

Berekningsmetodar for spennarmerte betongbruer

Leif-Kristian Sæther

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileidar: Terje Kanstad, KT

Medveileidar: Håvard Johansen, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Thomas Reed, Statens vegvesen Vegdirektoratet

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgåva er skriven som ei avslutning på min 5-årige mastergrad i Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplege universitet, institutt for konstruksjonsteknikk. Arbeidet tilsvarar 30 studiepoeng, og er utført våren 2014.

Teamet for oppgåva er berekningsmetodar for etteroppspente betongbruer. I dag fins det mange slike bruer på vegane i landet, og det blir stadig bygd fleire. Å ha kjennskap til reglar for dimensjonering og verktøy som blir nytta for prosjektering av spennarmerte bruer, ser eg på som svært nyttig for seinare arbeid.

Arbeidet som er utført baserer seg på eit teikningsgrunnlag for Sagbakken bru, gitt av Statens vegvesen. Denne brua blei prosjektert på slutten av 1990-talet etter berekningsgrunnlaget ein nytta då. I dag er dette regelverket bytta ut med europeiske standardar, og oppdaterte handbøker utgitt av Statens vegvesen. Det er dette berekningsgrunnlaget som er nytta i denne oppgåva. Vidare er modellerings- og analyseprogrammet NovaFrame tatt i bruk.

Eg vil rette ein stor takk til dei som har gjort denne oppgåva mogleg og hjulpet meg undervegs:

Terje Kanstad – NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk

Håvard Johansen – Statens vegvesen, vegdirektoratet

Thomas Reed – Statens vegvesen, vegdirektoratet

Trondheim, 10. juni 2014

Leif-Kristian Sæther

Samandrag

Rapporten tek for seg berekningsmetodar for spennarmerte betongbruer. Utgangspunktet er teikningar av Sagbakken bru gitt av Statens vegvesen. Ho ligg langs Riksveg 23 i Røyken kommune, og blei prosjektert på slutten av 1990-talet etter regelverket ein nytta då. I denne rapporten blir dagens europeiske standardar og handbøker utgitt av Statens vegvesen nytta. Brua er ei plassprodusert, etteroppspent bjelkebru med fem spenn, der det lengste spennet er på 35 meter. Totallengda av brua er 140 meter.

Målet for oppgåva er å få innsikt i prosjekteringsgrunnlaget for spennarmerte betongbruer. Dette er gjort ved først å gjennomføre eit litteraturstudium av relevant regelverk og litteratur. Vidare er modellerings- og analyseverktøyet NovaFrame tatt i bruk. Det er eit program utvikla av Aas-Jakobsen A/S som eignar seg spesielt godt til statiske og dynamiske analyser av bruer. I denne rapporten er omfanget avgrensa til statiske analyser, der lastene som blir påført er berekna ut i frå relevante standardar og handbøker. Desse lastene inkluderer eigenlast, vind- og temperaturlast, trafikklast, oppspenningskraft frå spennarmeringa, svinn og kryp.

Ein enkel verifikasjon for nokre av lastverknadane ein får ut frå NovaFrame er så gjennomført. Denne verifikasjonen viser at dei kontrollerte lastverknadane stemmer. Deretter er aktuelle lastkoeffisientar og kombinasjonsfaktorar identifisert, slik at ein kan kombinere dei ulike lastene.

Ut i frå resultata frå lastkombineringa er det for bruoverbyggingen utført ei analyse av utvalte snitt for skjerkraft og ein kombinasjon av moment og aksialkraft i brotgrensetilstanden. Vidare er rissviddekrava for bruksgrensetilstanden kontrollert for enkelte snitt. Tverretninga av brua er òg analysert for moment og skjerkraft. Ut i frå desse analysane er nødvendig slakkarmeringsareal i dei utvalte snitta bestemt.

Til slutt er den lengste brusøyla kontrollert og dimensjonert. Denne søyla er om lag 24 meter lang. Søyla er først dimensjonert for første ordens moment. Deretter er det kontrollert om søyla er slank slik at andre ordens effektar må inkluderast. Resultatet av denne kontrollen viser at søyla ikkje er slank. Men for å sjå kva effekt det kunne ført til, er andre ordens berekningar utført for ei lengre søyle.

Med dei valte armeringsmengdene viser berekingane at kapasiteten i dei utvalte snitta er tilstrekkeleg. Dei viktigaste resultata frå berekingane er lista opp i Tabell 1.

Lengderetning bruoverbygning	Påkjenning	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Feltmoment	40 471 kNm	43 076 kNm	94 %
Støttemoment	32 739 kNm	37 954 kNm	86 %
Skjerkraft (med skjearmering)	6 021 kN	6 688 kN	90 %
Tverretning bruoverbygning	Påkjenning	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Utkragarmoment	119 kNm/m	511 kNm/m	23 %
Feltmoment	131 kNm/m	539 kNm/m	24 %
Skjerkraft for utkragar (med armering)	217 kN/m	260 kN/m	83 %
Skjerkraft i felt (utan armering)	150 kN/m	164 kN/m	91 %
Lengderetninga bruoverbygning		Slakkarmeringsmengder	
Lengdearmering i underkant pr. bjelke (felt)		12 ϕ 20	
Lengdearmering i overkant pr. bjelke (ved støtte)		25 ϕ 25	
Skjearmeringsbøylar i bjelkane		ϕ 20 s200	
Tverretning bruoverbygning		Slakkarmeringsmengder	
Armering for utkragar		ϕ 16 s150	
Armering i felt		ϕ 16 s170	
Skjearmering for utkragar		ϕ 16 s150	
Søyle		Slakkarmeringsmengder	
Lengdearmering		20 ϕ 32	
Tverrarmering		ϕ 12 s200	

Tabell 1 Oppsummering av påkjenningar, kapasitetar og armeringsmengder

Abstract

This report deals with calculation methods for prestressed concrete bridges. It is based on drawings of Sagbakken bridge given by The Norwegian Public Roads Administration. The bridge is located along highway 23 in Røyken municipality, and designed in the late 1990s based on the valid regulations at that time. In this report today's regulations are used, which includes European standards and manuals published by The Norwegian Public Roads Administration. The bridge is a posttensioned beam bridge built at site. The total length of the bridge is 140 meters, divided into five spans. The longest span is 35 meters.

The purpose of this thesis is to gain knowledge of the design basis for prestressed concrete bridges. Primary a literature study of relevant regulations and literature are carried out. Then the modelling and analysis tool NovaFrame is used. This is a program developed by Aas-Jakobsen A/S, which is especially suited for static and dynamic analysis of bridges. This report is limited to static analysis, where the loads are calculated based on relevant standards and manuals. These loads includes dead load, wind and temperature loads, traffic loads, prestressing, shrinkage and creep.

A simple verification is then carried out for some of the load effects obtained from NovaFrame. This verification shows that the controlled load effects are correct. Then the relevant load coefficients and combination factors are identified. This is done so one can combine the various loads.

Based on the result from the load combination, an analysis of chosen sections are performed. These analyses includes checks of shear force, and a combination of moment and axial force in ultimate limit state. Further on a control of cracking is performed for some sections. The transverse direction is also analysed with respect to moment and shear forces. From these analyses the required reinforcement in the chosen sections is decided.

At the end of the thesis, the longest bridge column is examined and designed. This column is about 24 meters long. It is first designed for first order moments. Then it is checked whether the column is slender or not. The result of this check shows that the column is not slender, and second order moments does not need to be included. However, to see what this could have led to, a second order calculation is performed on a longer column.

The capacity in the controlled sections shows to be sufficient with the chosen reinforcement. The main result from the calculations are shown in Tabell 2.

Longitudinal direction	Load	Capacity	Utilization
Moment in mid span	40 471 kNm	43 076 kNm	94 %
Moment at support	32 739 kNm	37 954 kNm	86 %
Shear force (with reinforcement)	6 021 kN	6 688 kN	90 %
Transverse direction	Load	Capacity	Utilization
Cantilever moment	119 kNm/m	511 kNm/m	23 %
Span moment	131 kNm/m	539 kNm/m	24 %
Shear force in cantilever (with reinforcement)	217 kN/m	260 kN/m	83 %
Shear force in the span (without reinforcement)	150 kN/m	164 kN/m	91 %
Longitudinal direction		Reinforcement	
Longitudinal reinforcement at the lower edge of a beam (in mid span)		12 ϕ 20	
Longitudinal reinforcement at the upper edge of a beam (at support)		25 ϕ 25	
Shear reinforcement in beams		ϕ 20 s200	
Transverse direction		Reinforcement	
Cantilever reinforcement		ϕ 16 s150	
Span reinforcement		ϕ 16 s170	
Shear reinforcement in cantilever		ϕ 16 s150	
Column		Reinforcement	
Longitudinal reinforcement		20 ϕ 32	
Transversal reinforcement		ϕ 12 s200	

Tabell 2 Sum up of loads, capacities and reinforcement

Innhald

Forord	I
Samandrag	III
Abstract	V
Innhald	VII
1. Innleiing	1
2. Generelt	3
2.1. Bjelkebruer	3
2.2. Spennarmering.....	3
2.3. Oppspenningsmetodar	4
2.4. Grunnlag for prosjektering av bruer.....	4
2.5. Teikningsgrunnlag	5
2.6. Geometri for Sagbakken bru	5
3. Materiale	7
3.1. Betong.....	7
3.2. Slakkarmering	7
3.3. Spennstål	8
4. NovaFrame	11
4.1. Statisk modell av Sagbakken bru	12
4.2. NovaFrame-modellen	12
4.3. Nodeinndeling	13
4.4. Elementinndeling.....	14
4.5. Tverrsnitt	15
4.6. Brumodellen	16
4.7. Randtingingar	17
4.8. Spennkablar	17
4.9. Laster og lastkombinasjonar.....	18
4.10. Byggjefasar	18
5. Laster	21
5.1. Permanente laster	21
5.1.1. Eigenlast	21
5.1.2. Kantdragarar	21
5.1.3. Rekkverk	21
5.1.4. Belegg.....	22
5.1.5. Tverrberarar	22
5.1.6. Vasstrykk.....	23
5.1.7. Jordtrykk	23
5.2. Variable laster	23
5.2.1. Naturlaster.....	23

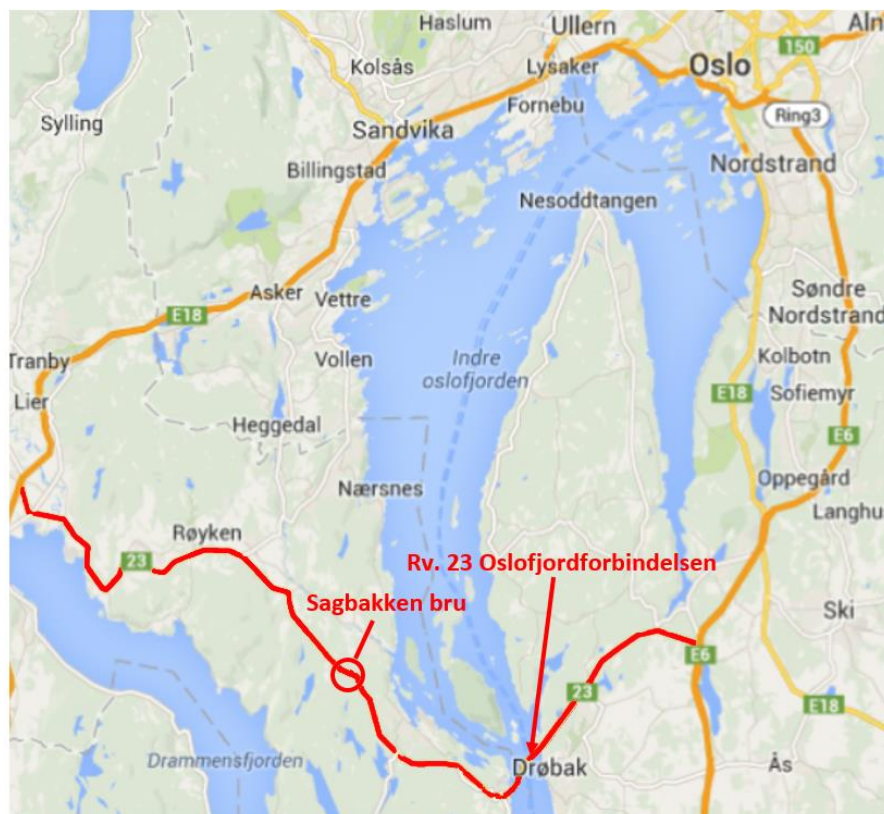
5.2.2. Snølast	23
5.2.3. Vindlast	23
5.2.3.1. Vindlast utan vegtrafikk	25
5.2.3.2. Kombinert vindlast og trafikklast	26
5.2.4. Temperaturlast	26
5.2.4.1. Jamt fordelt temperaturlast	27
5.2.4.2. Vertikal lineært varierende temperaturlast	27
5.2.4.3. Samstundes verknad av jamt fordelt temperaturlast og temperaturdifferansar	27
5.2.5. Jordskjelv	28
5.2.6. Trafikklast	28
5.2.6.1. Vertikal trafikklast	28
5.2.6.2. Lastmodellar i NovaFrame	31
5.2.6.3. Horisontal trafikklast	31
5.3. Deformasjonslaster	33
5.3.1. Spennkraft og spennkrafttap	33
5.3.2. Friksjonstap	33
5.3.3. Låsetap	35
5.3.4. Kryp	35
5.3.5. Svinn	38
5.3.6. Relaksasjon	39
5.3.7. Spennkrafttap i NovaFrame	40
5.4. Ulykkeslaster	41
6. Verifikasjon av NovaFrame-modell	43
6.1. Verifikasjon av eigenlast	43
6.2. Verifikasjon av trafikklast	43
7. Grensetilstandar	45
7.1. Brotgrensetilstandar	45
7.2. Bruksgrensetilstandar	45
7.3. Lastkombinasjonar	45
7.4. Brotgrensetilstand	46
7.5. Bruksgrensetilstand	47
7.5.1. Eksponeringsklasse	48
7.5.2. Lastkoeffisientar	48
8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden	51
8.1. Feltmoment	51
8.2. Støttemoment	52
8.3. Skjerkraft	54
8.4. Individuell lastverknad	56
8.4.1. Eigenlast	56
8.4.2. Spennarmering	56
8.4.3. Trafikklast	57

8.4.4. Vindlast	57
8.4.5. Temperaturlast	57
8.4.6. Kryp og svinn	58
8.5. Dimensjonering for feltmoment.....	59
8.6. Dimensjonering for støttemoment	61
8.7. Dimensjonering for skjerkraft.....	63
8.7.1. Kapasitet utan skjearmering.....	64
8.7.2. Skjearmeringsbehov	64
8.8. Oppsummering brotgrensetilstanden	68
9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	69
9.1. Dimensjonerande moment	69
9.2. Kontroll av trykkavlastning.....	70
9.3. Rissviddekontroll	72
9.3.1. Berekning av rissvidde ved maksimalt feltmoment.....	73
9.3.1.1. Spenningsendring i spennkablane	73
9.3.1.2. Rissviddeberekning.....	77
9.3.2. Rissviddekontroll ved maksimalt støttemoment.	79
9.4. Oppsummering bruksgrensetilstanden.....	80
10. Dimensjonering i tverretning	81
10.1. Dimensjonering for utkragarmoment i tverretninga.....	82
10.2. Dimensjonering for feltmoment i tverretninga	86
10.3. Dimensjonering for skjerkraft i tverretninga	89
10.3.1. Snitt 1	89
10.3.2. Snitt 2	94
10.4. Risskontroll i tverretning	97
10.4.1. Risskontroll for utkragar	97
10.4.2. Risskontroll for felt.....	98
10.5. Oppsummering tverretning	99
11. Søyleberekning	101
11.1. Last på søyla	101
11.2. Geometrisk avvik og effektiv lengde	101
11.3. M-N diagram.....	103
11.4. Kapasitetskontroll	108
11.5. Slanke søyler.....	108
11.6. Biaksial bøying	115
11.7. Oppsummering søyle	116
12. Konklusjon	117
Referansar	119
Vedlegg 1	121
Vedlegg 2.....	135

1. Innleiing

Denne oppgåva tek utgangspunkt i Sagbakken bru, som er ei etteroppspent betongbjelkebru. Formålet med oppgåva er å få auka innsikt i berekningsmetodar for betongkonstruksjonar, og då spesielt spennarmerte bruer.

Brua er ein del av Riksveg 23 Oslofjordforbindelsen. Denne sambindinga vart vedtatt bygd i 1995-96, og førte til ferjefri kryssing av Oslofjorden. Vegstrekninga bind saman E6 i Frogn og E18 ved Kjellstad i Lier, sjå Figur 1.1. Første byggjetrinn av strekninga, som var frå Bjørnstad i Røyken kommune til Vassum i Frogn kommune, vart opna i år 2000. Denne strekninga er 26,5 km lang og inkluderer 8 bruer og 6 tunnelar. Mellom anna Oslofjordtunnelen, ein undersjøisk tunnel på 7,3 km, som erstatta ferjestrekninga mellom Drøbak og Storsand (Statens vegvesen, 2012).



Figur 1.1 Riksveg 23 Oslofjordforbindelsen

Innleiingsvis blir brutypen, oppspenning, berekningsgrunnlag og brugeometrien presentert. Teikningsgrunnlaget, gitt av Statens vegvesen, som oppgåva tek utgangspunkt i er vist i Vedlegg 1. Vidare blir materiala som er nytta i brukonstruksjonen gjennomgått. Denne første delen av oppgåva baserar seg på eit litteraturstudium. Føremålet med dette er å få oversikt, og setje seg inn i aktuell litteratur for det vidare arbeidet. Ein vesentleg del av arbeidet med oppgåva er å lære seg dataprogrammet NovaFrame. Brumodellen som blir programert i dette programmet er presentert i kapittel 4. Hovuddelen av rapporten er lastberekning, lastkombinering og dimensjonering av utvalte snitt i brua. Lastkombineringa kunne

1. Innleiing

vore gjort i NovaFrame, men etter samtalar med vegleiar blir det valt å gjere dette i stor grad ved manuelle berekningar. Dette for å få ei betre forståing av prosessen.

Grunnlaget for dimensjoneringa er europeiske standardar og handbøker utgitt av Statens vegvesen. Avgrensingar for dimensjoneringa og kontrollar utført i denne oppgåva er gitt i dei følgjande punkta:

- I lengderetning av bruoverbygningen: dimensjonering av to snitt for kombinasjon av moment og aksialkraft, og eitt snitt for skjerkraft.
- Kontroll i bruksgrensetilstand, med fokus på rissvidder.
- I tverretning av bruoverbygningen: dimensjonering for moment og skjerkraft.
- Søylar: knekk Lengder, første og andre ordens moment.

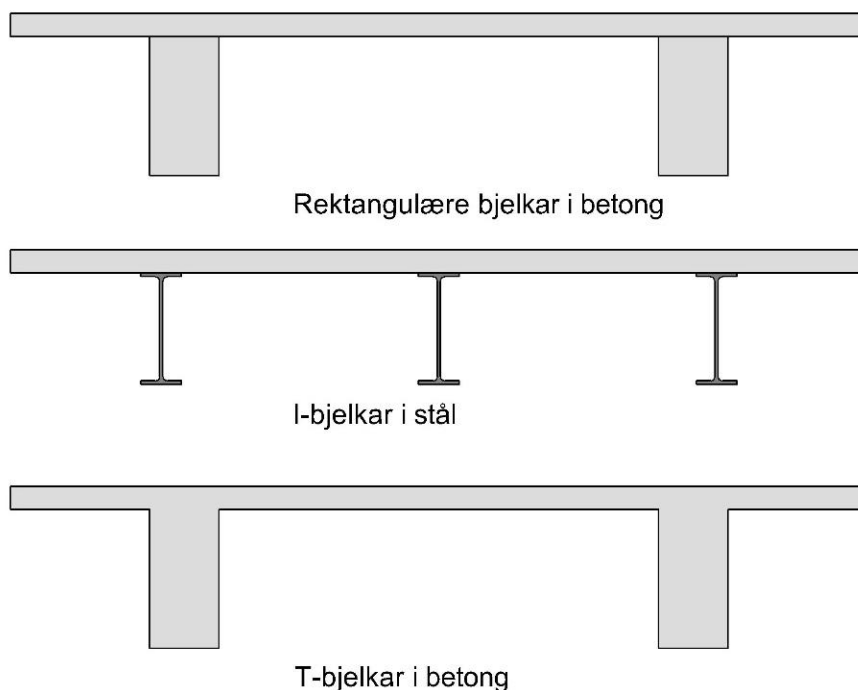
2. Generelt

I dette kapitlet blir det gitt ein kort presentasjon av brutype, og prinsipp for spennarmering og oppspenning. Vidar blir litteratur som danner grunnlaget for prosjekteringa presentert. Til slutt blir geometrien for Sagbakken bru gjennomgått.

2.1. Bjelkebruer

Ei bjelkebru er ei bru som blir bert av ein eller fleire bjelkar i stål, tre, eller armert betong. Det er altså bjelkane som er hovudberesystemet. Laster på brudekket blir overført til bjelkane, for så å bli ført vidare til underbygningen som landkar og søyler. Bjelkebruer kan vere både prefabrikkerte og plassproduserte betongbruer, men òg valsa stålbjelkebruer, stålplatebeararbruer og gitterbjelkebruer (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2009a). Mest vanlege bjelketypar er rektangulære bjelkar, I- og T-bjelkar, slik som vist i Figur 2.1. Skilnaden mellom T-bjelkar og rektangulære bjelkar, er at for T-bjelkane er bjelkar og dekke støypt i eitt.

Bjelkebruer er ein veldig vanleg brutype. Fordelane med å byggje bjelkebruer er at dei er rimelege, ofte estetisk vellykka og spesiell geometri er lett å ta omsyn til. Spesiell geometri kan til dømes omhandle breiddeutvidingar og skeivheit. For spennarmerte bjelkebruer er vanlege spennvidder 20-35 meter (Fergestad & Johansen, u.d.).



Figur 2.1 Ulike typar bjelkebruer

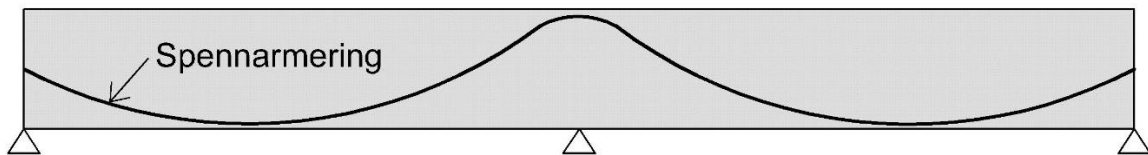
2.2. Spennarmering

Spennarmering er armering som blir gitt ei initialtøyning med ei strekkraft. Denne krafta blir overført til betongen som trykk gjennom endeforankringar av

2. Generelt

spennarmeringa, eller som heft mellom betong og spennarmering. Grunnen til at ein vil påføre betongen trykk, er at strekkapasiteten til betong er særst låg.

For ein bjelke som går over fleire spenn, er det vanleg med ondulerande spennarmering. Det vil seie at armeringa bølgar langs bjelken alt etter kvar det i utgangspunktet vil oppstå strekkspenningar i betongen, slik som vist i Figur 2.2.



Figur 2.2 Ondulerande spennarmering

Når armeringa blir strekt opp, vil ho prøve å rette seg ut. Men fordi ho ligg inne i betongen går ikkje det. Dette fører til at betongen blir påført ei fordelt kraft frå armeringa. I eit typisk spenn blir denne krafta retta oppover.

Samanlikna med slakkarmering er det to hovudfordelar med spennarmering. For det første avgrensar ein opprissing og rissvidder, det gjer at bestandigheita til betongen blir forbetra. Den andre fordelten er at ein reduserer nedbøyinga. Dette på grunn av den jamt fordelte krafta ein får frå spennarmeringa på betongen, og fordi redusert opprissing gir auka bøyestivleik.

2.3. Oppspenningsmetodar

Ein skil mellom to oppspenningsmetodar. Skilnaden mellom dei er kva tid strekkrafta blir påført spennarmeringa. Ved føreropspenning blir krafta påført før betongen er støypt og herda, dette er typisk for fabrikkproduserte betongelement. Krafta blir overført til betongen via heftspenningar mellom armering og betong.

Dersom armeringa blir påført strekkrafta etter betongen er herda, får ein etteroppent betong. Då må armeringa ligge fritt i konstruksjonen, eller bli tredd gjennom innstøypte kanalar. Forankringa av slik armering kan gjerast på fleire måtar. Ein kan støype inn den eine enden i betongen, då får ein ei passiv forankring. I den andre enden må ein då ha ei aktiv forankring. Ved den aktive forankringa vil strekkrafta bli påført kabelen med ein jekk, og låst mot ei innstøyt forankringsplate. Det er òg mogleg at begge endar er aktive slik at ein kan spenne opp kabelen frå begge sider. Når kabelen er spent opp er det vanleg å injisere kanalane med ein sementbasert mørtel, då opprettar ein heftsambinding mellom spennarmering og betong. Typisk bruksområde for etteroppspenning er til dømes i bruer og store rammekonstruksjonar.

2.4. Grunnlag for prosjektering av bruer

Regelverket for prosjektering av bruer består i dag av handbøker utgitt av Statens vegvesen og ei rekkje Eurokode-standardar utgitt av Standard Norge. Sagbakken bru vart prosjektert og bygd rundt tusenårsskiftet. Då var det norske standardar som vart

brukt. Mellom anna NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner, som vart utgitt i 1989. Denne standarden vart trekt tilbake i 2010, og den europeiske standarden NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, som blei innført i 2008, vart gjeldande.

Denne utskiftinga av standardar fører til at prosjekteringsgrunnlaget er noko annleis no enn det var då brua vart prosjektert. I denne rapporten er i hovudsak følgjande Eurokode-standardar og handbok nytta som grunnlag:

NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (heretter kalla EK0) (Standard Norge, 2008a).

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster (Standard Norge, 2009).

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-5: Allmenne laster Termiske påvirkninger (Standard Norge, 2008b).

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 2: Trafikklast på bruer (Standard Norge, 2010).

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (heretter kalla EK2)
(Standard Norge, 2008c).

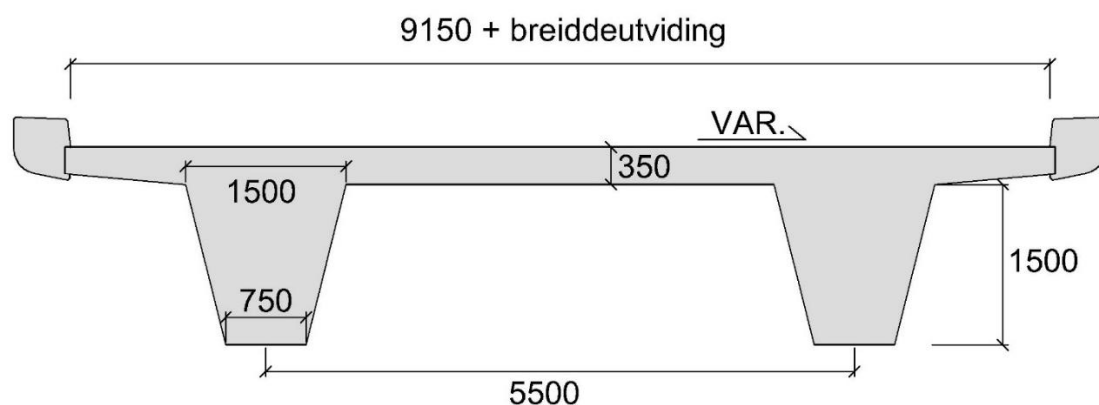
Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2011: Bruprosjektering Håndbok 185
Eurokodeutgave (heretter kalla HB185).

2.5. Teikningsgrunnlag

Grunnlaget for rapporten er teikningar tildelt frå Statens vegvesen. Delar av teikningane er attgjeve i rapporten. For rapporten sitt fullstendige teikningsgrunnlag, sjå Vedlegg 1.

2.6. Geometri for Sagbakken bru

Sagbakken bru er ei 140 meter lang plassproduisert betongbjelkebru, med overbygningstverrsnitt som vist i Figur 2.3.



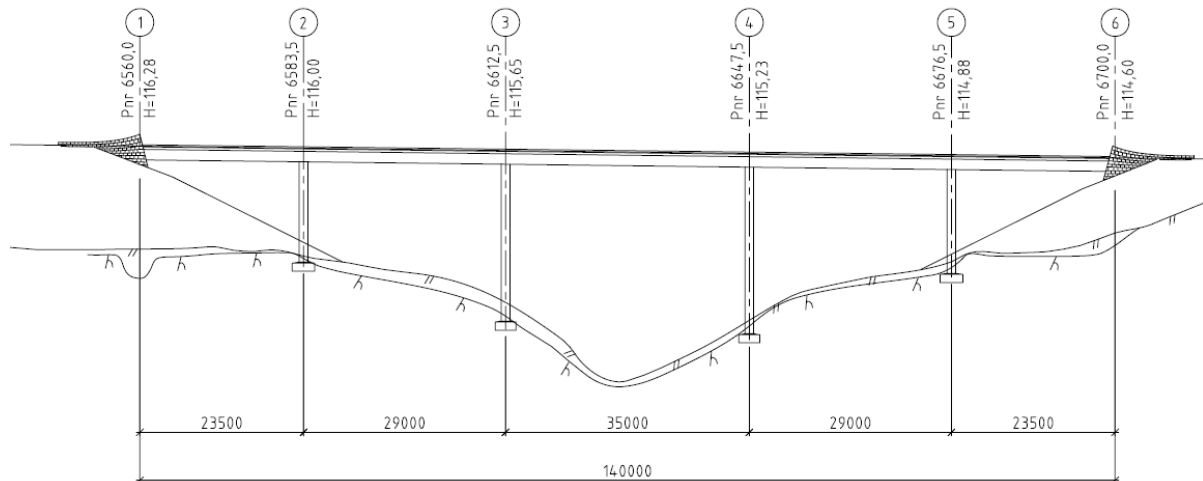
Figur 2.3 Overbygningstverrsnitt Sagbakken bru

2. Generelt

Bjelkane er ein variant av T-bjelkar, der sjølve bjelken har trapesform. Over brulengda er det ei varierende breiddeutviding, men ho er det ikkje teke omsyn til i denne rapporten. Det same gjeld for bruoverbyggingen sitt varierende tverrfall.

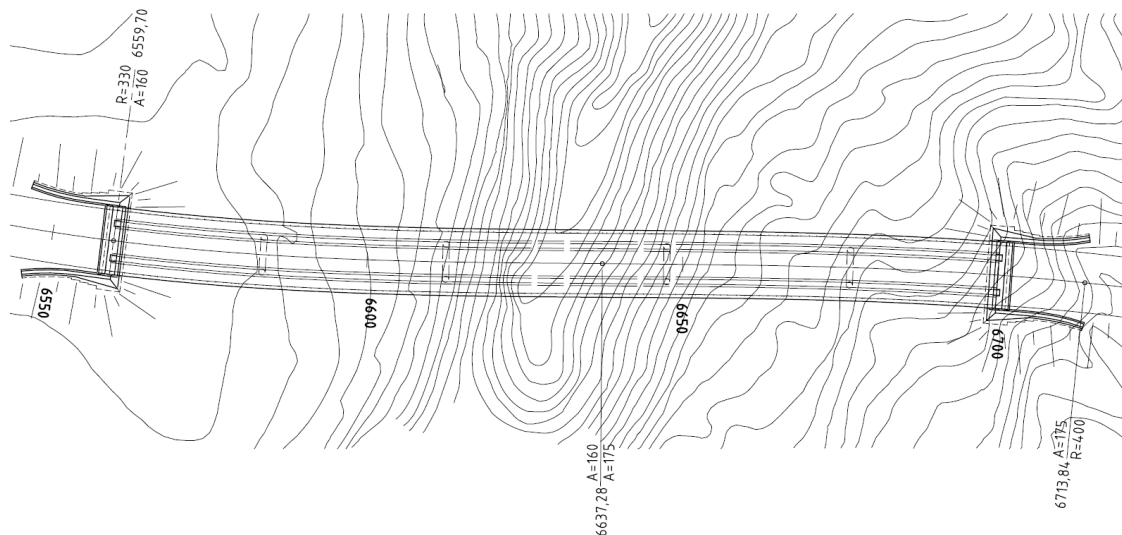
Brua er inndelt i fem spenn, der det lengste er 35 meter, sjå Figur 2.4.

Bruoverbyggingen blir bert av landkar i begge endar, og parvise søyler mellom spenna. Søylenes er sirkulære med ein radius på 625 mm. Søylefundamenta står på fjell, medan landkara ligg på fyllingar. Ved opplegga for bruoverbyggingen er det lagt inn tverrberarar mellom bjelkane.



Figur 2.4 Vertikalsnitt av Sagbakken bru

Horisontalgeometrien til brua er samansett av to klotoider som krummar kvar sin veg, sjå Figur 2.5. Ei klotoide er ei kurve der krumminga endrar seg lineært med kurvelengda.



Figur 2.5 Horisontalsnitt av Sagbakken bru

I rapporten er horisontalkurvaturen neglisjert, slik at berekningane er gjort for ei rett bru.

3. Materiale

Materiala som i hovudsak er brukt på Sagbakken bru er betong, slakkarmering og spennarmering.

3.1. Betong

I konstruksjonar der ein nyttar spennarmering, tek ein oftast i bruk betong som har høgare fastleik enn det ein nyttar i slakkarmerte konstruksjonar. Vanlege fastleiksklasser er B35 til B55. Grunnen til bruk av betong med høg fastleik, er høgt trykkspenningsnivå frå spennarmeringa. Samansetjinga av betongen blir gjort ut i frå ønske om å oppnå minst mogleg tap av forspenninga. Slike tap kan ein få frå kryp og svinn i betongen, sjå kapittel 5.3. Parametrar for betongen i Sagbakken bru er gitt i Tabell 3.1

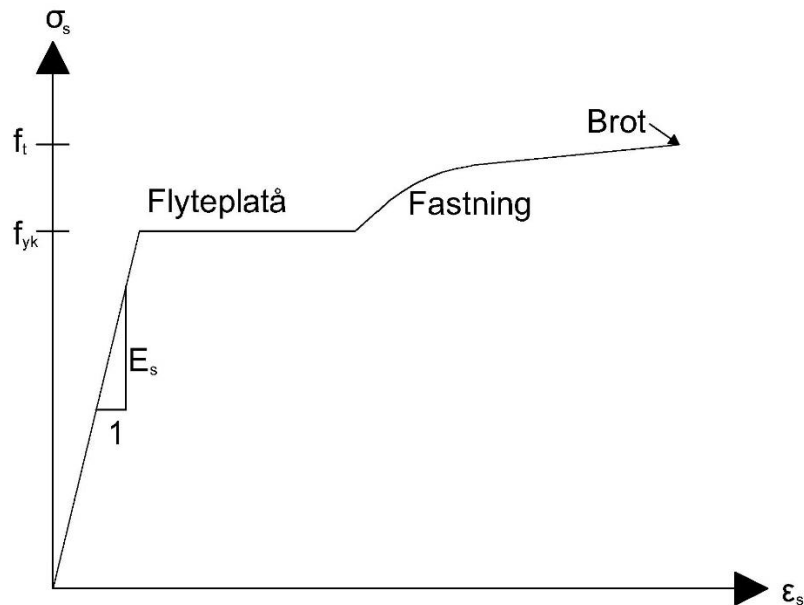
Betongkvalitet		C55-SV40 B45 (Etter EK2)
Tyngdetettleik (armert betong)	γ	25 kN/m ³
Karakteristisk sylindfastleik	f_{ck}	45 MPa
Materialfaktor	γ_c	1,5
Dimensjonerande trykkfastleik	$f_{cd} = 0,85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	25,5 MPa
Strekkfastleik	f_{ctm}	3,8 MPa
E-modul	E_{cm}	36 000 MPa

Tabell 3.1 Betongparametrar

3.2. Slakkarmering

Som tidlegare nemnt, og som ein kan sjå av Tabell 3.1, har betong låg strekkfastleik. Det gjer at rein betong utsatt for strekk vil oppføre seg sprøtt. For å oppnå ein duktil oppførsel for betong i strekk, er det nødvendig med armering. Frå Figur 3.1, som viser ei typisk spennings-tøyingskurve for slakkarmering, ser ein dei duktile eigenskapane for stålet som ein dreg nytte av når ein ønsker å unngå sprø oppførsel av betongen. Armeringsstålet er til vanleg kamstål, det vil seie stenger med kammar på overflata. Kammane skal sikre gode hefteegenskapar, slik at samvirke mellom betong og stål blir godt.

3. Materiale



Figur 3.1 Spennings-tøyingskurve for slakkarmering

På teikningsgrunnlaget for Sagbakken bru er det oppgitt stålqualität K500TE, som er namn gitt etter standarden som vart brukt då brua vart prosjektert. I denne rapporten er det valt å bruke stålqualität med nemning som er vanleg i dag B500NC, som tilsvarar stålqualiteten nytta i Sagbakken bru. Parametrar for slakkarmeringa er gitt i Tabell 3.2

Karakteristisk fastleik	f_{yk}	500 MPa
E-modul	E_s	200 000 MPa
Materialfaktor	γ_s	1,15
Dimensjonerande fastleik	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	435 MPa

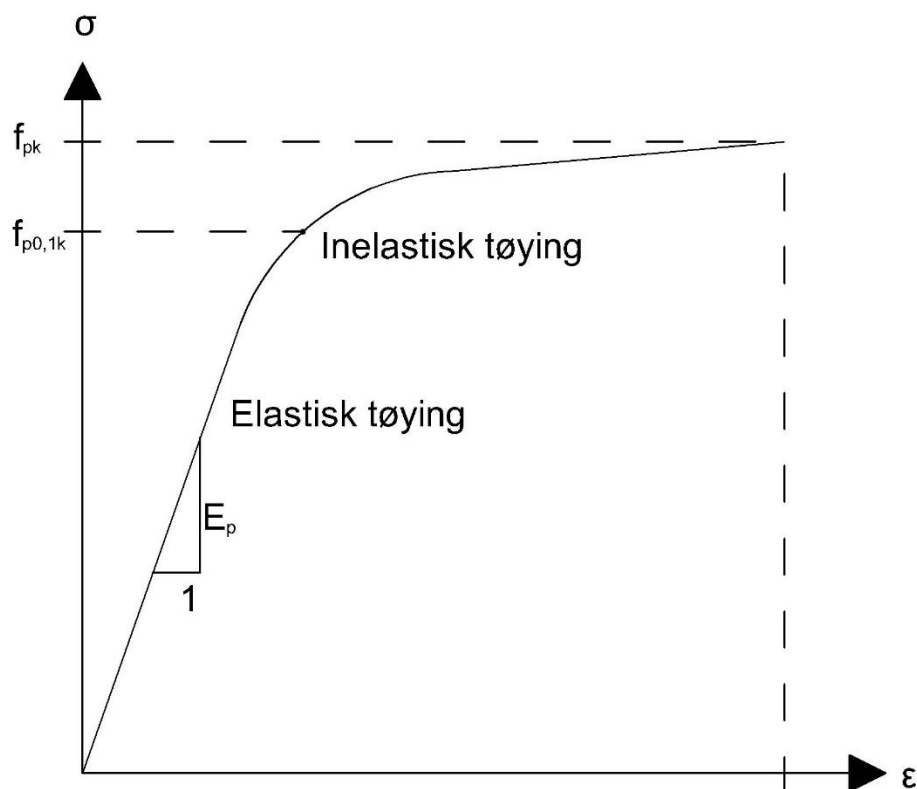
Tabell 3.2 Slakkarmeringsparametrar

3.3. Spennstål

I kvar av bjelkane i brua går det ondulerande etteroppspent armering. Det blir i dei fleste kablane nytta passiv forankring i eine enden, og aktiv i den andre. Ein av kablane i kvar bjelke har aktiv forankring i begge endar.

Spennarmeringa som blir nytta i Sagbakken bru er to variantar av typen Cona-Multi. Det er Cona-Multi type 1206, og type 1906. Dei to første siffera angir talet på spenntau i kabelen, medan dei to siste gir diameteren på kvart spenntau i tomnar. I teikningsgrunnlaget, og i spesifikasjonane for Cona-Multi spennkablur (KB Spennteknikk AS, 2011), er flytegrensa for kablane gitt som 0,2 % inelastisk tøyning. Det var vanleg etter regelverket som ein nytta når brua vart prosjektert. Etter dagens standard skal 0,1 %-grensa nyttast som flytegrense, altså spenninga i stålet etter

0,1 % inelastisk tøying, $f_{p0,1k}$, vist i Figur 3.2. Det er denne grensa som blir nytta vidare i rapporten.



Figur 3.2 Spennings-tøyingskurve for spennarmering

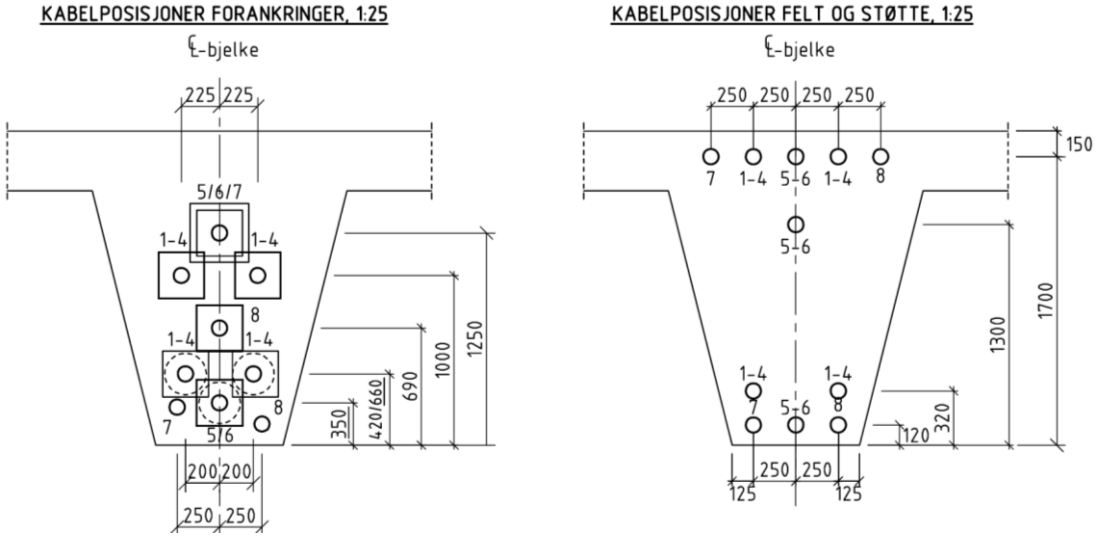
Tabell 3.3 viser parametrar for spennarmeringa.

Cona-Multi type 1206 og type 1906		
Areal	$A_{p,1206}$ $A_{p,1906}$	1 680 mm ² 2 660 mm ²
Karakteristisk fastleik	f_{pk}	1 860 MPa
Karakteristisk flytegrense	$f_{p0,1k}$	1 640 MPa
E-modul	E_p	196 000 MPa
Materialfaktor	γ_s	1,15
Dimensjonerande verdi for stålspenning	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$	1 426 MPa

Tabell 3.3 Spennarmeringsparametrar

Plasseringa av spennarmeringa ved forankring, i felt og ved støtte er vist i Figur 3.3. I felt ligg spennarmeringa i underkant, medan ho over støttene ligg i overkant.

3. Materiale



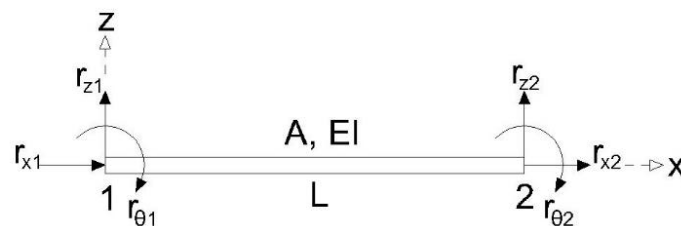
Figur 3.3 Kabelplassering i bjelketverrsnitt

4. NovaFrame

NovaFrame er eit firedimensjonalt rammeprogram som baserar seg på elementmetoden. Det kan utføre både statiske og dynamiske analyser, og er spesielt godt eigna til bruanalyser. Programmet er utvikla av Aas-Jakobsen A/S.

Som ei grov inndeling av analyseprogram som finst, kan ein skilje mellom elementprogram og rammeprogram. Skilnaden ligg i kva elementtypar programma nyttar. Elementprogram nyttar skalelement, medan rammeprogram slik som NovaFrame brukar bjelkeelement. Skilnaden blir ikkje skildra noko meir her, men det blir gitt ein kort introduksjon til bjelkeelementet.

Bjelkeelementet har to noder og totalt seks fridomsgrader, sjå Figur 4.1. Ein har då likningar for aksialkraft, skjerkraft og bøyemoment. I tillegg må elementet innehalde opplysingar om E-modulen til materialet, tverrsnittsareal og 2. arealmoment. Dersom ein vil ta ut spenningane frå elementet, må bjelkehøgda gjevast. For å få ein god representasjon av ein fysisk bjelke er ein avhengig av å dele inn i tilstrekkeleg mange element.



Figur 4.1 Bjelkeelement

I NovaFrame kan ein definere input gjennom det grafiske grensesnittet eller med ASCII input. Sistnemnde vil seie at inputen blir lest frå ei tekstfil, noko som er ein fordel for store modellar. Brukar ein det grafiske grensesnittet for store modellar, er det både tidkrevjande og feilømfintleg (Aas-Jakobsen, u.d.).

Programmet reknar automatisk ut tverrsnittskonstantar for alle typar tverrsnitt, som tyngdepunkt og 2. arealmoment. Det har og implementert dei fleste typar laster. Spesielt praktisk for bruanalyser er det at trafikklastar og forspenning er inkludert. NovaFrame handterer system som forandrar seg, det gjer at ein kan simulere byggjeprosessen. For bruer som har fleire byggjefasar, til dømes for fritt frambyggbruer, er dette særskilt viktig.

Analysar ein kan nytte NovaFrame til:

- statisk analyse (med eller utan 2. ordens effektar)
- dynamisk analyse
- stokastisk vindanalyse
- jordskjelvanalyse
- knekkjingsanalyse

4.1. Statisk modell av Sagbakken bru

Brumodellen som blir nytta til analysen er, som tidlegare nemnt, basert på nokre forenklingar.

- Horisontalgeometrien blir satt heilt rett, neglisjerer klotoidene.
- Tverrfallet blir satt lik null, eigentleg 8 %.
- Breidda av overbygningstverrsnittet, utan kantdragarar, blir satt lik 9 250 mm. Breiddeutvidinga blir neglisjert.



Figur 4.2 Statisk system for Sagbakken bru

Figur 4.2 viser det statiske systemet for brua. Ved endane er det glidelager mot landkara, medan søylene er fast innspent i botnen. Toppen av søylene er monolittisk kopla til bruoverbygningen. Det vil seie at koplinga er stiv slik at moment og krefter kan overførast frå overbygningen til søyla.

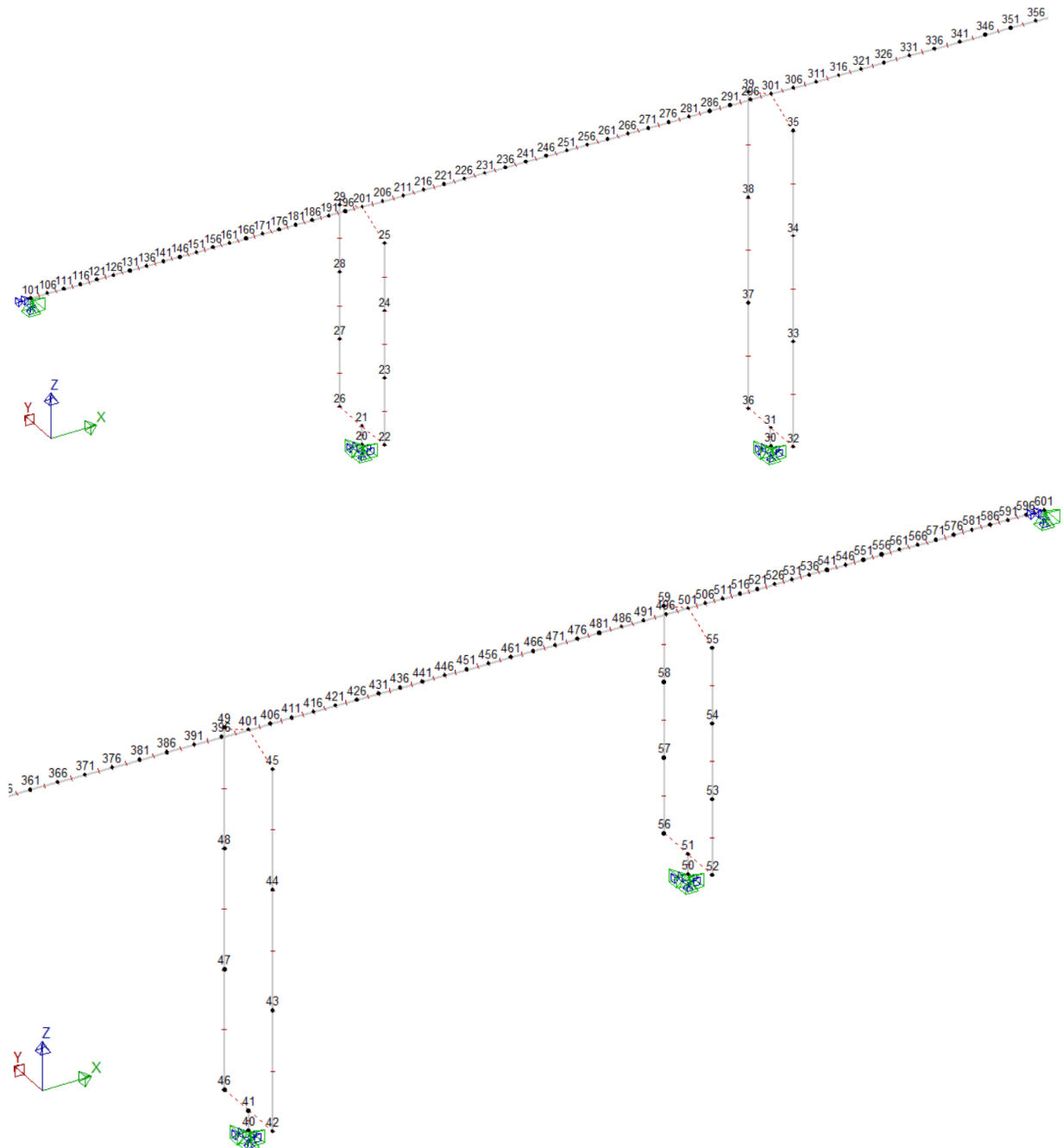
4.2. NovaFrame-modellen

Oppbygginga av modellen i NovaFrame er gjort ved først å definere materialparametrar og referanselinjer. Referanselinjene dannar grunnlaget for vidare oppbygging av modellen, det er ei geometrisk linje som ein kan knyte vilkårlege tverrsnitt til. Vidare er aksar definert. Aksane som er nytta i modellen er dei same som er nytta i teikningane frå Statens vegvesen, der aksane er lagt til søylene og ved opplegga på landkara. Det globale aksesystemet er definert som:

- X-aksen går i lengderetninga.
- Y-aksen går på tvers av brua.
- Z-aksen går vertikalt oppover.

4.3. Nodeinndeling

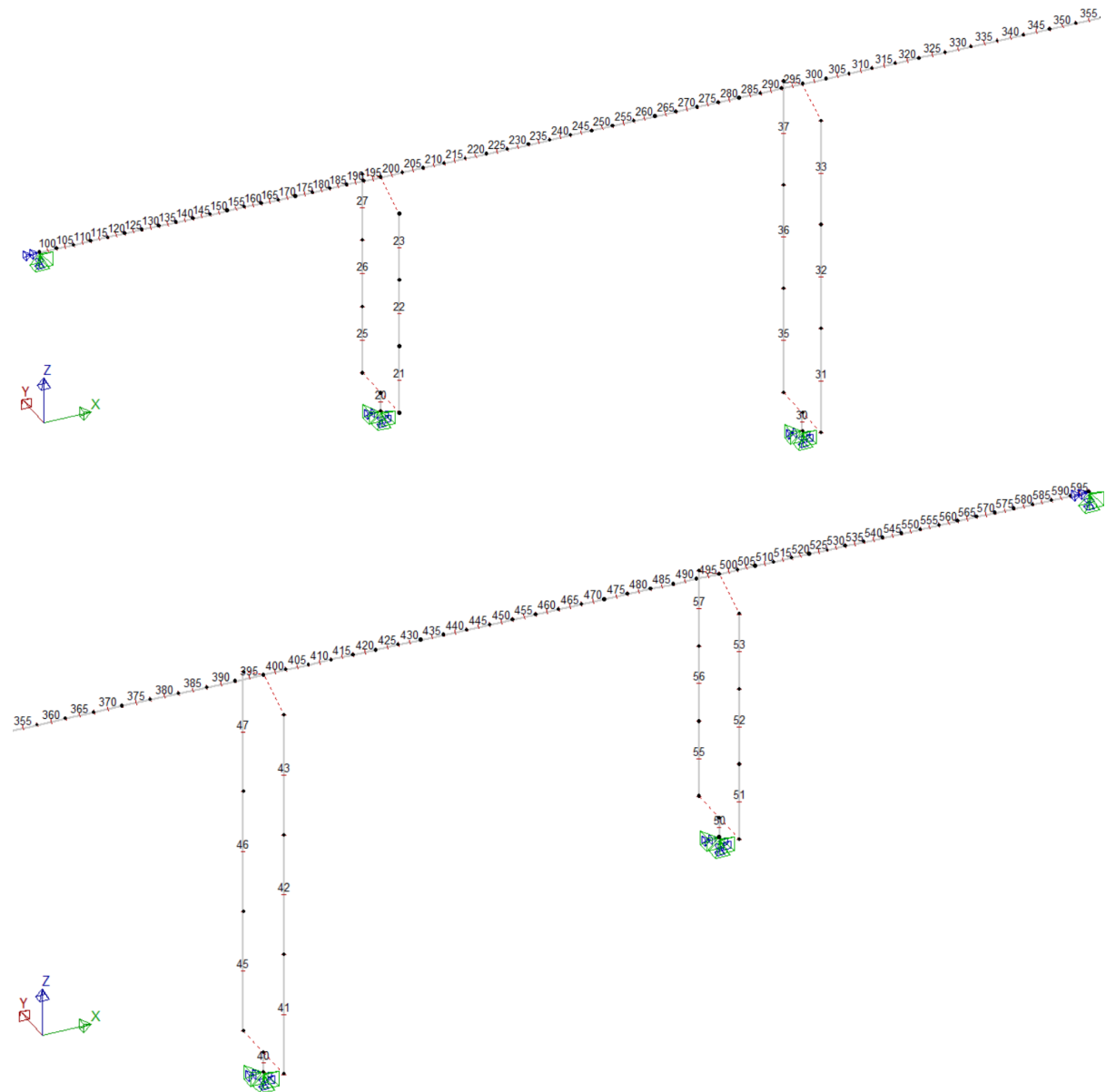
For å dele inn modellen i bjelkeelement, må ein først definere noder. Nodane er endepunkta til elementa. Inndelinga i noder og nodenummerering er gjort som vist i Figur 4.3. Det er mellom anna viktig å legge noder i snitt der ein vil lese ut viktige resultat, i søyleaksar og i støypeskøytar.



Figur 4.3 Nodeinndeling

4.4. Elementinndeling

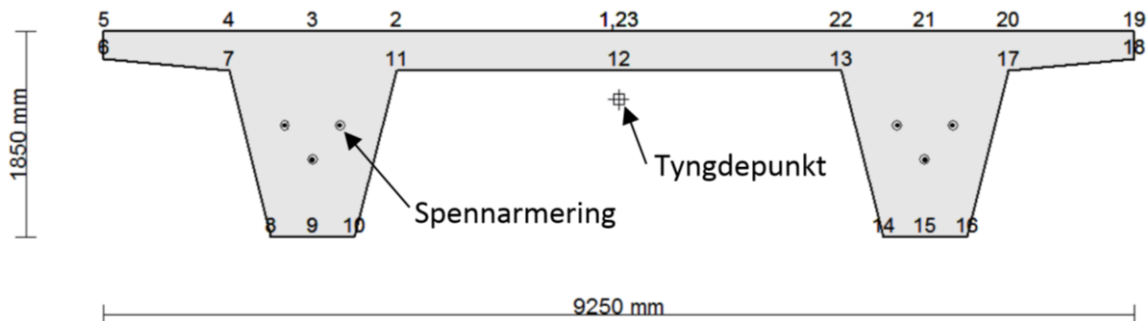
Når noder er definert, kan ein dele inn i element mellom nodane. Utsnitt av elementinndelinga, med elementnummer er vist i Figur 4.4.



Figur 4.4 Elementinndeling

4.5. Tverrsnitt

Som tidlegare skildra er søyletverrsnittet sirkulært med radius på 625 mm. Overbygningstverrsnittet ved landkaret i akse 1, er vist i Figur 4.5. Figuren viser òg forankringspunkta til spennarmeringa og tverrsnittet sitt tyngdepunkt.



Figur 4.5 Overbygningstverrsnitt

NovaFrame reknar sjølv ut tverrsnittparametrar for overbygningen. Dette inneber mellom anna areal, arealtregleiksmomenta og plassering av tverrsnittet sitt tyngdepunkt, sjå Tabell 4.1.

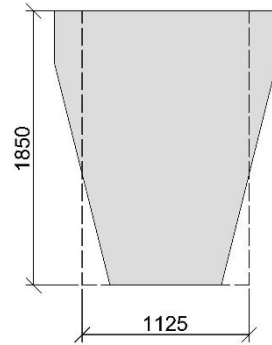
Areal	A_c	$6,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
Arealregleiksmoment	I_x	$1,803 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
	I_y	$4,696 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$
Avstand til tyngdepunkt frå overkant		609,6 mm

Tabell 4.1 Tverrsnittparametrar

Torsjonstregleiksmoment blir òg rekna ut i NovaFrame, $I_{t,NF}$. Det blir i utgangspunktet gitt som summen av arealtregleiksmomenta I_x og I_y . Denne framgangsmåten gir for stort torsjonstregleiksmoment. For å få korrekt I_t , kan ein i programmet leggje inn ein skaleringsfaktor K_{it} .

$$K_{it} = \frac{I_t}{I_x + I_y}$$

Tverrsnittet for overbygningen på Sagbakken bru har to bjelkar/steg. Som ei god tilnærming for dette tverrsnittet kan ein rekne ut I_t for ein bjelke, og multiplisere med to. Tjukna på bjelkane i tverrsnittet aukar lineært, men som ei tilnærming blir det valt å bruke middeltjukna vist med stipla linje på Figur 4.6.



Figur 4.6 Tverrsnitt for utrekning av torsjonstregleiksmoment

Ønska torsjonstregleiksmoment blir då:

$$I_t = 2 * \left(\frac{1}{3} ab^3 \left(1 - 0,63 \frac{b}{a} \right) \right) = 2 * \frac{1}{3} * 1850 * 1125^3 * \left(1 - 0,63 * \frac{1125}{1850} \right)$$

$$= 1,083 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

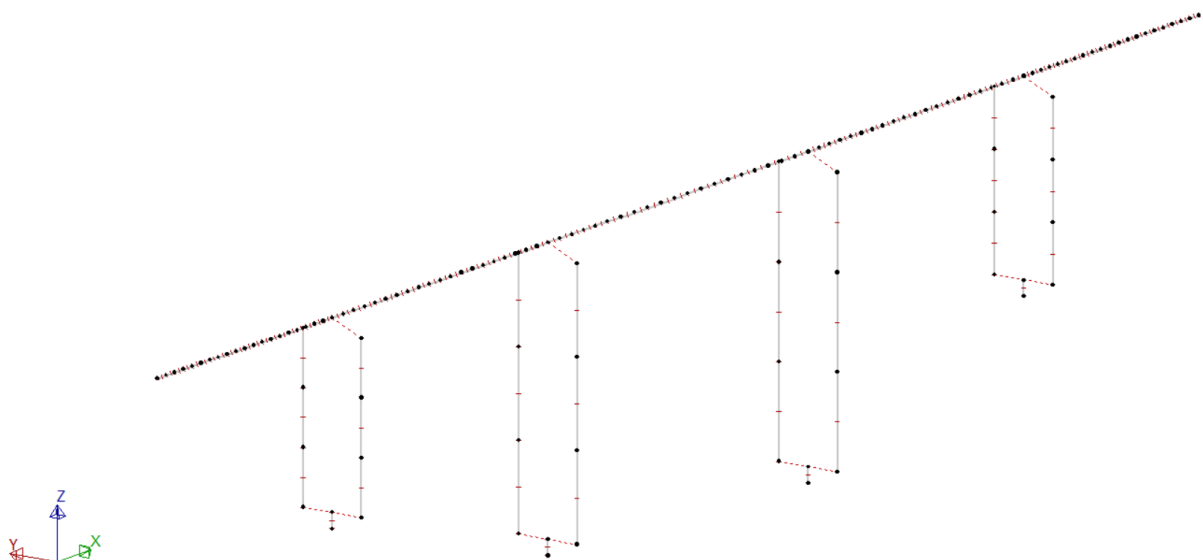
Arealstregleiksmomenta for bøying om x- og y-aksen, I_x og I_y , er gitt i Tabell 4.1.

Skaleringsfaktoren kan no reknast ut:

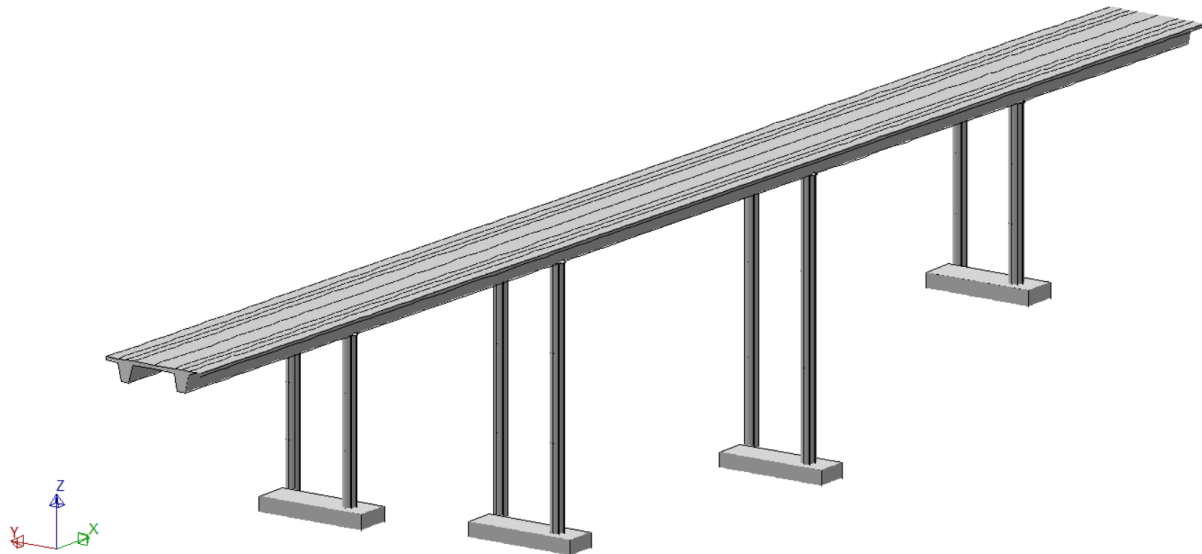
$$K_{it} = \frac{I_t}{I_x + I_y} = \frac{1,083 * 10^{12}}{1,803 * 10^{12} + 4,696 * 10^{13}} = 0,0222$$

4.6. Brumodellen

Brua sin geometri er no definert og ein kan få opp ein modell. Figur 4.7 og Figur 4.8 viser heile brumodellen, høvesvis utan og med tverrsnittoverflatene.



Figur 4.7 Brumodell utan tverrsnittsoverflater



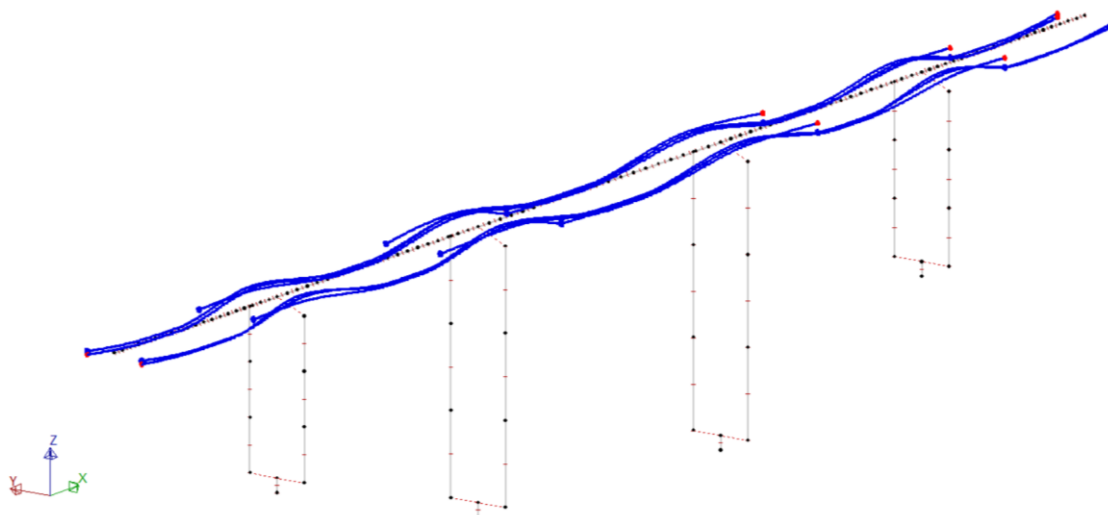
Figur 4.8 Brumodell med tverrsnittsoverflater

4.7. Randtingingar

Randtingingane blir lagt inn som vist i den statiske modellen av brua, Figur 4.2. For opplegga på landkara inneber det at translasjon i lengderetning, og rotasjon om y-aksen er tillate. Medan resten av translasjons- og rotasjons moglegheitene er fasthaldne. Randtingingane til søylene skal gi monolittisk kopling til bruoverbygningen, og fast innspenning til fundamentet. Det er gjort ved å nytte master-slave koplingar. Nodane for søyletoppane er definert som slavar, medan noden i bruoverbygningen er definert som master. Det vil seie at rotasjon og translasjon på bruoverbygningen over søyla blir ført vidare til søyla. Søyla følgjer bruoverbygningen slavisk. I botn av søylene er det likeins, med fundamentet definert som master. På denne måten blir kreftene som verkar på bruoverbygningen ført ned til grunnen.

4.8. Spennkablar

I teikningsgrunnlaget er plassering av spennarmering vist på blad nummer K840, sjå Vedlegg 1. I NovaFrame-modellen er det forsøkt å oppnå ei tilnærma plassering og kurvatur, vist i Figur 4.9.



Figur 4.9 Spennarmeringsplassering i NovaFrame-modellen

Ein må gi tapsparametrar for spennarmeringa for friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon. Forklaring og utrekning av desse parametranne er vist under kapittel 5.3. Deformasjonslaster. Spennkrafta som blir påført kablane må òg definerast. Den blir gitt som prosent av $f_{p0,1k}$, og påført i aktiv ende av spennkablane. Det er valt å spenne opp med 90 % av $f_{p0,1k}$, som er største spenning ein kan påføre kablane i samhøve med EK2, 5.10.2.

4.9. Laster og lastkombinasjonar

Lastene som verkar på brua blir lagt inn i modellen individuelt. Deretter lagar ein ulike kombinasjonar med lastfaktorar for å finne mest ugunstige plassering og resultat for ulike grensetilstandar. Laster, grensetilstandar og lastkombinering er nærare skildra i kapittel 5 og kapittel 7.

4.10. Byggjefasar

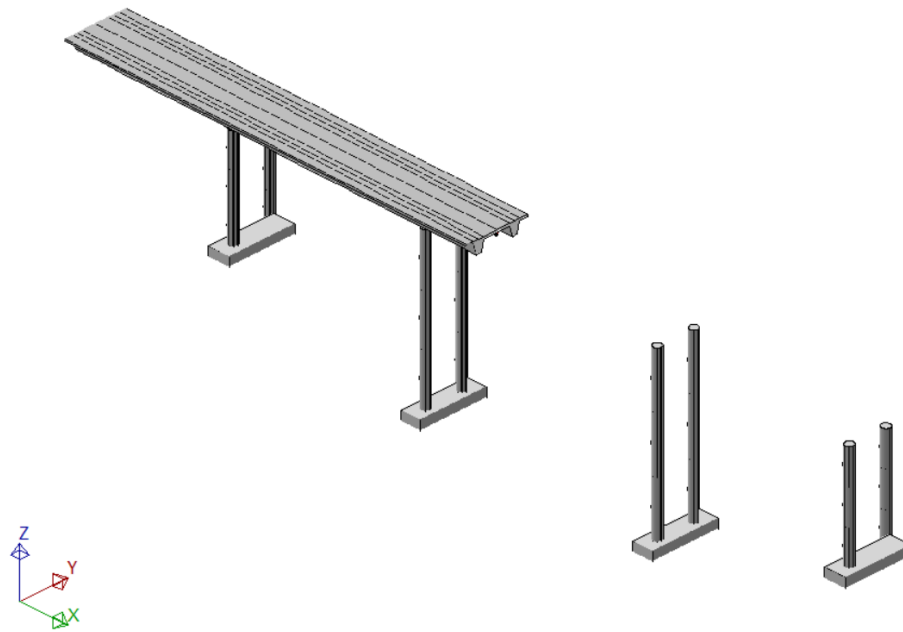
Overbygningen på Sagbakken bru blir bygd i fleire fasar. Byggjefasar er noko ein må ta omsyn til når ein reknar på ei bru, i tilefelle ein byggjefase blir dimensjonerande. Ein byggjefase vil ha eit statisk system som er annleis enn systemet for den endelege brua. Dette medfører òg at ein har ulik belastning og oppspenningstilstandar for dei ulike byggjefasane. Vanlegvis får ein dimensjonerande lastkombinasjon for ferdig bru, men under byggjefasane kan ein få spesielle situasjonar som blir kritisk for delar av brua.

Oppspenningstilstandar er ofte dimensjonerande for byggjefasar. Då kan konstruksjonen vere høgt utnytta, og trykkfastleiken til betongen kan vere låg av di betongen ikkje har herda så lenge. Under byggjefasane er det ikkje uvanleg med til dømes tunge køyretøy på brua. Det kan føre til betydelege nyttelaster som må inkluderast i lastkombinasjonane. I denne rapporten er det sett vekk i frå slike laster.

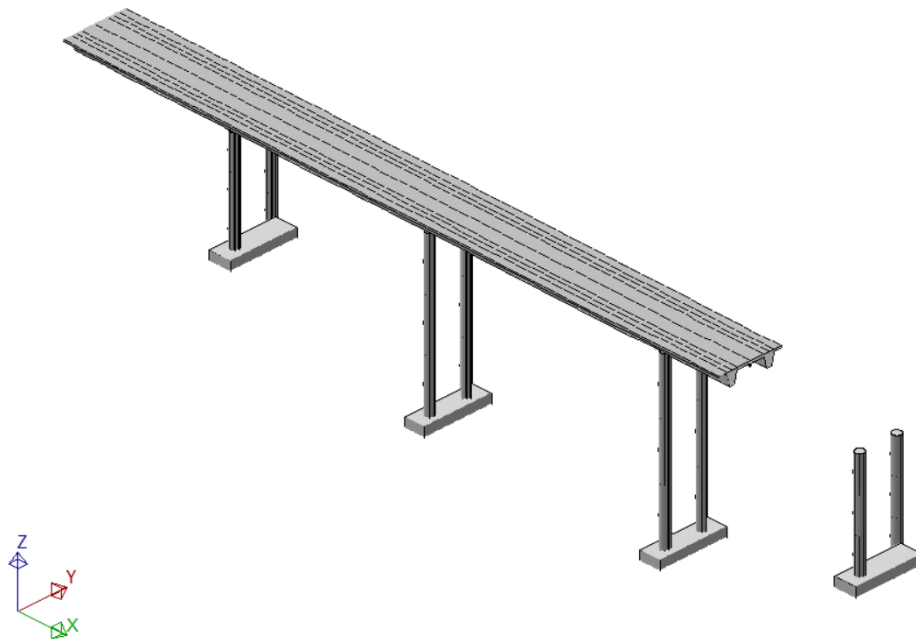
Byggjefasane for Sagbakken bru er skildra og vist i Tabell 4.2 og Figur 4.10 - Figur 4.13.

	Skildring	Figur
Byggjefase 1	Overbygning frå akse 1 til 8 m forbi akse 3, totalt 60,5 m. Inkluderer òg søylene.	Figur 4.10
Byggjefase 2	Overbygning til 10 m forbi akse 4, totalt 37 m.	Figur 4.11
Byggjefase 3	Overbygning til 8 m forbi akse 5, totalt 27 m.	Figur 4.12
Byggjefase 4	Resten av overbygningen, totalt 15,5 m.	Figur 4.13

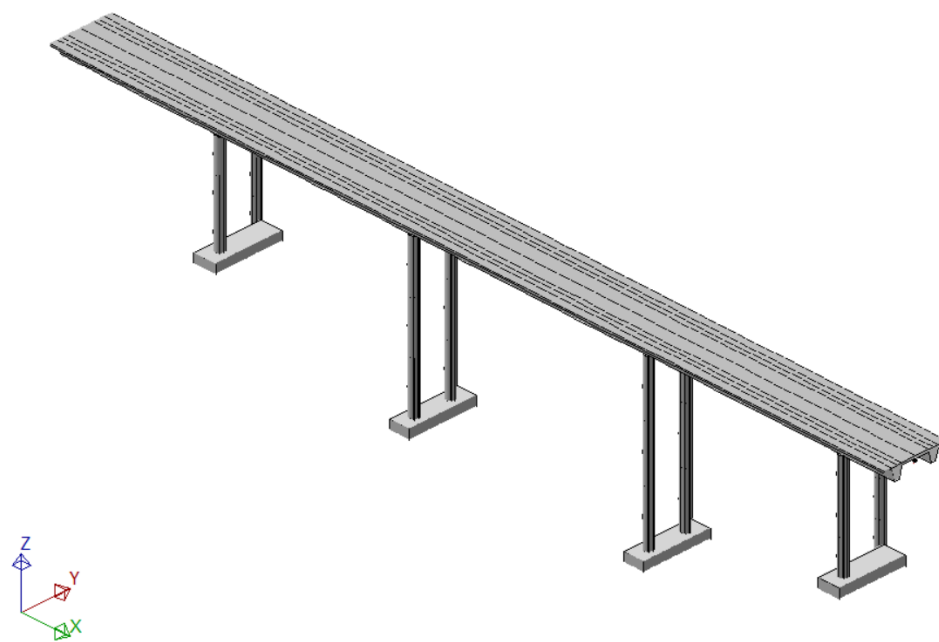
Tabell 4.2 Byggjefasar for Sagbakken bru



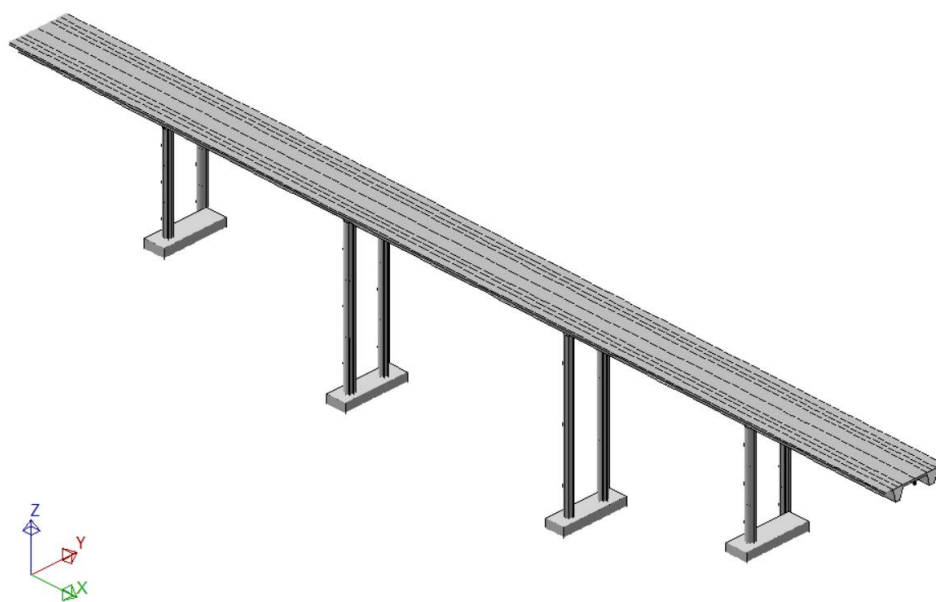
Figur 4.10 Byggjefase 1



Figur 4.11 Byggjefase 2



Figur 4.12 Byggjefase 3



Figur 4.13 Byggjefase 4

I denne rapporten blir ikkje byggjefasane kontrollert, og det er dermed gått ut i frå at ferdigtilstanden blir dimensjonerande.

5. Laster

Lastene som verkar på ei bru blir klassifisert i fire kategoriar:

- permanente laster
- variable laster
- deformasjonslaster
- ulykkeslaster

Inndelinga blir gjort på bakgrunn av eigenskapar, og sannsynet for at dei skal opptre.

5.1. Permanente laster

Permanente laster kan ein sjå på som konstante innanfor det tidsrommet ein ser på, og denne lastkategorien omfattar:

- eigenlast
- tyngde av permanent ballast og utstyr som ikkje blir fjerna
- permanent del av vasstrykk
- jordtrykk, vekt av jord og andre fyllmassar

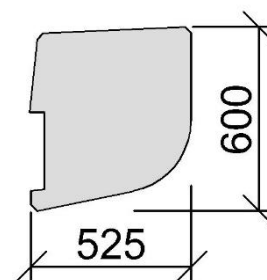
5.1.1. Eigenlast

Eigenlast er tyngda av alle permanente delar av konstruksjonen. For ein betongkonstruksjon er eigenlasta avhengig av kva betongtype ein brukar og armeringsmengda. Dersom ikkje meir nøyaktige berekningar blir gjennomført, kan tyngdetettleiken vanlegvis setjast lik 25 kN/m^3 (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2011). I tillegg til sjølve brutverrsnittet skal kantdragarar, rekkverk, belegget og tverrberar takast med i eigenlasta.

5.1.2. Kantdragarar

Figur 5.1 viser tverrsnittet av kantdragarane. Tverrsnittsarealet er om lag $0,26 \text{ m}^2$. Eigenlasta av kantdragaren, g_{kd} , blir:

$$g_{kd} = 25 * 0,26 = 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Figur 5.1 Tverrsnitt kantdragar

5.1.3. Rekkverk

I prinsippet skal det vere rekkverk på alle bruer. Der hovudformålet er å redusere skadeomfanget på menneske og materiell mest mogleg ved utforkøyringsulykker (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2013). For bruer skil ein mellom to styrkeklassar på rekkverket, H2 og H4. H2 er den styrkeklassa som normalt blir brukt, medan H4 blir brukt der konsekvensane av gjennombrøt kan vere særskilt alvorlege utover skader på menneske og køyretøy (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2009b).

5. Laster

For rekkverket på Sagbakken vil kravet vere H2. Antatt eigenvekt av rekkverket blir satt til 1,0 kN/m.

5.1.4. Belegg

Val av belegg må avgjerast på bakgrunn av fleire faktorar, mellom anna brutype, spennvidder og trafikkmengde. Tabell 5.1 henta frå HB185 gir minimumskrava for vekt av belegget, basert på spennvidder og ÅDT. Årsdøgntrafikk, ÅDT, er gjennomsnittet av kor mange køyretøy som passerar kvart døgn.

ÅDT	Spennvidde l [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
$< 2\ 000$	5,0 kN/m ² (200 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)
$\geq 2\ 000$	5,0 kN/m ² (200 mm)	3,0 kN/m ² (120 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)

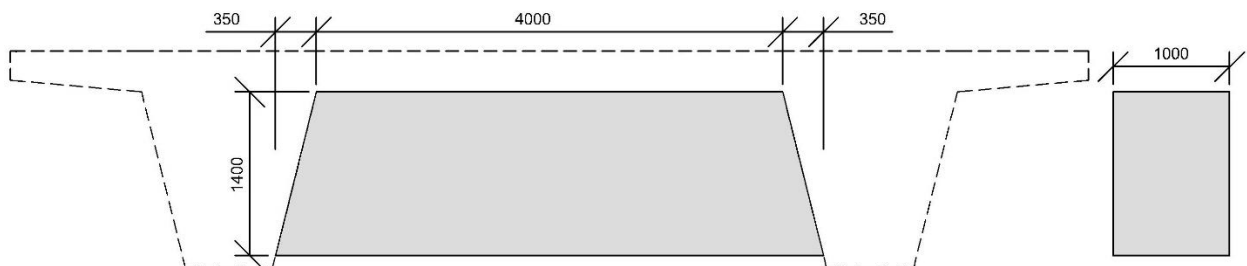
Tabell 5.1 Minimumskrav til beleggvekt i køyrebane

For RV23, der Sagbakken bru ligg, er ÅDT 8 700 (Statens vegvesen, u.d.). Med bruspen som varierer frå 23,5 m til 35 m blir minimumskravet til beleggvekt 3,0 kN/m², som er det same som er gitt på blad nr. K800 (sjå Vedlegg 1). I NovaFrame blir beleggvekta gitt som ei linjelast langs bruoverbyggingen. Brua si føringsbreidde, w , er 9,15 m. Linjelasta, g_b , blir:

$$g_b = 3,0 * w = 3,0 * 9,15 = 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.1.5. Tverrberarar

Ved søylene og landkara er det lagt inn tverrberarar mellom bjelkane i overbyggingen, sjå Figur 5.2. Desse er ikkje modellert i NovaFrame, men eigenlasta er teke med som punktlaster ned i søylene.



Figur 5.2 Tverrberar

Lasta av ein tverrberar blir:

$$25 * (4,0 + 0,35) * 1,4 * 1,0 = 152 \text{ kN}$$

Punktlast, G_{tb} , i kvar søyle blir:

$$G_{tb} = \frac{152}{2} = 76 \text{ kN}$$

5.1.6. Vasstrykk

Vasstrykk er ikkje aktuelt å sjå på for Sagbakken bru, då det ikkje er noko vassdrag eller vatn i nærleiken. Grunnvatnet vil heller ikkje kunne påverke lastsituasjonen.

5.1.7. Jordtrykk

Jordtrykk kan ein sjå på som permanent last, med unntak der ein må rekne med at jord eller andre fyllmassar kan bli fjerna eller lagt til. I denne rapporten er det valt å sjå vekk i frå jordtrykk.

5.2. Variable laster

Laster som kan variere i tid blir rekna som variable laster, og denne kategorien omfattar:

- naturlaster
- trafikklastar
- støyt- og fortøyingslastar frå ferje
- andre variable laster:
 - variabel ballast og utstyr som kan fjernast
 - laster påført i midlertidige fasar

5.2.1. Naturlaster

Laster på grunn av naturforholda blir rekna som naturlaster. Returperioden for den karakteristiske verdien av ei slik last er satt til 50 år. Det vil seie at sannsynet for at lasta ikkje blir overskride eit år er 0,98. Naturlaster som det er aktuelt å sjå på for Sagbakken bru er:

- snølast
- vindlast
- temperaturlast
- jordskjelv

5.2.2. Snølast

Snølastar blir berekna ut i frå NS-EN 1991-1-3. For vegbruer reknar ein med at snølast og trafikklast ikkje opptre samstundes. Difor er det her sett vekk frå snølast.

5.2.3. Vindlast

Berekningsgrunnlaget for vindlast finn ein i NS-EN 1991-1-4 (heretter EK1-1-4). For brukonstruksjonar kan vindlasta klassifiserast i tre vindklassar. Kva klasse ein hamnar i blir bestemt av dynamisk lastverknad og spennvidde. I EK1-1-4, N.A.8.2 står det at det i kvart enkelt prosjekt skal vurderast om dynamisk responsberekning

5. Laster

er nødvendig. Vidare i punkt 8.2 står det at vanlegvis er det ikkje nødvendig med dynamiske berekningar for vanlege brudekker med spenn mindre enn 40 meter.

Dette gjer at ein for Sagbakken bru kan nytte vindlastklasse I, som omfattar ubetydelege dynamiske lastverknadar frå vind på brukonstruksjonar. Typiske brutypar i vindlastklasse I er til dømes platebruer og bjelkebruer i betong eller stål (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2011)

Basisvindhastigheita, v_b , er gitt ved:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * v_{b,0}$$

$v_{b,0}$ er referansevindhastigheita på staden. I EK1-1-4, tabell NA.4(901.1) er denne gitt som 22 m/s.

c_{dir} er ein retningsfaktor som ein kan vel lik 1,0 for alle vindretningar.

c_{season} er ein årstidsfaktor som ein kan vel lik 1,0.

c_{alt} er nivåfaktor som kan setjast lik 1,0.

c_{prob} er ein faktor som blir brukt dersom ein vel anna returperiode enn 50 år.

$$v_b = 1 * 1 * 1 * 1 * 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Stadvindhastigheita, $v_m(z)$, er gitt ved likning 4.3 i EK1-1-4:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

$c_r(z)$ er ein ruheitsfaktor.

$c_0(z)$ er ein terrengfaktor. Antek flatt terreng rundt brua, som gir $c_0(z) = 1,0$.

Ruheitsfaktoren er lik:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

k_r er ein terrengruheitsfaktor. Området brua ligg i kan klassifiserast til terrengkategori III, jamfør tabell NA.4.1 i EK1-1-4, som gir $k_r = 0,22$.

z er høgda over terrenget, ho varierer, men vel å bruke 25 m.

z_0 er ruheitslengda gitt som 0,3 i EK1-1-4, tabell NA.4.1.

z_{min} er ei minimumshøgde som frå same tabell kan setjast lik 8 m.

z_{max} kan setjast lik 200 m

$$c_r(z) = 0,22 * \ln\left(\frac{25}{0,3}\right) = 0,973$$

$$v_m(z) = 0,973 * 1,0 * 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 21,4 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk, $q_p(z)$, er gitt ved likning NA.4.8 i EK1-1-4:

$$q_p(z) = 0,5\rho v_m^2(z) * (1 + 2k_p I_v(z))$$

ρ er densiteten til lufta, $1,25 \text{ kg/m}^3$

k_p er ein toppfaktor lik 3,5

$I_v(z)$ er turbulensintensiteten gitt av likning 4.7 i EK1-1-4, der turbulensfaktoren $k_1 = 1,0$:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 * \ln\left(\frac{25}{0,3}\right)} = 0,226$$

$$q_p(z) = 0,5 * 1,25 * 21,4^2 * (1 + 2 * 3,5 * 0,226) = 0,739 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5.2.3.1. Vindlast utan vegtrafikk

Vindkrafta på tvers av brua er gitt ved likning 8.2 i EK1-1-4:

$$F_{W,x} = 0,5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x}$$

C er vindlastfaktoren, som er produktet av eksponeringsfaktoren c_e og kraftfaktoren $c_{f,x}$. c_e kan takast frå EK1-1-4, figur 4.2 som 2,35. $c_{f,x}$ kan for vanlege bruer setjast lik 1,3.

$A_{ref,x}$ er referanseareal, gitt av $d_{tot} * L$. d_{tot} er gitt i EK1-1-4, tabell 8.1 som summen av høgda av bruoverbygningen og eit tillegg på grunn av rekkverk. Med opent tryggleiksrekkverk på begge sider får ein $d_{tot} = 2,15 + 0,6 = 2,75 \text{ m}$. Krafta blir rekna per meter bru, så då blir $L = 1,0 \text{ m}$.

$$F_{W,x} = 0,5 * 1,25 * 22^2 * (2,35 * 1,3) * (2,75 * 1,0) = 2,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

HB185, 2.5.2.2 gir ein annan måte å rekne ut vindkrafta på, der $c_D = c_{f,x}$:

$$q_D(z) = q_p c_D h = 0,739 * 1,3 * 2,75 = 2,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dersom det blir meir ugunstig verknad om ein reduserer vindlasta med inntil 50 %, skal dette gjerast. I dei vidare utrekningane er det metoden frå HB185 som er teke i bruk.

5. Laster

Vertikalkrafta på grunn av vindlast er gitt ved:

$$q_L(z) = q_p c_L b$$

Krafftaktoren c_L finn ein som $c_{f,z} = \pm 0,9$ i EK1-1-4. b er breidda av brudekket som er 10,21 m, inkludert kantdragarar.

$$q_L(z) = 0,739 * (\pm 0,9) * 10,21 = \pm 6,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vridingsmomentet $q_M(z)$ er ikkje teke med i denne rapporten

5.2.3.2. Kombinert vindlast og trafikklast

For bruer i vindlastklasse I og II, skal ein kontrollere kombinasjonen med vind- og trafikklast. I staden for rekkverk reknar ein då med ei vindflate av køyretøya. Vindflata antek ein er ei rektangulær flate med lengde lik den som gir mest ugunstig lastverknad, og høgde 2 meter over køyrebana. Ein skal vidare rekne med eit nytt vindkasthastigheitstrykk, dersom vindkasthastigheita $v_p = 35$ m/s gir ei basisvindhastigheit $v_{b,0}^*$ som er mindre enn $v_{b,0}$. Ein kan med andre ord rekne ut vindkasthastigheita for $v_{b,0}$, og kontrollere om denne er større enn 35 m/s. Uttrykket for vindkasthastigheita er gitt i EK1-1-4, NA.4.4, der $v_s(z) = v_m(z)$:

$$v_p = v_s(z) \sqrt{1 + 2k_p I_v} = 21,4 * \sqrt{1 + 2 * 3,5 * 0,226} = 34,4 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Det vil seie at vindkasthastigheitstrykket framleis vil vere $q_p = 0,739$ kN/m². Noko som gjer at det berre er horisontalkrafta som vil endre seg, på grunn av større vindflate.

$$q_D^*(z) = q_p c_D h = 0,739 * 1,3 * (1,85 + 2) = 3,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruer i alle vindlastklasser skal vurderast med tanke på hvirvelavløysingssvingingar, men det er det sett vekk frå i denne rapporten.

5.2.4. Temperaturlast

Temperaturlasta består av den samansette verknaden av ulike temperaturdelar. Dei ulike temperaturdelane er:

- jamt fordelt temperaturdel
- vertikalt og horisontalt lineært varierende temperaturdel
- skilnaden i jamt fordelt temperaturdel mellom konstruksjonsdelar
- eventuelt temperaturdifferanse over veggjukn i kassetverrsnitt

Berekningane av temperaturlasta blir gjort etter reglane i HB185 og NS-EN 1991-1-5 (heretter EK1-1-5). Her blir det berre sett på jamt fordelt temperaturdel og vertikalt lineært varierende temperaturdel.

5.2.4.1. Jamt fordelt temperaturdel

Representativ maksimums- og minimumstemperatur for byggjeplassen, som skal nyttast for å finne temperaturlasta, kan finnast frå isothermkarta på figur NA.A1 og NA.A2 i EK1-1-5. Maksimumstemperaturen er gitt som $T_{max} > 36 \text{ °C}$, her er han satt til 36 °C . Minimumstemperaturen, T_{min} , ligg i intervallet -35 °C til -30 °C , og er her satt til -35 °C . Desse verdiane skal eigentleg justerast etter høgda over havet på byggjestaden, men her er det utelate sidan det ikkje gir store endringar.

Verdiane for lågaste og høgste jamt fordelte temperaturdel, $T_{e,min}$ og $T_{e,max}$, kan takast frå EK1-1-5, figur NA.6.1, ut i frå T_{min} , T_{max} og type bruoverbygning.

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -35 + 8 = -27 \text{ °C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 36 - 3 = 33 \text{ °C}$$

Dei karakteristiske verdiane for intervallet for jamt fordelte temperaturlastar, er gitt ved likning 6.1 og 6.2 i EK1-1-5. Den første gir maksimalt temperaturkontraksjonsintervall, medan den andre gir maksimalt temperaturekspansjonsintervall. T_0 er ein initialtemperatur som kan setjast lik 10 °C i følgje NA.A.1(3) i same standard.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-27) = 37 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 33 - 10 = 23 \text{ °C}$$

5.2.4.2. Vertikal lineært varierende temperaturdel

Ein kan få lastverknadar i ein konstruksjon på grunn av temperaturskilnadar i vertikal retning. Dette bør ein difor ta omsyn til når ein gjer berekningane. Her blir det valt å bruke ein lineær modell, men det er òg mogleg å bruke ein ikkje lineær modell.

Verdiane for lineært varierende temperaturdifferansedel, er gitt i tabell NA.6.1 i EK1-1-5. Desse verdiane er basert på eit belegg med tjukt 50 mm . Sagbakken bru skal ut i frå teikningsgrunnlaget ha ei beleggjukn på 102 mm , så verdiane frå tabellen må justerast med ein faktor k_{sur} gitt i EK1-1-5, tabell NA.6.2 .

Overside varmare enn underside:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C} * k_{sur} = 15 * 0,7 = 10,5 \text{ °C}$$

Underside varmare enn overside:

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C} * k_{sur} = 8 * 1 = 8 \text{ °C}$$

5.2.4.3. Samstundes verknad av jamt fordelt temperaturlastar og temperaturdifferansar

Skal ein ta omsyn til både jamt fordelt temperaturlastar og vertikalt varierende temperaturlastar, bør den mest ugunstige av lastkombinasjonane i likning 6.3 og 6.4 i EK1-1-5 nyttast.

5. Laster

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}), \omega_N = 0,35$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}), \omega_M = 0,75$$

5.2.5. Jordskjelv

Jordskjelv er ei unormal naturlast, og blir ikkje sett på i denne rapporten.

Berekningsgrunnlaget for jordskjelv finn ein i NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2.

5.2.6. Trafikklast

Trafikklast er belastning i vertikal og horisontal retning på køyrebane, vegskulder, gangbane, sykkelbane og midtdelar, frå fotgjengarar og lette og tunge køyretøy. For vegbruer er dimensjoneringslastene gitt i NS-EN 1991-2, og dekkjer last frå trafikk som ein normalt tillèt på brua. Lasta blir skildra ved hjelp av ekvivalentlaster, ein nyttar altså lastmodellar som representerer visse tunge typekøyretøy omgitt av ei blanding av lette og tunge køyretøy (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2011).

Plasseringa av lasta skal vere i mest ugunstige stilling i lengderetning og tverretning innanfor den føringsavstanden som er tilgjengeleg. For Sagbakken bru vil det seie avstand mellom skulderkantane.

Føringsavstanden blir inndelt i lastfelt etter Tabell 5.2.

Føringsavstand w	Talet på lastfelt	Breidda av lastfelt w_l	Breidda av resterande areal
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 * n_1$

Tabell 5.2 Lastfeltinndeling (Tabell 4.1 i NS-EN 1991-2)

Sagbakken bru har ein føringsavstand w på 9,15 m, det gir tre lastfelt med breidde 3 m. Breidda av resterande areal blir då 0,15 m

5.2.6.1. Vertikal trafikklast

For å finne karakteristiske verdiar for vertikal trafikklast nyttar ein fire lastmodellar for å representere ulike trafikkverknadar.

- Lastmodell 1 (LM1) representerer konsentrerte og jamt fordelte laster, og dekkjer det meste av bilar og lastebilar som køyrer på brua. Modellen kan nyttast til generelle og lokale verifikasjonar.
- Lastmodell 2 (LM2) representerer ei enkel aksellast som verkar på eit spesifikt kontaktareal, og skal plasserast på mest ugunstige måte i køyrebana. Denne lastmodellen dekkjer den dynamiske verknaden på korte konstruksjonsdelar frå normaltrafikken.

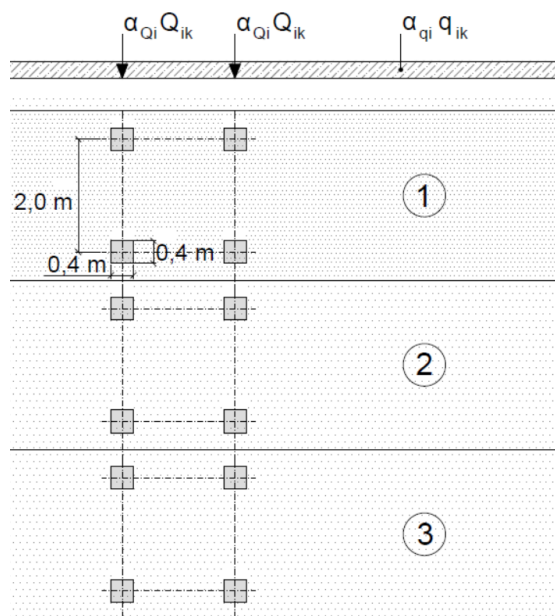
- Lastmodell 3 (LM3) består av ei samling med aksellaster som representerer spesialkøretøy.
- Lastmodell 4 (LM4) representerer lasta frå ei menneskemengde på brua.

For Sagbakken bru blir det sett vekk i frå LM3 og LM4, då det er lite truleg at ein må dimensjonere for dei situasjonane. LM3 vil vere hensiktsmessig å ta med dersom ein kan rekne med trafikk frå store køretøy med unormale laster. LM4 vil først vere aktuelle dersom det kan skje at mange menneske oppheld seg på brua samstundes. Sagbakken bru er ei vegbru utan fortau, så dette er svært lite truleg.

LM1 består av to delsystem:

- Eit tandemsystem (TS) som består av konsentrerte laster frå ein dobbel aksling (boggilast).
- Eit system med jamt fordelte laster (UDL).

For TS-systemet er vekta av kvar aksel gitt ved $\alpha_Q Q_k$, der α_Q er korreksjonsfaktorar. Ein skal ikkje sjå på meir enn eit tandemsystem per lastfelt, der ein antek sentrisk plassering om aksen til lastfeltet (sjå Figur 5.3). Kontaktflata for kvart hjul skal setjast lik eit kvadrat med sider 0,4 m, og lasta per hjul blir $0,5\alpha_Q Q_k$. Lasta per kvadratmeter lastfelt i UDL-systemet er gitt ved $\alpha_q q_k$.



Figur 5.3 Bruk av lastmodell 1 (Figur 4.2a i NS-EN 1991-2)

Korreksjonsfaktorane er gitt i NS-EN 1991-2, NA.4.3.2:

- $\alpha_{Qi} = 1,0$ for $i = 1,2$ og 3
- $\alpha_{q1} = 0,6$
- $\alpha_{qi} = 1,0$ for $i > 1$
- $\alpha_{qr} = 1,0$

5. Laster

Dei karakteristiske verdiane for Q_{ik} og q_{ik} er gitt i Tabell 5.3:

Plassering	Tandemsystem TS	UDL-system
	Aksellast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (eller q_{rk}) (kN/m ²)
Lastfelt 1	300	9
Lastfelt 2	200	2,5
Lastfelt 3	100	2,5
Andre lastfelt	0	2,5
Resterende areal (q_{rk})	0	2,5

Tabell 5.3 Karakteristiske verdier for lastmodell 1 (Tabell 4.2 i NS-EN 1991-2)

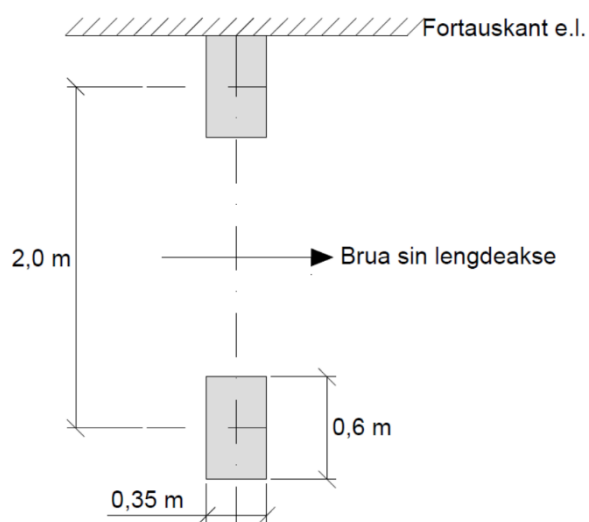
Vertikalkreftene på Sagbakken bru er gitt i Tabell 5.4:

Plassering	Tandemsystem TS	UDL-system
	Aksellast $\alpha_{qi}Q_{ik}$ (kN)	$\alpha_{qi}q_{ik}$ (eller $\alpha_{qr}q_{rk}$) (kN/m ²)
Lastfelt 1	300	5,4
Lastfelt 2	200	2,5
Lastfelt 3	100	2,5
Resterende areal	0	2,5

Tabell 5.4 Trafikklast frå lastmodell 1

LM2 består av ei enkel aksellast som er lik $\beta_Q Q_{ak}$. β_Q er gitt i NA.4.3.3 i NS-EN 1991-2 som 1,0, og Q_{ak} er gitt som 400 kN i punkt 4.3.3 i same standard. Det gir ei enkel aksellast på 400 kN, som kan plasserast kvar som helst på køyrebanane. Ein kan vel å sjå på berre eit hjul med last 200 kN, dersom det er relevant.

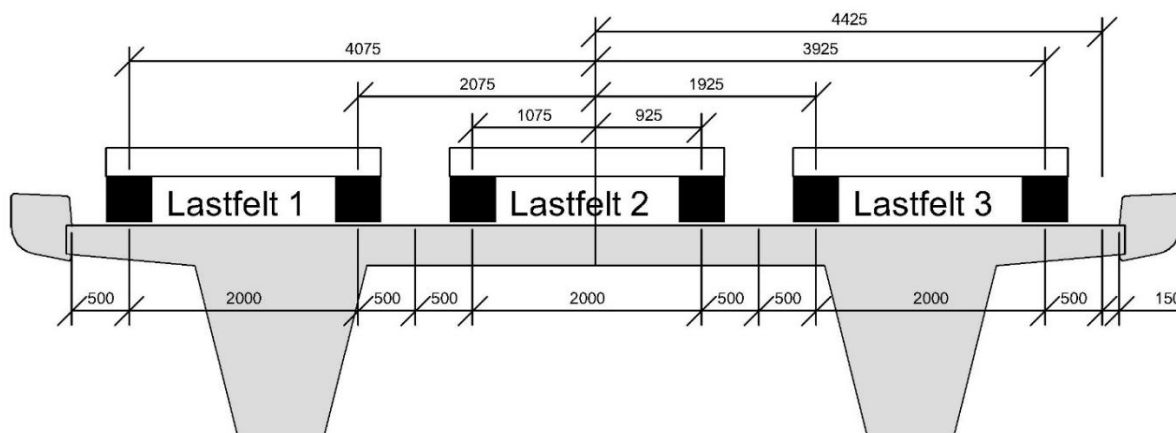
Kontaktflata for hjula er annleis enn i LM1, arealet som skal nyttast i LM2 er eit rektangel på 0,35 m * 0,6 m, vist i Figur 5.4.



Figur 5.4 Lastmodell 2 (Figur 4.3 i NS-EN 1991-2)

5.2.6.2. Lastmodellar i NovaFrame

Når lastmodellane skal leggjast inn i NovaFrame kan ein ta i bruk dei predefinerte trafikklaster som ligg inne i programmet. Både lastmodell 1 og lastmodell 2 er tilgjengelege, ein må berre leggje inn laststorleikane og eksentrisitetane. Deretter må ein kombinere dei ulike lastfelt slik at ein får mest ugunstige trafikkplassering. Eksentrisitetane for lastmodell 1 som skal nyttast i NovaFrame, er vist i Figur 5.5 og Tabell 5.5



Figur 5.5 Eksentrisitetar lastmodell 1

	Ecc- (mm)	Ecc+ (mm)
Lastfelt 1	- 4 075	- 2 075
Lastfelt 2	- 1 075	925
Lastfelt 3	1 925	3 925
Resterande areal	4 425	4 575

Tabell 5.5 Eksentrisitetar lagt inn i NovaFrame

5.2.6.3. Horisontal trafikklaster

Den horisontale lasta ein får frå trafikk på ei bru kan delast inn i:

- bremse- og akselerasjonslast
- sentrifugallast
- sidelast

Bremse- og akselerasjonslasta ein må ta omsyn til, skal sjåast på som ei langsgående kraft som verkar på overflata til køyrebanane. Denne krafta kjem av at køyretøy bremsar eller akselererer på brua.

Den karakteristiske verdien for bremsekrafta, Q_{lk} , er gitt ved likning 4.6 i NS-EN 1991-2:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}w_lL$$

$$180\alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900(\text{kN})$$

5. Laster

L er lengda av brua, eller ei dellengde som blir vurdert. Her er det valt ei konservativ tilnærming ved å sjå på heile lengda av brua, som gir ei lengde på 140 m. α -parametrane er som for LM1.

$$Q_{lk} = 0,6 * 1,0 * (2 * 300) + 0,1 * 0,6 * 9,0 * 3,0 * 140 = 587 \text{ kN}$$

$180 * 1,0 = 180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$, Q_{lk} ligg innanfor grensene og kan takast som 587 kN. Jamt fordelt over brua si lengde blir det 4,2 kN/m. Akselerasjonskrafta har tilsvarande storleik, men med motsett forteikn.

Sentrifugallast frå trafikken oppstår på grunn av kurvatur i køyrebana, noko som i utgangspunktet er aktuelt for Sagbakken bru. Men sidan horisontalkurvaturen er neglisjert i denne rapporten, blir ikkje denne krafta teke med i dei vidare berekningane. Her blir det berre vist kva sentrifugallasta hadde blitt, dersom ein tok omsyn til ho.

Ein skal sjå på denne lasta som ei punktlast som verkar på tvers av køyrebana. Den karakteristiske verdien til sentrifugalkrafta er avhengig av krummingsradiusen, r , til køyrebana, og maksimalvekta til dei konsentrerte vertikalkreftene frå tandemsystemet i LM1, Q_v .

$$Q_v = \sum_1^3 \alpha_{Qi}(2Q_{ik}) = 2 * 300 + 2 * 200 + 2 * 100 = 1\,200 \text{ kN}$$

Sagbakken bru består av to kurver som vender kvar sin veg, med radius 330 m for den eine, og 400 m for den andre. Tabell 5.6 viser dei karakteristiske verdiane for sentrifugalkrafta Q_{tk} for ulike radiusar, r :

$Q_{tk} = 0,2Q_v$	For $r < 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = \frac{40Q_v}{r}$	For $200 \leq r \leq 1\,500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	For $r > 1\,500 \text{ m}$

Tabell 5.6 Karakteristisk verdi for sentrifugalkrafta (Tabell 4.3 i NS-EN 1991-2)

Med radius 330 m får ein:

$$Q_{tk} = \frac{40 * 1\,200}{330} = 145 \text{ kN}$$

Med radius 400 m får ein:

$$Q_{tk} = \frac{40 * 1\,200}{400} = 120 \text{ kN}$$

Sidelast får ein frå køyretøy som skrensar eller ved usymmetrisk bremsing, og det skal takast med dersom det er relevant. Dette blir då ei bremskraft, Q_{trk} , som verkar på tvers av den langsgåande bremskrafta. Q_{trk} kan setjast lik 25 % av Q_{lk} , noko som gir:

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{lk} = 0,25 * 587 \text{ kN} = 147 \text{ kN}$$

Sidelasta skal verke på køyrebana samstundes som brems- eller akselerasjonslasta verkar. Denne lasta er òg neglisjert i det vidare arbeidet.

5.3. Deformasjonslaster

Laster som er knytt til påførte deformasjonar eller eigenskapane til konstruksjonsmateriala, går under kategorien deformasjonslaster. Dette inneber mellom anna setningar, spennkrefter og tap av spennkrefter. Søyelfundamenta står på fjell, så for dei kan setningar neglisjerast. Landkara ligg på fyllingar, så her er det mogleg at det oppstår setningar. Men i denne rapporten er det berre sett på spennkrefter og spennkrafttap.

5.3.1. Spennkraft og spennkrafttap

Ved bruk av etteroppspente spennkablur vil ein erfare ein reduksjon i den opphavelige spennkrafta, noko som skuldast fleire faktorar.

- Tøyingsdifferansetap får ein på grunn av manglande heft mellom spennarmering og betong, noko som for etteroppspent armering skjer før ein injiserer kabelrøra med injiseringsmørtel. Dette omfattar friksjonstap og låsetap.
- Tidsavhengige tap skuldast kryp og svinn i betongen, og i tillegg relaksasjon av spennarmeringa.

5.3.2. Friksjonstap

Når ein etteroppspennar armeringskablane vil ein få friksjonskrefter. Dette er krefter ein får på grunn av normaltrykket frå spennstålet mot kabelrøret, fordi armeringa blir lagt med ein kurvatur. Friksjonen ein får frå ein ønska kurvatur kallar ein kurvatureffekten (Sørensen, 2010).

Friksjonstapet er gitt i EK2, 5.10.5.2, og kan bereknast frå følgjande:

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

- P_{max} er spennkrafta ved den aktive enden, der kabelen blir spent opp, og er gitt som produktet av tverrsnittet til spennarmeringa og største spenning påført kabelen.
- μ er friksjonskoeffisient mellom spennkabel og kabelrør, denne kan hentast frå spesifikasjonane til det spennsystemet som blir brukt. For Cona-multi er denne gitt som 0,18 (KB Spenneteknikk AS, 2011).
- θ er summen av vinkelendinga over ein gitt avstand x .

5. Laster

- k er utilsikta vinkelendring for innvendige spennkabler. I spesifikasjonane er denne gitt som 0,01 rad/m (KB Spenneteknikk AS, 2011).
- x er avstanden langs spennkabelen frå punktet ein har P_{max} .

Her er det valt å syne utrekningane for ei kabelgruppe K1 frå aktiv til passiv ende, sjå blad K840 spennarmeringsteikning i Vedlegg 1. Avstanden x er 60,5 m og vinkelendringa θ summert over avstanden er 2,032 rad. Vinkelendringa er henta ut frå NovaFrame-modellen. Vidare er det, som nemnd i delkapittel 4.8, valt å spenne opp med 90 % av maksimalt tillate oppspenningskraft.

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max}$$

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 f_{pk} ; k_2 f_{p0,1k}) = \min(0,8 * 1\,860 ; 0,9 * 1\,640) = 1\,476 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 1\,680 * 1\,476 = 2\,480 \text{ kN}$$

$$\Delta P_\mu(x) = 0,9 * 2\,480 * (1 - e^{-0,18(2,032+0,01*60,5)}) = 843 \text{ kN}$$

I Tabell 5.7 under er resultatata for friksjonstapet vist for alle kabelgruppene frå aktiv til passiv ende.

Kabelgruppe	P_{max} (kN)	Vinkelendring θ (rad)	Avstand x (m)	Friksjonstap ΔP_μ (kN)
K1	2 480	2,032	60,5	843
K2	2 480	0,528	37,0	333
K3	2 480	0,627	27,0	333
K4	2 480	0,169	15,5	126
K5	2 480	0,988	44,5	507
K6	2 480	0,968	64,0	561
K7	3 928	0,815	54,5	768
K8	2 480	3,947	140	1 379*

Tabell 5.7 Friksjonstap for kabelgruppene

* Resultatet for K8 vil ikkje stemme, fordi ein for denne kabelen har aktiv forankring i begge endar. Når ein har det vil ein kunne redusere friksjonstapet.

NovaFrame brukar ei litt anna likning for å rekne ut friksjonstapet (Aas-Jakobsen, 2011):

$$P(x) = P_0 e^{-(\mu\theta+kx)}$$

For at denne skal stemme overeins med likninga frå EK2, kan ein multiplisere k med μ før ein set inn verdien for den utilsikta vinkelendringa. Det vil seie at k brukt i NovaFrame blir $0,18 * 0,01 = 0,0018$.

5.3.3. Låsetap

Låsetap får ein når krafta frå jekken blir overført til spennstålet. Då vil spennstålet gli litt før den aktive forankringa blir låst av kilen. Produsenten av spennarmeringa gir opp verdien av låsetapet i spesifikasjonane. For Cona-Multi er låsetap på grunn av kilesetting og taugliding gitt som 6 mm (KB Spennteknikk AS, 2011).

5.3.4. Kryp

Kryp er ein tilleggsdeformasjon som kjem av at trykkpåkjent betong over lang tid vil fortsetje å trykkast saman etter den momentane samantrykkinga ved lastpåførsel. Både kryp og svinn er avhengig av fukta i omgivnadane, dimensjonane til tverrsnittet og samansetninga av betongen. Men kryp er òg avhengig av når konstruksjonen blir påført laster, varigheita av desse lastene og størrelsen på dei.

Tillegg B i EK2 gir ein måte å rekne ut kryptalet, $\varphi(t, t_0)$, på:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Det normerte kryptalet φ_0 kan bereknast ut frå:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

I HB185 står det at ein kan anta 70 % relativ luftfuktigheit, RH, for ei bruoverbygning.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 45 + 8 = 53 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = 0,748 \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = 0,920 \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = 0,813$$

$$\text{Tverrsnittsareal: } A_c = 6,5 * 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Omkrens av betongoverbygning: } u = 23\ 694 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 * 6,5 * 10^6}{23\ 694} = 549 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1\right) \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \sqrt[3]{549}} * 0,748\right) 0,920 = 1,173$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,308$$

Alderen av betongen ved påføring av eigenlast, t_0 , kan setjast lik 7 døgn.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 7^{0,2}} = 0,635$$

$$\varphi_0 = 1,172 * 2,308 * 0,635 = 1,72$$

5. Laster

Faktoren $\beta_c(t, t_0)$ skal skildre forholdet mellom tid etter belastning og kryputviklinga.

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3}$$

$$\beta_H = \min(1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 ; 1\,500\alpha_3) = 1\,061,8$$

t er betongen sin alder på det tidspunktet ein ser på. Sidan brua har fleire byggjefasar, vil ein få ulike kryptal etter dei ulike byggjefasane. I Tabell 5.8 er kryptal rekna ut etter kvar byggjefase av overbygningen, etter ferdigtilstand og etter 100 år. Det er antatt at t for første byggjefase er 21 døgn, vidare legg ein på to veker for kvar byggjefase, så t gitt i Tabell 5.8 er alderen til betongen støypt i første etappe. Etter 100 år vil ein ha same kryptal for heile brua.

	Byggje- fase 1	Byggje- fase 2	Byggje- fase 3	Byggje- fase 4	Ferdig- tilstand	100 år
t	21	35	49	63	77	36 500
Etappe 1	0,467	0,572	0,644	0,699	0,745	1,703
Etappe 2		0,380	0,526	0,611	0,710	1,703
Etappe 3			0,380	0,526	0,611	1,703
Etappe 4				0,380	0,526	1,703

Tabell 5.8 Kryptal for kvar etappe av overbygningen

For å finne tapet i spennkablane på grunn av kryp, er det her valt å bruke ein tilnærma framgangsmåte. Ein ser på ein av betongbjelkane med eit forenkla rektangulært tverrsnitt på 1 850 mm og 1 125 mm. Snittet det blir sett på er midt i det lengste spennet, og armeringa som ligg i dette snittet er 4 kablar type 1206 og ein kabel type 1906, sjå Figur 5.6.

Langtids E-modul:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{36\,000}{1 + 1,71} = 13\,284 \text{ MPa}$$

Areal betong:

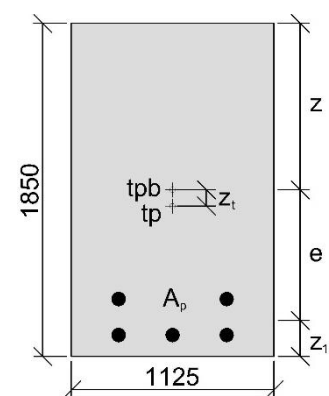
$$A_c = 1\,850 * 1\,125 = 2\,081\,250 \text{ mm}^2$$

Areal spennarmering:

$$A_p = 4 * 1\,680 + 2\,660 = 9\,380 \text{ mm}^2$$

E-modul spennarmering:

$$E_p = 196\,000 \text{ MPa}$$



Figur 5.6 Forenkla tverrsnitt for utrekning av kryptap

Høgd frå underkant bjelke til ca. tyngdepunkt spennarmering:

$$z_1 = 200 \text{ mm}$$

Avstand frå spennarmering til tyngdepunkt bjelke:

$$e = z - z_1 = \frac{1\ 850}{2} - 200 = 725 \text{ mm}$$

Transformert tverrsnitt:

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cL}} = \frac{196\ 000}{13\ 284} = 14,75$$

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p = 2\ 210\ 225 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunktet til det armerte tverrsnittet frå tyngdepunkt bjelke:

$$z_t = \frac{(\eta - 1)A_p e}{A_t} = 42,3 \text{ mm}$$

Arealregleiksmoment til det armerte tverrsnittet

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh * z_t^2 + (\eta - 1)A_p * (e - z_t)^2 = 6,57 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

Oppspenningskraft:

$$P_0 = P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} = 9\ 380 * 1\ 476 = 13\ 845 \text{ kN}$$

Moment frå eigenlast, henta frå NovaFrame for heile overbygningen:

$$M_g = 12\ 319 \text{ kNm}$$

Moment i det armerte tverrsnittet sitt tyngdepunkt:

$$M_t = \frac{M_g}{2} - P_0(e - z_t) = -3\ 292 \text{ kNm}$$

Spenningar i høgde med spennarmeringa:

$$\sigma_c^t = -\frac{P_0}{A_t} + \frac{M_t(z - z_t)}{I_t} = -10,7 \text{ MPa}$$

Tøyingsreduksjon i spennarmeringa:

$$\Delta\varepsilon_{pL} = \left| \frac{\sigma_c^t}{E_{cL}} \right| = \frac{10,7}{13\ 284} = 0,804 * 10^{-3}$$

5. Laster

5.3.5. Svinn

Når betong tørkar ut vil det føre til at han krympar, og ein får svinntøyning. Som tidlegare nemnt er svinn lastuavhengig, i motsetning til kryp. Svinntøyninga kan ein finne ved:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel}A_t} + \frac{N_s(e - z_t)^2}{E_{middel}I_t}$$

Fri svinntøyning, ε_{cs} , består av bidrag frå uttørkingssvinn, ε_{cd} , og autogent svinn, ε_{ca} . Uttørkingssvinnutviklar seg sakte, då det er ein funksjon av fukttransport gjennom herda betong. Autogent svinn utviklar seg med fastleiksutviklinga til betongen, noko som skjer tidleg etter utstøyping. Utrekninga av fri svinntøyning kan gjerast basert på EK2.

Uttørkingssvinn :

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0,12 \quad f_{cm} = 53 \text{ MPa} \quad f_{cm0} = 10 \text{ MPa} \quad RH = 70 \% \quad RH_0 = 100 \%$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,018$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} = 3,02 * 10^{-4}$$

$$k_h = 0,7$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} = 2,114 * 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2,5(45 - 10) * 10^{-6} = 8,75 * 10^{-5}$$

Fri svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 3,90 * 10^{-4}$$

For eit armert tverrsnitt må den frie svinntøyninga justerast. Då reknar ein med ei fiktiv kraft, N_s , som gir armeringa same tøyning som ε_{cs} . Same forenkla tverrsnitt som nytta for kryptøyning blir nytta her.

$$E_p = 196\,000 \text{ MPa} \quad A_p = 9\,380 \text{ mm}^2 \quad E_{middel} = E_{CL} = 13\,284 \text{ MPa}$$

$$A_t = 2\,210\,225 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 725 \text{ mm} \quad z_t = 42,3 \text{ mm} \quad I_t = 6,57 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| E_p A_p = 717 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = -3,90 * 10^{-4} + \frac{717\,007}{13\,284 * 2\,210\,225} + \frac{717\,007 * (725 - 42,3)^2}{13\,284 * 6,57 * 10^{11}}$$

$$= -0,327 * 10^{-3}$$

5.3.6. Relaksasjon

Relaksasjon er ein effekt som kjem av at spennstålet blir utsatt for ei konstant tøying over lang tid. Ein får då eit spenningsfall i spennstålet. Punkt 3.3.2 i EK2 omhandlar relaksasjon, der blir det definert tre relaksasjonsklassar:

- Klasse 1 tråd eller tau – vanleg relaksasjon.
- Klasse 2 tråd eller tau – låg relaksasjon.
- Klasse 3 varmvalsa og tilarbeidde stenger.

Relaksasjonstapet blir berekna med grunnlag i tapet 1 000 timar etter oppspenning, ρ_{1000} , med ein middeltemperatur på 20 °C. Verdien av ρ_{1000} blir gitt som ein prosentdel av den opphavelege spenninga. Denne spenninga tilsvarar 70 % av den karakteristiske strekkfastleiken. Ut i frå relaksasjonsklassa gir EK2 verdiar for ρ_{1000} :

- Klasse 1: $\rho_{1000} = 8 \%$
- Klasse 2: $\rho_{1000} = 2,5 \%$
- Klasse 3: $\rho_{1000} = 4 \%$

Relaksasjonstapet for dei ulike klassene er òg gitt i EK2. Spesifikasjonane for spennstålet brukt i Sagbakken bru gir relaksasjonsklasse 2. Tapet på grunn av relaksasjon blir då:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1\,000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

- $\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdi av relaksasjonstapet.
- σ_{pi} er spenning i kabelen rett etter oppspenning eller kraftoverføring.
- μ er forholdet mellom σ_{pi} og den karakteristiske strekkfastleiken.
- t er tid etter oppspenning, for langtidsverdiar kan ein bruke 500 000 timar

$$\sigma_{pi} = \min(0,75f_{pk} ; 0,85f_{p0,1k}) = 1\,394 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1\,394}{1\,860} = 0,749$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 * 2,5 * e^{9,1 * 0,749} \left(\frac{500\,000}{1\,000} \right)^{0,75(1-0,749)} * 10^{-5} * 1\,394 = 67,6 \text{ MPa}$$

Kryp og svinn vil påverke relaksasjonen, og dette kan ein ta omsyn til med ein reduksjonsfaktor på 0,8 (EK2, 5.10.6)

5. Laster

Prosentvis krafttap på grunn av relaksasjon:

$$\frac{0,8 * 67,6}{0,9 * f_{p0,1k}} * 100 \% = 3,7 \%$$

5.3.7. Spennkrafttap i NovaFrame

I NovaFrame skal ein gi tapsparametrar for kvar av spennarmeringskablane. Her er det valt å bruke same parametrane på alle kablar. For friksjonstap er det friksjonskoeffisienten og den utilsikta vinkelendringa ein skal gi, dei er som vist i kapittel 5.3.2. Låsetap, kryptøyning og svinntøyning blir gitt som parametrane rekna ut tidlegare.

Relaksasjon blir gitt som ei lineær tilnærming av relaksasjonstap som funksjon av spenningsgraden. Denne tilnærminga kan ein gjere ut i frå 2,5 % relaksasjon ved 70 % av den karakteristiske fastleiken, f_{pk} . I Noreg er det vanleg, basert på forsøksresultat og informasjon frå leverandør, å rekne med 4,5 % relaksasjon ved 80 % av f_{pk} . Ut i frå desse to punkta kan ein rekne seg fram til når ein ikkje får relaksasjon. Det blir ved 57,5 % utnytting av den karakteristiske fastheita, som vist i Figur 5.7.



Figur 5.7 Lineær tilnærming for relaksasjon

Vidare skal relaksasjonsverdiane bli gitt som prosent av $f_{p0,1k}$. Det gir punkta:

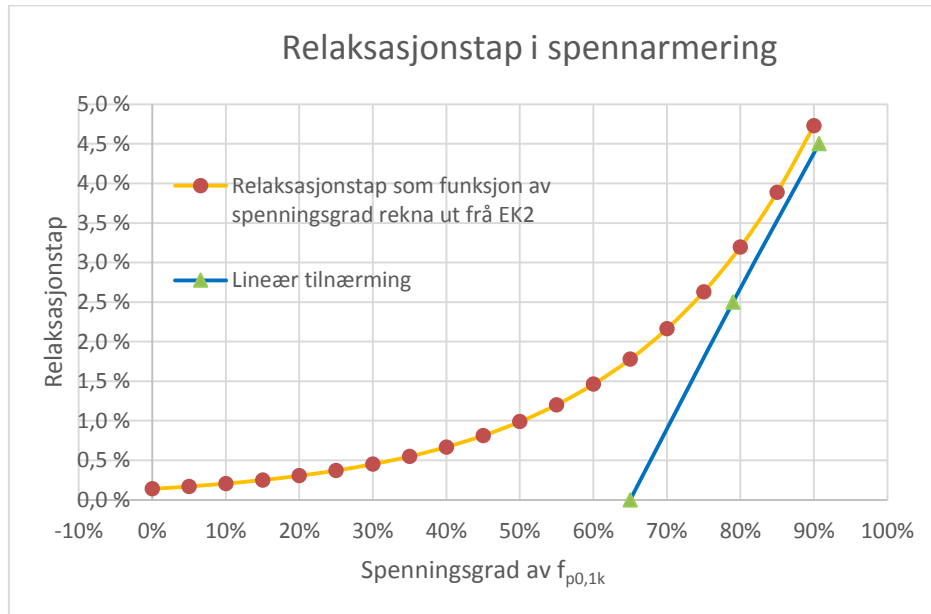
Spenningsgrad, S_1 , utan relaksasjonstap:

$$S_1 = 57,5 * \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 65 \%$$

Spenningsgrad, S_2 , med relaksasjonstap, T_2 :

$$S_2 = 70 * \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 79 \quad T_2 = 2,5 \%$$

Figur 5.8 viser denne lineære tilnærminga samanlikna med utrekningar basert på EK2. Ein ser at tilnærminga gir eit større relaksasjonstap.



Figur 5.8 Relaksasjonstap frå EK2 samanlikna med lineær tilnærming

5.4. Ulykkeslaster

Ulykkeslaster kan bli påført ei bru som resultat av feil operasjon, ulykkestilfelle eller andre unormale hendingar. Dette kan mellom anna vere påkjøringslaster frå ulike farkostar som skip, tog og bilar. Eller det kan vere brann, eksplosjonar og skred. Det bli ikkje fokusert på ulykkeslaster i denne rapporten.

6. Verifikasjon av NovaFrame-modell

For å verifisere at lastverknadane ein får frå NovaFrame er korrekte er det valt å kontrollere nokre av enkeltlastene som verkar på brua. Verifikasjonen blir gjennomført ved hjelp av eit anna dataprogram, Focus Konstruksjon 2013. Dette programmet kan nyttast for å gjennomføre statiske analyser av bygningskonstruksjonar i 2D eller 3D. For verifikasjonen blir det nytta ein enkel 2D-modell som består av ein kontinuerleg bjelke over fem spenn, slik som bruoverbygningen. Verifikasjonane som blir gjennomført her er for eigenlast og trafikklast. Dei andre lastene burde ein òg kontrollert og verifisert, men på grunn av tidsavgrensingar er ikkje det gjort i denne rapporten. Dersom følgjande kontrollar ser grei ut, blir det gått ut i frå at resten av resultatata frå NovaFrame er riktige. Og desse resultatata blir nytta i det vidare arbeidet med rapporten.

6.1. Verifikasjon av eigenlast

Bruoverbygningen har eit tverrsnittsareal på $6,5 \text{ m}^2$ og ein tyngdetettleik på 25 kN/m^3 . Det gir ei jamt fordelt last frå eigenvekta på $162,5 \text{ kN/m}$. Det er valt å kontrollere skjerkraft og moment i midtspennet i eit snitt 17 meter frå søyleakse 3, og ved søyleakse 4. Resultata frå NovaFrame er lista opp i Tabell 6.1.

Snitt	Moment	Skjerkraft
Søyleakse 4	15 067 kNm	2 842 kN
17 m frå søyleakse 3	-9 760 kNm	-83 kN

Tabell 6.1 Moment og skjerkraft på grunn av eigenlast frå NovaFrame

I Focus Konstruksjon kan ein påføre den jamt fordelte lasta på den kontinuerlege bjelken, og utføre ei lineær analyse. Då kan ein finne moment og skjerkraft i dei same snitta som i Tabell 6.1. Desse resultatata er vist i Tabell 6.2.

Snitt	Moment	Skjerkraft
Søyleakse 4	14 964 kNm	2 838 kN
17 m frå søyleakse 3	-9 937 kNm	-77 kN

Tabell 6.2 Moment og skjerkraft på grunn av eigenlast frå Focus Konstruksjon

Av dette ser ein at resultatata frå Focus Konstruksjon stemmer veldig godt overeins med resultatata frå NovaFrame. Ein kan difor gå ut i frå at berekningane av eigenlast i NovaFrame er korrekt.

6.2. Verifikasjon av trafikklast

Framgangsmåten som blir nytta for verifikasjon av trafikklastene er veldig forenkla og ein må rekne med at resultatet ikkje stemmer heilt overeins med resultatet frå NovaFrame. Det er valt å sjå på det same feltsnittet som for verifikasjon av eigenlast, altså 17 m frå søyleakse 3. Plasseringa av lastene for maksimalt moment i dette

6. Verifikasjon av NovaFrame-modell

snittet kan ein finne frå NovaFrame. Ein har då jamt fordelte laster på endefelta og midtfeltet til brua. I tillegg har ein aksellaster ved det snittet ein ser på. Frå NovaFrame har ein at momentet frå trafikklasta blir 8 795 kNm.

I Focus Konstruksjon blir dei jamt fordelte lastene frå dei tre trafikklastfelta lagt saman til ei jamt fordelt last på 31,2 kN/m. Likeins blir aksellastene summert til to punktlaster på 600 kN med ein innbyrdes avstand på 1,2 meter. Momentet ein får frå Focus Konstruksjon blir då 10 134 kNm, noko som er om lag 15 % større enn NovaFrame-resultatet. Som nemnt er denne verifikasjonen veldig forenkla, derav det betydelege avviket i Focus Konstruksjon. Ein kan gå ut i frå at dei innebygde trafikklastfunksjonane i NovaFrame behandlar trafikklastene på ein meir korrekt måte, og at resultatet kan brukast i dei vidare utrekningane.

7. Grensetilstandar

Ei bru skal dimensjonert for brotgrensetilstandar og bruksgrensetilstandar. Grunnlaget for dimensjonering etter desse grensetilstandane er gitt i NS-EN 1990 (EK0).

7.1. Brotgrensetilstandar

Brotgrensetilstandar er etter EK0 definert som grensetilstandar som har mykje å seie for tryggleiken til menneske og/eller konstruksjonen sin tryggleik. Der det er aktuelt skal følgjande brotgrensetilstandar påvisast (EK0, 3.3(4)):

- Tap av likevekt for konstruksjonen eller for delar av han, sett på som ein stiv lekam.
- Brot definert ved for stor deformasjon, omdanning av konstruksjonen eller ein del av han til ei mekanisme, samanbrot, tap av stabilitet av konstruksjonen eller ein del av han, inklusive støtter og fundament.
- Brot grunna utmatting eller andre tidsavhengige verknadar.

7.2. Bruksgrensetilstandar

Grensetilstandar som skal klassifiserast som bruksgrensetilstandar har mykje å seie for:

- konstruksjonen eller konstruksjonsdelen sin funksjonsdyktigheit ved normal bruk
 - menneske sin komfort
 - utsjånaden til konstruksjonen
- (Standard Norge, 2008a)

For prosjektering av betongkonstruksjonar i bruksgrensetilstand etter EK2 må ein kontrollere spenningar, rissvidder og nedbøying. Spenningsavgrensing inneber at trykkspenningar i betongen må avgrensast. Dette for at ein skal unngå riss i lengderetninga, mikroriss eller store krypdeformasjonar. Rissviddeavgrensing må gjerast slik at ikkje funksjonen til konstruksjonen eller varigheita blir skada, eller at utsjånaden til konstruksjonen blir uakseptabel. Nedbøyingavgrensing går ut på at deformasjonar ikkje skal påverke konstruksjonen sin tiltenkte funksjon eller utsjånaden negativt.

7.3. Lastkombinasjonar

Ved dimensjonering skal det påvisast at lastverknadane på konstruksjonen ikkje overskrider motstanden under nokon dimensjonerande situasjon. Lastene som verkar på ein konstruksjon skal kombinerast slik at dimensjoneringa baserar seg på mest ugunstige kombinasjon for den lastverknaden ein ser på. Ved kombineringsavlastning nyttar ein lastkoeffisientar, γ_i , som tek omsyn til moglegheita for ugunstige lastavvik, unøyaktige lastmodellar og usikkerheit ved berekning av lastverknadane. Vidare blir

7. Grensetilstandar

det òg nytta kombinasjonsfaktorar, ψ_i , for å ta vare på det faktum at sannsynet er særst lågt for at alle laster opptrer med sin karakteristiske verdi samstundes.

7.4. Brotgrensetilstand

I EK0 er det det skildra to dimensjonerande situasjonar i brotgrensetilstanden, det er ulykkessituasjonar, og vedvarande og forbigåande situasjonar. Ulykkessituasjonar er det ikkje sett nærare på her. For vedvarande og forbigåande situasjonar skal dimensjonerande verdiar for permanente laster kombinerast med den dominerande variable lasta og dei dimensjonerande kombinasjonsverdiane for resterande laster. Når ein ikkje veit kva variabel last som vil vere den dominerande, bør ein samanlikne situasjonane med kvar enkelt av dei ulike variable lastene som dominerande. EK0 framstiller dette som:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Kombinasjonen av lastene som står i klammer kan ein gi som det minst gunstige av følgjande to uttrykk (EK0, 6.4.3.2, likning 6.10a og 6.10b):

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

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

- "+" tyder kombinerast med.
- Σ tyder kombinert verknad av.
- ξ er ein reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G .

Dimensjonerande verdiar for lastkoeffisientane for laster på bruer i brotgrensetilstand er gitt i tabell NA.A2.4(B) i EK0. Verdiar for kombinasjonsfaktorane er gitt i tabell NA.A2.1 i same standard. Avhengig av kva variabel last som er dominerande får ein produktet av last- og kombinasjonsfaktorar som gitt i Tabell 7.1. For ei variabel last skal faktoren i tabellen nyttast dersom lasta er ugunstig. Er ho gunstig skal faktoren setjast lik 0.

Dominerande variabel last	Likning 6.10a			Likning 6.10b		
	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Permanent last	1,35/ 1,00	1,35/ 1,00	1,35/ 1,00	1,20/ 1,00	1,20/ 1,00	1,20/ 1,00
Forspenning	0,90/ 1,10	0,90/ 1,10	0,90/ 1,10	0,90/ 1,10	0,90/ 1,10	0,90/ 1,10
Trafikklast	0,945	0,00	0,945	1,35	0,00	0,945
Vindlast	1,12	1,12	1,12	1,12	1,60	1,12
Temperatur	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	1,20
Kryp og svinn	1,00/ 0,00	1,00/ 0,00	1,00/ 0,00	1,00/ 0,00	1,00/ 0,00	1,00/ 0,00

Tabell 7.1 Last- og kombinasjonsfaktorar for brotgrensetilstanden

7.5. Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden blir alle lastfaktorane, γ , satt lik 1,0. Ein skil her i mellom karakteristisk kombinasjon, ofte førekomande kombinasjon, tilnærma permanent kombinasjon og sjeldan førekomande kombinasjon. Sistnemnde er for vegbruer berre nytta i visse kontrollar, så i denne rapporten er det valt å sjå vekk i frå den. I EK0 er likningane for lastkombinasjonane i bruksgrensetilstand gitt som:

Karakteristisk kombinasjon (EK0, likning 6.14a og b):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Kombinasjonen i klammer kan skrivast som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Ofte førekomande kombinasjon (EK0, likning 6.15a og b):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Kombinasjonen i klammer kan skrivast som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1}Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Kvasi-permanent eller tilnærma permanent kombinasjon: (EK0, likning 6.16a og b):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,1}Q_{k,1}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Kombinasjonen i klammer kan skrivast som:

7. Grensetilstandar

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

7.5.1. Eksponeringsklasse

Påverknadar frå miljøet på ein konstruksjon, kjem av kjemiske og fysiske forhold som han blir utsatt for. Dette kan til dømes vere fuktigheit og kloridforhold, som har noko å seie for armeringskorrosjon. Slike miljøpåverknadar blir klassifisert i ulike eksponeringsklassar gitt i tabell 4.1 i EK2, alt etter graden av dei ulike forholda.

For ei typisk bru i innlandet, slik som Sagbakken, er dei vanlege eksponeringsklassane gitt i det følgjande. XD-klasser er for forhold der korrosjon blir framkalla av klorider som ikkje kjem frå sjøvatn. I XC-klasser kjem korrosjonen av karbonatisering.

- Klasse XD1: Eit moderat fuktig miljø, typisk for bruplater med membran.
- Klasse XD3: Vekselsvis vått og tørt, typisk for brudelar som blir utsatt for sprut som inneheld klorider.
- Klasse XC3: Moderat fuktig miljø. For utvendig forhold kan denne klassa nyttast for betong som er verna mot regn. Til dømes undersida på ei bru.

Ulike delar av brua kan altså ha ulike eksponeringsklassar. For Sagbakken bru er det på teikningsgrunnlaget oppgitt at det skal nyttast eit fuktisoleringsslag med 12 mm Topeka 4S, som er ein spesialmasse med polymermodifisert bindemiddel. Massen har veldig fin kornstruktur og inneheld mykje bindemiddel, noko som gir ein tett masse som kan verne mot saltvassinntrenging og påfølgjande korrosjon (Veidekke, 2014). På grunnlag av dette blir eksponeringsklasse XD1 valt for oversida av brua, medan eksponeringsklasse XC3 blir valt for undersida.

7.5.2. Lastkoeffisientar

Lastkoeffisientane for laster på bruer i bruksgrensetilstanden er gitt i tabell NA.A2.6 i EK0, og verdiar for kombinasjonsfaktorane er gitt i tabell NA.A2.1. Avhengig av kombinasjonstype og kva variabel last som er dominerande er produktet av last- og kombinasjonsfaktorane gitt i Tabell 7.2.

	Karakteristisk (likning 6.14b)			Ofte førekomande (likning 6.15b)		
	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Dominerande variabel last						
Permanent last	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikklast	1,0	0,0	0,7	0,7	0,0	0,2
Vindlast	0,7	1,0	0,7	0,0	0,6	0,0
Temperatur	0,7	0,7	1,0	0,0	0,0	0,6
Kryp og svinn	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0

	Tilnærma permanent (likning 6.16b)		
	Trafikk	Vind	Temperatur
Dominerande variabel last			
Permanent last	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0
Trafikklast	0,2	0,0	0,2
Vindlast	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0
Kryp og svinn	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0	1,0/ 0,0

Tabell 7.2 Last- og kombinasjonsfaktorar for bruksgrensetilstanden

I følge HB185 skal ein ved berekning av rissvidder nytte $\psi_{2,1}$ lik 0,5 for dominerande variabel last, og $\psi_{2,i}$ skal setjast lik 0,2 eller 0,0 ut i frå tabell NA.A2.1 i EK0. Dette vil gjelde dersom tilnærma permanent kombinasjon skal nyttast til rissviddekontroll. Kva kombinasjon som faktisk skal nyttast til rissviddekontroll, er avhengig av konstruksjonen si eksponeringsklasse.

7. Grensetilstandar

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

For dimensjonering i brotgrensetilstanden er det valt å sjå på snitt for maksimalt feltmoment, maksimalt støttemoment og største skjerkraft. Feltmomentet finn ein i brua sitt midtspenn, medan støttemoment og største skjerkraft får ein ved søyla i akse 4. Framgangsmåten som er nytta er å hente ut lastresultata, i form av moment og skjerkraft, frå NovaFrame. Vidare er lastkombineringa med last- og kombinasjonsfaktorar gjort manuelt for å finne mest ugunstige kombinasjon. Dette kunne vore gjort i NovaFrame, men for å forstå prosessen betre er det nytta manuell kombineringsfaktor. Lastene det er teke omsyn til i dimensjoneringa er eigenlast, krefter frå spennarmeringa, trafikklast, vindlast, temperaturlast, kryp og svinn. For trafikklast er det lastmodell 1 som blir dimensjonerande. Fordi bidraget frå det resterande arealet LM1 blir veldig lite, er dette neglisjert.

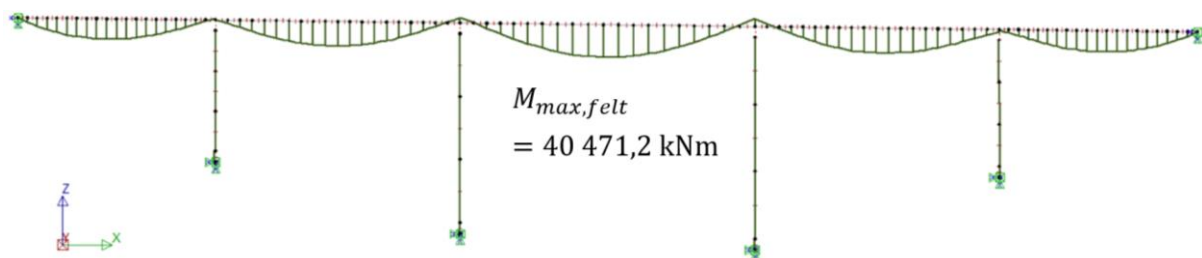
8.1. Feltmoment

Maksimalt feltmoment får ein med trafikklast som den dominerande variable lasta. Feltsnittet ligg 17,0 meter frå søylene i akse 3, som blir om lag midt i spennet. Bidraga frå dei ulike lastene, faktorane som er nytta og resulterande moment, er gitt i Tabell 8.1.

	Moment (kNm)	Lastfaktor (likning 6.10b)	Dimensjonerande moment (kNm)
Eigenvekt	12 307,2	1,20	14 768,6
Tvangskrefter	6 712,9	1,10	7 384,2
Trafikklast	8 795,3	1,35	11 873,7
Vindlast	407,1	1,12	456,0
Temperaturlast	6 693,4	0,84	5 622,5
Kryp	366,3	1,00	366,3
Svinn	-109,8	0,00	0,0
Sum			40 471,2

Tabell 8.1 Bidrag til maksimalt feltmoment i brotgrensetilstanden

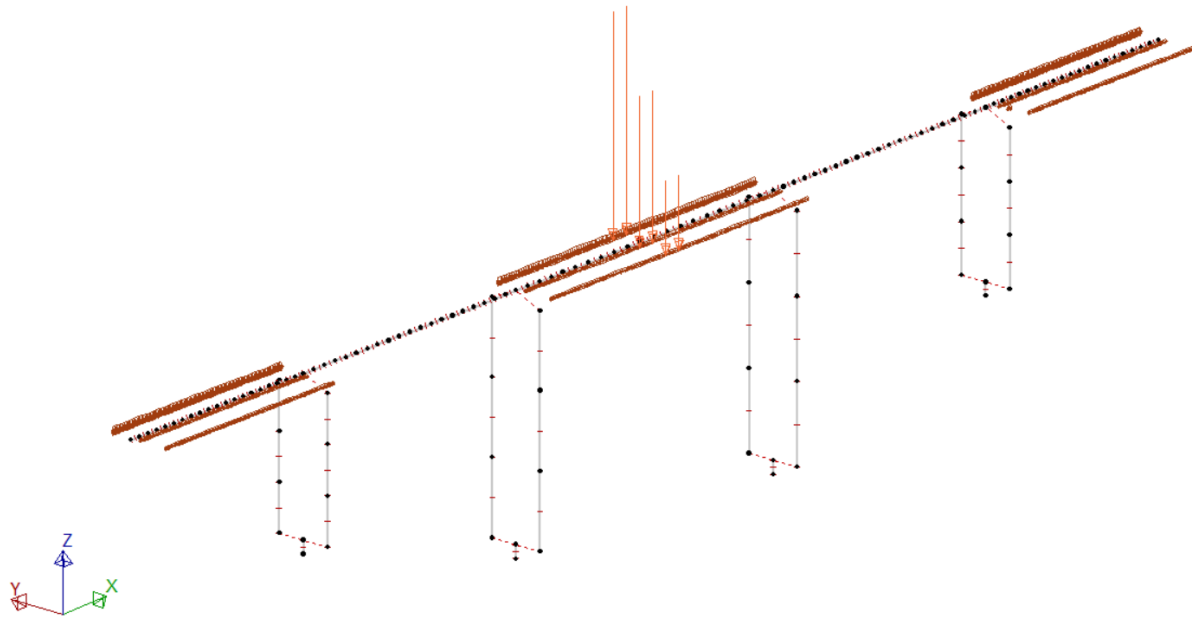
Resulterande momentdiagram for maksimalt feltmoment er vist i Figur 8.1.



Figur 8.1 Momentdiagram for maksimalt feltmoment i brotgrensetilstanden

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

Plassering av trafikklaster for maksimalt feltmoment er vist i Figur 8.2.



Figur 8.2 Trafikklastplassering for maksimalt feltmoment

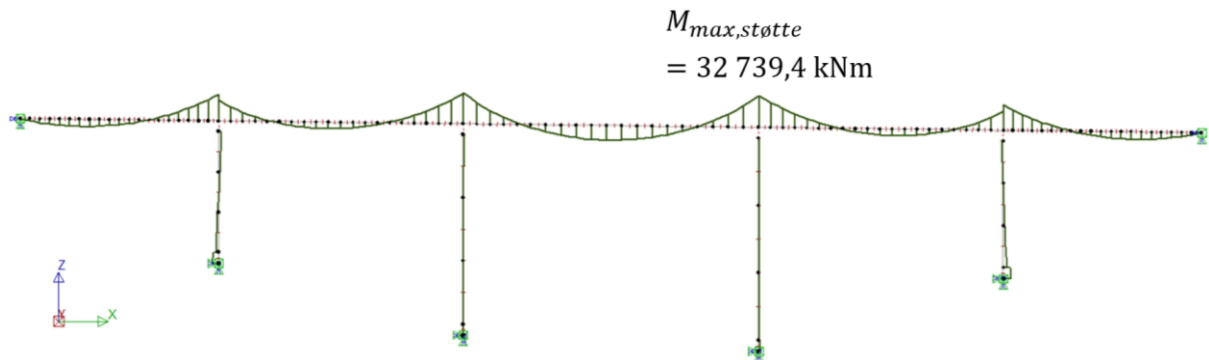
8.2. Støttemoment

Maksimalt støttemomentet er funne midt over søylene i akse 4. Trafikklasta vil òg i dette tilfellet vere dimensjonerande variabel last. Tabell 8.2 viser bidrag til støttemoment frå dei ulike lastene.

	Moment (kNm)	Lastfaktor (likning 6.10b)	Dimensjonerande moment (kNm)
Eigenvekt	-19 007,0	1,20	-22 808,3
Tvangskrefter	5 722,3	0,90	5 150,0
Trafikklast	-7 414,9	1,35	-10 010,1
Vindlast	-626,7	1,12	-701,9
Temperaturlast	-5 105,8	0,84	-4 288,8
Kryp	192,3	0,00	0,0
Svinn	-80,3	1,00	-80,3
Sum			-32 739,4

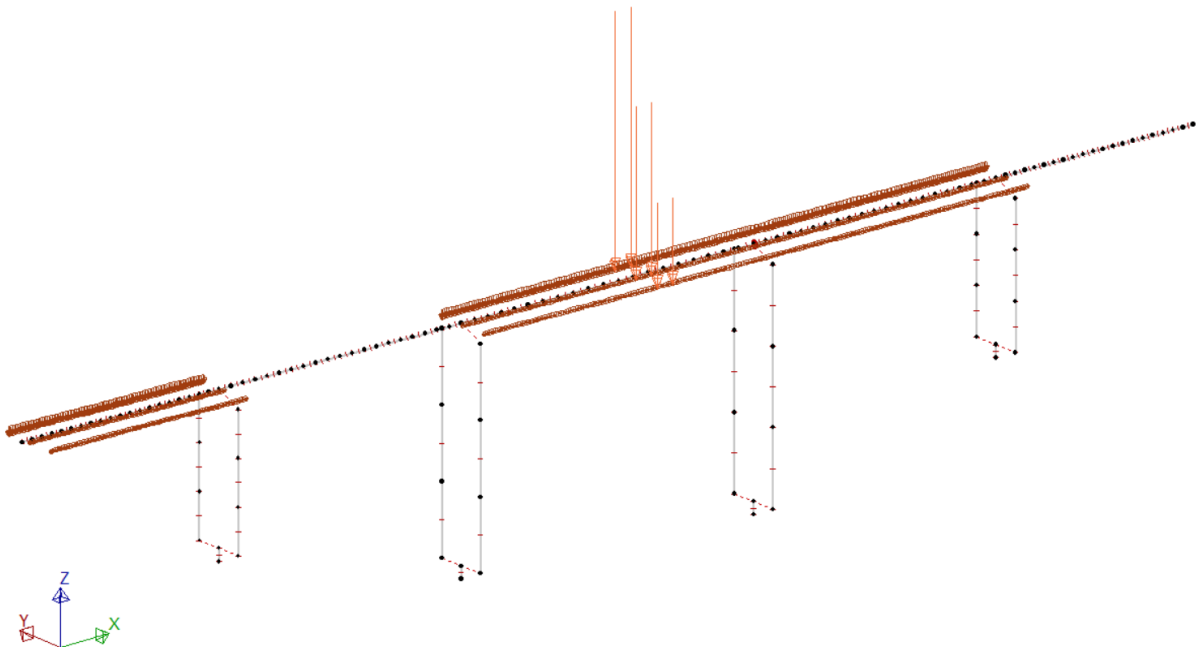
Tabell 8.2 Bidrag til maksimalt støttemoment i brotgrensetilstanden

Momentdiagrammet for støttemomentet er vist i Figur 8.3.



Figur 8.3 Momentdiagram for maksimalt støttemoment i brotgrensetilstanden

Plasseringa av trafikklasta for mest ugunstige støttemoment vil vere annleis enn for feltmomentet. Det er vist i Figur 8.4.



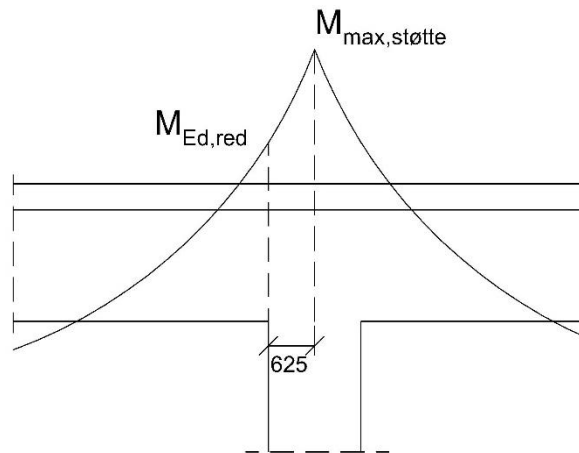
Figur 8.4 Trafikklastplassering for maksimalt støttemoment

For kontinuerlege bjelkar eller plater over opplegg, kan det vere aktuelt å redusere dimensjonerande støttemoment noko. I EK2, 5.3.2.2(3) står det:

Dersom en bjelke eller plate er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget.

Sagbakken bru har monolittisk samankopling mellom bruoverbygning og søyler. Støttemomentet som vart teke ut av NovaFrame er lokalisert midt over søylene, så dette momentet kan reduserast noko. Prinsippet er vist i Figur 8.5.

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden



Figur 8.5 Redusert støttemoment

Framgangsmåten som er nytta for å finne det reduserte støttemomentet, $M_{Ed, red}$, er som følgjer. Frå NovaFrame-modellen kan ein ta ut momentet i kvar elementende og midt på elementa. Elementlengda ved søylene er 1,8 meter. Ved å anta lineær momentendring over elementet, kan ein finne momentet ved søylekanten. Denne tilnærminga er ikkje heilt korrekt, men ho vil vere konservativ. Avstanden frå senter av opplegg til kanten er 625 mm, som vist i Figur 8.5.

Moment midt på elementet, 0,9 meter frå maksimalmomentet:

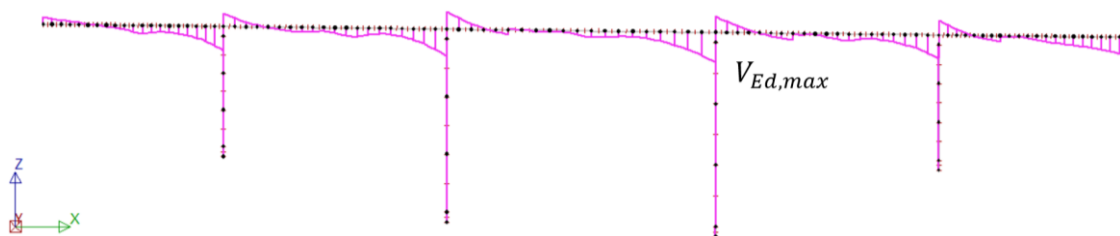
$$M_{midt} = 27\,213,2 \text{ kNm}$$

Moment ved søylekant:

$$M_{Ed, red} = 32\,739,4 - \frac{(32\,739,4 - 27\,213,2) * 625}{900} = 28\,902 \text{ kNm}$$

8.3. Skjerkraft

Dimensjonerande skjerkraft får ein ved søyla i akse 4. For skjerkraftdimensjonering skal ein ta med full verknad av spennarmeringa, ikkje berre tvangskreftene slik ein gjer for moment. Det gjer at ein får eit skjerkraftdiagram som vist i Figur 8.6.



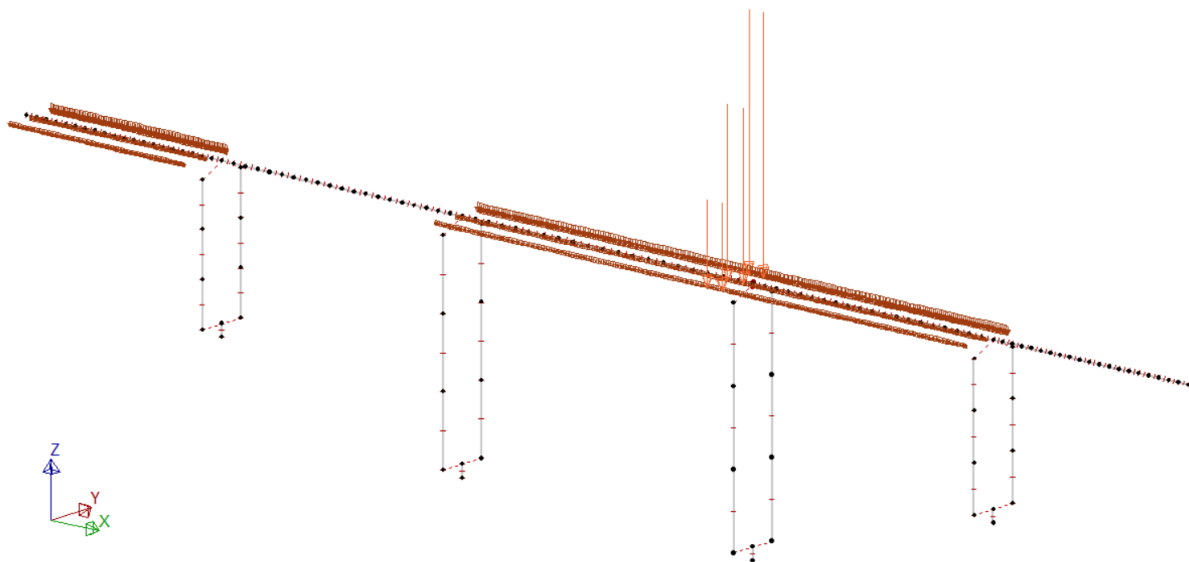
Figur 8.6 Skjerkraftdiagram for maksimal skjerkraft i brotgrensetilstanden

I Tabell 8.3 er bidraga frå dei ulike lastene til den dimensjonerande skjerkrafta vist. Trafikklast er dimensjonerande variabel last.

	Skjerkraft (kN)	Lastfaktor (likn. 6.10b)	Dimensjonerande skjerkraft (kN)
Eigenvekt	3 584,1	1,20	4 300,9
Tvangskrefter	-23,8	0,9	-21,4
Trafikklast	1 757,5	1,35	2 372,6
Vindlast	118,5	1,12	132,8
Temperaturlast	1,2	0,84	1,0
Kryp	9,7	1,00	9,7
Svinn	-1,6	0,00	0,0
Sum			6 795,5

Tabell 8.3 Bidrag til maksimal skjerkraft i brotgrensetilstanden

Trafikklastplasseringa for dimensjonerande skjerkraft er vist i Figur 8.7.



Figur 8.7 Trafikklastplassering for dimensjonerande skjerkraft

I følge EK2,6.2.1(8) er det ikkje nødvendig å påvise skjerkraftkapasiteten i ein avstand mindre enn d frå kanten av opplegget, for konstruksjonsdelar som primært blir utsatt for jamt fordelte laster. d er effektiv høgde av tverrsnittet. I dette tilfellet er tverrsnittshøgda på 1,85 meter nytta som avstand frå kanten av søylene. Hadde skjerkrafta variert lineært mellom søylene, kunne ein ved hjelp av lineær interpolasjon mellom skjerkreften ved søylene finne den reduserte skjerkrafta det skal dimensjonerast for, $V_{Ed,red}$. Skjerkrafta varierer ikkje lineært, men det er likevel valt å nytte ein lineær modell. Ved å sjå på skjerkraftdiagrammet i Figur 8.6, ser ein at det vil vere ei konservativ tilnærming. Frå NovaFrame får ein verdien for skjerkrafta ved søylene i akse 3, $V_{Ed,3} = -4\,155,7$ kN. Redusert dimensjonerande skjerkraft blir:

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

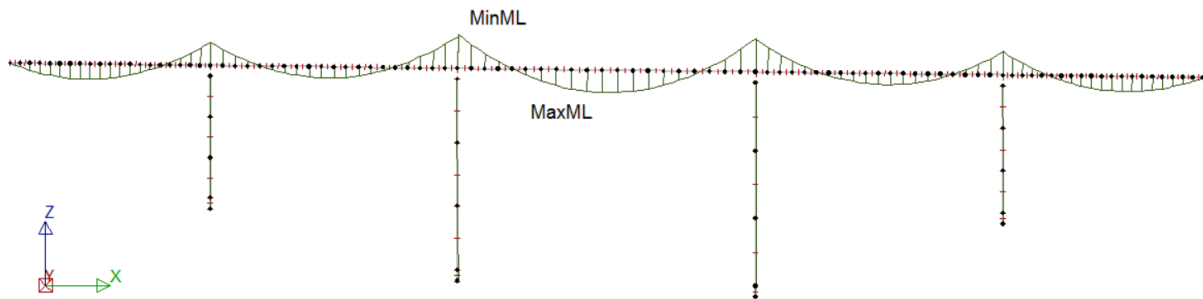
$$V_{Ed,red} = 6\,795,5 - \frac{(6\,795,5 - (-4\,155,7)) * (1,85 + 0,625)}{35} = 6\,021,1 \text{ kN}$$

8.4. Individuell lastverknad

Dei ulike lastene vil, som vist i Tabell 8.1 til 8.3, gi ulike bidrag til det dimensjonerande momentet og skjerkrafta. Vidare i dette delkapittelet er momentdiagramma frå dei ulike lastene som bidreg til feltmomentet vist.

8.4.1. Eigenlast

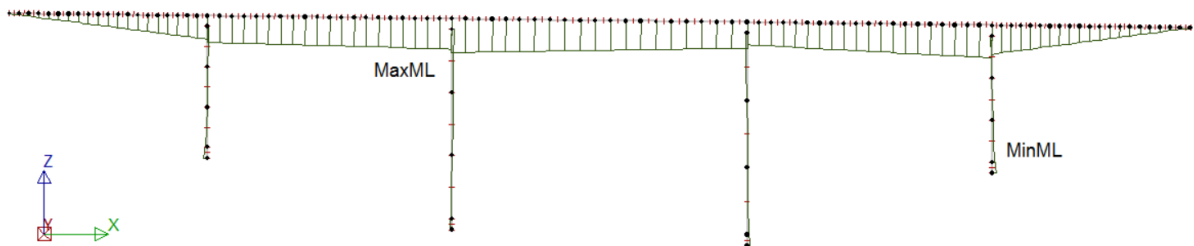
Momentdiagrammet for eigenlast er vist i Figur 8.8. Største feltmoment ligg i snittet som vart nytta til feltmomentberekning, men største støttemoment ligg over søylene i akse 3. For støttemomentberekningane vart momentet ved akse 4 nytta, skilnaden på desse to er om lag 90 kNm. Grunnen til at støttemomentberekningane er gjort ved akse 4, er at det snittet blir dimensjonerande når ein ser på den samla lastverknaden.



Figur 8.8 Momentdiagram frå eigenlast

8.4.2. Spennarmering

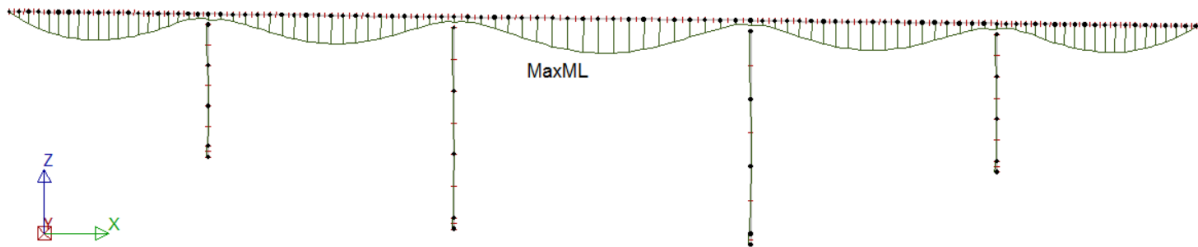
Momentet som verkar frå spennarmeringa kan delast inn i primærmoment og tvangsmoment. Primærmomentet er det momentet ein får dersom konstruksjonen hadde vore statisk bestemt, og er lik produktet av spennkrafta og eksentrisiteten til spennarmeringa. Fordi konstruksjonen ikkje er statisk bestemt får ein tvangsmomentet, og i dette tilfellet er det eit resultat av at bruoverbygningen blir tvunge ned på søylene. I NovaFrame kan ein få ut den totale lastverknaden frå spennarmeringa, og ein kan få ut resultatet frå tvangskreftene. Det er tvangskreftene som blir nytta for momentdimensjonering av betongtverrsnittet. Momentdiagrammet frå tvangskrefter er vist i Figur 8.9. Maksimalverdien er 7 648 kNm.



Figur 8.9 Momentdiagram frå tvangskrefter

8.4.3. Trafikklast

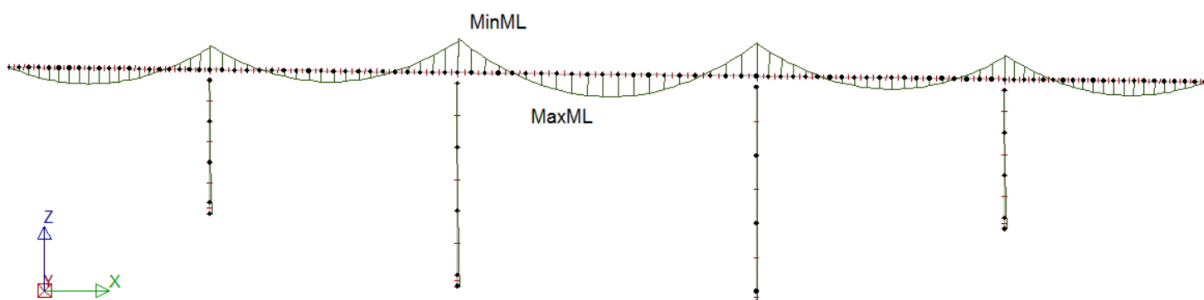
Lastverknadane for trafikklast er avhengig av plassering av trafikklastene. For maksimalt feltmoment er plasseringa vist tidlegare i Figur 8.2. Momentdiagrammet som er vist i Figur 8.10 viser ikkje resultatet for denne trafikklastplasseringa, men viser maksimalmomentet ein kan oppnå i kvart element ut i frå lastmodell 1 og trafikklast i alle lastfelt. Maksimalverdien er 8 802 kNm.



Figur 8.10 Momentdiagram frå trafikklast

8.4.4. Vindlast

Momentdiagrammet for vertikal vindlast ned på bruoverbygningen er vist i Figur 8.11. Maksimalmoment er 407 kNm, og minimumsmomentet er -636 kNm. Så ein ser at vindlasta er ganske lita samanlikna med til dømes trafikklasta.

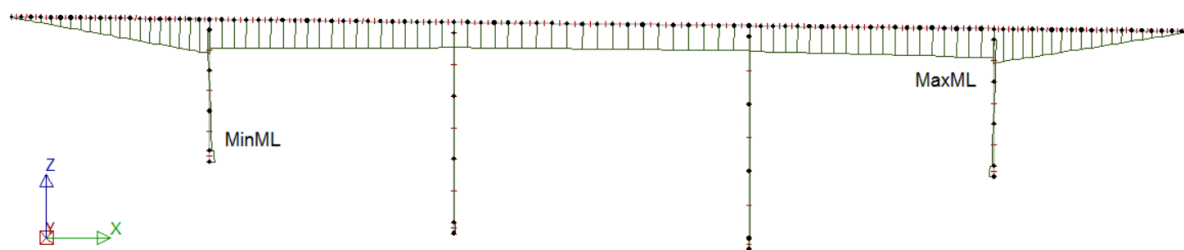


Figur 8.11 Momentdiagram frå vindlast vertikalt nedover

8.4.5. Temperaturlast

Momentdiagrammet for temperaturlast er avhengig av kva kombinasjon ein har av jamt fordelt og vertikalt varierende temperaturgradient. For maksimalt feltmoment er det kombinasjonen $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$ som blir dimensjonerande. Det vil seie lineært varierende temperaturgradient med høgst temperatur på oversida, og ein jamn ekspansjon av bruoverbygningen redusert med ein faktor $\omega_N = 0,35$. Momentdiagrammet er vist i Figur 8.12, med maksimalverdi 9 212 kNm.

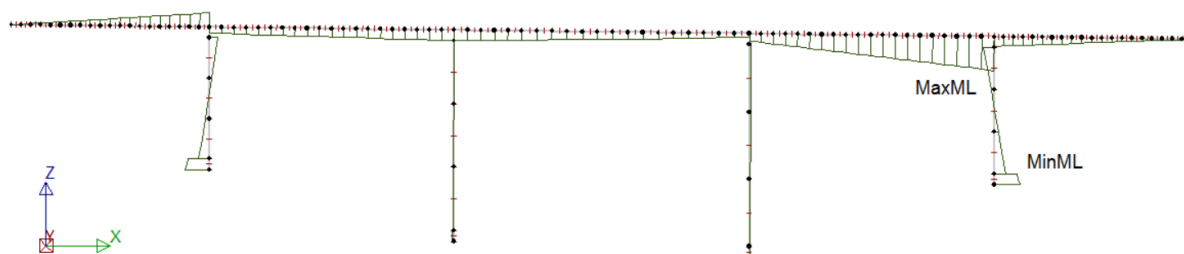
8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden



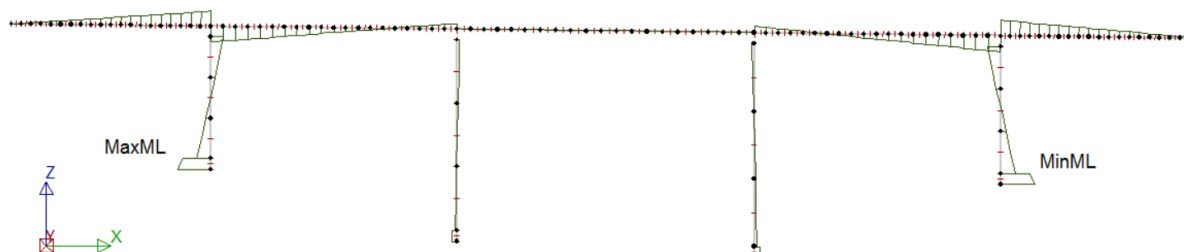
Figur 8.12 Momentdiagram frå temperaturlast som gir maksimalt feltmoment

8.4.6. Kryp og svinn

Kryp og svinn er deformasjonslastar som verkar på betongkonstruksjonen, og dei vil gi momentbidrag. Kryp kjem av tilleggsdeformasjonar frå samantrykking, medan svinn kjem av at betongen tørkar ut og krympar. Momentdiagramma etter lang tid for kryp og svinn er vist høvesvis i Figur 8.13 og Figur 8.14.



Figur 8.13 Momentdiagram frå kryp, maksimalverdi 1 736 kNm

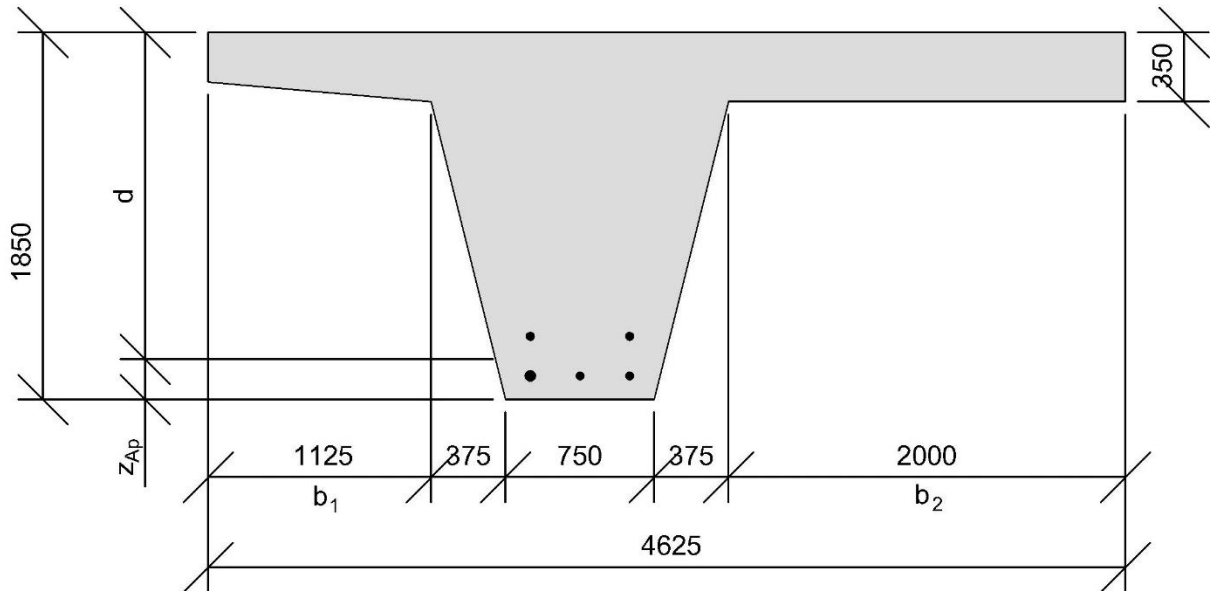


Figur 8.14 Momentdiagram frå svinn, maksimalverdi i overbygning 2 205 kNm

8.5. Dimensjonering for feltmoment

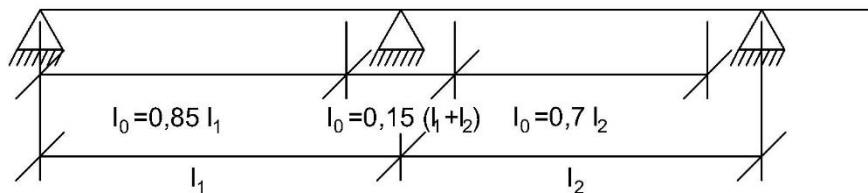
Feltmomentet det skal dimensjoneres for er 40 471 kNm

Momentkapasiteten er rekna for halve tverrsnittet, sjå Figur 8.15. Ein får då eit T-tverrsnitt, og må kontrollere effektiv breidde av flensen etter EK2,5.3.2.1.



Figur 8.15 Halve overbygningstverrsnittet

For å rekne ut effektiv breidde treng ein l_0 , som er definert i Figur 8.16.



Figur 8.16 Definisjon av l_0 (Figur 5.2 i EK2)

Effektiv breidde:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

b_1 og b_2 er definert i Figur 8.15.

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 * 1\,125 + 0,1 * 0,7 * 35\,000 = 2\,675 \text{ mm} > 1\,125 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 = 0,2 * 2\,000 + 0,1 * 0,7 * 35\,000 = 2\,850 \text{ mm} > 2\,000 \text{ mm}$$

Sidan både $b_{eff,1}$ og $b_{eff,2}$ er større enn faktisk breidde, blir effektiv breidde heile flensbreidda.

$$b = 1\,125 + 1\,500 + 2\,000 = 4\,625 \text{ mm}$$

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

Reknar så ut trykksonehøgda for balansert spennarmering. ε'_{p0} er effektiv tøyingsdifferanse, som er initiell tøyingsdifferanse minus tøyingsstapet. Den effektive tøyingsdifferansen er her satt til ein typisk verdi på 0,004, utan noko meir bereking.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0}\right)} = \frac{3,5 * 10^{-3}}{3,5 * 10^{-3} + \left(\frac{1426}{196\,000} - 4 * 10^{-4}\right)} = 0,52$$

Tyngdepunkt for spennarmering frå underkant, z_{Ap} :

$$z_{Ap} = \frac{2 * 1\,680 * 320 + (2 * 1\,680 + 2\,660) * 120}{4 * 1\,680 + 2\,660} = 192 \text{ mm}$$

$$d = h - z_{Ap} = 1\,850 - 192 = 1\,658 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = 1\,426 \text{ MPa}$$

$$A_p = 9\,380 \text{ mm}^2$$

Reknar så ut balansert spennarmeringstverrsnitt og samanliknar det med faktisk spennarmeringstverrsnitt.

$$A_{pb} = \frac{0,8\alpha_b b d f_{cd}}{f_{pd}} = \frac{0,8 * 0,52 * 4\,625 * 1\,658 * 25,5}{1\,426} = 57\,044 \text{ mm}^2 > A_p$$

Det vil seie at tverrsnittet er underarmert. Finn så α for underarmert tverrsnitt og reknar ut trykksonehøgda.

$$\alpha = \frac{f_{pd} A_p}{0,8 f_{cd} b d} = 0,086$$

$$\alpha d = 0,086 * 1\,658 = 142 \text{ mm}$$

Det vil seie at nøytralaksen ligg i flensen, og breidda som er nytta for å rekne ut α kan nyttast.

Momentkapasiteten blir:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd} b d^2 = 21\,538 \text{ kNm} > M_{Ed} = \frac{40\,471,2}{2} = 20\,236 \text{ kNm}$$

Det vil seie at momentkapasiteten i er tilstrekkeleg.

For ein bjelke må ein leggje inn minimum lengdearmering etter EK2 punkt 9.2.1. Kravet for strekkarmering er:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d > 0,0013 b_t d$$

- f_{ctm} er strekkfastleiken, og for fastleiksklasse B45 er ho 3,8 MPa.
- f_{yk} er karakteristisk fastleik for slakkarmeringa som er 500 MPa.
- b_t er middelbreidde av strekksona, og for denne T-bjelken med trykk i flensen kan b_t setjast lik 1 125 mm.

Minimumsarmeringa blir då:

$$A_{s,min} = \max \left[0,26 * \frac{3,8}{500} * 1\,125 * 1\,658; 0,0013 * 1\,125 * 1\,658 \right] = 3\,686 \text{ mm}^2$$

Prøvar å bruke kamstål med diameter 20 mm. Talet på nødvendige stenger, n , blir då:

$$n = \frac{3\,686}{\pi * \frac{20^2}{4}} = 12$$

Minimum slakkarmering i strekksona blir då 12 ϕ 20, som gir eit slakkarmeringsareal på 3 770 mm². Denne slakkarmeringa vil gi eit bidrag i berekninga av α , vist i følgjande likning.

$$\alpha = \frac{f_{pd}A_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd}$$

Ein bør òg rekne ut ein ny effektiv høgde, d , som er vekta med tanke på krafta i spenn- og slakkarmeringa. Dette er ikkje gjort her då momentkapasiteten ikkje vil minke på grunn av desse endringane. Denne nye effektive høgda burde òg vore nytta ved berekning av minimum slakkarmering.

8.6. Dimensjonering for støttemoment

Støttemomentet det skal dimensjonerast for er $M_{Ed,støtte} = 32\,739 \text{ kNm}$.

Kontrollerer først effektiv breidde av flensen i tverrsnittet. Det er valt å nytte ei konstant breidde for steget i tverrsnittet, b_w . Ho er sett lik breidda ved høgda $h/4$ frå underkanten.

$$\frac{h}{4} = \frac{1\,850}{4} = 462,5 \text{ mm}$$

$$b_w = 750 + 2 * \frac{462,5 * 375}{1\,500} = 750 + 2 * 115,6 = 981 \text{ mm}$$

Effektiv breidde:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_1 = 1\,125 + (375 - 115,6) = 1\,384 \text{ mm} \quad b_2 = 2\,000 + (375 - 115,6) = 2\,259 \text{ mm}$$

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

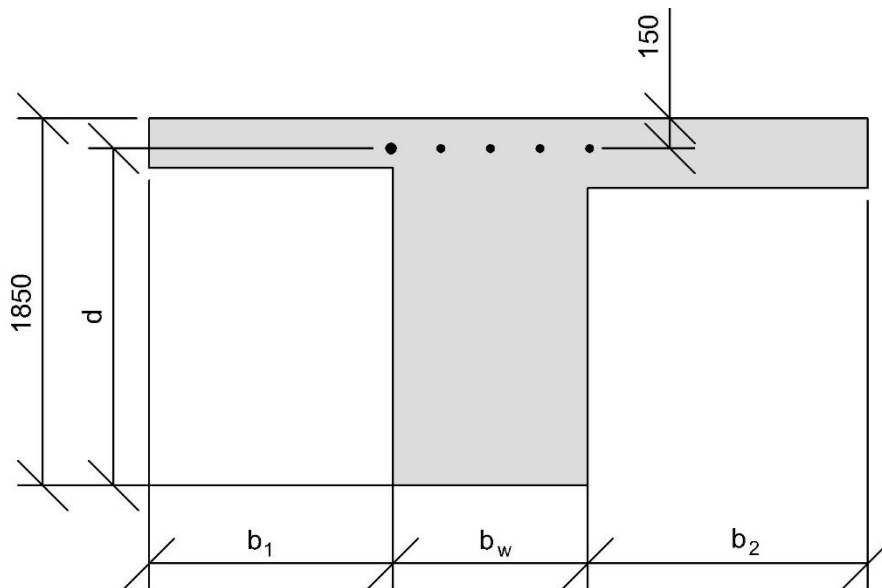
$$l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 0,15(35\,000 + 29\,000) = 9\,600 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 1\,237 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 = 1\,412 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 1\,237 + 1\,412 + 981 = 3\,630 \text{ mm} < b = 4\,580 \text{ mm}$$

Sidan b_{eff} er mindre enn faktisk breidde, blir denne gjeldende. Det forenkla tverrsnittet som blir nytta for kapasitetsberekning for støttemomentet, er vist i Figur 8.17.



Figur 8.17 Forenkla tverrsnitt for kapasitetsberekning for støttemoment

Går ut i frå at tverrsnittet framleis er underarmert.

$$d = 1\,850 - 150 = 1\,700 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{f_{pd}A_p}{0,8f_{cd}b_w d} = \frac{1\,426 * 9\,380}{0,8 * 25,5 * 981 * 1\,700} = 0,39$$

Trykksonehøgda blir då:

$$\alpha d = 0,39 * 1\,700 = 668 \text{ mm}$$

Valet av den konstante breidda bør gi ei tilnærma gjennomsnittsbreidde for trykksonehøgda. Gjennomsnittsbreidda blir 917 mm. Det vil seie at breidda ved $h/4$ frå underkanten blir noko større enn ønska. Vel difor å redusere b_w til 930 mm og reknar ut ny effektiv breidde og trykksonehøgda.

$$b_1 = 1\,125 + (375 - 90) = 1\,410 \text{ mm} \quad b_2 = 2\,000 + (375 - 90) = 2\,285 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 0,15(35\,000 + 29\,000) = 9\,600 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 1\,242 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 = 1\,417 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 1\,242 + 1\,417 + 930 = 3\,589 \text{ mm} < b = 4\,580$$

$$\alpha = \frac{f_{pd}A_p}{0,8f_{cd}b_w d} = \frac{1\,426 * 9\,380}{0,8 * 25,5 * 930 * 1\,700} = 0,415$$

Det gir trykksonehøgda:

$$\alpha d = 0,415 * 1\,700 = 706 \text{ mm}$$

Gjennomsnittsbreidda til trykksonehøgda blir då 927 mm, så denne stemmer veldig godt overeins med valt b_w .

Momentkapasiteten blir då:

$$M_{Rd, støtte} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd}b_w d^2 = 18\,977 \text{ kNm} > M_{Ed, støtte} = \frac{32\,739,4}{2} = 16\,370$$

Momentkapasiteten over søylene er tilstrekkeleg.

Minimum slakkarmering i strekksona blir rekna ut på same måte som for feltmomentet. Middelbreidda for strekksona blir meir komplisert no, då både flensen og delar av steget ligg i strekksona. Men her er det valt å gjere ei forenkling ved å nytte den effektive breidda av flensen som middelbreidde. Dette vil vere ei konservativ forenkling som gir ei minimumsarmering som er større enn faktisk minimumsarmering.

$$A_{s,min} = \max \left[0,26 * \frac{3,8}{500} * 3\,580 * 1\,700; 0,0013 * 930 * 3\,580 \right] = 12\,026 \text{ mm}^2$$

Med armeringsdiameter 25 mm får ein at talet på armeringsstenger, n , blir:

$$n = \frac{12\,026}{\pi * \frac{25^2}{4}} = 25$$

For slakkarmeringa i strekksona for støttemomentet kan ein altså nytte 25 ϕ 25, som gir eit armeringsareal på 12 272 mm².

8.7. Dimensjonering for skjerkraft

Skjerkrafta det skal dimensjonerast for er 6 021 kN fordelt på to bjelkar. Det gir 3 011 kN i kvar bjelke. Skjerkraftkapasiteten blir rekna ut med bakgrunn i EK2 kapittel 6.2. Først reknar ein ut kapasiteten utan at det er nødvendig med skjearmering. Dersom denne kapasiteten ikkje er tilstrekkeleg må ein gå vidare å finne nødvendig skjearmering.

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

8.7.1. Kapasitet utan skjerarmering

Dimensjonerande kapasitet er gitt ved:

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

Dei ulike parametrane er gitt i det følgjande:

$$b_w = 930 \text{ mm}$$

$$d = 1700 \text{ mm}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1700}} = 1,34 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_w d} = \frac{9380}{900 * 1700} = 6,13 * 10^{-3} \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$k_1 = 0,15$ sidan det er aksialt trykk i lengderetninga. Denne trykkrafta N_{Ed} kan ein ta ut frå NovaFrame. Ho er fordelt over heile tverrsnittet av bruoverbygningen, så ein må difor ta med heile tverrsnittsarealet ved utrekning av σ_{cp} .

$$N_{Ed} = 17182$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{17182 * 10^3}{6,5 * 10^6} = 2,64 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 0,2 * 25,5 = 5,1 \text{ MPa}$$

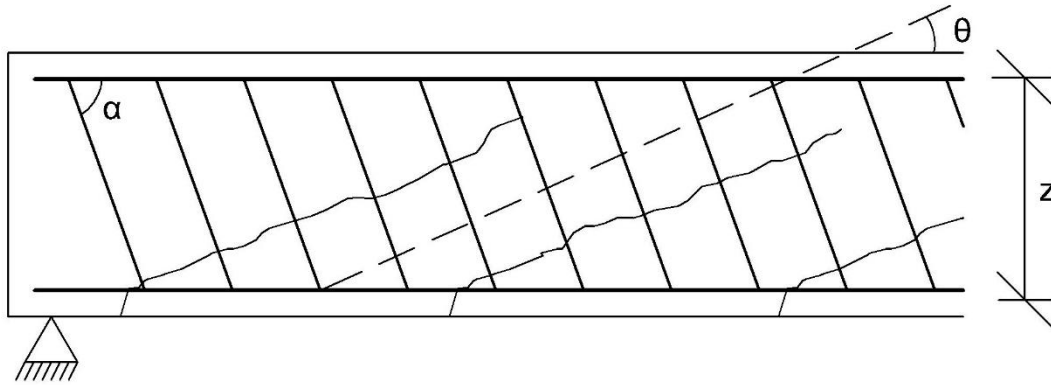
$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,34 * (100 * 6,13 * 10^{-3} * 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 2,64 \right] 930 * 1700 = 1394 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed,red}$$

Ser at skjerkapasiteten utan skjerarmering er mindre en skjerkrafta som verkar på tverrsnittet. Ein må difor ha skjerarmering i tverrsnittet.

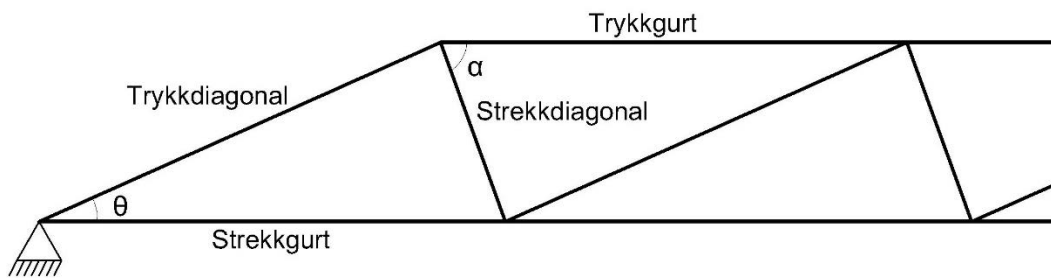
8.7.2. Skjerarmeringsbehov

Figur 8.18 viser ein bjelke med skjerarmering som dannar ein vinkel α med bjelkeaksen. Vidare viser han skråriss som blir danna og den stipla linja viser ein trykkdiagonal med vinkel θ på bjelkeaksen.



Figur 8.18 Opprissa bjelke med skjararmering

Denne bjelken kan skildrast med ein indre fagverksmodell, som vist i Figur 8.19. Det er denne modellen som blir nytta til berekning av skjerkraftkapasitet med skjararmering. Trykkdiagonalane er betong, medan strekkdiagonalane er skjararmering.



Figur 8.19 Antatt indre fagverksmodell

Vinkelen trykkdiagonalane dannar med bjelkeaksen kan ein vel innanfor gitte grenser. Desse grensene er gitt i EK2 som avgrensingar for $\cot \theta$:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

HB185 snevrar inn denne grensa noko meir ved at $\cot \theta$ maksimalt kan setjast lik 2,0.

Ved å velje vertikal skjararmering, $\alpha = 90^\circ$, kan skjerkraftkapasiteten skrivast som:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

Denne kapasiteten må minst vere lik $V_{Ed,red}$. Noko som tyder at når ein berekningsmessig treng skjararmering, går ein ut i frå at all skjerkraft skal takast opp av skjararmeringa.

- A_{sw} er tverrsnittsarealet til skjararmeringa.
- s er senteravstanden mellom bøylane.
- z er innvendig momentarm, og kan tilnærma takast som $z = 0,9d$.
- f_{ywd} er den dimensjonerande flytegrensa til skjararmeringa.

8. Dimensjonering i brotgrensetilstanden

$$z = 0,9d = 0,9 * 1\,700 = 1\,530 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 0,8f_{yd} = 0,8 * 435 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Vel } \cot \theta = 2,0$$

$$V_{Rd,s} = V_{Ed,red} = 3\,011 * 10^3 \text{ N} = \frac{A_{sw}}{s} * 1\,530 * 348 * 2,0$$

Det gir:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{3\,011 * 10^3}{1\,530 * 348 * 2,0} = 2,82 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Vel å bruke bøyelarming med diameter 20 mm.

$$A_{sw} = 2 * \frac{\pi * 20^2}{4} = 628 \text{ mm}^2$$

Det gir ein senteravstand på:

$$s = \frac{A_{sw}}{2,82} = \frac{628}{2,82} = 223 \text{ mm}$$

Skjertrykkkapasiteten kan kontrollerast ut i frå følgjande likning:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

α_{cw} for ein konstruksjon med aksialtrykk blir bestemt ut i frå følgjande:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{for } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \quad \text{for } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd}$$

Frå tidlegare har ein at $\sigma_{cp} = 5,1 \text{ MPa}$ og $f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$. Det vil seie at $\sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} = 6,4 \text{ MPa}$, og den første likninga blir gjeldande.

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{5,1}{25,5} = 1,2$$

$$v_1 = 0,6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,2 * 930 * 1\,530 * 0,6 * 25,5}{2,0 + 0,5} = 10\,450 \text{ kN}$$

Skjertrykkapasiteten er mykje større enn dimensjonerande skjerkraft, så denne er tilstrekkeleg.

Minimumsarmeringa må òg kontrollerast. Dette blir gjort ut i frå krava for skjearmering i bjelkar i EK2, 9.2.2.

Minimum skjearmeringsforhold er gitt ved:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,1 * \sqrt{45}}{500} = 1,34 * 10^{-3}$$

Skjearmeringsforholdet, ρ_w , skal ikkje setjast mindre enn $\rho_{w,min}$.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin \alpha}$$

Med skjearmeringsbøylar med diameter 20 mm og $\alpha = 90^\circ$, kan ein få minimum senteravstand.

$$s = \frac{628}{1,34 * 10^{-3} * 930 * \sin 90} = 504 \text{ mm}$$

Dette kravet er tilfredsstillt ved tidlegare utrekna skjearmering.

Senteravstanden mellom skjearmeringsbøylane må ikkje vere større enn $s_{l,max}$. Antek ein verdi for avstanden mellom tyngdepunktslinjene til strekk- og trykkarmeringa, h' .

$$h' = d - 100 = 1\ 600 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0,6h'(1 - \cot \alpha) = 0,6 * 1\ 600 * (1 - \cot 90) = 960 \text{ mm}$$

Utrekna senteravstand er mykje mindre enn maksimal senteravstand.

Vel då å nytte vertikale skjearmeringsbøylar $\phi 20$ s200. Då tilfredsstiller ein eit krav frå HB185, som seier at største senteravstand for slakkarmering i overbygning skal vere 200 mm.

Kapasiteten per bjelke blir då:

$$V_{Rd,s} = \frac{628}{200} * 1\ 530 * 348 * 2,0 = 3\ 344 \text{ kN}$$

8.8. Oppsummering brotgrensetilstanden

Ei oppsummering av resultatane funne i dette kapitlet er gitt i Tabell 8.4 og 8.5.

	Påkjenning	Kapasitet
Feltmoment	40 471 kNm	43 076 kNm
Støttemoment	32 739 kNm	37 954 kNm
Skjerkraft (kapasitet utan skjerarmering)	6 021 kN	2 788 kN
Skjerkraft (kapasitet med skjerarmering)	6 021 kN	6 688 kN

Tabell 8.4 Påkjenningar og kapasitet

Armeringsmengder	
Lengdearmering i underkant pr. bjelke (felt)	12 ϕ 20
Lengdearmering i overkant pr. bjelke (ved støtte)	25 ϕ 25
Skjerarmeringsbøylar i bjelkane	ϕ 20 s200

Tabell 8.5 Armeringsmengder

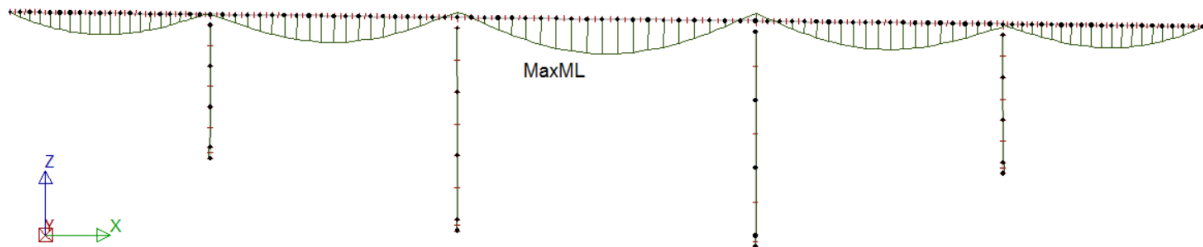
I tillegg til armeringa rekna ut her, står det i HB185, 5.3.7.6.5 at alle overflater skal vere dobbeltarmert med maksimal senteravstand 200 mm, og minste armeringsdiameter 12 mm. Utover det som ein har kome fram til her, kan krav for bruksgrensetilstanden føre til eit auka armeringsbehov, sjå kapittel 9. Armeringa i tverretninga blir berekna i kapittel 10.

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

For dimensjonering i bruksgrensetilstanden skal, som tidligere nemnt, krav til spenningar, riss og nedbøying vere tilfredsstillt. I denne rapporten er fokuset i hovudsak lagt på kontroll av rissvidder.

9.1. Dimensjonerande moment

Dimensjonerande moment i bruksgrensetilstanden får ein for karakteristisk kombinasjon med trafikklast som den dominerande variable lasta. Både for feltmoment og støttemoment. Snittet for maksimalt feltmoment er det same som for brotgrensetilstanden, og snittet for støttemomentet er over søylene i akse 4. For feltmomentet er momentdiagram, og bidraga frå dei ulike lastene, vist høvesvis i Figur 9.1 og Tabell 9.1



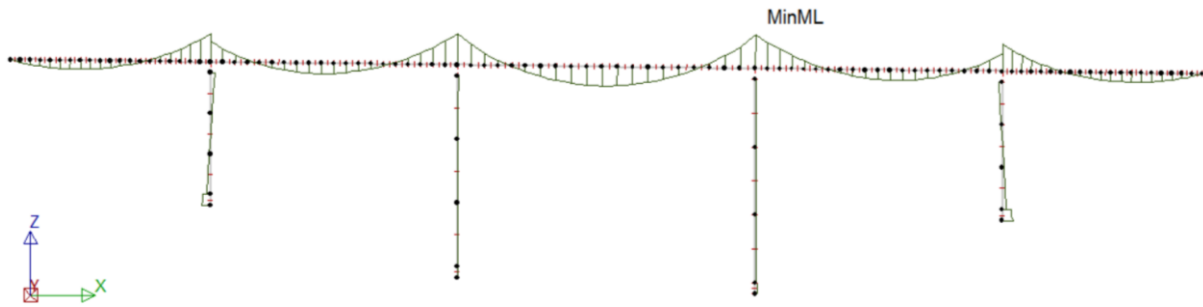
Figur 9.1 Momentdiagram for maksimalt feltmoment i bruksgrensetilstanden

	Lastfaktor (likning 6.14b)	Dimensjonerande moment (kNm)
Eigenvekt	1,00	12 307,2
Tvangskrefter	1,00	6 712,9
Trafikklast	1,00	8 795,3
Vindlast	0,70	285,0
Temperaturlast	0,70	4 685,4
Kryp	1,00	366,3
Svinn	0,00	0,0
Sum		33 152,1

Tabell 9.1 Bidrag til maksimalt feltmoment i bruksgrensetilstanden

For maksimalt støttemomentet er momentdiagrammet vist i Figur 9.2 og bidraget frå dei ulike lastene vist i Tabell 9.2.

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden



Figur 9.2 Momentdiagram for maksimalt støttemoment i bruksgrensetilstanden

	Lastfaktor (likning 6.14b)	Dimensjonerende moment (kNm)
Eigenvekt	1,00	-19 007,0
Tvangskrefter	1,00	5 722,3
Trafikklast	1,00	-7 414,9
Vindlast	0,70	-438,7
Temperaturlast	0,70	-3 574,1
Kryp	0,00	0,0
Svinn	1,00	-80,3
Sum		-24 791,9

Tabell 9.2 Bidrag til maksimalt støttemoment i bruksgrensetilstanden

Momentkapasiteten berekna i kapittel 8 er tilstrekkeleg både for felt- og støttemomentet i bruksgrensetilstanden.

9.2. Kontroll av trykkavlastning

Som tidlegare nemnt er eksponeringsklasse XD1 valt for brua. Frå EK2, Tabell NA.7.1N har ein krav om at overflater i denne klassa ikkje skal ha trykkavlastning for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Det vil seie at ein skal ha trykkspenningar i tverrsnittet ved kabelkanalane pluss eit toleransekrav. Toleransekravet er i EK2, 7.3.1(5) for spennkablur gitt som 25 mm, medan det er gitt som Δc_{dev} i det nasjonale tillegget. I punkt NA.4.4.1.3 er Δc_{dev} gitt som 10 mm, men ein kan vel større verdiar. Vel då å setje toleransekravet til 25 mm.

Ved søyleleaksane ligg spennarmeringa vanlegvis så høgt opp mot overkant av overbyggingen som mogleg. Dette for å kunne ta strekkspenningane ein vil få på grunn av støttemomentet. For trykkavlastinga tyder det at ein skal ha trykkspenningar i om lag heile overbygningstverrsnittet ved søyleleaksane. Erfaringar viser at dette ofte er dimensjonerande for spennarmeringsbehovet ved søyleleaksane, spesielt for bjelke-/platebruer (Johansen, 2013).

Her blir det valt å kontrollere trykkavlastning ved den søyleaksen som får størst støttemoment. Spenninga kan ein rekne ut frå følgjande likning:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * y$$

Ein må vel dei lastfaktorane som gir størst støttemoment for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Det får ein ved at trafikklasta er dominerande variabel last, og støttemomentet ved søyleakse 4 blir -7 875 kNm. Bidraga frå dei ulike lastene og lastfaktorane er vist i Tabell 9.3.

Trykkrafta som verkar kan hentast frå NovaFrame, og ho er 18 185 kN.

	Moment (kNm)	Lastfaktor (likning 6.16b)	Dimensjonerande moment (kNm)
Eigenvekt	-18 157,4	1,00	-18 157,4
Spennarmering	12 522,8	1,00	12 522,8
Trafikklast	-6 628,5	0,20	-1 325,7
Vindlast	-613,5	0,00	0,0
Temperaturlast	-5 317,2	0,00	0,0
Kryp	363,7	0,00	0,0
Svinn	-914,7	1,00	-914,7
Sum			-7 875,0

Tabell 9.3 Bidrag til støttemoment for lastkombinasjonen tilnærma permanent

y er avstanden frå tverrsnittstyngdepunktet til 25 mm over spennarmeringskanalane. For den største spennarmeringskabelen er kanaldiameteren 107 mm. Reknar med at kabelen ligg i senter av kanalen, sjå Figur 9.3.

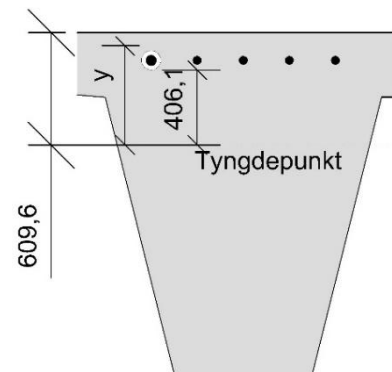
$$y = 609,6 - (609,6 - 406,1 - 107 - 25) = 538 \text{ mm}$$

Frå tidlegare har ein

$$A = 6,5 * 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I = 1,803 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{18\,185 * 10^3}{6,5 * 10^6} + \frac{-7\,875 * 10^6}{1,803 * 10^{12}} * 538 = 0,45 \text{ MPa}$$



Figur 9.3 Parameteren y for trykkavlastning

Trykkavlastningskravet er oppfylt over søyleakse 4, det vil seie at spennarmeringsbehovet er tilfredsstilt i dette snittet. For å vere heilt sikker på at det er tilstrekkeleg med spennarmering i bruoverbygningen, burde ein kontrollert fleire snitt. Det er ikkje gjort i denne rapporten. For undersida av brua er eksponeringsklasse XC3 valt, denne eksponeringsklassa gir ikkje krav for trykkavlastning. Det vil seie at ein slik kontroll ved maksimalt feltmoment ikkje er påkravd.

9.3. Rissviddekontroll

Kontroll av rissvidder skal utførast etter kravet i EK2, 7.3.4. Det vil seie at rissvidder skal bereknast i alle overflater og alle snitt, for alle dimensjonerande lastkombinasjonar. Grenseverdiane for rissviddene, w_{max} , er gitt i EK2, Tabell NA.7.1N. For spennarmeringa er kravet for lastkombinasjon ofte førekomande $0,20k_c$, både for eksponeringsklasse XC3 og XD1. Faktoren k_c er gitt ved:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Betongoverdekking er avstanden frå overflata på armeringa til betongoverflata. c_{nom} er nominell overdekking som er summen av minste overdekking, c_{min} , og eit avvik Δc_{dev} . Krava til c_{min} er gitt i EK2, 4.4.1.2:

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

- $c_{min,b}$ er minste overdekking med tanke på heft. For sirkulære kabelkanalar er det den minste verdien av kabelrøret sin diameter og 80 mm. I dette tilfellet blir det sistnemnte.
- $c_{min,dur}$ er minste overdekking på grunn av miljøpåverknadar. Reknar med 100 års dimensjonerande brukstid.
 - Eksponeringsklasse XC3: $c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$
 - Eksponeringsklasse XD1: $c_{min,dur} = 60 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ er eit tryggleikstillegg som normalt blir satt lik 0, men etter tabell 5.4 i HB185 skal denne setjast lik 10 mm.
- $\Delta c_{dur,st}$ er ein reduksjon av minste overdekking ved bruk av rustfritt stål, kan her setjast lik 0.
- $\Delta c_{dur,add}$ er ein reduksjon av minste overdekking ved bruk av tilleggsvern, og kan normalt setjast lik 0.

$$c_{min} = \max\{80; 70; 10\} = 80 \text{ mm}$$

Δc_{dev} er 10 mm.

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{90}{60} = 1,5 > 1,3$$

Det vil seie at k_c for spennarmeringa blir 1,3 både i overkant og underkant av overbygningen. Største rissvidde blir då:

$$w_{max,p} = 0,2 * 1,3 = 0,26 \text{ mm}$$

Rissviddeavgrensinga for slakkarmeringa i lengderetninga er $0,30k_c$ for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Avgrensinga for over- og underkant er vist i Tabell 9.4.

Eksponeeringsklasse XC3	Eksponeeringsklasse XD1
$c_{min} = \max(20; 35 + 10; 10) = 55 \text{ mm}$	$c_{min} = \max(25; 50 + 10; 10) = 60 \text{ mm}$
$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
$c_{nom} = 65 \text{ mm}$	$c_{nom} = 70 \text{ mm}$
$k_c = \frac{65}{35} = 1,85 > 1,3$	$k_c = \frac{70}{50} = 1,40 > 1,3$
$w_{max,s} = 0,3 * 1,30 = 0,39 \text{ mm}$	

Tabell 9.4 Rissviddeavgrensning for slakkarmering i lengderetninga

9.3.1. Berekning av rissvidde ved maksimalt feltmoment

Rissviddene, w_k , skal bereknast ut i frå følgjande likning gitt i EK2, 7.3.4:

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

$s_{r,max}$ er største rissavstand, og kan reknast ut frå likning 7.11 i EK2

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}$$

ε_{sm} er middeltøyning i armeringa for den aktuelle lastkombinasjonen, medan ε_{cm} er middeltøyninga mellom riss. ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) kan ein rekne ut frå likning 7.9 i EK2.

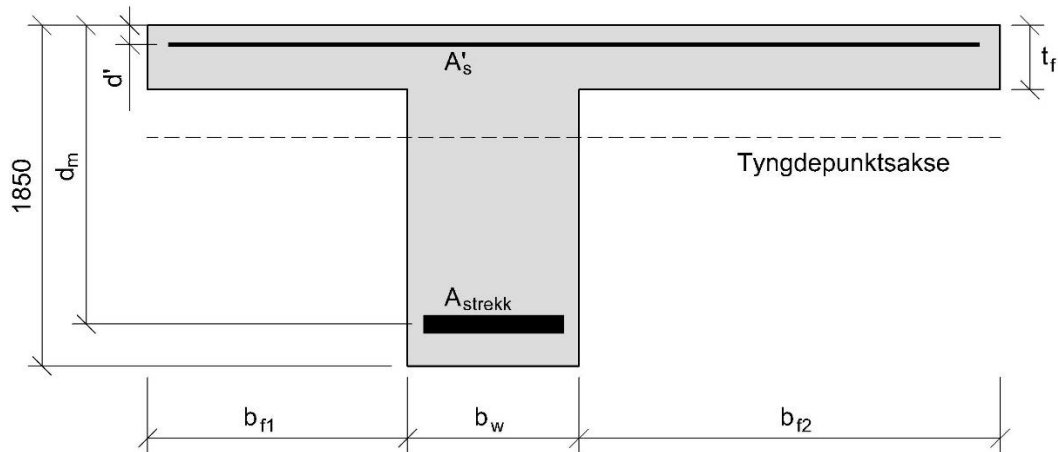
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

For å rekne ut denne differansen må ein først berekne σ_s som er spenninga i strekkarmeringa i eit opprissa tverrsnitt. For konstruksjonsdelar med spennarmering kan denne erstattast av $\Delta\sigma_p$ som er spenningsendringa i spennkablane i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i same nivå (EK2, 7.3.4(2)).

9.3.1.1. Spenningsendring i spennkablane

Tverrsnittet er påkjent av både moment og aksial trykkraft. For å finne spenningsendringa, må ein først rekne ut trykksonehøgda for det opprissa tverrsnittet. Då må ein ta utgangspunkt i ei slakkarmeringsmengde, for så å justere denne dersom krava som blir stilt ikkje er tilfredsstillt. Her er det valt å ta utgangspunkt i minimumsarmering frå brotgrensetilstanden som strekkarmering, og halvparten av dette som trykkarmering. Armeringsdiameteren, ϕ , er 20 mm. Vidare er det for spenningsendringa valt å rekne på eit tverrsnitt med konstant stegbreidde. Denne er satt til same breidde som blei nytta for momentkapasitetsberekning for støttemomentet i brotgrensetilstanden, sjå Figur 9.4.

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden



Figur 9.4 Tverrsnitt for berekning av spenningsendring i spennkablane

Spennarmering	$A_p = 9\,380\text{ mm}^2$
Strekkarmering	$A_s = 3\,770\text{ mm}^2$
Trykkarmering	$A'_s = 1\,885\text{ mm}^2$
Breidde steg	$b_w = 930\text{ mm}$

I bruksgrensetilstanden skal materialfaktorane setjast lik 1,0. Då får ein:

$$f_{pd} = 1\,640\text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500\text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 45\text{ MPa}$$

Ein må rekne ut ein middelværdi for avstanden frå overkant av tverrsnittet til tyngdepunktet for spenn- og slakkarmeiringa, d_m . For spennarmeringa er $d_p = 1\,658\text{ mm}$. For slakkarmeiringa vil denne avstanden, d_s , vere avhengig av korleis plasseringa blir valt. Mest mogleg vil bli lagt under spennarmeringa slik at ein berre har minimum overdekking og skjearmeringa på undersida. Men valt strekkarmering vil ikkje få plass i dette laget. Difor vil noko bli plassert langs sidekantane på stega. Her er det valt å setje d_s til det nedste laget. På grunn av kammane på slakkarmering, må byggemåla for armeringsstengene aukast. Byggemåla er gitt i Tabell 9.5 henta frå HB185.

Kamstål	Φ10	Φ10	Φ12	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32
Byggemål (mm)	10	12	15	20	25	30	40

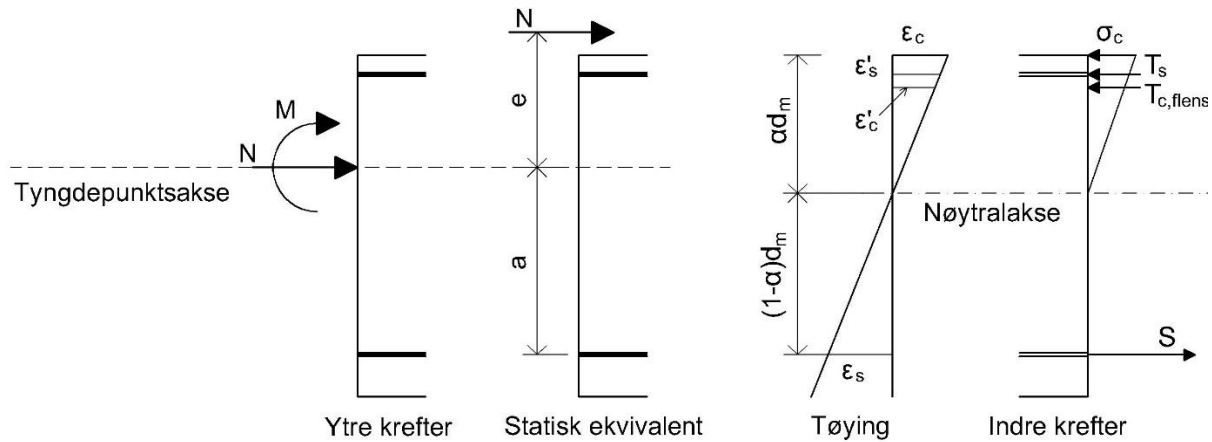
Tabell 9.5 Byggemål for slakkarmering

$$d_s = h - c_{nom} - \phi_{skjer} - \frac{\phi}{2} = 1\,850 - 65 - 25 - 10 = 1\,750\text{ mm}$$

Middelavstanden d_m blir då:

$$d_m = \frac{A_p f_{pd} d_p + A_s f_{yd} d_s}{A_p f_{pd} + A_s f_{yd}} = 1\,668\text{ mm}$$

For å finne trykksonehøgda må ein setje opp aksiallikevekt og momentlikevekt for tverrsnittet. Utgangspunktet for likevektene er vist i Figur 9.5.



Figur 9.5 Tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft

Aksiallikevekta kan uttrykkest på følgjande måte:

$$N = \frac{1}{2} E_{c,mid} \varepsilon_c \alpha d_m b_w + E_{c,mid} \varepsilon'_c A_f + E_s \varepsilon'_s A'_s - E_{c,mid} \varepsilon'_s A'_s - E_p \varepsilon_s A_{strekke}$$

$$E_{c,mid} = E_{cL} = 13\,284 \text{ MPa} \quad E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad E_p = 196\,000 \text{ MPa}$$

Ved utrekning av flensarealet, A_f , er flenstjukna, t_f , satt konstant for heile tverrsnittet.

$$A_f = t_f (b_{f1} + b_{f2}) = 350 * (1\,410 + 2\,285) = 1\,293\,250 \text{ mm}^2$$

$$A_{strekke} = A_p + A_s = 13\,150 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_s \text{ er tøying i strekkarmeringa: } \varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c$$

$$\varepsilon'_s \text{ er tøying i trykkarmeringa: } \varepsilon'_s = \frac{\alpha d_m - d'}{\alpha d_m} \varepsilon_c$$

$$\varepsilon'_c \text{ er tøying i trykkflensen: } \varepsilon'_c = \frac{\alpha d_m - \frac{t_f}{2}}{\alpha d_m} \varepsilon_c$$

Parametrane η , η' , ρ , ρ' , ρ'' og N' vert innført.

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,mid}} = 15,06 \quad \eta' = \frac{E_p}{E_{c,mid}} = 14,75$$

$$\rho = \frac{A_{strekke}}{b_w d_m} = 0,0085 \quad \rho' = \frac{A'_s}{b_w d_m} = 0,0012 \quad \rho'' = \frac{A_f}{b_w d_m} = 0,8337$$

$$N' = \frac{N}{E_{c,mid} \varepsilon_c b_w d_m}$$

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Ved å setje inn desse parametrane og uttrykka for ε_s , ε'_s og ε'_c i aksiallikevektslikninga, får ein:

$$N' = \frac{1}{2}\alpha + \rho'' \left(1 - \frac{t_f}{2\alpha d_m}\right) + \rho' \left(\eta - 1 + \frac{d'(1-\eta)}{\alpha d_m}\right) - \eta' \rho \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)$$

Momentlikevekta blir:

$$\begin{aligned} M + N * a &= N * e + N * a = N(e + a) \\ &= \frac{1}{2}E_{c,mid}\varepsilon_c\alpha d_m b_w \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d_m + (E_s - E_{c,mid})\varepsilon'_s A'_s (d_m - d') + E_{c,mid}\varepsilon'_c A_f \left(d_m - \frac{t_f}{2}\right) \end{aligned}$$

Ved å innføre same parametrar og uttrykk som for aksiallikevekta kan ein få:

$$N' = \frac{\frac{1}{2}\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d_m + \rho'(\eta - 1) \left(1 - \frac{d'}{\alpha d_m}\right) (d_m - d') + \rho'' \left(1 - \frac{t_f}{2\alpha d_m}\right) \left(d_m - \frac{t_f}{2}\right)}{e + a}$$

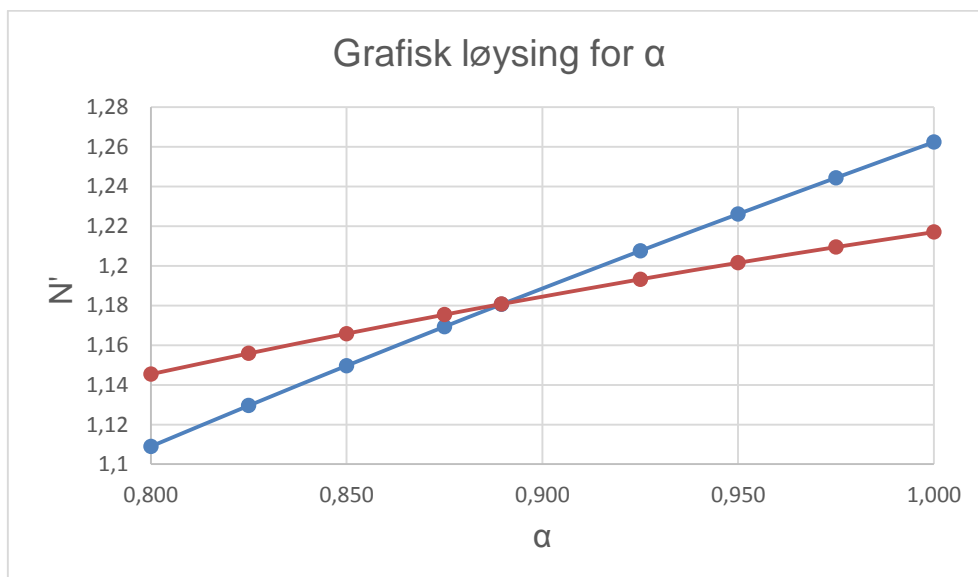
$$d' = 95 \text{ mm}$$

Ved hjelp av NovaFrame-modellen kan ein finne aksialkrafta og momentet i det aktuelle snittet for lastkombinasjonen ofte førekomande. Aksialkrafta blir 8 702 kN og momentet blir 2 913 kNm.

$$e = \frac{M}{N} = 0,335 \text{ m}$$

$$a = d_m - 609,6 = 1\,058 \text{ mm}$$

Ved å setje dei to uttrykka for N' lik kvarandre kan ein finne ei løysing for α . Figur 9.6 viser ei grafisk framstilling av dette.



Figur 9.6 Grafisk løysing for α

Ved nøyaktige beregninger får ein $\alpha = 0,890$, som gir $N' = 1,181$. Ved å snu på formelen for N' kan ein få ut spenninga.

$$\sigma_c = E_{c,mid} \varepsilon_c = \frac{N}{N' b_w d_m} = 4,75 \text{ MPa}$$

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{c,mid}} = 3,58 * 10^{-4}$$

Tøyning ved armeringstygdepunkt:

$$\Delta \varepsilon_m = \varepsilon_c \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = 4,44 * 10^{-5}$$

Tøyning ved spennarmering:

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_m * \frac{d_p - \alpha d_m}{(1 - \alpha) d_m} = 4,20 * 10^{-5}$$

Spenningsendring i spennkablane:

$$\Delta \sigma_p = E_p \Delta \varepsilon_p = 8,23 \text{ MPa}$$

9.3.1.2. Rissviddeberegning

Reknar først ut differansen $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$.

$$E_{cm} = 36\,000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,44$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}}$$

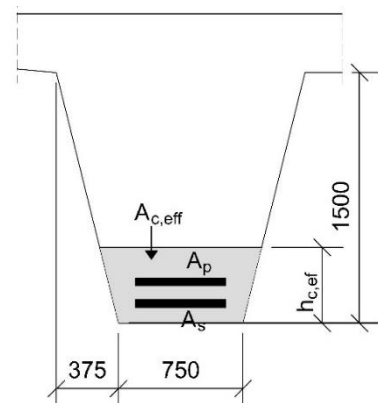
$A_{c,eff}$ er det effektive arealet av betongstrekksone som omgir armeringa eller spennkablane med ei høgd $h_{c,ef}$, sjå Figur 9.7. Dette kan reknast ut etter etter punkt 7.3.2 i EK2. ξ_1 er justert hefffastleiksforhold som tek omsyn til ulik diameter for spennstål og slakkarmering.

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2,5(h - d_m); \frac{h - \alpha d_m}{3}; \frac{h}{2} \right\} > (h - d_m + 1,5\phi)$$

$$\rightarrow h_{c,ef} = 212 \text{ mm}$$

Ser at $h_{c,ef}$ er så liten at det er berre det nedste laget med spennarmering, A'_p , som ligg under.

$$A'_p = 6\,020 \text{ mm}^2$$



Figur 9.7 $h_{c,ef}$ og $A_{c,eff}$ for rissviddeberegning

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

$$A_{c,eff} = \left(212 * 750 + \left(\frac{375 * 212}{1500} * 212 \right) \right) - 6020 - 3770 = 160409 \text{ mm}^2$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi * \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 * \frac{20}{1,6 * \sqrt{9380}}} = 0,25$$

Deretter kan $\rho_{p,eff}$ reknast ut:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}} = 0,026$$

Faktoren k_t er avhengig av lasta si varigheit. For langvarig belastning kan ein setje $k_t = 0,4$.

$f_{ct,eff}$ er middelvarden for strekkfastleiken til betongen ved det tidspunktet ein kan forvente opprissing byrjar. Går ut i frå at betongen byrjar å risse opp etter 28 døgn og kan då setje $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\Delta\sigma_p - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_p} \geq 0,6 \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 2,52 * 10^{-5}$$

Kan så rekne ut største rissavstand.

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}$$

Parametrane som inngår i berekninga av største rissavstand er:

- k_1 tek omsyn til armeringa sine hefteegenskapar. For spennarmeringa kan k_1 setjast lik 1,6
- k_2 tek omsyn til tøyingsfordelinga. For bøyning er $k_2 = 0,5$.
- $k_3 = 3,4$
- $k_4 = 0,425$
- c er lengdearmeringa si overdekking som er 90 mm.
- ϕ er armeringsdiameteren som er 20 mm.

$$s_{r,max} = 585 \text{ mm}$$

Rissvidda blir då:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,01 \text{ mm}$$

w_k er godt innanfor kravet til $w_{max,p}$ som er 0,26 mm.

Same berekningane skal eigentleg gjerast for slakkarmeringa for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Denne kontrollen blir ikkje utført her då ein kan anta at dette

kravet er oppfylt. Dette på grunn av lågare lastverknadar for denne lastkombinasjonen og eit romslegare rissviddekrav.

Valt armeringsmengde tilfredsstillar rissviddekrava for snittet med maksimalt feltmoment. For rissviddekravet kan eigentleg denne armeringsmengda reduserast ein del, men slakkarmeringsmengda nytta her er minimumsarmeringa frå brotgrensetilstanden. Difor vil slakkarmeringa framleis vere $A_s = 3\,770\text{ mm}^2$, som er 12 stenger med diameter 20 mm.

9.3.2. Rissviddekontroll ved maksimalt støttemoment.

Ved kontroll av rissviddekravet i overkant av tverrsnittet ved støtta i søyleakse 4, må ein igjen byrje med å rekne ut spenningsendringa i kablane. Frå brotgrensetilstanden har ein minimumsarmering på 25 stenger med diameter 25 mm. Det gir eit slakkarmeringsareal på $12\,272\text{ mm}^2$. Vidare i utrekninga er berre parametrane og hovudpunkta vist, for formlar sjå utrekninga for rissvidder i felt.

$$\begin{array}{llll}
 A_p = 9\,380\text{ mm}^2 & A_s = 12\,272\text{ mm}^2 & A_{\text{strek}} = 21\,652\text{ mm}^2 & A'_s = 6\,136\text{ mm}^2 \\
 f_{pd} = 1\,640\text{ MPa} & f_{yd} = 500\text{ MPa} & f_{cd} = 45\text{ MPa} & \\
 E_p = 196\,000\text{ MPa} & E_s = 200\,000\text{ MPa} & E_{c,\text{mid}} = 13\,284\text{ MPa} & b_w = 930\text{ mm} \\
 d_p = 1\,700\text{ mm} & d_s = 1\,755\text{ mm} & d_m = 1\,716\text{ mm} & d' = 90\text{ mm} \\
 \rho = 0,0136 & \rho' = 0,0038 & \eta = 15,06 & \eta' = 14,75 \\
 M = 5\,594,6\text{ kNm} & N = 9\,085,7\text{ kN} & a = 475\text{ mm} & e = 616\text{ mm}
 \end{array}$$

Kan så løyse aksiallikevekt og momentlikevekt for α . Då får ein $\alpha = 1,11$. Det tyder at ein har trykksone over heile snittet, og vidare utrekning for rissvidde er ikkje nødvendig i dette snittet. Ein treng då ikkje endre minimum armeringsmengde frå brotgrensetilstanden.

Ein av grunnane til at rissviddekrava er oppfylt med så stor margin i dei snitta det er sett på, er at aksialkrafta frå spennkablane er stor i desse snitta. Det gjer at strekkspenninga blir lita. Difor blir det i det følgjande gjennomført ein rissviddekontroll i eit snitt der aksialkrafta er mykje mindre, og momentet er stort. Snittet som blir valt ut ligg om lag ti meter frå landkaret i akse 1. I Tabell 9.6 er det prøvd med ulike slakkarmeringsmengder for å finne minstekravet med tanke på rissvidder. Trykkarmeringsmengda blir satt til halvparten av slakkarmeringa i strekk.

$$\begin{array}{llll}
 A_p = 5\,040\text{ mm}^2 & f_{pd} = 1\,640\text{ MPa} & f_{yd} = 500\text{ MPa} & f_{cd} = 45\text{ MPa} \\
 E_p = 196\,000\text{ MPa} & E_s = 200\,000\text{ MPa} & E_{c,\text{mid}} = 13\,284\text{ MPa} & b_w = 930\text{ mm} \\
 d_p = 1\,597\text{ mm} & d_s = 1\,750\text{ mm} & d' = 95\text{ mm} & t_f = 350\text{ mm} \\
 \eta = 15,06 & \eta' = 14,75 & M = 3\,021,5\text{ kNm} & N = 4\,585,8\text{ kN} \\
 e = 659\text{ mm} & & &
 \end{array}$$

9. Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

A_s (mm ²)	d_m (mm)	ρ	ρ'	ρ''	a (mm)	α	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	w_k (mm)
2 000	1 615	0,0047	0,0007	0,8618	1 004	0,380	103,5	0,41
3 000	1 621	0,0053	0,0010	0,8581	1 011	0,403	89,7	0,27
3 200	1 622	0,0055	0,0011	0,8574	1 012	0,407	87,5	0,25

Tabell 9.6 Rissvidder for ulike slakkarmeringsmengder

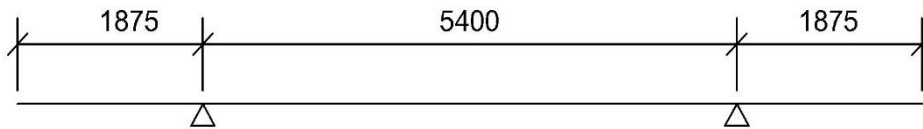
Ser at ein i dette snittet må ha minimum 3 200 mm² slakkarmering i strekksona for å tilfredsstillе rissviddekravet. Kravet om minimumsarmering frå brotgrensetilstanden, 3 770 mm², er framleis større, så det blir dimensjonerande.

9.4. Oppsummering bruksgrensetilstanden

Ut i frå resultatane det er kome fram til i bruksgrensetilstanden, er det ikkje nødvendig å auke armeringsmengda. Ein viktig merknad her er at rissviddeberekningane er gjennomført for utvalte snitt. Med ei meir nøyaktig spenningsberekning langs heile bruoverbygningen er det mogleg å påvise snitt som vil få større strekkspenning, og då større riss. Vidare kan det vere at krav til nedbøying vil føre til eit auka armeringsbehov.

10. Dimensjonering i tverretning

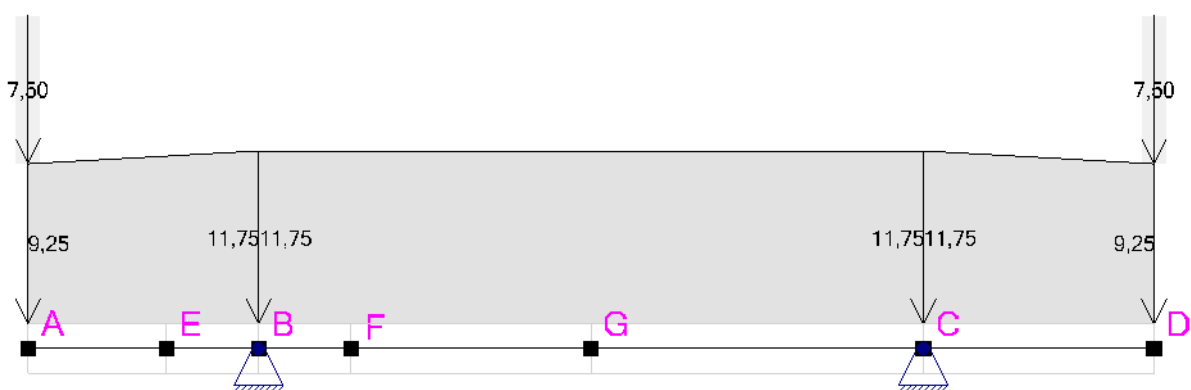
Som ein statisk modell for tverrsnittet til bruoverbygningen kan ein nytte ein kontinuerleg bjelke som ligg på to opplegg, vist i Figur 10.1. Opplegga representerer dei to bjelkane i overbygningstverrsnittet.



Figur 10.1 Statisk modell for tverrsnittet til bruoverbygningen

Lastene som verkar på bjelken i Figur 10.1 er i hovudsak eigenlast og trafikklast, og det er desse som blir teke med i dei vidare utrekningane for tverretninga. Det blir rekna på ei stripe med ei breidde på ein meter. Programmet Focus Konstruksjon 2013 blir nytta for å finne lastverknadane frå jamt fordelte laster på bjelken. Medan det for punktlastene frå trafikklasta blir nytta influensflater for å finne momentverknaden, og diagram frå Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 6 for å finne skjerkreftene.

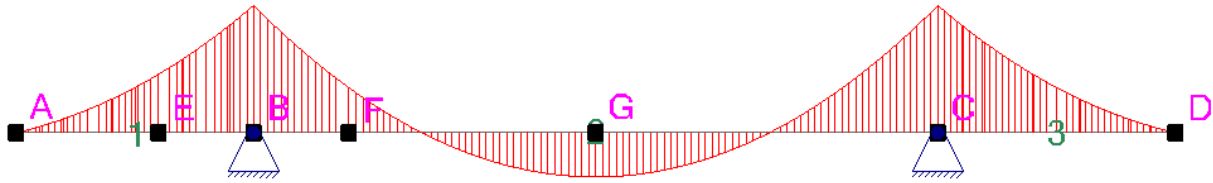
Eigenlasta som verkar er vist i Figur 10.2. Den jamt fordelte lasta består av betongen og belegget. Medan lastene på endane kjem frå rekkverk og kantdragarar. Storleiken på desse lastene er henta frå kapittel 5.1. Snitta som blir kontrollert med tanke på momentkapasitet er ved kanten av opplegg for utkragaren, og midt i feltet. Høvesvis punkt E og G på Figur 10.2. Snitta som blir kontrollert med tanke på skjerkraft er på kvar side av opplegget.



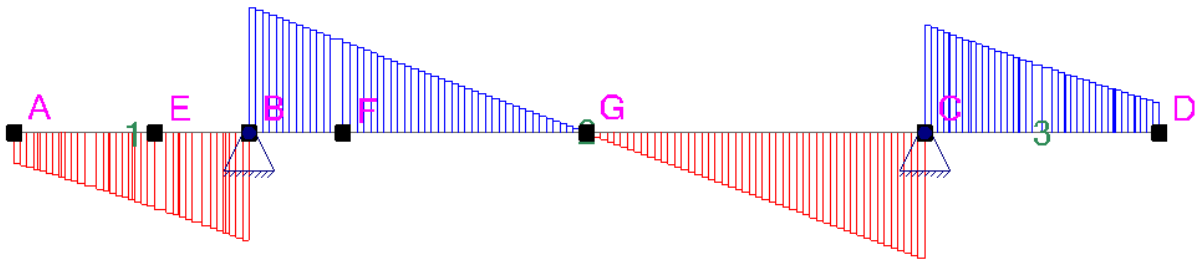
Figur 10.2 Eigenlast i tverretning

Moment- og skjerkraftdiagram frå eigenlast er vist i høvesvis Figur 10.3 og Figur 10.4. Maksimalmomentet er på 31,8 kNm/m, og maksimal skjerkraft er på 31,4 kN/m, begge over opplegga.

10. Dimensjonering i tverretning



Figur 10.3 Momentdiagram for eigenlast i tverretning, maksimalverdien er 31,8 kNm/m

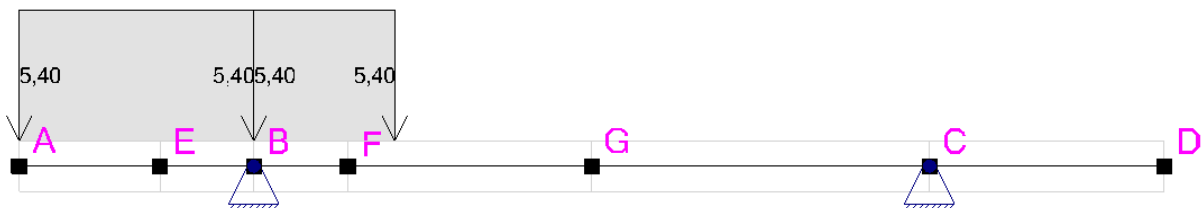


Figur 10.4 Skjerkraftdiagram for eigenlast i tverretning, maksimalverdien er 31,4 kN/m

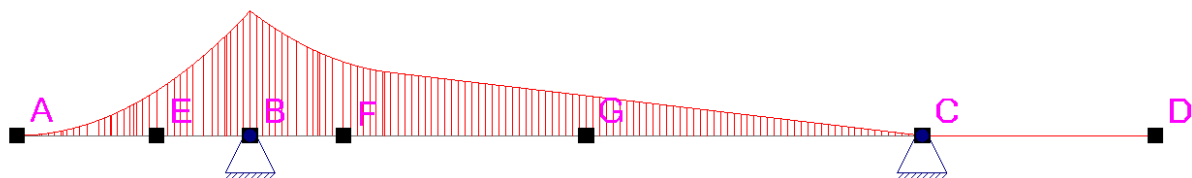
Trafikklasta inkluderer jamt fordelte laster og punktlaster for LM1. Dei jamt fordelte lastene på dei ulike lastfelt, kan plasserast mest mogleg ugunstig. Punktlasterne vil gi moment i både tverretning og lengderetning for bruoverbyggingen, Det er for å finne denne fordelinga ein nyttar influensflater.

10.1. Dimensjonering for utkragarmoment i tverretninga

Momentet frå eigenlasta ved kanten av opplegget er 14,6 kNm/m, punkt E i Figur 10.3. Vidare får ein for ei jamt fordelt trafikklast på 5,4 kN/m² med plassering som vist i Figur 10.5, ei momentfordeling som vist i Figur 10.6.



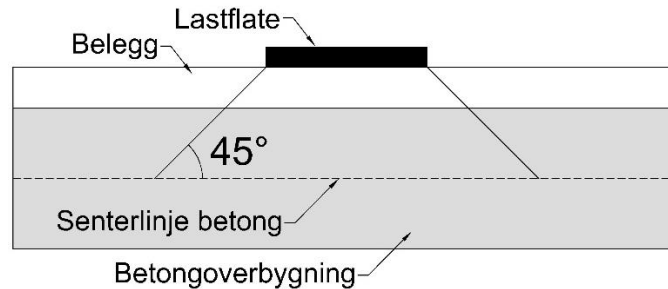
Figur 10.5 Jamt fordelt trafikklast frå LM1 for maksimalt utkragarmoment



Figur 10.6 Momentdiagram for jamt fordelt trafikklast frå LM1, maksimalverdien er 3,4 kNm/m

Momentet i punkt E på Figur 10.6 er 3,4 kNm/m. For aksellastene frå trafikken kan ein ta i bruk influensflater, henta frå Einflussfelder elastischer Platten av Pucher (1958). Det er fleire lastplasseringar som er mogleg, og ein må finne den mest kritiske.

I NS-EN 1991-2, 4.3.6 står det at ein for konsentrerte laster skal rekne med ei utbreiing av lastene, som vist i Figur 10.7.

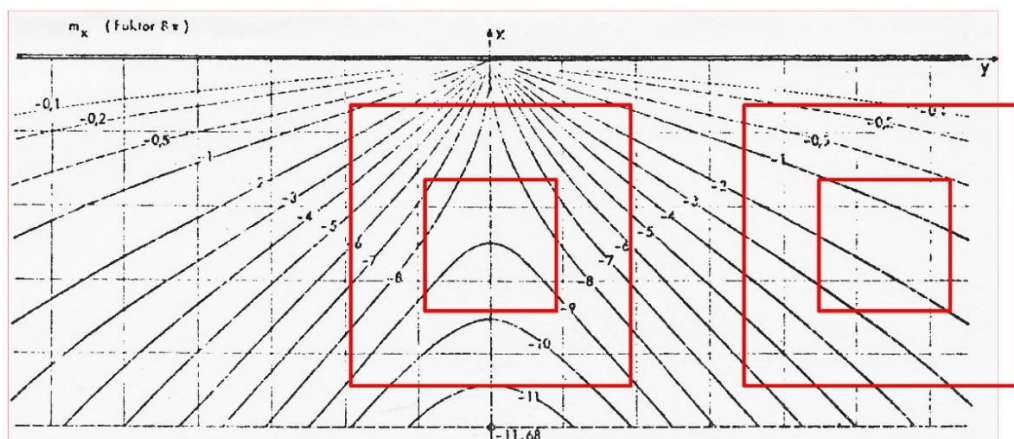


Figur 10.7 Utbreiing av punktlaster

Utbreiinga skal skje med ein vinkel på 45 grader ned til senter av dekket. Her er det valt å rekne med ei konstant tjukn for dekke på 250 mm, der det eigentleg er ei gradvis auke frå 250 mm ytst, til 350 mm ved bjelken. Beleggtjukna er 102 mm.

For LM1 har ein i utgangspunktet ei kvadratisk lastflate med sider på 0,4 m. Med utbreiing får ein eit kvadrat med sider på 0,854 m. Lasta pr. hjul er 150 kN for lastfelt 1 i LM1. For LM 2 er lasta pr. hjul 200 kN, og ein har ei kontaktflate på 0,35 m * 0,6 m. Inkluderer ein utbreiinga får ein eit rektangel med sider på 0,804 m og 1,054 m.

Figurane 10.8, 10.9 og 10.10 viser moglege plasseringar av punktlastene i influensflatene. Den inste firkanten viser kontaktflata, medan den ytste viser utbreiinga. Utkragarmomentet blir rekna ut under kvar figur. Eigentleg skal ein integrere dei ulike verdiane ein får frå influensflatene, μ_i , over tilhøyrande areal. Ein tilnærma metode kan nyttast ved å finne ein gjennomsnittleg verdi for μ for kvart hjul frå influensflatene. I figurane er det fast innspenning langs y-aksen.

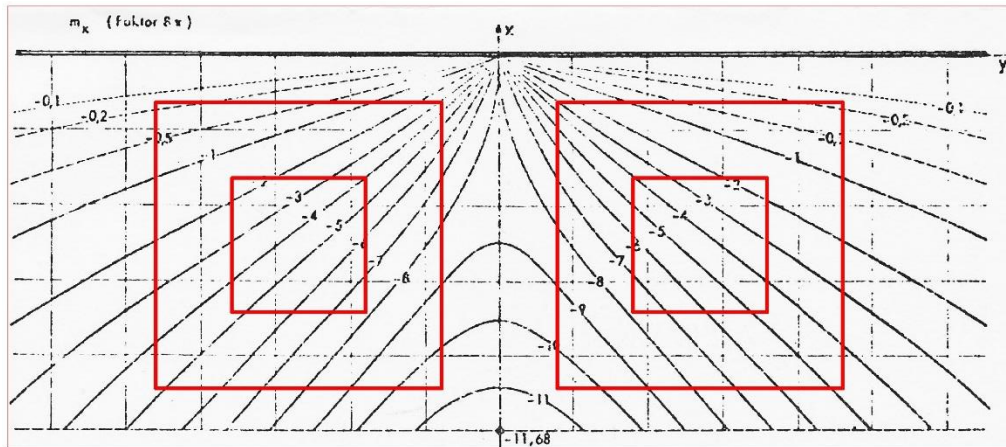


Figur 10.8 Influensflate for utkragarmoment, usymmetrisk plassering for LM1

10. Dimensjonering i tverretning

Utkragarmoment frå usymmetrisk plassering for LM1:

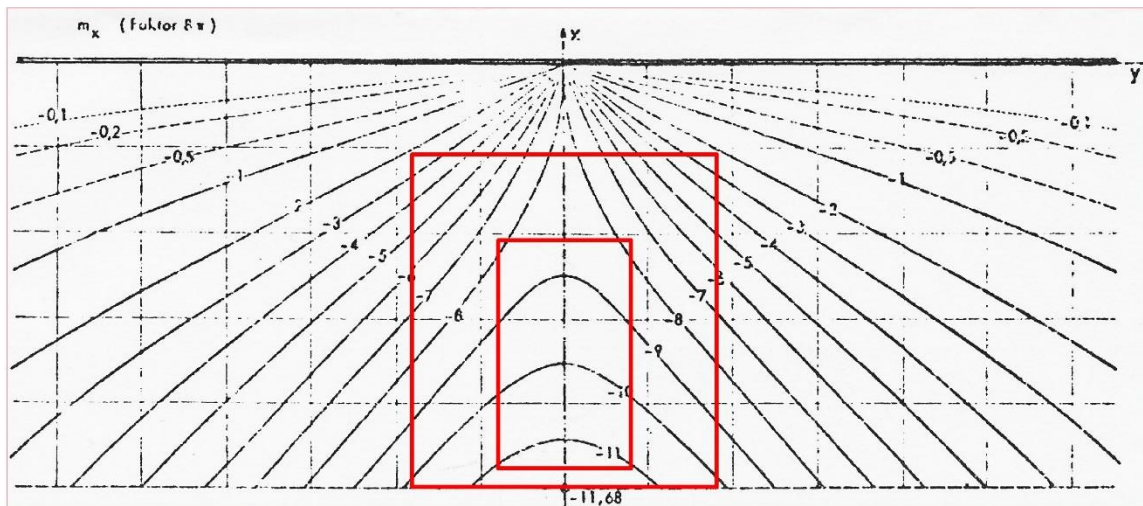
$$M = \frac{P}{8\pi} * (\mu_1 + \mu_2) = \frac{150 \text{ kN}}{8\pi} * (8,5 + 2) = 62,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$



Figur 10.9 Influensflate for utkragsmoment, symmetrisk plassering for LM1

Utkragarmoment frå symmetrisk plassering for LM1:

$$M = \frac{150 \text{ kN}}{8\pi} * (6 + 6) = 71,6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$



Figur 10.10 Influensflate for utkragsmoment for LM2

Utkragarmoment frå LM2:

$$M = \frac{200 \text{ kN}}{8\pi} * 9 = 71,6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Den symmetriske plasseringa av LM1 blir dimensjonerande, då denne òg inkluderer ei jamt fordelt trafikklaster.

Kombinerer ein momenta frå eigenlast og trafikklast, inkludert lastfaktorar, får ein momentet ein må dimensjonere for. Dimensjonerande lastfaktorar blir 1,2 for eigenlast og 1,35 for trafikklast.

$$M_{Ed,utkragar} = 1,2 * 14,6 + 1,35 * (3,4 + 71,6) = 119 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Trykksona sin momentkapasiteten for ei platestripe i brotgrensetilstanden kan reknast ut i frå:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd}bd^2$$

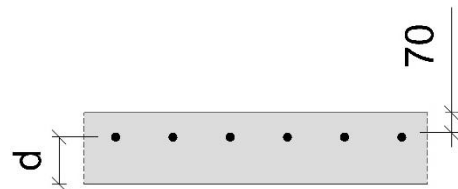
Ved å gå ut i frå eit normalarmert tverrsnitt, som vil seie at armeringstøyinga ved brot er $2\varepsilon_{yk} = 0,005$, kan ein finne α . ε_{cu} finn ein i tabell 3.1 i EK2.

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2\varepsilon_{yk}} = \frac{3,5 * 10^{-3}}{3,5 * 10^{-3} + 0,005} = 0,412$$

$$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa} \quad b = 1\,000 \text{ mm} \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Overdekkinga blir som rekna ut under rissviddekontrollen, 70 mm i overkant av bruoverbygningen. Ved å anta tverrarmering med diameter 20 mm, kan ein finne d (sjå Figur 10.11).

$$d = 350 - 70 - 10 = 270$$



Figur 10.11 Effektiv høgde for utkragar

$$M_{Rd,utkragar} = 0,8 * 0,412 * (1 - 0,4 * 0,412) * 25,5 * 1\,000 * 270^2 * 10^{-6} = 511 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Trykksona er delvis utnytta då $M_{Ed,utkragar} < M_{Rd,utkragar}$. Ved å bestemme ei indre momentarm, z , kan ein finne nødvendig armering.

Indre momentarm:

$$z = \left(1 - 0,17 * \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0,17 * \frac{119}{511}\right) * 270 = 259 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = \frac{119 * 10^6}{435 * 259} = 1\,056 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Med armeringsdiameter på 20 mm kan ein så finne nødvendig tal på stenger, n , og maksimal senteravstand, s .

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{1\,056}{\pi * 10^2} = 3,36$$

10. Dimensjonering i tverretning

$$s \leq \frac{1\,000}{3,36} = 297 \text{ mm}$$

Som tidlegare nemnt, står det i HB185 punkt 5.3.7.6.5 at største senteravstand for slakkarmering skal vere 200 mm. Difor er det valt å gå ned til armeringsdiameter 16 mm, og rekne ut ny senteravstand.

$$n = \frac{1\,056}{\pi * 8^2} = 5,25$$

$$s \leq \frac{1\,000}{5,25} = 190 \text{ mm}$$

Ein kan i utgangspunktet velje armering $\phi 16$ s190 som gir eit armeringsareal på $1\,058 \text{ mm}^2/\text{m}$. Men på grunn av skjearmeringsbehovet ein kjem fram til for snitt 1 i kapittel 10.3.1, blir senteravstanden justert til 150 mm. Armeringsarealet blir då $1\,340 \text{ mm}^2/\text{m}$.

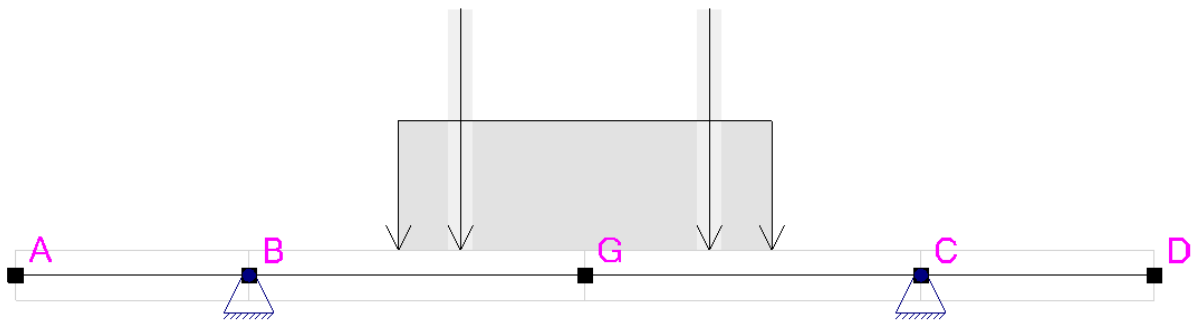
Kontroll av minimumsarmering kan gjerast etter punkt 9.3.1 i EK2.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 * \frac{3,8}{500} * 1\,000 * 270 = 534 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumskravet er oppfylt med valt armering.

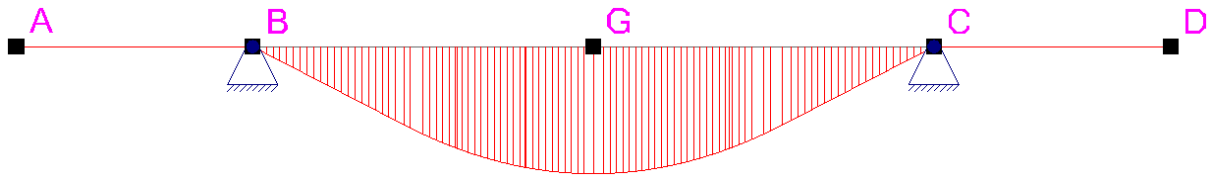
10.2. Dimensjonering for feltmoment i tverretninga

Bidraget til feltmomentet frå eigenlast er $11,0 \text{ kNm/m}$, henta frå momentdiagrammet vist i Figur 10.3. Plassering av trafikklasta kan gjerast på fleire måtar, men den som gir mest kritisk plassering for LM1 er vist i Figur 10.12.



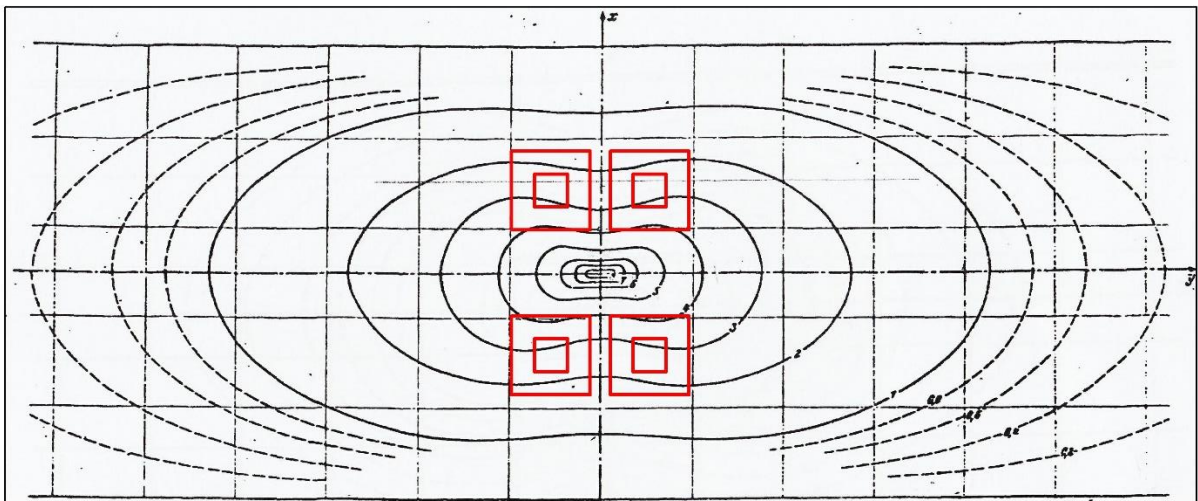
Figur 10.12 Trafikklastplassering for maksimalt feltmoment frå LM1

Momentbidraget frå den jamt fordelte trafikklasta er vist i Figur 10.13, med maksimal intensitet midt i feltet på $15,8 \text{ kNm/m}$.



Figur 10.13 Momentdiagram frå jamt fordelt trafikklaster frå LM1, maksimalverdi 15,8 kNm/m

Frå punktlaster blir same framgangsmåte som for utkragarmomentet nytta. Tjukna på bruoverbyggingen er her 350 mm, så det utvida arealet blir eit kvadrat med sider på 0,954 m for LM1. For LM2 får ein eit rektangel på 0,904 m * 1,154 m. Det blir nytta eit influensfelt for moment i tverretninga for ei fritt opplagt platestripe. I figurane 10.14 og 10.15 er influensfelta for høvesvis LM1 og LM2 vist.

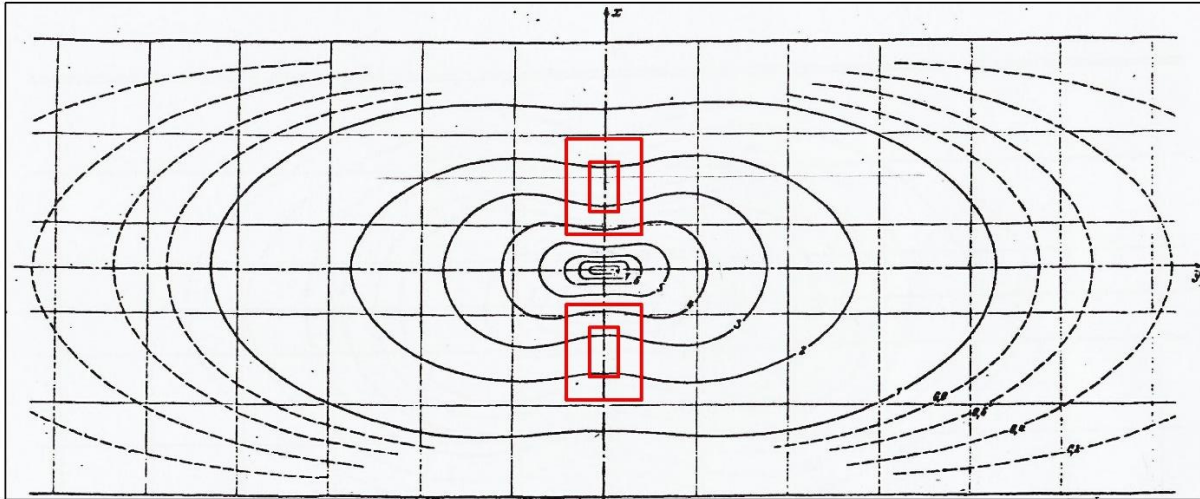


Figur 10.14 Influensflate for feltmoment frå LM1

Moment frå punktlaster i LM1:

$$M = \frac{150 \text{ kN}}{8\pi} (3 + 3 + 3 + 3) = 71,6 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

10. Dimensjonering i tverretning



Figur 10.15 Influensflate for feltmoment frå LM2

Moment frå punktlaster i LM2:

$$M = \frac{200 \text{ kN}}{8\pi} (3 + 3) = 47,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Lastmodell 1 blir dimensjonerande, og dei same lastfaktorane som for utkragarmomentet skal nyttast.

$$M_{Ed, felt} = 1,2 * 11,0 + 1,35 * (15,8 + 71,6) = 131 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Dette momentet gir strekk i underkant, og overdekkinga for undersida av bruoverbygning er tidlegare rekna ut til 65 mm. Nyttar same armeringsdimensjon som for utkragaren, det vil seie $\phi 16$. Den effektive høgda blir då 277 mm.

Momentkapasiteten for eit normalarmert tverrsnitt blir:

$$M_{Rd, felt} = 0,8 * 0,412 * (1 - 0,4 * 0,412) * 25,5 * 1\,000 * 277 * 10^{-6} = 539 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Det vil seie at ein for feltmomentet òg har delvis utnyttta trykksone. Kan då finne nødvendig armeringsareal ved først å bestemme indre momentarm.

Indre momentarm:

$$z = \left(1 - 0,17 * \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) * d = \left(1 - 0,17 * \frac{131}{539}\right) * 277 = 266 \text{ mm}$$

Nødvendig armering:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = \frac{131 * 10^6}{435 * 266} = 1\,132 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tal på armeringsstenger pr. meter:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{1\,132}{\pi * 8^2} = 5,63$$

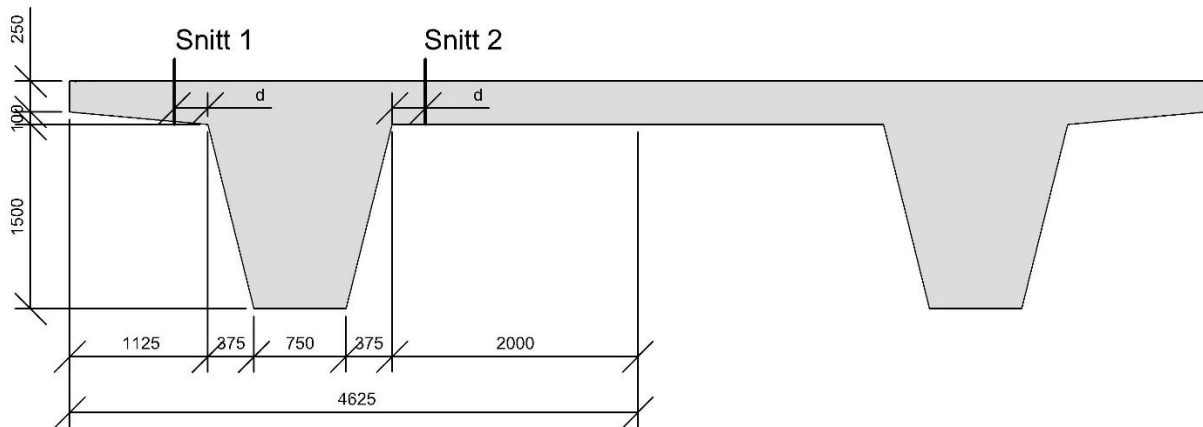
Maksimal senteravstand:

$$s \leq \frac{1\,000}{5,63} = 177 \text{ mm}$$

Vel då å nytte $\phi 16$ s170 som tverrarmering i feltet. Det gir eit armeringsareal på $1\,183 \text{ mm}^2/\text{m}$.

10.3. Dimensjonering for skjerkraft i tverretninga

Skjerkrafta i tverretninga blir kontrollert i to snitt, eit på kvar side av den eine bjelken i bruoverbyggingen, vist i Figur 10.16. I EK2, 6.2.1(8) står det at ein kan kontrollere i ein avstand d frå kanten av opplegget. d er her lik 272 mm.

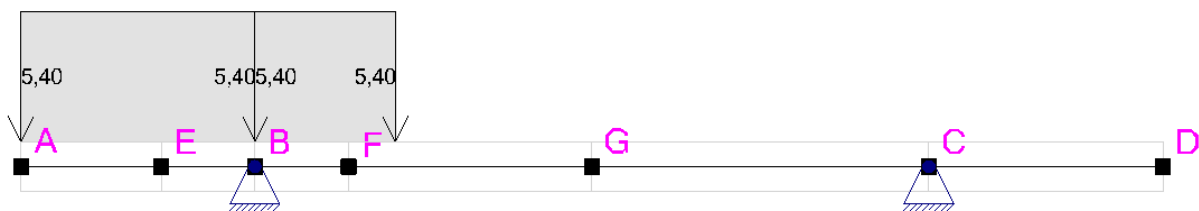


Figur 10.16 Snitt for skjerkraftkontroll i tverretninga

Skjerkraftdiagrammet for egenlasta vart vist i Figur 10.4. I snitt 1 er skjerkrafta $16,2 \text{ kN/m}$, medan i snitt 2 er ho $20,0 \text{ kN/m}$.

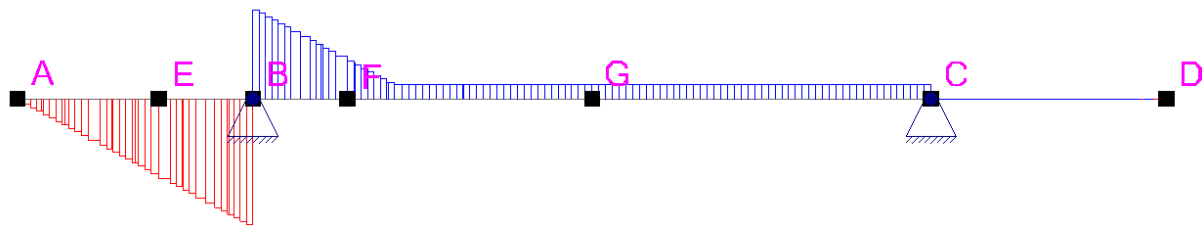
10.3.1. Snitt 1

Plasseringa av den jamt fordelte trafikklasta frå LM1 som gir størst skjerkraft i snitt 1, punkt E, er vist i Figur 10.17. Og skjerkraftdiagrammet er vist i Figur 10.18. Skjerkrafta i snitt 1 er $6,3 \text{ kN/m}$.



Figur 10.17 Plassering av jamt fordelt trafikklast frå LM1 for størst skjerkraft i snitt 1

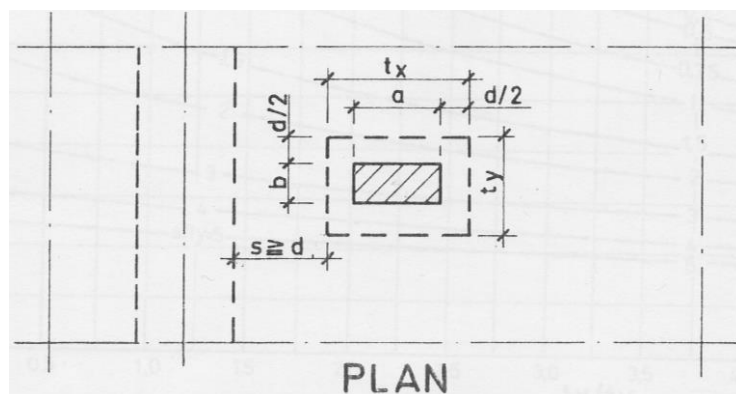
10. Dimensjonering i tverretning



Figur 10.18 Skjerkraftdiagram for jamt fordelt trafikklaster, skjerkraft i punkt E er 6,3 kN/m

Skjerkraftbidraget frå punktlaster kan, som tidlegare nemnt, reknast ut ved hjelp av Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 6 (1978). Både punktlaster frå LM1 og LM2 blir kontrollert.

Ein skal for skjerkraftberekningane nytte ei utbreiing av kontaktflata ned til senter av overbygningstverrsnittet. Gjennom belegget skal ein rekne ei utbreiing med helling 1:2 i forhold til lastretninga. Tjukna på belegget er 102 mm. Vidare skal ein leggje til ei utbreiing på $d/2$ til senter av overbygningen. Avstanden frå kanten av opplegget til det dimensjonerande snittet, s , skal minimum vere d , sjå Figur 10.19.



Figur 10.19 Utbreiing av kontaktflate for punktlaster (Norsk Betongforening, 1978)

Sidan tverrsnittstjukna varierer frå enden og inn til opplegget, vil òg d variere alt etter kva snitt ein ser på. Ved opplegget er tjukna 350 mm, så her vil d vere lik 272 mm. Set då s lik 272 mm. Vidare er det for utbreiinga valt ei konservativ tilnærming ved å tenkje seg ei konstant tjukn på utkragaren på 250 mm, som gir ein d på 172 mm. Parametrane på Figur 10.19 for LM1 blir då:

$$s = 272 \text{ mm}$$

$$t_y = 400 + 2(2 * 102) + 172 = 980 \text{ mm}$$

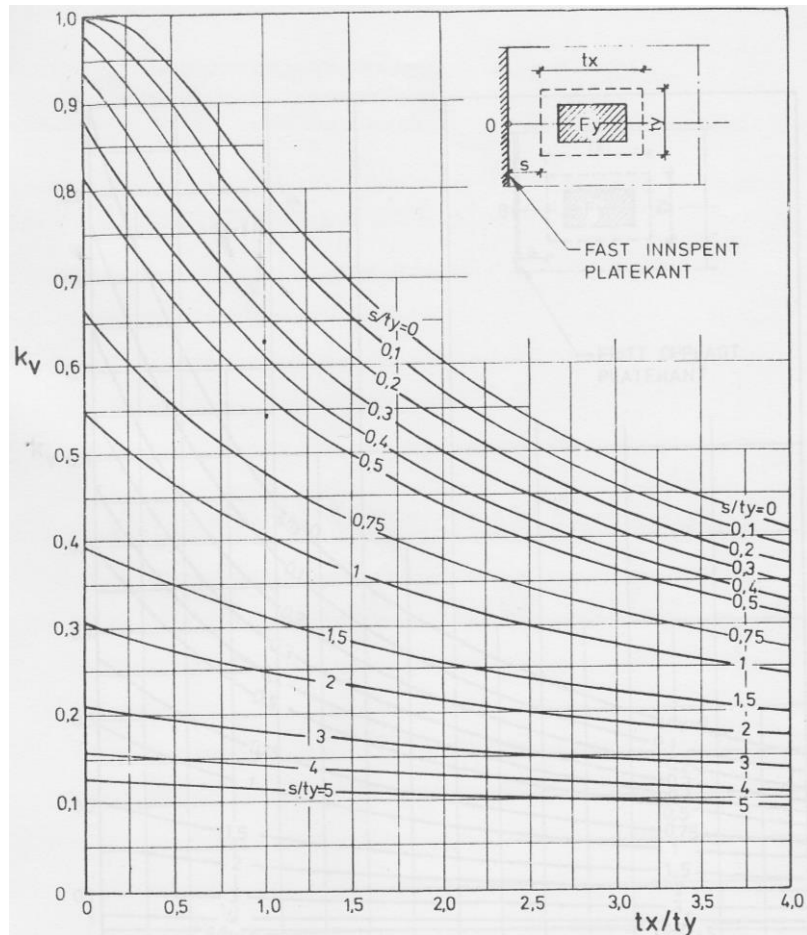
t_x vil bli avgrensa av den frie kanten av overbygningen.

$$t_x = 1\,125 - 272 = 853 \text{ mm}$$

Når ein har funne desse parametrane, kan ein i diagrammet, vist i Figur 10.20, finne ein verdi for k_v for ein fast innspent platekant.

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{853}{980} = 0,87$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{272}{980} = 0,28$$



Figur 10.20 k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant (Norsk Betongforening, 1978)

$$k_v = 0,69$$

Dimensjonerende skjerkraft pr. lengdeining, V_i , kan ein no bestemme som:

$$V_i = k_v * \frac{P_i}{t_y}$$

For LM1 er punktlasta 150 kN. Skjerkrafta blir då:

$$V_1 = 0,69 * \frac{150}{0,98} = 106 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For LM2 får ein:

$$s = 272 \text{ mm}$$

10. Dimensjonering i tverretning

$$t_y = 350 + 2(2 * 102) + 172 = 930 \text{ mm}$$

$$t_x = 1\,125 - 272 = 853 \text{ mm}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{853}{930} = 0,92$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{272}{930} = 0,29$$

$$k_v = 0,68$$

For LM2 er punktlasta 200 kN. Skjerkrafta blir då:

$$V_2 = 0,68 * \frac{200}{0,93} = 146 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Noko som vil seie at for snitt 1 vil LM2 vere dimensjonerande. Lastfaktorane som gir største opptreande skjerkraft i snitt 1, $V_{Ed,1}$, er 1,2 for eigenlast og 1,35 for trafikklast.

$$V_{Ed,1} = 1,2 * 16,2 + 1,35 * 146 = 217 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerande skjerkraftkapasitet utan berekningsmessig behov for skjearmering, $V_{Rd,c}$, er som for lengderetninga gitt i EK2, 6.2.2. Men bidraget frå spennarmeringa er ikkje med.

$$V_{Rd,c,1} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b d$$

Dei ulike parametrane er gitt i det følgjande:

$$b_w = 1\,000 \text{ mm} \quad d_{snitt\ 1} = 248 \text{ mm} \quad A_{sl} = 1\,340 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{snitt\ 1}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{248}} = 1,89 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d_{snitt\ 1}} = \frac{1\,340}{1\,000 * 248} = 5,4 * 10^{-3} \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,1} = \left[0,12 * 1,89 * (100 * 5,4 * 10^{-3} * 45)^{\frac{1}{3}} \right] 1\,000 * 248 = 163 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Minsteverdien skal vere:

$$V_{Rd,c,1} = v_{min}bd = \left(0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right)bd = 151 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd,c,1} < V_{Ed,1}$$

Ein ser at skjerkapasiteten ikkje er tilstrekkeleg. Det er fleire måtar ein kan handtere det på. Ein kan utføre meir nøyaktige berekningar for punktlasta. Ved utrekning av utbreiingsarealet til punktlasta blei ei konservativ tilnærming nytta. Aukar ein verdien for d , vil ein få ei noko mindre dimensjonerande last. Vidare kan ein leggje inn meir tverrarmoring for å auke kapasiteten, med til dømes å redusere senteravstanden og auke armeringsdiameteren. Eit anna alternativ er å auke tverrsnittsdimensjonen. Ein tredje måte er sjølvsagt å leggje inn skjearmering, og det er dette som er valt her.

Frå punkt 6.2.3 i EK2 kan ein finne nødvendig skjearmeringsbehov. Med vertikal skjearmering kan følgjande likning nyttast:

$$V_{Rd,s,1} = V_{Ed,1} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$z = 0,9d = 0,9 * 248 = 223,2 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Vel } \cot \theta = 2,0$$

Armeringsbehovet blir då:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,1}}{z f_{ywd} \cot \theta} = 1,117 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Med armeringsdiameter på 16 mm blir senteravstanden 180 mm. Minimumsarmering kan kontrollerast etter EK2, 9.3.2. Minimum armeringsbehov er gitt ved:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \rho_{w,min} * b * \sin \alpha$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1 f_{ck}}{f_{yk}} = \frac{0,1 * \sqrt{45}}{500} = 1,34 * 10^{-3}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 1,34 * 10^{-3} * 1\,000 * \sin 90 = 1,34 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

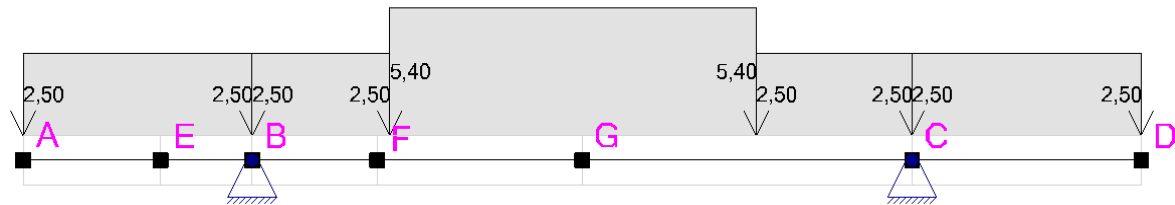
Det vil seie at senteravstanden må reduserast til 150 mm, og ein vel skjearmering $\phi 16$ s150. Dersom ein tek omsyn til det praktiske arbeidet ved plassering av armeringa, bør tverrarmeringa og skjearmeringa ha same senteravstand. Difor blei

10. Dimensjonering i tverretning

tverrarmeringa for utkragarmomentet justere til $\phi 16$ s150, noko som gir eit armeringsareal på $1\,340\text{ mm}^2/\text{m}$.

10.3.2. Snitt 2

Figur 10.21 viser plasseringa av den jamt fordelte lasta frå LM1 som gir maksimal skjerkraft i snitt 2, punkt F på figuren. Denne skjerkrafta blir $8,7\text{ kN/m}$.



Figur 10.21 Plassering av jamt fordelt trafikklaster frå LM1 for størst skjerkraft i snitt 2

For punktlasterne blir same framgangsmåte som for snitt 1 nytta, men ein vil få bidrag frå begge hjula på akselen. Tjukna på overbyggingen er konstant lik 350 mm , og avstanden frå kanten av opplegget til lastutbreiingsarealet blir her òg satt lik d .

$$s_1 = d = 350 - 70 - 8 = 272\text{ mm}$$

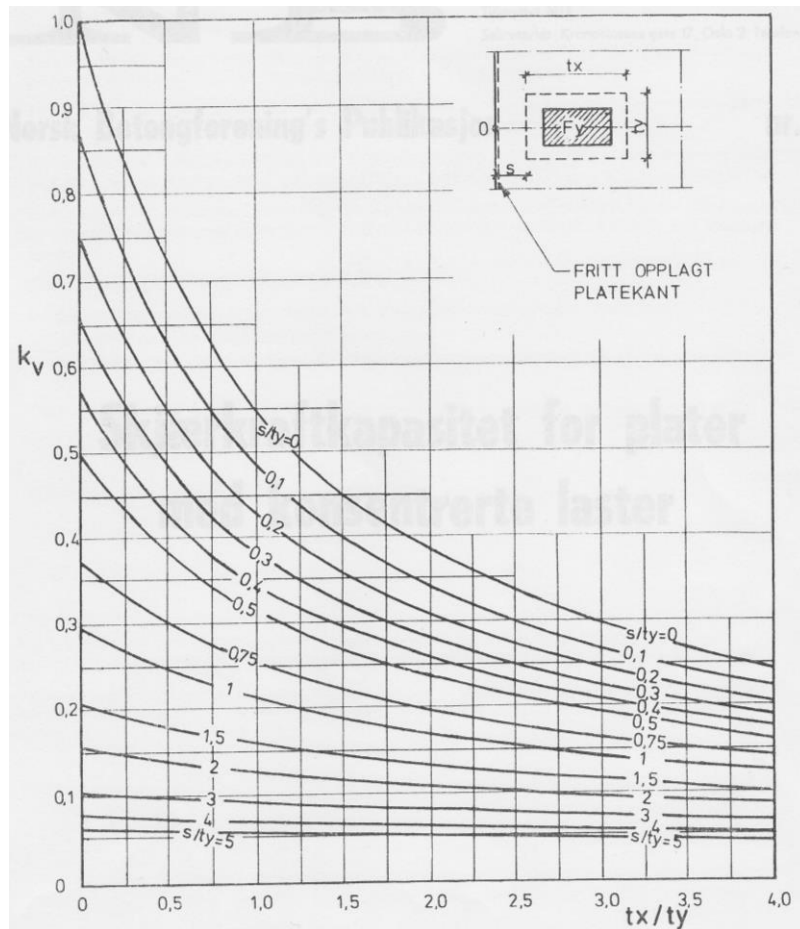
For LM1 får ein:

$$t_y = t_x = 400 + 2(2 \cdot 102) + 272 = 1\,080\text{ mm}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{1\,080}{1\,080} = 1,0$$

$$\frac{s_1}{t_y} = \frac{272}{1\,080} = 0,25$$

Diagrammet ein no skal nytte, vist i Figur 10.22, er for ein fritt opplagt platekant.



Figur 10.22 k_v for last nær opplegg, fritt opplagt platekant
(Norsk Betongforening, 1978)

$$k_{v1} = 0,41$$

Vidare vil ein òg få eit bidrag frå det andre hjulet på akselen. Parameteren som vil endre seg er s .

$$s_2 = 272 + 2\,000 = 2\,272 \text{ mm}$$

$$\frac{s_2}{t_y} = \frac{2\,272}{1\,080} = 2,1$$

$$k_{v2} = 0,12$$

Skjerkrafta frå punktlastene i LM1 blir då:

$$V_1 = 0,41 * \frac{150}{1,08} + 0,12 * \frac{150}{1,08} = 73,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Totalt frå LM1 får ein 82,3 kN/m

Frå LM2 får ein:

$$s_1 = d = 350 - 70 - 8 = 272 \text{ mm}$$

10. Dimensjonering i tverretning

$$t_y = 350 + 2(2 * 102) + 272 = 1\ 030 \text{ mm}$$

$$t_x = 600 + 2(2 * 102) + 272 = 1\ 280$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{1\ 280}{1\ 030} = 1,24$$

$$\frac{s_1}{t_y} = \frac{272}{1\ 030} = 0,26$$

$$k_{v1} = 0,37$$

Frå det andre hjulet på akselen:

$$s_2 = 272 + 2\ 000 = 2\ 272$$

$$\frac{s_2}{t_y} = \frac{2\ 272}{1\ 030} = 2,21$$

$$k_{v2} = 0,11$$

Skjerkrafta frå LM2 blir:

$$V_2 = \frac{200}{1,03} (0,37 + 0,11) = 93,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I dette snittet vil òg LM2 vere dimensjonerande med tanke på skjerkraft. Kombinert med eigenlast og lastfaktorar får ein opptreande skjerkraft i snitt 2:

$$V_{Ed,2} = 1,2 * 20,0 + 1,35 * 93,2 = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjerkraftkapasiteten i snitt 2 er som følgjer:

$$b_w = 1\ 000 \text{ mm} \quad d_{snitt\ 2} = 272 \text{ mm} \quad A_{sl} = 1\ 183 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{snitt\ 2}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{272}} = 1,86 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d_{snitt\ 2}} = \frac{1\ 183}{1\ 000 * 272} = 4,35 * 10^{-3} \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,2} = \left[0,12 * 1,86 * (100 * 4,35 * 10^{-3} * 45)^{\frac{1}{3}} \right] 1\ 000 * 272 = 164 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Minsteverdien skal vere:

$$V_{Rd,c,2} = v_{min}bd = \left(0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right)bd = 162 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerande skjerkraftkapasitet utan skjearmering er 164 kN/m, noko som er større enn opptreande skjerkraft. Det vil seie at kapasiteten i snittet er tilstrekkeleg utan at ein treng å leggje inn skjearmering.

10.4. Risskontroll i tverretning

Ved risskontroll i tverretninga blir det først rekna på eit uopprissa tverrsnitt. Ved å rekne ut trykksonehøgda og bidraga til arealtregleiksmomentet, kan ein kome fram til eit rissmoment. Rissmomentet definerer ein overgang mellom uopprissa og opprissa tilstand, og ein går ut i frå at tverrsnittet rissar opp når strekkspenninga i over- eller underkant når strekkfastleiken til betongen. Dersom opptreande moment er større enn rissmomentet, må ein kontrollere rissvidder etter reglane gitt i EK2, 7.3.4.

10.4.1. Risskontroll for utkragar

Betongtverrsnittet av utkragaren som blir kontrollert for riss har ei høgde på 350 mm. Det blir rekna på ei platestripe med breidde på ein meter. Armeringsmengda er 1 340 mm²/m, og den effektive høgda, d , er 272 mm. Trykksonehøgda kan ein då rekne ut frå følgjande uttrykk:

$$\alpha d = \frac{A_c * 0,5h + \eta A_s d}{A_c + \eta A_s}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200\,000}{36\,000} = 5,56$$

$$\alpha d = \frac{350 * 1\,000 * 0,5 * 350 + 5,56 * 1\,340 * 272}{350 * 1\,000 + 5,56 * 1\,340} = 177 \text{ mm}$$

Betongbidrag til arealtregleiksmomentet:

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\alpha d - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{1\,000 * 350^3}{12} + 1\,000 * 350 \left(177 - \frac{350}{2}\right)^2 = 3,57 * 10^9 \text{ mm}^4$$

Armeringsbidrag til arealtregleiksmomentet:

$$I_{s1} = A_s(d - \alpha d)^2 = 1\,340(272 - 177)^2 = 12,09 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Med desse parametrane og middelstrekkfastleik, f_{ctm} , kan ein rekne ut rissmomentet:

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$M_{cr,u} = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} f_{ctm} = 79,9 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

10. Dimensjonering i tverretning

Oversida av brua er i eksponeringsklasse XD1. Etter tabell NA.7.1N i EK2 skal då rissvidder kontrollerast for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Ved å rekne ut opptreande moment med dei lastfaktorane som høyrer til denne lastkombinasjonen, kan ein finne ut om betongen rissar opp. Frå NS-EN 1990 får ein at lastkoeffisienten for permanent last er 1,0. Kombinasjonsfaktoren for trafikklasta skal etter tabell NA.A2.1 i same standard setjast lik 0,5 for berekning av rissvidder.

$$M_{Ed,u} = 1,0 * 14,6 + 0,5 * 75 = 52,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Sidan $M_{Ed,u} < M_{cr,f}$ vil ein ikkje få opprissing. Vidare kontroll av rissvidder er difor ikkje nødvendig.

10.4.2. Risskontroll for felt

I feltet er betongtverrsnittet det same som vart nytta for risskontroll av utkragaren. Men armeringsmengda er 1 183 mm²/m og d er 277 mm. Trykksonehøgda blir då:

$$\alpha d = \frac{350 * 1\,000 * 0,5 * 350 + 5,56 * 1\,183 * 277}{350 * 1\,000 + 5,56 * 1\,183} = 177 \text{ mm}$$

Det vil seie det same som for utkragaren. Betongbidraget til arealtregleiksmomentet blir òg det same, medan armeringsbidraget blir:

$$I_{s1} = 1\,183(277 - 177)^2 = 11,83 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Rissmomentet blir då:

$$M_{cr,f} = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} f_{ctm} = 79,9 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Undersida av brua er i eksponeringsklasse XC3. Rissvidder i denne eksponeringsklassa skal òg kontrollerast for lastkombinasjonen tilnærma permanent. Opptreande moment blir:

$$M_{Ed,f} = 1,0 * 11,0 + 0,5 * 87,4 = 54,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$M_{cr,f} > M_{Ed,f}$, så ein treng ikkje kontrollere rissviddene noko vidare.

10.5. Oppsummering tverretning

Tabell 10.1 viser påkjenning og kapasitet i tverretninga, medan Tabell 10.2 viser berekna armeringsmengder.

	Påkjenning	Kapasitet
Utkragarmoment	119 kNm/m	511 kNm/m
Feltmoment	131 kNm/m	539 kNm/m
Skjerkraft i snitt 1 utan armering	217 kN/m	163 kN/m
Skjerkraft i snitt 1 med armering	217 kN/m	260 kN/m
Skjerkraft i snitt 2 utan armering	150 kN/m	164 kN/m

Tabell 10.1 Påkjenning og kapasitet i tverretninga

Armering i tverretning	
Armering for utkragar	φ16 s150
Armering i felt	φ16 s170
Skjerarmering for utkragar	φ16 s150

Tabell 10.2 Armering i tverretning

Berekningane av moment og skjerkraft frå punktlastene baserar seg på influensflater og diagram frå publikasjonar som byrjar å bli gamle. Kor stor feilmarginen blir ved å nytte desse, samanlikna med meir moderne reiskapar, er uvisst. Men her er det gått ut i frå at nøyaktigheita er tilstrekkeleg.

10. Dimensjonering i tverretning

11. Søyledimensjonering

Brusøylene er som tidlegare nemnd sirkulære med ein radius, r , på 625 mm. I alt står brua på åtte søyler i tillegg til landkara. Søyelengdene varierer frå 14,1 m til 23,9 m. Den lengste søyla står i søyleakse 4, og det er denne det blir sett nærare på i det vidare arbeidet. Først blir det rekna etter første ordens teori på ei kort søyle. Det vil seie at ein i likevektstingingane ikkje tek med konstruksjonen sine forskyvingar. Vidare blir påverknaden av forskyvingane vurdert, som vil seie at ein nyttar andre ordens teori. Søyla blir i denne rapporten berre kontrollert i brotgrensetilstand.

11.1. Last på søyla

Søyla blir påkjent av moment og aksialkraft som blir overført frå bruoverbygningen. To lastsituasjonar blir vurdert. Den eine gir maksimal aksialkraft i søyletoppen, medan den andre gir maksimalt moment i søyletoppen. Resultatet frå dei ulike lastsituasjonane kan ein hente frå NovaFrame-modellen, og dei er vist i Tabell 11.1.

	Aksialkraft (kN)	Moment topp (kNm)	Moment botn (kNm)
Lastsituasjon 1 (maks aksialkraft)	5 786	32	539
Lastsituasjon 2 (maks moment)	5 011	1 198	-601

Tabell 11.1 Last på søyle

Ved å samanlikne desse resultatata med tilsvarande lastsituasjonar for dei andre søylene, kan ein sjå at momentet som verkar på søyla i søyleakse 4 er mindre enn for nokre av dei andre søylene. Men her er det valt å halde seg til denne eine søyla, og lastverknadane på henne.

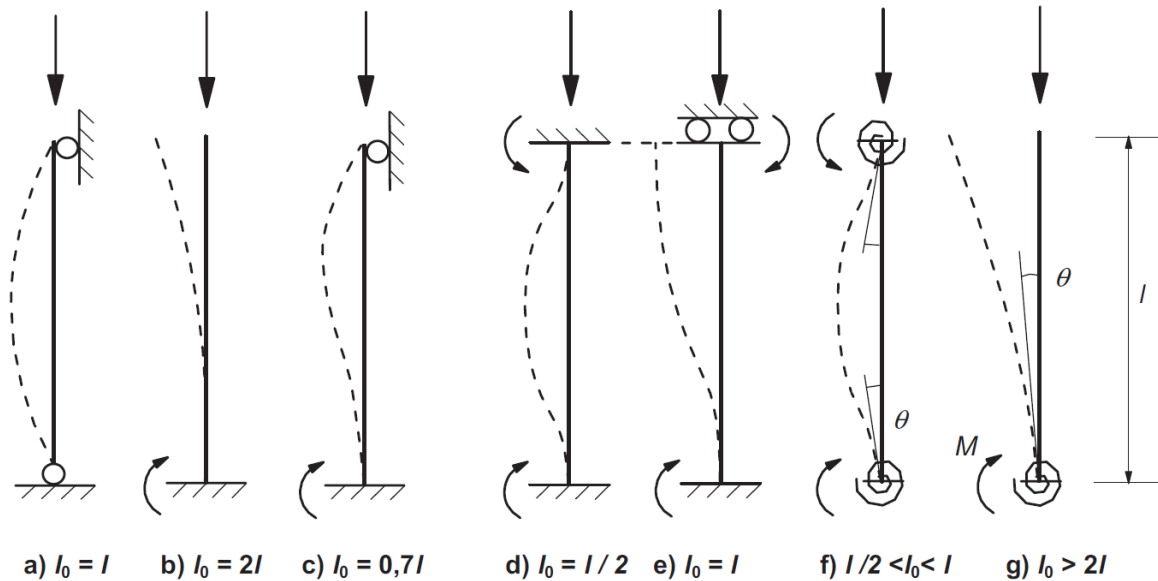
11.2. Geometrisk avvik og effektiv lengde

Etter EK2, 5.2 skal ein ta omsyn til mogleg geometrisk avvik i konstruksjonen som fører til ugunstige verknadar. For enkeltsøyler nyttar ein då ein eksentrisitet for aksialkrafta som er lik:

$$e_i = \max \left\{ \frac{l_0}{400}; \frac{h}{30}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Der h er tverrsnittshøgda og l_0 er effektiv lengde av søyla. Den effektive lengda er avhengig av samankoplinga til tilstøytande konstruksjonsdelar og stivheita av desse. HB185 seier at effektiv lengde (eller knekk lengde) skal reknast etter EK2, 5.8.3.2. Figur 5.7 under dette punktet viser eksempel på knekkingsformer og tilhøyrande effektive lengder, her gitt som Figur 11.1.

11. Søyledimensjonering



Figur 11.1 Knekkingsformer og tilhørende effektive lengder (EK2 figur 5.7)

Ein kan gå ut i frå at brusøyla det blir sett på her er fast innspent til fundamentet, og at ein ikkje vil få noko rotasjon ved søylebotn. Søyletoppen er monolittisk kopla til bruoverbyggingen, og ein kan her òg gå ut i frå at ein har fast innspenning. Då kan alternativ d frå Figur 11.1 nyttast. Som ein kontroll av dette er det valt å rekne litt grundigare på den effektive lengda. Då kan ein sjå på alternativ f på same figur, og rekne på innspenningsgraden i dei to endane. For botnen av søyla er det rekna med full rotasjonsfasthalding, noko som gir innspenningsgrad $k_1 = 0$. For toppen av søyla blir det teke omsyn til stivheita av overbyggingen. Innspenningsgraden k_2 blir då:

$$k_2 = \frac{\theta}{M} * \frac{EI}{l}$$

- EI er bøyestivheita for søyleverrsnittet.
- l er søylelengda.
- θ er rotasjon i innspenninga for eit bøyemoment M .

Frå NovaFrame kan ein finne rotasjonen i søyletoppen for eit bøyemoment. For momentet i lastsituasjon 2, får ein ein rotasjon på $2,78 \cdot 10^{-4}$ radianar, som er ein veldig liten rotasjon. Vidare har ein:

$$E = 36\,000 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{\pi r^4}{4} = 1,198 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$l = 23\,935 \text{ mm}$$

$$k_2 = \frac{2,78 \cdot 10^{-4}}{1\,198 \cdot 10^6} * \frac{36\,000 \cdot 1,198 \cdot 10^{11}}{23\,935} = 0,042$$

For ein konstruksjonsdel som er stiva av, slik som denne søyla, kan ein no finne knekk lengdefaktoren β_0 .

$$\beta_0 = 0,5 * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 0,52$$

For alternativ d i Figur 11.1 er knekk lengdefaktoren 0,5. Så desse to stemmer godt overeins. Skilnaden kjem som vist av ein liten rotasjon i søyletoppen, då ein i realiteten ikkje vil ha full rotasjonsfasthalding her. Den effektive søylelengda blir då:

$$l_0 = 0,52 * 23\,935 = 12\,468 \text{ mm}$$

Frå dette kan ein rekne ut det geometriske avviket:

$$e_i = \max\left\{\frac{12\,468}{400}; \frac{1\,250}{30}; 20 \text{ mm}\right\} = 42 \text{ mm}$$

Figur 11.2 viser korleis ein tek omsyn til det geometriske avviket ved berekning av momentet som verkar på søyla. Ein får eit tilleggsmoment som er lik Ne_i , der N er aksialkrafta som verkar i søyletoppen.

For lastsituasjon 1 får ein:

$$M_{01,1} = 539 \text{ kNm} + 5\,786 \text{ kN} * 0,042 \text{ m} = 782 \text{ kNm}$$

$$M_{02,1} = 32 \text{ kNm} + 5\,786 \text{ kN} * 0,042 \text{ m} = 275 \text{ kNm}$$

Her ser ein at det største momentet oppstår i botnen av søyla. Aksialkrafta i dette punktet vil få eit bidrag frå søyla si eigenvekt, så ho blir i dette punktet 5 865 kN.

For lastsituasjon 2 får ein:

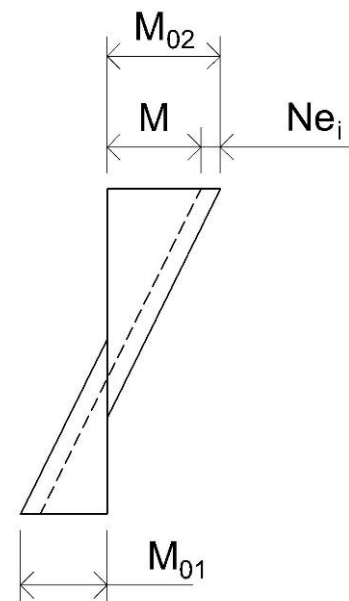
$$M_{01,2} = -601 \text{ kNm} + 5\,011 \text{ kN} * (-0,042) \text{ m} = -811 \text{ kNm}$$

$$M_{02,2} = 1\,198 \text{ kNm} + 5\,011 \text{ kN} * 0,042 \text{ m} = 1\,408 \text{ kNm}$$

11.3. M-N diagram

Kapasiteten for kombinasjonar av aksialkraft og moment kan ein finne ved å vel ulike tøyingstilstandar for eit gitt tverrsnitt med armering, og krevje at aksial- og momentlikevekt er tilfredsstilt. Ein må då ta utgangspunkt i ei armeringsmengde, og plasseringa av denne. Her er det valt å ta utgangspunkt i minimumsarmeringa for eit søyletverrsnitt etter EK2, NA.9.5.2.

$$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa} \quad N_{Ed} = 5\,786 \text{ kN}$$



Figur 11.2 Moment på grunn av geometrisk avvik

11. Søyledimensjonering

$$A_c = \pi r^2 = \pi * 625^2 = 1\,227\,185 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0,2A_c f_{cd}}{f_{yd}} \leq \frac{0,5N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,2 * 1\,227\,185 * 25,5}{435} = 14\,388 \text{ mm}^2 > \frac{0,5 * 5\,786 * 10^3}{435} = 6\,651 \text{ mm}^2$$

Men armeringsarealet skal heller ikkje vere mindre enn $0,01A_c$.

$$A_{s,min} \geq 0,01A_c = 12\,272 \text{ mm}^2$$

Dette kravet blir altså gjeldande. Ved å nytte stenger med diameter 32 mm, treng ein totalt 16 stenger i tverrsnittet. Lengdearmeringsarealet, A_s , blir då:

$$A_s = 16 * \pi \frac{32^2}{4} = 12\,868 \text{ mm}^2$$

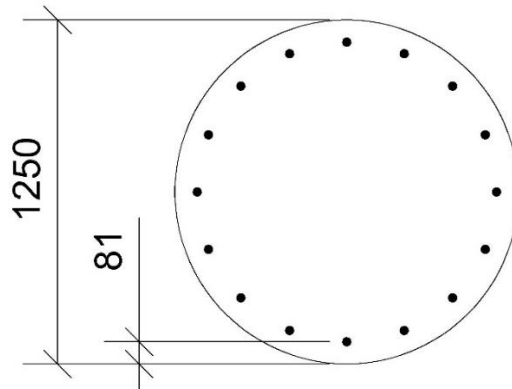
Plasseringa av armeringa må òg fastsetjast. I følgje HB185, 5.3.7.3.2 skal lengdearmeringa plasserast symmetrisk. Betongoverdekkinga blir fastsatt ut i frå krav til minimum overdekking i EK2, 4.4.1. Eksponeringsklassa for brusøylenene er XC3.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = 35 \text{ mm}$$

Δc_{dev} er 10 mm.

$$c_{nom} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

I tillegg kjem tverrarmeringa utanpå lengdearmeringa. Ein kan anta 16 mm tverrarmering som har byggemål 20 mm. Avstanden frå ytterkant søyle til senter lengdearmering blir då 81 mm. Figur 11.3 viser plasseringa av lengdearmeringa i søyletverrsnittet.



Figur 11.3 Plassering av lengdearmering i søyla

Minimumskravet for tverrarmering er gitt i EK2, 9.5.3 som ein maksimal senteravstand, $s_{cl,tmax}$. Den minste av følgjande avstandar bør veljast:

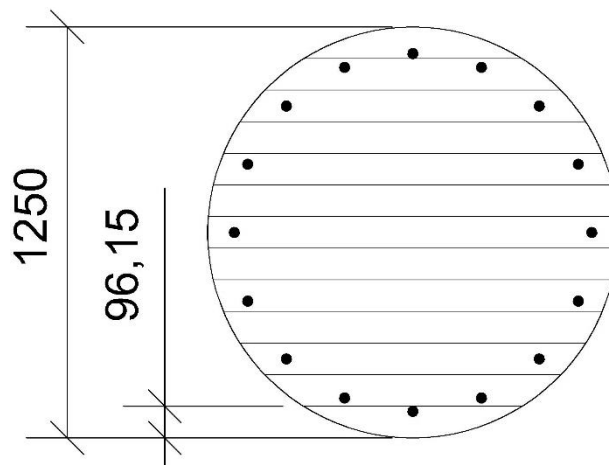
- 15 gongar diameteren av minste lengdearmeringsstang.
- minste tverrsnittsdimensjon av søyla.
- 400 mm

$$s_{cl,max} = \min(15 * 32; 1250; 400) = 400 \text{ mm}$$

I følgje HB185 punkt 5.3.7.3.1 skal ikkje senteravstanden vere større enn 200 mm, så her blir det valt.

For ei rektangulær søyle vil ein ha ei konstant breidde for tverrsnittet, og det finst M-N diagram ein kan bruke direkte. M-N diagram er ei kapasitetskurve i eit aksesystem med moment og aksialkraft som dei to aksane. For ei sirkulær søyle vil breidda variere over tverrsnittet. For å utarbeide ei kapasitetskurve for eit slikt tverrsnitt kan ein nytte ein lamellmetode. Ein deler då opp tverrsnittet i lamellar med lik tjukn, og reknar ut bidraga til moment- og aksialkraftkapasiteten frå dei ulike lamellane og armeringslaga. Her er det valt å dele tverrsnittet inn i 13 lamellar, vist i Figur 11.4. Tjukna på lamellane, t , blir:

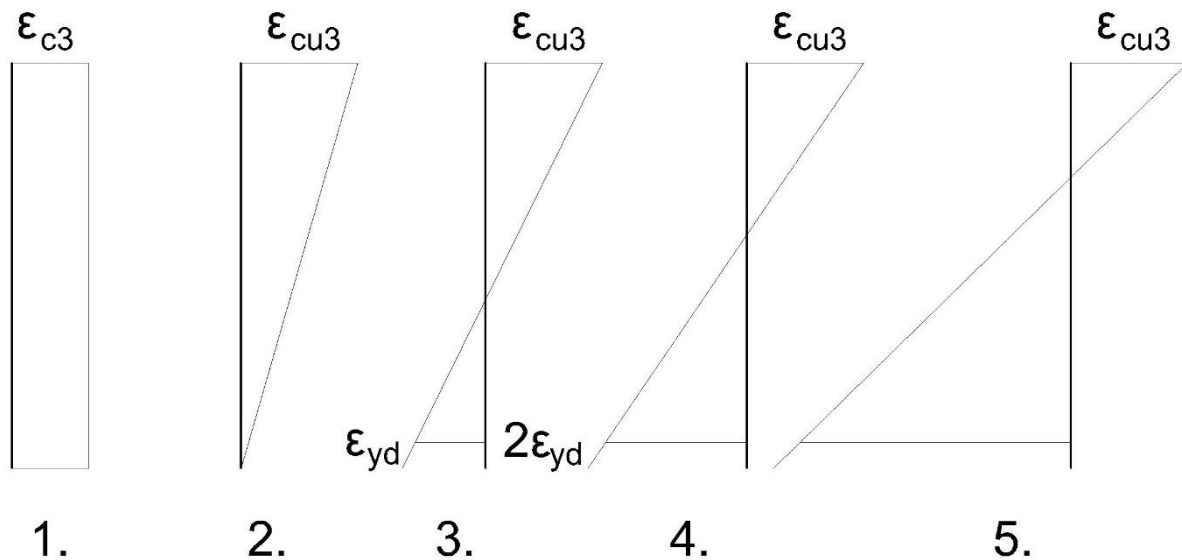
$$t = \frac{1250}{13} \approx 96 \text{ mm}$$



Figur 11.4 Lamellinndeling av tverrsnitt

Det er valt å sjå på fem ulike tøyingsstilstandar for tverrsnittet, vist i Figur 11.5:

11. Søyledimensjonering



Figur 11.5 Tøyingstilstandar for søyletverrsnittet

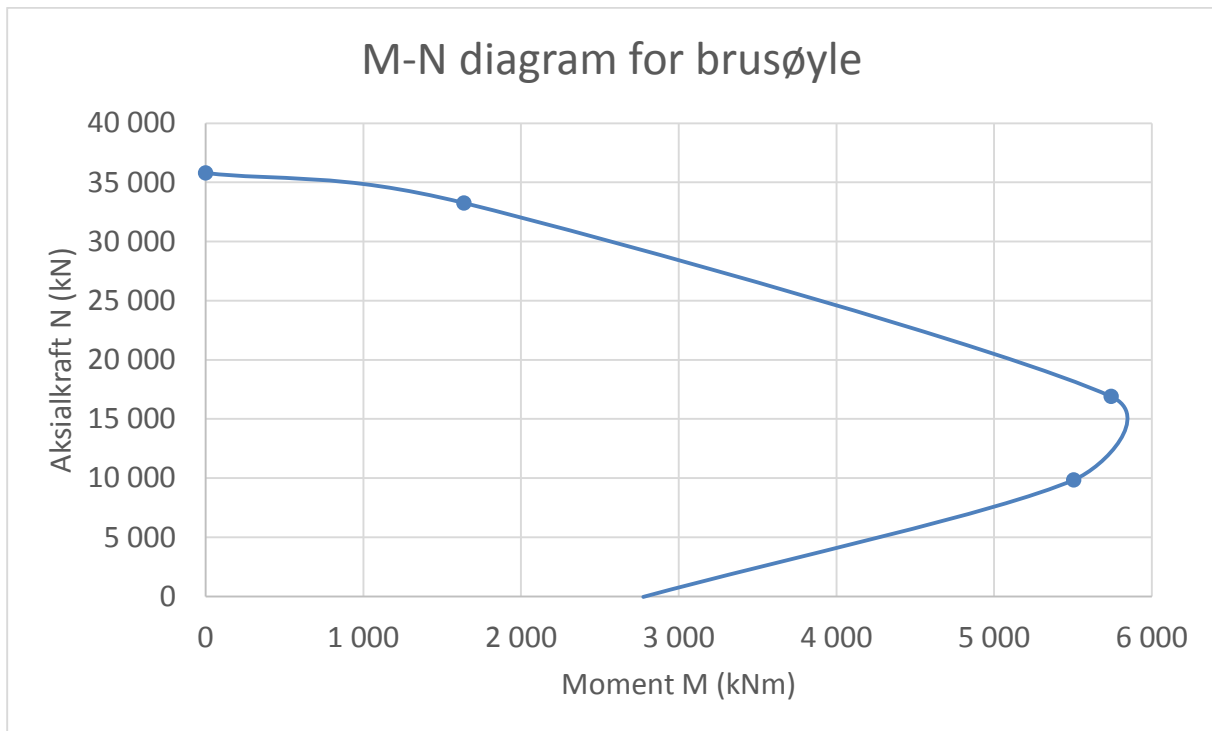
1. Reint trykk
2. Trykkbrot i betong
3. Trykkbrot i betong og flyting i nedste strekkarmeringslag
4. Trykkbrot i betong og dobbel flytetøying i nedste strekkarmeringslag
5. Trykkbrot i betong og stor tøying i nedste strekkarmeringslag

Vidare er framgangsmåten skildra i korte trekk. For meir detaljar frå utrekninga, sjå Vedlegg 2. Først reknar ein ut arealet av kvar lamell og avstanden frå lamelltyngdepunktet til senter av tverrsnittet. Vidare reknar ein ut armeringsarealet i dei ni armeringslaga og avstanden frå armeringstyngdepunkt til senter av tverrsnittet. Ut i frå dei ulike tøyingstilstandane kan ein no rekne ut kva tøyinga blir i dei ulike lamell- og armeringstyngdepunkta. For så å rekne ut bidraget til aksialkraft og moment om senter av tverrsnittet. Ved å summere desse bidraga for kvar tøyingstilstand endar ein opp med fem kapasitetsverdiar, som vist i Tabell 11.2.

Tøyingstilstand	Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	35 797	0
2	33 260	1 638
3	16 899	5 742
4	9 850	5 505
5	-38	2 776

Tabell 11.2 Kapasitetsverdiar for M-N diagram

Ved å plote desse verdiane i eit aksesystem får ein kapasitetskurva som vist i Figur 11.6.



Figur 11.6 M-N diagram for brusøyle

Innanfor kurva har ein området som gir aksepterte kombinasjonar av aksialkraft og ytre moment. Ein kombinasjon som gir eit punkt utanfor kurva vil gi brot. Punktet som gir maksimal momentkapasitet kallar ein balansepunktet. Har ein aksialkraftnivå under balansepunktet får ein strekkbrot, medan aksialkraftnivå over gir trykkbrot.

EK2, 6.1(4) avgrensar kapasiteten for sentrisk aksialtrykk, det vil seie første tøyningstilstand. Ein skal rekne med ein minsteeksentrisitet, e_0 .

$$e_0 = \max\left\{\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right\} = 41,7 \text{ mm}$$

Denne eksentrisiteten vil gi eit moment som blir:

$$M = Ne_0$$

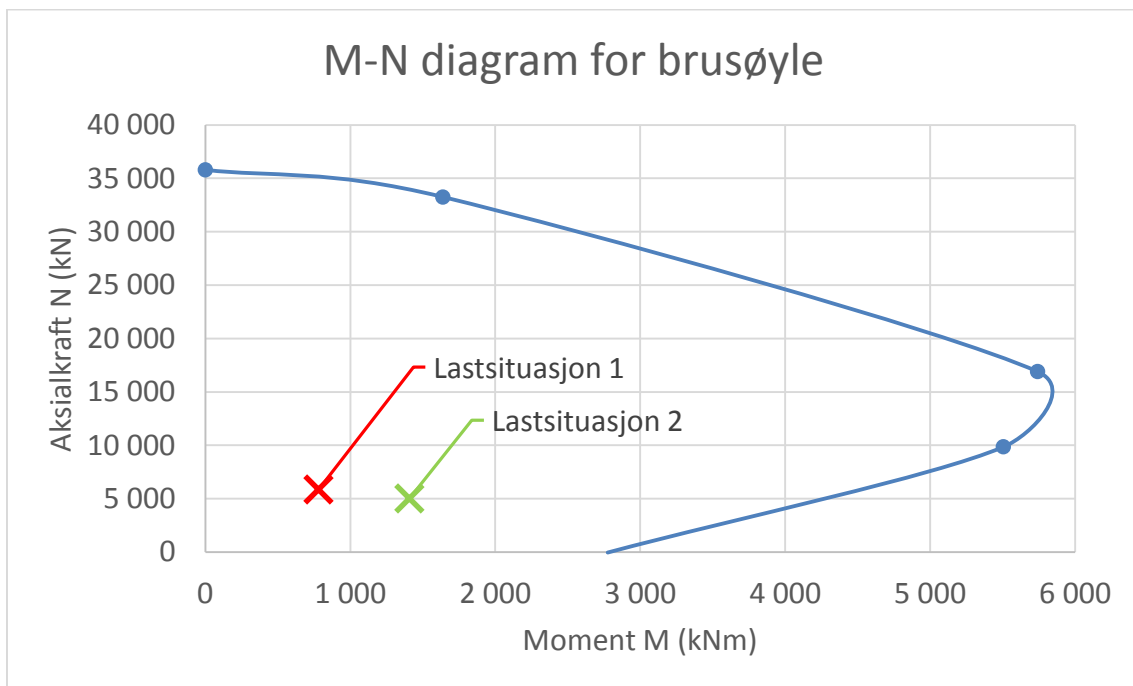
Om ein plottar denne linja inn i M-N diagrammet, får ein ei linje som går frå origo til eit skjæringspunkt med kapasitetskurva. Aksialkrafta i dette skjæringspunktet, som er om lag 33 950 kN, vil vere den maksimale bereevna for søyletverrsnittet ved sentrisk aksialtrykk. Det vil seie at denne bereevna blir redusert med om lag 1 850 kN, når ein skal ta omsyn til mogleg feilplassering av lasta.

11.4. Kapasitetskontroll

Ved å setje dei to ulike lastsituasjonane, vist i Tabell 11.3, inn i M-N diagrammet vil ein sjå om kapasiteten for første ordens berekningar er tilstrekkeleg. Dette er gjort i Figur 11.7.

	Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
Lastsituasjon 1	5 865	782
Lastsituasjon 2	5 011	1 408

Tabell 11.3 Lastsituasjonar for søyla

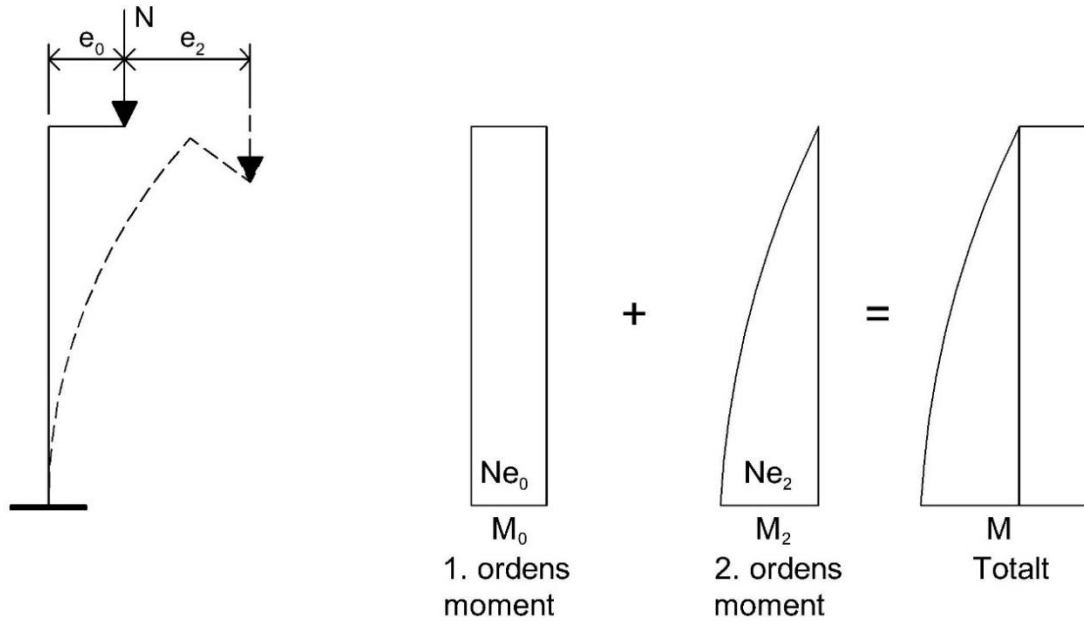


Figur 11.7 Lastsituasjonar satt inn i M-N diagrammet

Ser at begge lastsituasjonane ligg godt innanfor kapasitetskurva, noko som tyder at kapasiteten er tilstrekkeleg.

11.5. Slanke søyler

Ei kort søyle kan dimensjoneraast for lastverknadar berre frå første ordens teori, men ei slank søyle skal dimensjoneraast for lastverknadar etter andre ordens teori. Det vil seie at ein i tillegg til første ordens teori, tek omsyn til forskyvingane til konstruksjonen. Denne skilnaden kan ein kalle geometrisk ikkje-lineære effektar. Figur 11.8 illustrerer første og andre ordens lastverknadar.



Figur 11.8 Første og andre ordens moment på søyle

Etter EK2 er det to metoder ein kan nytte for dimensjonering av slanke konstruksjonar. Ein kan nytte ein metode som baserar seg på nominell stivleik etter EK2, 5.8.7. Alternativt kan ein nytte metoden skildra i EK2, 5.8.8, som baserar seg på nominell krumming. Utrekningane gjennomført i denne oppgåva baserar seg på sistnemnde.

Første ordens moment blir som tidlegare rekna ut i dette kapittelet. Deretter nyttar ein tilnærma metodar for å gjennomføre ei uavhengig berekning av andre ordens moment. I tillegg til første og andre ordens momentbidrag, er det vanleg å nytte aksialkraft etter første ordens berekningar.

Før ein byrjar å rekne ut andre ordens bidrag til lastverknadane, må ein verifisere at søyla ein ser på kan reknast som ei slank søyle. Grunnlaget for å avgjer det, finn ein i EK2, NA.5.8.3.1. Dersom $\lambda_n > \lambda_{n,lim}$ må andre ordens berekningar gjennomførast.

Den normaliserte slankleiken, λ_n , er uttrykt ved:

$$\lambda_n = \lambda \left(\frac{n}{1 + 2k_a \omega} \right)^{0,5}$$

Slankleiksforholdet, λ , er gitt av den effektive lengda delt på tregleiksradien for det urissa betongtverrsnittet. Denne tregleiksradien, i , er gitt som:

$$i = \sqrt{\frac{E_c I_c}{E_c A_c}} = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\pi r^4}{4\pi r^2}} = \frac{r}{2} = \frac{625}{2} = 312,5 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{12\,468}{312,5} = 39,9$$

11. Søyledimensjonering

Den relative aksialkrafta, n , er lik:

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = \frac{5011 * 10^3}{25,5 * 1\,227\,185} = 0,16$$

Det mekaniske armeringsforholdet, ω , er gitt ved:

$$\omega = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c} = \frac{435 * 12\,868}{25,5 * 1\,227\,185} = 0,18$$

k_a er forholdet mellom tregleiksradien for armeringa og tregleiksradien for det urissa betongtverrsnittet kvadrert. Normalt kan ein forenkla setje k_a lik 1. Det normaliserte slankleiksforholdet blir då:

$$\lambda_n = \lambda \left(\frac{n}{1 + 2k_a\omega} \right)^{0,5} = 13,7$$

Grenseverdien for det normaliserte slankleiksforholdet, $\lambda_{n,lim}$, for trykkstavar der endane ikkje er sidevegs fritt forskyvelege, er gitt ved:

$$\lambda_{n,lim} = 13(2 - r_m)A_\varphi$$

r_m er forholdet mellom minste og største første ordens stavendemoment:

$$r_m = -\frac{811}{1\,408} = -0,576$$

$$A_\varphi = \frac{1,25}{1 + 0,2\varphi_{ef}} \leq 1$$

Det effektive kryptalet, φ_{ef} , er gitt ved:

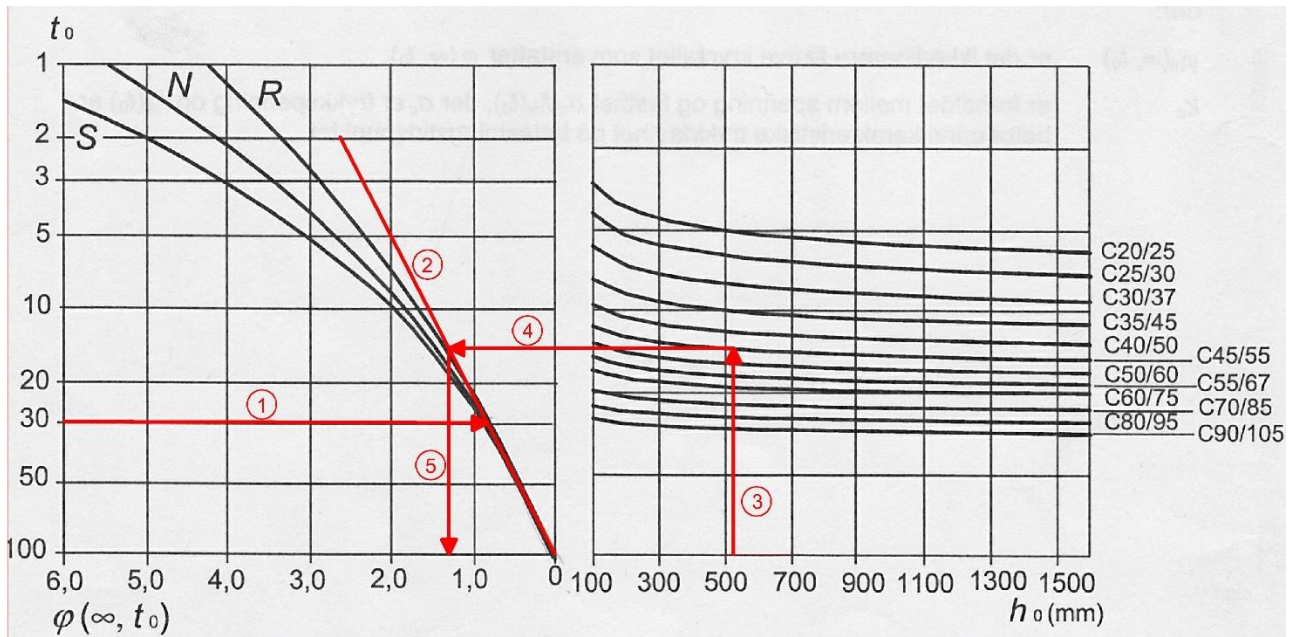
$$\varphi_{ef} = \varphi_{\infty,t_0} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

- φ_{∞,t_0} er kryptal etter EK2, 3.1.4
- M_{0Eqp} er første ordens bøyemoment for lastkombinasjonen tilnærma permanent
- M_{0Ed} er første ordens bøyemoment for dimensjonerande lastkombinasjon i brotgrensetilstanden

For å finne φ_{∞,t_0} , kan diagrammet i Figur 11.9 nyttast.

- t_0 er alderen på betongen når han blir belasta, her satt til 30 døgn.
- h_0 er den effektive tverrsnittstjukna.
- Om ein skal nytte klasse S, N eller R, er avhengig av sementtypen, her er det valt å nytte klasse N.
- Fastleiksklassa er B45

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 * 1\,227\,185}{2\pi * 625} = 625 \text{ mm}$$



Figur 11.9 Kryptalet for søyla (EK2 figur 3.1b)

Frå Figur 11.9 finn ein ut at kryptalet er 1,3.

Første ordens bøyemoment for lastkombinasjonen tilnærma permanent kan takast frå NovaFrame-modellen:

$$M_{0Eqp} = 231,5 \text{ kNm}$$

Frå tidlegare har ein:

$$M_{0Ed} = M_{02,2} = 1\,408 \text{ kNm}$$

Det gir:

$$\varphi_{ef} = 1,3 * \frac{231,5}{1\,408} = 0,21$$

No kan A_φ og $\lambda_{n,lim}$ reknast ut:

$$A_\varphi = \frac{1,25}{1 + 0,2 * 0,21} = 1,2 > 1 \rightarrow A_\varphi = 1$$

$$\lambda_{n,lim} = 13(2 - (-0,576)) * 1 = 33,5$$

$$\lambda_{n,lim} = 33,5 > \lambda_n = 13,7$$

Det vil seie at ein kan sjå vekk i frå andre ordens lastverknadar, og vidare berekning er ikkje nødvendig.

11. Søyledimensjonering

I denne rapporten er det ønskeleg å sjå korleis lastverknadane blir påverka dersom søyla er slank. Difor er det i det vidare arbeidet gått ut i frå at søyla er mykje lengre enn ho er i røynda, men med same første ordens lastverknadar. Alternativt kunne ein minka tverrsnittsarealet.

For at søyla skal kunne reknast som slank må λ_n vere større eller lik 33,5. Ved å auke lengda, vil λ auke, og då vil λ_n òg auke.

$$\lambda_n \geq 33,5 = \lambda \left(\frac{n}{1 + 2k_a \omega} \right)^{0,5} = \frac{l_0}{312,5} * 0,343 \rightarrow l_0 \geq 30,5 \text{ m}$$

Ved å setje søylelengde til 60 m, får ein effektiv lengde, l_0 , på 31,2 m. Noko som gjer at søyla kan reknast som slank.

Andre ordens moment kan, som tidlegare nemnt, reknast ut etter EK2, 5.8.8. Det dimensjonerande bøyemomentet blir då:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_{0Ed} + N_{Ed}e_2$$

Ein må rekne ut utbøyinga e_2 som er lik:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c}$$

- $1/r$ er krumminga.
- Effektiv lengde l_0 er 31,2 m.
- c er ein faktor som er avhengig av krummingsfordelinga. For eit konstant tverrsnitt kan ein normalt setje c til 10.

Krumminga er gitt ved følgjande likning:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

- K_r er ein korreksjonsfaktor som er avhengig av aksialkrafta.
- K_φ tek omsyn til kryp.

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{f_{yd}}{0,45d * E_s}$$

For eit tverrsnitt der armeringa er fordelt parallelt med bøyingsplanet, kan d bestemast etter:

$$d = \frac{h}{2} + i_s$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1,905 * 10^9}{12\,868}} = 385 \text{ mm}$$

$$d = \frac{1250}{2} + 385 = 1\,010 \text{ mm}$$

Det gir:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{0,45d * E_s} = \frac{435}{0,45 * 1\,010 * 200\,000} = 4,8 * 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

Korreksjonsfaktoren som er avhengig av aksialkrafta er gitt ved:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

Frå tidlegare har ein:

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_c} = 0,16 \quad \omega = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}A_c} = 0,18$$

$$n_u = 1 + \omega = 1,18$$

n_{bal} er verdien av n ved største momentkapasitet. Ein kan velje å setje denne lik 0,4.

Ein får då:

$$K_r = \frac{1,18 - 0,16}{1,18 - 0,4} = 1,307$$

Men K_r skal ikkje vere større enn 1, så her blir denne satt til 1.

Korreksjonen for kryp er gitt ved:

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1$$

Det effektive kryptalet, φ_{ef} , er rekna ut tidlegare til 0,21.

β er gitt ved:

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{45}{200} - \frac{31\,200}{312,5 * 150} = -0,091$$

Av di β blir negativ og K_φ skal vere større eller lik 1, blir K_φ her lik 1.

Krumminga kan ein då rekne ut som:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 1 * 1 * 4,8 * 10^{-6} = 4,8 * 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

Utbøyinga e_2 blir då:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} = 4,8 * 10^{-6} * \frac{31\,200^2}{10} = 466 \text{ mm}$$

11. Søyledimensjonering

Det nominelle andre ordens momentet, M_2 , blir då:

$$M_2 = N_{Ed}e_2 = 5\,011 * 0,466 = 2\,335 \text{ kNm}$$

Dette andre ordens momentet kan ein rekne med har ei parabolisk eller sinusforma momentfordeling over den effektive lengda. Medan første ordens momentet har ei lineær fordeling. Dette gjer at maksimalt første ordens og andre ordens moment ikkje verkar i same snitt, så ein kan ikkje berre summere dei. For å finne ekvivalent første ordens moment kan ein nytte den tilnærma berekninga som er gitt i EK2, 5.8.8.2(2).

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02}$$

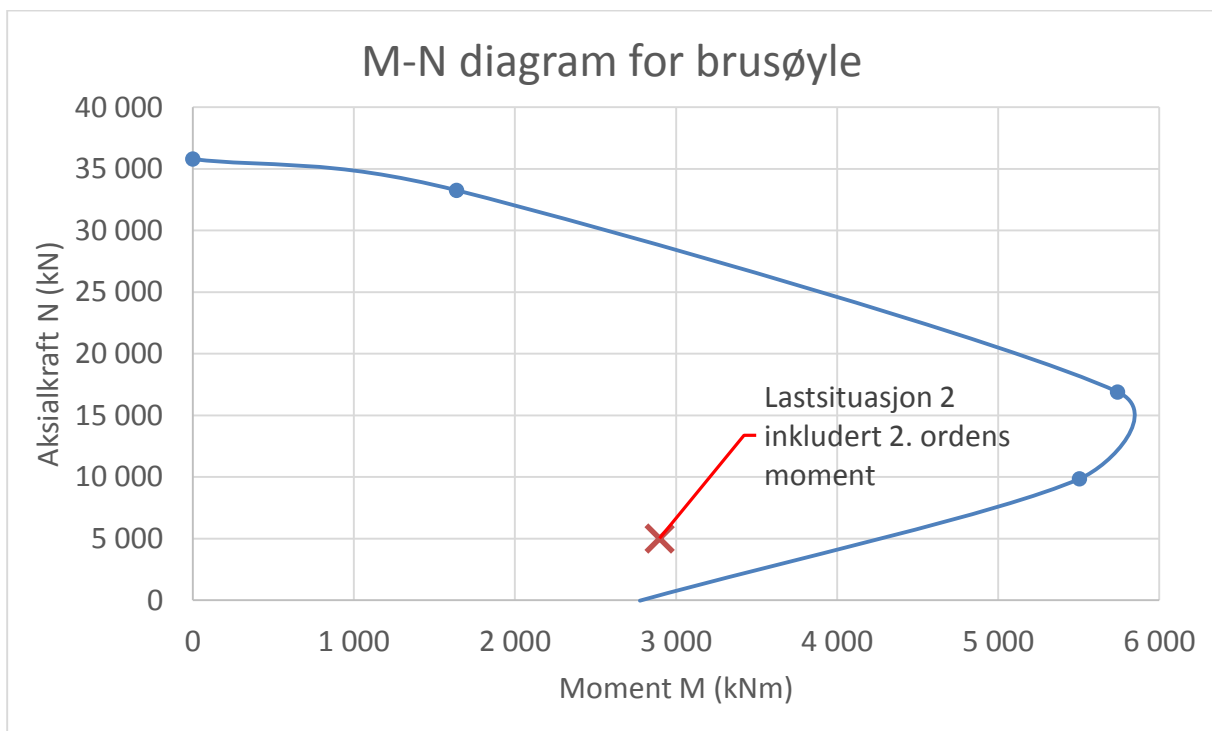
$$M_{01,2} = -811 \text{ kNm} \quad M_{02,2} = 1\,408 \text{ kNm}$$

$$M_{0e} = \max(0,6 * 1\,408 + 0,4 * (-811); 0,4 * 1\,408) = 563 \text{ kNm}$$

Det dimensjonerande bøyemomentet blir då:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_{0e} + M_2 = 563 + 2\,335 = 2\,898 \text{ kNm}$$

Ved å setje inn denne lastsituasjonen i M-N diagrammet, kan ein kontrollere om kapasiteten er tilstrekkeleg (sjå Figur 11.10).



Figur 11.10 Kontroll av forlenga søyle

Kapasiteten er framleis tilstrekkeleg, og ein treng ikkje å justere valt armeringsmengde.

11.6. Biaksial bøyning

Biaksial bøyning vil seie at ein har bøyning om to aksar. I EK2 er dette omhandla i punkt 5.8.9. Ein treng ikkje å ta omsyn til biaksial bøyning dersom følgjande tingingar er oppfylt:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ og } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ eller } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2$$

Slankleiksforholda kan ein med ein gong seie er oppfylt, då søylene er sirkulære. Dette forholdet vil bli 1.

Dei relative eksentrisitetane e_y/h_{eq} og e_z/b_{eq} må reknast ut. Sidan søylene er sirkulære, vil ein få at $b_{eq} = h_{eq}$. Vidare har ein at:

$$e_z = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}}$$

$$e_y = \frac{M_{Edz}}{N_{Ed}}$$

Då sit ein igjen med kravet:

$$\frac{e_y}{e_z} \leq 0,2 \text{ eller } \frac{e_z}{e_y} \leq 0,2 \rightarrow \frac{M_{Edz}}{M_{Edy}} \leq 0,2 \text{ eller } \frac{M_{Edy}}{M_{Edz}} \leq 0,2$$

Frå tidlegare har ein at M_{Edz} , inkludert geometrisk avvik, er lik 1 408 kNm. M_{Edy} kan ein finne frå NovaFrame, og den blir 99 kNm. Det blir ikkje noko tillegg til M_{Edy} frå geometrisk avvik, det det berre skal takast med i den retninga det vil føre til mest ugunstig verknad.

$$\frac{99}{1\,408} = 0,07 \leq 0,2$$

Det vil seie at ein ikkje treng å gjere vidare berekningar for bøyning om to aksar.

11.7. Oppsummering søyle

Lengdearmeringa ein treng i søyla blei berekna til $16\phi 32$ etter minimumskrav i EK2. Overdekkinga som blei valt var 65 mm. Senteravstandskravet på maksimalt 200 mm frå HB185, som blei nytta for tverrarmeringa, gjeld òg for lengdearmeringa. Ved kontroll av valt armering, ser ein at senteravstanden her blir 212 mm. Det vil seie at armeringa må plasserast tettare. Ein ønsker framleis at armeringa skal ha tilsvarende symmetrisk plassering som tidlegare. Vel då å gå opp til $20\phi 32$, noko som gir ein senteravstand på 170 mm.

For tverrarmeringa gjekk ein ut i frå ein armeringsdiameter på 16 mm, men minimumskrava i EK2 og HB185 krev ikkje så stor diameter. HB185 krev minimum 10 mm. EK2 set minimum 6 mm eller ein fjerdedel av største lengdearmeringsdiameter, det blir 8 mm. Vel då å nytte $\phi 12$ s200 som tverrarmering.

12. Konklusjon

I denne rapporten har kapasitetsberekningar for Sagbakken bru vorte gjennomført. Både for utvalte snitt i overbygningen, og for ei søyle. Frå desse berekningane har ein kome fram til slakkarmeringsmengder som er nødvendig i dei kontrollerte snitta av konstruksjonen. Brua var prosjektert etter regelverket som blei nytta rundt tusenårsskiftet, og stod ferdig i år 2000. Samanlikningar med tidlegare kapasitetsberekningar og slakkarmeringsmengder har ikkje vorte gjennomført, då eg ikkje har hatt tilgang til dette. Men eg går ut i frå at det vil vere nokre skilnadar sidan regelverket har vorte endra.

Med dei armeringsmengdene som er valt, viser berekningane at kapasiteten er tilstrekkeleg i dei kontrollerte snitta. Dei viktigaste resultatane frå rapporten er lista opp i Tabell 12.1:

Lengderetning bruoverbygning	Påkjenning	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Feltmoment	40 471 kNm	43 076 kNm	94 %
Støttemoment	32 739 kNm	37 954 kNm	86 %
Skjerkraft (med skjearmering)	6 021 kN	6 688 kN	90 %
Tverretning bruoverbygning	Påkjenning	Kapasitet	Utnyttingsgrad
Utkragarmoment	119 kNm/m	511 kNm/m	23 %
Feltmoment	131 kNm/m	539 kNm/m	24 %
Skjerkraft for utkragar (med armering)	217 kN/m	260 kN/m	83 %
Skjerkraft i felt (utan armering)	150 kN/m	164 kN/m	91 %
Lengderetninga bruoverbygning		Slakkarmeringsmengder	
Lengdearmering i underkant pr. bjelke (felt)		12φ20	
Lengdearmering i overkant pr. bjelke (ved støtte)		25φ25	
Skjearmeringsbøylar i bjelkane		φ20 s200	
Tverretning bruoverbygning		Slakkarmeringsmengder	
Armering for utkragar		φ16 s150	
Armering i felt		φ16 s170	
Skjearmering for utkragar		φ16 s150	
Søyle		Slakkarmeringsmengder	
Lengdearmering		20φ32	
Tverrarmering		φ12 s200	

Tabell 12.1 Oppsummering av påkjenningar, kapasitetar og armeringsmengder

12. Konklusjon

Arbeidet med denne oppgåva har gjort at eg har fått større innsikt i prosjektering av betongkonstruksjonar, og spesielt etteroppspente bruer. Lærdomen eg sit igjen med er at prosjekteringa er ein kompleks prosess, med mange faktorar å ta omsyn til. Noko som igjen fører til at det blir eit tidkrevjande arbeid. Det å lære seg eit nytt dataprogram, NovaFrame, har teke tid, men det har vore veldig interessant og nyttig.

Det er fleire tema som kan vere aktuelle for vidare arbeid med denne oppgåva, til dømes:

- Korleis blir resultata påverka dersom ein inkluderer tverrfall, breiddeutvidinga og horisontalgeometrien?
- Kontroll av ulykkeslaster.
- Fullstendig verifikasjon av resultata frå NovaFrame-modellen.
- Kontroll av byggjefasar.
- Kontroll av landkar og fundament.
- Dynamiske berekningar for vind og jordskjelv.
- Kraftomlagring ved reduserte søylestivleikar.
- Alternative bruløysingar.

Referansar

Aas-Jakobsen, 2011. *User's Guide NovaFrame Version 5*, s.l.: Aas-Jakobsen AS.

Aas-Jakobsen, K., u.d. *6 Analyse av bruer, kompendium*, s.l.: Aas-Jakobsen AS.

Fergestad, S. & Johansen, H., u.d. *4 Bruplanlegging, kompendium*, s.l.: Aas-Jakobsen AS og Vegdirektoratet.

Johansen, H., 2013. *NTNU: KT6003 Prosjektering av bruer 1, Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*, Trondheim: Statens vegvesen Vegdirektoratet.

KB Spennteknikk AS, 2011. *Brosjyrer: Webområde for Spennteknikk*. [Internett]
Henta frå: <http://spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-Cona-Multi-spenntausystem-24022011.pdf>
[Funnen 25. februar 2014].

Norsk Betongforening, 1978. *Norsk Betongforening's Publikasjon nr. 6. Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*, Oslo: Norsk Betongforening.

Pucher, A., 1958. *Einflussfelder elastischer Platten*. 2. red. s.l.:Springer-Verlag.

Standard Norge, 2008a. *Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2008b. *Norsk Standard NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster Termiske påvirkninger*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2008c. *Norsk Standard NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2009. *Norsk Standard NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*, s.l.: Norsk Standard.

Standard Norge, 2010. *Norsk Standard NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer*, s.l.: Norsk Standard.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2009a. *Bruregistrering Håndbok 129*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2009b. *Brurekkverk Håndbok 268*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2011. *Bruprosjektering Håndbok 185 Eurokodeutgave*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2013. *Rekkverk og vegens sideområder Håndbok 231*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen, 2012. *Vegprosjekter: Oslofjordforbindelsen*. [Internett]

Henta frå:

<http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/oslofjordforbindelsen/Bakgrunn+for+byggetrinn+2/Dagens+Oslofjordforbindelse>

[Funnen 21. februar 2014].

Statens vegvesen, u.d. *Statens vegvesen sine vegkart*. [Internett]

Henta frå: <https://www.vegvesen.no/vegkart>

[Funnen 24. januar 2014].

Sørensen, S. I., 2010. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 1. red. Trondheim: Tapir akademiske forlag.

Veidekke, 2014. *Veidekke: Spisskompetanse - Asfaltteknologi*. [Internett]

Henta frå:

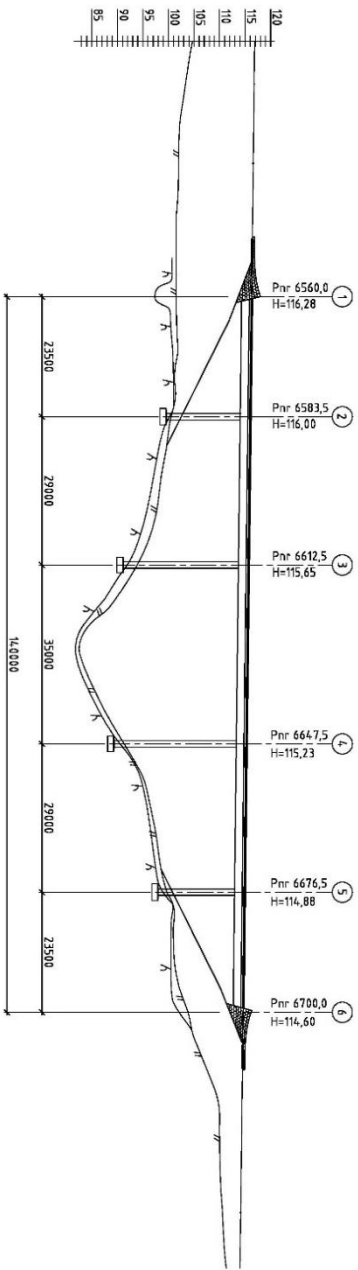
<http://www.veidekke.no/spisskompetanse/teknologi/asfaltteknologi/article56899.ece>

[Funnen 19. mars 2014].

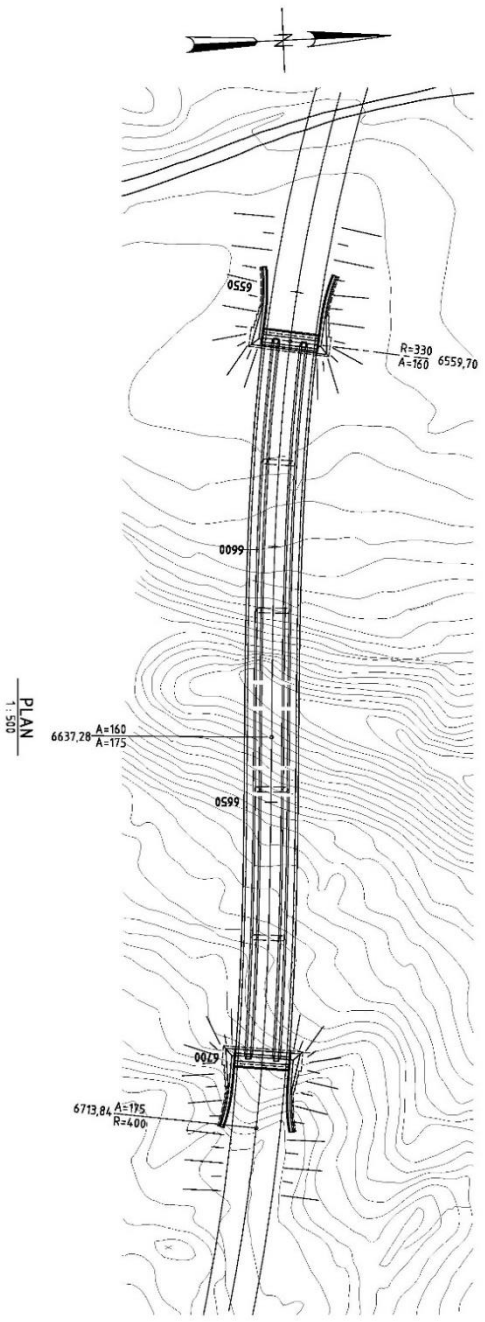
Vedlegg 1

I dette vedlegget ligg teikningar for Sagbakken bru tildelt av Statens vegvesen. Teikningane er utgangspunktet for analyser og berekingar utført i denne rapporten.

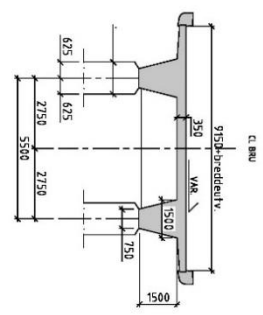
PROFILNUMMER	6570	6570	6570	654,0	6590	6560	6570	6590	6600	6600	6670	6670	6690	6690	6700	6710	6720	6730	6740	6750
PROFILHØJDE	116,855	116,754	116,643	116,524	116,404	116,284	116,164	116,044	115,924	115,804	115,684	115,564	115,444	115,324	115,204	115,084	114,964	114,844	114,724	114,608
TERRÆNHØJDE	104,69	103,12	102,06	101,89	101,89	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88	101,88
VERTIKALKURVE	R = 10000 m										R = ∞ (-1,00%)									
HØRSNITAKURVE	R = 330 m										R = 400 m									
BRØDDELVIDELSE	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m	0,25 m
TVERSRALL	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%	8%



OPPRISS
1:300



PLAN
1:500



K80

ledning: Vognstærktets beregning, dato den 12/01/99
Erik Rindberg (sign)

MIS A. Gæzver (sign)

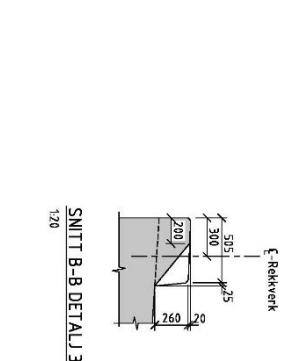
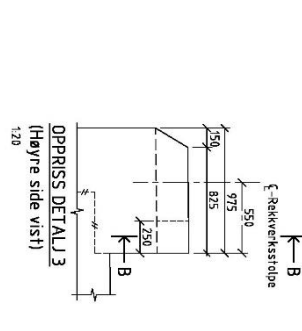
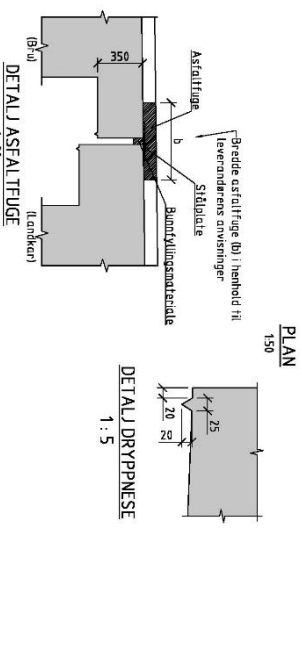
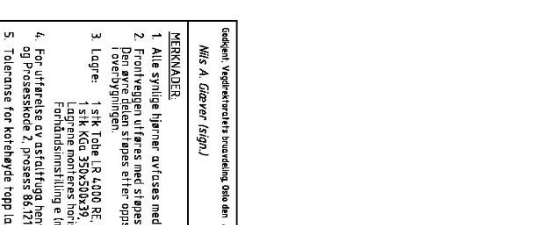
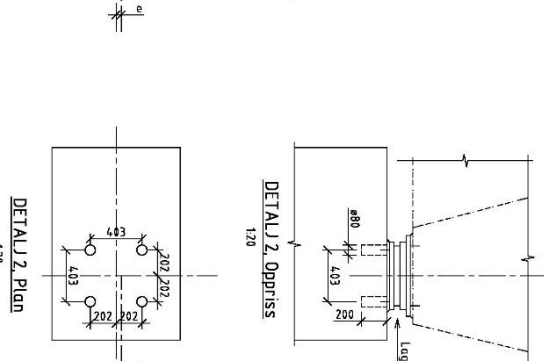
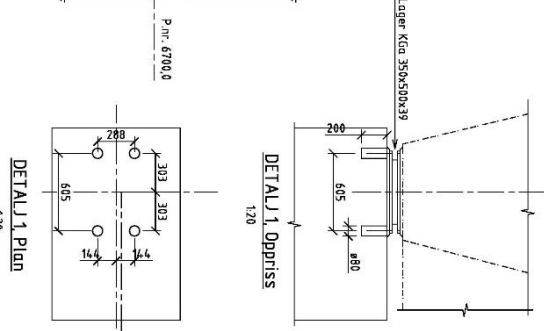
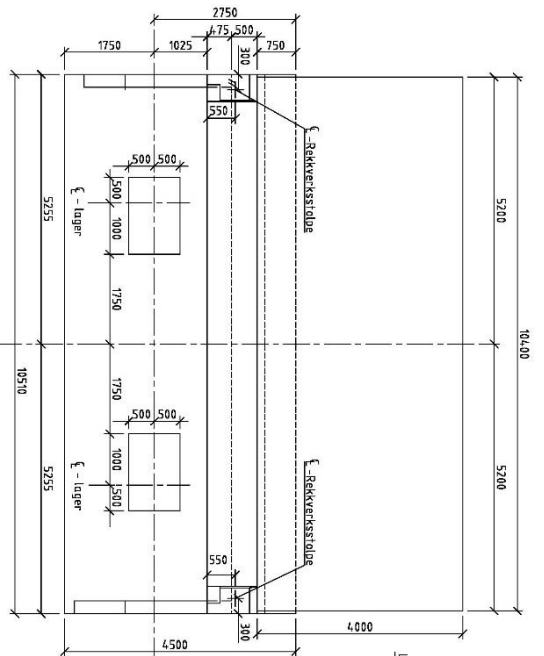
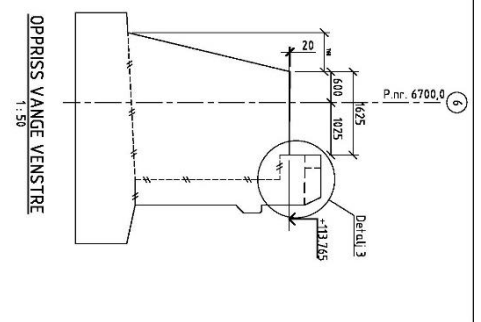
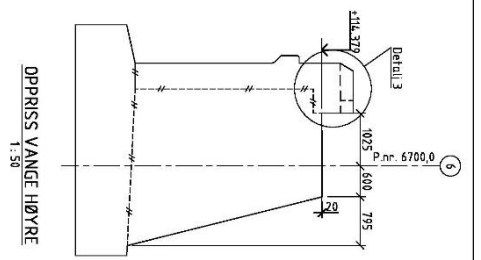
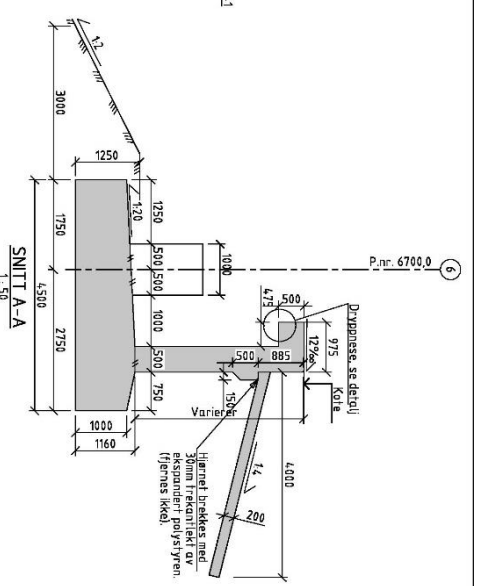
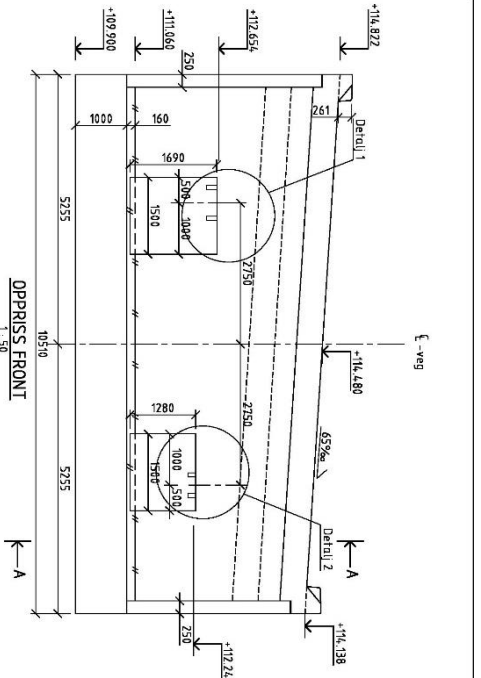
MERKNADER

- Vognklasse H1
- Færingsbredde 8,15 m + breddevidelse
- Projektteringsgrundlag:
 - Håndbog 181, Lastforskrifter for broer og fælgeløber (1995)
 - Håndbog 185, Projektteringsregler for broer (1996)
- Spennemærket bet ondbetækr

Fuktisolering/stillelag
12 mm Topaks 4,5 (polyuremodisieret)
4,5 mm Ab 16 + 4,5 mm Sbc 16, (totalt 102 mm
Dimensjoner for stillelagsvægt 3,0 kWh/m²)

Fundamentering: Akse 1 og 6 på sprengstenerylling
Guldebjerge og asfalt fuger i akse 1 og 6

Z21.01	Som bygget	S8	HRA	POH
Z21.09	Andrustering	A	TKA	POH
Statens vegvesen				
Distriktoverinspektøren				
Rv. 23	Distriktoverinspektøren	1500	06.98	HRA
Parsell 1/2	Sjønstrål - Kongens del	100	06.98	POH
BYGGEPLAN				
SAGBÅKEN BRU				
Dansk				
K800		3/98		S



Godkjent Veggmateriers Brukning Oslo den 25.08.99

MRS A Gjørver (sign)

MRS A Romsvik (sign)

K8

MERKNADER

- Alle synlige hjørner avtaas med 20 mm trekantlekt.
- Frontveggen utføres med stålskeiv som vist.
- Forhåndsinnstilling av spennviddene forebygginger styres etter oppstilling av spennviddene
- Legre: 1 stk ToBe LR 4000 RE - 550 mm. Lagrene monteres horisontalt. Forhåndsinnstilling er i henhold til Handbøk 1/5
- Før utførelse av asfaltfluge henvises til Handbøk 1/5 og Prosesskode 2, prosess 85.121.
- Toleranse for kørehøyde kjøp lagerkorsalt: ±10mm.
- Utspøringer for trekker er foretapp ikke vist.
- Detalldi på korranger i plan er vist på tegnblad nr K839

BETONG/ARBERING

- Kjøpklasse VYA
- Kontrollklasse: Utvalgt kontroll NS3420
- Betongvaller CSS - SY40
- Ståkvaller K801E

HELVISNINGER

K800 Dversikt
K820 Fundament- og stikkingsplan
K839 Overbygning Korranger, Detaljer

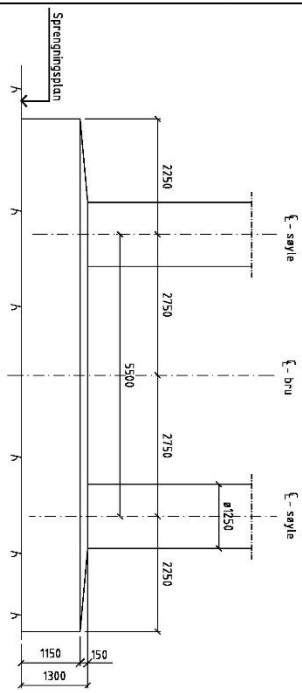
Symbol	Navn	Antall	Dimensjoner	Material	Spesifikasjon
ZZ 01 01	Som Bygget	S3		HRA	
14.12.98	Korranger	B		POR	HR
Z5.08.98	Arbeidstilting	A		POLI	HR
	Kjøpklasse	VYA			
	Fundament- og stikkingsplan	PO	06.98	HR	
	Overbygning Korranger, Detaljer	HR	06.98	HR	

Østfoldregionkontrollen
Prest 1/2 Bjørnstrad - Kongens del

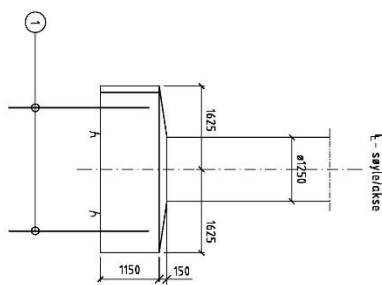
BYGGEPÅN SARÅKSEN BRU

Løstak 6. Form

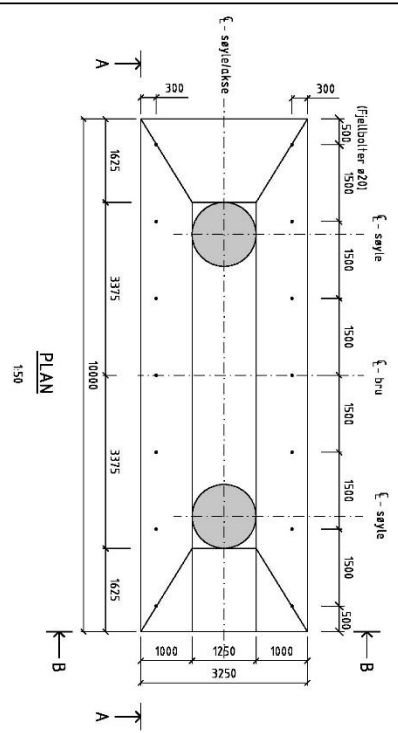
K85 06/98



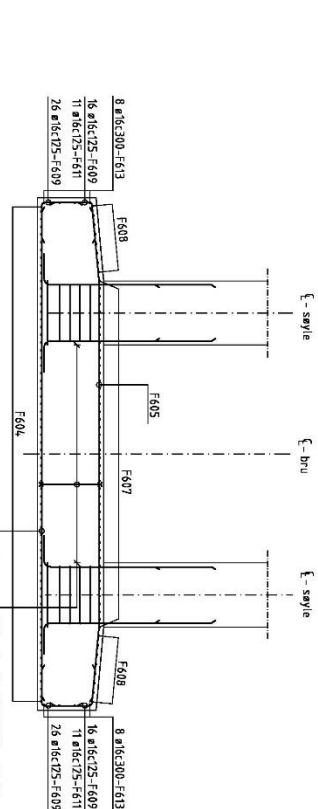
OPPRISS A-A
(Fjellbolter ikke vist)
1:50



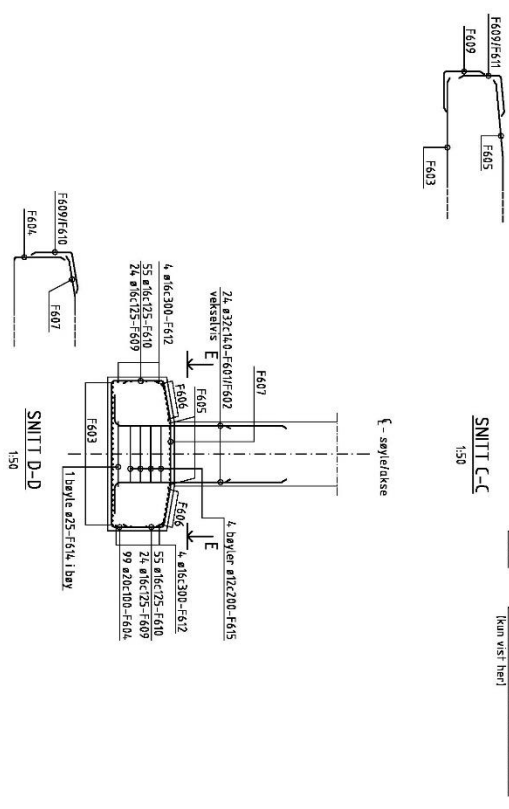
OPPRISS B-B
1:50



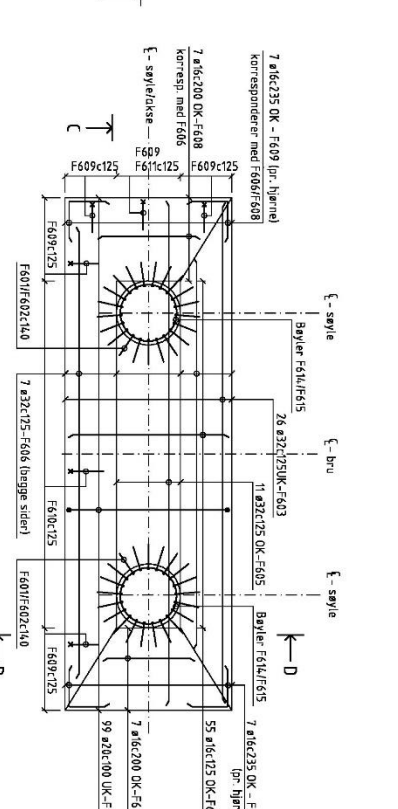
PLAN
1:50



SNITT C-C
1:50



SNITT D-D
1:50



SNITT E-E
1:50

Godeknt: Vegteknisk anordning, Ole an 10/2-98
Mtz A. Gjører (sgn)
Hans A. Ramsvik (sgn)
KB

- MERKEMÅR**
- ①: 1/4 sft. fjellbolter ø20, KS301E, innstøpingsstøpde i betong, 600 mm, innstøpingsstøpde i god fjell, min. 3000 mm.
 - ②: Alle synlige hjørner utføres med 20 mm frøkanthst.

- BETONGARBEID**
1. Miljøklasse MA
 2. Kontrollklasse: Utrykket kontroll, NS3420
 3. Betongkvalitet (C45 - SV4,0
 4. Stålkvalitet KS301E
 5. Stålkvalitet KS301E
 6. Porøsitet: ≤ +1,5%
 7. Overdekning Fundament: 60 mm til konstruktiv armering Søyle: 45 mm til konstruktiv armering
- ILLEGITTE ÅRSK:**
3 mm for monteringsengler
Søyle: 55 mm til konstruktiv armering
+ 15 mm for konstruktiv armering

HENVISNINGER
K800 Diversk
K820 Fundamenti- og stikingsplan

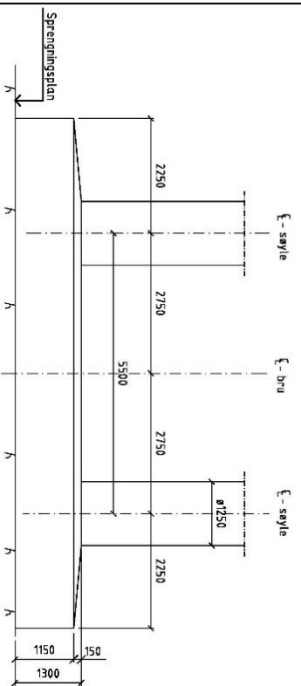
Byggingsnummer	Byggesett	Skriftlig	Revisjon	Dato	Utarbeidet av
22.01.01	Som bygget	SB	HRA		RS
10.02.98	Arsenistegning	A	HRA		RS
					RS
					RS
					RS
					RS

Byggeplan
Saksakken BRU - Fundamenti

BR-23: Beskrivelsen
Parsell 1/2: Børstestell - Kongens del

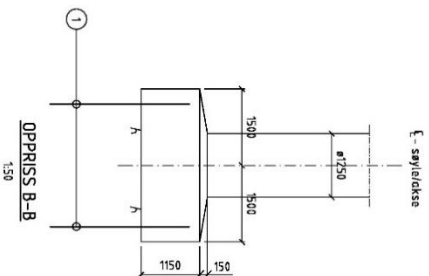
BYGGEPPLAN
åse 2 og 5. Pann og armering

K821 11/98



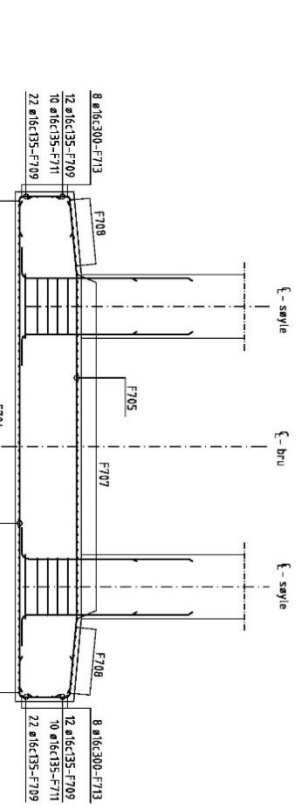
OPPRISS A-A
(fjellbolter ikke vist)

1:50



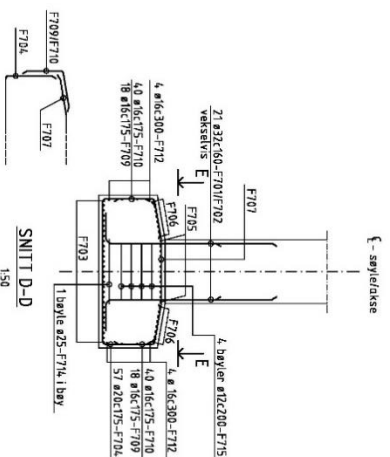
OPPRISS B-B

1:50



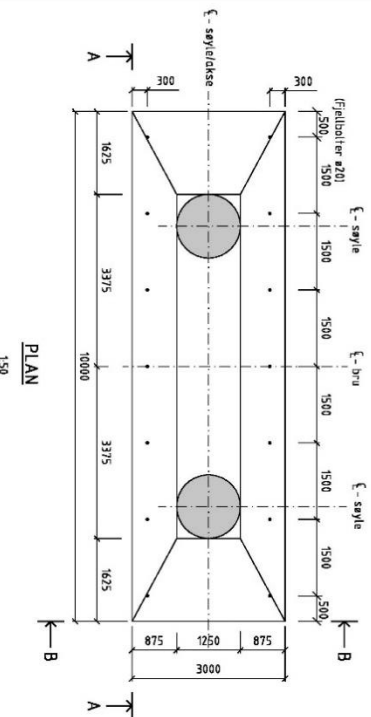
SNITT C-C

1:50



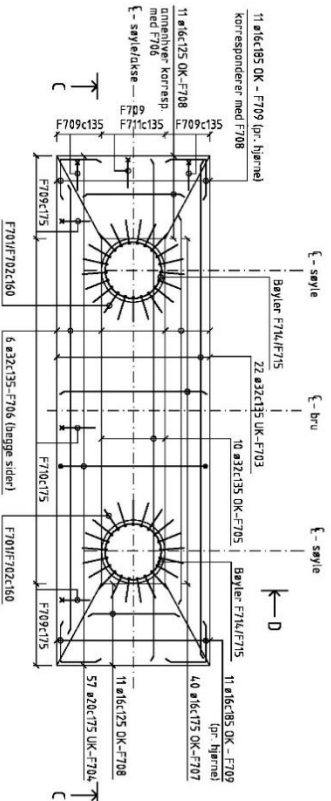
SNITT D-D

1:50



PLAN

1:50



SNITT E-E

1:50

K81

Godkj. tegningssatt utgave 04/09/2007

MIS A. Gløvev (sgn.)

Hans A. Rasmik (sgn.)

1) 1x stk. fjellbolter Ø20 KS301E

2) 1x stk. fjellbolter Ø20 KS301E

3) 1x stk. fjellbolter Ø20 KS301E

4) 1x stk. fjellbolter Ø20 KS301E

5) D 48 = 27 mm

6) Porevulnat 5 ± 15%

7) Overdekning 40 mm R12

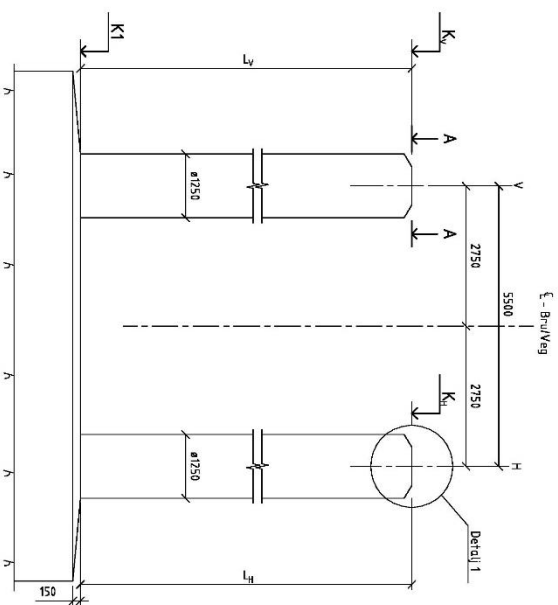
8) Overdekning 25 mm R12

9) Søyler 55 mm R12

10) Søyler 55 mm R12

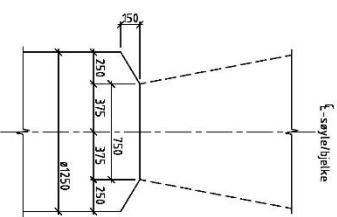
11) Søyler 55 mm R12

Objekt	Byggeår	Byggenavn	Byggenr.	Byggestr.	Byggestr.	Byggestr.
ZZ 01 01	19 07 98	Som byggeri	S9	HRA	HRA	B5
<p>Statens vegvesen Statens vegvesen</p>						
<p>Sjunde forordningen</p>						
Rv 23	1:50	Destiljordhvelsen	02.98	HR	HR	B5
Par-sell 1/2	02.98	Byggested - Kompens del	02.98	HR	HR	B5
Byggerian	02.98	SÅMÅKEN BBU - Forderneri	02.98	HR	HR	B5
<p>År 3 til 4. Form og anlegg</p>						
K822	12/98					

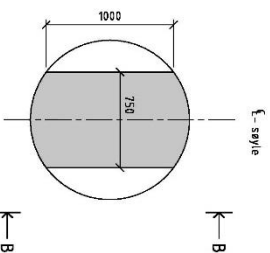


OPPRISS SØYLER
(Sei'r mot åksside profilnr.)

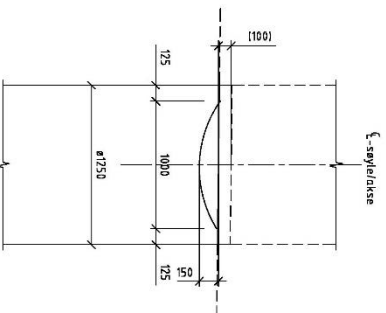
KOTEHØYDER	AKSE	PROFIL NR	VENSTRE SØYLE		HØYRE SØYLE	
			K _v	L _v	K _h	L _h
2	6583,5	99,8	113,935	14,135	114,241	14,441
3	6642,5	91,3	113,662	22,362	113,802	22,502
4	6647,5	89,4	113,335	23,935	113,276	23,876
5	6676,5	98,8	113,081	15,081	112,857	14,857



DETAIL 1 - SØYLETOPP
1:20



SNITT A-A
1:20



OPPRISS B-B
1:20

K87

Geddegt, Yngrefjordvass brukning, Dato den 4/3-98

Mis A. Glæver (sign.)

Hans A. Ramsvik (sign.)

MERKNADER:

⊕ Tilsett avvik fra angitte kotehøyder K_v og K_h : ±10 mm.

BETONG

1. Mjøkklasser MA, Utvidet kontroll, NS3420
2. Kontrollklasse, Utvidet kontroll, NS3420
3. Betongvalvet CS5 - SY40

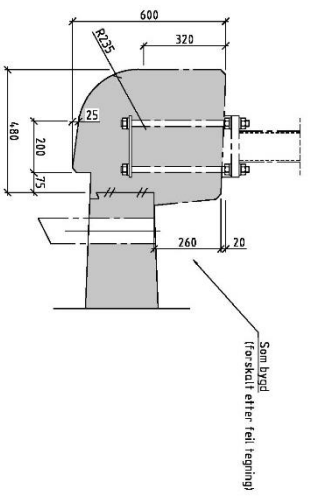
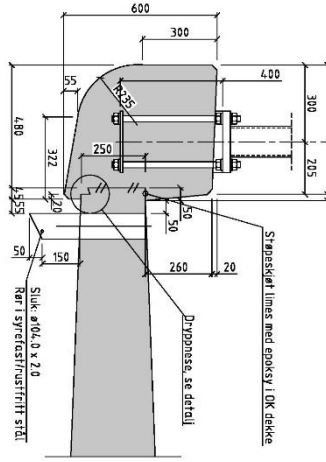
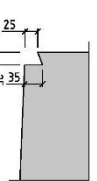
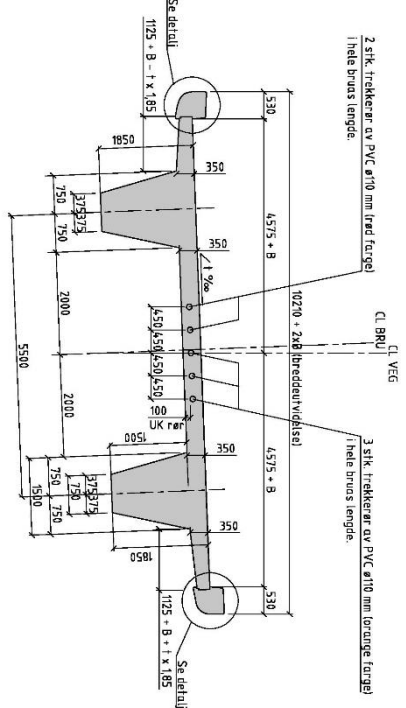
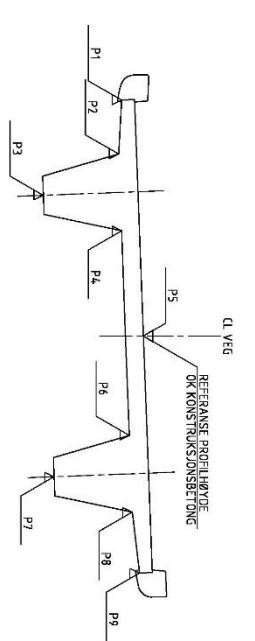
HENVISNINGER:

- K80: Dversikt
- K82: Fundament- og stikkingsplan
- K82: Fundament, akse 2 og 5, Form og armering
- K82: Fundament, akse 3 og 4, Form og armering

NUM	BETEGNING	BYGGNUM	BYGGKATEGORI	BYGGKATEGORIBETEGNING	BYGGKATEGORIBETEGNING
Z21010	Son Bygget	SB	IRA	IRA	PO
T706281	Takell Kotehøyder	B	IRA	IRA	PO
04.03.981	Arbeidsføring	A	IRA	IRA	PO
Sjekkliste					
Oppføringskontroll					
150	100	100	02.98	HR	HR
120	100	100	02.98	PO	IM
REVISJON					
Rev. Nr.	Rev. Dato	Rev. Beskrivelse	Rev. Dato	Rev. Beskrivelse	Rev. Dato
Rv. Z3	17.02.98	Gjeldforordningen			
Persell 1/2	17.02.98	Byggestad - Kongens dal			
BYGGELAN					
SABAKKON BRU					
Sjøler, Fern					
K826					28/98

Prøftri	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
6504.000	115.544	115.544	114.109	115.664	116.184	115.984	114.548	116.104	116.324
6504.000	115.517	115.512	114.077	115.666	116.136	115.929	114.495	116.043	116.635
6508.000	115.489	115.479	114.041	115.587	116.088	115.874	114.435	115.981	116.118
6512.000	115.462	115.447	114.004	115.548	116.040	115.816	114.375	115.920	116.118
6516.000	115.434	115.414	113.968	115.509	115.992	115.763	114.316	115.858	116.050
6520.000	115.407	115.381	113.931	115.470	115.944	115.707	114.257	115.796	115.981
6524.000	115.383	115.353	113.893	115.436	115.902	115.659	114.205	115.742	115.920
6528.000	115.355	115.325	113.856	115.397	115.854	115.603	114.143	115.680	115.853
6532.000	115.327	115.287	113.818	115.358	115.806	115.547	114.086	115.618	115.785
6536.000	115.300	115.274	113.789	115.319	115.758	115.492	114.027	115.556	115.716
6539.000	115.272	115.221	113.753	115.280	115.710	115.436	113.967	115.494	115.648
6503.500	115.244	115.188	113.716	115.240	115.662	115.380	113.908	115.432	115.580
6507.500	115.216	115.159	113.680	115.201	115.614	115.324	113.848	115.370	115.512
6509.500	115.202	115.141	113.661	115.182	115.590	115.296	113.819	115.339	115.478
6516.500	115.181	115.114	113.634	115.152	115.554	115.254	113.774	115.292	115.427
6518.500	115.183	115.081	113.597	115.113	115.506	115.198	113.715	115.230	115.359
6520.500	115.139	115.064	113.579	115.093	115.482	115.170	113.685	115.199	115.325
6520.500	115.111	115.047	113.561	115.073	115.458	115.142	113.655	115.168	115.291
6524.500	115.097	115.031	113.542	115.053	115.434	115.114	113.626	115.137	115.257
6524.500	115.069	114.984	113.524	115.034	115.410	115.086	113.596	115.105	115.223
6532.500	115.043	114.967	113.488	114.994	115.362	115.030	113.536	115.043	115.155
6540.500	115.013	114.947	113.451	114.954	115.314	114.973	113.477	114.981	115.087
6540.500	114.985	114.880	113.378	114.875	115.266	114.917	113.418	114.918	115.019
6544.500	114.957	114.847	113.341	114.835	115.218	114.861	113.358	114.856	114.951
6551.500	114.908	114.822	113.314	114.805	115.170	114.804	113.299	114.793	114.883
6555.500	114.879	114.788	113.277	114.766	115.124	114.762	113.254	114.746	114.832
6557.500	114.865	114.754	113.241	114.726	115.086	114.706	113.193	114.683	114.764
6561.500	114.837	114.738	113.222	114.686	115.041	114.662	113.106	114.620	114.697
6561.500	114.816	114.704	113.188	114.666	114.966	114.564	113.046	114.589	114.653
6564.500	114.788	114.678	113.152	114.636	114.930	114.522	112.942	114.479	114.544
6568.500	114.761	114.611	113.085	114.606	114.894	114.482	112.893	114.438	114.508
6572.500	114.731	114.577	113.049	114.575	114.858	114.438	112.823	114.393	114.441
6580.500	114.703	114.543	113.012	114.475	114.738	114.295	112.764	114.227	114.273
6582.500	114.689	114.526	112.994	114.455	114.714	114.266	112.734	114.239	114.239
6584.500	114.675	114.509	112.975	114.435	114.690	114.238	112.705	114.164	114.205
6588.500	114.647	114.475	112.939	114.394	114.642	114.181	112.645	114.101	114.137
6592.500	114.619	114.440	112.902	114.354	114.594	114.124	112.586	114.038	114.059
6596.500	114.591	114.406	112.866	114.314	114.546	114.067	112.526	113.974	114.001
6700.000	114.566	114.376	112.840	114.278	114.504	114.017	112.480	113.919	113.942

TABELL KOTEHØYDER



Gjeldet: Vegvesenets bruknings ordinær 07.02.99

Mts A. Dæver (sign)

Hans A. Ramsvik (sign)

MERKNADER:

1. Alle synlige hjørner avrettes med Zonn trekanthjert.
2. Vertikal støpskjellet mellom støpskjernt formams
3. Alle vertikale støpskjellet limes med epoksy i overløkkingssonen i OK brukplate
4. Angitte kotehøyder inkluderer ikke overhøyder.
5. Plassering av stik er vist på tegn blad nr. KB31, KB34, og KB37.

BETONG

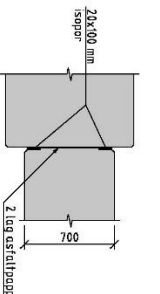
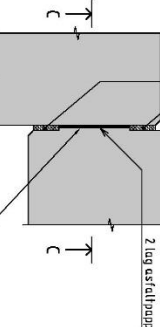
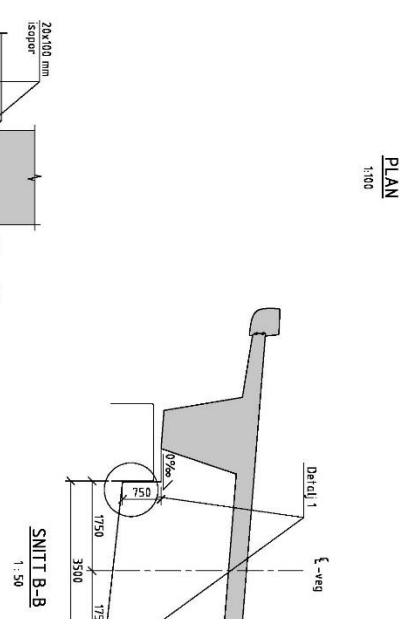
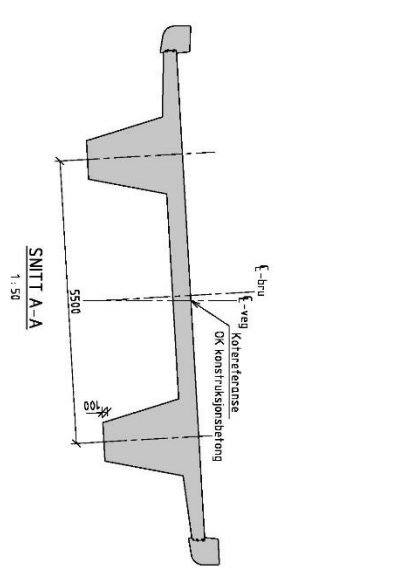
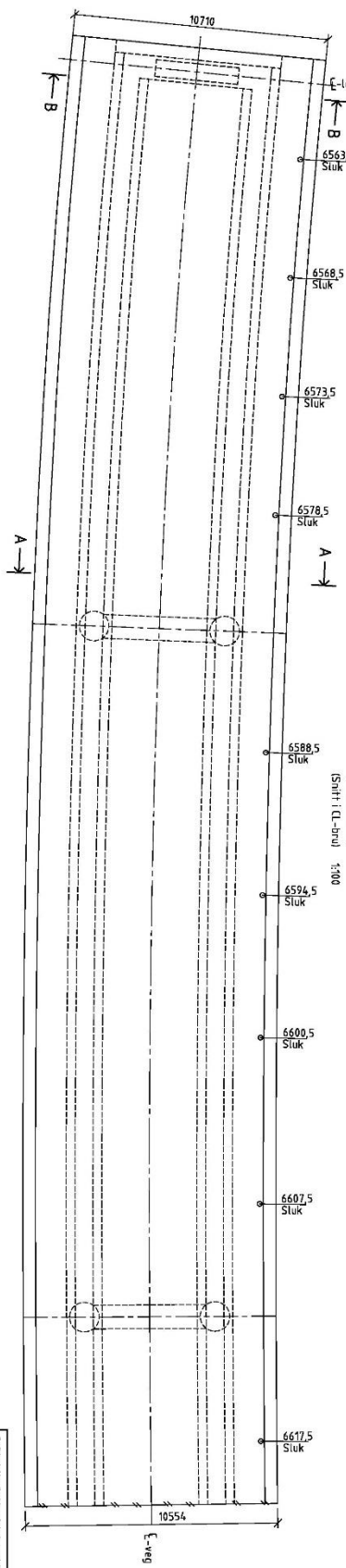
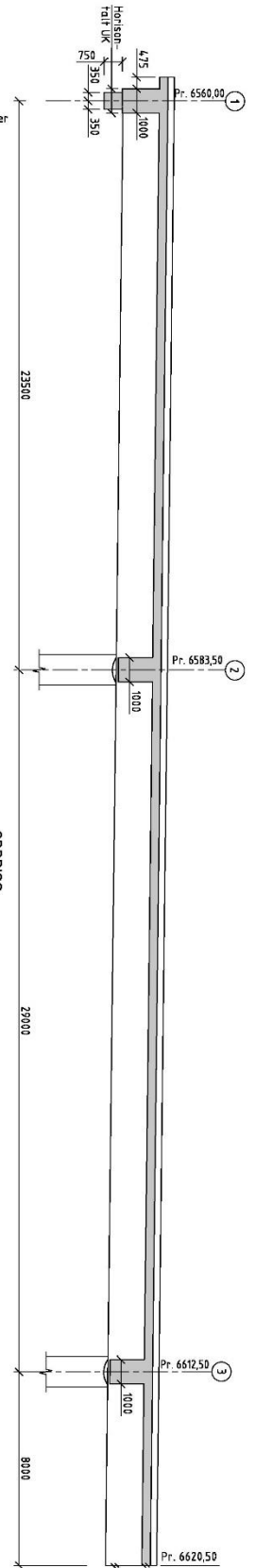
1. Miljøklasse MA
2. Kontrollklasse: Ulvde kontroll, NS3420
3. Bæringsevner: CS3-SV40

HEVNINGNINGER

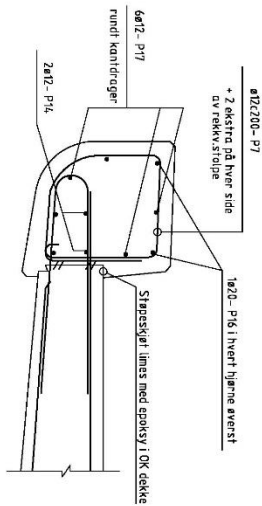
- KB80 Overstik
KB81 Overbygning, Akse 1 - Pr.nr. 6620.5 Form
KB83 Overbygning, Pr.nr. 6620.5 - 6657.5 Form
KB37 Overbygning, Pr.nr. 6657.5 - Akse 6 Form

Prøftri	SB	HBA	HRA	PD
22.01.01 Som bygger	A			
07.08.98 Arbettsrettning				
Statens vegvesen				
Statens vegvesen	150	120	120	120
Statens vegvesen	120	120	120	120
Statens vegvesen	120	120	120	120
Statens vegvesen	120	120	120	120
Rv. 23 1/2 Bjørnsrud - Kongens del				
Partell 1/2 Bjørnsrud - Kongens del				
BYGERIAN				
Sagstien 101 - Døvingbyg				
Tverrsnitt og detaljer: Form				
128/98				

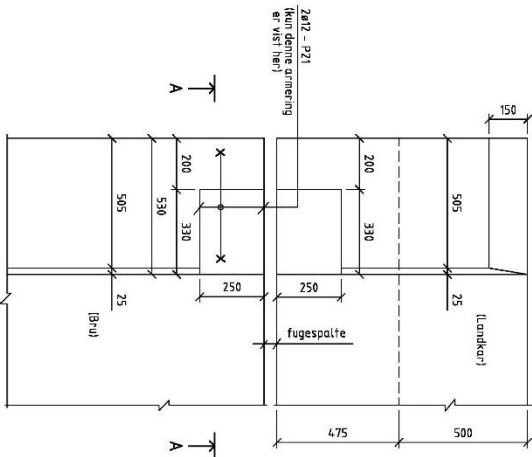
Profilnummer: 6560	6570	6580	6590	6600	6610	6620
Kohæreførelse 1/10: 94	116,564	115,794	115,524	115,704	115,524	116,764
Bredderviddese (mm): 250	207	216	218	298	283	172
Tverrfall (%): +8	+10	+9	+9	+8	+8	+8
Overbyrde (mm): 0	-2	0	2	0	0	-1
	4000	4000	4000	4000	4000	4000



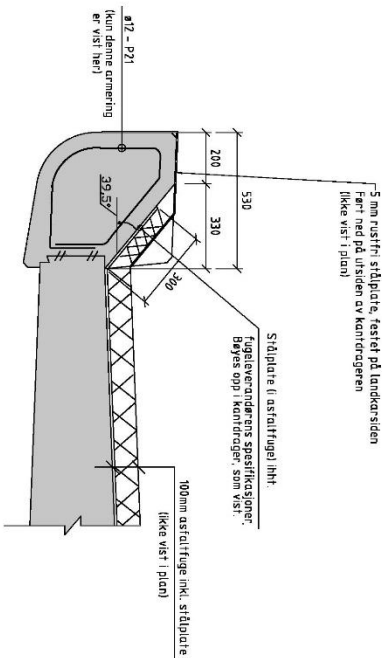
MERKNADER:			
1. Alle sprinle bygger avfases med 20mm frekantilfakt.			
2. Vertikal støpsel mellom støpsel og forlamning.			
3. Alle vertikale støpsel limes med epoxy i overdekningssemen i OK bruket til.			
BETONG			
1. Mjølklasse M4			
2. Kontrollklasse: Under kontroll, NS3420			
3. Betongkvantitet CS5-SV40			
HENVISNINGER			
K800 Oversikt			
K830 Overbygning, Tverrsnitt og detaljer Form			
K834: Overbygning Pr nr 66205 - 66575 Form			
ZZ.01.01	Som bygsøkt	SB	HRA
10.08.98	Avtalest betoning	A	HRA
		PG	PG
Byggetillatelse			
Pr. 23	Odelordforhøringen	HR	HR
	Revisal. VZ	HR	HR
	Bjernersted - Kompens del	HR	HR
BYGGETILLAT	SAGAARSEN BRU - Overbygning	HR	HR
	Aksel 1 - Pr nr. 66205 Form	HR	HR
K831	129/98		



ARBERING KANTDRAGER
1 : 10



PLAN AVSLUTNING KANTDRAGERE
1 : 10



SNITT A-A
1 : 10

Som bilaget. Ikke beskrevet:

1. De første 30 m fra akse 1 har kantdragerne vertikale støpsesylter med senteravstand 6.1 m. Syltene er fordyblet med 2 stk. galvaniseret øbiler ø20, l = 500 mm. På den ene siden av støpsesylten kan øblene bevege seg i en innstøpt hylse. Som tetting i støpsesyltene er innstøpt svelepakning type hydrofil CT-A med min. overdekning 80 mm.
2. For å gi akterre tetting av støpsesyltene blir det søgt et spor som ble fylt med fugemasse Rescon industribyg 400. Spore går langs syltens ilk. og topp kantdrager og 150 mm ned på bakken.
3. Hele kantdragerne er overflattbehandlet med Rescon Cem Elastic.

Godkjent: Vegvesen/etters behandling Oslo den 16.02.99

Mits A. Grøner (sgn)

Hans Arne Ruusvik (sgn)

KB:

MERKNADER:

1. Tilsig med D100 = 16mm benyttes i all betong ved støp av kantdrager.
2. Avslutning av kantdrager og asfaltering.
3. Armering som vist på begge sider i akse 1 og 6.
4. Armering på landkarsiden.

BETONG / ARBERING

1. Mjølkasse VA, Utvidet kerntall, NS3420
2. Betongklasse C25 - S400
3. Betongklasse C35 - S400
4. Stålkvalitet KS00TE

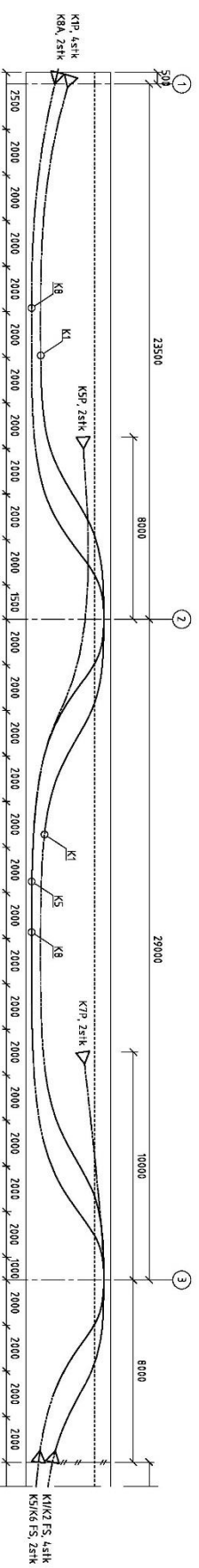
5. D100 = 16mm
6. Perovolum 5 +- 15%
7. Overdekning: 80mm kantdrager og asfaltering
8. Lengderetningen legges samanh. Omforlengde: ø12: 500mm, ø20: 600mm

9. Utvidet kerntall
10. Armering: 1 = 2 x omforlengde + 100mm

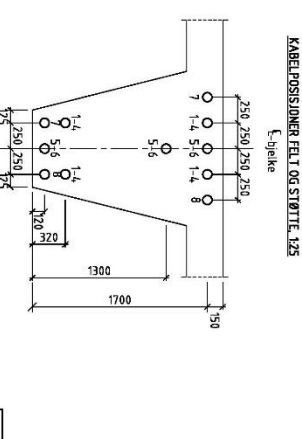
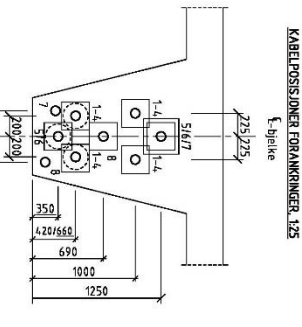
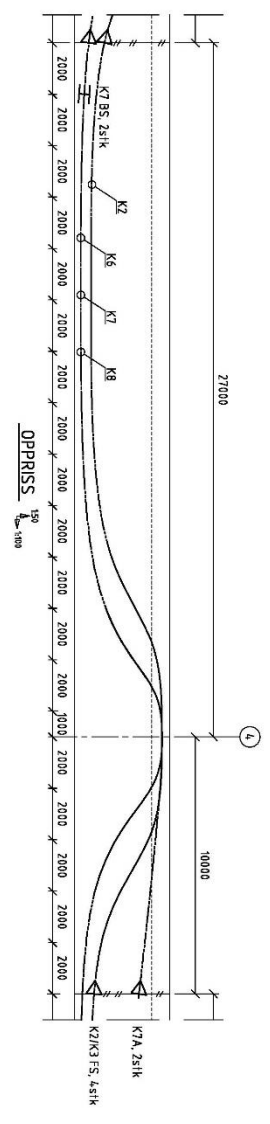
HEMVISNINGER:

- KB30: Overbygning, Toppasnit og detaljer, Form KB32, KB35, KB36: Overbygning, Form KB10 og KB15: Landkar, akse 1 og 6, Form KB12 og KB17: Landkar, akse 1 og 6, Armering

Artikkel	Navn	Material	SB	HRA	HR
ZZ 01 01	Som bygget		SB	HRA	HR
IS 02 99	Arbeidsrettning		A	HRA	PD
100	Støpsesyltlinas med gipsky LOK dække		100	10.98	HR
101	Støpsesyltlinas med gipsky LOK dække		101	10.98	PD
102	Støpsesyltlinas med gipsky LOK dække		102	10.98	JN
103	Støpsesyltlinas med gipsky LOK dække		103	10.98	HR
BYGGERPLAN	SARBAKKEN BRU - Overbygning		KB39	1627/98	



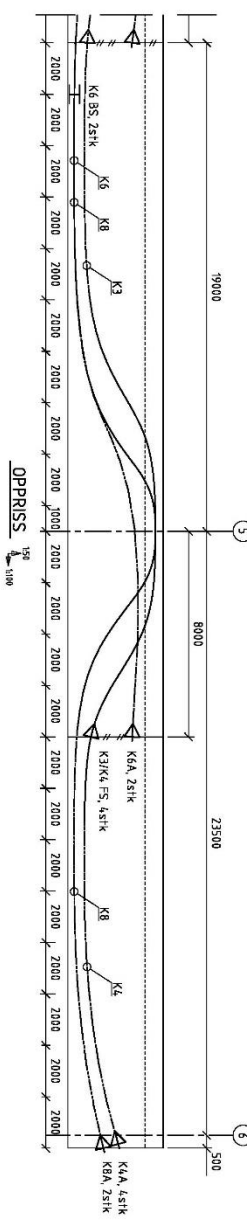
Kabelnr.	m.	Z (mm)																			Kabelnr.													
K1	1000	680	500	390	335	320	320	360	530	1020	1525	1690	1700	1670	1435	895	525	375	330	320	320	345	430	670	1175	1595	1695	1700	1670	1435	925	660	K2	
K2																																		K3
K3																																		K4
K4																																		K5
K5																																		K6
K6																																		K7
K7																																		K8
K8																																		K9



Kabelnr.	m.	Z (mm)																			Kabelnr.													
K1	660	460	355	325	320	320	370	350	380	485	770	1180	1595	1695	1700	1660	1435	895	545	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	K2	
K2																																		K3
K3																																		K4
K4																																		K5
K5																																		K6
K6																																		K7
K7																																		K8
K8																																		K9

- ▲ Aktiv forankring (A)
- ▲ Passiv forankring (P)
- ▲ Bevegelsesklipp (BS)
- ▲ Fast skjørt mot aktiv forankring (FS)

SB: Benyttet spenningsområde: Cmc-Multitype 208, FN 2- 2806 KN
 Cmc-Multitype 208, FN 2- 2806 KN
 Frenknings type R



Kabelnr.	m.	Z (mm)																			Kabelnr.													
K1	420	350	320	345	430	670	1175	1595	1695	1700	1670	1435	895	525	375	330	320	320	345	430	670	1175	1595	1695	1700	1670	1435	895	545	420	420	420	K2	
K2																																		K3
K3																																		K4
K4																																		K5
K5																																		K6
K6																																		K7
K7																																		K8
K8																																		K9

- MERKNADER:**
- Det benyttes kabler med $\sigma_{cr}/\sigma_{cr0} = 1080/1970$ MPa. Kabler K1-K6 og K8: Værstillaesred: 680 mm², flytekratt: $S_{cr} = 2800$ N. Kabler K7: Værstillaesred: 680 mm², flytekratt: $S_{cr} = 8440$ N.
 - Krettl kablene etter lisang skal være: Kodaltype K1-K6 og K8: Z240 KN Kodaltype K7: 3350 KN
 - Min karakteristisk deformasjon ved oppspenning 440 MPa er minst 10 mm.
 - På oppriss er angitt totalt antall kabler for begge bjelker. Kablene er symmetriske om sentralline brua.
 - Min horisontal sentrerstands mellom kablene er 180 mm.
 - Minimale rettlinetrekning for kablene inn mot forankringen: 1000mm for K1-K6 og K8, 1300mm for K7
 - Minimum krumningsradius: 5 meter for K1-K6 og K8, 6 meter for K7
 - Z er vertikal avstand fra UK bjelke til sentralline kabel.
 - Kablens spennes vekststier i høyre og venstre bjelke.
 - Symmetriske plasseringer kabler spennes peris.
 - Tidelerene kan gåve noe fra regnet kabelplassering i områder ved styler / forankringer.
- HEVVISNINGER:**
- K84/T Dvervbygn. Spenningsnetn Dettler.

Z2301/1	Som bygd	SB	IRA
0708/98	Arbeidsretning	A	IRA
		PO	PO
		HR	HR
		JA	JA
		HR	HR

Vedlegg 2

Vedlegget inneholdt berekningane som er utført i Excel, i tilknytning til konstrueringa av M-N diagrammet for søyla i kapittel 11.3.

Areal av ei armeringsstang	A_s	804 mm ²
Tverrsnittshøgde	h	1 250 mm
Talet på lamellar	n	13 lag
Lamelltykkn	t	96,15 mm
E-modul armering	E_s	200 000 MPa
Karakteristisk flytespenning	f_{yk}	500 MPa
Dimensjonerande flytespenning	f_{yd}	435 MPa
Karakteristisk trykkfastleik	f_{ck}	45 MPa
Dimensjonerande trykkfastleik	f_{cd}	25,5 MPa
E-modul betong	E_c	36 000 MPa
Avstand frå armering til ytterkant	z	81 mm

Lamell-nr.	Lamell-areal (mm ²)	Lamelltyngdepunkt frå senter tv.snitt (mm)	Armeringslag	Armeringsareal (mm ²)	Armerings-tyngdepunkt frå senter tv.snitt (mm)
1	43 407	567,6	1	804,2	544,0
2	76 337	478,4	2	1 608,5	502,6
3	94 495	383,4	3	1 608,5	384,7
4	106 455	287,7	4	1 608,5	208,2
5	114 223	191,9	5	1 608,5	0,0
6	118 638	96,0	6	1 608,5	-208,2
7	120 074	0,0	7	1 608,5	-384,7
8	118 638	-96,0	8	1 608,5	-502,6
9	114 223	-191,9	9	804,2	-544,0
10	106 455	-287,7			
11	94 495	-383,4			
12	76 337	-478,4			
13	43 407	-567,6			

Trykksonehøgde

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s9}} * (h - z)$$

ε_{s9} er tøying i nedste armeringslag

Aksialkraft

$$N = E * \varepsilon * A = \sigma * A$$

**Punkt 1
(Reint trykk)**

Trykktøyning ϵ_{c3} 1,75E-03

Flytetøyning armering ϵ_{yd} 2,17E-03 > ϵ_{c3}

Armeringa flyt ikkje

ϵ_{c3}

Lamell- nummer	Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	1 106,9	628,2
2	1 946,6	931,3
3	2 409,6	923,8
4	2 714,6	781,1
5	2 912,7	558,9
6	3 025,3	290,3
7	3 061,9	0,0
8	3 025,3	-290,3
9	2 912,7	-558,9
10	2 714,6	-781,1
11	2 409,6	-923,8
12	1 946,6	-931,3
13	1 106,9	-628,2
Armerings- lag		
1	281,5	153,1
2	563,0	282,9
3	563,0	216,6
4	563,0	117,2
5	563,0	0,0
6	563,0	-117,2
7	563,0	-216,6
8	563,0	-282,9
9	281,5	-153,1
SUM	35 797	0

Punkt 2
(Trykkbrot i betong)

Trykktøying

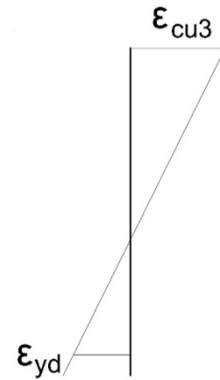
ϵ_{cu3} 3,50E-03



Lamell-nummer	Avstand fra nulltøying til tyngdepunkt (mm)	Trykkspenning i lamell-tyngdepunkt (MPa)		Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	1 192,6	120,2	$> f_{cd}$	1 106,9	628,2
2	1 103,4	111,2	$> f_{cd}$	1 946,6	931,3
3	1 008,4	101,6	$> f_{cd}$	2 409,6	923,8
4	912,7	92,0	$> f_{cd}$	2 714,6	781,1
5	816,9	82,3	$> f_{cd}$	2 912,7	558,9
6	721,0	72,7	$> f_{cd}$	3 025,3	290,3
7	625,0	63,0	$> f_{cd}$	3 061,9	0,0
8	529,0	53,3	$> f_{cd}$	3 025,3	-290,3
9	433,1	43,7	$> f_{cd}$	2 912,7	-558,9
10	337,3	34,0	$> f_{cd}$	2 714,6	-781,1
11	241,6	24,4	$< f_{cd}$	2 301,4	-882,3
12	146,6	14,8	$< f_{cd}$	1 128,0	-539,6
13	57,4	5,8	$< f_{cd}$	251,3	-142,6
Armeringslag	Avstand fra nulltøying til armeringslag (mm)	Tøying i armeringslag			
1	1 169,0	3,27E-03	$> \epsilon_{yd}$	349,7	190,2
2	1 127,6	3,16E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	351,5
3	1 009,7	2,83E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	269,0
4	833,2	2,33E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	145,6
5	625,0	1,75E-03	$< \epsilon_{yd}$	563,0	0,0
6	416,8	1,17E-03	$< \epsilon_{yd}$	375,5	-78,2
7	240,3	6,73E-04	$< \epsilon_{yd}$	216,5	-83,3
8	122,4	3,43E-04	$< \epsilon_{yd}$	110,3	-55,4
9	81,0	2,27E-04	$< \epsilon_{yd}$	36,5	-19,8
			SUM	33 260	1 638

Punkt 3
(Trykkbrot i betong og flyting i nedste armeringslag)

Trykksonehøgd 721,1 mm
 Trykktøying ϵ_{cu3} 3,50E-03
 Strekktøying $\epsilon_{s9} = \epsilon_{yd}$ 2,17E-03



Lamell-nummer	Avstand frå nulltøying til tyngdepunkt (mm)	Trykkspenning i lamell-tyngdepunkt (MPa)		Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	663,7	116,0	$> f_{cd}$	1 106,9	628,2
2	574,5	100,4	$> f_{cd}$	1 946,6	931,3
3	479,5	83,8	$> f_{cd}$	2 409,6	923,8
4	383,8	67,1	$> f_{cd}$	2 714,6	781,1
5	288,0	50,3	$> f_{cd}$	2 912,7	558,9
6	192,1	33,6	$> f_{cd}$	3 025,3	290,3
7	96,1	16,8	$< f_{cd}$	2 016,4	0,0
8	0,1	0,0	$< f_{cd}$	3,1	-0,3
9	-95,8	-16,7	Betongen tek ikkje strekk		
10	-191,6	-33,5			
11	-287,3	-50,2			
12	-382,3	-66,8			
13	-471,5	-82,4			
Armeringslag	Avstand frå nulltøying til armeringslag (mm)	Tøying i armeringslag			
1	640,1	3,11E-03	$> \epsilon_{yd}$	349,7	190,2
2	598,7	2,91E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	351,5
3	480,8	2,33E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	269,0
4	304,3	1,48E-03	$< \epsilon_{yd}$	475,1	98,9
5	96,1	4,66E-04	$< \epsilon_{yd}$	150,1	0,0
6	-112,1	-5,44E-04	$< \epsilon_{yd}$	-175,0	36,4
7	-288,6	-1,40E-03	$< \epsilon_{yd}$	-450,6	173,3
8	-406,5	-1,97E-03	$< \epsilon_{yd}$	-634,7	319,0
9	-447,9	-2,17E-03	$= \epsilon_{yd}$	-349,7	190,2
			SUM	16 899	5 742

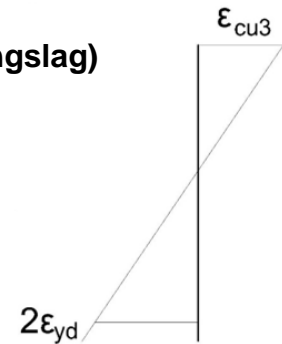
Punkt 4

(Trykkbrot i betong og dobbel flytetøying i nedste armeringslag)

Trykksonehøgd 521,4 mm

Trykktøying ϵ_{cu3} 3,50E-03

Strektøying $\epsilon_{s9} = 2\epsilon_{yd}$ 4,35E-03



Lamell-nummer	Avstand frå nulltøying til tyngdepunkt (mm)	Trykkspenning i lamell-tyngdepunkt (MPa)		Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	463,9	112,1	$> f_{cd}$	1 106,9	628,2
2	374,8	90,6	$> f_{cd}$	1 946,6	931,3
3	279,7	67,6	$> f_{cd}$	2 409,6	923,8
4	184,1	44,5	$> f_{cd}$	2 714,6	781,1
5	88,2	21,3	$< f_{cd}$	2 435,9	467,4
6	-7,7	-1,9	Betongen tek ikkje strekk		
7	-103,6	-25,0			
8	-199,6	-48,2			
9	-295,5	-71,4			
10	-391,4	-94,6			
11	-487,0	-117,7			
12	-582,1	-140,7			
13	-671,2	-162,2			
Armeringslag	Avstand frå nulltøying til armeringslag (mm)	Tøying i armeringslag			
1	440,4	2,96E-03	$> \epsilon_{yd}$	349,7	190,2
2	398,9	2,68E-03	$> \epsilon_{yd}$	699,3	351,5
3	281,0	1,89E-03	$< \epsilon_{yd}$	606,9	233,5
4	104,5	7,02E-04	$< \epsilon_{yd}$	225,8	47,0
5	-103,6	-6,96E-04	$< \epsilon_{yd}$	-223,8	0,0
6	-311,8	-2,09E-03	$< \epsilon_{yd}$	-673,4	140,2
7	-488,3	-3,28E-03	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	269,0
8	-606,2	-4,07E-03	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	351,5
9	-647,6	-4,35E-03	$> \epsilon_{yd}$	-349,7	190,2
			SUM	9 850	5 505

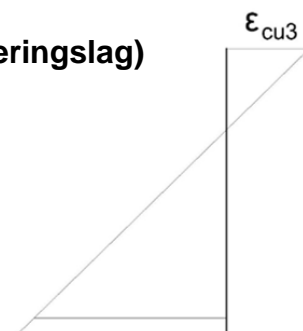
Punkt 5

(Trykkbrot i betong og stor armeringstøying i nedste armeringslag)

Trykksonehøgd 221,2 mm

Trykktøying ϵ_{cu3} 3,50E-03

Strekkøying ϵ_{s9} 1,50E-02



Lamell-nummer	Avstand frå nulltøying til tyngdepunkt (mm)	Trykk-spenning i lamell-tyngdepunkt (MPa)		Aksial-kraft (kN)	Moment (kNm)
1	163,7	93,3	$> f_{cd}$	1 106,9	628,2
2	74,6	42,5	$> f_{cd}$	1 946,6	931,3
3	-20,5	-11,7	Betongen tek ikkje strekk		
4	-116,1	-66,1			
5	-212,0	-120,8			
6	-307,9	-175,4			
7	-403,8	-230,1			
8	-499,8	-284,7			
9	-595,7	-339,4			
10	-691,6	-394,0			
11	-787,2	-448,5			
12	-882,2	-502,6			
13	-971,4	-553,4			
Armerings-lag	Avstand frå nulltøying til armeringslag (mm)	Tøying i armerings-lag			
1	140,2	2,22E-03	$> \epsilon_{yd}$	349,7	190,2
2	98,8	1,56E-03	$< \epsilon_{yd}$	502,8	252,7
3	-19,2	-3,03E-04	$< \epsilon_{yd}$	-97,6	-37,5
4	-195,7	-3,10E-03	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	-145,6
5	-403,8	-6,39E-03	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	0,0
6	-612,0	-9,69E-03	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	145,6
7	-788,5	-1,25E-02	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	269,0
8	-906,4	-1,43E-02	$> \epsilon_{yd}$	-699,3	351,5
9	-947,8	-1,50E-02	$> \epsilon_{yd}$	-349,7	190,2
			SUM	-38	2 776

Punkta ein sit igjen med då er:

Tøyingstilstand	Aksialkraft (kN)	Moment (kNm)
1	35 797	0
2	33 260	1 638
3	16 899	5 742
4	9 850	5 505
5	-38	2 776

Satt inn i eit aksesystem får ein M-N diagrammet for brusøyle.

