innlagt armering. Innlagt armering for bru med spennvidde 10m kan bli lest av i tabell 9-4. På bakgrunn av tabellen ser en at innlagt armering overholder krav til minimum senteravstand.

Tabell 9-4: Forslag for innlagt armering til brumodell med $L=10m$

Bru med spennvidde 10m og varierende vinkel α						
Innlagt armering		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	$\emptyset 16s200$	$\emptyset 16s200$	$\emptyset 16s170$	$\emptyset 16s150$	$\emptyset 16s130$
	uk	$\emptyset 32s130$	$\emptyset 32s130$	$\emptyset 32s130$	$\emptyset 32s130$	$\emptyset 32s130$
Tverretning	ok	$\emptyset 16s150$	$\emptyset 16s130$	$\emptyset 16s120$	$\emptyset 16s120$	$\emptyset 16s110$
	uk	$\emptyset 16s140$	$\emptyset 16s130$	$\emptyset 16s130$	$\emptyset 16s130$	$\emptyset 16s120$

Ved å anta at en bestemt armeringsmengde skal legges inn for en gitt spennvidde i den kommende håndboken, ble det valgt å undersøke tilleggsvekten som fremkom av økt armering for hver skjevinkel. Resultatene er gitt i tabell 9-5.

Tabell 9-5: Vektforskjell av innlagt armering ved varierende skjevinkler for $L=10m$

	90°/85°	90°/80°	90°/75°	90°/70°
Ekstra vekt	204 kg	401 kg	502 kg	816 kg

Konklusjon for spennvidde 10m

Basert på resultatene for innlagt armering viste det seg at skjevinkel $\alpha=70^\circ$ fungerte med de forutsetningene som ble valgt for spennvidde 10m med tverrsnittstykkelse 700mm. Det var ingen direkte dimensjoneringsbegrensninger for valg av fornuftig skjevhet, men et spørsmål om kostnad. Gitt av tabell 9-5 ved valg av skjevinkel $\alpha=70^\circ$ vil det resultere i en tilleggsvekt på 816kg i forhold til $\alpha=90^\circ$. Kostnadene i den sammenheng vil ikke være store med tanke på den totale kostnaden for prosjektering av én bru. Av den årsak vil denne vinkelen være et fornuftig valg. Flere variasjoner av skjevhet kan da inngå i den kommende håndboken, og den vil uavhengig av skjevhet kunne gi en bestemt armeringsmengde for en gitt spennvidde.

Sett i en større skala, for prosjektering av mange bruer, får ekstrakostnaden en større betydning. Det må derfor utføres en grundigere vurdering av dette. Spørsmålet som må besvares, er om håndboken skal være oversiktlig med få variabler, eller om den skal gi en mer nyansert armeringsføring og dermed være mer kostnadseffektiv. Sistnevnte kan gi en inndeling av skjevheter i intervaller for hver spennvidde.

Et forslag til innlagt armering for brumodell 15m ble også utarbeidet, vist i tabell 9-6.

Tabell 9-6: Forslag for innlagt armering til brumodell med $L=15m$

Bru med spennvidde 15m og varierende vinkel α						
Innlagt armering		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=85^\circ$	$\alpha=80^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=70^\circ$
Lengderetning	ok	$\varnothing 16s200$	$\varnothing 16s200$	$\varnothing 16s150$	$\varnothing 16s130$	$\varnothing 16s110$
	uk	$2\varnothing 32s170$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$	$2\varnothing 32s160^1$
Tverretning	ok	$\varnothing 16s140$	$\varnothing 16s120$	$\varnothing 16s110$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$
	uk	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$	$\varnothing 16s100$
MERKNAD 1:		For disse armeringsmengdene vil kravene for minimum senteravstand ikke være overholdt.				

Konklusjon for spennvidde 15m

På bakgrunn av resultatene for innlagt armering, er konklusjonen at tverrsnittstykkelsen valgt i starten av oppgaven ikke var tilstrekkelig for spennvidde 15m, med varierende skjevhet. Dimensjoneringskravet for minimum senteravstand ble kun overholdt for brumodellen med rette opplegg. En løsning vil være å legge inn et ekstra lag med lengdearmering i underkant, eller øke tverrsnittstykkelsen. Sistnevnte vil være den beste løsningen for den kommende håndboken da en får en mer oversiktlig armeringsføring.

Minimum senteravstand ble begrensningen for valg av skjevhet for brumodellen med spennvidde 15m, da det kun var skjevinkel $\alpha=90^\circ$ som oppfylte kravene. Ved å øke tverrsnittet kan en større skjevhet enn $\alpha=90^\circ$ være mulig. Lengdearmeringen i underkant kan fremdeles være en begrensning. Valg av ny tykkelse kan fortsatt resulterer i at krav for minimum senteravstand ikke blir overholdt for alle tilfeller. Det må undersøkes grundigere om brumodellen med spennvidde 15m vil gi en dimensjonerende begrensning for valg av skjevhet, eller om det vil være et spørsmål om kostnad i dette tilfellet også. For den kommende håndboken vil det være fordelaktig å oppgi den samme skjevinkelen for alle spennvidder.

I kapittel 7.3 ble det utført en sammenligning av resultater i denne oppgaven og den utgåtte håndboken. Det var ikke direkte sammenlignbart på grunn av forskjellig tverrsnittstykkelse for de ulike spennviddene. En økning på 100mm for tverrsnittstykkelse ble valgt i oppgaven sammenlignet med den utgåtte håndboken. I tillegg var det kun forutsatt skjevinkler $90^\circ - 80^\circ$ i den utgåtte håndboken. Resultater for disse skjevinklene ble derfor sammenlignet, gitt i tabell 9-7 og 9-8.

Tabell 9-7: Innlagt armering for spennvidde 10m i oppgaven og utgått håndbok

Spennvidde 10m					
Innlagt armering		Utgått håndbok	Denne oppgaven		
		$\alpha = 90^\circ - 80^\circ$	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 85^\circ$	$\alpha = 80^\circ$
Lengderetning	ok	ø16s150	ø16s200	ø16s200	ø16s170
	uk	ø32s130	ø32s130	ø32s130	ø32s130
Tverretning	ok	ø16s150	ø16s150	ø16s130	ø16s120
	uk	ø16s150	ø16s140	ø16s130	ø16s130

Spennvidde 10m

Innlagt armering i denne oppgaven var jevnt over større sammenlignet med den utgåtte håndboken. Det var kun lengdearmeringen i underkant som ble den samme. Lengdearmering i overkant var ø16s150 i den utgåtte håndboken sammenlignet med ø16s170 i denne oppgaven. Forskjellen gav en reduksjon på 7 armeringsjern, blant annet på grunn av økt tverrsnittstykkelse i denne oppgaven. Innlagt tverrarmering fikk en økning på 17 armeringsjern i overkant og 11 jern i underkant i denne oppgaven.

Tabell 9-8: Innlagt armering for spennvidde 15m i oppgaven og utgått håndbok

Spennvidde 15m					
Innlagt armering		Utgått håndbok	Denne oppgaven		
		$\alpha = 90^\circ - 80^\circ$	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 85^\circ$	$\alpha = 80^\circ$
Lengderetning	ok	ø20s150	ø16s200	ø16s200	ø16s150
	uk	ø32s130+ø20s130	2ø32s170	2ø32s160 ¹	2ø32s160 ¹
Tverretning	ok	ø20s150	ø16s140	ø16s120	ø16s110
	uk	ø20s150	ø16s100	ø16s100	ø16s100
MERKNAD 1:		For disse armeringsmengdene vil kravene for minimums senteravstand ikke være overholdt.			

Spennvidde 15m

Ser at det generelt er lagt inn større armeringsmengder i den utgåtte håndboken for spennvidde 15m, sammenlignet med denne oppgaven. Det er kun lengdearmering i underkant som vil ha et større behov, iht. nytt regelverk. Årsaken er blant annet bruk av tykkere tverrsnitt i oppgaven, samt økte trafikklaster i det nye regelverket.

9.3 Stedlige påvirkninger

I kapittel 8 ble effekten av stedlige påvirkninger studert. Lasttilfellene jordskjelv- og påkjørsellast, samt temperatureffekter ble sett nærmere på i brumodellen med spennvidde 10m.

I kapittel 8.1.1 ble effekten av full jordskjelv- og påkjørsellast studert ved å kontrollere feltmomentene M_a og M_s i bruddgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand. Disse lastene vil kun være med i ulykkesgrensetilstanden. Det ble studert om lastene burde være variabler som var avhengig av bruens plassering. Omhyllningskurver av de respektive momentene ble hentet ut fra Brigade for brumodellen med skjevinkel $\alpha=90^\circ$ og $\alpha=70^\circ$.

Det ble observert like resultater for begge skjevinklene. For momentet M_a hadde bruddgrensetilstanden betydelig høyere krefter i underkant hvor det var strekk. I overkant, hvor trykkrefter oppstod, var kreftene tilnærmet like i ULS og ALS. For momentet M_s var kreftene i ALS betydelig lavere i underkant og overkant.

Konklusjon for jordskjelv og påkjørsellast

Å legge inn full jordskjelv – og påkjørsellast vil ikke gi store utslag på armeringsmengden i brudekke. Årsaken var at kreftene var vesentlig lavere i ALS, i tillegg til at sikkerhetsfaktorene for materialene er lavere i en ulykkesituasjon. Ulykkesgrensetilstanden var derfor ikke dimensjonerende. Konkluderer med at lasten for jordskjelv og påkjørsel *ikke* trenger å være variabler som er avhengig av bruens plassering.

I kapittel 8.1.2 ble effekten av temperatur studert. Stedlige temperaturer for Kautokeino kommune ble nyttet som konservative verdier, disse ble sammenlignet med stedlige temperaturer for Stavanger. Temperaturene ble lagt inn i to separate modeller i Brigade, deretter ble kreftene i felt hentet ut i ULS. Avvikene ble regnet ut ved følgende formel:

$$\text{Avvik} = \left(\frac{K_{\text{Stavanger}}}{K_{\text{Konservativ}}} \right) - 1$$

Tabell 9-9 viser oppsummering av avvikene som fremkom av å sammenligne kreftene i felt for hver temperatur. Registrerer av tabellen at avvikene for momenter og skjærkrefter ikke var av stor betydning. Årsaken var at den vertikale temperaturandelen forble uendret, ettersom denne kun endres ved varierende tykkelse på belegningen. Det var hovedsakelig denne som ville gitt et betydelig bidrag i moment for fritt opplagte bruer over ett spenn.

Det største avviket ble registrert på aksialkraften N_s (-5.83%) som forventet. Årsaken var at den jevnt fordelte temperaturandelen ble endret i modellene. Det var kun minimumstemperaturen som ble endret, noe som forklarte hvorfor aksialkraften kun ble redusert nevneverdig i den ene retningen.

Tabell 9-9: Avvik mellom krefter i felt i bruddgrensetilstand ved ulike temperaturer

Krefter i felt	Avvik
Maks M_a [kNm/m]	0.00 %
Min M_a [kNm/m]	2.72 %
Maks V_{sz} [kN/m]	-0.11 %
Min V_{sz} [kN/m]	-1.13 %
Maks N_s [kN/m]	-0.23 %
Min N_s [kN/m]	-5.83 %

Konklusjon for krefter i felt ved varierende temperatur

Avvikene for krefter i felt var så lave at en konkluderer med at temperaturvariasjonene ikke har så mye å si for lastbilde til bruen. Bruk av konservative temperaturer vil ikke gi vesentlig endring i armering i bruplatten. Bruomodeller med flere spenn hadde trolig fått en større endring.

Videre ble de horisontale lagerkreftene sammenlignet på bakgrunn av reduserte aksialkrefter ved bruk av stedlig temperatur. Sammenligningen av lagerkreftene for de ulike temperaturene er gitt i tabell 9-10, avvikene ble regnet ut på samme måte som tidligere i kapittelet.

Tabell 9-10: Avvik i horisontale lagerkrefter i bruddgrensetilstand ved ulike temperaturer

		Lasttilfelle	Avvik
1B	}	Max BF1	-36 %
		Min BF1	0 %
		Max BF2	0 %
		Min BF2	-20 %
2B	}	Max BF1	
		Min BF1	
		Max BF2	-20 %
		Min BF2	0 %

Tabell 9-10 viser store avvik ved bruk av stedlig kontra konservativ temperaturlast. Fastlageret 1B vil ta opp alle kreftene i lengderetningen og vil få det største avviket (36%). I tverretningen vil kreftene fordeles mellom fastlageret og det sidestyrte lageret 2B, avviket vil være -20% i den retningen.

Konklusjon for horisontale lagerkrefter ved varierende temperatur

Ved bruk av stedlige temperaturer vil en få vesentlig mindre krefter i lagrene. Konkluderer derfor med at det vil være hensiktsmessig å dimensjonere lagre og landkar ved bruk av stedlige temperaturer.

Kapittel 10 Videre arbeid

Det gjenstår fremdeles arbeid for utarbeidelse av håndbok V427 Plassproduserte platebruer. Følgende punkter kan gjennomføres:

- Utføre kostnadsvurdering ved valg av standardisert skjevinkel
- Kontrollere flere spennvidder, samt finne en ny tykkelse for spennvidde 15m
- Utføre beregninger for flere vegtyper, og dermed flere føringsbredder
- Se videre på 2- og 3- spenns platebruer

Referanser

- [1] Statens vegvesen, *Bruregistrering*, Håndbok V440, 2009
- [2] Sindhu B.V, Ashwin K.N, Dattatreya J.K., og S. V. Dinesh, "Effect of skew angle on static behaviour of reinforced concrete slab bridge decks," *IRJET*, s. 50-58, November 2013.
- [3] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, 2. utg., Norge: Akademika, 2013.
- [4] Statens vegvesen, *Bruprosjektering*, Håndbok N400, 2015
- [5] Statens vegvesen. (2016). "Høringsutgave håndbok N100 Veg- og gateutforming". Hentet fra: http://www.vegvesen.no/attachment/1659113/binary/1154474?fast_title=N100+h%C3%B8ringsutgave.pdf
- [6] Statens vegvesen, *Plassproduserte platebruer*, Håndbok 100-4, 2002
- [7] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Standard Norge
- [8] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer*, NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Standard Norge
- [9] Statens vegvesen, *Bruklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*, Håndbok R412, 2003
- [10] Statens vegvesen, *Rekkverk og vegens sideområder*, Håndbok N101, 2013
- [11] Statens vegvesen. (2017). "Overgangsplater med lengde 4m". Hentet fra: http://www.vegvesen.no/attachment/535411/binary/1154986?fast_title=K07.9.6+a%29+Overgangsplater+med+lengde+4+m.pdf
- [12] Statens vegvesen, *Geoteknikk i vegbygging*, Håndbok V220, 2010
- [13] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklaster på bruer*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Standard Norge

-
- [14] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Standard Norge
- [15] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, Standard Norge
- [16] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*, NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, Standard Norge
- [17] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Standard Norge
- [18] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+NA:2008, Standard Norge
- [19] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Standard Norge
- [20] Scanscot Technology AB, "Brigade Standard Theory Manual ", utg. 4.3, 2015
- [21] Scanscot Technology AB, "Brigade Standard User's Manual", utg. 4.3, 2015
- [22] K. Hofstad og E. Ørstavik. (2016). "gon - matematikk" i *Store norske leksikon*. Hentet fra: <https://snl.no/gon - matematikk>
- [23] Eurocode Software AB, *Concrete Designer Bridge - Användarmanual*, 2011

Vedlegg

Vedlegg A Permanente laster	107
Vedlegg B Horisontale trafikklaster	113
B.1 Brumodell 10m	113
B.2 Brumodell 15m	114
Vedlegg C Vindlast	115
Vedlegg D Temperatur.....	121
Vedlegg E Passivt jordtrykk.....	123
E.1. Brumodell 10m.....	123
E.2 Brumodell 15m.....	125
Vedlegg F Svinn og kryp	127
F.1 Brumodell 10m.....	127
F.2 Brumodell 15m.....	130
Vedlegg G Påkjørsellast	133
Vedlegg H Seismisk last	135
Vedlegg I Justert tyngdetetthet	139
Vedlegg J Manuelle kontroller	141
J.1 Brumodell 10m	141
J.2 Brumodell 15m	144
Vedlegg K Dimensjonerende armeringsbehov	147
K.1 Brumodell 10m	147
K.2 Brumodell 15m	154
Vedlegg L Minimum senteravstand	163
Vedlegg M Minste og største armeringsareal	167
M.1 Brumodell 10m	167
M.2 Brumodell 15m	170
Vedlegg N Feltmoment fra Brigade	173
N.1 Brumodell 10m	173
N.2 Brumodell 15m	174
Vedlegg O Momentkapasitet	175
O.1 Brumodell 10m	175
O.2 Brumodell 15m	178
Vedlegg P Opplagerkrefter i ULS	181
P.1 Brumodell 10m.....	181
P.2 Brumodell 15m.....	183
Vedlegg Q Vekt av innlagt armering	185
Q.1 Brumodell 10m	185

Vedlegg R Krefter i felt ved varierende temperatur	193
Vedlegg S Horisontale lagerkrefter ved varierende temperatur.....	195

Vedlegg A Permanente laster

Følgende Mathcadark regner ut egendefinerte laster i Brigade. Verdiene som kan endres er markert med et gult felt, verdier som legges inn i Brigade er markert med svart boks.

Tyngdetetthet av betong:

$$\gamma_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Fordelingsbredde i Brigade

- Tverretning:

$$L_{e_a} := 0.410\text{m}$$

- Lengderetning:

$$L_{e_s} := 0.4167\text{m}$$

Brubredde:

$$B := 8.2\text{m}$$

Skjevinkel:

$$\alpha := 90\text{deg}$$

Bredde på bru ved opplegg:

$$B_s := \frac{B}{\sin(\alpha)} = 8.2\text{m}$$

Rekkverk og kantdrager

Areal kantdrager:

$$A_{\text{kant}} := 188750 \text{mm}^2$$

Egenlast kantdrager:

$$G_{\text{kant}} := A_{\text{kant}} \cdot \gamma_b = 4.72 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast ståltrekkverk:

$$G_{\text{trekk}} := 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pkt. 4.4.1,
Håndbok R412

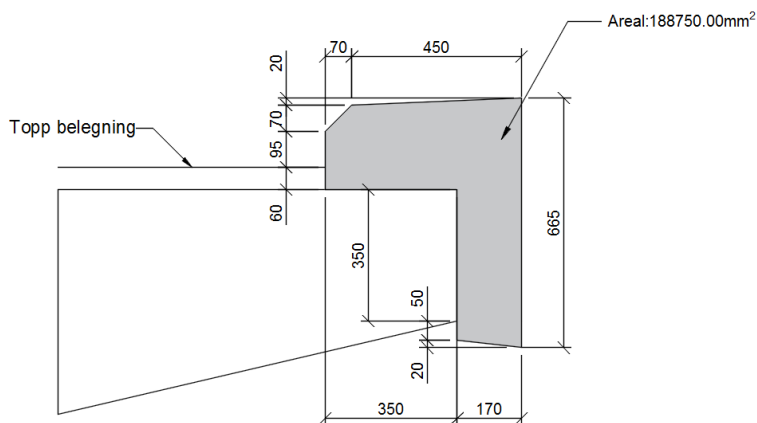
Sum av egenlaster:

$$G_{\text{kant_trekk}} := G_{\text{kant}} + G_{\text{trekk}} = 5.22 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Brigade

Last i Brigade:

$$G_{\text{kant_trekk.Brigade}} := \frac{G_{\text{kant_trekk}}}{L_{e_a}} = 12.73 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Landkarvinger

Tykkelse av vinge:

$$t_{\text{vinge}} := 350\text{mm}$$

Geometri vinge:

$$a := 4300\text{mm}$$

$$b := 3000\text{mm}$$

$$c := 800\text{mm}$$

$$d := 800\text{mm}$$

Areal vinge:

$$A_{\text{vinge}} := a \cdot c + (b - c) \cdot d + \frac{(a - d) \cdot (b - c)}{2} = 9.05 \cdot \text{m}^2$$

Punktlast vinge:

$$P_{\text{vinge}} := A_{\text{vinge}} \cdot \gamma_b \cdot t_{\text{vinge}} = 79.19 \cdot \text{kN}$$

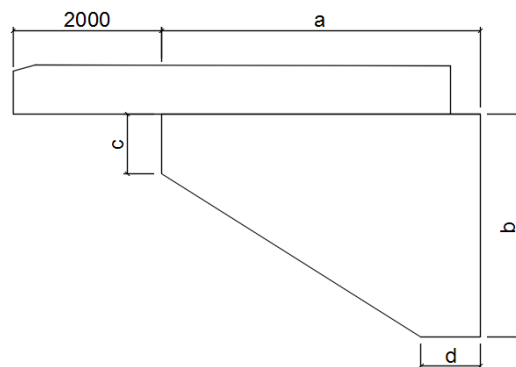
Egenlast for rekkverk og kantdrager:

$$P_{\text{rekk_kant}} := G_{\text{kant_rekk}} \cdot \left(a - \frac{d}{2} + 2\text{m} \right) = 30.8 \cdot \text{kN}$$

Brigade

Last i Brigade:

$$P_{\text{sum}} := P_{\text{vinge}} + P_{\text{rekk_kant}} = 109.98 \cdot \text{kN}$$



Tverrbjelkenese

Geometri tverrbjelkenese:

$$h_1 := 550\text{mm}$$

$$h_2 := 495\text{mm}$$

$$b_1 := 400\text{mm}$$

$$b_2 := 250\text{mm}$$

Areal tverrbjelkenese:

$$A_{\text{tverr}} := h_1 \cdot b_1 + h_2 \cdot b_2 = 343750 \cdot \text{mm}^2$$

Lengde tverrbjelkenese:

$$L_{\text{tverr}} := \frac{B}{\sin(\alpha)} = 8200 \cdot \text{mm}$$

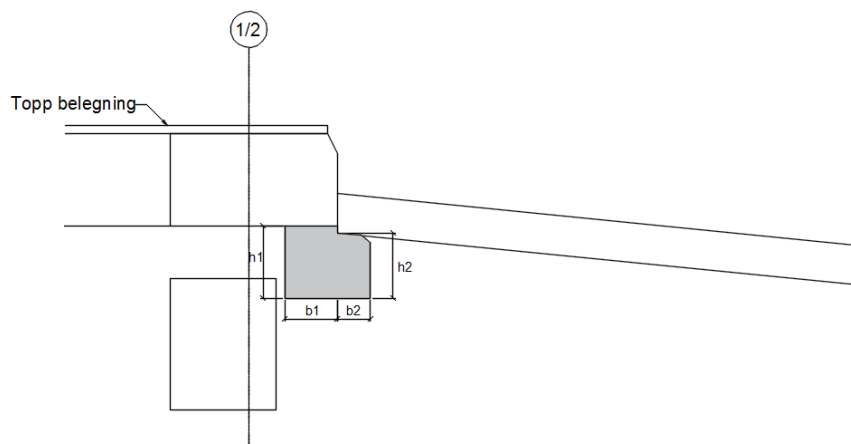
Egenlast tverrbjelkenese:

$$G_{\text{tverr}} := A_{\text{tverr}} \cdot \gamma_b = 8.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Brigade

Last i Brigade:

$$G_{\text{tverr. Brigade}} := \frac{G_{\text{tverr}}}{L_{e_s}} = 20.62 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Overgangsplate

Bredde mellom vinge og overgangsplate: $b_{\text{mellom}} := 200\text{mm}$

Tykkelse overgangsplate: $h_o := 300\text{mm}$

Lengde overgangsplate: $l_o := 4000\text{mm}$

Tykkelse vinge: $t_{\text{vinge}} = 350\text{mm}$

Bredde av overgangsplate: $b_o := \frac{(B - 2 \cdot t_{\text{vinge}} - 2 \cdot b_{\text{mellom}})}{\sin(\alpha)} = 7100\text{mm}$

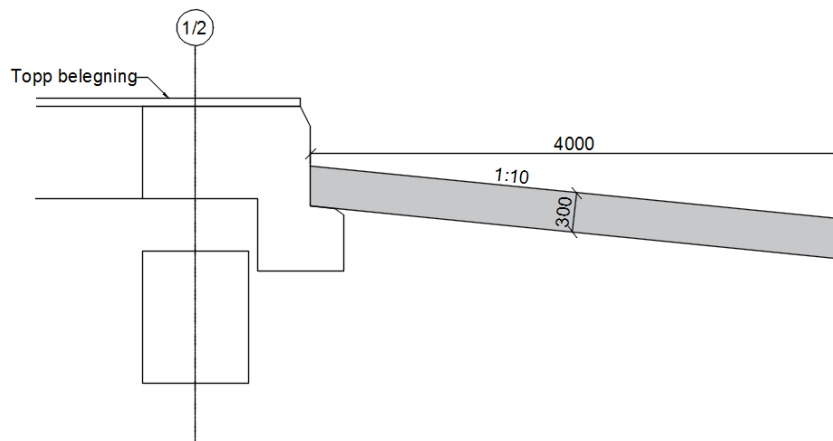
Totalt tverrsnittsareal av overgangsplate: $A_{\text{o.g.plate}} := 0.9 \cdot h_o \cdot l_o = 1.08\text{m}^2$

Egenlast av overgangsplate som virker på bruplaten: $G_{\text{over}} := 0.5 A_{\text{o.g.plate}} \cdot \gamma_b = 13.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Brigade

Last fra overgangsplate:

$$G_{\text{over.Brigade}} := \frac{G_{\text{over}} \cdot b_o}{L_{\text{tverr}} \cdot L_{e_s}} = 28.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Jord over overgangsplate

Densitet jord:

$$\gamma_{\text{jord}} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Figur 2.39,
Håndbok V220

Fyllingshøyde av jord ved bruende:

- For brukkøkkelse $t_1=700\text{m}$

$$h_{j1} := 453.5\text{mm}$$

- For brukkøkkelse $t_2=950\text{m}$

$$h_{j2} := 703.5\text{mm}$$

Bredde overgangsplate:

$$b_o = 7100\text{mm}$$

Lengde overgangsplate:

$$l_o = 4000\text{mm}$$

Egenlast av jord som virker på bruplaten:

$$G_{\text{jord_hj1}} := 0.5l_o \cdot 0.9 \cdot (h_{j1} + 200\text{mm}) \cdot \gamma_{\text{jord}} = 22.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{\text{jord_hj2}} := 0.5l_o \cdot 0.9 \cdot (h_{j2} + 200\text{mm}) \cdot \gamma_{\text{jord}} = 30.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

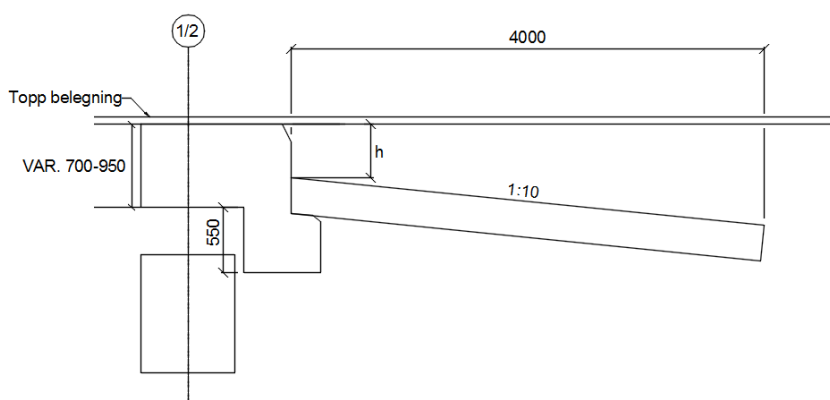
Brigade

Last i Brigade fra jord:

$$G_{\text{jord_Brigade_10m}} := \frac{G_{\text{jord_hj1}} \cdot b_o}{L_{e_s} \cdot L_{\text{tverr}}} = 46.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last i Brigade fra jord:

$$G_{\text{jord_Brigade_15m}} := \frac{G_{\text{jord_hj2}} \cdot b_o}{L_{e_s} \cdot L_{\text{tverr}}} = 64.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Vedlegg B Horisontale trafikklaster

B.1 Brumodell 10m

Geometri:

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

Trafikklast (NS-EN 1991-2, 4.4.1):

Bremsekraft:

$$\begin{aligned} \alpha_{Q1} &:= 1.0 & \alpha_{q1} &:= 0.6 & w_1 &:= 3.0\text{m} \\ Q_{1k} &:= 300\text{kN} & Q_{2k} &:= 200\text{kN} & q_{1k} &:= 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ Q_{1k} &:= \min(900\text{kN}, \max(180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN}, 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L)) \\ Q_{1k} &= 376.2 \cdot \text{kN} & & & & \text{(Punktlast)} \end{aligned}$$

Sidekraft (tverretning):

$$Q_{\text{trk}} := 25\% \cdot Q_{1k} = 94 \cdot \text{kN} \quad (\text{Virker fra overkant belegning})$$

Brigade

Bremse- og akselerasjonslasten blir lagt inn som en punktlast på 100kN i begge bruender. Det er deretter lagt inn faktorer i Brigade som skalerer boggidel, jevnt fordelt del og sidekraftdel.

$$\text{Boggidel av lasten:} \quad 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} = 360 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Jevnt fordelt del av lasten:} \quad 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 16.2 \cdot \text{kN}$$

Lasttype	Lastverdi [kN]	Last i Brigade [kN]	Faktor i Brigade
Boggidel	360	100	3,6
Jevnt fordelt del	16,2	100	0,162
Sidekraft, 25% BL	90	100	0,9
Sidekraft, 25% JFL	4,05	100	0,0405

B.2 Brumodell 15m

Geometri:

$$L := 15\text{m}$$

Trafikklast (NS-EN 1991-2, 4.4.1):

Bremsekraft:

$$\alpha_{Q1} := 1.0 \quad \alpha_{q1} := 0.6 \quad w_1 := 3.0\text{m}$$

$$Q_{1k} := 300\text{kN} \quad Q_{2k} := 200\text{kN} \quad q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{1k} := \min(900\text{kN}, \max(180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN}, 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L))$$

$$Q_{1k} = 384.3 \text{ kN} \quad (\text{Punktlast})$$

Sidekraft (tverretning):

$$Q_{\text{trk}} := 25\% \cdot Q_{1k} = 96.1 \text{ kN} \quad (\text{Virker fra overkant belegning})$$

Brigade

Bremse- og akselerasjonslasten blir lagt inn som en punktlast på 100kN i begge bruender. Det er deretter lagt inn faktorer i Brigade som skalerer boggidel, jevnt fordelt del og sidekraftdel.

Boggidel av lasten: $0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} = 360 \text{ kN}$

Jevnt fordelt del av lasten: $0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 24.3 \text{ kN}$

Lasttype	Lastverdi [kN]	Last i Brigade [kN]	Faktor i Brigade
Boggidel	360	100	3,6
Jevnt fordelt del	24,3	100	0,243
Sidekraft, 25% BL	90	100	0,9
Sidekraft, 25% JFL	6,075	100	0,06075

Vedlegg C Vindlast

Beregnet iht. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Basisvindhastighet v_b :

Referansevindhastighet $v_{b,0}$: $v_{b,0} := 31 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ Konservativ verdi Tabell NA.4(901.1)

Nivåfaktor: $c_{\text{alt}} := 1.0$

Retningsfaktor: $c_{\text{dir}} := 1.0$

Årstidsfaktor: $c_{\text{season}} := 1.0$

Returperiode (år): $\text{returperiode} := 50$

Sannsynlighet: $p := \frac{1}{\text{returperiode}} = 0.02$

Sannsynlighetsfaktor: $c_{\text{prob}} := \left(\frac{1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^{0.5}$ (4.2)

$c_{\text{prob}} = 1.0$

Basisvindhastighet $v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0}$ (NA.4.1)

$v_b = 31 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Stedvindshastighet v_m :

Terrengruhet

Velger terrengruhetsklasse 0, da dette gav høyest verdi for vindlast.

Tabell NA.4.1 – Terrengruhets kategorier og tilhørende parametere

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

Ruhetslengde: $z_0 := 0.003\text{m}$

Minimumshøyde: $z_{min} := 2\text{m}$

Maksimumshøyde: $z_{max} := 200\text{m}$

Terrengruhetsfaktor: $k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{0.05\text{m}}\right)^{0.07} = 0.16$

I følge håndbok N100 Veg- og gateutforming er det et krav til fri høyde over kjørebane på minst 4.9m. Her er valgt å runde opp til 5m.

Høyde over terreng: $z := 5\text{m}$

Terrenformfaktor:
$$c_r(z) := \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z_{min} < z < z_{max} \\ c_r(z_{min}) & \text{if } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (4.4)$$

$c_r(z) = 1.19$

$c_o(z) := 1.0$

Stedvindshastighet: $v_m(z) := c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.3)$

$v_m(z) = 36.8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Vindkasthastighetstrykk q_p iht. NA.4.5:

Tyngdetetthet til luft: $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Stedvindhastighetstrykk: $q_m(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$

Toppfaktor: $k_p := 3.5$

Turbulensfaktor: $k_1 := 1.0$

Turbulensintensitet

$$I_v(z) := \begin{cases} \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{if } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.7) \\ I_v(z_{\min}) & \text{if } z < z_{\min} \end{cases}$$

$$I_v(z) = 0.13$$

Vindkasthastighetstrykk: $q_p(z) := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_m(z) \quad (\text{NA.4.8})$

$$q_p(z) = 1.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk på trafikk $q_{p_trafikk}$

Øvre grense på kastvindhastighetstrykk satt til 35m/s, iht. 5.4.3.3 N400 Bruprosjektering

Maksimal stedvindhastighet på trafikk: $v_{m_trafikk_max}(z) := \frac{35 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)}}$

Stedvindhastighet: $v_{m_trafikk}(z) := \min(v_m(z), v_{m_trafikk_max}(z))$

$$v_{m_trafikk}(z) = 25.11 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Stedvindhastighetstrykk: $q_{m_trafikk}(z) := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m_trafikk}(z)^2$

Vindkasthastighetstrykk på trafikk: $q_{p_trafikk}(z) := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_{m_trafikk}(z) \quad (\text{NA.4.8})$

$$q_{p_trafikk}(z) = 0.77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast på brubane uten trafikk og med rekkverk



Figur 8.5 – Høyde som skal brukes ved bestemmelse av $A_{ref,x}$

Antatt maksimal tykkelse på plate, inkludert belegning:

$$d_{bru} := 1.315\text{m}$$

Høyde fra belegning til topp kantdrager:

$$d_{kant} := 0.185\text{m}$$

$$d := d_{bru} + d_{kant} = 1.5\text{m}$$

Total brubredde inkl. kantdrager:

$$b_{bru} := 8.54\text{m}$$

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

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

Velger ståltrekkverk da dette er den vanligste rekkverkstypen på bruer.

Høyde for bestemmelse av $A_{ref,x}$:

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

$$\frac{b_{bru}}{d_{tot}} = 4.07$$

Kraffaktor C_{fx} for bruer:

$$C_{fx} := 1.3$$

Fig. 8.3

Brigade

Kraft i x-retning:

Vindlast på brubane u/trafikk:

$$q_{x_Brigade} := C_{fx} \cdot q_p(z) = 2.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast på brubane med trafikk:

Vindflate av kjøretøy:

$$d_{bil} := 2\text{m}$$

5.3.3 N400
Bruprosjektering

Bredde på kjøretøy per lastfelt:

$$b_{bil} := 2\text{m}$$

$$d_{tot_trafikk} := d_{bru} + d_{kant} + d_{bil}$$

$$\frac{b_{bru}}{d_{tot_trafikk}} = 2.44$$

Kraffaktor C_{fx} for bruer med trafikk:

$$C_{fx_trafikk} := 1.76$$

Fig. 8.3

Brigade

Kraft i x-retning:

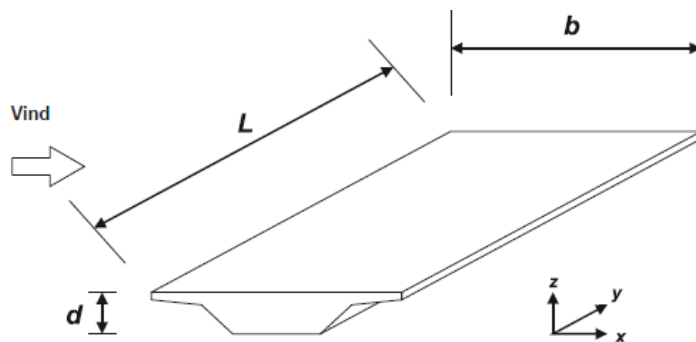
Vindlast på brubane m/trafikk:

$$q_{x_Brigade_trafikk} := C_{fx_trafikk} \cdot q_{p_trafikk}(z) = 1.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Merk!

I NS-EN 1991-1-4 Vindlaster figur 8.2, er tverretning definert som x-retning.

I Brigade er tverretning definert som y-retning.



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

Vedlegg D Temperatur

Beregnet iht. NS-EN 1991-1-5

Maks temperatur $T_{\max} := 36$ figur NA.A1

Minimums temperatur $T_{\min} := -50$ figur NA.A2

I henhold til 6.1.3.3(3) marknad 2, skal lagre og ekspansjonsfuger dimensjoneres for en større temperatur. Temperaturtillegget avhenger av om temperaturen ved montasjetidspunktet er gitt eller ikke. Antar at den ikke er gitt.

Tilleggstemperatur for lagre: $T_{\text{lager}} := 20$

Platebru i betong gir tverrsnittgruppe 3 iht. NA.6.1.1, og gir følgende verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel:

Faktor for å ta hensyn til belegningstykkelse 50mm: $k_{\text{sur. over}} := 1.0$ Tabell NA.6.2

$$k_{\text{sur. under}} := 1.0$$

Overside varmere enn underside: $\Delta T_{M_heat} := 15$ Tabell NA.6.1

Underside varmere enn overside: $\Delta T_{M_cool} := 8$ Tabell NA.6.1

Brigade

Representativ lufttemperatur: $T_{e_max} := T_{\max} - 3 = 33$ Figur NA.6.1

$$T_{e_min} := T_{\min} + 8 = -42$$

Lineært varierende temperaturdifferanse andel: $\Delta T_{M_heat} := \Delta T_{M_heat} \cdot k_{\text{sur. over}} = 15$

$$\Delta T_{M_cool} := \Delta T_{M_cool} \cdot k_{\text{sur. under}} = 8$$

Temperaturer for lagre: $T_{e_max_lager} := T_{\max} - 3 + T_{\text{lager}} = 53$

$$T_{e_min_lager} := T_{\min} + 8 - T_{\text{lager}} = -62$$

Vedlegg E Passivt jordtrykk

E.1. Brumodell 10m

Geometri:

Tykkelse av bruplate:

$$t_{\text{bru}} := 700\text{mm}$$

Brubredde:

$$B := 8200\text{mm}$$

Vinkel mellom senterlinje bru og senterlinje underbygning:

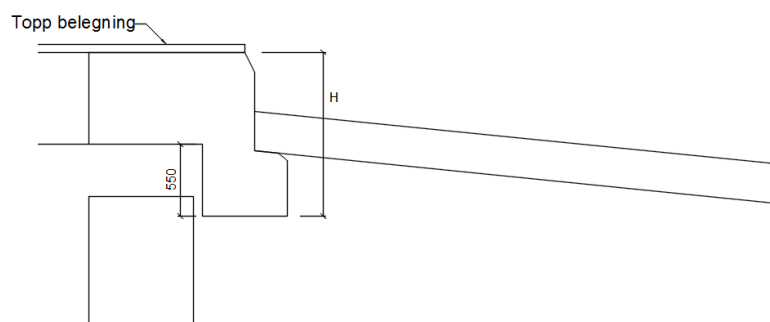
$$\alpha := 90\text{deg}$$

Lengde av tverrbjelke:

$$L_{\text{tverr}} := \frac{B}{\sin(\alpha)} = 8.2\text{m}$$

Høyde for jordtrykk:

$$H := 550\text{mm} + t_{\text{bru}} = 1250\text{-mm}$$



Jordparametere:

Partialfaktor for γ_m :

$$\gamma_m := 1.4$$

(fig. 0.3, V220)

Tyngdetetthet:

$$\gamma_j := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

(fig. 2.39, V220)

Friksjonsvinkel:

$$\varphi := 38\text{deg}$$

(fig. 2.39, V220)

Ruhet:

$$r := 0$$

(fig. 9.1, V220)

Forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk:

$$\delta_p := \frac{H}{200} = 6.25\text{-mm}$$

(Pkt. 5.5.5 N400)

Opptredende forskyvning, som antas større enn δ_p :

$$\delta := 8.1 \text{ mm}$$

Jordtrykkskoeffisienter:

$$\tan \varphi_d := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_m} = 0.558$$

$$K_p := 2.8$$

(figur 5.4 V220)

Ifølge punkt 5.4.3 i V220 må K_0 vurderes dersom $\delta < \delta_p$.

Hviletrykkskoeffisienten K_0 ved forenklet beregning $K_0 := 1 - \sin(\varphi) = 0.384$

$$K := \begin{cases} \left[K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{\delta}{\delta_p} \right] & \text{if } 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ K_p & \text{if } \delta \geq \delta_p \end{cases} \quad K = 2.8 \quad (\text{Lign. 5.32 N400})$$

Karakteristiske tilleggskrefter som følge av jordtrykk

$$\sigma_{\text{topp}} := 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bunn}} := K \cdot \gamma_j \cdot H = 0.067 \text{ MPa}$$

$$H_{\text{jordtrykk}} := \frac{\sigma_{\text{topp}} + \sigma_{\text{bunn}}}{2} \cdot H \cdot L_{\text{tverr}} = 341 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter langs senterlinje:

$$K_{\text{jord1}} := H_{\text{jordtrykk}} \cdot \sin(\alpha) = 341 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter vinkelrett på senterlinje:

$$K_{\text{jord2}} := H_{\text{jordtrykk}} \cdot \cos(\alpha) = 0 \text{ kN}$$

E.2 Brumodell 15m

Geometri:

Tykkelse av bruplate:

$$t_{\text{bru}} := 950\text{mm}$$

Brubredde:

$$B := 8200\text{mm}$$

Vinkel mellom senterlinje bru og senterlinje underbygning:

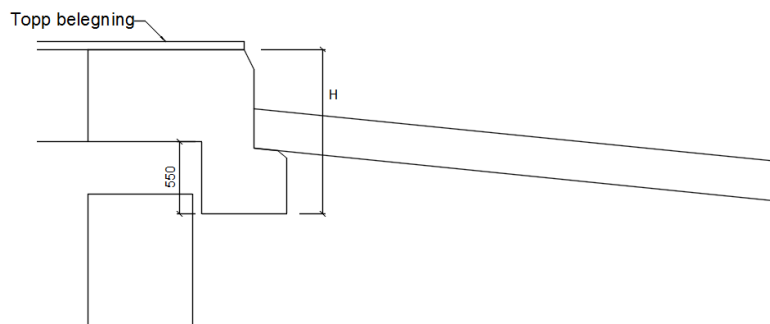
$$\alpha := 90\text{deg}$$

Lengde av tverrbjelke:

$$L_{\text{tverr}} := \frac{B}{\sin(\alpha)} = 8.2\text{m}$$

Høyde for jordtrykk:

$$H := 550\text{mm} + t_{\text{bru}} = 1500\text{mm}$$



Jordparametere:

Partialfaktor for γ_m :

$$\gamma_m := 1.4$$

(fig. 0.3, V220)

Tyngdetetthet:

$$\gamma_j := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

(fig. 2.39, V220)

Friksjonsvinkel:

$$\varphi := 38\text{deg}$$

(fig. 2.39, V220)

Ruhet:

$$r := 0$$

(fig. 9.1, V220)

Forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk:

$$\delta_p := \frac{H}{200} = 7.5\text{mm}$$

(Pkt. 5.5.5 N400)

Opptredende forskyvning, som antas større enn δ_p :

$$\delta := 8.1 \text{ mm}$$

Jordtrykkskoeffisienter:

$$\tan \varphi_d := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_m} = 0.558$$

$$K_p := 2.8$$

(figur 5.4 V220)

Ifølge punkt 5.4.3 i V220 må K_0 vurderes dersom $\delta < \delta_p$.

Hviletrykkskoeffisienten K_0 ved forenklet beregning $K_0 := 1 - \sin(\varphi) = 0.384$

$$K := \begin{cases} \left[K_0 + (K_p - K_0) \frac{\delta}{\delta_p} \right] & \text{if } 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ K_p & \text{if } \delta \geq \delta_p \end{cases} \quad K = 2.8 \quad (\text{Lign. 5.32 N400})$$

Karakteristiske tilleggskrefter som følge av jordtrykk

$$\sigma_{\text{topp}} := 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bunn}} := K \cdot \gamma_j \cdot H = 0.08 \text{ MPa}$$

$$H_{\text{jordtrykk}} := \frac{\sigma_{\text{topp}} + \sigma_{\text{bunn}}}{2} \cdot H \cdot L_{\text{tverr}} = 491 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter langs senterlinje:

$$K_{\text{jord1}} := H_{\text{jordtrykk}} \cdot \sin(\alpha) = 491 \text{ kN}$$

Jordtrykkskrefter vinkelrett på senterlinje:

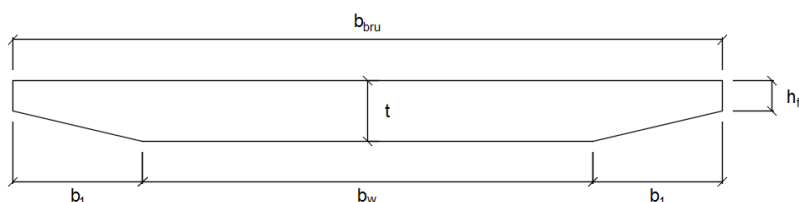
$$K_{\text{jord2}} := H_{\text{jordtrykk}} \cdot \cos(\alpha) = 0 \text{ kN}$$

Vedlegg F Svinn og kryp

F.1 Brumodell 10m

iht. NS-EN 1992-1-1 3.1.4 og tillegg B

Brugeometri



Tversnittstykkelse:

$$t_{bru} := 700\text{mm}$$

Tversnittsbredde:

$$b_{bru} := 8200\text{mm}$$

Flensbredde:

$$b_1 := 1500\text{mm}$$

Flenstykkelse:

$$h_f := 350\text{mm}$$

Stegbredde:

$$b_w := 5200\text{mm}$$

Omkrets:

$$O_{dekke} := b_{bru} + 2 \cdot h_f + 2 \cdot \left[\sqrt{(b_1)^2 + (t_{bru} - h_f)^2} \right] + b_w$$

Areal:

$$A_{dekke} := b_{bru} \cdot h_f + \frac{(b_{bru} + b_w) \cdot (t_{bru} - h_f)}{2}$$

Effektiv tversnittstykkelse:

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{dekke}}{O_{dekke}} = 0.607\text{m}$$

Betongegenskaper

Trykkfasthet:

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1

Middelverdi av betongtrykkfasthet, etter 28 døgn:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 53\text{MPa}$$

Tabell 3.1

$$f_{cmo} := 10\text{MPa}$$

Betongens alder (døgn):

$$t := 365 \cdot 100$$

100 års dimensjonerende brukstid

Betongens alder (døgn) når uttørkingen starter:

$$t_s := 0$$

Betongens alder (døgn) ved belastning:

$$t_0 := 7$$

Relativ luftfuktighet (%):

$$\text{RH} := 70$$

7.2.3 N400
Bruprosjektering

Svinntøyning ϵ_{cs}

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = 0.984 \quad (3.10)$$

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100\text{mm} \\ 0.85 & \text{if } h_0 \leq 200\text{mm} \\ 0.75 & \text{if } h_0 \leq 300\text{mm} \\ 0.7 & \text{if } h_0 < 500\text{mm} \\ 0.7 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.7 \quad \text{Tabell 3.3}$$

Sementtypen er uvisst, velger type N som gir følgende faktorer:

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

Nominell verdi for svinntøyning:

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\epsilon_{cd0} = 0.302 \text{ promille}$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 0.208 \text{ promille} \quad (3.9)$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca(\infty)} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{.ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca(\infty)} = 0.088 \text{ promille} \quad (3.11)$$

Total svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{.ca} = 0.296 \text{ promille} \quad (3.8)$$

Kryptall $\varphi(t, t_0)$

Faktorer for å ta hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.5} \quad (\text{B.8c})$$

Faktor som tar hensyn til virkning av normert kryptall: $\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (\text{B.5})$

Faktor som tar hensyn til virkning av betongfasthet: $\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm}}}{\text{MPa}}}} \quad (\text{B.4})$

$$\beta_{\text{H}} := \begin{cases} \min\left[1.5\left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18}\right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500\right] & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ \min\left[1.5\left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18}\right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \alpha_3\right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{B.8a})$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter beslutning: $\beta_{\text{c}} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{\text{H}} + t - t_0}\right)^{0.3} \quad (\text{B.7})$

$$\varphi_{\text{RH}} := \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{B.3a})$$

$$\left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \quad \text{otherwise} \quad (\text{B.3b})$$

Normert kryptall: $\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} \cdot \beta_{t0} \quad (\text{B.2})$

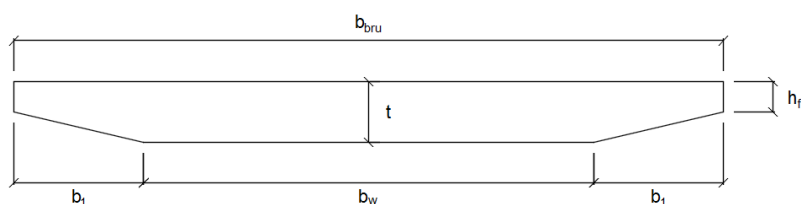
Kryptall $\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{\text{c}} \quad (\text{B.1})$

$$\boxed{\varphi(t, t_0) = 1.69}$$

F.2 Brumodell 15m

iht. NS-EN 1992-1-1 3.1.4 og tillegg B

Brugeometri



Tversnittstykke:

$$t_{bru} := 950\text{mm}$$

Tversnittsbredde:

$$b_{bru} := 8200\text{mm}$$

Flensbredde:

$$b_1 := 1500\text{mm}$$

Flenstykke:

$$h_f := 350\text{mm}$$

Stegbredde:

$$b_w := 5200\text{mm}$$

Omkrets:

$$O_{dekke} := b_{bru} + 2 \cdot h_f + 2 \cdot \left[\sqrt{(b_1)^2 + (t_{bru} - h_f)^2} \right] + b_w$$

Areal:

$$A_{dekke} := b_{bru} \cdot h_f + \frac{(b_{bru} + b_w) \cdot (t_{bru} - h_f)}{2}$$

Effektiv tversnittstykke:

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{dekke}}{O_{dekke}} = 0.795\text{m}$$

Betonegenskaper

Trykkfasthet

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1

Middelverdi av betongtrykkfasthet, etter 28 døgn:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 53\text{MPa}$$

Tabell 3.1

$$f_{cmo} := 10\text{MPa}$$

Betongens alder (døgn):

$$t := 365 \cdot 100$$

100 års dimensjonerende brukstid

Betongens alder (døgn) når uttørkingen starter.

$$t_s := 0$$

Betongens alder (døgn) ved belastning.

$$t_0 := 7$$

Relativ luftfuktighet (%):

$$RH := 70$$

7.2.3 N400
Bruprosjektering

Svinntøyning ϵ_{cs}

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = 0.976 \quad (3.10)$$

$$k_h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 100\text{mm} \\ 0.85 & \text{if } h_0 \leq 200\text{mm} \\ 0.75 & \text{if } h_0 \leq 300\text{mm} \\ 0.7 & \text{if } h_0 < 500\text{mm} \\ 0.7 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.7 \quad \text{Tabell 3.3}$$

Sementtypen er uvisst, velger type N som gir følgende faktorer:

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

Nominell verdi for svinntøyning:

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\epsilon_{cd0} = 0.302 \cdot \text{promille}$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 0.207 \cdot \text{promille} \quad (3.9)$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot \text{mm}^2}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca}(\infty) = 0.088 \cdot \text{promille} \quad (3.11)$$

Total svinntøyning: $\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.294 \cdot \text{promille} \quad (3.8)$

Kryptall $\varphi(t, t_0)$.

Faktorer for å ta hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.5} \quad (\text{B.8c})$$

Faktor som tar hensyn til virkning av normert kryptall:
$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (\text{B.5})$$

Faktor som tar hensyn til virkning av betongfasthet:
$$\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm}}}{\text{MPa}}}} \quad (\text{B.4})$$

$$\beta_{\text{H}} := \begin{cases} \min\left[1.5\left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18}\right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500\right] & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ \min\left[1.5\left[1 + (0.012 \cdot \text{RH})^{18}\right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \alpha_3\right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{B.8a})$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter beslatning:
$$\beta_{\text{c}} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{\text{H}} + t - t_0}\right)^{0.3} \quad (\text{B.7})$$

$$\varphi_{\text{RH}} := \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35\text{MPa} \\ 0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}} & \end{cases} \quad (\text{B.3a})$$

$$\left(\begin{array}{l} 1 - \frac{\text{RH}}{100} \\ 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{3 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \end{array} \right) \cdot \alpha_2 \quad \text{otherwise} \quad (\text{B.3b})$$

Normert kryptall:
$$\varphi_0 := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} \cdot \beta_{t0} \quad (\text{B.2})$$

Kryptall
$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{\text{c}} \quad (\text{B.1})$$

$$\boxed{\varphi(t, t_0) = 1.66}$$

Vedlegg G Påkjørsellast

Beregnet iht. 1991-1-7 pkt. 4.3.2

Ifølge håndbok *N100 Veg- og gateutforming* er det et krav om fri høyde over kjørebane under bru på minst 4.9m. Velger å runde opp denne verdien.

Høyde under bru:

$$h := 5\text{m}$$

Ekvivalent statisk dimensjonerende kraft:

$$F_{dx} := 500\text{kN}$$

Tabell 4.2

Største klaring mellom vegoverflate og underside av bruoverbygning for full støtkraft:

$$h_1 := 6\text{m}$$

Største klaring mellom vegoverflate og underside av bruoverbygning for påføring av støtkraft F :

$$h_0 := 5\text{m}$$

$$r_F := \begin{cases} 1 & \text{if } h \leq h_0 \\ 0 & \text{if } h \geq h_1 \\ 1 - \left[1 - \frac{(h_1 - h)}{m} \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Figur 4.2

Påkjørsellast på overbygning:

$$F := F_{dx} \cdot r_F = 500\text{kN}$$

Vedlegg H Seismisk last

Egensvingefrekvens:

Statens vegvesens regneark

Konstruksjonstype:=

Slakkamert
Spennamert

Systemets demping antas 5% relativ demping ved slakkamerte konstruksjoner. Dette gir modifikasjonsfaktor:

$$\eta := \sqrt{\frac{10}{5 + e}} = 1 \quad (3.6)$$

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:

Det fundamenteres på 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:

Konservativt

$$a_{g40\text{hz}} := 1.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dette gir referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} :

$$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40\text{hz}} = 0.84 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Verdier for parametre for elastisk responspektrere:

NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3 og Tabell NA.3.4:

$$S = 1.3 \quad T_B = 0.10s \quad T_C = 0.30s \quad T_D := 1.5s \quad T(f) := \frac{1}{f}$$

$$T_{vB} := 0.05s \quad T_{vC} := 0.20s \quad T_{vD} := 1.2s$$

$$\beta := 0.2 \quad (\text{NA.3.2.2.5})$$

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gR}$$

$$a_{vg} := 0.6 \cdot a_g$$

$$f := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.3 \\ 1 \\ 5 \\ 10 \\ 20 \\ 40 \\ 100 \\ 200 \end{pmatrix} \text{ Hz}$$

$$a_g = 0.84 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_g \cdot S = 1.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_{vg} = 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Spektreres 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 η x 2,5 x ((TC x TD)/T ²)"	0.04725
0.2	"ag x S x η x 2,5 x ((TC x TD)/T ²)"	0.04725
0.3	"ag x S x η x 2,5 x ((TC x TD)/T ²)"	0.106312
1	"ag x S x η x 2,5 x (TC/T)"	0.7875
5	"ag x S x η x 2,5"	2.625
10	"ag x S x (1 + T/TB x (η x 2,5 - 1))"	2.625
20	"ag x S x (1 + T/TB x (η x 2,5 - 1))"	1.8375
40	"ag x S x (1 + T/TB x (η x 2,5 - 1))"	1.44375
100	"ag x S x (1 + T/TB x (η x 2,5 - 1))"	1.2075
200	"ag x S x (1 + T/TB x (η x 2,5 - 1))"	1.12875

Vertikalt elastisk retrospektrum, NS-EN 1998-1, pkt. 3.2.2.3:

	"Frekvens (Hz)"	"Formel"	"Akselerasjon (m/s ²)"
Vertikalt =	0.1	"avg x η x 3,0 x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.014515
	0.2	"avg x η x 3,0 x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.014515
	0.3	"avg x η x 3,0 x ((TvC x TvD)/T ²)"	0.032659
	1	"avg x η x 3,0 x (TvC/T)"	0.3024
	5	"avg x η x 3,0"	1.512
	10	"avg x η x 3,0"	1.512
	20	"avg x (1 + T/TvB x (η x 3,0 - 1))"	1.512
	40	"avg x (1 + T/TvB x (η x 3,0 - 1))"	1.008
	100	"avg x (1 + T/TvB x (η x 3,0 - 1))"	0.7056
	200	"avg x (1 + T/TvB x (η x 3,0 - 1))"	0.6048

Vedlegg I Justert tyngdetetthet

Minimum tetthet

Tyngdetetthet betong:	$\gamma_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Høyde av tverrbjelke:	$h := 700\text{mm}$
Skjevhet ved opplegg:	$\alpha := 90\text{deg}$
Bredde landkarvegg:	$b_1 := 800\text{mm}$
Utstikk tverrbjelke bak landkarvegg:	$b_{ue} := 70\text{mm} + 400\text{mm}$
Bredder brutversnitt vinkelrett på senterlinje:	
- Topp:	$b_t := 8.2\text{m}$
- Vinger:	$b_v := 1.5\text{m}$

Breddene som er beregnet er tatt vinkelrett og parallelt med oppleggsaksene

Bredde brubane topp:	$b_{t\alpha} := \frac{b_t}{\sin(\alpha)} = 8.2\text{m}$
Bredde vinger:	$b_{v\alpha} := \frac{b_v}{\sin(\alpha)} = 1.5\text{m}$
Høyde ytterkant:	$h_k := 350\text{mm}$
Bredde overlappet område:	$b_o := \frac{b_1}{2} = 0.4\text{m}$
Bredde tverrbjelke:	$b_e := b_1 + b_{ue} = 1.27\text{m}$

Areal brutversnitt parallelt med oppleggsakse:

$$A_{b1} := b_{t\alpha} \cdot h_k + \frac{b_{t\alpha} + (b_{t\alpha} - 2 \cdot b_{v\alpha})}{2} \cdot (h - h_k) = 5.215\text{m}^2$$

Volum tverrbjelke: $V_{bjelke} := b_e \cdot h \cdot b_{t\alpha}$

Volum overlappet område: $V_{overlapp} := b_o \cdot A_{b1}$

Justert tyngdetetthet av betong for tverrbjelker:

$$\gamma_{red} := \frac{V_{bjelke} - V_{overlapp}}{V_{bjelke}} \cdot \gamma_b = 17.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Maksimum tetthet

Tyngdetetthet betong:	$\gamma_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Høyde av tverrbjelke:	$h := 1500\text{mm}$
Skjevhet ved opplegg:	$\alpha := 90\text{deg}$
Bredde landkarvegg:	$b_1 := 800\text{mm}$
Utstikk tverrbjelke bak landkarvegg:	$b_{ue} := 70\text{mm} + 400\text{mm}$
Bredder brutvernsnitt vinkelrett på senterlinje:	
- Topp:	$b_t := 8.2\text{m}$
- Vinger:	$b_v := 1.5\text{m}$

Breddene som er beregnet er tatt vinkelrett og parallelt med oppleggsaksene

Bredde brubane topp:	$b_{t\alpha} := \frac{b_t}{\sin(\alpha)} = 8.2\text{m}$
Bredde vinger:	$b_{v\alpha} := \frac{b_v}{\sin(\alpha)} = 1.5\text{m}$
Høyde ytterkant:	$h_k := 350\text{mm}$
Bredde overlappet område:	$b_o := \frac{b_1}{2} = 0.4\text{m}$
Bredde tverrbjelke:	$b_e := b_1 + b_{ue} = 1.27\text{m}$

Areal brutvernsnitt parallelt med oppleggsakse:

$$A_{b1} := b_{t\alpha} \cdot h_k + \frac{b_{t\alpha} + (b_{t\alpha} - 2 \cdot b_{v\alpha})}{2} \cdot (h - h_k) = 10.575\text{m}^2$$

Volum tverrbjelke:	$V_{bjelke} := b_e \cdot h \cdot b_{t\alpha}$
Volum overlappet område:	$V_{overlapp} := b_o \cdot A_{b1}$

Justert tyngdetetthet av betong for tverrbjelker:	$\gamma_{red} := \frac{V_{bjelke} - V_{overlapp}}{V_{bjelke}} \cdot \gamma_b = 18.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
---	---

Vedlegg J Manuelle kontroller

Mns: Momentbidrag forårsaket av eksentrisiteten til hvert elements aksialkraft
 Ma: Bøyemoment tatt ut fra Brigade og fordelt per elementlengde
 Mns+Ma: Totalt karakteristisk feltmoment

Feltene i hvitt er hentet fra en Brigaderapport, feltene i grått er lagt til for å finne de korrekte momentene for de manuelle kontrollene.

J.1 Brumodell 10m

Egenlast av bruplate og opplagerkrefter

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=10m,a=90deg
 Model ID: 43894367
 Last save at: 2017-02-28 09:39:12
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-02-28 09:39:18
 Time: 2017-02-28 12:01:47

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 1: Dead Weight, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 2: Dead Weight, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverrretn. [m]	Skallelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]	
253	5	0	0,35	-407,3	24,76	0,373	-0,152	12,69	5,08	17,77	
254	5	0,41	0,45	-309,9	65,15	0,373	-0,102	12,96	26,71	39,67	
255	5	0,82	0,54	-180	114,7	0,373	-0,057	4,21	47,03	51,23	
256	5	1,23	0,64	-8,311	176,4	0,373	-0,007	0,02	72,32	72,35	
257	5	1,64	0,7	116,5	223,9	0,373	0,023	1,10	91,80	92,90	
258	5	2,05	0,7	138,9	238	0,373	0,023	1,31	97,58	98,89	
259	5	2,46	0,7	117,3	236,2	0,373	0,023	1,11	96,84	97,95	
260	5	2,87	0,7	100,5	234,6	0,373	0,023	0,95	96,19	97,13	
261	5	3,28	0,7	88,39	233,4	0,373	0,023	0,83	95,69	96,53	
262	5	3,69	0,7	81,15	232,7	0,373	0,023	0,77	95,41	96,17	
263	5	4,1	0,7	78,73	232,4	0,373	0,023	0,74	95,28	96,03	
264	5	4,51	0,7	81,15	232,7	0,373	0,023	0,77	95,41	96,17	
265	5	4,92	0,7	88,39	233,4	0,373	0,023	0,83	95,69	96,53	
266	5	5,33	0,7	100,5	234,6	0,373	0,023	0,95	96,19	97,13	
267	5	5,74	0,7	117,3	236,2	0,373	0,023	1,11	96,84	97,95	
268	5	6,15	0,7	138,9	238	0,373	0,023	1,31	97,58	98,89	
269	5	6,56	0,7	116,5	223,9	0,373	0,023	1,10	91,80	92,90	
270	5	6,97	0,64	-8,311	176,4	0,373	-0,007	0,02	72,32	72,35	
271	5	7,38	0,54	-180	114,7	0,373	-0,057	4,21	47,03	51,23	
272	5	7,79	0,45	-309,9	65,15	0,373	-0,102	12,96	26,71	39,67	
273	5	8,2	0,35	-407,3	24,76	0,373	-0,152	12,69	5,08	17,77	
Sum krefter						1554,73			72,63	1544,58	1617,20

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=10m,a=90deg
 Model ID: 12676822
 Last save at: 2017-03-23 09:43:14
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-23 09:43:25
 Time: 2017-05-18 18:51:50

Result Set Name: Opplagerkrefter pga egenvekt

Case 1: Dead Weight, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz
591	-391,7
592	-391,7
893	-391,7
894	-391,7

Lastmodell 1

Aksellast fra kjøretøyer

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg

Model ID: 43894367

Last save at: 2017-02-28 09:39:12

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-02-28 09:39:18

Time: 2017-02-28 12:01:47

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 3: Load Model 1, Vehicle, Max, Membrane Force Ns (kN/m)

Case 4: Load Model 1, Vehicle, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]	
253	5	0	0,35	0	42,96	0,373	-0,152	0,00	8,8068	8,81	
254	5	0,41	0,45	0	106,1	0,373	-0,102	0,00	43,501	43,50	
255	5	0,82	0,54	0	182,7	0,373	-0,057	0,00	74,907	74,91	
256	5	1,23	0,64	21,76	276,7	0,373	-0,007	-0,06	113,447	113,38	
257	5	1,64	0,7	187,3	345,8	0,373	0,023	1,77	141,778	143,54	
258	5	2,05	0,7	204,8	361,6	0,373	0,023	1,93	148,256	150,19	
259	5	2,46	0,7	161,9	352,6	0,373	0,023	1,53	144,566	146,09	
260	5	2,87	0,7	131,4	343,9	0,373	0,023	1,24	140,999	142,24	
261	5	3,28	0,7	110	336,3	0,373	0,023	1,04	137,883	138,92	
262	5	3,69	0,7	96,19	327,7	0,373	0,023	0,91	134,357	135,26	
263	5	4,1	0,7	89,28	323,7	0,373	0,023	0,84	132,717	133,56	
264	5	4,51	0,7	96,19	327,7	0,373	0,023	0,91	134,357	135,26	
265	5	4,92	0,7	110	336,3	0,373	0,023	1,04	137,883	138,92	
266	5	5,33	0,7	131,4	343,9	0,373	0,023	1,24	140,999	142,24	
267	5	5,74	0,7	161,9	352,6	0,373	0,023	1,53	144,566	146,09	
268	5	6,15	0,7	204,8	361,6	0,373	0,023	1,93	148,256	150,19	
269	5	6,56	0,7	187,3	345,8	0,373	0,023	1,77	141,778	143,54	
270	5	6,97	0,64	21,76	276,7	0,373	-0,007	-0,06	113,447	113,38	
271	5	7,38	0,54	0	182,7	0,373	-0,057	0,00	74,907	74,91	
272	5	7,79	0,45	0	106,1	0,373	-0,102	0,00	43,501	43,50	
273	5	8,2	0,35	0	42,96	0,373	-0,152	0,00	8,8068	8,81	
Sum krefter					5676,42				17,53	2309,7186	2327,25

Jevnt fordelt last over hele bruflaten

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg

Model ID: 43894367

Last save at: 2017-02-28 09:39:12

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-02-28 09:39:18

Time: 2017-02-28 12:01:47

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 5: Load Model 1, Surface Load, Max, Membrane Force Ns (kN/m)

Case 6: Load Model 1, Surface Load, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]	
253	5	0	0,35	0,0159	3,897	0,373	-0,152	0,00	0,80	0,80	
254	5	0,41	0,45	0,01105	10,25	0,373	-0,102	0,00	4,20	4,20	
255	5	0,82	0,54	0,004904	18,04	0,373	-0,057	0,00	7,40	7,40	
256	5	1,23	0,64	0,9992	27,74	0,373	-0,007	0,00	11,37	11,37	
257	5	1,64	0,7	18,32	35,2	0,373	0,023	0,17	14,43	14,60	
258	5	2,05	0,7	21,83	37,42	0,373	0,023	0,21	15,34	15,55	
259	5	2,46	0,7	18,42	37,15	0,373	0,023	0,17	15,23	15,41	
260	5	2,87	0,7	15,77	36,92	0,373	0,023	0,15	15,14	15,29	
261	5	3,28	0,7	13,87	36,75	0,373	0,023	0,13	15,07	15,20	
262	5	3,69	0,7	12,73	36,64	0,373	0,023	0,12	15,02	15,14	
263	5	4,1	0,7	12,35	36,6	0,373	0,023	0,12	15,01	15,12	
264	5	4,51	0,7	12,73	36,64	0,373	0,023	0,12	15,02	15,14	
265	5	4,92	0,7	13,87	36,75	0,373	0,023	0,13	15,07	15,20	
266	5	5,33	0,7	15,77	36,92	0,373	0,023	0,15	15,14	15,29	
267	5	5,74	0,7	18,42	37,15	0,373	0,023	0,17	15,23	15,41	
268	5	6,15	0,7	21,83	37,42	0,373	0,023	0,21	15,34	15,55	
269	5	6,56	0,7	18,32	35,2	0,373	0,023	0,17	14,43	14,60	
270	5	6,97	0,64	0,9992	27,74	0,373	-0,007	0,00	11,37	11,37	
271	5	7,38	0,54	0,004904	18,04	0,373	-0,057	0,00	7,40	7,40	
272	5	7,79	0,45	0,01105	10,25	0,373	-0,102	0,00	4,20	4,20	
273	5	8,2	0,35	0,0159	3,897	0,373	-0,152	0,00	0,80	0,80	
Sum krefter					596,614				2,01	243,01	245,03

Ekstra jevnt fordelt last over kjorebane 1

 BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=10m,a=90deg
 Model ID: 43894367
 Last save at: 2017-02-28 09:39:12
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-02-28 09:39:18
 Time: 2017-02-28 12:01:47

Result Set Name: Manuelle kontrollor

 Case 7: Load Model 1, Lane Surface Load, Max, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 8: Load Model 1, Lane Surface Load, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]
253	5	0	0,35	0	2,215	0,373	-0,152	0,00	0,45	0,45
254	5	0,41	0,45	0	5,604	0,373	-0,102	0,00	2,30	2,30
255	5	0,82	0,54	0	9,674	0,373	-0,057	0,00	3,97	3,97
256	5	1,23	0,64	0,9333	14,58	0,373	-0,007	0,00	5,98	5,98
257	5	1,64	0,7	10,62	18,11	0,373	0,023	0,10	7,43	7,53
258	5	2,05	0,7	12,07	18,8	0,373	0,023	0,11	7,71	7,82
259	5	2,46	0,7	9,952	18,15	0,373	0,023	0,09	7,44	7,54
260	5	2,87	0,7	8,231	17,47	0,373	0,023	0,08	7,16	7,24
261	5	3,28	0,7	6,883	16,8	0,373	0,023	0,06	6,89	6,95
262	5	3,69	0,7	5,893	16,14	0,373	0,023	0,06	6,62	6,67
263	5	4,1	0,7	5,244	15,64	0,373	0,023	0,05	6,41	6,46
264	5	4,51	0,7	5,893	16,14	0,373	0,023	0,06	6,62	6,67
265	5	4,92	0,7	6,883	16,8	0,373	0,023	0,06	6,89	6,95
266	5	5,33	0,7	8,231	17,47	0,373	0,023	0,08	7,16	7,24
267	5	5,74	0,7	9,952	18,15	0,373	0,023	0,09	7,44	7,54
268	5	6,15	0,7	12,07	18,8	0,373	0,023	0,11	7,71	7,82
269	5	6,56	0,7	10,62	18,11	0,373	0,023	0,10	7,43	7,53
270	5	6,97	0,64	0,9333	14,58	0,373	-0,007	0,00	5,98	5,98
271	5	7,38	0,54	0	9,674	0,373	-0,057	0,00	3,97	3,97
272	5	7,79	0,45	0	5,604	0,373	-0,102	0,00	2,30	2,30
273	5	8,2	0,35	0	2,215	0,373	-0,152	0,00	0,45	0,45
Sum krefter					290,726			1,06	118,29	119,35

J.2 Brumodell 15m

Egenlast av bruplate og opplagerkrefter

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 18467685
 Last save at: 2017-03-13 08:07:52
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-13 07:55:35
 Time: 2017-03-13 08:45:12

Result Set Name: Manuelle kontrollor

Case 1: Dead Weight, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 2: Dead Weight, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]
379,00	7,50	0,00	0,35	-981,10	12,90	0,51	-0,26	53,11	2,64	55,76
380,00	7,50	0,41	0,51	-845,60	121,50	0,51	-0,18	63,82	49,82	113,63
381,00	7,50	0,82	0,68	-581,10	269,40	0,51	-0,10	23,61	110,45	134,06
382,00	7,50	1,23	0,84	-125,00	481,10	0,51	-0,02	0,98	197,25	198,23
383,00	7,50	1,64	0,95	254,20	658,80	0,51	0,04	3,74	270,11	273,85
384,00	7,50	2,05	0,95	362,20	717,60	0,51	0,04	5,33	294,22	299,55
385,00	7,50	2,46	0,95	340,80	716,30	0,51	0,04	5,02	293,68	298,70
386,00	7,50	2,87	0,95	324,00	715,10	0,51	0,04	4,77	293,19	297,96
387,00	7,50	3,28	0,95	311,80	714,20	0,51	0,04	4,59	292,82	297,41
388,00	7,50	3,69	0,95	304,40	713,70	0,51	0,04	4,48	292,62	297,10
389,00	7,50	4,10	0,95	301,90	713,50	0,51	0,04	4,45	292,54	296,98
390,00	7,50	4,51	0,95	304,40	713,70	0,51	0,04	4,48	292,62	297,10
391,00	7,50	4,92	0,95	311,80	714,20	0,51	0,04	4,59	292,82	297,41
392,00	7,50	5,33	0,95	324,00	715,10	0,51	0,04	4,77	293,19	297,96
393,00	7,50	5,74	0,95	340,80	716,30	0,51	0,04	5,02	293,68	298,70
394,00	7,50	6,15	0,95	362,20	717,60	0,51	0,04	5,33	294,22	299,55
395,00	7,50	6,56	0,95	254,20	658,80	0,51	0,04	3,74	270,11	273,85
396,00	7,50	6,97	0,84	-125,00	481,10	0,51	-0,02	0,98	197,25	198,23
397,00	7,50	7,38	0,68	-581,10	269,40	0,51	-0,10	23,61	110,45	134,06
398,00	7,50	7,79	0,51	-845,60	121,50	0,51	-0,18	63,82	49,82	113,63
399,00	7,50	8,20	0,35	-981,10	12,90	0,51	-0,26	53,11	2,64	55,76
Sum krefter					4491,43			343,37	4486,14	4829,50

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 36960708
 Last save at: 2017-05-15 09:23:56
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-05-15 09:24:08
 Time: 2017-05-18 18:56:45

Result Set Name: Opplagerkrefter pga egenvekt

Case 1: Dead Weight, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz
843	-737,5
844	-737,5
1145	-737,5
1146	-737,5

Lastmodell 1

Aksellast fra kjøretøyer

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 18467685
 Last save at: 2017-03-13 08:07:52
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-13 07:55:35
 Time: 2017-03-13 11:34:43

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 3: Load Model 1, Vehicle, Max, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 4: Load Model 1, Vehicle, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]
379,00	7,50	0,00	0,35	0,00	13,31	0,51	-0,26	0,00	2,73	2,73
380,00	7,50	0,41	0,51	0,00	100,90	0,51	-0,18	0,00	41,37	41,37
381,00	7,50	0,82	0,68	0,00	218,90	0,51	-0,10	0,00	89,75	89,75
382,00	7,50	1,23	0,84	0,00	383,10	0,51	-0,02	0,00	157,07	157,07
383,00	7,50	1,64	0,95	219,70	516,30	0,51	0,04	3,24	211,68	214,92
384,00	7,50	2,05	0,95	277,00	553,80	0,51	0,04	4,08	227,06	231,14
385,00	7,50	2,46	0,95	241,00	544,60	0,51	0,04	3,55	223,29	226,84
386,00	7,50	2,87	0,95	216,00	535,80	0,51	0,04	3,18	219,68	222,86
387,00	7,50	3,28	0,95	198,50	527,90	0,51	0,04	2,92	216,44	219,36
388,00	7,50	3,69	0,95	187,00	519,10	0,51	0,04	2,75	212,83	215,59
389,00	7,50	4,10	0,95	180,80	514,80	0,51	0,04	2,66	211,07	213,73
390,00	7,50	4,51	0,95	187,00	519,10	0,51	0,04	2,75	212,83	215,59
391,00	7,50	4,92	0,95	198,50	527,90	0,51	0,04	2,92	216,44	219,36
392,00	7,50	5,33	0,95	216,00	535,80	0,51	0,04	3,18	219,68	222,86
393,00	7,50	5,74	0,95	241,00	544,60	0,51	0,04	3,55	223,29	226,84
394,00	7,50	6,15	0,95	277,00	553,80	0,51	0,04	4,08	227,06	231,14
395,00	7,50	6,56	0,95	219,70	516,30	0,51	0,04	3,24	211,68	214,92
396,00	7,50	6,97	0,84	0,00	383,10	0,51	-0,02	0,00	157,07	157,07
397,00	7,50	7,38	0,68	0,00	218,90	0,51	-0,10	0,00	89,75	89,75
398,00	7,50	7,79	0,51	0,00	100,90	0,51	-0,18	0,00	41,37	41,37
399,00	7,50	8,20	0,35	0,00	13,31	0,51	-0,26	0,00	2,73	2,73
Sum krefter					3420,31			42,11	3414,85	3456,96

Jevnt fordelt last over hele bruplaten

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 18467685
 Last save at: 2017-03-13 08:07:52
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-13 07:55:35
 Time: 2017-03-13 11:42:46

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 5: Load Model 1, Surface Load, Max, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 6: Load Model 1, Surface Load, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skallelelement tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]
379,00	7,50	0,00	0,35	0,01	1,54	0,51	-0,26	0,00	0,32	0,32
380,00	7,50	0,41	0,51	0,01	14,42	0,51	-0,18	0,00	5,91	5,91
381,00	7,50	0,82	0,68	0,00	31,97	0,51	-0,10	0,00	13,11	13,11
382,00	7,50	1,23	0,84	0,02	57,10	0,51	-0,02	0,00	23,41	23,41
383,00	7,50	1,64	0,95	30,17	78,18	0,51	0,04	0,44	32,05	32,50
384,00	7,50	2,05	0,95	42,99	85,16	0,51	0,04	0,63	34,92	35,55
385,00	7,50	2,46	0,95	40,44	85,00	0,51	0,04	0,60	34,85	35,45
386,00	7,50	2,87	0,95	38,44	84,86	0,51	0,04	0,57	34,79	35,36
387,00	7,50	3,28	0,95	36,99	84,76	0,51	0,04	0,54	34,75	35,30
388,00	7,50	3,69	0,95	36,11	84,70	0,51	0,04	0,53	34,73	35,26
389,00	7,50	4,10	0,95	35,82	84,68	0,51	0,04	0,53	34,72	35,25
390,00	7,50	4,51	0,95	36,11	84,70	0,51	0,04	0,53	34,73	35,26
391,00	7,50	4,92	0,95	36,99	84,76	0,51	0,04	0,54	34,75	35,30
392,00	7,50	5,33	0,95	38,44	84,86	0,51	0,04	0,57	34,79	35,36
393,00	7,50	5,74	0,95	40,44	85,00	0,51	0,04	0,60	34,85	35,45
394,00	7,50	6,15	0,95	42,99	85,16	0,51	0,04	0,63	34,92	35,55
395,00	7,50	6,56	0,95	30,17	78,18	0,51	0,04	0,44	32,05	32,50
396,00	7,50	6,97	0,84	0,02	57,10	0,51	-0,02	0,00	23,41	23,41
397,00	7,50	7,38	0,68	0,00	31,97	0,51	-0,10	0,00	13,11	13,11
398,00	7,50	7,79	0,51	0,01	14,42	0,51	-0,18	0,00	5,91	5,91
399,00	7,50	8,20	0,35	0,01	1,54	0,51	-0,26	0,00	0,32	0,32
Sum krefter					533,03			7,16	532,39	539,55

Vedlegg J Manuelle kontroller

Ekstra jevnt fordelt last over kjørebane 1

BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 18467685
 Last save at: 2017-03-13 08:07:52
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-13 07:55:35
 Time: 2017-03-13 11:42:46

Result Set Name: Manuelle kontroller

Case 7: Load Model 1, Lane Surface Load, Max, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 8: Load Model 1, Lane Surface Load, Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

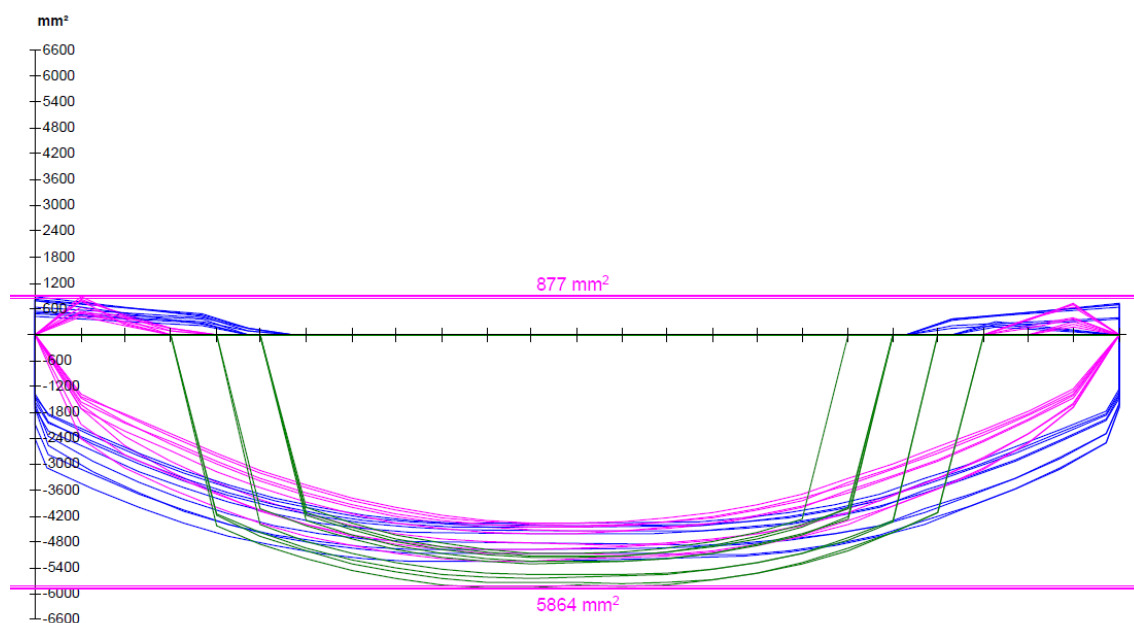
Node	Posisjon lengderetn. [m]	Posisjon i tverretn. [m]	Skalleleleme nt tykkelse [m]	Ns [kN/m]	Ma [kNm/m]	Tyngdepunkt uk [m]	Eksentrisitet [m]	Mns [kNm/m]	Ma [kNm/m]	Mns+Ma [kNm]
379,00	7,50	0,00	0,35	0,00	0,83	0,51	-0,26	0,00	0,17	0,17
380,00	7,50	0,41	0,51	0,00	7,03	0,51	-0,18	0,00	2,88	2,88
381,00	7,50	0,82	0,68	0,00	15,37	0,51	-0,10	0,00	6,30	6,30
382,00	7,50	1,23	0,84	0,00	27,08	0,51	-0,02	0,00	11,10	11,10
383,00	7,50	1,64	0,95	15,63	36,60	0,51	0,04	0,23	15,01	15,24
384,00	7,50	2,05	0,95	21,16	39,32	0,51	0,04	0,31	16,12	16,43
385,00	7,50	2,46	0,95	19,46	38,66	0,51	0,04	0,29	15,85	16,14
386,00	7,50	2,87	0,95	18,02	37,96	0,51	0,04	0,27	15,56	15,83
387,00	7,50	3,28	0,95	16,83	37,27	0,51	0,04	0,25	15,28	15,53
388,00	7,50	3,69	0,95	15,89	36,58	0,51	0,04	0,23	15,00	15,23
389,00	7,50	4,10	0,95	15,20	35,97	0,51	0,04	0,22	14,75	14,97
390,00	7,50	4,51	0,95	15,89	36,58	0,51	0,04	0,23	15,00	15,23
391,00	7,50	4,92	0,95	16,83	37,27	0,51	0,04	0,25	15,28	15,53
392,00	7,50	5,33	0,95	18,02	37,96	0,51	0,04	0,27	15,56	15,83
393,00	7,50	5,74	0,95	19,46	38,66	0,51	0,04	0,29	15,85	16,14
394,00	7,50	6,15	0,95	21,16	39,32	0,51	0,04	0,31	16,12	16,43
395,00	7,50	6,56	0,95	15,63	36,60	0,51	0,04	0,23	15,01	15,24
396,00	7,50	6,97	0,84	0,00	27,08	0,51	-0,02	0,00	11,10	11,10
397,00	7,50	7,38	0,68	0,00	15,37	0,51	-0,10	0,00	6,30	6,30
398,00	7,50	7,79	0,51	0,00	7,03	0,51	-0,18	0,00	2,88	2,88
399,00	7,50	8,20	0,35	0,00	0,83	0,51	-0,26	0,00	0,17	0,17
Sum krefter					241,64			3,38	241,30	244,68

Vedlegg K Dimensjonerende armeringsbehov

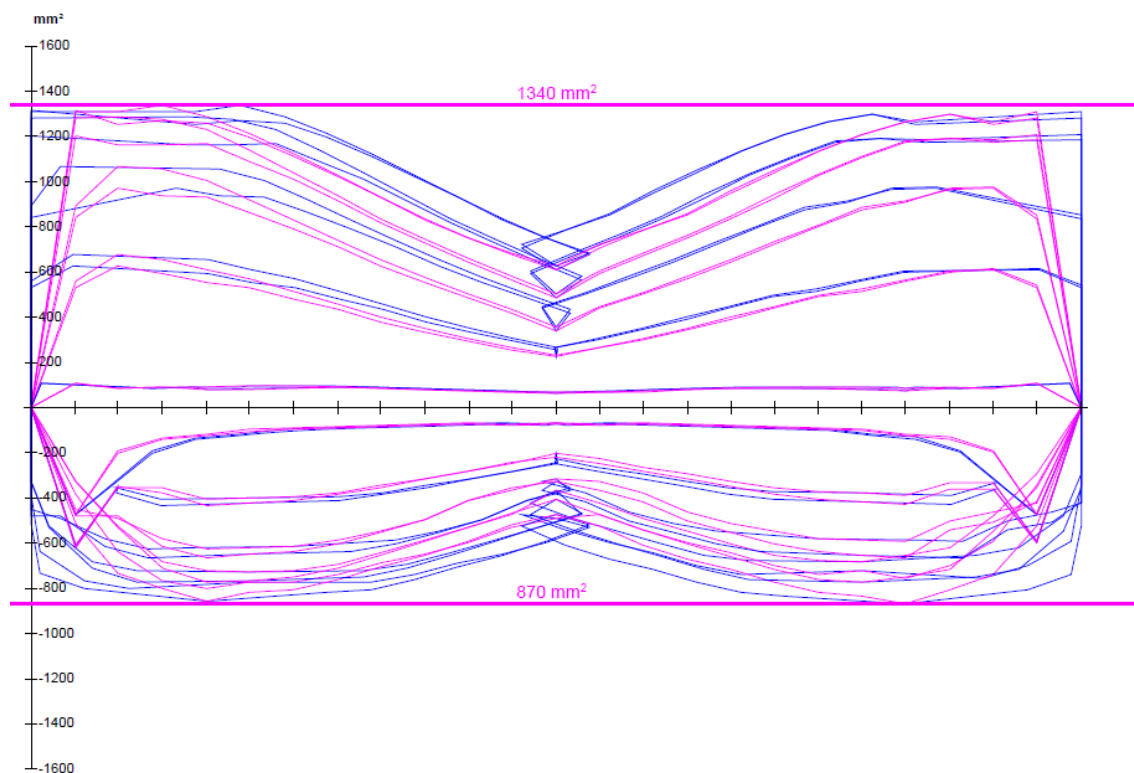
K.1 Brumodell 10m

$\alpha = 90^\circ$

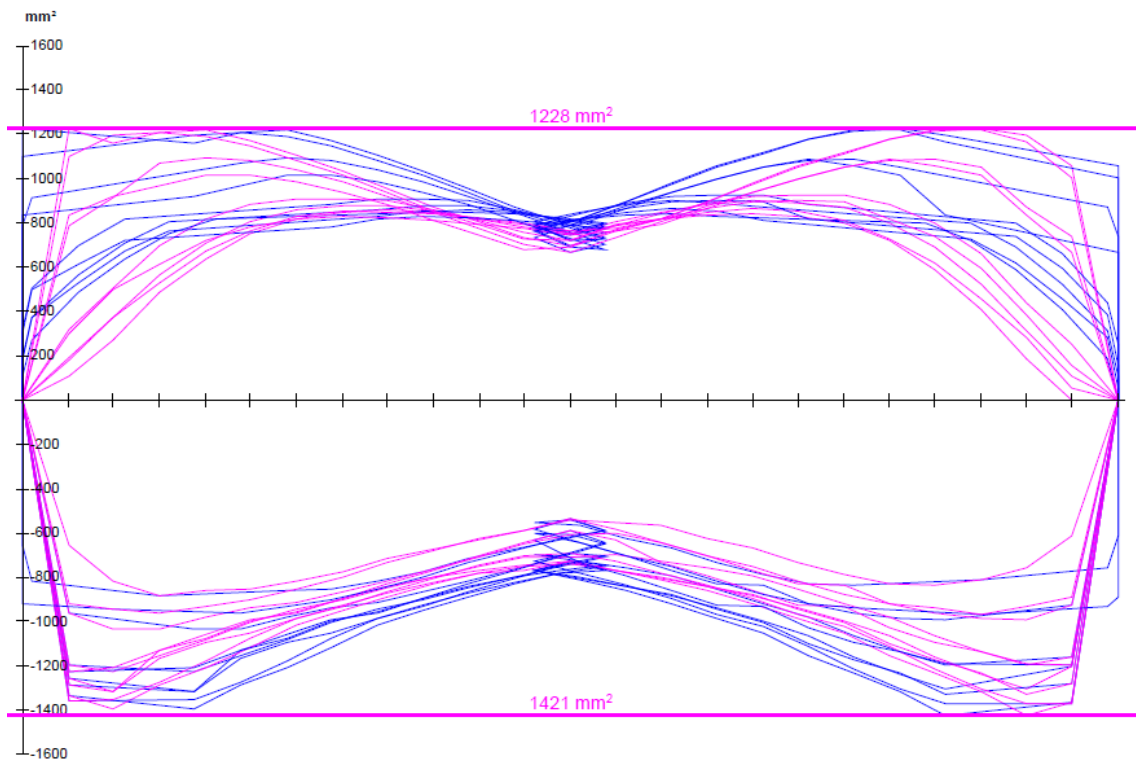
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

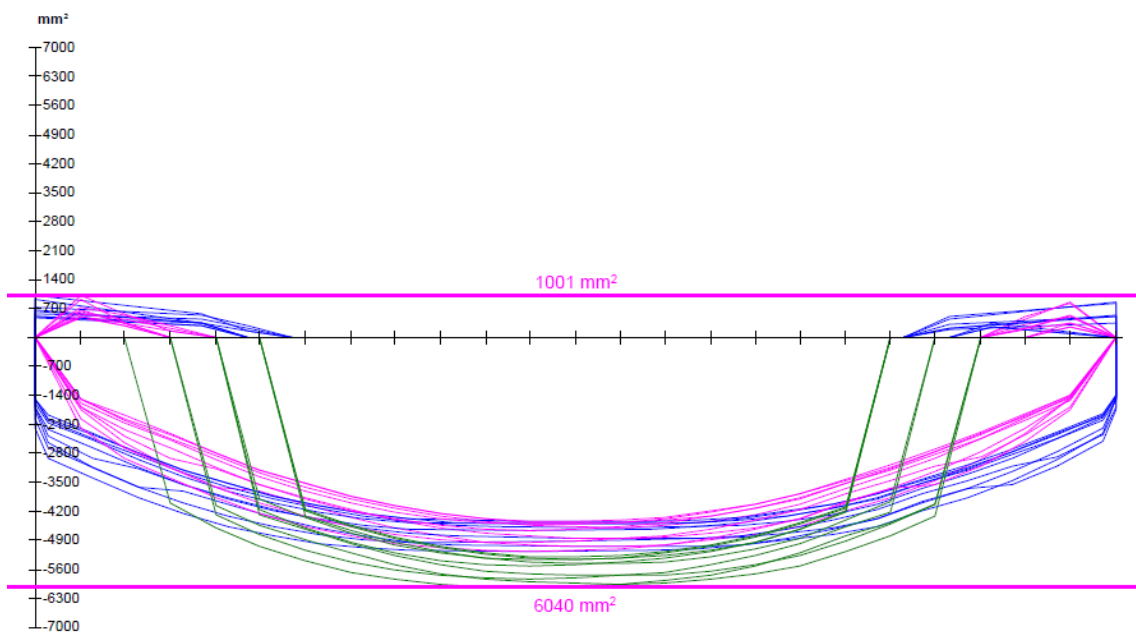


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

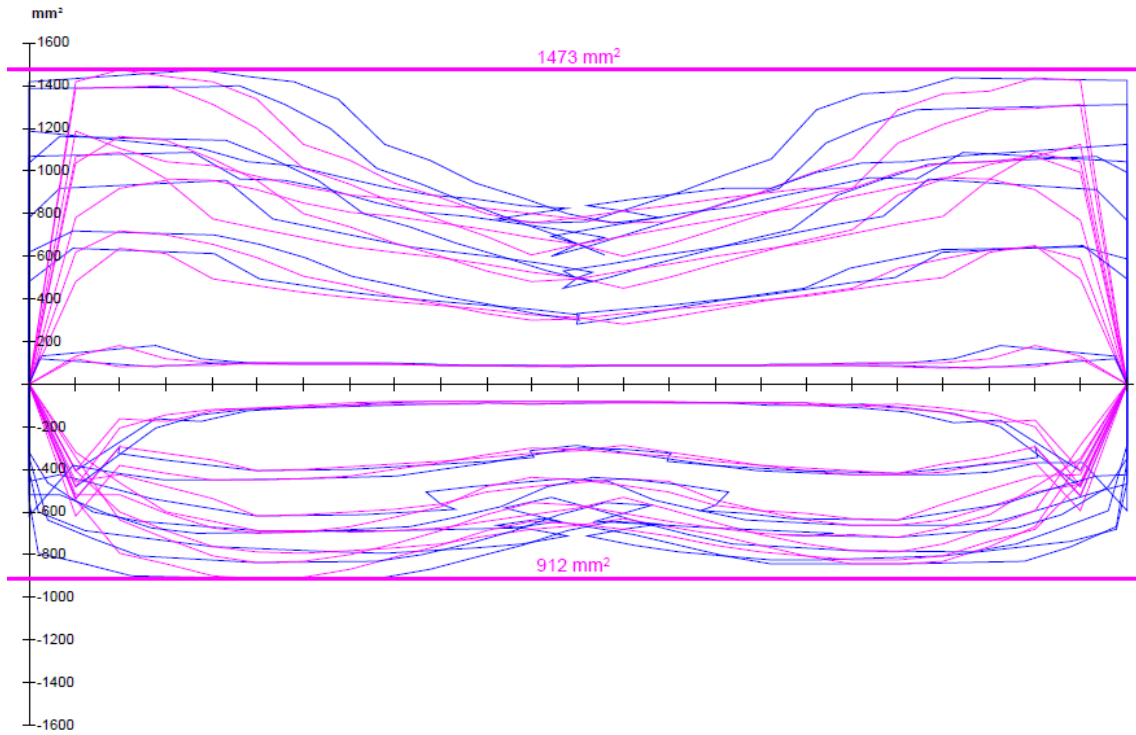


$\alpha = 85^\circ$

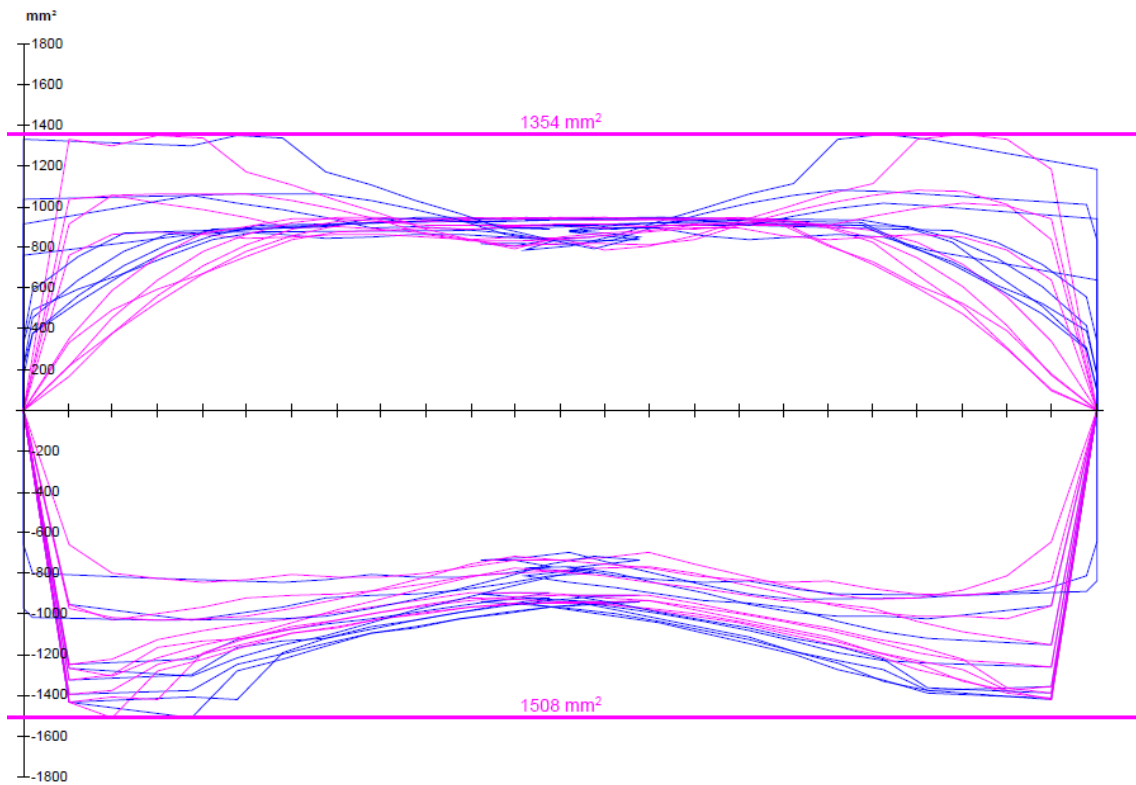
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

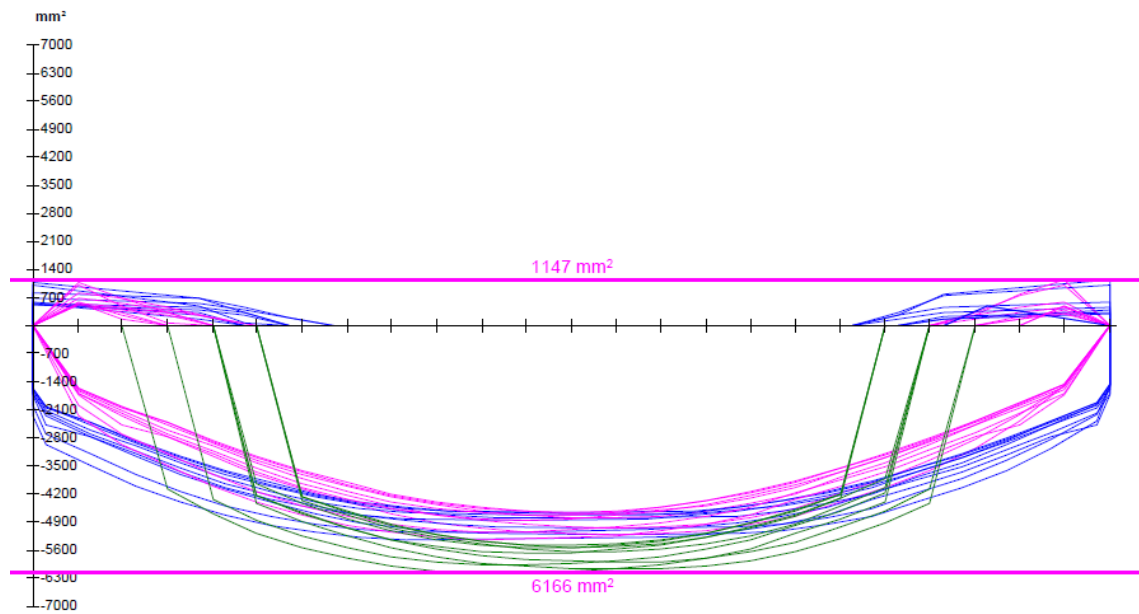


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

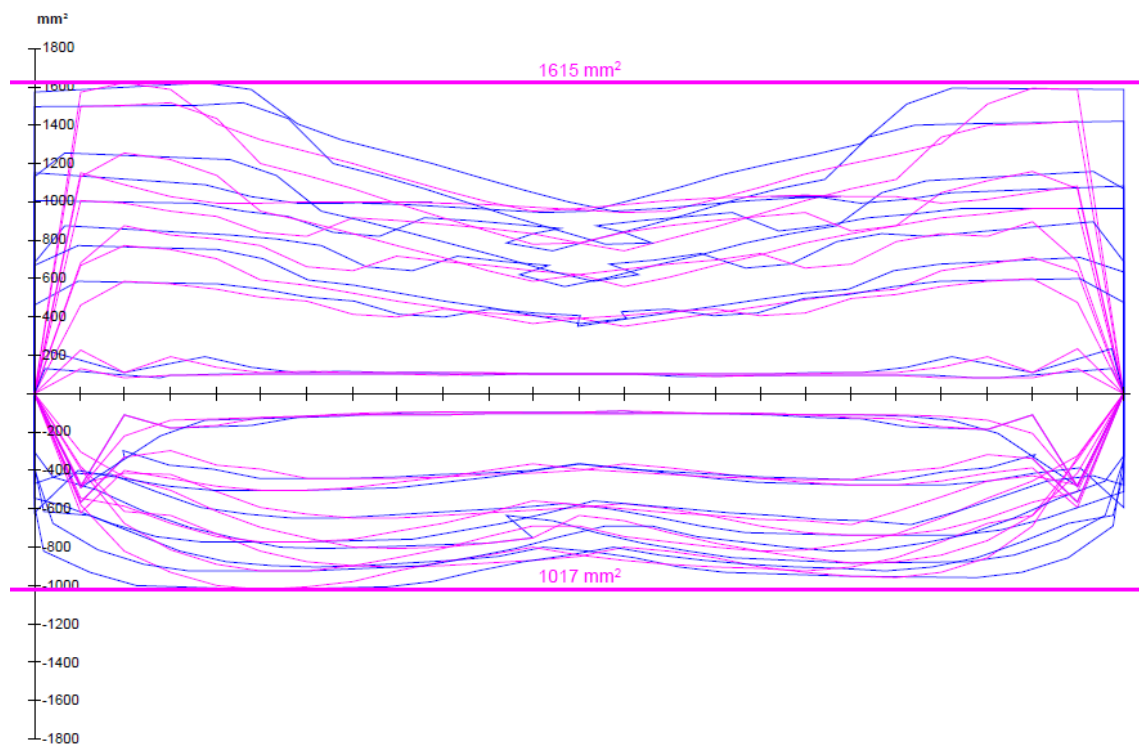


$\alpha = 80^\circ$

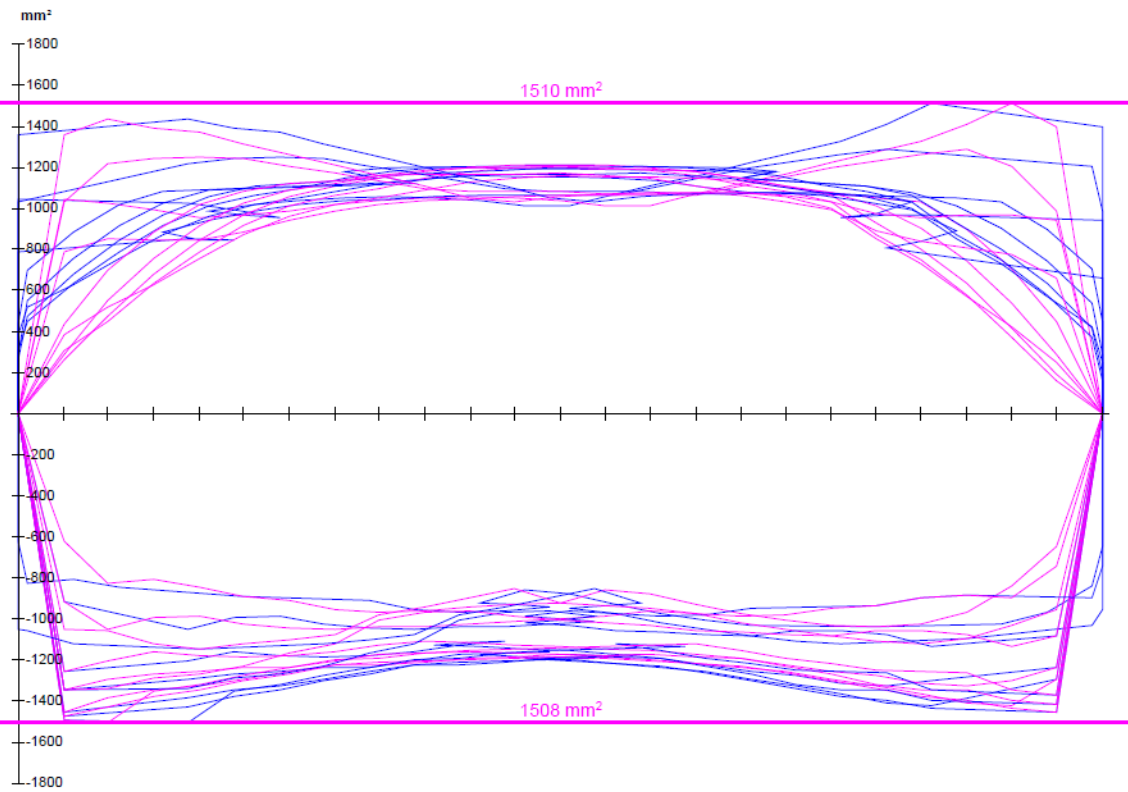
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

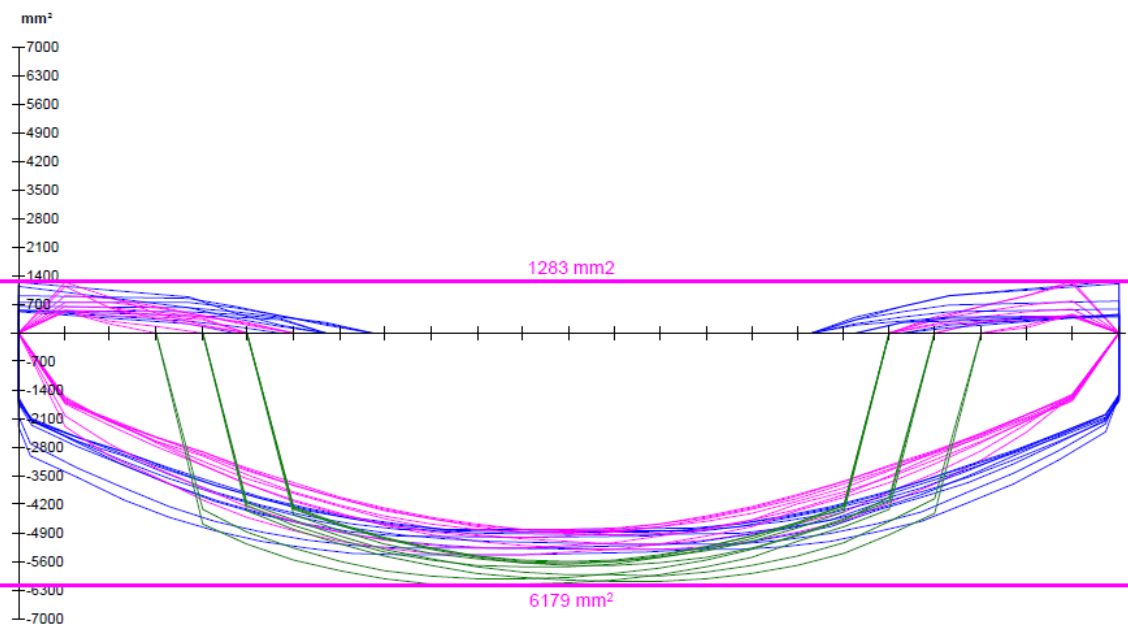


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

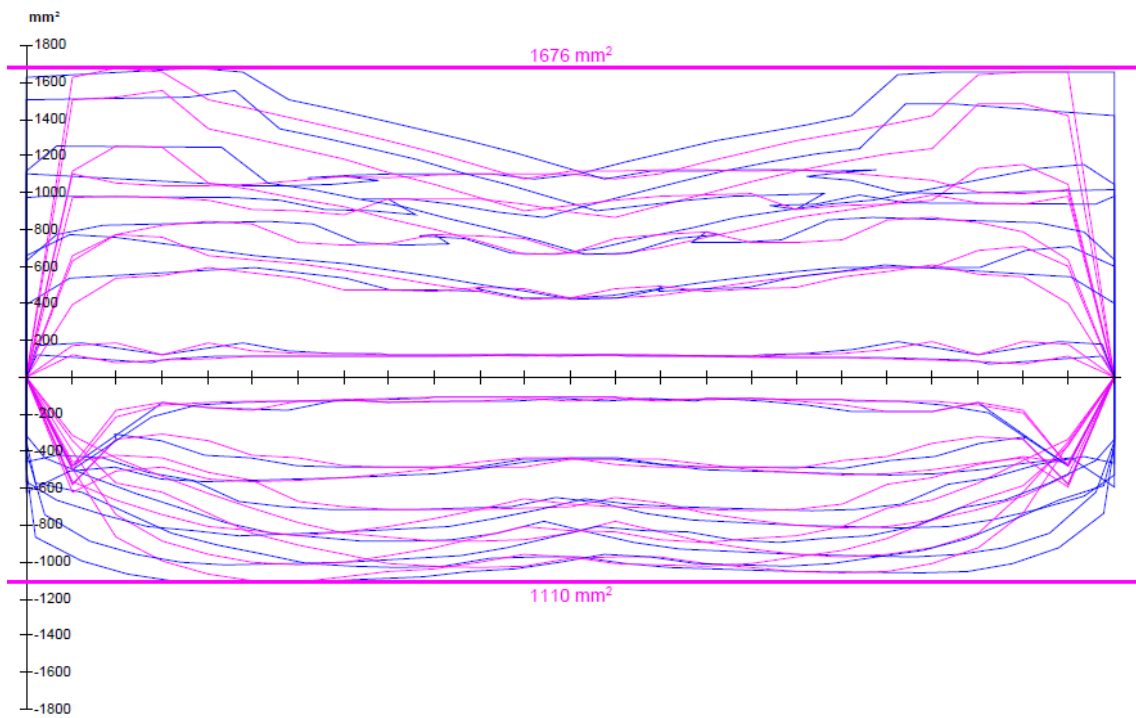


$\alpha = 75^\circ$

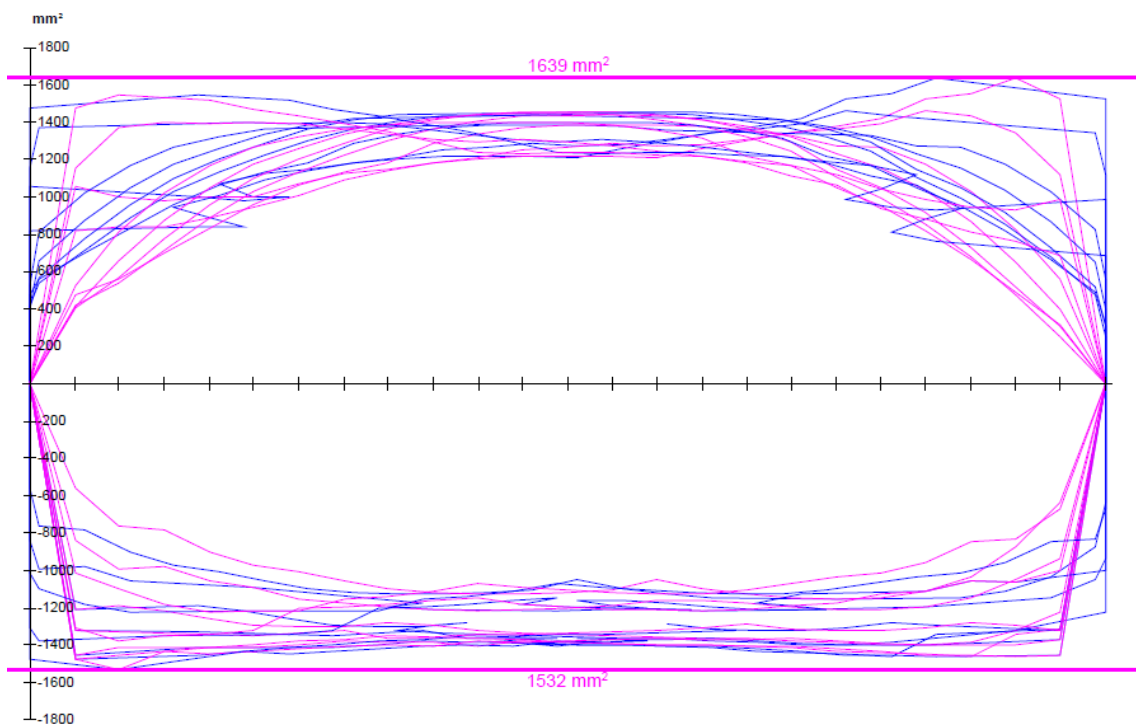
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

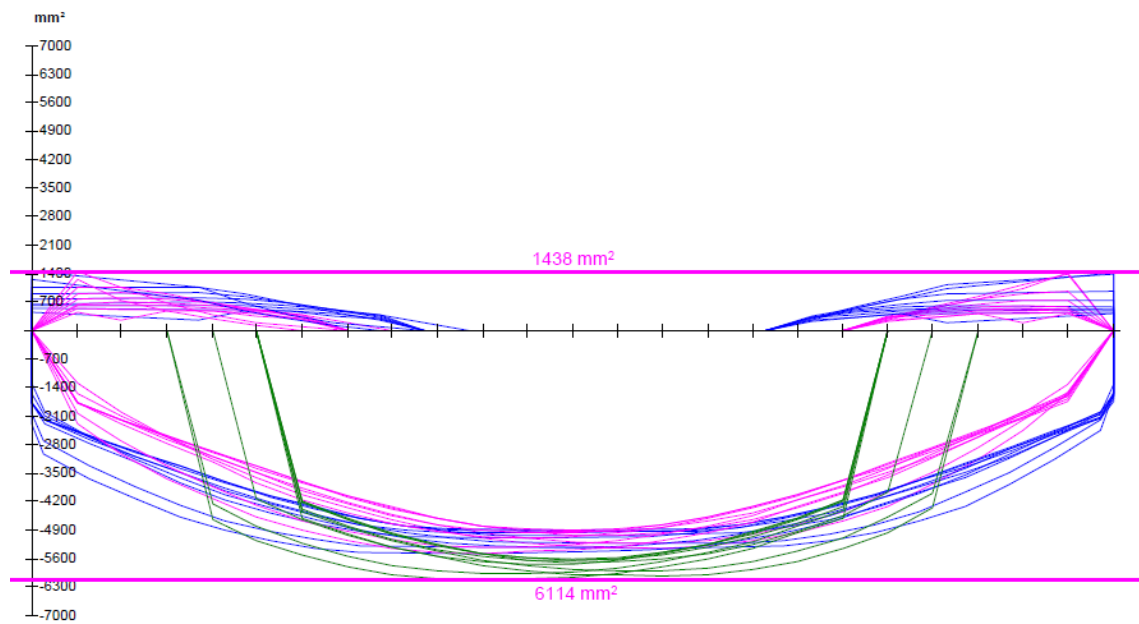


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

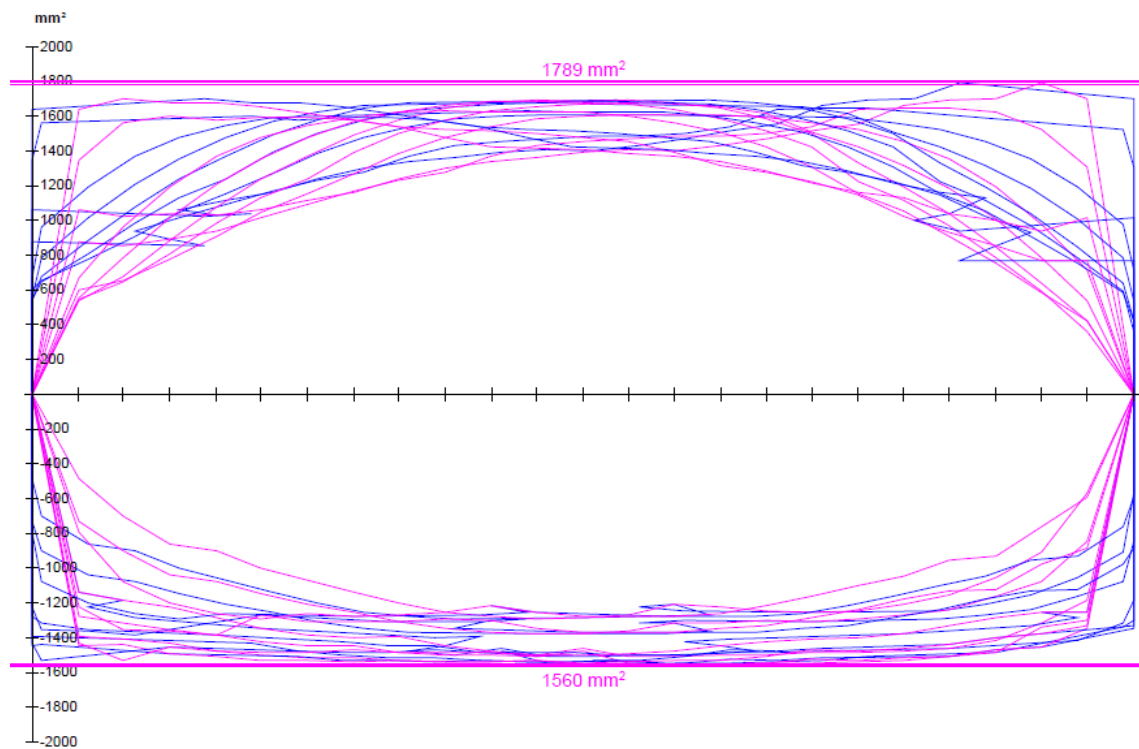


$\alpha = 70^\circ$

Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



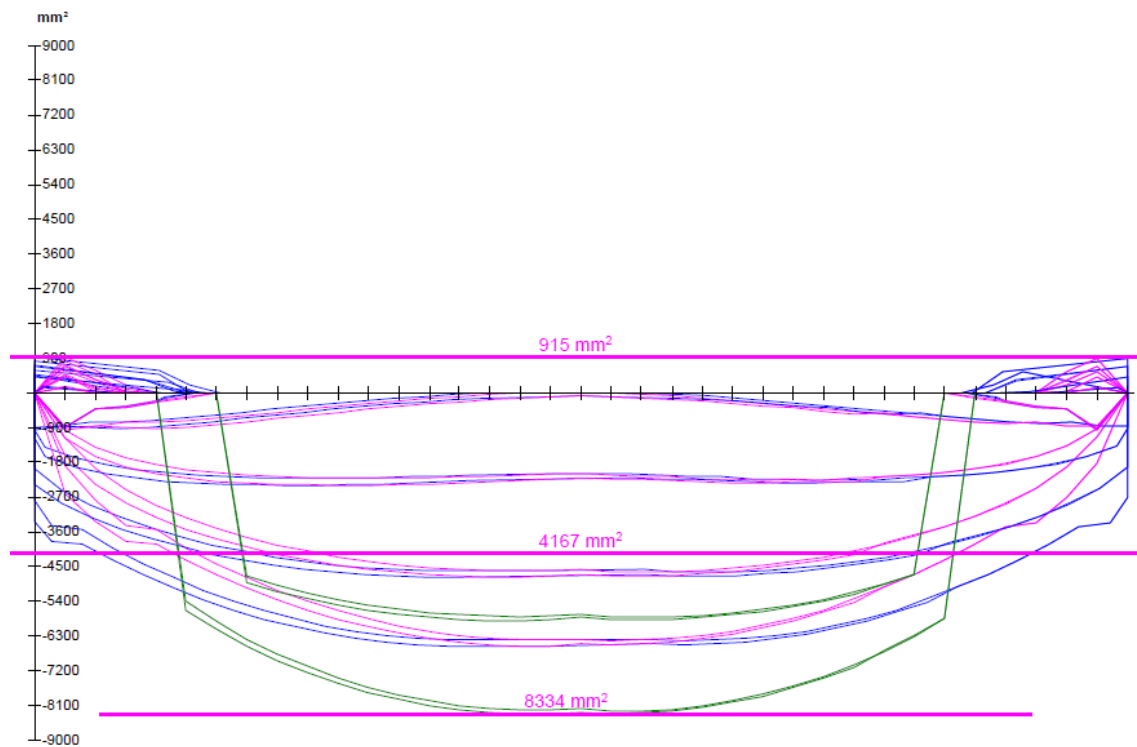
Tverrarmering, overkant og underkant (resultatlinjer i trau)



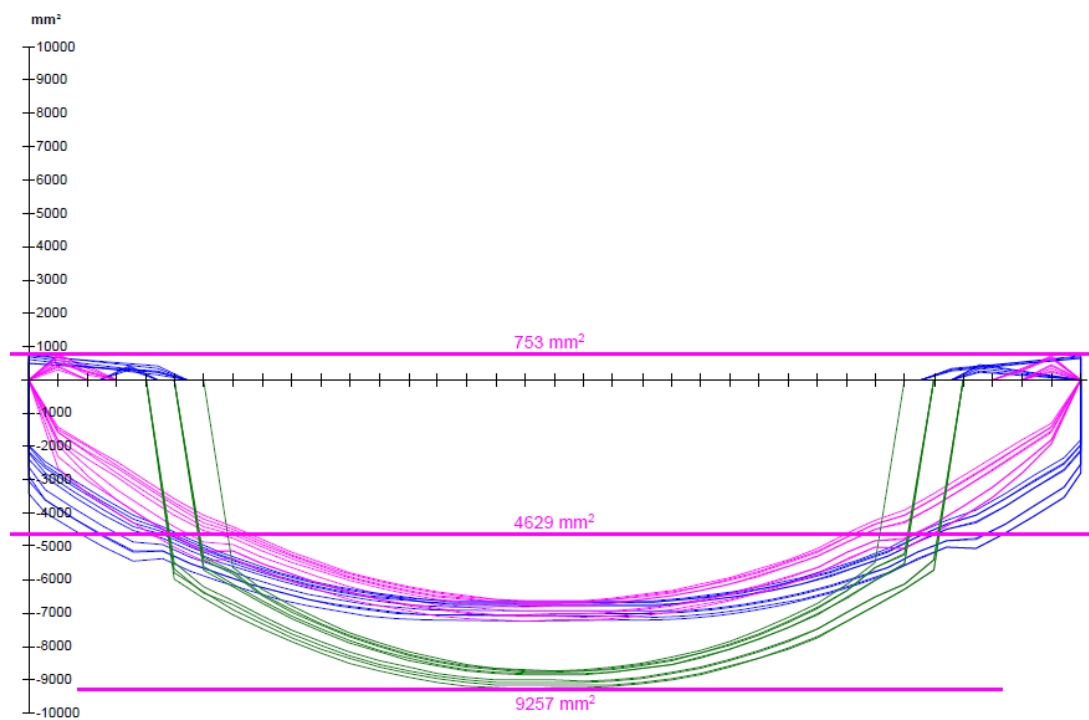
K.2 Brumodell 15m

$\alpha = 90^\circ$

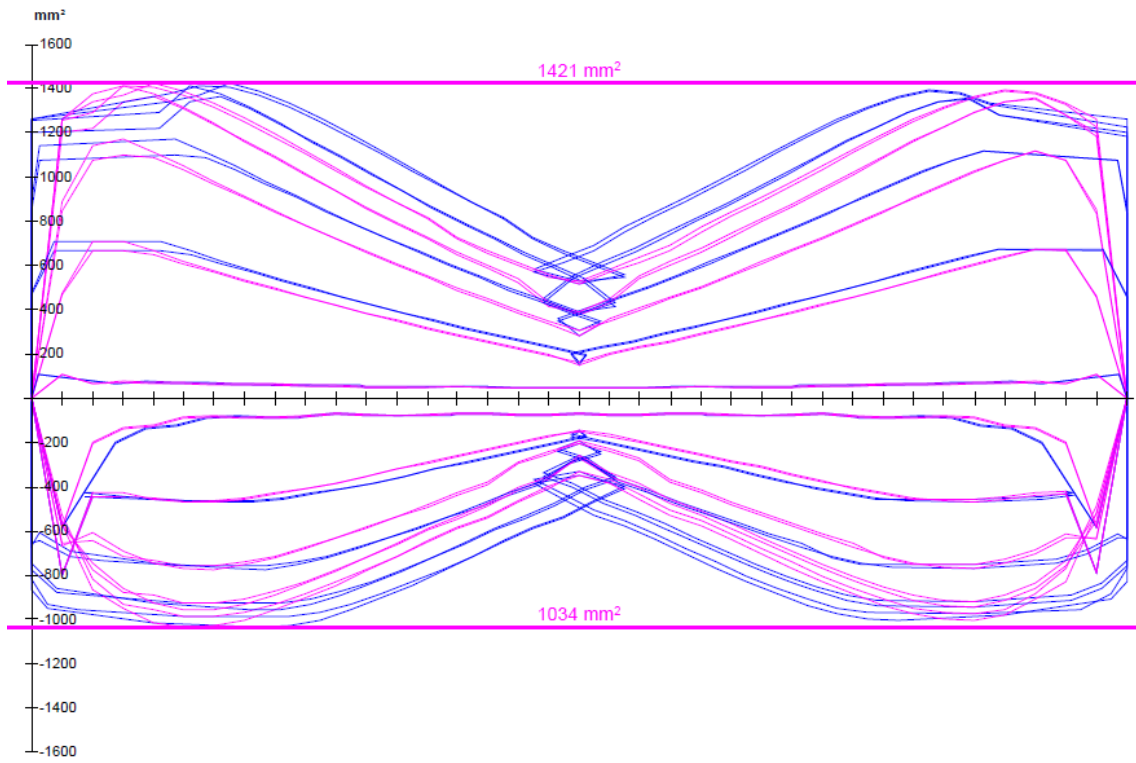
Lengdearmering, overkant (resultatlinjer i vinger)



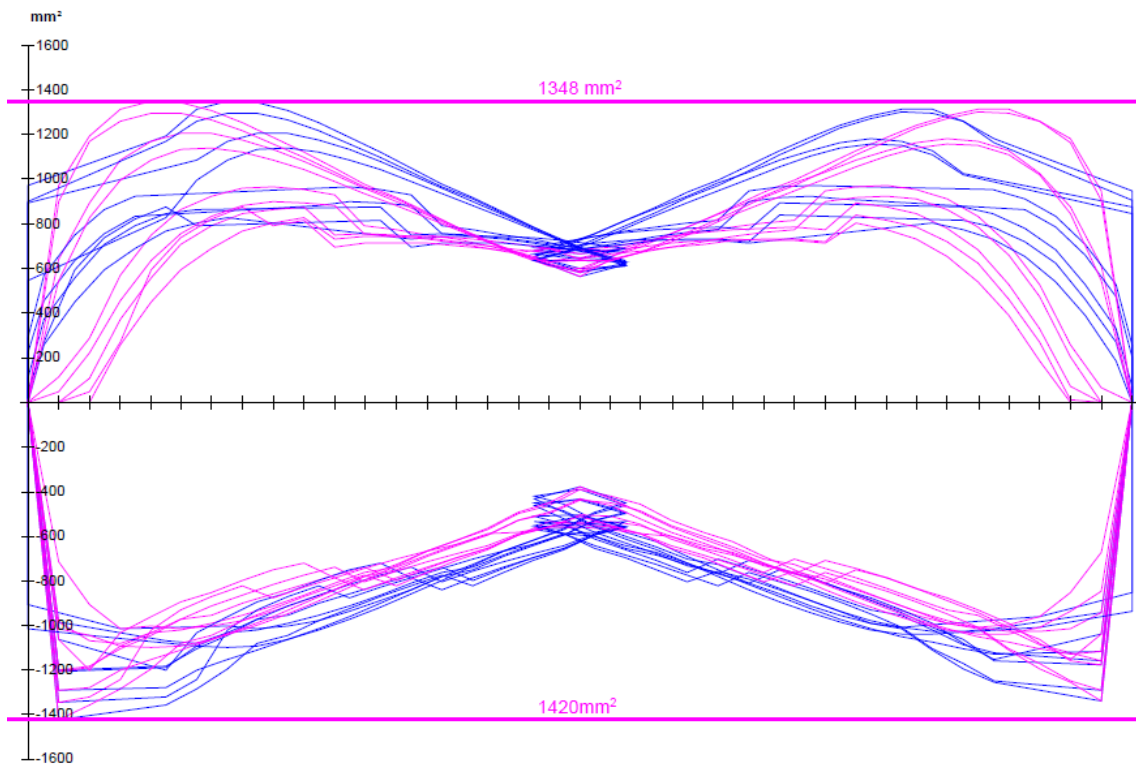
Lengdearmering, underkant (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

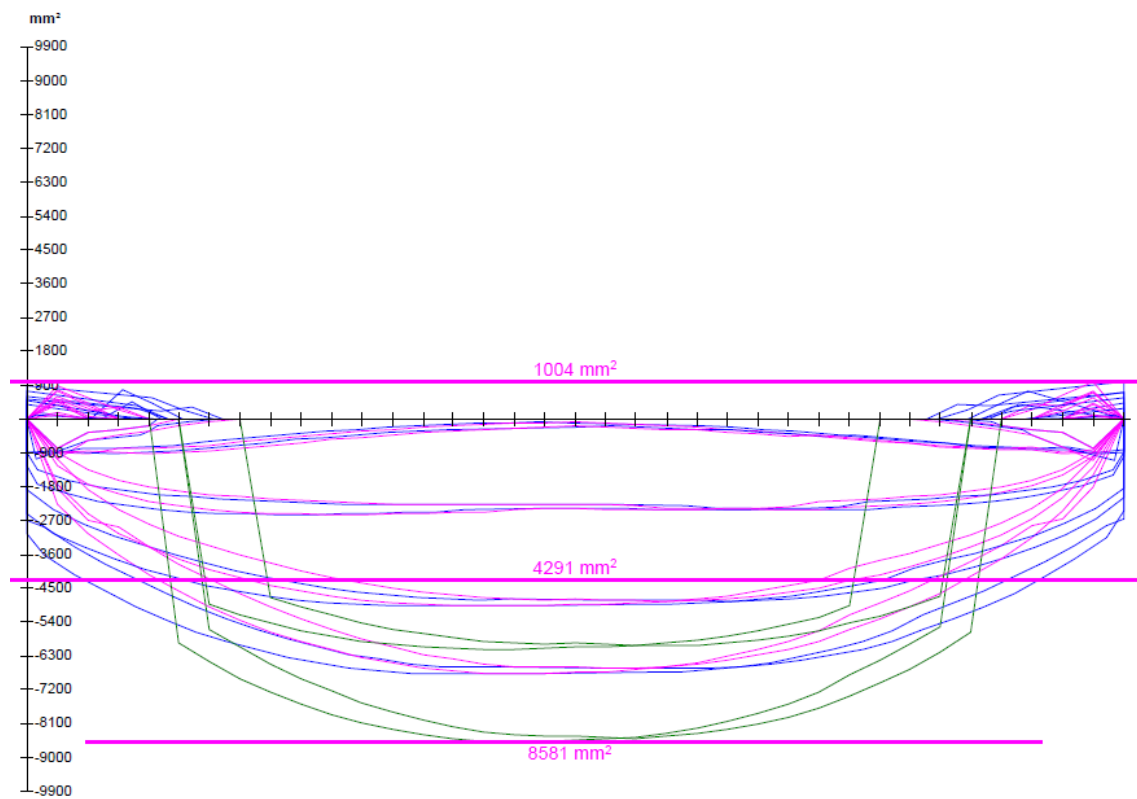


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

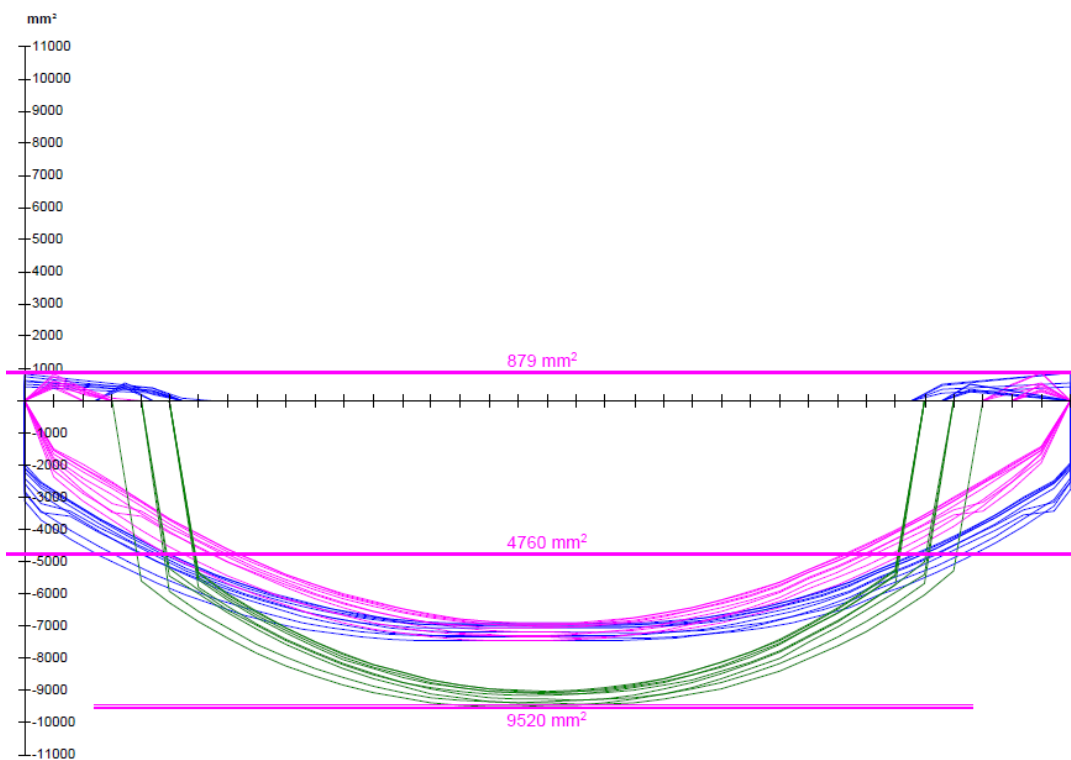


$\alpha = 85^\circ$

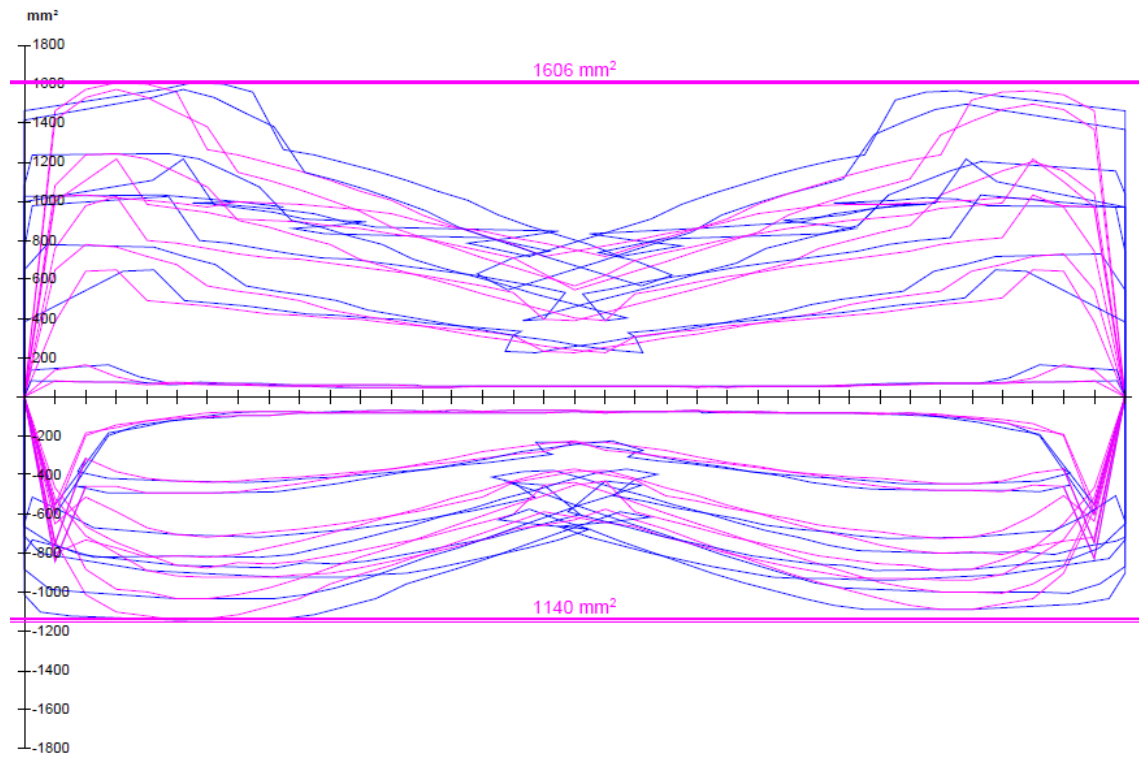
Lengdearmering, overkant (resultatlinjer i vinger)



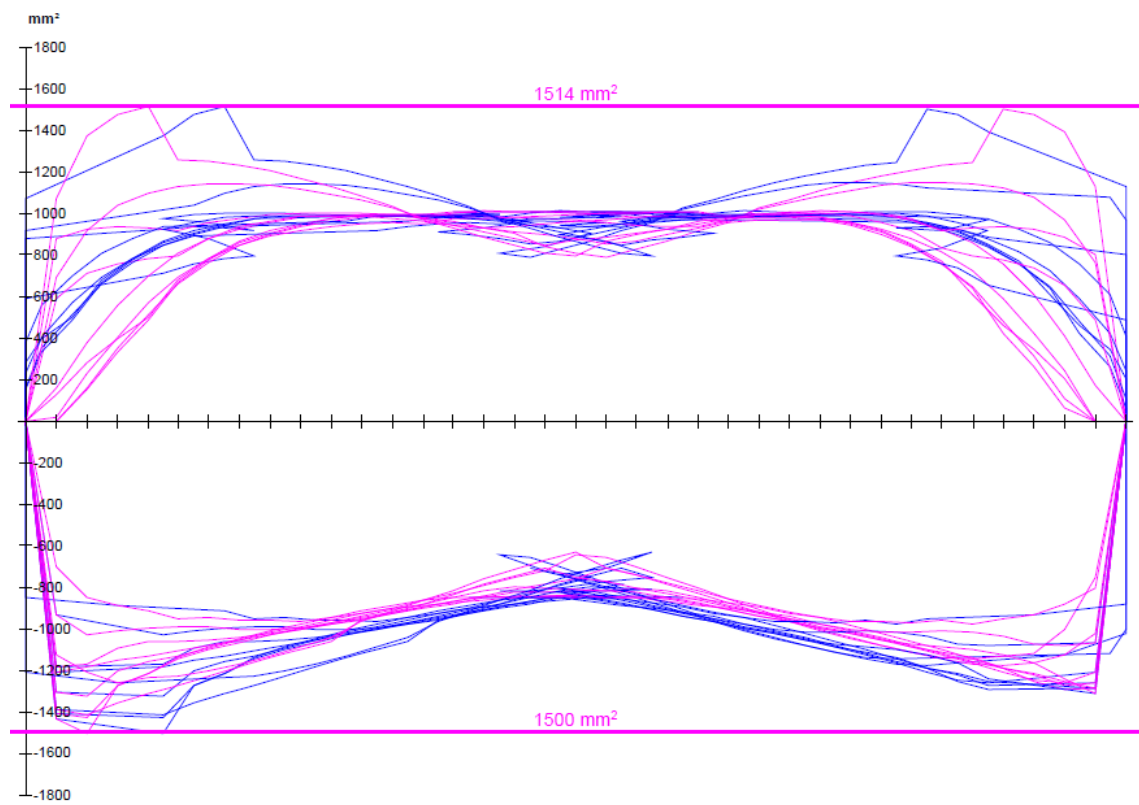
Lengdearmering, underkant (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

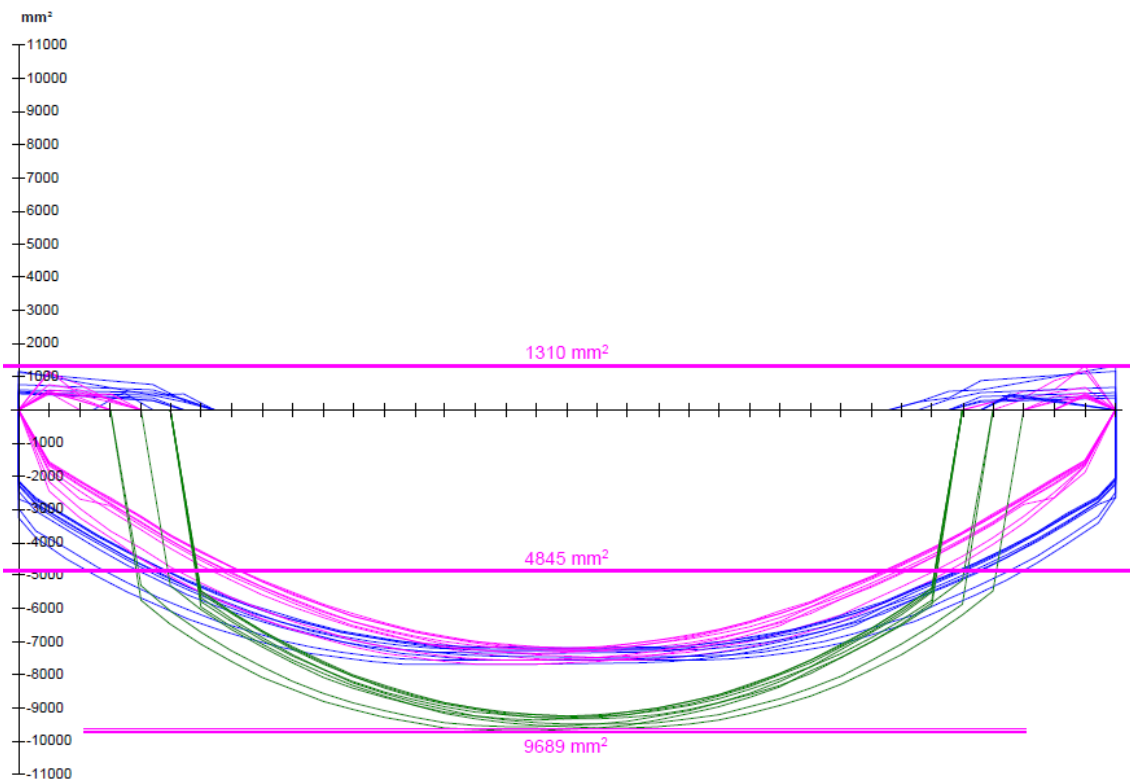


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i traue)

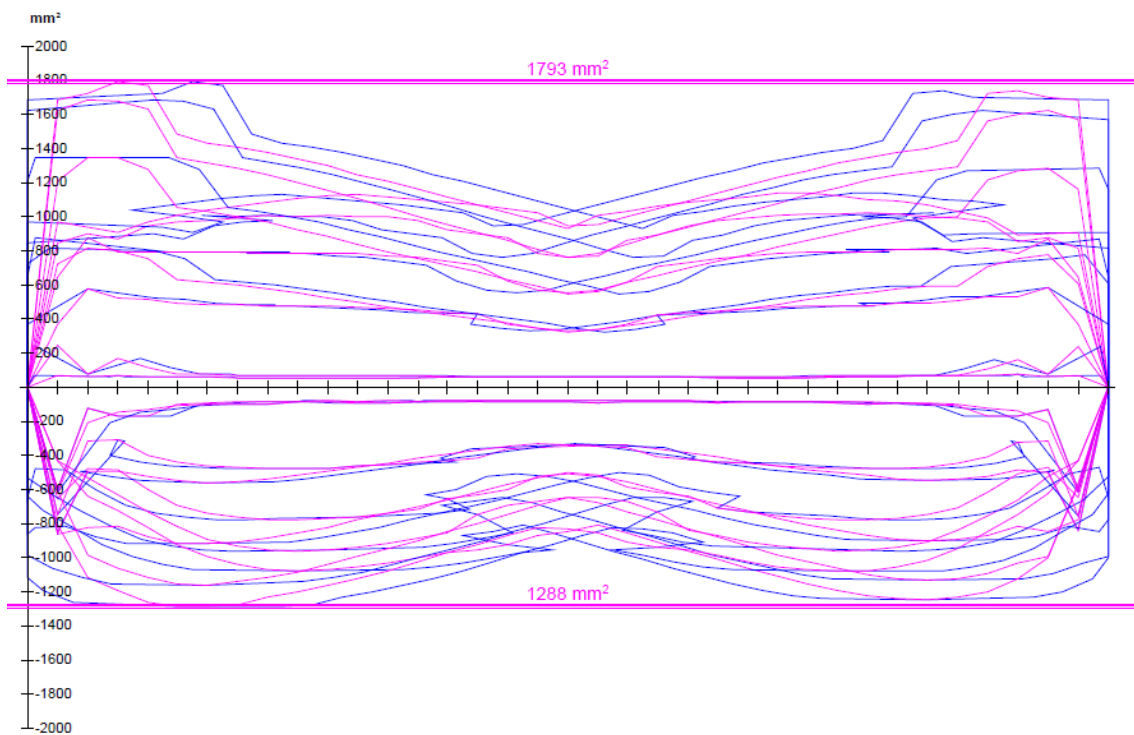


$\alpha = 80^\circ$

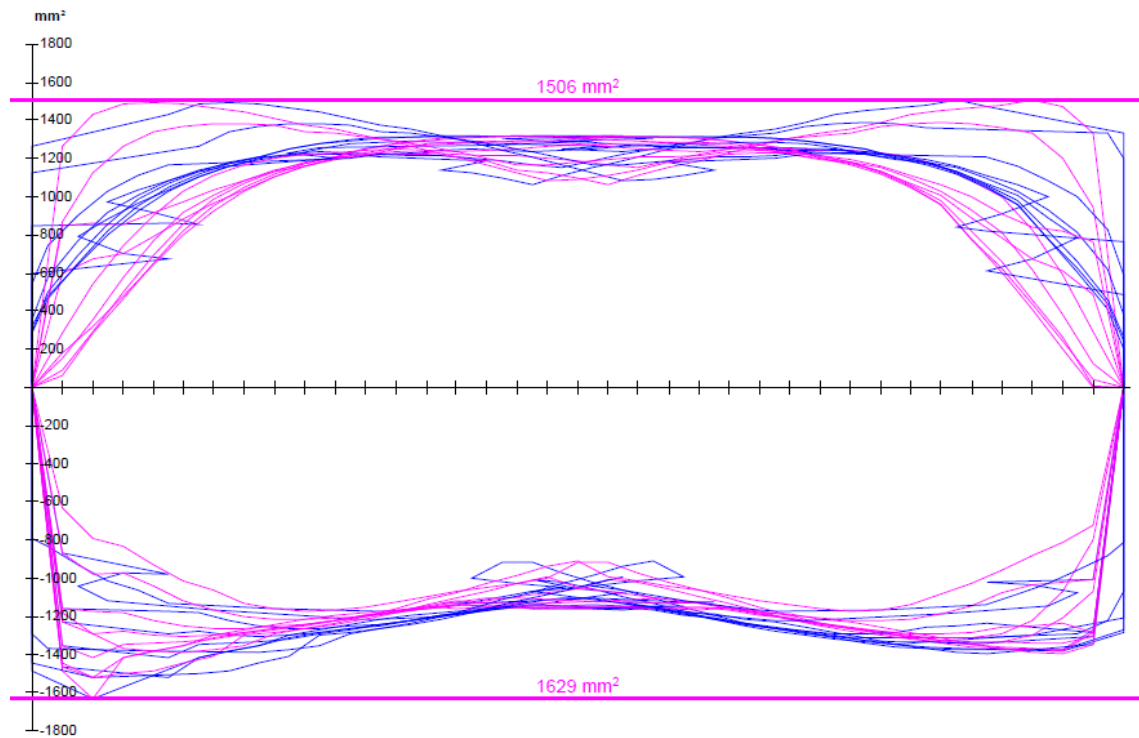
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

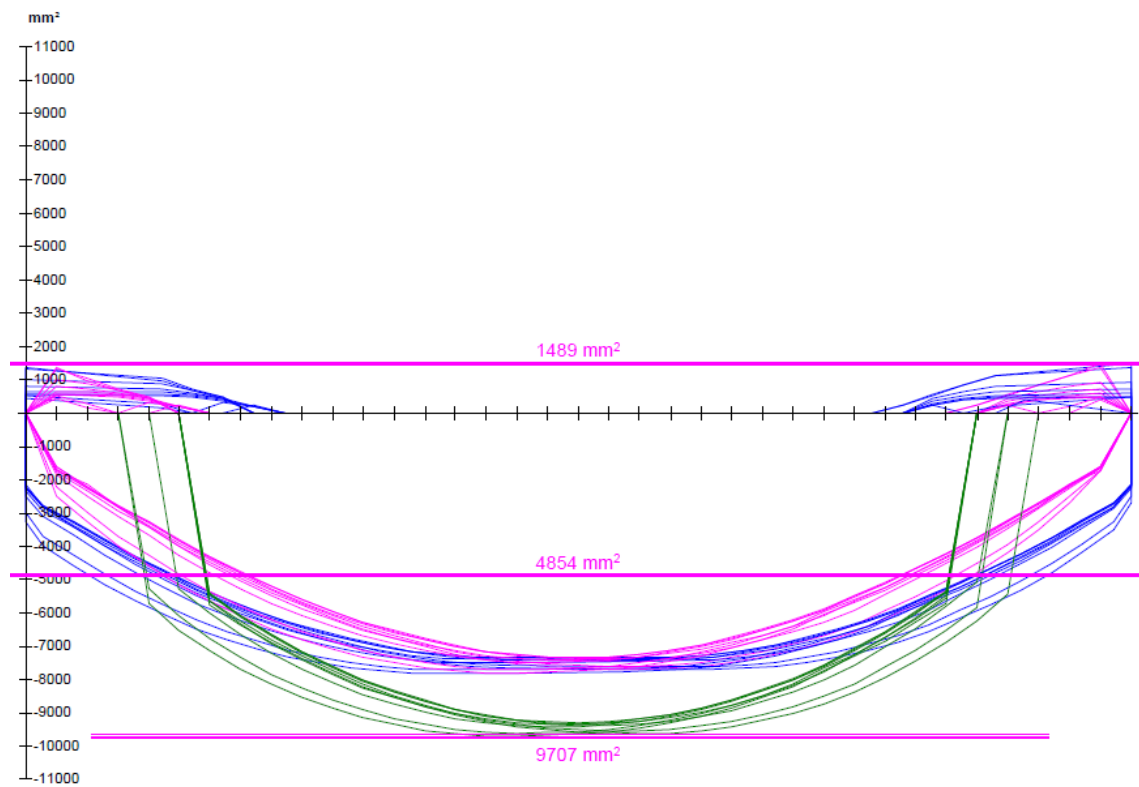


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

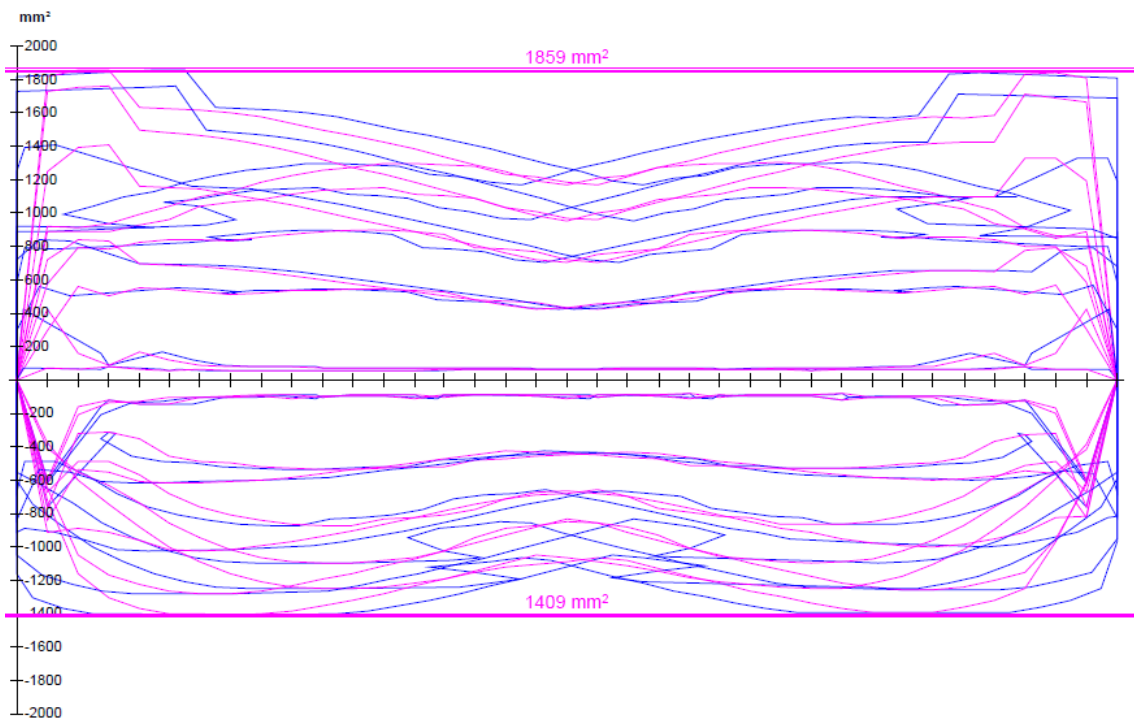


$\alpha = 75^\circ$

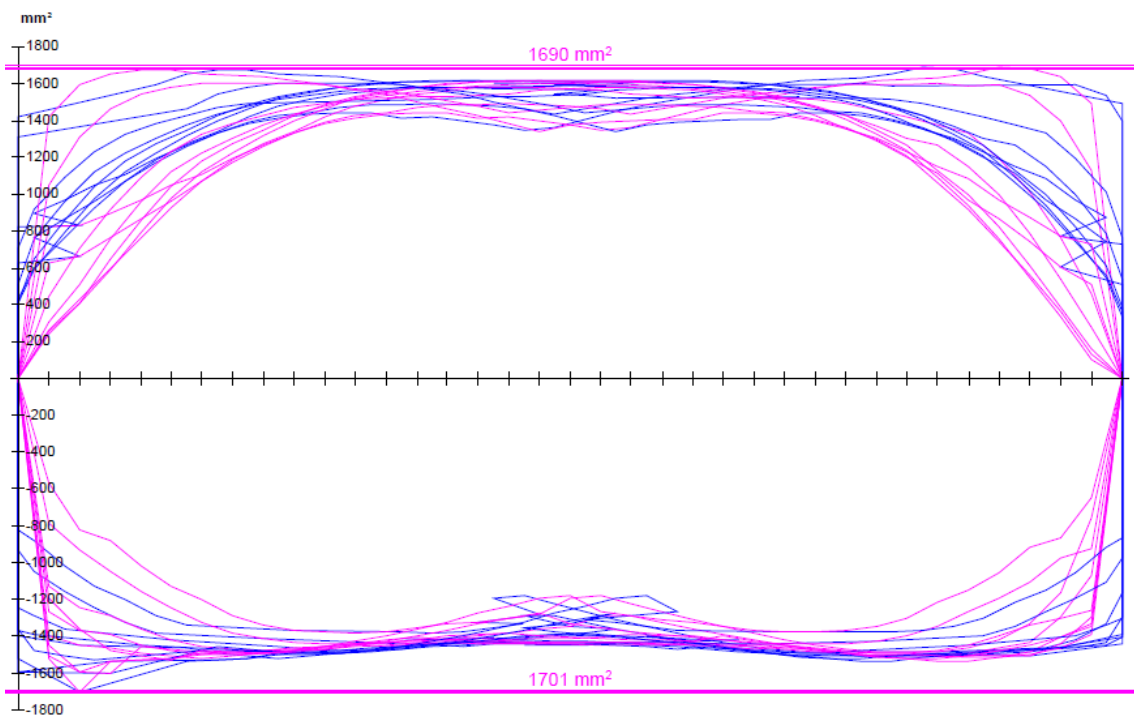
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)

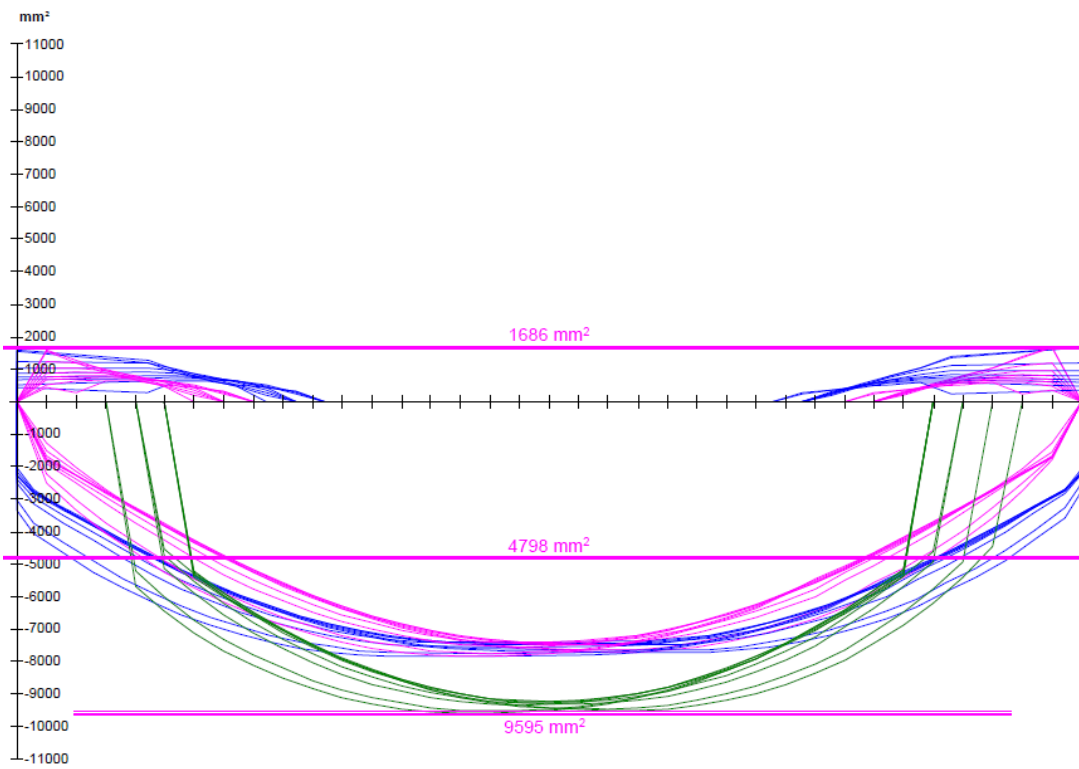


Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)

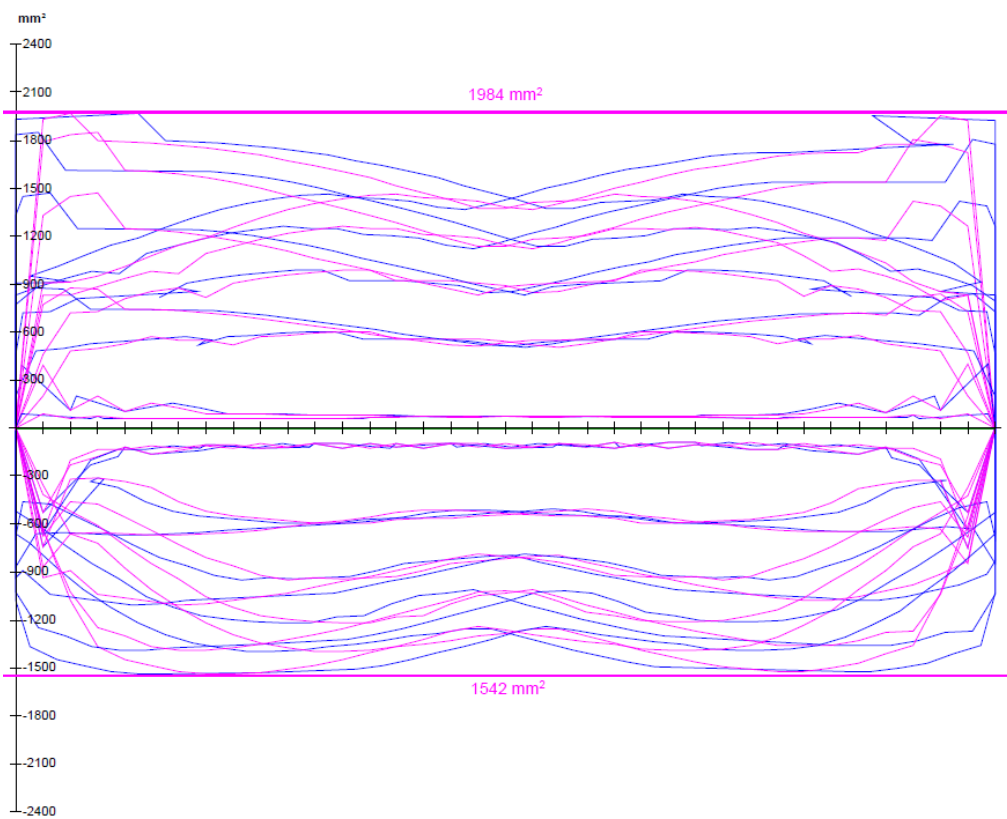


$\alpha = 70^\circ$

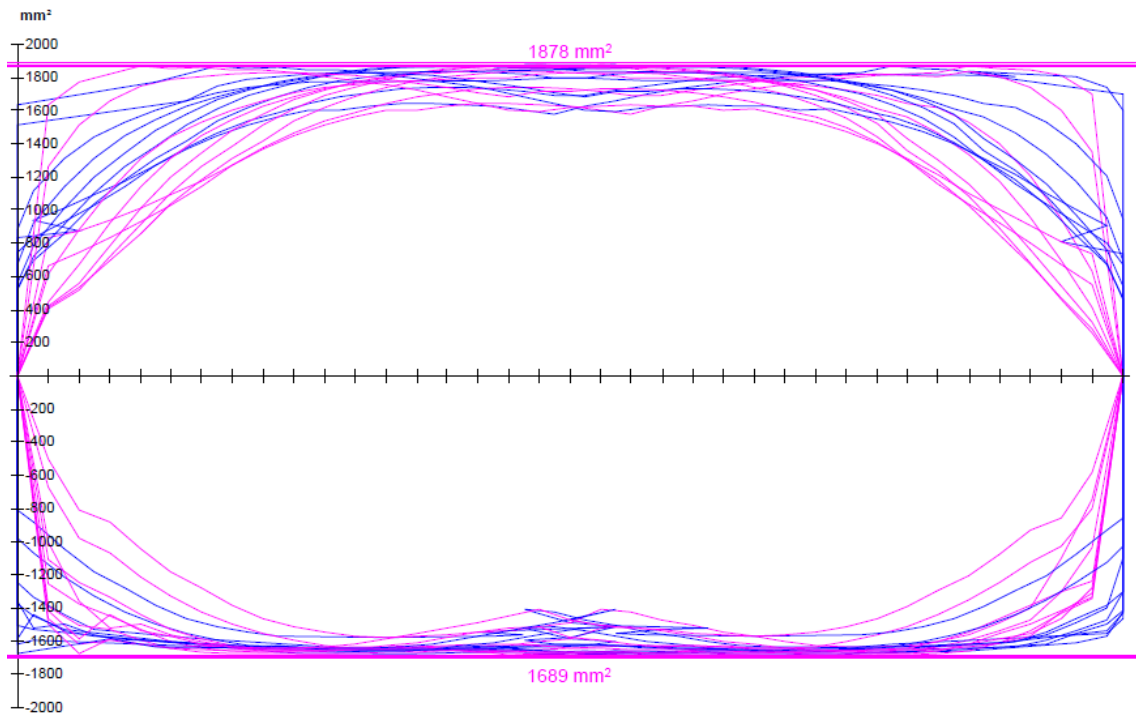
Lengdearmering (resultatlinjer i trau)



Tverrarmering, overkant (resultatlinjer i vinger)



Tverrarmering, underkant (resultatlinjer i trau)



Vedlegg L Minimum senteravstand

Ø16mm

Avstand mellom armeringsstenger, NS-EN 1992-1-1 pkt. 8.2

Kamstørrelse	$\sigma_1 := 16\text{mm}$	
Antatt maksimal tilslagsstørrelse	$d_g := 22\text{mm}$	
Faktor	$k_1 := 2.0$	(NA.8.2)
Faktor	$k_2 := 5\text{mm}$	(NA.8.2)
Byggemål	$b_{\text{mål.1}} = 20\text{mm}$	

Buntet armering er beregnet i henhold til pkt. 8.9.1.

Antall stenger i bunt	$n_b := 1$	
Størrelse på fiktiv stang	$\sigma_n := \sigma_1 \cdot \sqrt{n_b} = 16\text{mm}$	(8.14)
Fri avstand	$a_h := \max(k_1 \cdot \sigma_n, d_g + k_2, 20\text{mm}) = 32\text{mm}$	
Minimum senteravstand	$s_{\text{min}} := a_h + n_b \cdot b_{\text{mål.1}}$	$s_{\text{min}} = 52\text{mm}$

ø32mm

Avstand mellom armeringsstenger, NS-EN 1992-1-1 pkt. 8.2

Kamstørrelse	$\sigma_1 := 32\text{mm}$	
Antatt maksimal tilslagsstørrelse	$d_g := 22\text{mm}$	
Faktor	$k_1 := 2.0$	(NA.8.2)
Faktor	$k_2 := 5\text{mm}$	(NA.8.2)
Byggemål	$b_{\text{mål.1}} = 40\text{mm}$	

Buntet armering er beregnet i henhold til pkt. 8.9.1.

Antall stenger i bunt	$n_b := 1$	
Størrelse på fiktiv stang	$\sigma_n := \sigma_1 \cdot \sqrt{n_b} = 32\text{mm}$	(8.14)
Fri avstand	$a_h := \max(k_1 \cdot \sigma_n, d_g + k_2, 20\text{mm}) = 64\text{mm}$	
Minimum senteravstand	$s_{\text{min}} := a_h + n_b \cdot b_{\text{mål.1}}$	$s_{\text{min}} = 104\text{mm}$

2ø32mm

Avstand mellom armeringsstenger, NS-EN 1992-1-1 pkt. 8.2

Kamstørrelse	$\phi_1 := 32\text{mm}$	
Antatt maksimal tilslagsstørrelse	$d_g := 22\text{mm}$	
Faktor	$k_1 := 2.0$	(NA.8.2)
Faktor	$k_2 := 5\text{mm}$	(NA.8.2)
Byggemål	$b_{\text{mål.1}} = 40\text{mm}$	

Buntet armering er beregnet i henhold til pkt. 8.9.1.

Antall stenger i bunt	$n_b := 2$	
Størrelse på fiktiv stang	$\phi_n := \phi_1 \cdot \sqrt{n_b} = 45.25\text{mm}$	(8.14)
Fri avstand	$a_h := \max(k_1 \cdot \phi_n, d_g + k_2, 20\text{mm}) = 90.51\text{mm}$	
Minimum senteravstand	$s_{\text{min}} := a_h + n_b \cdot b_{\text{mål.1}}$	$s_{\text{min}} = 170.5\text{mm}$

Godtar denne kontrollen da det kun er en marginal overskridelse.

Vedlegg M Minste og største armeringsareal

M.1 Brumodell 10m

iht. NS-EN 1992-1-1:2004 pkt. NA.9.3.1.1, samt innlagt armering

Geometri

Platetykkelse	$t := 700\text{mm}$
Bredde av strekksone	$b_t := 5200\text{mm}$
Betraktet tverrsnitt	$A_c := t \cdot b_t = 3.64\text{m}^2$

Armering, B500C

Flytegrense armering	$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Diameter lengdearmering	$\sigma_1 := 32\text{mm}$
Diameter tverrarmering	$\sigma_t := 16\text{mm}$

Betong B45

Strekfasthet betong	$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Overdekning	$C_{nom} := 75\text{mm}$
Effektiv høyde	$d_s := t - C_{nom} - \sigma_t - \frac{\sigma_1}{2}$

Minimumsarmering i lengderetning, NA.9.3.1.1(1):

Største senteravstand for slakkarmering ifølge håndbok N400 Bruprosjektering pkt. 7.8.7:

Største senteravstand	$S_{lmax} := 200\text{mm}$
-----------------------	----------------------------

Ifølge N400 pkt. 7.8.1 skal ikke armering med diameter mindre enn 12 mm benyttes, i tillegg skal det være dobbelarmert i begge retninger.

Minste stangdiameter	$\sigma_{min} := 12\text{mm}$
----------------------	-------------------------------

Minimumsarmering i trykksonen:

$$A_{s, \text{min. trykk}} := \left[\frac{\pi \cdot (\sigma_{min})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{S_{lmax} \cdot b_t} \right) \quad \boxed{A_{s, \text{min. trykk}} = 565 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}$$

Minimumsarmering i strekksonen:

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_s, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_s\right) \quad A_{smin} = 6093 \cdot \text{mm}^2 \quad (9.1N)$$

Per breddemeter:

$$A_{s,min.strekk} := \frac{A_{smin}}{b_t} \quad A_{s,min.strekk} = 1172 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Maksimumsarmering iht. pkt. 9.2.1.1(3):

$$A_{s,max} := \frac{0.04 \cdot A_c}{b_t} \quad A_{s,max} = 28000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt lengdearmering:

Overkant:

$$\varnothing_{lengde.ok} := 16\text{mm}$$

$$s_{lengde.ok} := 200\text{mm}$$

$$A_{s,trykk} := \left[\frac{\pi \cdot (\varnothing_{lengde.ok})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{s_{lengde.ok} \cdot b_t} \right) = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Sjekk_{1.ok} := \text{if}(A_{s,min.trykk} \leq A_{s,trykk} \leq A_{s,max} \wedge s_{lengde.ok} \leq S_{lmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$Sjekk_{1.ok} = \text{"OK"}$$

Underkant:

$$\varnothing_{lengde.uk} := 32\text{mm}$$

$$s_{lengde.uk} := 130\text{mm}$$

$$A_{s.strekk} := \left[\frac{\pi \cdot (\varnothing_{lengde.uk})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{s_{lengde.uk} \cdot b_t} \right) = 6187 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Sjekk_{1.uk} := \text{if}(A_{s,min.strekk} \leq A_{s.strekk} \leq A_{s,max} \wedge s_{lengde.uk} \leq S_{lmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$Sjekk_{1.uk} = \text{"OK"}$$

Minimumsarmering i tverretning

Største senteravstand fordelingsarmering, NA: 9.3.1.1 (3):

$$h := t$$

$$S_{tmax} := \min(3 \cdot h, 400\text{mm}) = 400 \cdot \text{mm}$$

Minimumsarmering på trykksiden jfr. 9.3.1.1(2):

$$A_{s,min,t,trykk} := 0.2 \cdot A_{s,trykk}$$

$$A_{s,min,t,trykk} = 201 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering på strekksiden jfr. 9.3.1.1(2):

$$A_{s,min,t,strekk} := 0.2 \cdot A_{s,strekk}$$

$$A_{s,min,t,strekk} = 1237 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt tverrarmering:

Overkant:

$$\phi_{tverr.ok} := 16\text{mm}$$

$$s_{tverr.ok} := 150\text{mm}$$

$$A_{s,t,trykk} := \frac{\pi \cdot (\phi_{tverr.ok})^2}{4} \cdot \left(\frac{b_t}{s_{tverr.ok} \cdot b_t} \right) = 1340 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Sjekk}_{t.ok} := \text{if}(A_{s,min,t,trykk} \leq A_{s,t,trykk} \wedge s_{tverr.ok} \leq S_{tmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$\text{Sjekk}_{t.ok} = \text{"OK"}$$

Underkant:

$$\phi_{tverr.uk} := 16\text{mm}$$

$$s_{tverr.uk} := 140\text{mm}$$

$$A_{s,t,strekk} := \frac{\pi \cdot (\phi_{tverr.uk})^2}{4} \cdot \left(\frac{b_t}{s_{tverr.uk} \cdot b_t} \right) = 1436 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Sjekk}_{t.uk} := \text{if}(A_{s,min,t,strekk} \leq A_{s,t,strekk} \wedge s_{tverr.uk} \leq S_{tmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$\text{Sjekk}_{t.uk} = \text{"OK"}$$

M.2 Brumodell 15m

iht. NS-EN 1992-1-1:2004 pkt. 9.3.1.1, samt innlagt armering

Geometri

Platetykkelse	$t := 950\text{mm}$
Bredde av strekksone	$b_t := 5200\text{mm}$
Betraktet tverrsnitt	$A_c := t \cdot b_t = 4.94\text{m}^2$

Armering, B500C

Flytegrense armering	$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Diameter lengdearmering, uk	$\sigma_1 := 32\text{mm}$
Diameter tverrarmering	$\sigma_t := 16\text{mm}$

Betong B45

Strekfasthet betong	$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Overdekning	$C_{nom} := 75\text{mm}$
Effektiv høyde	$d_s := t - C_{nom} - \sigma_t - \frac{\sigma_1}{2}$

Minimumsarmering i lengderetning, NA.9.3.1.1(1):

Største senteravstand for slakkarmering ifølge håndbok N400 Bruprosjektering pkt. 7.8.7:

Største senteravstand	$S_{lmax} := 200\text{mm}$
-----------------------	----------------------------

Ifølge N400 pkt. 7.8.1 skal ikke armering med diameter mindre enn 12 mm benyttes, i tillegg skal det være dobbelamert i begge retninger.

Minste stangdiameter	$\sigma_{min} := 12\text{mm}$
----------------------	-------------------------------

Minimumsarmering i trykksonen:

$$A_{s, \text{min. trykk}} := \left[\frac{\pi \cdot (\sigma_{min})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{S_{lmax} \cdot b_t} \right) \quad A_{s, \text{min. trykk}} = 565 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering i strekksonen:

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_s, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_s\right) \quad A_{smin} = 8662 \cdot \text{mm}^2 \quad (9.1N)$$

Per breddemeter:

$$A_{s, \text{min.strekk}} := \frac{A_{smin}}{b_t} \quad A_{s, \text{min.strekk}} = 1666 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Maksimumsarmering iht. pkt. 9.2.1.1(3):

$$A_{s, \text{max}} := \frac{0.04 \cdot A_c}{b_t} \quad A_{s, \text{max}} = 38000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt lengdearmering:

Overkant:

$$\phi_{\text{lengde.ok}} := 16\text{mm}$$

$$s_{\text{lengde.ok}} := 200\text{mm}$$

$$A_{s, \text{trykk}} := \left[\frac{\pi \cdot (\phi_{\text{lengde.ok}})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{s_{\text{lengde.ok}} \cdot b_t} \right) = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Sjekk}_{1, \text{ok}} := \text{if}(A_{s, \text{min. trykk}} \leq A_{s, \text{trykk}} \leq A_{s, \text{max}} \wedge s_{\text{lengde.ok}} \leq S_{lmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$\text{Sjekk}_{1, \text{ok}} = \text{"OK"}$$

Underkant:

$$\phi_{\text{lengde.uk}} := 32\text{mm} \cdot \sqrt{2}$$

$$s_{\text{lengde.uk}} := 170\text{mm}$$

$$A_{s, \text{strekk}} := \left[\frac{\pi \cdot (\phi_{\text{lengde.uk}})^2}{4} \right] \cdot \left(\frac{b_t}{s_{\text{lengde.uk}} \cdot b_t} \right) = 9462 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Sjekk}_{1, \text{uk}} := \text{if}(A_{s, \text{min.strekk}} \leq A_{s, \text{strekk}} \leq A_{s, \text{max}} \wedge s_{\text{lengde.uk}} \leq S_{lmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$\text{Sjekk}_{1, \text{uk}} = \text{"OK"}$$

Minimumsarmering i tverretning

Største senteravstand fordelingsarmering, NA: 9.3.1.1 (3):

$$h := t$$

$$S_{tmax} := \min(3 \cdot h, 400\text{mm}) = 400\text{mm}$$

Minimumsarmering på trykksiden jfr. 9.3.1.1(2):

$$A_{s,min,t,trykk} := 0.2 \cdot A_s,trykk$$

$$A_{s,min,t,trykk} = 201 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering på strekksiden jfr. 9.3.1.1(2):

$$A_{s,min,t,strekk} := 0.2 \cdot A_s,strekk$$

$$A_{s,min,t,strekk} = 1892 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt tverrarmering:

Overkant:

$$\phi_{tverr.ok} := 16\text{mm}$$

$$s_{tverr.ok} := 140\text{mm}$$

$$A_{s,t,trykk} := \frac{\pi \cdot (\phi_{tverr.ok})^2}{4} \cdot \left(\frac{b_t}{s_{tverr.ok} \cdot b_t} \right) = 1436 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Sjekk_{t.ok} := \text{if}(A_{s,min,t,trykk} \leq A_{s,t,trykk} \wedge s_{tverr.ok} \leq S_{tmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$Sjekk_{t.ok} = \text{"OK"}$$

Underkant:

$$\phi_{tverr.uk} := 16\text{mm}$$

$$s_{tverr.uk} := 100\text{mm}$$

$$A_{s,t,strekk} := \frac{\pi \cdot (\phi_{tverr.uk})^2}{4} \cdot \left(\frac{b_t}{s_{tverr.uk} \cdot b_t} \right) = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Sjekk_{t.uk} := \text{if}(A_{s,min,t,strekk} \leq A_{s,t,strekk} \wedge s_{tverr.uk} \leq S_{tmax}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$Sjekk_{t.uk} = \text{"OK"}$$

Vedlegg N Feltmoment fra Brigade

N.1 Brumodell 10m

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg

Model ID: 12676822

Last save at: 2017-03-23 09:43:14

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-03-23 09:43:25

Time: 2017-06-05 13:18:32

Result Set Name: Feltmoment

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Node	Posisjon i lengderetning [m]	Posisjon i tverretning [m]	Tykkelse [m]	Ma [kNm/m]
253	5	0	0,35	134,4
254	5	0,41	0,45	304,2
255	5	0,82	0,54	506,8
256	5	1,23	0,64	750,3
257	5	1,64	0,7	929,3
258	5	2,05	0,7	976,2
259	5	2,46	0,7	960,8
260	5	2,87	0,7	946,6
261	5	3,28	0,7	934,3
262	5	3,69	0,7	921,1
263	5	4,1	0,7	915
264	5	4,51	0,7	921,7
265	5	4,92	0,7	935,3
266	5	5,33	0,7	948,1
267	5	5,74	0,7	962,5
268	5	6,15	0,7	978
269	5	6,56	0,7	931,1
270	5	6,97	0,64	751,8
271	5	7,38	0,54	507,8
272	5	7,79	0,45	304,9
273	5	8,2	0,35	134,7
Sum krefter i felt [kNm/m]				15654,9
Totale krefter [kNm]				6418,5

N.2 Brumodell 15m

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=15m,a=90deg

Model ID: 36960708

Last save at: 2017-05-15 09:23:56

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-05-15 09:24:08

Time: 2017-06-05 13:30:32

Result Set Name: Feltmoment

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

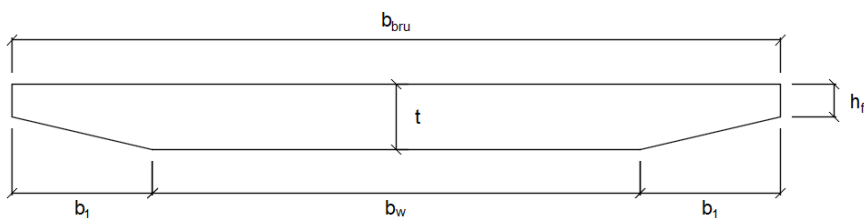
Node	Posisjon i lengderetning [m]	Posisjon i tverretning [m]	Tykkelse [m]	Ma [kNm/m]
379	7,5	0	0,35	81,69
380	7,5	0,41	0,51	400
381	7,5	0,82	0,68	828,7
382	7,5	1,23	0,84	1414
383	7,5	1,64	0,95	1888
384	7,5	2,05	0,95	2033
385	7,5	2,46	0,95	2018
386	7,5	2,87	0,95	2003
387	7,5	3,28	0,95	1990
388	7,5	3,69	0,95	1977
389	7,5	4,1	0,95	1970
390	7,5	4,51	0,95	1977
391	7,5	4,92	0,95	1991
392	7,5	5,33	0,95	2004
393	7,5	5,74	0,95	2018
394	7,5	6,15	0,95	2033
395	7,5	6,56	0,95	1888
396	7,5	6,97	0,84	1414
397	7,5	7,38	0,68	828,9
398	7,5	7,79	0,51	400
399	7,5	8,2	0,35	81,69
Sum krefter i felt [kNm/m]				31239,0
Totale krefter [kNm]				12808,0

Vedlegg O Momentkapasitet

O.1 Brumodell 10m

iht. "Betongkonstruksjoner" av Svein I. Sørensen og NS-EN 1992-1-1:2004.

Spennvidde	$L := 10\text{m}$
Tverrsnittstykkelse	$t := 700\text{mm}$
Tverrsnittsbredde	$b_{\text{bru}} := 8200\text{mm}$
Moment i felt fra Brigade	$M_{\text{Ed}} := 6418.5\text{kN}\cdot\text{m}$
Karakteristisk trykkfasthet betong	$f_{\text{ck}} := 45\text{MPa}$
Flytegrense armeringsstål	$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Flenshøyde	$h_f := 350\text{mm}$
Flensbredde	$b_1 := 1500\text{mm}$
Stegbredde	$b_w := 5200\text{mm}$



Overdekning	$C_{\text{nom}} := 75\text{mm}$
Diameter lengdearmering	$\phi_1 := 32\text{mm}$
Senteravstand mellom armerings- jem	$s_1 := 130\text{mm}$
Diameter tværrarmering	$\phi_t := 16\text{mm}$
Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$
Materialfaktor for betong	$\gamma_s := 1.15$

Effektiv høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering

$$d_s := t - C_{\text{nom}} - \phi_t - \frac{\phi_1}{2} = 593 \text{ mm}$$

Dimensjonerende trykkfasthet til betong

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet til armering

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Beregning av effektiv flensbredde iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.3.2.1.

Avstand mellom momentnullpunkter

$$l_0 := 1.0 \cdot L = 10000 \text{ mm} \quad (\text{Fritt opplagt})$$

Effektiv flensbredde

$$b_{\text{eff},1} := \min(0.2b_1 + 0.1l_0, 0.2l_0, b_1) = 1300 \text{ mm} \quad (5.7a)$$

Bredde trykksone

$$b_{\text{eff}} := \min(2b_{\text{eff},1} + b_w, b_{\text{bru}}) = 7800 \text{ mm} \quad (5.7)$$

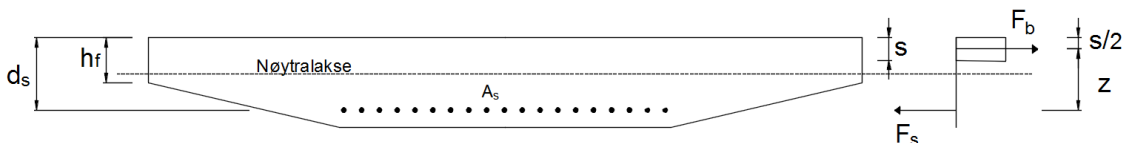
Bredde strekksone

$$b_{\text{streck}} := b_{\text{bru}} - 2 \cdot b_1 = 5200 \text{ mm}$$

Slakkarmering

$$A_s := \frac{b_{\text{streck}}}{s_1} \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^2 \right] = 32169.91 \text{ mm}^2$$

Antar at spenningsblokken ligger i flensen, og regner ut hvor nøytralaksen ligger i tverrsnittet ved å balansere kraften fra strekkarmeringen F_s og trykkresultanten av betongspenningene i trykksonen F_b .



Trykkraft fra flens

$$F_b := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot s$$

Strekraft fra armeringsstål

$$F_s := f_{yd} \cdot A_s$$

$$F_b = F_s$$

Dybde av spenningsblokk

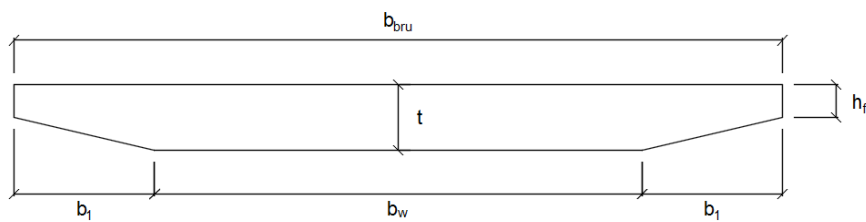
$$s := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot s = f_{yd} \cdot A_s \text{ solve} \rightarrow 0.0703 \text{ m}$$

Lokasjon av spenningsblokk	Lokasjon := if($s \leq h_f$, "I flensen", "Nedenfor flensen") Lokasjon = "I flensen"
Indre momentarm	$z := d_s - \frac{s}{2} = 0.558 \text{ m}$
Momentresistanse	$M_{Rd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 7802.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (4.26) Svein I. Sørensen
Kontroll	Momentkapasitet := if($M_{Rd} \geq M_{Ed}$, "OK", "Ikke OK") Momentkapasitet = "OK"

O.2 Brumodell 15m

iht. "Betongkonstruksjoner" av Svein I. Sørensen og NS-EN 1992-1-1:2004.

Spennvidde	$L := 15\text{m}$
Tverrsnittstykkeelse	$t := 950\text{mm}$
Tverrsnittsbredde	$b_{\text{bru}} := 8200\text{mm}$
Moment i felt fra Brigade	$M_{\text{Ed}} := 12808.0\text{kN}\cdot\text{m}$
Karakteristisk trykkfasthet betong	$f_{\text{ck}} := 45\text{MPa}$
Flytegrense armeringsstål	$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Flenshøyde	$h_f := 350\text{mm}$
Flensbredde	$b_1 := 1500\text{mm}$
Stegbredde	$b_w := 5200\text{mm}$



Overdekning	$C_{\text{nom}} := 75\text{mm}$
Diameter lengdearmering	$\sigma_1 := 32\text{mm}\cdot\sqrt{2}$
Senteravstand mellom armerings- jem	$s_1 := 170\text{mm}$
Diameter tverrarmering	$\sigma_t := 16\text{mm}$
Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$
Materialfaktor for betong	$\gamma_s := 1.15$

Effektiv høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkamerer
 $d_s := t - C_{\text{nom}} - \alpha_t - \frac{\sigma_1}{2} = 836.373 \text{ mm}$

Dimensjonerende trykkfasthet til betong
 $f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Dimensjonerende strekkfasthet til armering
 $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Beregning av effektiv flensbredde iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.3.2.1.

Avstand mellom momentnullpunkter $l_0 := 1.0 \cdot L = 15000 \text{ mm}$ (Fritt opplagt)

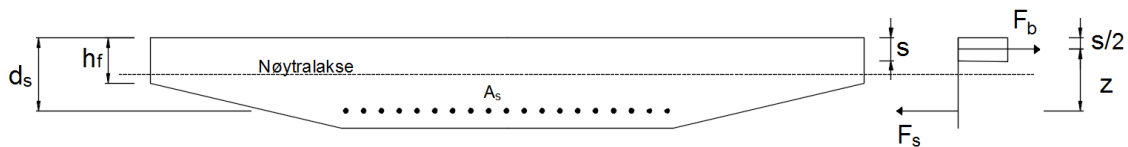
Effektiv flensbredde $b_{\text{eff},1} := \min(0.2b_1 + 0.1l_0, 0.2l_0, b_1) = 1500 \text{ mm}$ (5.7a)

Bredde trykksone $b_{\text{eff}} := \min(2b_{\text{eff},1} + b_w, b_{\text{bru}}) = 8200 \text{ mm}$ (5.7)

Bredde strekksone $b_{\text{strek}} := b_{\text{bru}} - 2 \cdot b_1 = 5200 \text{ mm}$

Slakkamerer $A_s := \frac{b_{\text{strek}}}{s_1} \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{\sigma_1}{2} \right)^2 \right] = 49201 \cdot \text{mm}^2$

Antar at spenningsblokken ligger i flensen, og regner ut hvor nøytralaksen ligger i tverrsnittet ved å balansere kraften fra strekkamerer F_s og trykkresultanten av betongspenningene i trykksonen F_b .



Trykkraft fra flens $F_b := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot s$

Strekraft fra armeringsstål $F_s := f_{yd} \cdot A_s$

$$F_b = F_s$$

Dybde av spenningsblokk $s := f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot s = f_{yd} \cdot A_s \text{ solve} \rightarrow 0.1023 \text{ m}$

Lokasjon av spenningsblokk	Lokasjon := if($s \leq h_f$, "I flensen", "Nedenfor flensen") <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Lokasjon = "I flensen"</div>
Indre momentarm	$z := d_s - \frac{s}{2} = 0.785 \text{ m}$
Momentresistanse	$M_{Rd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 16797.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (4.26) Svein I. Sørensen
Kontroll	Momentkapasitet := if($M_{Rd} \geq M_{Ed}$, "OK", "Ikke OK") <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px; display: inline-block;">Momentkapasitet = "OK"</div>

Vedlegg P Opplagerkrefter i ULS

P.1 Brumodell 10m

BRIGADE/Standard version 4.3.7
Project File Name: L=10m,a=90deg
Model ID: 12676822
Last save at: 2017-03-23 09:43:14
Calculated with version: 4.3.7
Last calc. started at: 2017-03-23 09:43:25
Time: 2017-06-05 14:34:53

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
591	-476
592	-473,7
893	-472,3
894	-468,6

BRIGADE/Standard version 4.3.7
Project File Name: L=10m,a=85deg
Model ID: 38027744
Last save at: 2017-03-23 09:28:35
Calculated with version: 4.3.7
Last calc. started at: 2017-03-23 09:28:46
Time: 2017-06-05 14:40:11

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
591	-400,4
592	-469,4
893	-468,4
894	-395,2

Vedlegg P Opplagerkrefter i ULS

BRIGADE/Standard version 4.3.7
Project File Name: L=10m,a=80deg
Model ID: 25254895
Last save at: 2017-03-23 08:53:06
Calculated with version: 4.3.7
Last calc. started at: 2017-03-23 08:39:17
Time: 2017-06-05 14:42:27

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
591	-314,6
592	-450,7
893	-449
894	-308,4

BRIGADE/Standard version 4.3.7
Project File Name: L=10m,a=75deg
Model ID: 62388458
Last save at: 2017-03-23 08:56:08
Calculated with version: 4.3.7
Last calc. started at: 2017-03-23 08:56:15
Time: 2017-06-05 14:44:52

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
591	-226,3
592	-429,5
893	-427,5
894	-219,4

BRIGADE/Standard version 4.3.7
Project File Name: L=10m,a=70deg
Model ID: 75974964
Last save at: 2017-03-23 09:13:22
Calculated with version: 4.3.7
Last calc. started at: 2017-03-23 09:13:32
Time: 2017-06-05 14:46:53

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
591	-148,8
592	-408,2
893	-406
894	-140,4

P.2 Brumodell 15m

 BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=90deg
 Model ID: 36960708
 Last save at: 2017-05-15 09:23:56
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-05-15 09:24:08
 Time: 2017-06-05 14:13:19

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
843	-852,7
844	-851,6
1145	-852,7
1146	-851,6

 BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=85deg
 Model ID: 11429426
 Last save at: 2017-05-15 09:40:23
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-05-15 09:40:31
 Time: 2017-06-05 14:49:19

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
843	-696,2
844	-894,2
1145	-894,8
1146	-693,8

 BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=15m,a=80deg
 Model ID: 89862883
 Last save at: 2017-03-23 14:49:20
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-23 14:49:31
 Time: 2017-06-05 14:51:28

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
843	-521,8
844	-902,4
1145	-903,3
1146	-517,9

Vedlegg P Opplagerkrefter i ULS

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=15m,a=75deg

Model ID: 16674781

Last save at: 2017-05-15 10:49:58

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-05-15 10:50:05

Time: 2017-06-05 14:53:39

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
843	-346,2
844	-908,4
1145	-909,6
1146	-340,9

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=15m,a=70deg

Model ID: 16487793

Last save at: 2017-05-15 11:25:01

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-05-15 11:25:08

Time: 2017-06-05 14:55:40

Result Set Name: Opplagerkrefter i ULS

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BFz (kN)

Node	BFz [kN]
843	-187,2
844	-911,1
1145	-912,7
1146	-180,3

Vedlegg Q Vekt av innlagt armering

Q.1 Brumodell 10m

90°/85°

Tyngdetetthet stål:

$$\gamma_s := 7.847 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

Bredde bru:

$$B := 8.2\text{m}$$

Lengde:

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

Kamstål:

$$\sigma := 16\text{mm}$$

Senteravstander

$$90^\circ$$

$$85^\circ$$

Lengdearmering, ok

$$s_{l.ok.90} := 200\text{mm}$$

$$s_{l.ok} := 200\text{mm}$$

Tverrarmering, ok

$$s_{t.ok.90} := 150\text{mm}$$

$$s_{t.ok} := 130\text{mm}$$

Tverrarmering, uk

$$s_{t.uk.90} := 140\text{mm}$$

$$s_{t.uk} := 130\text{mm}$$

Lengdearmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:

$$A_{90.l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok.90} \cdot 1\text{m}} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt armering ved $\alpha=85^\circ$:

$$A_{l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok} \cdot 1\text{m}} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Differanse mellom armeringsmengder:

$$A_{diff.l.ok} := A_{l.ok} - A_{90.l.ok} = 0 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall ekstra armeringsjem:

$$n_{l.ok} := A_{diff.l.ok} \cdot \frac{B}{\pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = 0$$

Vekt av ekstra armeringsjem:

$$\text{Vekt}_{l.ok} := n_{l.ok} \cdot L \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 0 \text{ kg}$$

Tverrarmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok.90} \cdot 1m} = 1340 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=85^\circ$:
$$A_{t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok} \cdot 1m} = 1547 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.ok} := A_{t.ok} - A_{90.t.ok} = 206 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.ok} := A_{diff.t.ok} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 10$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.ok} := n_{t.ok} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 133 \cdot kg}$$

Tverrarmering i underkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk.90} \cdot 1m} = 1436 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=85^\circ$:
$$A_{t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk} \cdot 1m} = 1547 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.uk} := A_{t.uk} - A_{90.t.uk} = 110 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.uk} := A_{diff.t.uk} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 5$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.uk} := n_{t.uk} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 71 \cdot kg}$$

Total ekstra vekt

$Vekt_{tot} := Vekt_{t.ok} + Vekt_{t.uk} = 204 \cdot kg$

90°/80°

Tyngdetetthet stål:	$\gamma_s := 7.847 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$	
Bredde bru:	$B := 8.2\text{m}$	
Lengde:	$L := 10\text{m}$	
Kamstål:	$\phi := 16\text{mm}$	
<u>Senteravstander</u>	90°	80°
Lengdearmering, ok	$s_{l.ok.90} := 200\text{mm}$	$s_{l.ok} := 170\text{mm}$
Tverrarmering, ok	$s_{t.ok.90} := 150\text{mm}$	$s_{t.ok} := 120\text{mm}$
Tverrarmering, uk	$s_{t.uk.90} := 140\text{mm}$	$s_{t.uk} := 130\text{mm}$

Lengdearmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$: $A_{90.l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok.90} \cdot 1\text{m}} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Innlagt armering ved $\alpha=80^\circ$: $A_{l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok} \cdot 1\text{m}} = 1183 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Differanse mellom armeringsmengder: $A_{diff.l.ok} := A_{l.ok} - A_{90.l.ok} = 177 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Antall ekstra armeringsjem: $n_{l.ok} := A_{diff.l.ok} \cdot \frac{B}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} = 7$

Vekt av ekstra armeringsjem: $Vekt_{l.ok} := n_{l.ok} \cdot L \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 114 \cdot \text{kg}$

Tverrarmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok.90} \cdot 1m} = 1340 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=80^\circ$:
$$A_{t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok} \cdot 1m} = 1676 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.ok} := A_{t.ok} - A_{90.t.ok} = 335 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.ok} := A_{diff.t.ok} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 17$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.ok} := n_{t.ok} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 216 \cdot kg}$$

Tverrarmering i underkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk.90} \cdot 1m} = 1436 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=80^\circ$:
$$A_{t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk} \cdot 1m} = 1547 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.uk} := A_{t.uk} - A_{90.t.uk} = 110 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.uk} := A_{diff.t.uk} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 5$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.uk} := n_{t.uk} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 71 \cdot kg}$$

Total ekstra vekt

$Vekt_{tot} := Vekt_{l.ok} + Vekt_{t.ok} + Vekt_{t.uk}$
$$\boxed{Vekt_{tot} = 401 \cdot kg}$$

90°/75°

Tyngdetetthet stål:	$\gamma_s := 7.847 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$	
Bredde bru:	$B := 8.2\text{m}$	
Lengde:	$L := 10\text{m}$	
Kamstål:	$\phi := 16\text{mm}$	
<u>Senteravstander</u>	90°	75°
Lengdearmering, ok	$s_{l.ok.90} := 200\text{mm}$	$s_{l.ok} := 150\text{mm}$
Tverrarmering, ok	$s_{t.ok.90} := 150\text{mm}$	$s_{t.ok} := 120\text{mm}$
Tverrarmering, uk	$s_{t.uk.90} := 140\text{mm}$	$s_{t.uk} := 130\text{mm}$

Lengdearmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$: $A_{90.l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok.90} \cdot 1\text{m}} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Innlagt armering ved $\alpha=75^\circ$: $A_{l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok} \cdot 1\text{m}} = 1340 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Differanse mellom armeringsmengder: $A_{diff.l.ok} := A_{l.ok} - A_{90.l.ok} = 335 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Antall ekstra armeringsjem: $n_{l.ok} := A_{diff.l.ok} \cdot \frac{B}{\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} = 14$

Vekt av ekstra armeringsjem: $Vekt_{l.ok} := n_{l.ok} \cdot L \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 216 \cdot \text{kg}$

Tverrarmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok.90} \cdot 1m} = 1340 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=75^\circ$:
$$A_{t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok} \cdot 1m} = 1676 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.ok} := A_{t.ok} - A_{90.t.ok} = 335 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjern:
$$n_{t.ok} := A_{diff.t.ok} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 17$$

Vekt av ekstra armeringsjern:
$$\boxed{Vekt_{t.ok} := n_{t.ok} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 216 \cdot kg}$$

Tverrarmering i underkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk.90} \cdot 1m} = 1436 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=75^\circ$:
$$A_{t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk} \cdot 1m} = 1547 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.uk} := A_{t.uk} - A_{90.t.uk} = 110 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjern:
$$n_{t.uk} := A_{diff.t.uk} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 5$$

Vekt av ekstra armeringsjern:
$$\boxed{Vekt_{t.uk} := n_{t.uk} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 71 \cdot kg}$$

Total ekstra vekt

$Vekt_{tot} := Vekt_{l.ok} + Vekt_{t.ok} + Vekt_{t.uk}$
$$\boxed{Vekt_{tot} = 502 \cdot kg}$$

90°/70°

Tyngdetetthet stål:	$\gamma_s := 7.847 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$	
Bredde bru:	$B := 8.2\text{m}$	
Lengde:	$L := 10\text{m}$	
Kamstål:	$\sigma := 16\text{mm}$	
<u>Senteravstander</u>	90°	70°
Lengdearmering, ok	$s_{l.ok.90} := 200\text{mm}$	$s_{l.ok} := 130\text{mm}$
Tverrarmering, ok	$s_{t.ok.90} := 150\text{mm}$	$s_{t.ok} := 110\text{mm}$
Tverrarmering, uk	$s_{t.uk.90} := 140\text{mm}$	$s_{t.uk} := 120\text{mm}$

Lengdearmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok.90} \cdot 1\text{m}} = 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Innlagt armering ved $\alpha=70^\circ$:
$$A_{l.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{s_{l.ok} \cdot 1\text{m}} = 1547 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.l.ok} := A_{l.ok} - A_{90.l.ok} = 541 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{l.ok} := A_{diff.l.ok} \cdot \frac{B}{\pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = 22$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{\text{Vekt}_{l.ok} := n_{l.ok} \cdot L \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 348 \cdot \text{kg}}$$

Tverrarmering i overkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok.90} \cdot 1m} = 1340 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=70^\circ$:
$$A_{t.ok} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.ok} \cdot 1m} = 1828 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.ok} := A_{t.ok} - A_{90.t.ok} = 487 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.ok} := A_{diff.t.ok} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 24$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.ok} := n_{t.ok} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 314 \cdot kg}$$

Tverrarmering i underkant

Innlagt armering ved $\alpha=90^\circ$:
$$A_{90.t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk.90} \cdot 1m} = 1436 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Innlagt armering ved $\alpha=70^\circ$:
$$A_{t.uk} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \frac{1m}{s_{t.uk} \cdot 1m} = 1676 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Differanse mellom armeringsmengder:
$$A_{diff.t.uk} := A_{t.uk} - A_{90.t.uk} = 239 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Antall ekstra armeringsjem:
$$n_{t.uk} := A_{diff.t.uk} \cdot \frac{L}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2} = 12$$

Vekt av ekstra armeringsjem:
$$\boxed{Vekt_{t.uk} := n_{t.uk} \cdot B \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \gamma_s = 154 \cdot kg}$$

Total ekstra vekt

$Vekt_{tot} := Vekt_{l.ok} + Vekt_{t.ok} + Vekt_{t.uk}$ $\boxed{Vekt_{tot} = 816 \cdot kg}$

Vedlegg R Krefter i felt ved varierende temperatur

 BRIGADE/Standard version 4.3.7
 Project File Name: L=10m,a=90deg
 Model ID: 12676822
 Last save at: 2017-03-23 09:43:14
 Calculated with version: 4.3.7
 Last calc. started at: 2017-03-23 09:43:25
 Time: 2017-05-05 18:50:23

Result Set Name: Krefter i felt ved valg av konservativ temperatur

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bending Moment Ma (kNm/m)
 Case 2: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bending Moment Ma (kNm/m)
 Case 3: ULS STR/GEO (envelope), Max, Transverse Shear Force Vsz (kN/m)
 Case 4: ULS STR/GEO (envelope), Min, Transverse Shear Force Vsz (kN/m)
 Case 5: ULS STR/GEO (envelope), Max, Membrane Force Ns (kN/m)
 Case 6: ULS STR/GEO (envelope), Min, Membrane Force Ns (kN/m)

Node	Posisjon i lengderetning [m]	Posisjon i tverretning [m]	Tykkelse [m]	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
253	5	0	0,35	134,4	8,392	61,13	-62,29	71,83	-1837
254	5	0,41	0,45	304,2	55,9	77,56	-78,66	70,76	-1405
255	5	0,82	0,54	506,8	118	120,4	-121,6	65,61	-831
256	5	1,23	0,64	750,3	197,4	117,7	-119,3	107,4	-134,4
257	5	1,64	0,7	929,3	257,5	127,3	-128,8	579,6	-28,46
258	5	2,05	0,7	976,2	275,2	108,9	-110,3	659,6	-39,92
259	5	2,46	0,7	960,8	272,2	123,1	-124,4	557,4	-52,93
260	5	2,87	0,7	946,6	268,9	143,7	-145,1	482,1	-62,44
261	5	3,28	0,7	934,3	266,1	125	-126,5	432,9	-75,69
262	5	3,69	0,7	921,1	264,3	138,1	-139,7	403,4	-89,55
263	5	4,1	0,7	915	263,5	124,6	-126,4	380,2	-92,75
264	5	4,51	0,7	921,7	263,6	138,5	-140,4	413,8	-109,1
265	5	4,92	0,7	935,3	264,7	125,8	-127,9	458,7	-117,9
266	5	5,33	0,7	948,1	266,9	145	-147,1	524,4	-123,8
267	5	5,74	0,7	962,5	269,8	124,5	-126,6	616,1	-128,1
268	5	6,15	0,7	978	272,5	109,8	-111,7	734,7	-128,1
269	5	6,56	0,7	931,1	254,7	127	-128,3	664	-135,7
270	5	6,97	0,64	751,8	194,9	116,1	-116,4	174,5	-252,7
271	5	7,38	0,54	507,8	117	118,8	-118,4	87,83	-894,9
272	5	7,79	0,45	304,9	55,24	78,48	-77,62	74,59	-1433
273	5	8,2	0,35	134,7	8,065	62,58	-61,1	60,08	-1839
Sum krefter i felt [kNm/m, kN/m]				15654,9	4214,797	2414,05	-2438,57	7619,5	-9811,44
Totale krefter [kNm, kN]				6418,5	1728,1	989,8	-999,8	3124,0	-4022,7

Vedlegg R Krefter i felt ved varierende temperatur

 BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg_Stedlig.temperatur

Model ID: 20413366

Last save at: 2017-05-05 18:56:12

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-05-05 18:56:20

Time: 2017-05-05 19:11:13

Result Set Name: Krefter i felt ved valg av stedlig temperatur

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bending Moment Ma (kNm/m)

Case 2: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bending Moment Ma (kNm/m)

Case 3: ULS STR/GEO (envelope), Max, Transverse Shear Force Vsz (kN/m)

Case 4: ULS STR/GEO (envelope), Min, Transverse Shear Force Vsz (kN/m)

Case 5: ULS STR/GEO (envelope), Max, Membrane Force Ns (kN/m)

Case 6: ULS STR/GEO (envelope), Min, Membrane Force Ns (kN/m)

Node	Posisjon i lengderetning [m]	Posisjon i tverretning [m]	Tykkelse [m]	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
253	5	0	0,35	134,4	8,755	61,13	-61,09	62,6	-1837
254	5	0,41	0,45	304,2	56,91	77,56	-77,56	64,58	-1405
255	5	0,82	0,54	506,8	119,8	120,4	-120,3	63,44	-831
256	5	1,23	0,64	750,3	200,8	117,7	-117,7	107,4	-130,5
257	5	1,64	0,7	929,3	264,1	127,3	-127,3	579,6	-20,01
258	5	2,05	0,7	976,2	282,5	108,9	-108,9	659,6	-28,11
259	5	2,46	0,7	960,8	279,6	123,1	-123	557,4	-38,62
260	5	2,87	0,7	946,6	276,4	143,7	-143,7	482,1	-45,58
261	5	3,28	0,7	934,3	273,7	125	-125	432,9	-52,11
262	5	3,69	0,7	921,1	272	138,1	-138,1	403,4	-56,65
263	5	4,1	0,7	915	271,3	124,6	-124,6	380,2	-52,15
264	5	4,51	0,7	921,7	271,4	138,5	-138,5	413,8	-62,55
265	5	4,92	0,7	935,3	272,7	125,8	-125,8	458,7	-67,15
266	5	5,33	0,7	948,1	274,9	145	-145	524,4	-70,48
267	5	5,74	0,7	962,5	278	124,5	-124,4	616,1	-73,47
268	5	6,15	0,7	978	280,8	109,8	-109,8	734,7	-72,89
269	5	6,56	0,7	931,1	262,3	127	-127	664	-74,45
270	5	6,97	0,64	751,8	199,4	116,1	-116,1	174,5	-197,7
271	5	7,38	0,54	507,8	119,2	118,6	-118,4	87,83	-871,3
272	5	7,79	0,45	304,9	56,53	77,62	-77,62	74,59	-1421
273	5	8,2	0,35	134,7	8,557	61,14	-61,1	60,08	-1832
Sum krefter i felt [kNm/m, kN/m]				15654,9	4329,652	2411,55	-2410,97	7601,92	-9239,72
Totale krefter [kNm, kN]				6418,5	1775,2	988,7	-988,5	3116,8	-3788,3

Vedlegg S

Horisontale lagerkrefter ved varierende temperatur

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg

Model ID: 12676822

Last save at: 2017-03-23 09:43:14

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-03-23 09:43:25

Time: 2017-06-05 15:15:30

Result Set Name: Horisontale lagerkrefter (konservativ temperatur)

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BF1 (kN)

Case 2: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bearing Force BF1 (kN)

Case 3: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BF2 (kN)

Case 4: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bearing Force BF2 (kN)

Node	Maks BF1 [kN]	Min BF1 [kN]	Maks BF2 [kN]	Min BF2 [kN]
591	0	0	0	0
592	794	-507,6	286,9	-358,5
893	0	0	0	0
894	0	0	358,5	-286,9

BRIGADE/Standard version 4.3.7

Project File Name: L=10m,a=90deg_Stedlig.temperatur

Model ID: 20413366

Last save at: 2017-05-05 18:56:12

Calculated with version: 4.3.7

Last calc. started at: 2017-05-05 18:56:20

Time: 2017-06-05 15:11:32

Result Set Name: Horisontale lagerkrefter (stedlig temperatur)

Case 1: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BF1 (kN)

Case 2: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bearing Force BF1 (kN)

Case 3: ULS STR/GEO (envelope), Max, Bearing Force BF2 (kN)

Case 4: ULS STR/GEO (envelope), Min, Bearing Force BF2 (kN)

Node	Maks BF1 [kN]	Min BF1 [kN]	Maks BF2 [kN]	Min BF2 [kN]
591	0	0	0	0
592	507,6	-507,6	286,9	-286,9
893	0	0	0	0
894	0	0	286,9	-286,9