NTNU
Det skapende universitet

Beregning av en betongelementbru

Fjordbase bru

Katrine Olsen
Elisabeth Ødegård Teigen

Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2017
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Institutt for konstruksjonsteknikk
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE:	DATO:	ANTALL SIDER:
Betongkonstruksjoner	11.06.17	163 + 196

TITTEL:

Beregning av en betongelementbru, Fjordbase bru

Calculation of a prestressed precast concrete beam bridge, Fjordbase bridge

UTFØRT AV:

Elisabeth Ødegård Teigen
Katrine Olsen

SAMMENDRAG:
Det er i starten av oppgaven foretatt en grundig gjennomgang av utgitte publikasjoner som omhandler betongelementbruer. I dag finnes det ikke et gjeldende regelverk for betongelementbruer, slik som tidligere. Hoveddelen av denne oppgaven dreier seg derfor om dimensjonering av en ny betongelementbru, Fjordbase bru. Det er reglene i Eurokodene og Statens Vegvesen sin håndbok N400 som ligger til grunn for dimensjoneringen som er foretatt.

Fjordbase bru spenner over tre felt, og dimensjoneres i lengderetning i brudd- og bruksgrensetilstanden. Dimensjonerende krefter med trafikklast LM1 og LM3 er beregnet etter både 1 og 100 år. Modelleringsprogrammet Focus Konstruksjon og håndberegninger er benyttet for å finne de opptredende kreftene.

Det er lagt stort fokus på tidsavhengige effekter som virker på betongelementbruer. Omlagringen av moment fra egenvekten av betongbjelkene og av brudekket viser at henholdsvis 28.5% og 42.7% vil virke på et kontinuerlig system etter 100 år. Momentomlagring av egenvekt skulle tilsi at det dimensjonerende momentet i feltet vil minke og ved støtta vil øke med tiden. Dette er ikke tilfelle for Fjordbase bru. Hovedsakelig er det den totale virkningen av primærmoment og tvangsmoment som er utslagsgivende, og derfor vil dimensjonerende feltmoment øke og dimensjonerende støttemoment minke.

Resultatene fra dimensjoneringen viser at Fjordbase bru har tilstrekkelig kapasitet for de dimensjonerende lastene med LM1. Det er derimot ikke tilstrekkelig momentkapasitet med LM3. Dette betyr ikke at brua vil gå til brudd, ettersom det er foretatt veldig konservative antagelser rundt LM3. Denne oppgaven viser at det er nødvendig med ytterligere beregninger, spesielt av lastfordelingen i tverretning.

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU. Håvard Johansen, Statens Vegvesen.

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

FORORD

Det kommer til å bli prosjektert en del betongelementbruer framover. Derfor etterspør Nye Veier, som er et heleid statlig aksjeselskap under Samferdselsdepartementet (Nye Veier, 2016), økt kompetanse om denne typen bruer hos Statens Vegvesen. Denne masteroppgaven er i den forbindelse skrevet i samarbeid med Statens Vegvesen, hvor Håvard Johansen har vært vår kontaktperson.

Masteroppgaven er utført av Elisabeth Ødegård Teigen og Katrine Olsen over en tidsperiode på 20 uker våren 2017, og tilsvarer 30 studiepoeng. Den er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk og utgjør den avsluttende oppgaven ved masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges Tekniske og Naturvitenskapelige universitet (NTNU). Vi har begge spesialisering innen prosjektering av konstruksjoner med fordypning i betongkonstruksjoner.

Betongelementbruer sett i både et historisk og estetisk perspektiv, er omhandlet i begynnelsen av oppgaven. Videre er Fjordbase bru dimensjonert etter Eurokoder og Statens Vegvesen sin håndbok N400, både i brudd- og bruksgrensetilstand. Fjordbase bru er en ny betongelementbru prosjektert av Smidt & Ingebrigtsen AS som skal bygges i Flora kommune i Sogn og Fjordane. Tom Ingebrigtsen i firmaet Smidt & Ingebrigtsen AS har vært vår kontaktperson.

Formålet med oppgaven har vært å lage en oversikt over hva som tidligere er publisert om betongelementbruer, samt å få økt forståelse av hvordan ulike tidsavhengige effekter påvirker betongbruer bestående av deler som er støpt på ulike tidspunkt.

Vi retter en stor takk til vår hovedveileder Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk. I tillegg vil vi takke Håvard Johansen og Statens Vegvesen, Leidulv Vinje hos Spenncon og Tom Ingebrigtsen for gode tegninger og utfyllende svar.

Trondheim, juni 2017

Elisabeth Ø. Teigen

Elisabeth Ødegård Teigen

Katrine Olsen

Katrine Olsen

SAMMENDRAG

Det er i starten av oppgaven foretatt en grundig gjennomgang av utgitte publikasjoner som omhandler betongelementbruer. I dag finnes det ikke et gjeldende regelverk for betongelementbruer, slik som tidligere. Hoveddelen av denne oppgaven dreier seg derfor om dimensjonering av en ny betongelementbru, Fjordbase bru. Det er reglene i Eurokodene og Statens Vegvesen sin håndbok N400 som ligger til grunn for dimensjoneringen som er foretatt.

Fjordbase bru spenner over tre felt, og dimensjoneres i lengderetning i brudd- og bruksgrensetilstanden. Dimensjonerende krefter med trafikklast LM1 og LM3 er beregnet etter både 1 og 100 år. Modelleringsprogrammet Focus Konstruksjon og håndberegninger er benyttet for å finne de opptredende kreftene.

Det er lagt stort fokus på tidsavhengige effekter som virker på betongelementbruer. Omlagringen av moment fra egenvekten av betongbjelkene og av brudekket viser at henholdsvis 28.5% og 42.7% vil virke på et kontinuerlig system etter 100 år. Momentomlagring av egenvekt skulle tilsi at det dimensjonerende momentet i feltet vil minke og ved støtta vil øke med tiden. Dette er ikke tilfelle for Fjordbase bru. Hovedsakelig er det den totale virkningen av primærmoment og tvangsmoment som er utslagsgivende, og derfor vil dimensjonerende feltmoment øke og dimensjonerende støttemoment minke.

Resultatene fra dimensjoneringen viser at Fjordbase bru har tilstrekkelig kapasitet for de dimensjonerende lastene med LM1. Det er derimot ikke tilstrekkelig momentkapasitet med LM3. Dette betyr ikke at brua vil gå til brudd, ettersom det er foretatt veldig konservative antagelser rundt LM3. Denne oppgaven viser at det er nødvendig med ytterligere beregninger, spesielt av lastfordelingen i tverretning.

ABSTRACT

The first part of this thesis concerns a thorough investigation and review of released publications about concrete element bridges. Previously, concrete elements bridges were projected according to sets of regulations. These regulations are outdated, and there are no general regulations of projecting concrete element bridges today. The main part of this thesis therefore concerns dimensioning calculations on a new concrete element bridge, bridge Fjordbase. The regulations used as basis for the calculations in this thesis are the Eurocodes and Statens Vegvesen's manual, N400 - Bruprosjektering.

Bridge Fjordbase has a total length of 84 meters, and three spans. This thesis concerns longitudinal calculations in ultimate limit state and serviceability limit state. Dimensioning load combinations are carried out with load LM1 and LM3 for traffic. It is considered calculations on two different periods of time, after 1 year and after 100 years. Calculations are done by hand and by the modeling program Focus Construction.

An important part of the calculations deals with time-dependent effects on concrete element bridges. Calculations considering the change of bending moment from self-weight over time shows that 28,5% and 42,7% works as a fixed system, and the rest works as a simply supported system.

The change of bending moment from self-weight over time indicates that the total dimensioning moment over the field will decrease and the total moment of support will increase over time. This is not the case for bridge Fjordbase. The primary moment from the prestressing force is favorable in the field and unfavorable by the support, while the secondary moment which appears because of the assumed boundary conditions is unfavorable in the field and favorable by the support. Because of a relatively large decrease of the primary moment and a relatively large increase of the secondary moment over time, the results turns out different than expected. Results from the load combination therefore shows that the total moment over the field increases, and the total moment by the supports decreases over time.

The results from the dimensioning done in this thesis shows that bridge Fjordbase has sufficient capacity for the dimensioned loads with LM1. The moment capacity by the support for the dimensions of LM3 on the other hand, is not sufficient. This does not mean that the capacity of the bridge is too low, since the simplifications made in the calculations are very conservative. The calculations done in this thesis shows that more accurate calculations are needed, especially in the calculation of load distribution in the cross-section.

INNHOLD

1. INNLEDNING 1

2. GENERELT OM PROSJEKTERING AV BETONGELEMENTBRUER 3
2.1 Utforming av opplager 3
2.2 Tverrsnittsalternativer fra 1960 til i dag 6
2.3 Estetikk 20

3. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG 25
3.1 Fjordbase bru 25
3.2 Byggeprosessen 26
3.3 Regelverk 29
3.4 Eksponeringsklasse 29
3.5 Overdekning 30
3.6 Materialer 32

4. FORENKLING 37
4.1 Definisjon av positivt moment og positiv skjærkraft 37
4.2 Valg av snitt for kontroll 38
4.3 Forenklet plassering av spennarmering 39
4.4 Forenkling av tverrsnitt 41
4.5 Forutsetninger for samvirke 44
4.6 Effektiv bredde 45
4.7 Reduksjon av spennkraft 48

5. LASTER 51
5.1 Lastvirkning for permanente laster og deformasjonslaster 51
5.2 Permanente laster 67
5.3 Deformasjonslaster 69
5.4 Variable laster 78
5.5 Ulykkeslaster 90
5.6 Lastkombinering 91

6. MODELLERING 93

7. DIMENSJONERENDE KREFTER 95
7.1 Oppsummerende beregnede krefter fra tidligere kapitler 95
7.2 Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand 97
7.3 Dimensjonerende krefter i bruksgrensetilstand 97

8. BRUDDGRENSETILSTAND 99
8.1 Momentkapasitet 99
8.2 Skjærkraftkapasitet 112
8.3 Oppspenningstilstanden 118

9. BRUKSGRENSETILSTAND 125
9.1 Spenningsbegrensning 125
9.2 Rissviddebegrensning 128

9.3 Nedbøyningsbegrensning 130

10. RESULTATER 133

10.1 Tidsutvikling av feltmoment og støttemoment 133

10.2 Bruddgrensetilstand 134

10.3 Bruksgrensetilstand 138

11. DISKUSJON 141

11.1 Resultater 141

11.2 Feilkilder og videre arbeid 144

12. KONKLUSJON 149

REFERANSER 151

VEDLEGG 153

1. INNLEDNING

I Norge er det tidligere bygget et stort antall betongelementbruer. Mange av disse er i dag utsatt for bestandighetsproblemer som korrosjon. Byggemetoden for denne typen bruer er forutsigbar både når det gjelder tid og økonomi, og utfordringen knyttet til bestandigheten til betongelementene kan løses med tilstrekkelig betongoverdekning og betongkvalitet. For å kunne bygge nye bruer i Norge med kortere byggetid, reduserte kostnader og økt fokus på miljøet, er bruer med betongelementer igjen veldig aktuelt. Etter ønske fra Statens Vegvesen tar denne oppgaven for seg en nylig prosjektert betongelementbru.

De fleste betongelementbruene i Norge er altså bygget på en tid da Eurokodene ikke var innført. Det var Norsk Betongforening sin brukomité og Vegdirektoratets bruavdeling som fra slutten av 1960-tallet og fram til ca. 1990 utga en rekke publikasjoner med regelverk for betongelementbruer. En oversikt over disse publikasjonene er gitt i den første delen av denne oppgaven, med vektlegging på hvordan brutverrsnittene skulle utformes med normerte I- og T-bjelker. Ingen av de tidligere regelverkene for betongelementbruer er oppdatert for å tilfredsstille kravene gitt i Eurokode. Derfor benyttes Eurokodene og Håndbok N400 fra Statens Vegvesen til å dimensjonere nye betongelementbruer.

Brua som omhandles i denne oppgaven er Fjordbase bru, prosjektert av Smidt & Ingebrigtsen AS våren 2017. Den skal oppføres i et baseområde i Flora kommune i Sogn og Fjordane. Dette medfører at brua skal dimensjoneres for et spesialkjøretøy, altså trafikklastmodell 3, LM3, med en punktlast på 2500 kN.

Fjordbase bru er en betongelementbru som består av prefabrikkerte etteroppspente betongbjelker og et plasstøpt brudekke. Denne byggemetoden vil medføre at det vil skje en omlagring av momenter med tiden. Systemet vil gå fra å være fritt opplagt til å være en mellomting mellom fritt opplagt og fast innspent. Denne tidsavhengige effekten er et veldig interessant aspekt ved betongelementbruer, og er studert i denne oppgaven.

Både i lengderetning og tverretning er Fjordbase bru utformet symmetrisk. Det er valgt tre interessante snitt i bruas lengderetning som dimensjoneres i brudd- og bruksgrensetilstand i henhold til Eurokode og Håndbok N400. Det er fokusert på kapasiteten til en av samvirkebjelkene. De dimensjonerende kreftene inkluderer virkningen fra egenlaster, trafikklast LM1 og LM3, temperatur og virkningen fra spennarmeringen.

Dimensjonering i tverretning av brua er ikke gjennomført. Det er heller ikke tatt hensyn til vindlaster, naturlaster som jordskjelv og ulykkeslaster i oppgaven av tidsmessige årsaker. Brudekket blir forenklet til å være massivt, mens det i virkeligheten består av prefabrikkerte plattendekkelementer som fungrer som forskaling til den øvre delen som plasstøpes.

Opptredende krefter fra trafikk og temperatur finnes ved hjelp av modelleringsprogrammet Focus Konstruksjon, mens de tidsavhengige kreftene fra egenvekt og spennarmeringen

beregnes for hånd. I tillegg er de dimensjonerende kreftene kombinert for hånd etter reglene i Eurokode.

Oppgaven starter altså med en gjennomgang av norske publikasjoner om betongelementbruer. Videre presenteres Fjordbase bru og forenklinger som er lagt til grunn for oppgaven. De dimensjonerende kreftene i lengderetning blir beregnet før det gjennomføres en kapasitetskontroll i brudd- og bruksgrensetilstand. Resultatene fra utviklingen av moment i over støtte og felt, samt resultatene fra kapasitetskontrollene blir presentert og diskutert til slutt. Det blir også diskutert aktuelle feilkilder og videre arbeidsoppgaver.

Læreboka *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen (Sørensen, 2013) ligger også til grunn for oppgaven, mens masteroppgaven *Beregning av en betongelementbru* skrevet av Anders Hermundsdal og Andrés Pétursson (Hermundsdal & Pétursson, 2015) er brukt som inspirasjon.

2. GENERELT OM PROSJEKTERING AV BETONGELEMENTBRUER

Den siste tiden har prosjektering av betongelementbruer blitt stadig mer aktuelt. Slike bruer virker som en kontinuerlig samvirkekonstruksjon laget av prefabrikkerte spennbetongbjelker med plasstøpt bruplate. Betongelementer er spesielt anvendbare for konstruksjoner med ett spenn, men er også meget aktuelle for bruer med flere spenn. Norsk Betongforenings Brokomité og Vegdirektoratet har tidligere arbeidet med utvikling av praktiske metoder for beregning og dimensjonering av kontinuerlige samvirkekonstruksjoner, og det er blitt presentert flere praktiske forenklede metoder for beregning og dimensjonering av kontinuerlige samvirkekonstruksjoner (Norsk Betongforening, 1981a).

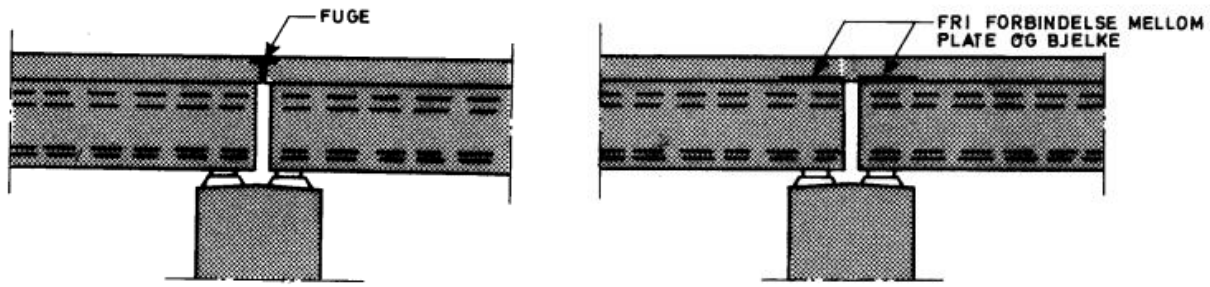
Utfordringer relatert til betongelementbruer

En av grunnene til at det er blitt mer aktuelt med betongelementbruer i dag er ønsker om hurtigere byggetid, reduserte kostnader og økt fokus på miljøet. I tillegg anses flere tidligere problem relatert til denne typen konstruksjoner nå som løst, både arkitektoniske problem og bestandighetsproblem. Et vanlig problem som dukker opp ved prosjektering av slike bruer er krypomlagring. Dette vil skje over tid og opptrer fordi systemet vil gå fra fritt opplagt til delvis fast innspent etter at dekket blir støpt over betongelementene. Et annet problem er at de forskjellige delene av konstruksjonen har ulike tøyningstilstander og ulik alder. Håndtering av akseltrykk på enkeltbjelker er også et interessant aspekt (Norsk Betongforening, 1981a).

2.1 Utforming av opplager

Løsninger for å oppnå tilnærmet fritt opplagt system

Det finnes flere måter å koble sammen betongelementene over en støtte. Ønsker en å beholde konstruksjonen som relativt fritt opplagt i den ferdige brukonstruksjonen, kan det anordnes fuger mellom de plasstøpte overliggende bruplatene over støtta. Figur 2.1 a) illustreres dette. For å redusere antallet fuger i en brukonstruksjon til et minimum, kan en oppnå tilnærmet fritt

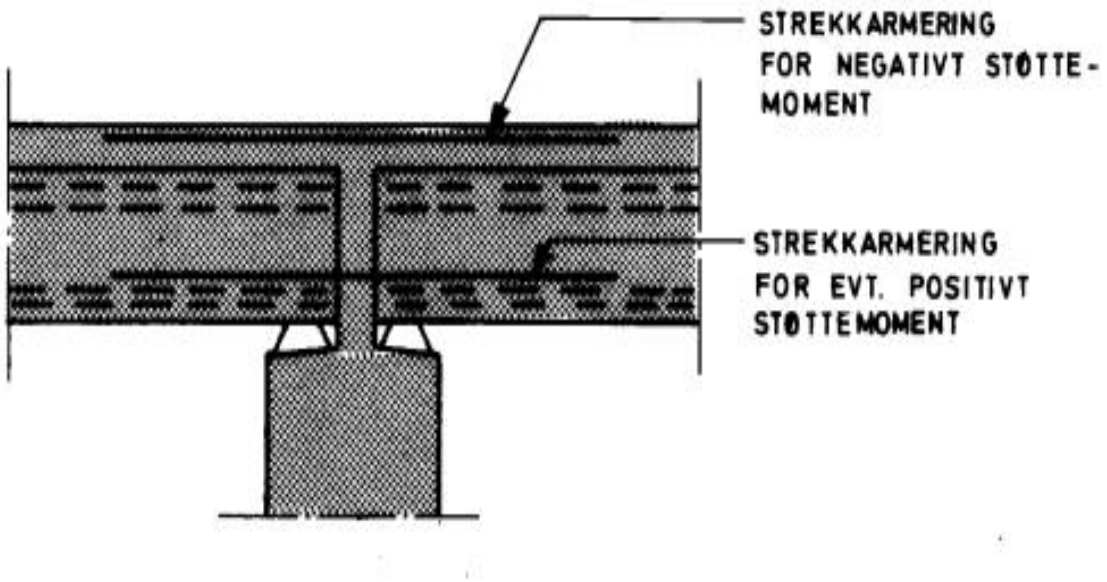


Figur 2.1: a) Massiv NOB-bru med fugeforbindelse, b) NOB-bru med hulrom og fri forbindelse mellom plate og bjelke (Norsk Betongforening, 1981a).

opplegg ved å føre bruplaten kontinuerlig over støttene, mens bjelkene er fritt opplagte med neglisjerbar forbindelse til underkant av dekket. Her brukes neopren ofte som materiale for å oppnå en slik forbindelse mellom bjelker og dekke. Det er et syntetisk gummimateriale som fører til en tilnærmet fri forbindelse mellom plate og bjelke (Norsk Betongforening, 1981a). En slik løsning er vist på figur 2.1b).

Løsning for å oppnå et tilnærmet kontinuerlig system

I utforminger hvor det støpes ut mellom bjelkeendene over støtte, vil det oppstå en omlagring av moment over tid. Figur 2.2 viser et eksempel på en løsning der det er utstøpt mellom bjelkene. Trykkrefter fra negative momenter med strekk i overkant kan opptas ved en slik løsning, og konstruksjonen vil være delvis eller helt kontinuerlig for de enkelte lasttypene. Dette kan gi mulighet til å benytte lavere bjelkehøyde (Norsk Betongforening, 1981a).



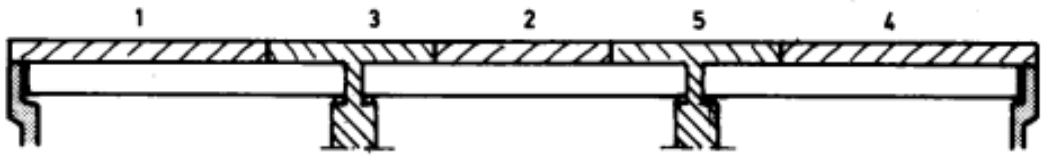
Figur 2.2: Massiv NOB-bru med armeringsalternativer for støttemoment (Norsk Betongforening, 1981a).

På grunn av kryp, svinn, relaksasjon og ulike lastpåvirkninger, vil bjelkeendene forsøke å rotere. I kontinuerlige konstruksjoner vil det derfor skje en momentomlagring fra byggetilstand til ferdig tilstand. Denne byggemetoden medfører også tidsavhengige effekter på grunn av ulik alder på tverrsnittsdelene. For opptak av egenlast og spennkrefter vil systemet gå fra et fritt opplagt system, til et sted mellom et fritt opplagt og kontinuerlig system når dekket støpes på bjelkene. Støttemomentets størrelse er avhengig av hvordan bruplaten støpes ut, og tidspunktet for når kontinuitet etableres. Virkningen av kryp, svinn og relaksasjon må tas høyde for i beregningene av momentet. For opptak av trafikklast antas systemet kontinuerlig (Norsk Betongforening, 1981a).

Ønsker om relativt lite støttemoment

Ønskes et støttemoment hovedsakelig på grunn av nyttelaster, vil det lønne seg å støpe bruplaten i bjelkefeltene først og bruplaten over støttene sist, slik som figur 2.3 demonstrerer

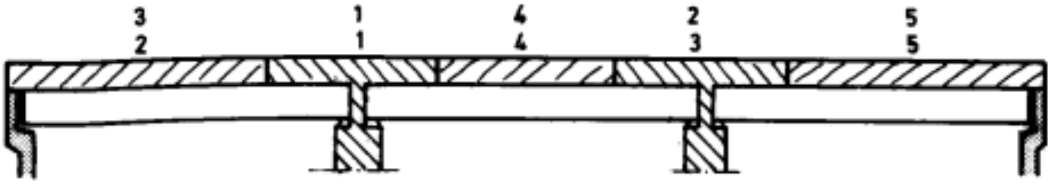
for en trefeltsbru. Da vil det meste av nedbøyning og dermed også rotasjon av bjelkene over støttene opptre før kontinuitet er etablert (Norsk Betongforening, 1981a).



Figur 2.3: Etappevis utstøpning av bruplate for kontinuitet hovedsakelig for nyttelaster (Norsk Betongforening, 1981a).

Ønsker om relativt store støttemoment

Dersom man i tillegg til kontinuitet hovedsakelig for nyttelaster også ønsker relativt store støttemomenter fra egenvekt til bruplate, bør utstøpingen av bruplaten utføres i en av de to alternative rekkefølgene vist på figur 2.4. Etappevis utstøpning innebærer her at det støpes i feltene først når betongen over støtten har herdet og det er opprettet kontinuitet (Norsk Betongforening, 1981a).



Figur 2.4: To alternativer for etappevis utstøpning av bruplate for kontinuitet også for egenvekt bruplate (Norsk Betongforening, 1981a).

Forspenning

I slike bruer er det vanlig at de prefabrikkerte bjelkene er forspent slik at man har trykkrefter i undergurten i bjelkefeltet for langtidslaster som egenvekt bjelker, bruplate, asfalt, rekkverk og lignende sammen med spennkreftene. De trykkreftene vil føre til kryptøyninger i betongelementenes trykksone, og vil resultere i en oppadrettet krumning av elementene med påstøpt bruplate. Dette fører videre til en rotasjon av bjelkeendene og dermed strekk mellom betongelementets ender og den plasstøpte betongen mellom dem. I så tilfellet bør det derfor strekkarmeres for å unngå at det opptrer riss som resultat av de kryptøyninger som oppstår etter kontinuitet er etablert. Eventuelle riss må lukkes før bruen kan virke som et delvis kontinuerlig system når trafikklasten påføres (Norsk Betongforening, 1981a).

Tidsskjema

Ved beregning av slike bruer skal det inngå et tidsskjema som viser hovedsakelig:

- Når betongelementene støpes
- Når spennkreftene påføres (bjelkene skal fra denne tid lagres fritt opplagt)
- Når bruplaten støpes og kontinuitet etableres
- Når nyttelast kan påføres brukonstruksjonen

Påføring av spennkraft antas så snart bjelkens betongfasthet er tilstrekkelig. Det er viktig å sette krav til betongens trykkfasthet når forspenningskreftene påføres for å ikke få for store spennkrafttap (Norsk Betongforening, 1981a).

2.2 Tverrsnittsalternativer fra 1960 til i dag

I det følgende delkapittelet blir en rekke utgivelser som har hatt betydning for betongelementerbruer i Norge presentert. Det er hovedsakelig lagt vekt på de ulike normerte elementene med armering, spennvidde og gjeldende regelverk. For ytterligere detaljer oppfordres det til å se i tilhørende oppgitte referanser.

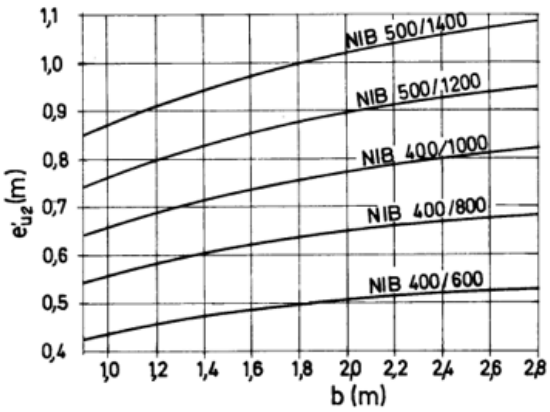
Normalisering av I- og omvendte T-bjelker

Det ble fra ca. 1960 til 1980 bygd et økende antall bruer bestående av prefabrikkerte spennbetongbjelker med plasstøpt bruplate. En medvirkende faktor til denne økningen var at Norsk Betongforenings Brukomité i 1967 normaliserte I-bjelker av spennbetong, kalt NIB. Normalen for NIB ble revidert da Brukomitéen litt senere startet et omfattende arbeid med å utvikle dimensjoneringsmetoder for samvirkebjelker. I den forbindelse ble det også fastsatt en normal for omvendte T-bjelker, med forkortelsen NOB. Brutyper basert på NIB og NOB ble standardisert av Vegdirektoratets Bruavdeling, og utgitt i Bruhåndboken i henholdsvis 1975 og 1976 (Norsk Betongforening, 1981a).

NIB- og NOB-bruer

Det var lenge en tidkrevende prosess å dimensjonere kontinuerlige samvirke-konstruksjoner, slik som betongelementbruer. I den forbindelse utførte Brukomitéen rundt 1980 et nytt stort arbeide for å forenkle de tidligere dimensjoneringsmetodene. Løsningen ble å utvikle tabeller og diagrammer for de standardiserte betongelement-tverrsnittene. To eksempler på dette er vist i figur 2.5 nedenfor. Tabellen oppgir tverrsnittskonstanter for ulike typer NIB og NOB til beregning av fastinnspennings-momentet M_s etter forenklet metode. Verdiene for e'_{u2} som mangler i tabellen, er angitt i diagrammet ved siden av ut fra hvilken effektiv bredde av påstøpt bruplate hver bjelke bærer. De forenklede beregningsmetodene ble presentert i Norsk Betongforening sin Publikasjon nr. 10, *Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer* (Norsk Betongforening, 1981a), og Publikasjon nr. 11, *Flerfelts NIB- og NOB-broer. Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene* (Norsk Betongforening, 1981b).

TVERRSNITTS-TYPE	d_2 m	h_p m	e'_{u_2} m	g_1 kN/m
NIB 400/600	0,73	0,20	-	3,00
NIB 400/800	0,92	"	-	3,48
NIB 400/1000	1,11	"	-	4,20
NIB 500/1200	1,30	"	-	5,11
NIB 500/1400	1,49	"	-	5,59
NOB 400 (HULROM)	0,50	0,15	0,235	2,66
NOB 500 (HULROM)	0,60	"	0,293	2,90
NOB 600 (HULROM)	0,70	"	0,352	3,14
NOB 700 (HULROM)	0,80	"	0,407	3,38
NOB 400 (MASSIV)	0,49	0,14	0,235	2,66
NOB 500 (MASSIV)	0,59	"	0,297	2,90
NOB 600 (MASSIV)	0,69	"	0,360	3,14
NOB 700 (MASSIV)	0,79	"	0,422	3,38



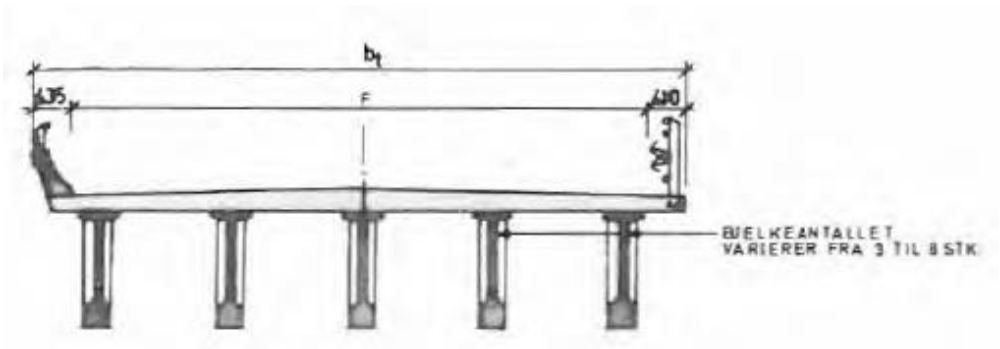
Figur 2.5: Eksempler på tabeller og diagrammer for normerte bjelker NIB og NOB som benyttes ved forenklet beregning av innspenningsmomentet M_s etter punkt 2.3 i Publikasjon nr. 10 (Norsk Betongforening, 1981a).

Håndbok 100

I 1983 gikk Bruavdelingen i Vegdirektoratet bort fra sitt gamle ringpermsystem med Håndbok-001 om bruprosjektering og over til et nytt håndboksett med håndboknummer 100. Det tidligere ringpermsystemet bestående av tre deler, ble bearbeidet og utgitt i form av enkelthefter som en del av den nye håndbok nr. 100-serien. Hvert hefte utgjorde ett kapittel i den nye Bruhåndboka. Totalt besto håndboka om bru-prosjektering av 16 kapitler (Statens Vegvesen, 1983a).

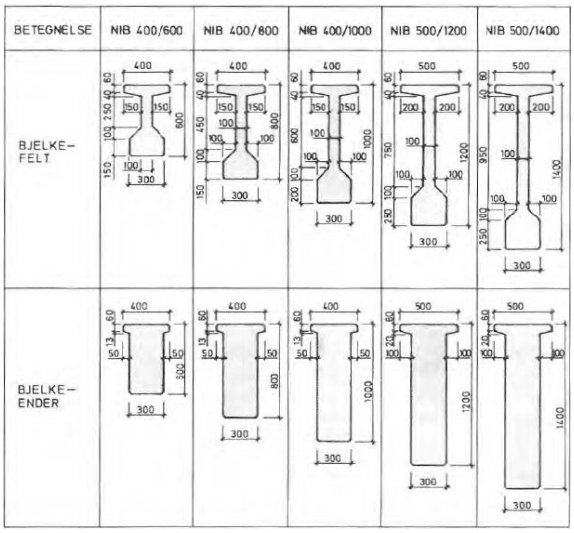
Både kapittel 8 om NIB-bruer og kapittel 9 om NOB-bruer ble publisert allerede samme år.

Kapittel 8 tok for seg normaler for fritt opplagte bjelkebruer av prefabrikkerte og normerte I-bjelker, NIB, med plasstøpt bruplate. Normalen inneholdt 302 ferdig dimensjonerte NIB for hver av de fire minste tverrsnittene, og 177 for hver av de to største. Typisk tverrsnitt av en NIB-bru er vist i figur 2.6 (Statens Vegvesen, 1983b).

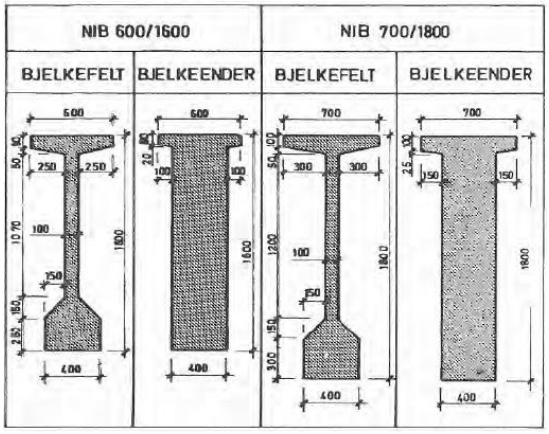


Figur 2.6: Typisk brutverrsnitt med normerte I-bjelker, NIB. Antall bjelker varierer fra 3 til 8 stykker. Det skraverte området av bjelkene illustrerer tverrsnittet i felt, mens det ved opplagerne er forsterket med et tykkere steg (Statens Vegvesen, 1983b).

De seks normerte bjelketverrsnittene var NIB 400/600, NIB 400/1000, NIB 500/1200, NIB 500/1400, NIB 600/1600 og NIB 700/1800. Tverrsnittene hadde betegnelse ut fra bredde av toppflens og høyden på tverrsnittet, som illustrert i figur 2.7 og 2.8 nedenfor. De fire minste tverrsnittene hadde identisk bunnflens med bredde 300 mm, mens de to største hadde bunnflens med bredde 400 mm. For gitte brubredder og spennvidder var det tabulert hvilke bjelketverrsnitt som egnet seg og nødvendig bjelkeantall (Statens Vegvesen, 1983b).

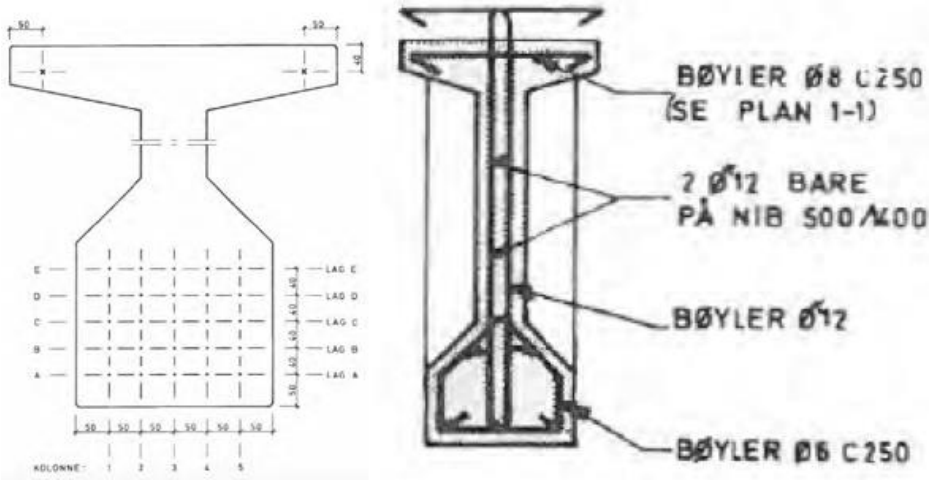


Figur 2.7: Normerte I-bjelker, NIB 400/600 til NIB 500/1400 (Statens Vegvesen, 1983b).



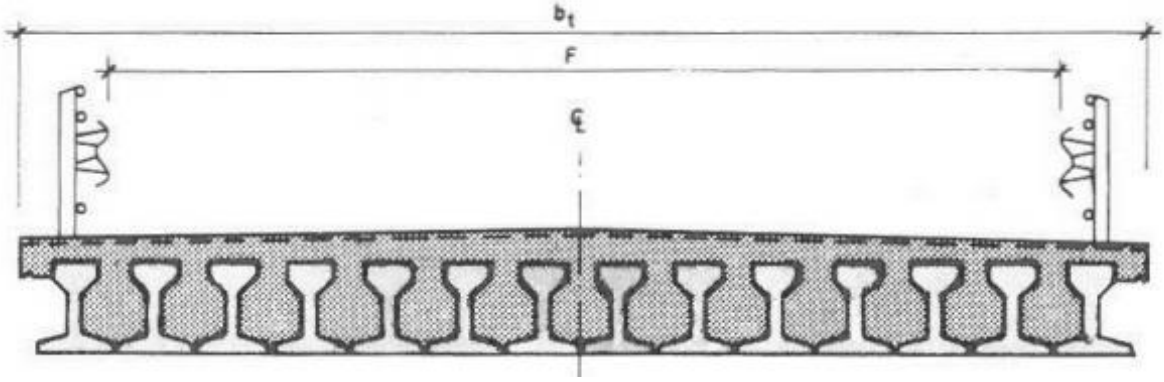
Figur 2.8: Normerte I-bjelker, NIB 600/1600 og NIB 700/1800 (Statens Vegvesen, 1983b).

Spennarmeringen i NIB skulle legges i samsvar med figur 2.9a) for NIB 400/600 til NIB 500/1400, mens bøylearmeringen for de samme tverrsnittene skulle følge figur 2.9b). Både bøylenes senteravstand og antall spenntau i bunnflensen ble bestemt ut fra aktuell brubredde, spennvidde, antall bjelker og bjelketype. For NIB 400/600 til NIB 500/1400, som hadde identisk bunnflens, fantes det 302 standardiserte bjelker som hver var tabulert med spenntauposisjoner og senteravstand for bøylearmering. Tilsvarende fantes det 177 standardiserte bjelker hvor spenntauposisjon og avstand mellom bøylearmeringen var tabulert for både NIB 600/1600 og NIB 700/1800 (Statens Vegvesen, 1983b).



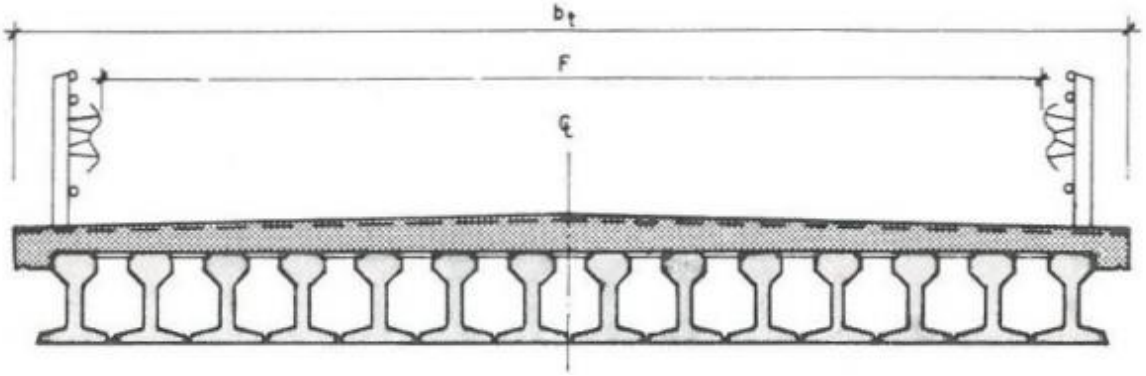
Figur 2.9: a) Spennarmeringsposisjoner for NIB 400/600 til NIB 500/1400, b) Bøylearmering i feltsnitt for NIB 400/600 til NIB 500/1400 (Statens Vegvesen, 1983b).

I likhet med kapittel 8 tok også kapittel 9 for seg normaler for fritt opplagte bjelkebruer med plasstøpt bruplate, her med prefabrikkerte omvendte T-bjelker, NOB. Normalen inneholdt hovedsakelig to ulike utforminger av bruplaten. Det første alternativet baserte seg på et massivt tverrsnitt, slik figur 2.10 illustrerer. Ettersom de omvendte T-bjelkene dannet en tett forskaling, var det kun nødvendig å forskale de to brukantene når selve bruplaten skulle støpes over et massivt tverrsnitt (Statens Vegvesen, 1983a).

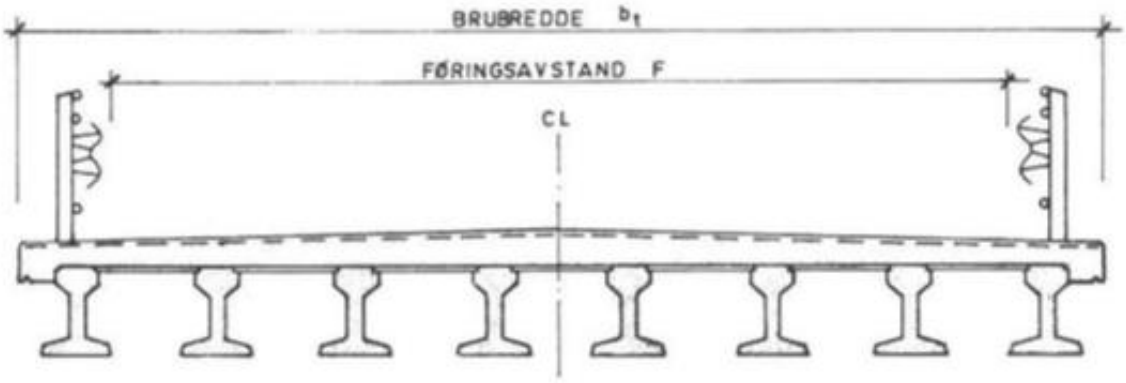


Figur 2.10: Typisk snitt for NOB-bru med massivt tverrsnitt (Statens Vegvesen, 1983b).

Det andre alternativet tok utgangspunkt i hulromstverrsnitt. Her kunne bruplaten utføres med bjelker tett i tett eller alternativt kun med annenhver bjelke, vist i henholdsvis figur 2.11 og 2.12.

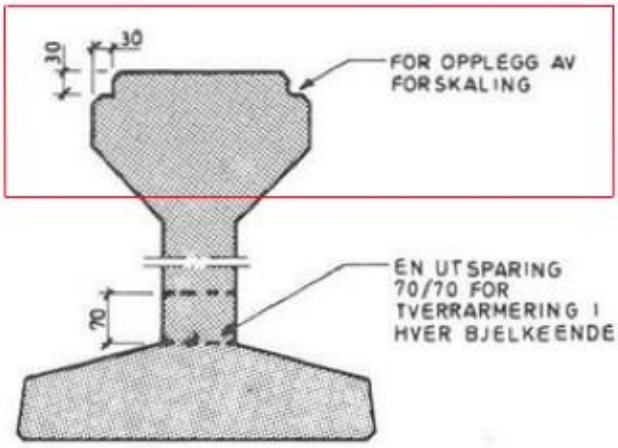


Figur 2.11: Typisk snitt for NOB-bru med hulromstverrsnitt (Statens Vegvesen, 1983b).



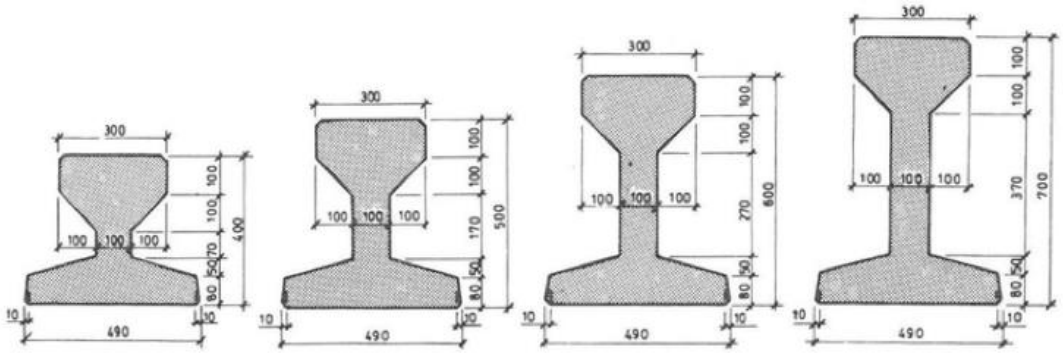
Figur 2.12: Typisk snitt for NOB-bru med hulromstverrsnitt der annenhver bjelke er fjernet (Statens Vegvesen, 1983b).

For hulromstverrsnitt var det nødvendig å legge forskalingen mellom bjelkene i tillegg til på kantene ved støp av bruplaten. Når det skulle legges forskaling mellom bjelkene ble toppflensen av bjelkene utformet slik at det var et eget opplegg til forskalingen, illustrert innenfor det røde rektangelet i figur 2.13. Slik forskaling var gjerne kryssfiner eller glassfiberarmerte sementplater (Statens Vegvesen, 1983a).

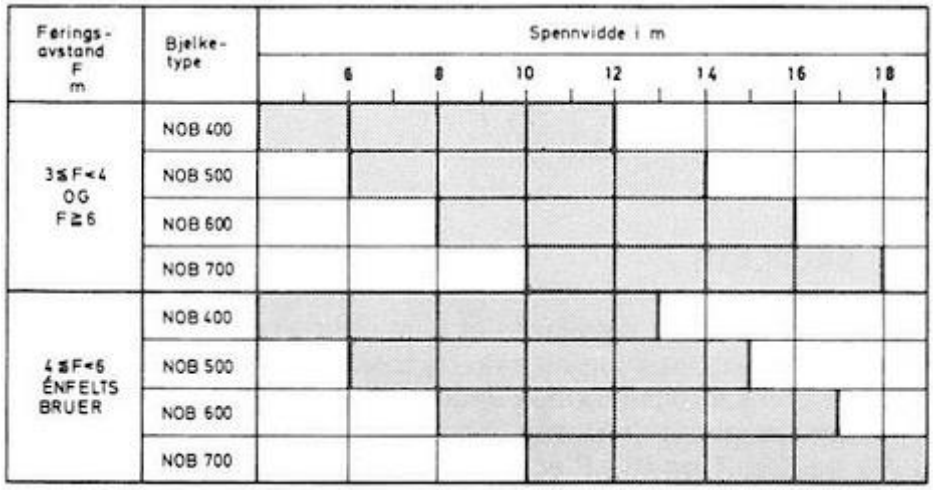


Figur 2.13: Omvendt T-bjelke tilpasset hulromstverrsnitt med opplegg til forskaling (i rødt rektangel) (Statens Vegvesen, 1983b).

Fra 1983 var det fire normerte omvendte T-bjelker, med betegnelser NOB 400, NOB 500, NOB 600 og NOB 700, se figur 2.14. Nummeret bak «NOB» refererte til standardhøyde. Bjelkene var utformet med en teoretisk bredde på 490 mm, og ble utplassert med en senteravstand på 500mm for å ta hensyn til eventuelle uregelmessigheter. Bjelketypenes anvendelsesområde var avhengig av om tverrsnittet var massivt eller med hulrom og føringsavstanden F av aktuell brubredde. Mulige spennvidder for de ulike NOB-tverrsnittene var altså situasjonsavhengig, slik som figur 2.15 nedenfor viser for massivtverrsnitt (Statens Vegvesen, 1983a; Statens Vegvesen, 1983b).



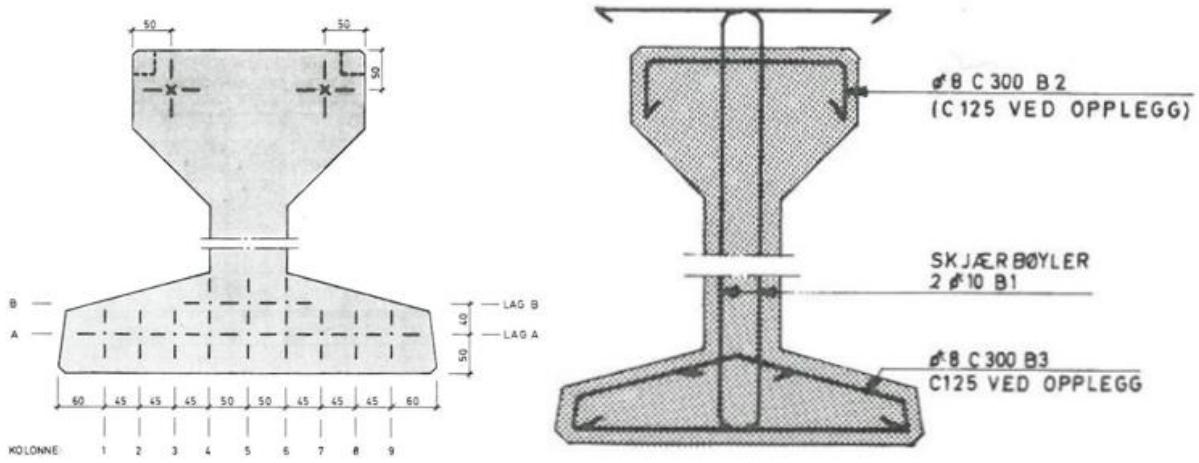
Figur 2.14: Fra venstre NOB400, NOB500, NOB600 og NOB700. Det var kun steghøyden som varierte (Statens Vegvesen, 1983a).



Figur 2.15: Skraverte områder viser den enkelte bjelketypens anvendelsesområde, gitt at brutverrsnittet er massivt (Statens Vegvesen, 1983a).

Når det gjaldt armering av NOB viser figur 2.16a) aktuelle posisjonene for spenntau i bunnflensen. Nødvendig antall spenntau og plassering var avhengig av brubredde og bjelketype, samt utformingen på tverrsnittet. Disse tre faktorene var med på å bestemme hvilket bjelkenummer som trengtes. Bjelkenumrene gikk fra 1 til 12, og tilsvarte et standard oppsett for hvordan armeringen skulle plasseres ut fra både lag og kolonne, i samsvar med figur 2.16a). Dette var langt færre standardiserte bjelker enn for NIB, som hadde 302

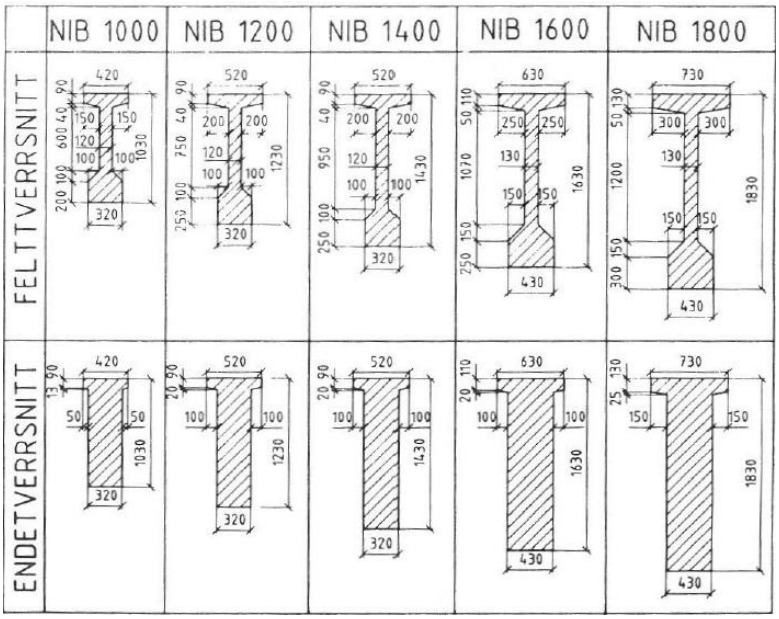
bjelkenummer for de fire minste tverrsnittene og 177 for de to største. Figur 2.16b) viser standard bøylearmering for NOB (Statens Vegvesen, 1983a).



Figur 2.16: a) Spenntauposisjoner for NOB, b) Bøylearmering for NOB, uten lengdearmering (Statens Vegvesen, 1983a).

Revidering av kapittel 8 og 9 i håndbok 100

I 1989 ble på nytt normalen for NIB revidert, slik at den skulle tilfredsstille kravene i gjeldende Betongstandard NS 3473. De tidligere seks NIB-tverrsnittene ble nå revidert og erstattet av NIB 1000, 1200, 1400, 1600 og 1800, som er illustrert i figur 2.17 (Statens Vegvesen, 1989).



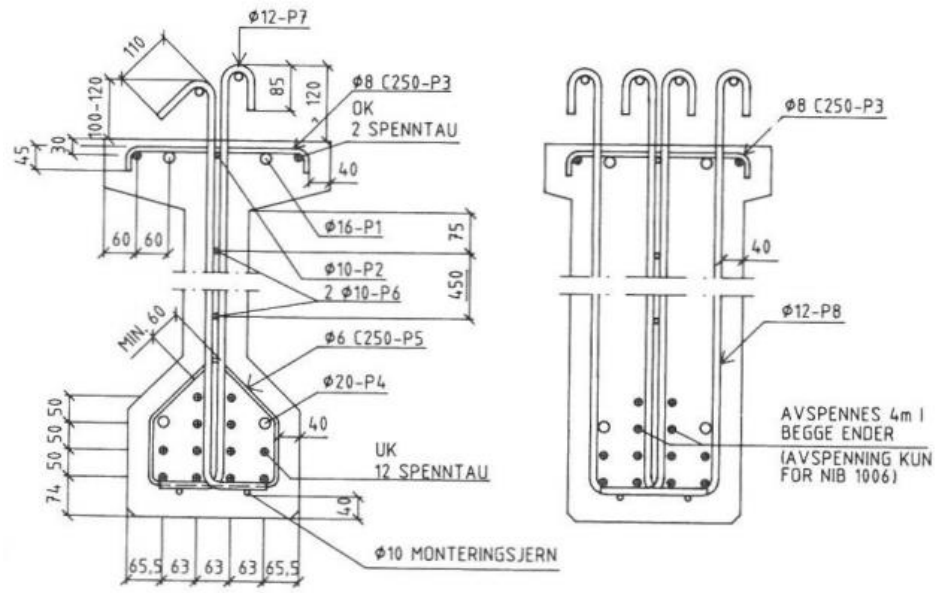
Figur 2.17: Normerte I-bjelker etter revisjonen i 1989. NIB 1000, 1200, 1400, 1600 og 1800 i felt- og endetverrsnitt (Statens Vegvesen, 1989).

Armering av de ulike tverrsnittstørrelsene ble svært forenklet og på nytt standardisert både i spennet og i bjelkeendene. Tabell 2.1 nedenfor viser en oversikt over kravet til antall spenntau i overkant og underkant av de normerte tverrsnittene.

Tabell 2.1: Oversikt over antall spenntau i overkant og underkant av normerte I-bjelker etter 1989-revisjonen (Statens Vegvesen, 1989).

Tverrsnitt	Antall spenntau i overkant	Antall spenntau i underkant
NIB 1000	2	12
NIB 1200	2	16
NIB 1400	2	16
NIB 1600	4	26
NIB 1800	6	30

For armering av NIB 1000, se figur 2.18. I 1983 var det kun krav til 25 mm overdekning. Dette kravet ble 1989 økt til 40 mm (Statens Vegvesen, 1989).

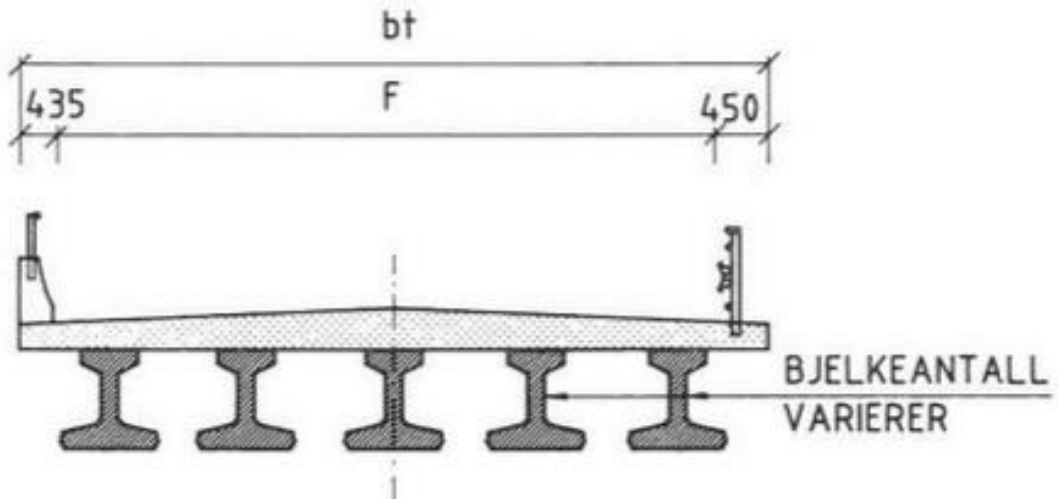


Figur 2.18: Armering av NIB 1000 i henholdsvis felt og ende. Endesnittet viser hvordan det armeres når det skal opprettes samvirke mellom bjelke og bruplate (Statens Vegvesen, 1989).

Det ble altså i håndbok 100 utarbeidet og publisert klare regler og standarder for hvordan samvirkebruer med normerte I- og omvendte T-bjelker skulle produseres. Håndboken omhandlet alt fra prinsipper om dimensjonering av de normerte bjelkene, tverrbjelkene og bruplaten til hvordan bjelkene skulle lagres, transporteres og monteres. Kapitlene ble også revidert ved behov, slik som i 1989 (Statens Vegvesen, 1989).

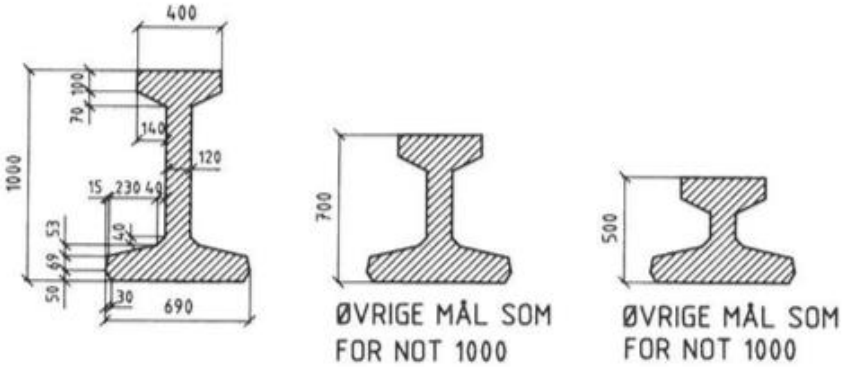
Som nevnt tidligere inneholdt Betong Foreningens Publikasjon nr. 10 og 11 regler for beregning av NIB- og NOB-bruer med flere enn ett spenn, både dersom brua skulle utformes kontinuerlig eller fritt opplagt (Norsk Betongforening, 1981a). Disse reglene var fremdeles gjeldene for de nye revisjonene om NIB- og NOB-bruer i håndbok 100.

I likhet med normalen for NIB-bruer, måtte også normalen for NOB-bruer tilfredsstille kravene i betongstandarden NS 3473 fra november 1989. I tillegg hadde det kommet ny utgave av NS 3420 «Beskrivelsestekster for bygg og anlegg». Kapittel 9 i Håndbok-100 fra 1983 ble derfor erstattet med en ny normal om NOT-bruer i 1990. NOB og NOT er begge forkortelser for normerte omvendte T-bjelker. Figur 2.19 illustrerer et typisk brutverrsnitt av en NOT-bru (Statens Vegvesen, 1990).



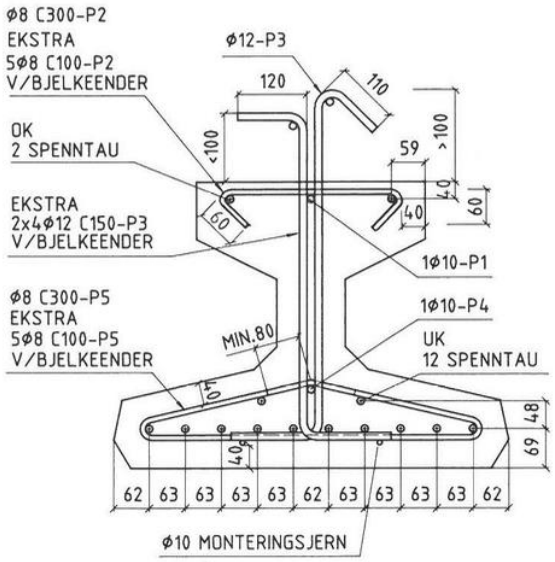
Figur 2.19: Typisk utforming av brutverrsnitt med normerte omvendte T-bjelker, NOT (Statens Vegvesen, 1990).

I 1990-revisjonen om NOT-bruer var det kun tre normerte omvendte T-bjelker, nå med betegnelse NOT 500, NOT 700 og NOT 1000. Maksimal høyde for omvendte T-bjelker ble altså økt fra 700 mm til 1000 mm. I tillegg ble den teoretiske bredden økt til 690 mm, og bjelkene ble utplassert med en senteravstand på 700 mm. Selv om både NOB og NOT var omvendte T-bjelker, hadde de hver sin standardutforming på bjelkenes topp- og bunnflens, stegtykkelse og antall spenntau. Det var altså kun høyden på steget som varierte innenfor hver type (Statens Vegvesen, 1990). Dette illustreres i figur 2.20 nedenfor, men gjaldt også for figur 2.14.



Figur 2.20: Fra venstre NOT 1000, NOT 700 og NOT 500. Også her kun steghøyden som varierte (Statens Vegvesen, 1990).

For å tilfredsstille gjeldende krav for prosjektering av betong, ble armeringen for NOT 500, 700 og 1000 standardisert. Som figur 2.21 illustrerer, skulle det være 12 spenntau i underkant og 2 spenntau i overkant av bjelken, i tillegg til at kravet om minimum 40 mm overdekning måtte være oppfylt. Dersom det ikke var ønske om forbindelse mellom bjelke og bruplate i endene, kunne bøylene kun legges inne i selve bjelken (Statens Vegvesen, 1990). Armeringsreglene for omvendte T-bjelker var betraktelig enklere å forholde seg til enn reglene for NOB fra 1983.



Figur 2.21: Detaljert armering for NOT 500, 700 og 1000, når bjelke og bruplate skulle forbindes (Statens Vegvesen, 1990).

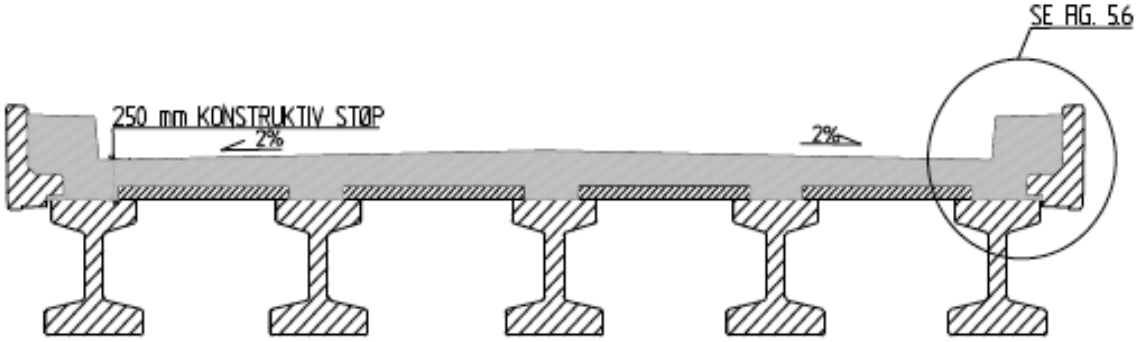
I likhet med NOB-normalen fra 1983 og den nyeste revisjonen av NIB-normalen fra 1989, gjaldt også Betong Forenings publikasjon nr. 10 og 11 for NOT-normalen fra 1990 når det skulle dimensjoneres for flere enn ett felt (Statens Vegvesen, 1990).

Fra den første normaliseringen av I-bjelker i 1967 og fram til ca. 1990 kom det altså en rekke revisjoner og publikasjoner som omhandlet brutverrsnitt med både normerte I-bjelker og normerte T-bjelker. Denne typen samvirkebruer ble altså på denne tiden utformet ut fra standardiserte metoder. Utover 2000-tallet ble derimot denne trenden snudd.

Revidering av håndbok 100-serien

Bruavdelingen i Vegdirektoratet satte i 2002 i gang med å revidere håndbok – 100 serien. Kapitler ble slått sammen og nummereringen ble endret. Håndboken gikk fra å inneholde 16 kapitler til å bli erstattet med 5 nye normaler. Normal nummer 3 «Elementbruer», erstatter både kapittel 8 og 9, som tidligere er omtalt, i tillegg til kapittel 11 om elementbruer. Kapittel 11 er ikke omtalt nærmere i oppgaven, ettersom den tar for seg elementbruer med andre typer tverrsnitt enn hva som anses som relevant her. Den nye normalen inneholdt komplette standarder for utforming og armering av både ett- og flerfelts elementbruer med påstøp. I motsetning til tidligere utgivelser, inneholdt normalen også estetiske aspekter ved elementbruer (Vegdirektoratet, 2002).

Den nye bruhåndboka tok utgangspunkt i to nye normerte elementtyper. Den ene var en prefabrikkert og forspent betongbjelke, kalt MOT-bjelke. Til disse bjelkene var det også ferdig dimensjonerte *slakkarmerte* forskalingsplater og kantelementer til støp av dekket. Forskalingsplatene og kantelementene ble dermed en del av det plasstøpte betongdekket, se figur 2.22. Dermed inngikk MOT-bjelkene i en mer helhetlig løsning, som også var med på å redusere byggetiden (Vegdirektoratet, 2002).

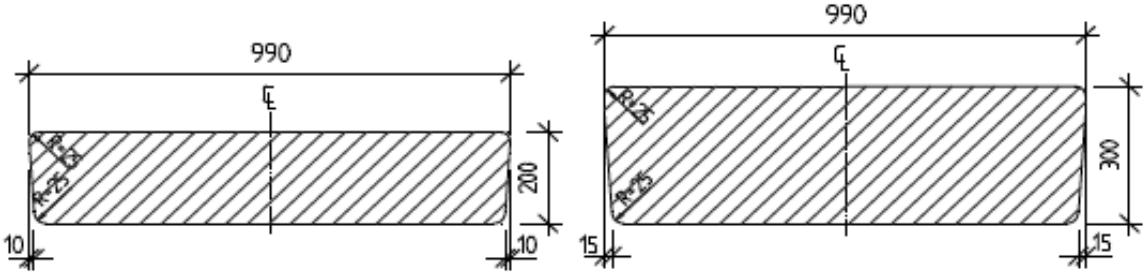


Figur 2.22: Typisk brutverrsnitt av MOT-bru med tosidig tverrfall, forskalingsplater og kantelementer (Vegdirektoratet, 2002).

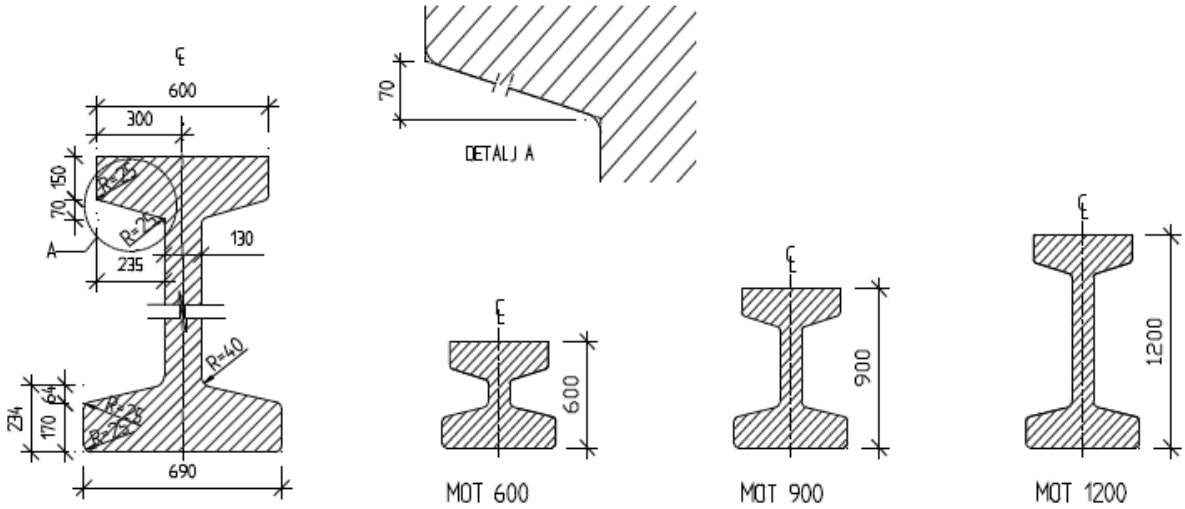
Den andre typen var et prefabrikkert og forspent betongelement, med betegnelse PLA-element. Figur 2.23 illustrerer en typisk elementbru med slike plateelementer.

Figur 2.23: Typisk brutverrsnitt av PLA-element med tosidig tverrfall og kantelementer (Vegdirektoratet, 2002).

Innføring av MOT og PLA medførte at de tidligere normerte bjelkene NIB, NOB og NOT utgikk. For prosjektering av denne typen bruer lå ikke lengre NS 3473 til grunn for dimensjoneringen, men Statens Vegvesen sin håndbok 185. Det ble normert to PLA-elementer, illustert i figur 2.24, og tre MOT-elementer, illustert i figur 2.25. (Vegdirektoratet, 2002).

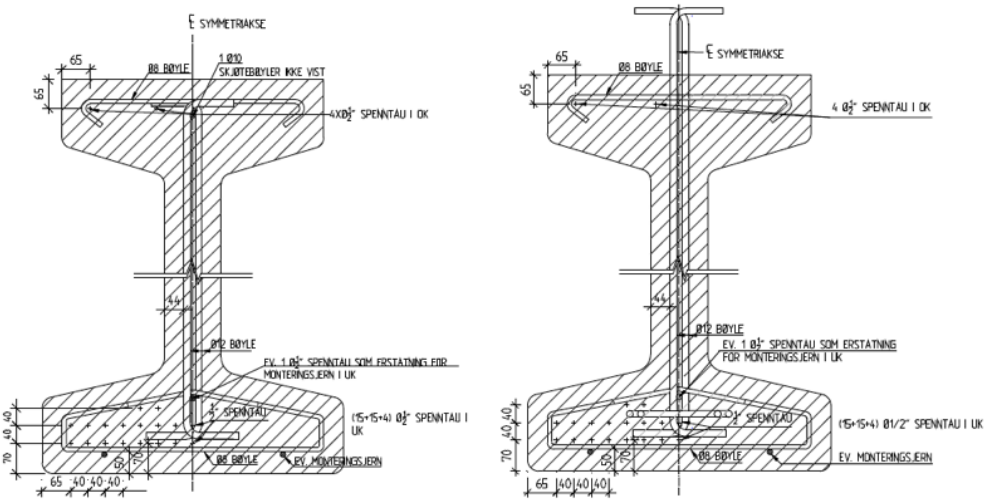


Figur 2.24: Normerte PLA-elementer – PLA 200 og PLA 300 (Vegdirektoratet, 2002).



Figur 2.25: Normerte MOT-elementer – MOT 600, MOT 900 og MOT 1200 (Vegdirektoratet, 2002).

Med langt flere krav til overdekning av de ulike delene av MOT-tverrsnittet, vises detaljerte snitt av armerte MOT-bjelker i figur 2.26. Bjelkene illustrerer henholdsvis løsninger uten og med samvirke med den plasstøpte bruplaten over. PLA-elementene kunne også monteres både uten og med samvirke. Uten samvirke var derimot bruksområdene for PLA-element svært begrenset (Vegdirektoratet, 2002).



Figur 2.26: Armering av MOT-element med og uten samvirke med bjelkeplate (Vegdirektoratet, 2002).

Norsk Betongforening sine Publiksjoner nr. 10 og 11 var gjeldende ved beregning av PLA- og MOT-bruer som hadde flere spenn eller som var kontinuerlige. Det var fremdeles versjonen fra 1981 som var gjeldende (Vegdirektoratet, 2002).

Alle de tidligere nevnte normerte elementene måtte vurderes spesielt dersom de skulle brukes i en sterkt kloridholdig atmosfære, som for eksempel å bli direkte utsatt for sjøsprøyt. I tabell 2.2 nedenfor er det en oversikt over hvilke spennvidder som var aktuelle for elementene NIB, NOB, NOT, MOT og PLA, som er omtalt over.

Tabell 2.2: Oversikt over mulige spennvidder for enfelts- og flerfeltsbruer avhengig av elementprofil.

Elementprofil	Spennvidder
NIB	14 – 35,0 m
NOB	5 – 22,0 m
NOT	10 – 25,0 m
MOT	12 – 32,0 m
PLA	5 – 14,5 m

Eurokode

Selv om Norsk Standard NS-EN 1992-1-1:2004, EK2, ble utgitt i november 2008, var det først i mars 2010 at prosjekteringsstandardene i NS 34XX-serien ble fjernet. Fram til 2010 var altså NS 3473 et gjeldende regelverk for prosjektering av betongkonstruksjoner på lik linje som EK2. Etter 2010 var det kun EK2 som var gjeldende norsk standard (Standard Norge, 2008a). Dette medførte at betongkonstruksjonene måtte dimensjoneres for større laster og økt bestandighet, som igjen stilte høyere krav til elementene.

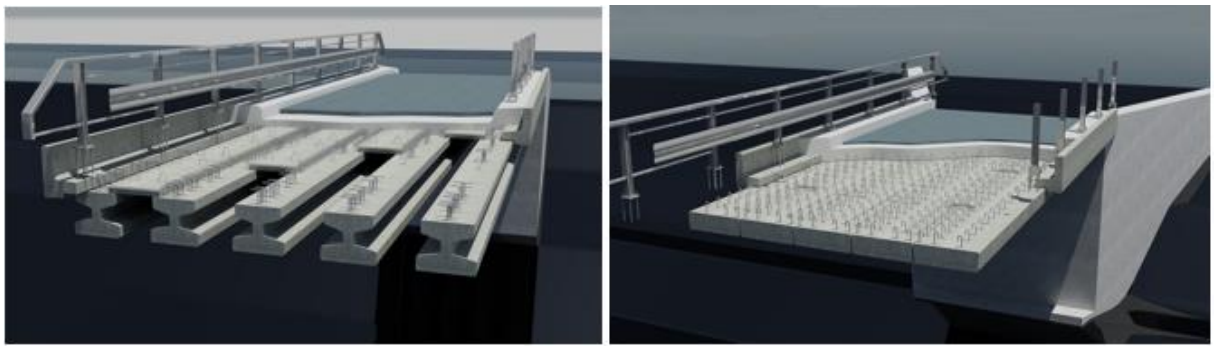
Arbeid med ny standardisering

Tidligere ble normalene revidert dersom det kom nye regelverk, slik som revisjonen av NIB og NOB i 1989 og 1990 på grunn av innføringen av NS 3473. Ingen av de tidligere publikasjonene nevnt ovenfor ble revidert for å tilfredsstille EK2.

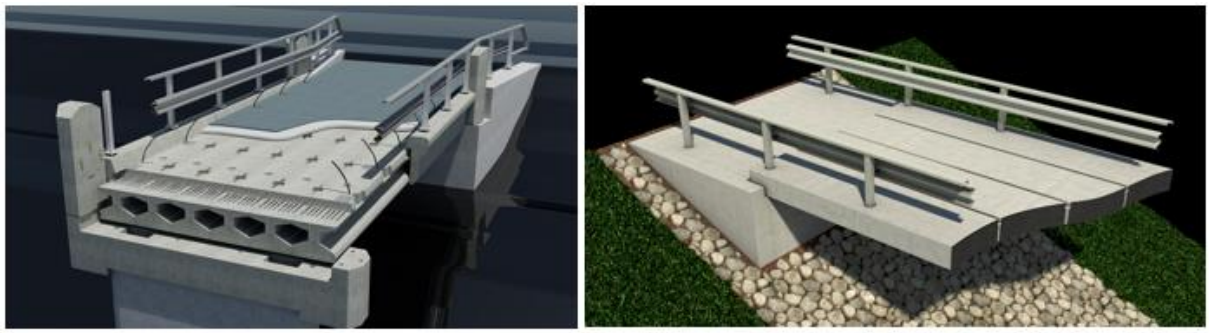
Det var først i 2013 at Vegdirektoratet og Norsk Betongelementforening startet arbeidet med å lage et nytt standardisert system for betongelementbruer. Dette systemet skal gjelde for spenn mellom 15 til 40 meter, som altså er lengre enn tidligere elementer. Det er lagt ned mye tid og arbeid i utviklingen, men siden august 2016 har arbeidet stoppet opp på grunn av uenigheter mellom partene som er involvert i arbeidet (Vinje, 2017).

1. juni 2014 ble på nytt nummerering av Statens vegvesens håndbokserie endret. Håndbøkene er nå inndelt i 10 hovedtema, hvor hvert tema har fått eget 100-nummer. For bruprosjektering er det normal nummer 400, omtalt som N400, fra 2015 som gjelder. Her finnes det ingen detaljer om betongelementbruer, kun mer generelt om bruprosjektering (Statens Vegvesen, 2015).

Til tross for at det ikke har kommet på plass et nytt regelverk for betongelementbruer, bygges det allikevel denne typen bruer i dag. Dette er fordi det finnes en rekke fordeler med bruk av prefabrikkerte betongelementer. Blant annet at brudelene produseres i fabrikk og ikke på byggeplass, kortere periode med trafikkavvikling, samt redusert materialbruk og svinn. I tillegg er denne byggemetoden mer forutsigbar både når det gjelder tid og økonomi. Dette er noe som tjener både samfunnet, byggherren, utbyggeren og også industrien, dersom de kan benytte standardelementer. Praksisen nå i 2017 er å hovedsakelig benytte seg av PLA- og MOT-elementer, samt de nye elementene Super-I og Super-P. 3D-tegninger av brutverrsnitt med de ulike elementene er vist i figur 2.27 og 2.28 nedenfor (Betongelementforeningen, 2016).

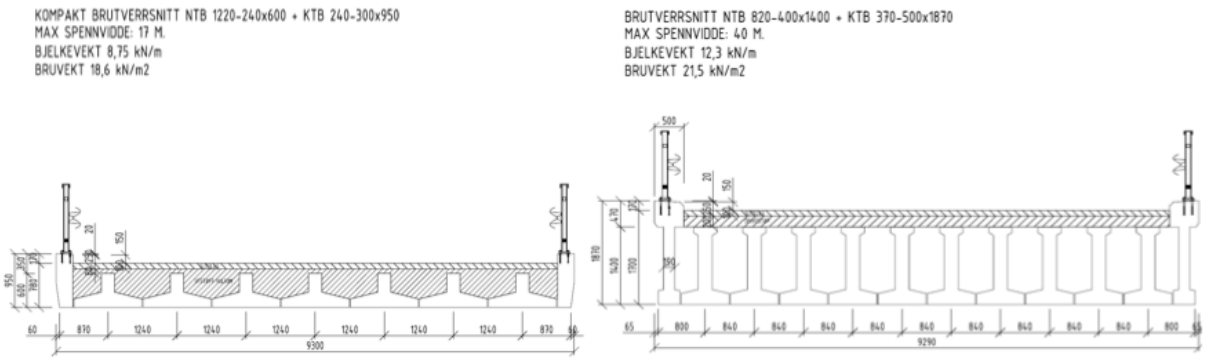


Figur 2.27: Brutverrsnitt med MOT-elementer (venstre) og PLA-elementer (høyre), (Betongelementforeningen, 2016).



Figur 2.28: Brutverrsnitt med Super-I (venstre) og Super-P (høyre), (Betongelementforeningen, 2016).

I dag prosjekterer blant annet Spenncon bruer med prefabrikkerte betongelementer. Eksempler på nylig prosjekterte bruer er vist i figur 2.29. Det er en klar sammenheng på nødvendig tverrsnittshøyde til de normerte T-bjelkene, NTB, og maksimal spennvidde. Den maksimale spennvidden til prefabrikkerte elementer begrenses ofte av fabrikkenes kapasitet til å både produsere og forflytte svært lange bjelker (Vinje, 2017).



Figur 2.29: Eksempler på prosjekterte brutverrsnitt med prefabrikkerte betongelementer. Bruene har en spennvidde på henholdsvis 17 m og 40 m (Vinje, 2017).

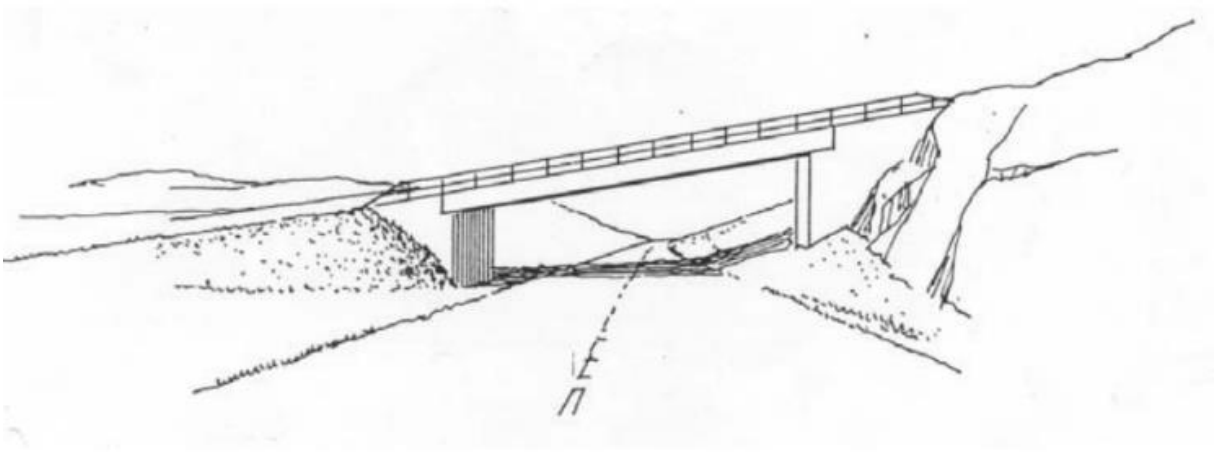
I Europa i dag er så mye som 80% av alt Nederland bygger med prefabrikkerte elementer. I Danmark bygges en høy andel av bruene med prefabrikkerte elementer, spesielt der trafikken avvikles. Når det kommer til Sverige og Finland er det en økende andel bygging med prefabrikkerte elementer (Betongelementforeningen, 2016).

2.3 Estetikk

Betongelementbruer har hatt en relativt lav status når estetiske kvaliteter skal bedømmes. Det finnes elementbruer med relativt dårlig løsning som blir brukt for å fremme argumenter som at delvis prefabrikkerte betongelementbruer er lite estetiske. Dette gjelder imidlertid ikke alle slike bruløsninger. I noen prosjekt er det bra å velge plasstøpt bru, mens andre ganger er bruk av betongelementbru et meget godt estetisk valg.

Linjeføring

God linjeføring er viktig for å oppnå et bra estetisk resultat. Dette er spesielt viktig for prefabrikkerte løsninger. Utformingen av slike bruer er mer eller mindre gitt, og dette medfører at det derfor er mindre spillerom for spesiell tilpasning. På grunn av dette kan vertikal linjeføring fort føre til uheldig resultat. Figur 2.30 viser en estetisk uheldig løsning av en elementbru. Her er det ulike høyder på hver side av en liten dal. Ved prosjektering av elementbru bør en prøve å få til en så lik landkarhøyde på begge sider som mulig. Større terrenginngrep for å bedre forholdene bør vurderes. Alternativt kan brua utføres asymmetrisk. Dette fører imidlertid til at det kreves en annen løsning enn en enkel elementbru, og det blir umiddelbart et mer avansert design (Vegdirektoratet, 2002).



Figur 2.30: Eksempel på uheldig løsning av linjeføring (Vegdirektoratet, 2002).

Helhetsvurdering og mening med brua

For å oppnå et godt estetisk resultat må en bygge seg opp tanker om hva som vil oppnås med konstruksjonen. Det er nødvendig å ha et bilde av om den skal skille seg ut eller passe inn i omgivelsene, om det er selve konstruksjonen eller omgivelsene som er i fokus. Er det ønskelig med en spektakulær og unik konstruksjon som skiller seg ut, bør man vurdere en plasstøpt bru, prosjektert for det spesielle tilfellet. Figur 2.31 viser den kjente brua *Salginatobel Bridge* i Sveits. Det er en meget estetisk fin plasstøpt bru som skiller seg ut og skaper kontraster i forhold til de allerede dramatiske omgivelsene i området rundt. Brua har fått mye oppmerksomhet for det innovative designet og konstruksjonen.

Figur 2.31: Salginatobel Bridge, Sveits (locationscout.net, 2017).

Delvis prefabrikkerte elementbruer er derimot ofte et godt valg for enklere og forholdsvis «anonyme» bruer som bygges i stort antall. For områder der det er lite ønskelig med en markant og fremhevet konstruksjon er betongelementbruer et godt valg. Utformingen av elementbruer bør være enkel og stedsnøytral. Typiske aktuelle steder for å velge betongelementbruer kan være der flere bruer krysser over en vei, altså der bruer oppleves tett etter hverandre. I slike situasjoner bør bruene ha formmessige likheter, eller være like. Enkelhet vil her være viktig. For visse naturområder, f.eks. naturskog hvor området skal være dominert av omgivelsene og ikke brukonstruksjonen i seg selv, er enkelhet også viktig. Her bør en gjerne kombinere med dempet materialvirkning og fargebruk. I områder eksponert for liten eller ingen ferdsel, vegbruer over lite eksponerte dalsøkk eller i industriområder vil enkelhet også være et godt valg. I sistnevnte tilfelle er det er unødvendig å legge stor innsats i et spesielt eller originalt design både arkitektonisk, økonomisk og konstruktivt. En prefabrikkert løsning vil i slike tilfeller være bra på flere områder. Figur 2.32 viser to harmoniske og enkle elementbruer med gode proporsjoner og linjeføring som passer godt inn i omgivelsene (Vegdirektoratet, 2002).

Figur 2.32: Eksempler på to harmoniske og enkle elementbruer (Vegdirektoratet, 2002).

Valg av spennvidder

En stor del av det estetiske inntrykket til en bru er basert på dens utforming i form av spennvidder. Plassering av søyler og landkar er viktig. Estetikk og fornuft kan ofte stemme godt overens når det gjelder slike bruer. Trefeltsbruer utgjør den største gruppen av elementbruer, og kan med enkel omtanke bli fine bruer. Et tiltak kan være bruk av naturlig spennforhold mellom områdene som konstruksjonen deles inn i. Et forhold på rundt 1:0,6 mellom hovedspenn og sidespenn kan gi en harmonisk spenninndeling. Et naturlig inndelingsforhold som man finner igjen mange steder i naturen baserer seg på det gylne snitt, φ.

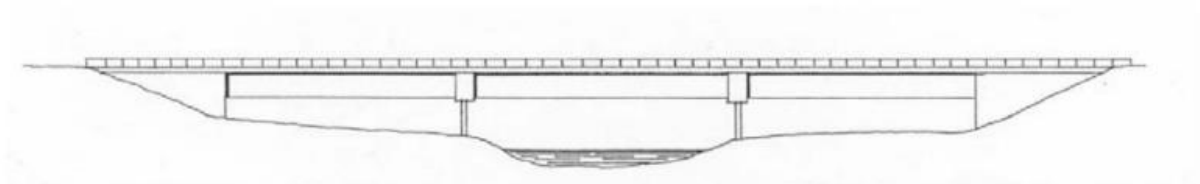
$$\varphi = \frac{1+\sqrt{5}}{2} \approx 1,618$$

Dette er et forhold som vil være naturlig og behagelig for øyet. Det vil si at en naturlig inndeling i feltene vil ofte ligge rundt det konjugerte gylne snitt, 1:Φ.

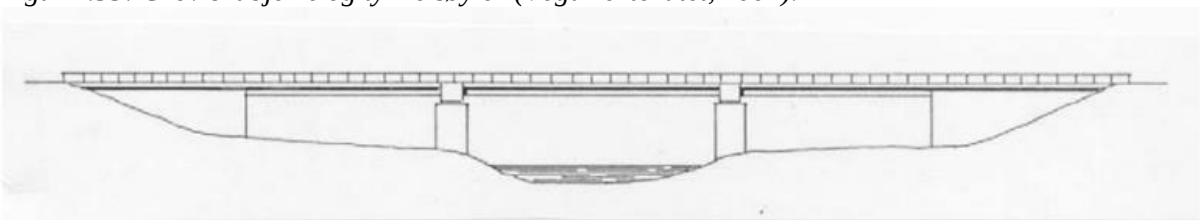
$$\Phi = \frac{1}{\varphi} = \frac{2}{1+\sqrt{5}} \approx 0,618$$

Søyler og overbygning

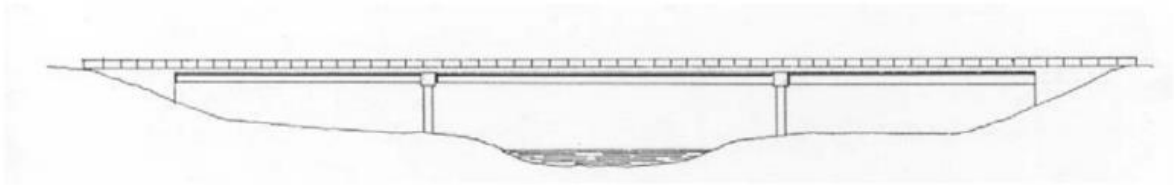
Det er ikke alltid estetisk bra å slanke ned søyler og dekker til minimalistiske dimensjoner. Søylene kan skape et harmonisk inntrykk med dimensjoner som stemmer overens med tyngdeinntrykket til overbygningen som søylen skal bære. På figur 2.33 vises grove brubjelker støttet av tynne søyler. Dette kan føre til et disharmonisk visuelt inntrykk. På figur 2.34 ser man for grove søyler og unødvendig store landkar (Vegdirektoratet, 2002).



Figur 2.33: Grov brubjelke og tynne søyler (Vegdirektoratet, 2002).

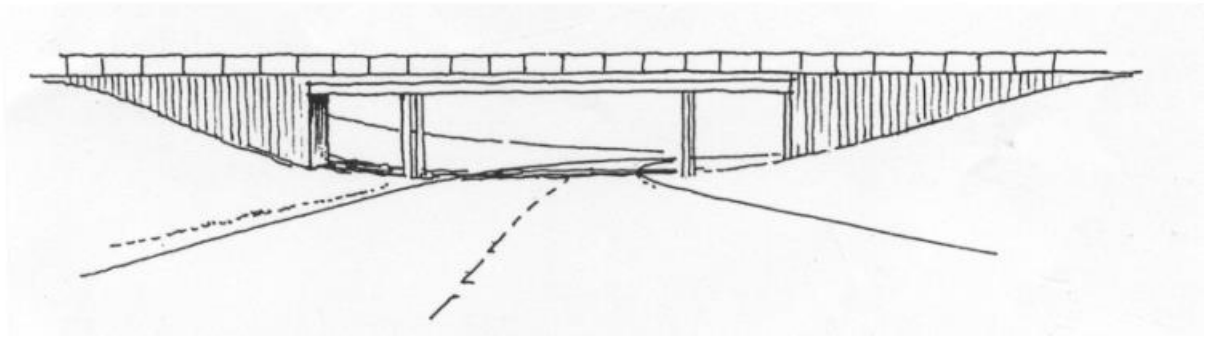


Figur 2.34: Grove søyler og unødvendig store landkar (Vegdirektoratet, 2002).

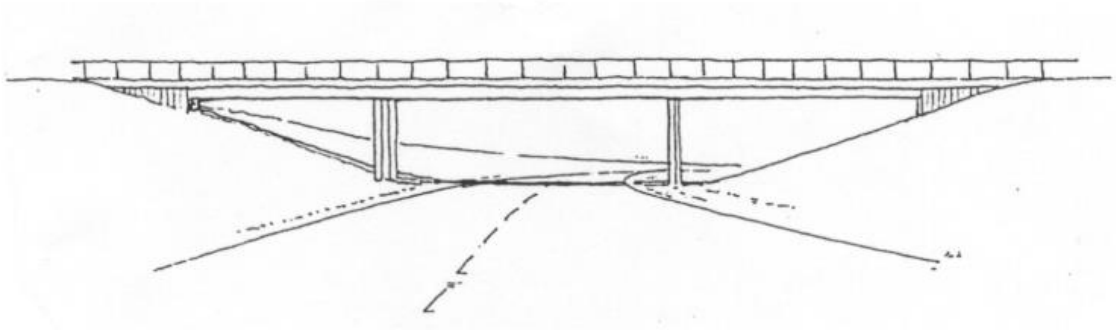


Figur 2.35: Harmonisk dimensjonering og spenninndeling (Vegdirektoratet, 2002).

Figur 2.35 viser harmonisk dimensjonering av søyler og bjelker i tillegg til en naturlig spenninndeling og naturlig størrelse på landkar. Landkarutforming medvirker til bruas virkning i landskapet. For store landkar kan fort svekke virkningen av et åpent landskap. Figur 2.36 viser for grove landkar som setter en visuell sperre for landskapet, mens figur 2.37 viser et bedre alternativ med en god og åpen virkning. (Vegdirektoratet, 2002)



Figur 2.36: For store landkar som setter en visuell sperre for landskapet (Vegdirektoratet, 2002).

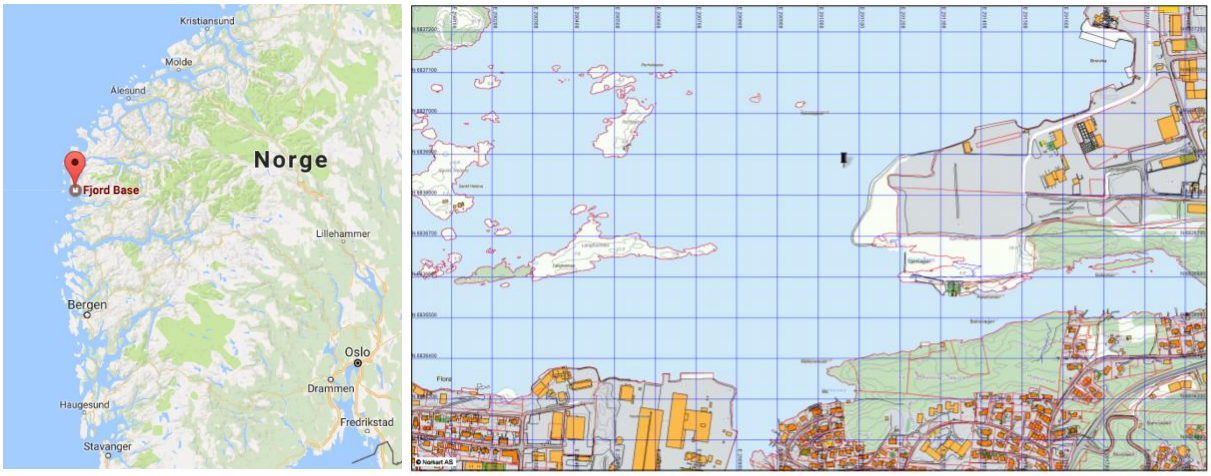


Figur 2.37: Landkar som gir en god og åpen virkning (Vegdirektoratet, 2002).

3. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

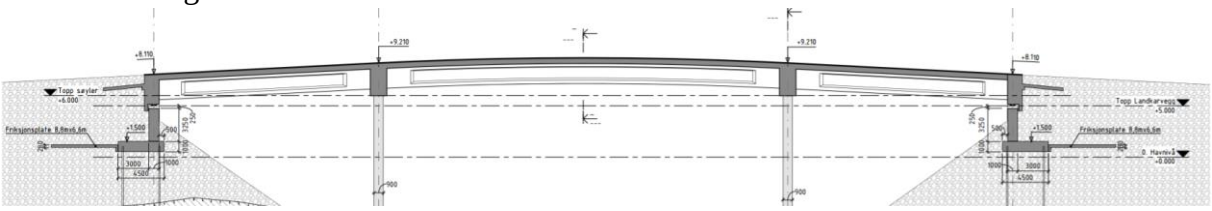
3.1 Fjordbase bru

Som utgangspunkt i denne oppgaven blir det gjort beregninger på Fjordbase bru. Flora kommune og Fjord Base AS kom med anbud om bru og baseutvidelse vestover. Smidt & Ingebrigtsen AS står for prosjekteringen av brua. Plassering for prosjektet er i Sogn og Fjordane i Flora kommune ved Florø, og er videre vist på figur 3.1a) med rød markør og på figur 3.1b) med svart markør (Kystverket, 2016).



Figur 3.1: a) Rød markør viser Fjordbase bru sin plassering på Norgeskartet (hentet fra Google maps), b) Svart markør viser Fjordbase bru sin plassering i Flora kommune.

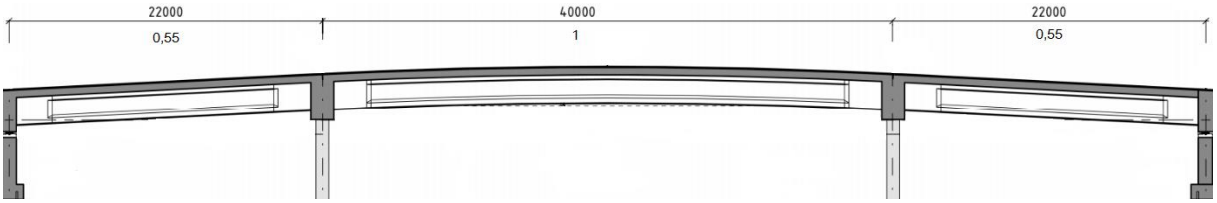
Brua skal inngå i framtidig offentlig og intern transportvei på baseområdet, og går over havvann (Firdaposten, 2015). Den er prosjektert for litt spesielle nyttelaster, for kjøretøy med opptil 2500 kN totalvekt. Brua er ei trefeltsbru støttet opp av to søyler. Den har to sidefelt som spenner over 22 meter hver og et midtfelt som spenner over 40 meter. På figur 3.2 er det avbildet et lengdesnitt av brua.



Figur 3.2: Lengdesnitt av Fjordbase bru (Ingebrigtsen, 2017).

Fjordbase bru planlagt på fylling i sjøen, og dette gir gode muligheter for å oppnå et estetisk bra resultat. Ved prosjektering av bru og fyllinger i sjøen bestemmes høyden på landkarene. Dette gir til gode forutsetninger for å oppnå god linjeføring. Det er gunstig med en delvis prefabrikkert betongelementbru ettersom brua er planlagt å ligge i et industriområde. Som beskrevet over utføres brua med et midtspenn på 40 meter og sidespenn på 22 meter. Dette tilsvarer et spennforhold på 1:0,55 mellom midtspenn og sidespenn. For en enda bedre

estetisk utforming, kunne hovedspennet til denne brua vært litt kortere og sidespennene litt lenger. Rent estetisk er dette tilfellet imidlertid en ganske bra og naturlig løsning, da søylene bare er plassert litt over en meter fra der de ville stått ved å ha en spennfordeling tilsvarende det konjugerte gylne snitt. I det tilfellet hadde sidespennene vært 23,2 meter lange og midtspennet 37,6 meter. Alt i alt er dette en ganske naturlig og bra plassering og størrelsesforhold mellom komponentene.



Figur 3.3: Lengder på spenn i millimeter og tilsvarende spennforhold.

3.2 Byggeprosessen

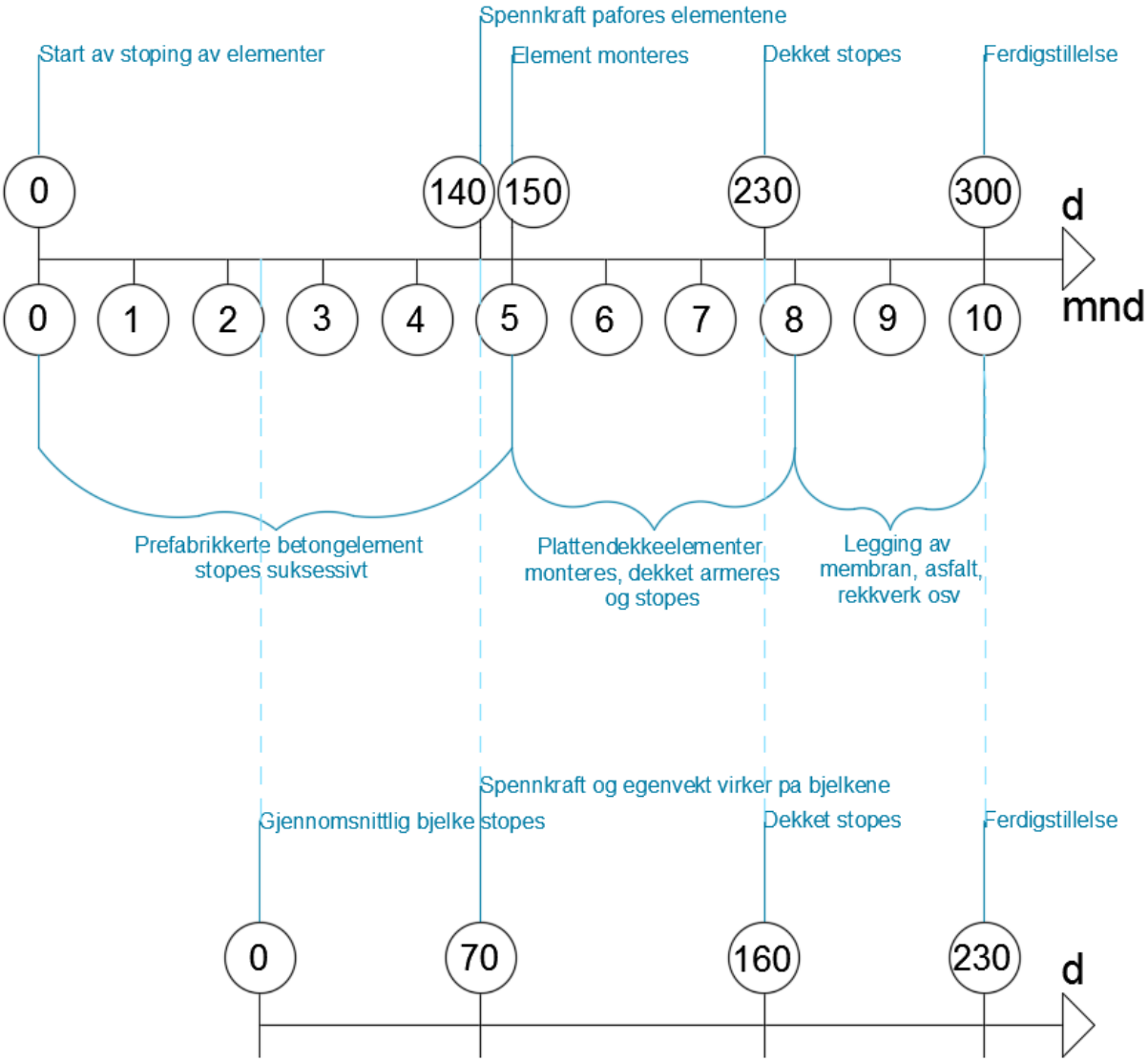
For beregninger i denne oppgaven er det gjort forenklinger av tidspunkt for støping og kraftvirkning. Fra første betongelementbjelke støpes til trafikk blir sluppet inn på brua er det beregnet rundt ti måneder. De 12 bjelkene støpes først suksessivt over en periode på fem måneder. Ved slutten av denne perioden blir alle bjelkene spent opp samtidig, før de monteres (Ingebrigtsen, 2017).

Tidsperspektivet til de 12 bjelkene forenkles til tidsperspektivet til en gjennomsnittlig bjelke. Det antas at slutten av den fem måneder lange perioden er etter fire måneder og 20 døgn, altså etter 140 døgn. En gjennomsnittlig bjelke er antatt støpt midt i denne perioden, og vil derfor være 70 døgn gammel ved påføring av spennkraften. Bjelkene monteres fortløpende etter dette og det forenkles derfor at egenvekt inntreffer samtidig med kreftene på grunn av spennarmeringen. Egenvekten regnes også derfor å virke etter 70 døgn.

Nedre del av dekket blir prefabrikkert og støpt på land, og virker som forskaling for resterende del av dekket. Denne delen kalles plattendekkeelementer. Etter bjelkene er løftet på plass i bruspennet, blir plattendekkeelementene montert mellom bjelkene. For videre arbeid kan det gjøres beregninger på dette stadiet av konstruksjonen. I denne oppgaven beregnes tilstander før plattendekkeelementene er montert, og etter resterende del av dekket er støpt. Da inngår plattendekkeelementene i ferdig dekke med fullt samvirke (Ingebrigtsen, 2017).

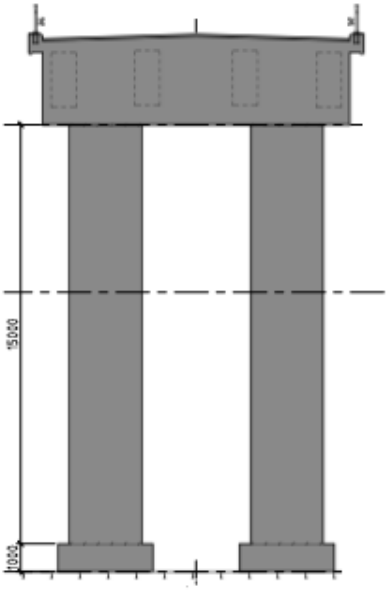
Montering av dekkeelementer, armering av øvre del av dekket og utstøping av dette tar rundt tre måneder, og selve utstøpingen tar rundt to uker. Feltene støpt først og areal over søylene blir støpt til slutt. Det antas derfor at den gjennomsnittlige bjelken får lastvirkning av dekket etter 160 dager etter støping av en gjennomsnittlig bjelke. Deretter går det rundt 2 måneder med legging av membran, asfalt, rekkverk osv. før trafikk blir sluppet inn på brua (Ingebrigtsen, 2017).

Reell tid for ferdigstilling av brua ligger rundt 10 måneder (Ingebrigtsen, 2017), men som forenkling for beregninger har vi beregnet en periode på 230 døgn. På figur 3.4 demonstreres øverst en tidslinje for reelt tidsforløp av bygging, og nederst demonstrerer en forenklet tidslinje for tidsforløpet til en gjennomsnittlig elementbjelke.



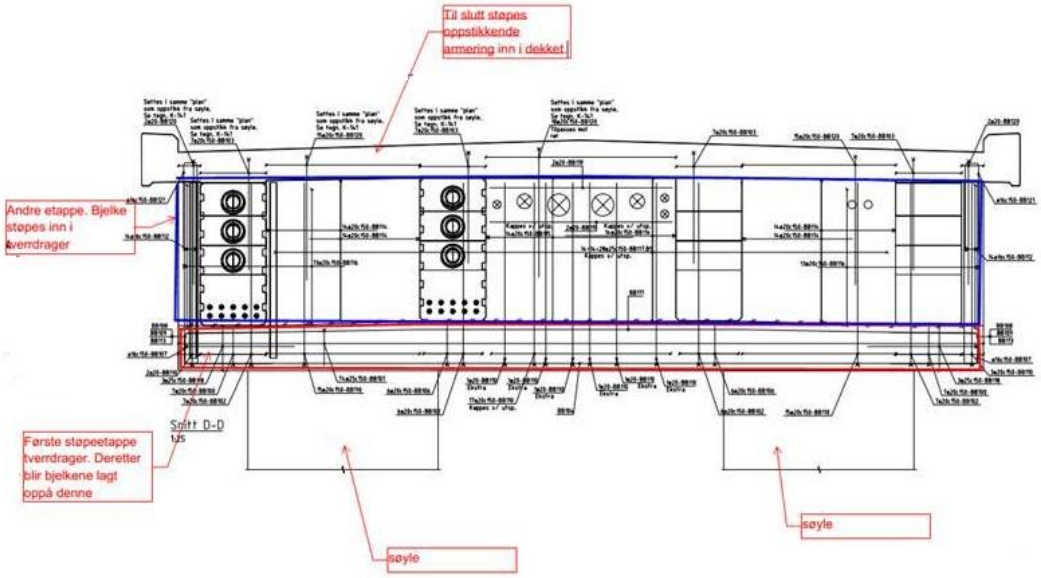
Figur 3.4: Reelt tidsforløp av byggeprosessen (øverst), forenklet tidsforløp (nederst).

Mange betongelementbruer utføres med en tverrdrager over søylene hvor bjelkene legges som fritt opplagte, og i noen tilfeller blir bjelkene støpt sammen i tverretning. For Fjordbase bru er utformingen i tverretning over støttene noe annerledes, vist i figur 3.5 nedenfor.



Figur 3.5: Utførelse over støtte med sammenstøpning av bjelkene (Ingebrigtsen, 2017).

Bjelkene i Fjordbase bru blir som vist i figur 3.5 støpt sammen i tverretning over søylene, men er i tillegg støpt sammen med tverrdrageren. Figur 3.6 illustrerer hvordan denne utstøpingen skjer i tre etapper. Under den første etappen støpes tverrdrageren, markert med rødt. Videre støpes bjelkene inn i tverrdrageren, markert med blått. I den tredje og siste etappen støpes den oppstikkende armeringen inn i dekket (Ingebrigtsen, 2017). Tverrbæreren blir altså her en monolittisk sammenstøpning med bjelkene og dekket med gjennomgående armering.



Figur 3.6: Etappevis utstøpning over støtte (Ingebrigtsen, 2017).

3.3 Regelverk

Regelverk som benyttes i denne oppgaven er hovedsakelig Eurokodene, som er utgitt av Norsk standard, i tillegg til Statens Vegvesen sin Håndbok N400 om bruprosjektering. Håndbok N400 omhandler mange av de samme temaene som Eurokode. Der de to regelverkene avviker fra hverandre, er det Håndbok N400 som skal følges ettersom den stiller tilsvarende eller strengere krav enn Eurokodene.

I denne oppgaven benyttes følgende regelverk:

- Eurokoder:
  - Prosjekteringsgrunnlag – Eurokode 0 (EK0):
    - NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
  - Laster – Eurokode 1 (EK1):
    - NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Laster på konstruksjoner del 2: Trafikklaster på bruer
    - NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Laster på konstruksjoner del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster
    - NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Laster på konstruksjoner del 1-5: Allmenne laster. Termisk påvirkning
  - Prosjektering av betongkonstruksjoner – Eurokode 2 (EK2):
    - NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygging
- Håndbøker (HB):
  - Håndbok N400: Bruprosjektering (Statens Vegvesen, 2015)
- Produktblad:
  - Europeisk teknisk godkjenning ETA – 09/0286

I tillegg er det benyttet materiell utdelt under EVU kurs i Prosjektering av bruer avholdt høsten 2016 på NTNU av blant annet Terje Kanstad og Håvard Johansen. Det er videre i oppgaven benyttet forkortelsene gitt over. Altså blir NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 omtalt som EK2, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 omtalt som EK1-2 og tilsvarende for de andre Eurokodene.

3.4 Eksponeringsklasse

Eksponeringsklassene er kategorisert etter hvilke typer miljø som konstruksjonene utsettes for, og fastsettes i henhold til tabell 4.1 i EK2. Av de fem ulike eksponeringsklassene oppgitt i tabell 4.1, er både XC, XD og XS aktuelle for betongbruer. Disse eksponeringsklassene karakteriseres alle tre etter faren for korrosjon og hva korrosjonen påvirkes av. Det er henholdsvis korrosjon framkalt av karbonatisering, av klorider som ikke stammer fra sjøvann og av klorider fra sjøvann som skiller de tre klassene fra hverandre. Hver klasse er i tillegg gradert etter hvor stor påkjenningen fra miljøet er, for eksempel om konstruksjonen er utsatt

for et permanent tørt eller vekselsvis fuktig og tørt miljø.

Fjordbase bru skal som tidligere nevnt oppføres på Vestlandet og krysse havvann. Brua er prosjektert med en seilingshøyde på 7,0 meter. Generelt for norske bruer ved kysten som har bruplate med membran er det eksponeringsklasse XD1 som skal benyttes, ettersom det er en betongflate utsatt for luftbårne klorider. Brudeler utsatt for sprut skal benytte XD3. Dette samsvarer godt med valgt eksponeringsklasse XD1 for brudekket og XD3 for bjelkene på Fjordbase bru (Ingebrigtsen, 2017). Se tabell 3.1 under for oversikt over eksponeringsklasser for ulike deler av brua.

Tabell 3.1: Eksponeringsklasse for ulike bygningsdeler (Ingebrigtsen, 2017).

Bygningsdel	Eksponeringsklasse
Fundament, søyle	XD3
Søyler	XD3
Fundament, landkar	XD3
Landkar	XD3
Bjelker	XD3
Dekke	XD1

Konstruksjoner som kan bli utsatt for fryse-/tineangrep skal benytte eksponeringsklassen XF. I følge Statens Vegvesen er dette noe man burde anta at alle konstruksjoner langs norske veier før eller siden vil bli utsatt for, og som burde bli tatt hensyn til i prosjektering av nye konstruksjoner. Dette er det ikke tatt hensyn til i denne oppgaven.

3.5 Overdekning

I følge kapittel 4.4.1 i EK2 om betongoverdekning, stilles det krav til minimum betongoverdekning, altså avstanden fra overflaten av betongen til nærmeste konstruktive armering, for å sikre følgende:

- Heft mellom betongen og stålet, for å gi sikker overføring av krefter
- Bestandighet av konstruksjonen, betongen beskytter stålet mot korrosjon
- Tilstrekkelig brannmotstand

På konstruksjonens tegninger er det den nominelle overdekningen som skal angis. Den nominelle overdekningen, c_{nom}, består av kravet til minste overdekning, c_{min}, samt et avvik, Δc_{dev}, som tar hensyn til at eventuelle feil ved dimensjoneringen.

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

Minste overdekning, c_{min}, beregnes etter EK2 pkt. 4.4.1.2 og NA.4.4.1.2, og skal tilfredsstille kravene til heft og miljøpåvirkninger. Det er derfor den største verdien av c_{min} som skal velges.

$$c_{\min} = \max \begin{Bmatrix} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10mm \end{Bmatrix}$$

Av hensyn til kravene om heft, settes minste overdekning til $c_{min,b}$. I følge HB N400 er det kravene i EK2 tabell NA.4.2 som gjelder (Statens Vegvesen, 2015). Denne tabellen angir for brudekket at $c_{min,b}$ skal settes lik stangdiameteren. I overkant av brudekket settes $c_{min,b}$ = 32 mm og i underkant av brudekket settes $c_{min,b}$ = 16 mm. For betongbjelkene angir tabell NA.4.2 at $c_{min,b}$ settes lik den minste av kabelrørets diameter (105 mm) og 80 mm. For bjelkene settes altså $c_{min,b}$ = 80 mm.

Minste overdekning av hensyn til bestandighet, $c_{min,dur}$, skal ifølge HB N400 oppfylle kravene gitt i tabell 7.2 i håndboka (Statens Vegvesen, 2015). For oversiden av brudekker med fuktisolering, settes $c_{min,dur}$ = 60 mm. For øvrige flater, som undersiden av brudekket, settes $c_{min,dur}$ = 50 mm. For spennarmering skal $c_{min,dur}$ økes med 10mm. Dette betyr at $c_{min,dur}$ = 60 mm for spennarmeringen i bjelkene. Etter reglene i NA.4.4.1.2(6), (7) og (8) settes verdien av $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{sur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ lik 0. Se oversikt over verdiene i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Verdier for beregning av minimum overdekningskrav.

Avstand	Hentet fra	Overside dekke	Underside dekke	Bjelke
$c_{min,b}$	Tabell NA.4.2 EK2	32 mm	16 mm	80 mm
$c_{min,dur}$	Tabell 7.2, HB N400	60 mm	50 mm	60 mm
$\Delta c_{dur,\gamma}$	NA.4.4.2.1(6)	0	0	0
$\Delta c_{sur,st}$	NA.4.4.1.2(7)	0	0	0
$\Delta c_{dur,add}$	NA.4.4.1.2(8)	0	0	0

Kravet c_{min} for oversiden av brudekket, undersiden av brudekket og bjelkene er beregnet og listet opp i tabell 3.3.

Avviket, Δc_{dev}, skal ifølge NA.4.4.1.3(P) settes lik 10 mm. I HB N400 pkt. 7.4.3 settes Δc_{dev}=15 mm dersom c_{min}< 70 mm (Statens Vegvesen, 2015). Reglene i HB N400 overstyrer Eurokode, og kravet til Δc_{dev}, er 15 mm.

Tabell 3.3: Minimum overdekningskrav.

Komponent	Beregning av c_{min}	c_{min}	Δc_{dev}
Overside dekke	$\max\begin{Bmatrix}32mm\\60mm\\10mm\end{Bmatrix}$	60 mm	15 mm
Underside dekke	$\max\begin{Bmatrix}32mm\\60mm\\10mm\end{Bmatrix}$	50 mm	15 mm
Bjelke	$\max\begin{Bmatrix}80mm\\60mm\\10mm\end{Bmatrix}$	80 mm	15 mm

For brua er dermed betongoverdekningskravene gitt i tabell 3.4. Det er disse overdekningskravene som er lagt til grunn for antatt armeringsplasseringer og beregninger videre i oppgaven.

Tabell 3.4: Betongoverdekningskrav brukt i beregninger i denne oppgaven.

Avstand	Overside dekke	Underside dekke	Bjelker
c_{nom}	75 mm	65 mm	95 mm

Overdekningskravene ovenfor avviker noe fra det Smidt & Ingebrigtsen AS har prosjektert brua med. De har tatt høyde for at brua skal stå i et meget aggressivt miljø, altså miljøklasse MA, og opererer med krav til overdekning oppgitt i tabell 3.5, (Ingebrigtsen, 2017):

Tabell 3.5: Betongoverdekningskrav brukt av Smidt & Ingebrigtsen AS.

Avstand	Overside dekke	Underside dekke	Bjelker
c_{nom}	75 mm	75 mm	120 mm

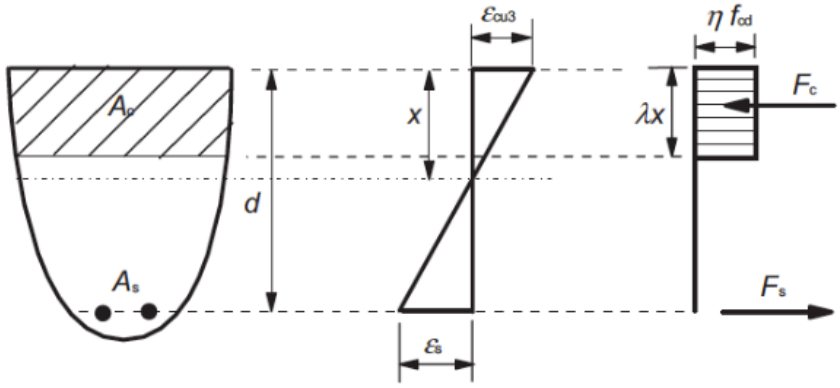
Det er i mottatt informasjon fra Smidt og Ingebrigtsen AS ikke spesifisert nærmere om overdekningskravene i bjelkene er for slakkarmeringen eller spennarmeringen, men dette kravet er uansett strengere enn vi har antatt og som er lagt til grunn for oppgaven.

3.6 Materialer

I dag dimensjoneres bruer for en brukstid på 100 år. Dette stiller høye krav til byggematerialene. I likhet med svært mange andre norske bruer, skal Fjordbase bru bestå av hovedsakelig betong og stål. Betong kan både slakk- og spennarmeres, noe som gjør betong til et anvendbart, bestandig og økonomisk materiale.

Betong

Betong er et materiale som tilpasses bruksområdet. I forbindelse med både utstøpning og herdet tilstand, er det essensielt at betongen har riktige egenskaper. Betong består av vann, sementpasta, tilslag og tilsetningsstoffer. Blandingsforholdet kan endres slik at det tilfredsstiller ønsket bruk. Ettersom betong har vesentlig større kapasitet i trykk enn strekk, angis betongkvalitet ut fra trykkfasthet. Trykkfasthet kan måles i form av sylinderfasthet, f_{ck}, eller kubefasthet, $f_{ck,cube}$. Det er den karakteristiske 28-døgns sylindertrykkfastheten, f_{ck}, som er standard mål på betongkvalitet. Fastheten til betong er forbundet med oppførselen. Lav fasthet tilsvarer betong med seig oppførsel, mens betong med høy fasthet blir sprøere. I trykk har betong en fullstendig ikke-lineær spenning-tøyningsoppførsel. I denne oppgaven tas det ikke hensyn til denne ikke-lineære oppførselen. Etter pkt. 3.1.7(3) i EK2 blir det i stedet benyttet en rektangulær spenningsfordeling, som vist i figur 3.7. En slik forenkling er tillatt så lenge den er mer konservativ enn kravet i pkt. 3.1.7(1).



Figur 3.7: Rektangulær spenningsfordeling(EK2).

Fjordbase bru består av både bjelker og dekke av betongkvalitet B45. Det antas sementklasse N for bjelker og dekke. Materialegenskapene for B45 betong er listet opp i tabell 3.6.

Tabell 3.6: Materialegenskaper for B45 betong.

B45	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk 28-døgns sylindertrykkfasthet	F_{ck}	45 MPa
Middelverdi for sylindertrykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Strekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
Trykktøyning i betongen	ε_{c2}	2,0 x 10^{-3}
Tøyningsgrense ved trykk i betongen	ε_{cu2}	3,50 x 10^{-3}
Elastisitetsmodul	α	0,00001
Utvidelseskoeffisient	E_{cm}	36 000 MPa
Partialfaktor	γ_u	1,5

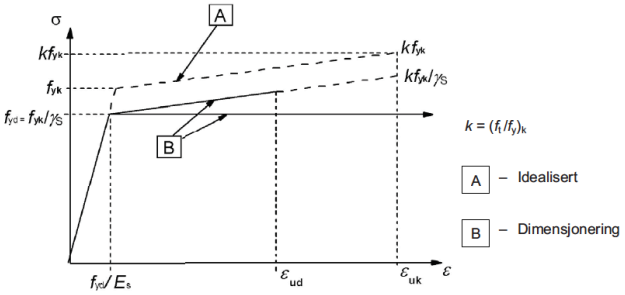
Slakkarmering

Ettersom betong har svært lav fasthet i strekk sammenlignet med trykk, er det nødvendig å tilføre armeringsstål hovedsakelig i betongtverrsnittets strekksone. I Norge benyttes som oftest armeringsstål av typen B500NC. Det er kamstål med karakteristisk fasthet, f_{yk}, lik 500 MPa. Denne typen tilfredsstiller ifølge HB N400 kravene og forutsetningene til slakkarmering i EK2. Armeringsstål har en lineær elastisk oppførsel før det flyter, og har lik spenning-

tøyningsforløp i strekk og trykk. I *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2013) oppgis det at ifølge EK2 pkt. 3.2.7(2) kan følgende forutsetninger for armeringsstål legges til grunn ved dimensjonering:

- Lineær fastning med en tøyningsgrense ε_{ud} = 3,0%
- Ideell flytning hvor det ikke er nødvendig å påvise tøyning

Figur 3.8 viser spennings-tøyningskurver ved de to forutsetningene, slik de er illustrert i figur 3.8 i EK2.



Figur 3.8: Idealisert og dimensjonerende spennings- tøyningssammenheng for armeringsstål (for strekk og trykk), EK2 figur 3.8.

I denne oppgaven er det forutsetningen om ideell flytning benyttet. Dette samsvarer med den tradisjonelt vanligste praksisen i Norge (Sørensen, 2013). Materialegenskapene til B500NC stål er oppgitt i tabell 3.7 nedenfor.

Tabell 3.7: Materialegenskaper for B500NC stål.

B500NC	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 000 MPa
Karakteristisk flytetøyning	ε_{yk}	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$
Dimensjonerende bruddtøyning	ε_{ud}	∞
Partialfaktor	γ_s	1,15

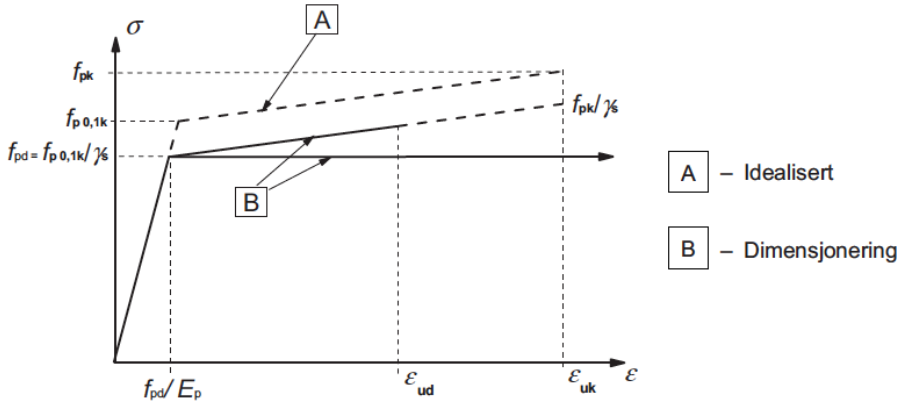
Spennarmering

For å minke strekkspenningene i en betongkonstruksjon, benyttes spennarmering. Både før- og etteroppspent betong betegnes som forspent betong eller spennbetong. For å unngå riss i en betongbjelke, er det mulig å tilpasse spennkraften slik at det ikke opptrer strekkspenninger i underkant av bjelken. Tidligere ble det derfor benyttet store mengder spennarmering i betongelementbruer, ettersom det ikke ble dimensjonert med sikkerhetsfaktorer. Kraften fra spennarmering skulle da være i likevekt med lastene som ble påført. I dag er mengden spennarmering i bruer redusert, ettersom spennarmeringens evne til å ta strekk utnyttes i betydelig større grad. Når spennkablene påføres en strekkspenning ved oppspenning, vil det virke en like stor trykkspenning på betongen. Det benyttes derfor betong med høyere fasthet for spennarmerte konstruksjoner enn ved slakkarmerte (Sørensen, 2013).

For spennarmerte konstruksjoner legger EK2 følgende forutsetninger til grunn ved dimensjonering:

- Fastning etter f_{pd} til en tøyningsgrense ε_{ud}.
- Konstant stålspenning f_{pd} uten begrensning av tøyning.

Spennings-tøyningskurver for begge forutsetningene er vist i figur 3.9, slik som vist i EK2 figur 3.10.



Figur 3.9: Idealiserte og dimensjonerende spennings-tøyningssammenhenger for spennstål (EK2 figur 3.10).

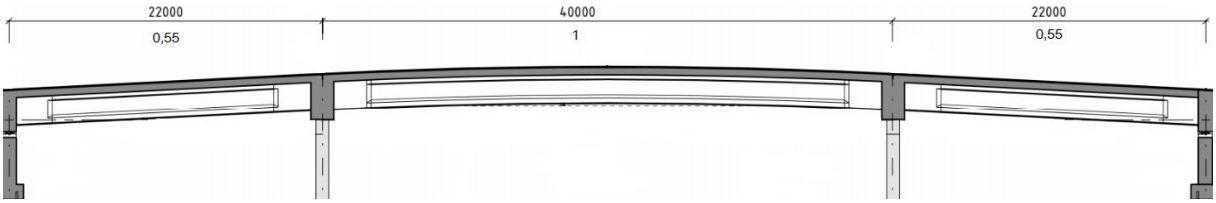
Det mest vanlige valget er å benytte forutsetningen om konstant stålspenning f_{pd} uten begrensning av tøyningen (Sørensen, 2013). Dette ligger også til grunn for denne oppgaven.

Fjordbase bru er består av etteroppspente betongbjelker med parabelformede spennkabler. Hver kabel består av 19 tau, med en flytekraft per kabel på 4442 kN. Ettersom det ikke angis areal av spennkablene, A_p, er det ut fra ETA-09/0286 annex 18 og 8 valgt å sette A_p = 2850 mm^2 per kabel (European Organisation for Technical Approvals, 2013). Egenskaper for spennkablene er gitt i tabell 3.8.

Tabell 3.8: Materialegenskaper for spennarmeringen.

Spennkabler	Tegnforklaring	Verdi
Areal per kabel	f_{yk}	2850 mm^2
Flytekraft per kabel	F_p	4442 kN
Stålets fasthet	f_{pk}	1860 MPa
Stålets 0,1%-grense	$f_{p0,01k}$	1670 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Partialfaktor	γ_s	1,15

4. FORENKLING



Figur 4.1: Lengder på spenn i millimeter og tilsvarende spennforhold.

Lengdesnittet av Fjordbase i figur 4.1 viser at bjelkene på brua skal utføres med en krumning eller en helning. Sidebjelkene skal monteres skrå, med en helning i underkant av 3° i lengderetning. Midtbjelken utformes med en konkav krumning, hvor midtpunktet på bjelken ligger 0,5 m høyere enn endene. Bjelkene er i denne oppgaven forenklet til å være horisontale slik som vist på figur 4.3. Dette medfører at bjelkene i felt 2 og felt 3 er beregnet å være uten vinkel mens bjelkene i felt 1 er forenklet til å være uten krumning. Denne tilnærmingen gjør at de beregnede kreftene avviker fra de virkelige kreftene som virker på brua. Forenklingen gjør brua mer egnet til håndberegninger og gjør i tillegg brua enklere å modellere i analyseprogrammer.

Det vil videre i oppgaven bli benyttet betegnelsen «bjelke» når det kun er snakk om I-bjelkene, mens betegnelsen «samvirkebjelke» inkluderer også andelen av effektiv bredde av brudekket for den enkelte I-bjelken.

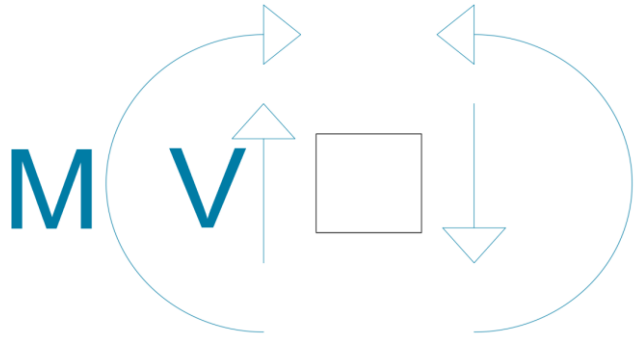
Det er valgt å kontrollere kapasiteten til Fjordbase bru i lengderetning. I tverretning er det fire bjelker. Videre er det kapasiteten til en samvirkebjelke som kontrolleres, og ikke hele tverrsnittet. Det er nærmere bestemt samvirkebjelke nummer 1 på figur 4.13 som blir betraktet. Denne er interessant spesielt ved belastning av trafikk.

Fordi det foretas beregninger på kun en samvirkebjelke, er det gjort antagelser og forenklinger for hvordan last fordeler seg i tverretningen.

Bruer skal betraktes etter kort tid og etter lang tid (Statens Vegvesen, 2015). Det er derfor valgt betraktningstidspunktene 1 og 100 år.

4.1 Definisjon av positivt moment og positiv skjærkraft

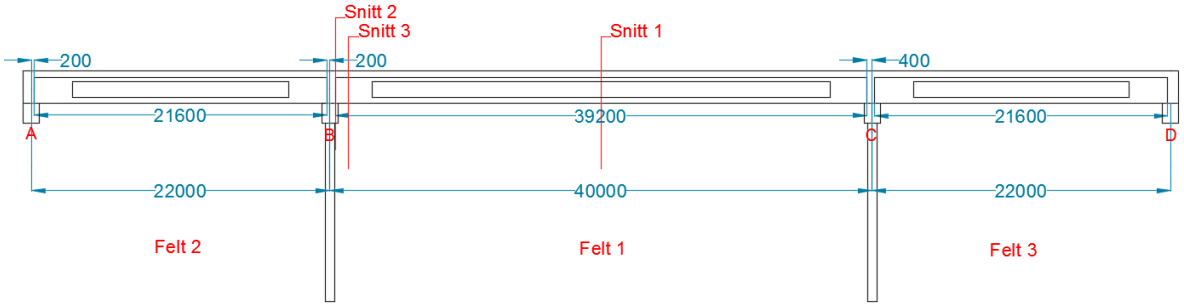
I denne oppgaven er det definert at positivt moment har strekk på undersiden, og positiv skjærkraft går med klokken. Se figur 4.2 for demonstrasjon av positivt moment og positiv skjærkraft brukt i denne oppgaven. I enkelte beregninger utført i MathCAD er det tilpasset det enkelte tilfellet og kan derfor avvike fra denne definisjonen.



Figur 4.2: Positivt moment og positiv skjærkraft.

4.2 Valg av snitt for kontroll

For beregning av kapasitet og dimensjonerende krefter er det valgt tre snitt. Brua er symmetrisk, og figur 4.3 demonstrerer plasseringen av de valgte snittene. Figuren viser også avstander mellom opplegg A-D, lengder på de prefabrikkerte betongelementene og avstander fra kantene på elementene til midten av oppleggene, valgte nummerering av felt, og satte aksesystem. Midtfeltet nummereres som felt 1, og sidefeltene nummereres som felt 2 og 3.

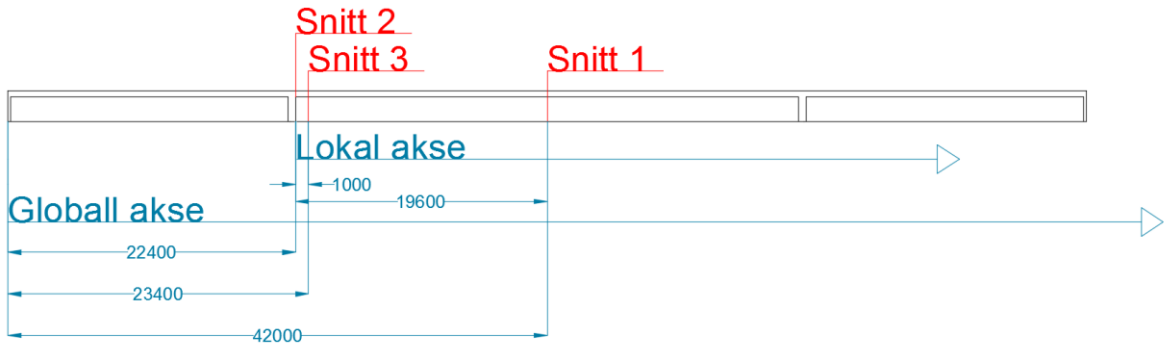


Figur 4.3: Snitt A-A: Bruas lengderetning med valgte snitt for kapasitetskontroll.

I oppgaven blir tre interessante snitt i felt 1 omhandlet. Dimensjonerende feltmoment blir betraktet i snitt 1, som ligger i midten av hovedspennet. For dimensjonerende støttemoment er snitt 2, et snitt på venstre kant av hovedspennet, valgt. Mens for dimensjonerende skjærkrefter betraktes et snitt i en avstand av en meter fra midtbjelkens venstre kant, snitt 3. Det tredje snittet kunne med fordel ha blitt satt i overgangen der steget blir slankere, som er i en avstand på tre meter fra opplegget. For plassering av snittene, se tabell 4.1. De definerte aksene for figur 4.3 er i denne oppgaven definert både globalt og lokalt for hvert element. Den globale aksen har gitt nullpunkt i opplegg A og går fra 0 til 84 meter mot høyre, som er lengden til brua. Den lokale aksen til midtelementet begynner der den globale aksen viser 22,4 meter og går fra 0 til 39,2 meter som er lengden på elementet, se figur 4.4.

Tabell 4.1: Plassering av snitt

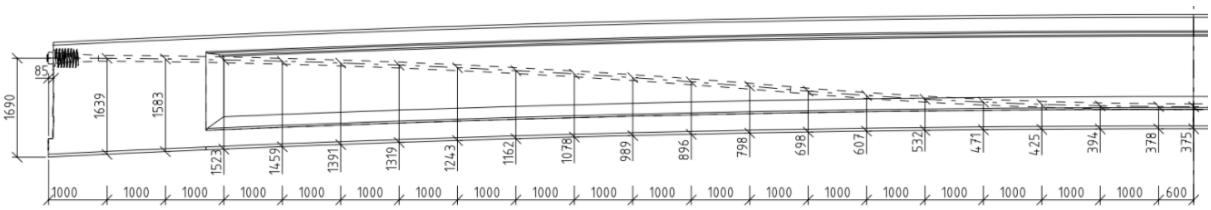
Snitt	Forklaring	Felt	Global akse	Lokal akse
1	Midten	Felt 1	42,0 m	19,6 m
2	Ved bjelkekant	Felt 1	22,4 m	0,0 m
3	Nær bjelkekant	Felt 1	23,4 m	1,0 m



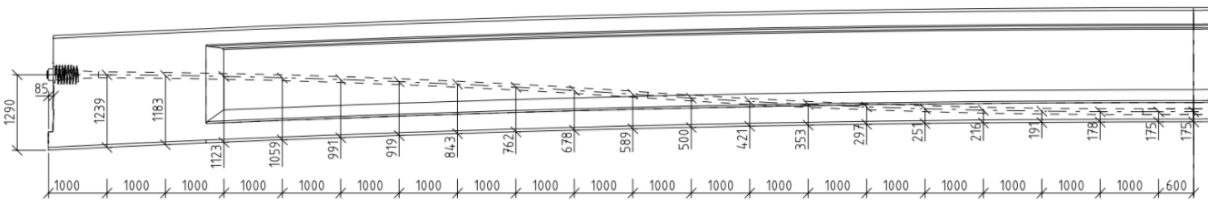
Figur 4.4: Definerte globale og lokale akser i lengderetning.

4.3 Forenklet plassering av spennarmering

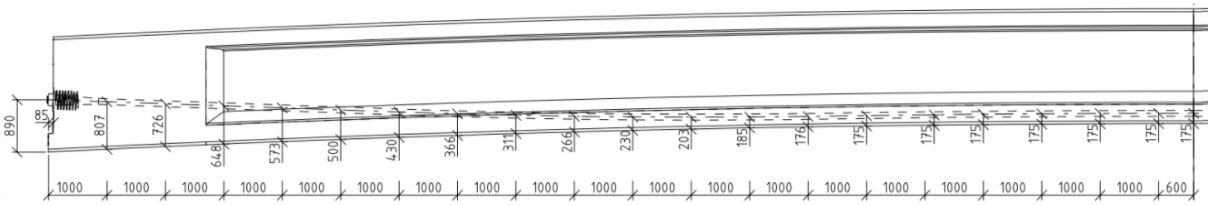
Det er fire spennkabler i bjelkene i felt 1 på figur 4.3. Kablene er plassert som vist under på figur 4.5 til 4.8 (Ingebrigtsen, 2017). Figurene viser spennkablenes høyde over bunnen på bjelken langs bjelkens lengde. Høyden til spennkablene over bunnen på bjelken er plottet og vist i figur 4.9.



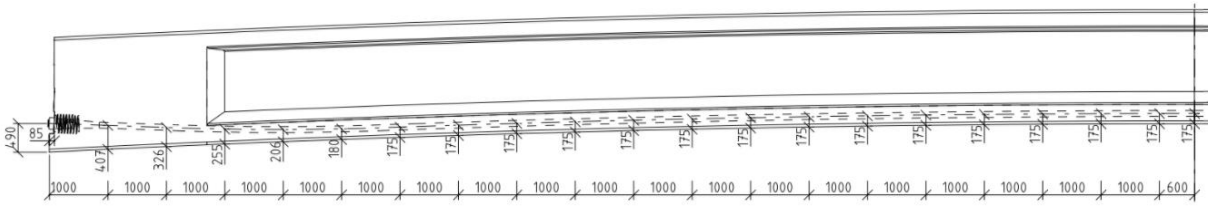
Figur 4.5: Plassering av spennkabel 1 i lengderetning (Ingebrigtsen, 2017).



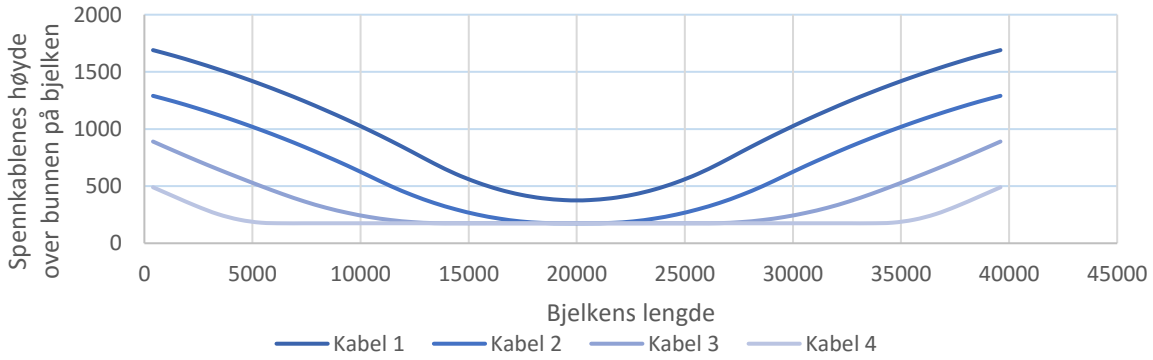
Figur 4.6: Plassering av spennkabel 2 i lengderetning (Ingebrigtsen, 2017).



Figur 4.7: Plassering av spennkabel 3 i lengderetning (Ingebrigtsen, 2017).

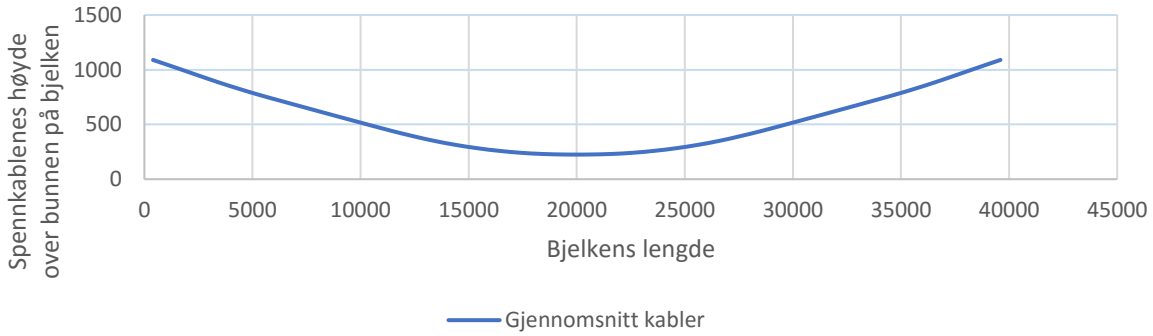


Figur 4.8: Plassering av spennkabel 4 i lengderetning (Ingebrigtsen, 2017).



Figur 4.9: Høyden til spennkablene over bunnen på bjelken i lengderetning.

For å gjøre beregningene i denne oppgaven enklere, antas armeringen å virke i en gjennomsnittlig høyde over bunnen på bjelken. Denne gjennomsnittlige høyden langs lengden av bjelke er demonstrert i figur 4.10.



Figur 4.10: Gjennomsnittlig høyde til spennkablene over bunnen på bjelken i lengderetning.

For enkelte beregninger er det nødvendig med en matematisk tilnærming av plasseringen til spennkablene. Kablene virker over bjelkens egentlige lengde som er 39,2 m. Det forenkles her at kablene virker over en lengde på 40m som er senteravstanden mellom søylene. For en

matematisk tilnærming til høyden på kablene velges en parabelform. Under vises formelen for en parabel der x gir avstanden fra opplegg B, se figur 4.3, i lengderetning.

$$H_{kabler}(x) \approx ax^2 + bx + c$$

Det velges at parabelen har eksakt høydeplassering i endene og i midtsnittet/bunnpunktet. Dette gir:

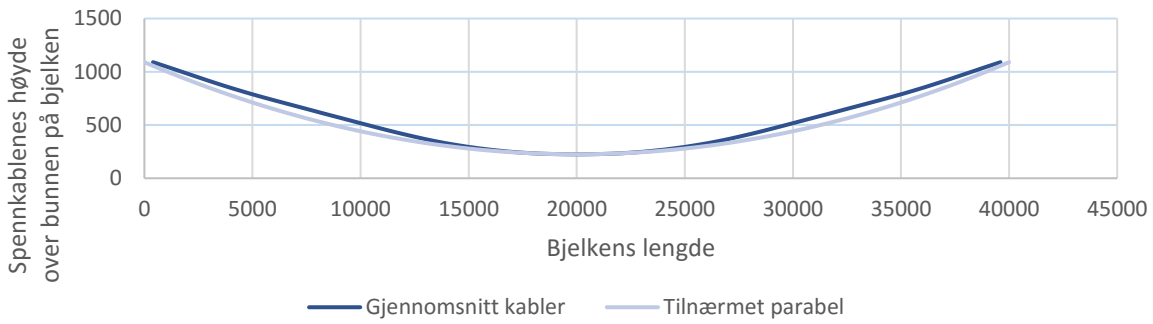
$$H_{kabler}(0) = H_{kabler}(40000mm) = 1090, \quad H_{kabler}(20000mm) = 225mm$$

$$\frac{\partial H_{kabler}(20000mm)}{\partial x} = 0$$

Videre gir dette en ligning for en parabelformet tilnærming av plasseringen til spennkablene som kan skrives som:

$$H_{kabler}(x) \approx 2{,}1625 \cdot 10^{-6} x^2 - 0{,}0865x + 1090 \qquad [mm]$$

Forskjellen på den gjennomsnittlige plasseringen til kablene og plasseringen av den parabelformede tilnærmingen er vist i figur 4.11.

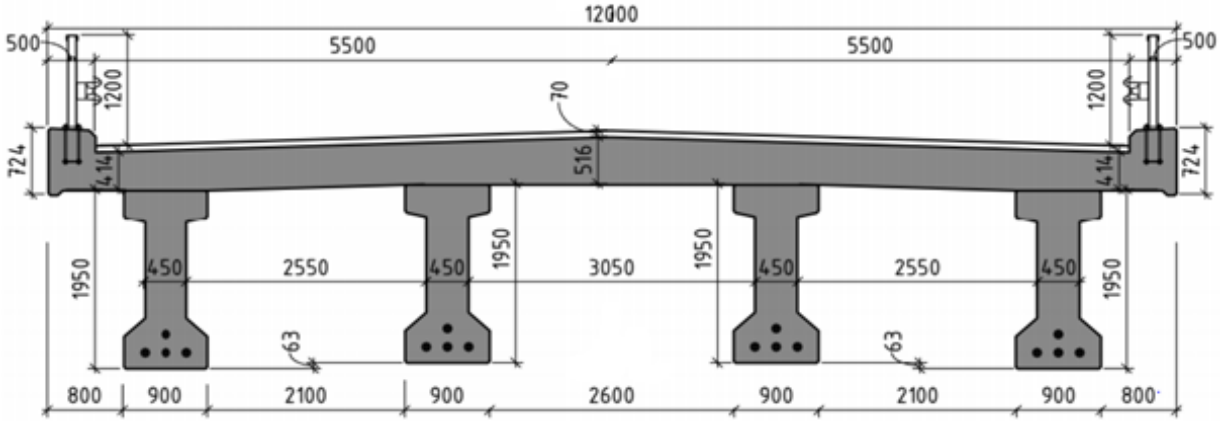


Figur 4.11: Forskjell på den gjennomsnittlige plasseringen til kablene og plasseringen til den parabelformede tilnærmingen.

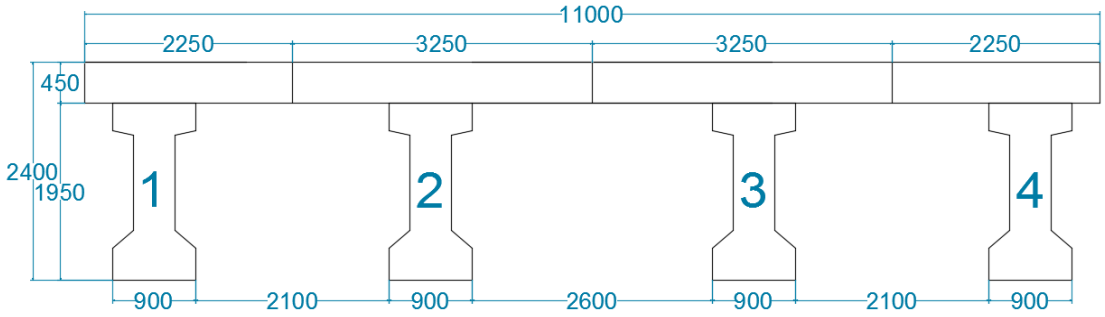
4.4 Forenkling av tverrsnitt

Ved beregning er det også gjort forenklinger av tverrsnittet. Den plasstøpte bruplaten er forenklet til å være horisontal og 11 m bred med en konstant gjennomsnittlig høyde på 450 mm (Ingebrigtsen, 2017). Kantdragerne er da ikke inkludert i bredden av bruplaten. Bjelkene er forenklet til I-bjelker med spisse eller butte vinkler. Se figur 4.14 for dimensjoner på forenklet I-bjelke. Figur 4.12 viser eksakt tverrsnitt i snitt 1, og figur 4.13 viser en generell

forenkling av tverrsnittet i denne oppgaven der armering ikke er tatt med.



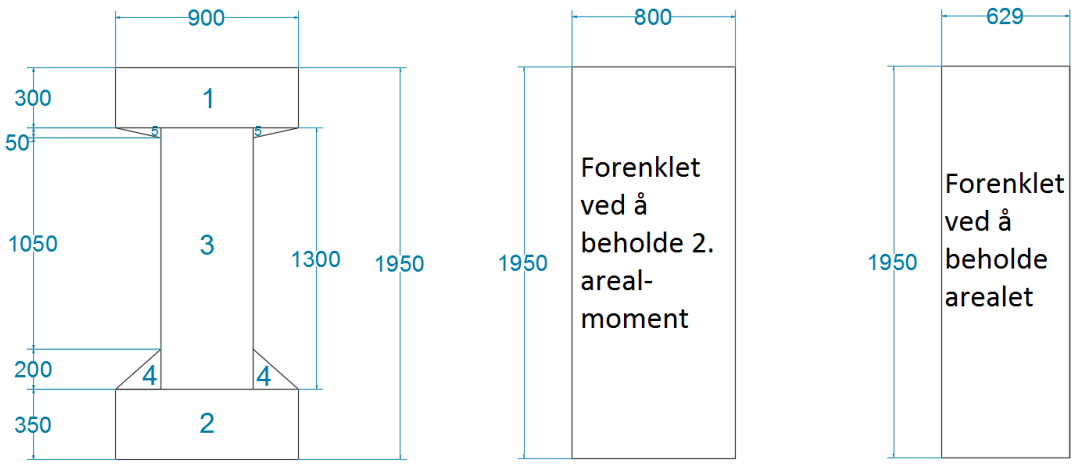
Figur 4.12: Eksakt tverrsnitt i snitt 1 (Ingebrigtsen, 2017).



Figur 4.13: Forenklet generelt tverrsnitt ekskludert armering.

For enkelte beregninger forenkles i tillegg bjelketverrsnittet til et rektangulært tverrsnitt. For beregninger av effektive bredder er bredden på bjelken forenklet med bevart høyde og 2. arealmoment, og i andre tilfeller som virkningen av temperatur er det antatt at bevaring av høyde og areal er en mer passende forenkling. De to forenklingene fra I-bjelke til rektangel er demonstrert i figur 4.14. Dette er omtalt mer detaljert under aktuelle kapitler.

I endene på elementbjelkene går tverrsnittet til bjelkene over fra å være en I-bjelke til å bli et rektangel. Ved støtta har bjelken derfor samme høyde som før, men en konstant bredde på 900 mm.

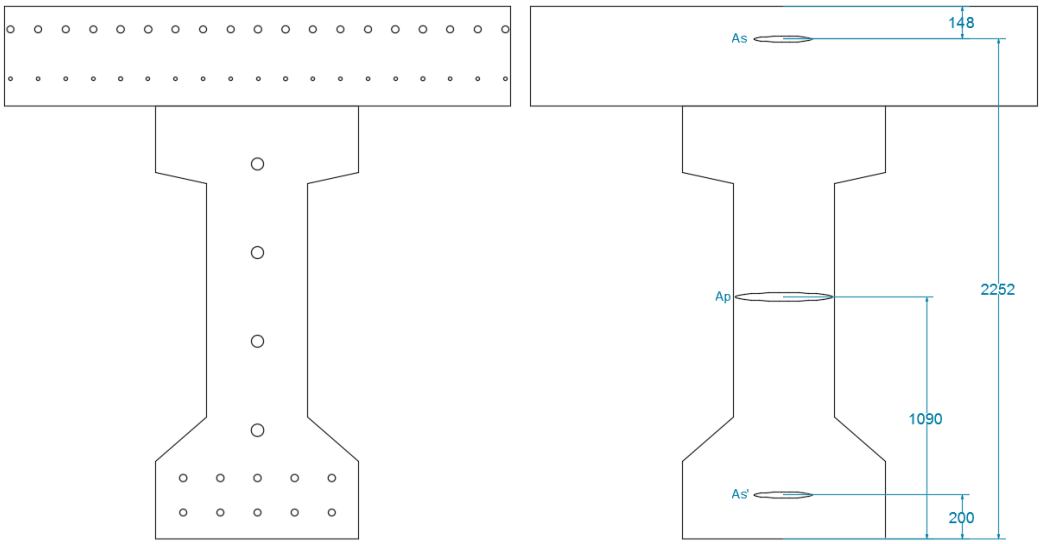


Figur 4.14: Forenkling av bjelketverrsnitt ved å beholde 2.arealmoment og ved å beholde arealet.

For beregninger med slakkarmering og spennarmering er plasseringen til armeringen forenklet. Den betraktede mengde armering forenkles til å befinne seg i arealsenteret til denne armeringen. For beregninger i støttesnittet (snitt 2) deles armeringen inn tre grupper:

- Slakkarmering for strekkraft i dekket, Ø32c150 og Ø16c150: $A_s = 15080mm^2$
- Slakkarmering for trykk i nedre del av bjelken, 10Ø32: $A_s' = 8042mm^2$
- Spennarmering i bjelken: $A_p = 11400mm^2$

Forenklingen av armeringen i støttesnittet er demonstrert i figur 4.15. I vedlegg K.2 er det beregnet at slakkarmering i dekket ved støtta ligger 2252 mm fra bunnen av bjelken. Videre er det antatt at trykkarmeringen i nedre delen av bjelken ligger 200 mm fra bunnen.

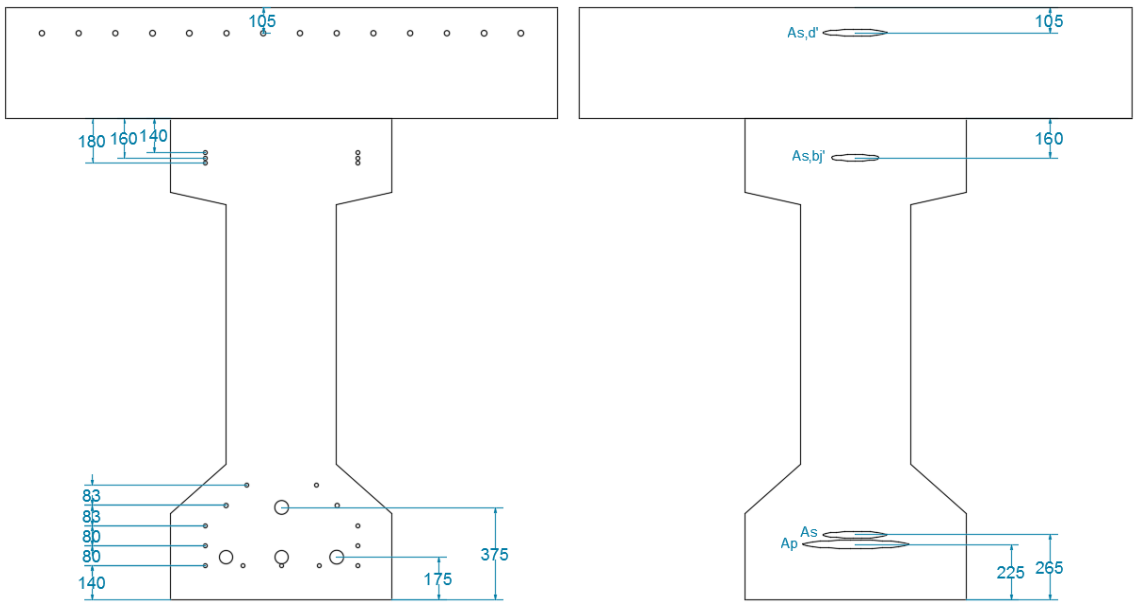


Figur 4.15: Forenkling av plasseringen til armeringen over i snitt 2, støttesnitt.

For beregninger i feltsnittet er armeringen delt inn i fire grupper:

- Slakkarmering for strekkraft i nedre del av bjelken, 13Ø16: $A_s = 2614mm^2$
- Slakkarmering for trykk i øvre del av bjelken, 6Ø20: $A'_s = 1885mm^2$
- Slakkarmering for trykk i dekket, 14Ø20: $A'_s = 4398mm^2$
- Spennarmering i bjelken: $A_p = 11400mm^2$

Forenklingen av midtsnittet (snitt 1) er demonstrert i figur 4.16. Her er det antatt plassering av slakkarmering ved hjelp av overdekningskravene brukt av Smidt & Ingebrigtsen AS vist i tabell 3.5.

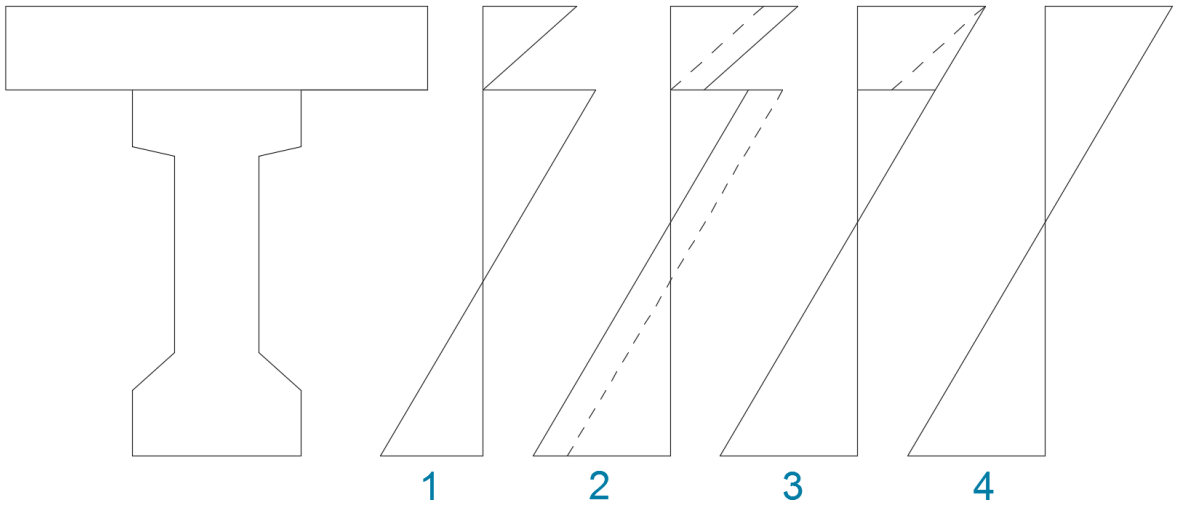


Figur 4.16: Forenkling av plasseringen til armeringen i snitt 1, feltsnitt.

4.5 Forutsetninger for samvirke

Tverrsnittet til Bru Fjordbase virker som et delvis sammensatt tverrsnitt, da de ulike komponentene har ulik alder. For beregninger gjøres det her en forenkling fra delvis sammensatt tverrsnitt til sammensatt tverrsnitt i forhold til spenninger og tøyninger. Når samvirkebjelken skal betraktes etter lang tid, forutsettes det derfor sammenhengende lineære tøyninger. Ettersom bjelkene og dekket støpes på ulike tidspunkter, vil denne antakelsen avvike fra samvirkebjelkens virkelige tøyningsoppførsel. Dette avviket er størst like etter at dekket støpes. Hvordan tøyningene i midtfeltet i virkeligheten utvikler seg, er forklart i punktene under sammen med demonstrasjon av de ulike stadiene på figur 4.17.

0. Ved oppspenning er tverrsnittet til bjelken påkjent av trykk i underkant og strekk i overkant.
1. Først når samvirke dannes, oppstår det tøyninger i brudekket. Bjelken får strekk i underkant og trykk i overkant. Brudekket vil få en liten trykktøyning i overkant.
2. Med tiden vil tøyningene i brudekket øke, i tillegg til at det vil oppta deler av tøyningene som bjelken er påført.
3. Etter 100 år vil tøyningene i samvirkebjelken se ut som på figur 3.
4. Forenklet kan dermed tøyningene i tverrsnittet betraktes som sammenhengende lineære fra underkant av bjelken til overkant av dekket, som illustrert i figur 4.



Figur 4.17: Tøyningsutviklingen i midtfeltet for tilstand 1 til 4.

4.6 Effektiv bredde

Fjordbase bru består av 12 I-bjelker fordelt på tre spenn med et plasstøpt brudekke. Både i lengde- og tverretning er brua utformet symmetrisk. Etter at dekket er støpt ved 160 døgn, vil brua å være et delvis kontinuerlig system hvor bjelkene og dekket utgjør fire samvirkebjelker.

Ved beregning av dimensjonerende krefter og kapasitet for samvirkebjelkene, forenkles bjelkene sammen med tilhørende del av dekket til T-bjelker. Det er i den forbindelse nødvendig å beregne effektiv bredde av flensen, altså brudekket, til hver av de fire samvirkebjelkene. Den effektive bredden angir også effektiv slakkarmering i flensen, som er av spesielt stor interesse ved beregning av momentkapasitet over støttene, hvor det er strekk i overkant.

Samvirkebjelkene er forenklet til T-bjelker ved å bevare andre arealmomentet og høyden av I-bjelkene, slik at stivheten til bjelken bevares. Stegbredden, b_w, forenkles dermed til:

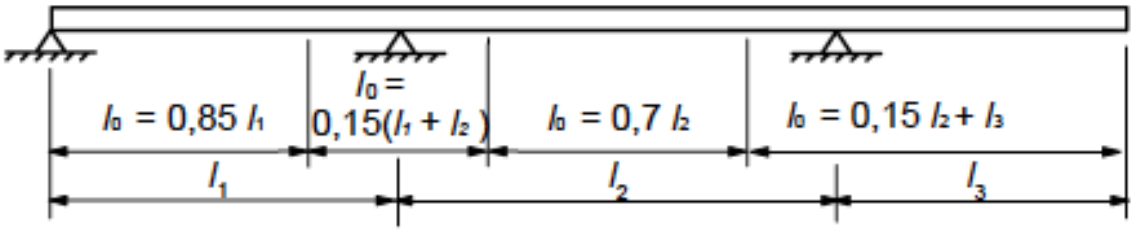
$$I_{y.bjelke} = 4.93 \cdot 10^{11} mm^4$$

$$I_{y.rekt} = \frac{bh^3}{12}$$

$$b_w = \frac{12 I_{y.bjelke}}{h^3} \approx 800mm$$

Se vedlegg B.1 for detaljerte beregninger av forenklet tverrsnitt.

Effektiv flensbredde beregnes etter EK2 pkt. 5.3.2.1 og gjelder i alle grensetilstander. Den effektive flensbredden baseres på avstanden l_0 mellom momentnullpunktene i lengderetningen av brua, illustrert i figur 4.18, gitt at brua betraktes som et kontinuerlig system.



Figur 4.18: Definisjon av l_0, for beregning av effektiv flensbredde (EK2, figur 5.2).

På grunn av symmetri om senterlinja, vil effektiv bredde for samvirkebjelke 1 og 4 være like, samt 2 og 3 være like. Det beregnes derfor kun effektive bredder for samvirkebjelke 1 og 2, i henholdsvis midtfeltet og over venstre støtte.

Følgende lengder for beregning av effektive bredder:

$$I_1 = 22m$$

$$I_2 = 40m$$

Avstand mellom momentnullpunktene i midtsnittet:

$$l_{0.felt} = 0.7 \cdot 40m = 28m$$

Avstanden mellom momentnullpunktene over støtta:

$$l_{0.støtte} = 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 9.3m$$

Den effektive flensbredden, vist i figur 4.19 nedenfor, beregnes ved formlene gitt i EK2, pkt. 5.3.2.1(3):

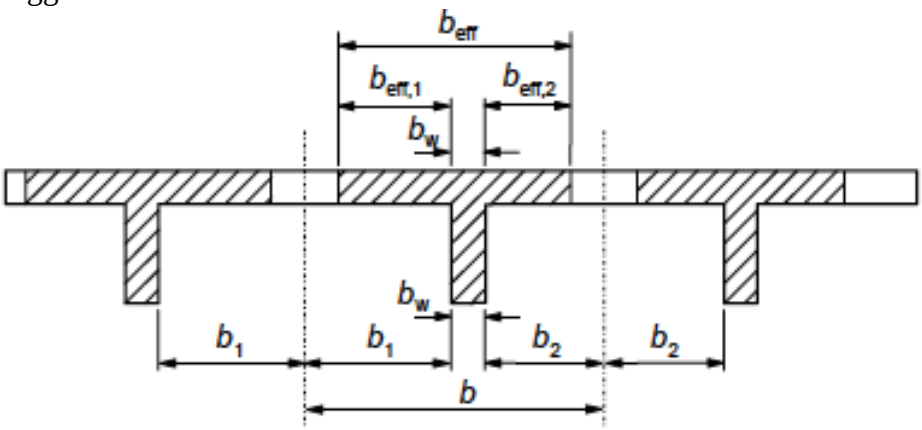
$$b_{eff} = \sum b_{eff.i} + b_w \leq b$$

der

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

Verdiene for b_i for samvirkebjelke 1 og 2 hentes fra tverrsnittstegningen av brua, vist i figur 4.13. Dette kravet sikrer at den effektive bredden ikke overskrider virkelig bredde. De effektive breddene for samvirkebjelkene er listet opp i tabell 4.2. For detaljerte beregninger, se vedlegg B.2.



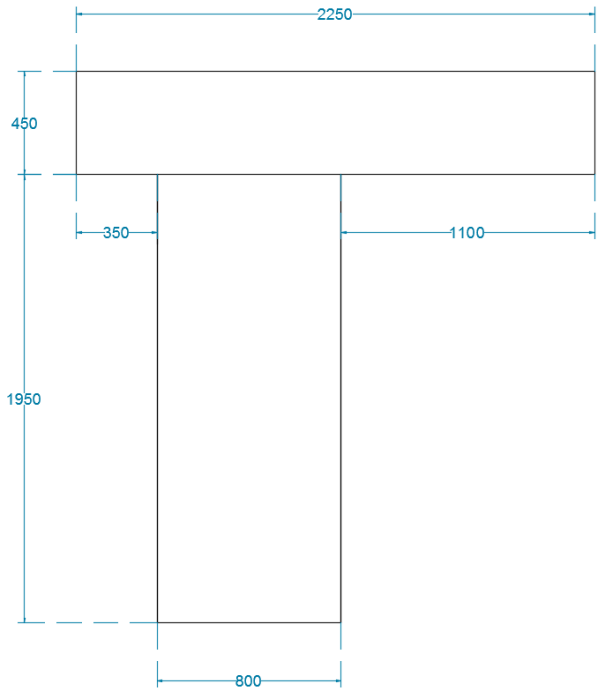
Figur 4.19: Effektiv flens, geometriske data (EK2, figur 5.3).

For Fjordbase bru ble de effektive breddene for samvirkebjelkene beregnet til:

Tabell 4.2: Effektive bredder for samvirkebjelkene.

Bjelke nr.	Støtte	Felt
1 & 4	2,25 m	2,25 m
2 & 3	3,1 m	3,25 m

Figur 4.20 viser effektiv bredde for samvirkebjelke 1 i både felt og over støtte.



Figur 4.20: Samvirkebjelke 1 med effektiv flensbredde i felt og over støtte med stegbredde på 800 mm.

Videre forenkles bjelken til å være sentrert under den effektive bredden av dekket.

4.7 Reduksjon av spennkraft

I motsetning til for føroppspente bjelker, vil det for etteroppspente bjelker med mer enn en spennkabel bli et korttidstap. Dette korttidstapet skyldes umiddelbar deformasjon av betongen når det spennes opp en ny kabel. De tidligere oppspente kablene vil da bli utsatt for et spenningstap. I EK2 pkt.5.10.5.1(2) er det oppgitt en korreksjonsfaktor som tar hensyn til at kablene ikke spennes opp samtidig. Dette er ikke tatt hensyn til i denne oppgaven fordi kablene antas å spennes opp samtidig.

Det vil oppstå en tøyningsendring i spennarmeringen som følge av kryp, svinn og relaksasjon. Ifølge Hookes lov fører dette til redusert spennkraft. Dette er tidsavhengige prosesser, som gjør at spennkrafta vil reduseres gradvis.

Relaksasjonen beregnes etter EK2 pkt. 3.3.2(7). Dette er en forenklet metode, ettersom den ikke tar hensyn til at det vil oppstå en ubalanse i indre krefter når spennstålet i betongtverrsnittet får et spenningsfall. Når spennarmering slakkes vil betongspenningen minke og betongen utvides. Spenningen i armeringen vil da økes noe og bidra til at spenningsfallet blir mindre enn antatt. I EK2 pkt. 5.10.6(1) angis det en korreksjonsfaktor for spenningsfallet, men denne er ikke benyttet i oppgaven (Sørensen, 2013).

Svinnberegningene utføres i henhold til EK2 pkt. 3.1.4(6). Det antas at tøyningsendringen i spennarmeringen er lik tøyningsendringen i betongen, $\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{cs}$. Armerte betongbjelker blir påført en krumning som følge av ulik svinntøyning over tverrsnittet. For svinn korrigeres det heller ikke for likevekt (Sørensen, 2013). Tøyningen i spennarmeringen blir altså litt for stor, ettersom det ikke tas hensyn til krumningen som oppstår.

For en etteroppspent betongelementbru er det ved beregning av kryptøyningen nødvendig å trekke fra korttidstøyningen, slik at det er kun effekten av kryp som tas med. Ved beregningen av korttidstøyningen, beregnes elastisitetsmodulen ut fra EK2 pkt. 3.1.3(3) med hensyn til alder og ikke kryp.

5. LASTER

I henhold til HB N400 pkt. 7.2.3 skal en ferdig betongkonstruksjon som et minstekrav kontrolleres like etter at brua er åpnet for trafikk og ved dimensjonerende brukstid, 100 år. Det er derfor valgt å betrakte tidspunktene 1 og 100 år. I denne oppgaven tas følgende laster med i beregningene:

Permanente laster:

- Egenvekt
- Sekundæregenvekt

Deformasjonslaster:

- Oppspenningskrefter
- Svinn, kryp, relaksasjon

Variable laster:

- Trafikklast
- Temperaturlast

5.1 Lastvirkning for permanente laster og deformasjonslaster

5.1.1 Lastvirkning på spennarmeringen på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

I dette delkapittelet blir først effektive E-moduler beregnet. Deretter blir kryp, svinn og relaksasjon suksessivt omhandlet med retningslinjer og beregninger. Disse beregningene ligger til grunn for reduksjon av spennkraft.

Retningslinjer for beregning av effektive E-moduler på grunn av kryp

Over lang tid vil trykkpåkjent betong fortsette og trykkes sammen utover den momentane sammentrykkingen som skjer når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen defineres som kryp (Sørensen, 2010). Kryp i betongen på grunn av spennkraften fører til tøyning i betongen som også gir en tøyningsendring i stålet, lik tøyningen i betongen. På grunn av denne tøyningsendringen, reduseres spenningen i spennstålet. I slike tilfeller reduseres betongens elastisitetsmodul etter tid. For beregninger av spenningsendringen i stålet er det derfor nødvendig å benytte den effektive elastisitetsmodulen, $E_{c,eff}$, som definert i formelen nedenfor.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_o)} \qquad \textit{(3.11), (Sørensen, 2013)}$$

der
$E_{cm} =$ korttidslast E-modul ved en betong med en alder på 28 døgn
$\varphi(t, t_0) =$ kryptall
$t =$ betraktet tidspunkt
$t_0 =$ tidspunkt for oppspenning

Kryptallet beregnes ut fra følgende formler i tillegg B i EK2:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \qquad \textit{(B.1), EK2}$$

der
$\varphi_0 =$ normert kryptall
$\beta_c(t, t_0) =$ faktor som beskriver kryputviklingen i forhold til tid etter belastning

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad \textit{(B.2), EK2}$$

der
$\varphi_{RH} =$ faktor som tar hensyn til relativ fuktighet
$\beta_c(f_{cm}) =$ faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten
$\beta_c(f_{cm}) =$ faktor som tar hensyn til virkningen av betongens alder ved pålastning

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \qquad \textit{(B.3b), EK2}$$

der
$RH =$ relativ fuktighet i omgivelsene
$h_0 = \frac{2A_0}{u}$
$A_c =$ tverrsnittsarealet
$u =$ tverrsnittets omkrets som er utsatt for uttørking

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \qquad \textit{(B.8c), EK2}$$

f_{cm} = betongens fasthet

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \textit{(B.4), EK2}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_0^{\,0,20}} \qquad \textit{(B.5), EK2}$$

$$\beta_c(t,t_0) = \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \qquad \textit{(B.7), EK2}$$

For høyere fasthet enn 35 MPa beregnes β_H ved:

$$\beta_H = 1{,}5\left[1 + \left(0{,}012RH\right)^{18}\right] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \qquad \textit{(B.8b), EK2}$$

Beregning av effektive E-moduler på grunn av kryp i aktuelle tidspunkt

Effektive E-moduler på grunn av kryp i aktuelle tidspunkt er beregnet i vedlegg C.4 etter gitte formler og listet opp i tabell 5.1:

Tabell 5.1: Effektive E-moduler på grunn av kryp i aktuelle tidspunkt, vedlegg C.4.

Komponent	t_0	t	$\varphi(t,t_0)$	E_{cm}	$E_{c,eff}(t,t_0)$
Bjelke	70 døgn	160 døgn	0,474	36000 MPa	24420 MPa
	70 døgn	365 døgn	0,647	36000 MPa	21860 MPa
	160 døgn	365 døgn	0,504	36000 MPa	23930 MPa
	70 døgn	36500 døgn	1,034	36000 MPa	17700 MPa
	160 døgn	36500 døgn	0,882	36000 MPa	19130 MPa
	0 døgn	0 døgn	0,000	36000 MPa	36000 MPa
Dekke	160 døgn	365 døgn	0,500	36000 MPa	24030 MPa
	160 døgn	365 døgn	0,500	36000 MPa	24030 MPa
	160 døgn	36500 døgn	0,879	36000 MPa	19160 MPa
	160 døgn	36500 døgn	0,879	36000 MPa	19160 MPa

For videre krypberegninger er det antatt samme E-moduler i samvirkebjelken som i dekket.

Retningslinjer for spenningsendring i spennarmeringen på grunn av kryp

Beregning av spenningsendring på grunn av kryp er gjort i vedlegg C.6. For beregning brukes forholdet mellom spenning og tøyning:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} = \left|\Delta\varepsilon_{p.kryp}\right| \cdot E_p$$

Det tenkes at tøyningen som har skjedd på et betraktet element i et gitt tidspunkt er den tøyningen som skjer fra dag null (da det betraktede elementet støpes) til gitt tidspunkt. Denne tenkes lineært voksende med tiden. Under forklares ulike tidspunkt:

- t = betraktet tidspunkt
- t_s = tidspunkt hvor dekket støpes og forenklet at samvirke oppstår
- t_p = tidspunkt hvor spennkablene i bjelken spennes opp
- t_0 = tidspunkt hvor bjelken støpes
- $\Delta t_{kryp,bjelke} = t_s - t_0$
- $\Delta t_{kryp,samvirke} = t - t_s$

Endring av tøyning som har skjedd i et betraktet tidspunkt på en samvirkebjelke kan forklares som summen av:

- Tøyningsendringen på bjelken fra oppspenning til samvirke oppstår
- Tøyningsendring på samvirkebjelken fra samvirke oppstår til betraktet tidspunkt

Dette beskrives i ligningen under:

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp.t} = \Delta\varepsilon_{bjelke.\Delta t_{kryp.bjelke}} + \Delta\varepsilon_{samvirkebjelke.\Delta t_{kryp.samvirke}}$$

Det foretas en forenkling av tøyningsendringen på bjelken fra oppspenning til samvirke oppstår. Den beregnes ved å ta den tilnærmet lineære tøyningen som har skjedd fra dag null til samvirke oppstår, for så å trekke fra tøyningen som har skjedd fra dag null til i bjelken spennes opp. Dette er utgangspunktet for ligningen under:

$$\Delta\varepsilon_{p.bjelke.\Delta t_{kryp.bjelke}} = \varepsilon_{p.bjelke.t_s} - \varepsilon_{p.bjelke.t_p}$$

På samme måte forenkles tøyningsendringen på samvirkebjelken fra samvirke oppstår til betraktet tidspunkt. Den beregnes ved å ta den tilnærmede lineære tøyningen på samvirkebjelken som har skjedd fra dag null til det betraktede tidspunktet, for så å trekke fra tøyningen som har skjedd fra dag null til før samvirke oppstår. Dette er utgangspunktet for ligningen under:

$$\Delta\varepsilon_{p.samvirke.t_{kryp,samvirke}} = \varepsilon_{p.samvirke.t} - \varepsilon_{p.samvirke.t_s}$$

Endring av tøyning på en samvirkebjelke i et betraktet tidspunkt kan derfor uttrykkes som som:

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp.t} = \left(\varepsilon_{p.bjelke.t_s} - \varepsilon_{p.bjelke.t_p}\right) + \left(\varepsilon_{p.samvirke.t} - \varepsilon_{p.samvirke.t_s}\right)$$

Den antatte lineære tøyningen for en bjelke eller en samvirkebjelke beregnes ved formelen under:

$$\varepsilon_{p.t} = \frac{F_p}{E_{t_0.t} \cdot A_{t_0.t}} + \frac{F_p \cdot e_{t_0.t}^2}{EI_{t_0.t}}$$

Beregning av spenningsendring i spennarmeringen på grunn av kryp

For beregninger er det antatt en tidslinje vist i figur 3.4. Betraktet tidspunkt er valgt etter 1 år og etter 100 år. Dette medfører at følgende verdier for beregning er antatt:

- t = 365 døgn / 36500 døgn
- t_s = 160 døgn
- t_p = 70 døgn
- t_0 = 0 døgn

Tøyningsendringene og spenningsendringen i spennkablene på grunn av kryp er beregnet i vedlegg C.6 og listet opp i tabell 5.2:

Tabell 5.2: Tøyningsendring og spenningsendring i spennkablene på grunn av kryp, vedlegg C.6.

Tidspunkt, t	Tøyningsendring, $\Delta\varepsilon_{p.kryp.t}$	Spenningsendring, $\Delta\sigma_{p.kryp.t}$
365 døgn	3.739×10^{-4}	73 MPa
36500 døgn	5.008×10^{-4}	98 MPa

Retningslinjer for spenningsendring i spennarmeringen på grunn av svinn

Over tid vil betongen også tørke ut. Dette medfører at den krymper, og denne krympingen omtales som svinn. Svinntøyningene er i motsetning til kryptøyningene uavhengige av belastningen. Det er både uttørkingssvinn, ε_{cd}, og autogent svinn (selvuttørkingssvinn), ε_{ca}, som bidrar til svinntøyning. Uttørkingssvinn skyldes fukttransport gjennom herdet betong og er en langsom prosess. Det autogene svinnet skyldes betongens fasthetsutvikling og forekommer hovedsakelig i tiden like etter utstøping (Sørensen, 2013).

For beregning av svinntøyningene gjelder EK2 pkt. 3.1.4 og tillegg B, del B2. Total svinntøyning er i pkt. 3.1.4(6) oppgitt som:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad \textit{(3.8), EK2}$$

Videre er de to bidragene til svinntøyning gitt som følger:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad \textit{(3.9), EK2}$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \qquad \textit{(3.11), EK2}$$

Der k_h er gitt i tabell 3.3 og $\beta_{ds}(t, t_s)$ er gitt ved:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^{\,3}}} \qquad \textit{(3.10), EK2}$$

Formel en under gjelder for beregningen av $\varepsilon_{cd,0}$:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha ds2 \cdot (\frac{f_{cm}}{f_{m0}})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \qquad \textit{(B.11), EK2}$$

der
f_{cm} = 10 MPa
α_{ds1} = 4 for sementklasse N
α_{ds2} = 0,12 for sementklasse N

Faktoren β_{RH} er gitt ved uttrykket:

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - (\frac{RH}{RH_0})^3 \right] \qquad \textit{(B.12), EK2}$$

Faktorene $\beta_{as}(t)$ og $\varepsilon_{ca}(\infty)$ er gitt ved:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2t^{0.5}} \qquad \textit{(3.13), EK2}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \qquad \textit{(3.12), EK2}$$

Tverrsnittsdelene hvor det kun er betong vil kunne svinne nærmest fritt, mens der det er armering vil tøyningene fra svinn begrenses.

Beregning av spenningsendring i spennarmeringen på grunn av svinn

Spenningsendring på grunn av svinn er beregnet i vedlegg C.6 og listet opp i tabell 5.3:

Tabell 5.3: Tøyningsendring og spenningsendring i spennarmeringen, vedlegg C.6.

Tidspunkt, t	Svinntøyning, $\varepsilon_{cs,t}$	Spenningsendring, $\Delta\sigma_{p,svinn,t}$
365 døgn	1,476 x 10^{-4}	29 MPa
36500 døgn	2,424 x 10^{-4}	47 MPa

Retningslinjer for spenningsendring i spennarmeringen på grunn av relaksasjon

Både kryp og svinn i betongen fører til at krafta i spennarmeringen reduseres. I tillegg vil det forekomme et spenningsfall i armeringen, som følge av at stålet utsettes for konstant tøyning over lang tid. Dette fenomenet omtales som relaksasjon av spennstål (Sørensen, 2013).

I EK2 pkt. 3.3.2(4)P er det definert tre relaksasjonsklasser. Som oftest er det for tråd eller tau klasse 2, lav relaksasjon, som blir benyttet. Relaksasjonstapet angis som prosentvis reduksjon i forhold til initialspenningen, og beregnes for klasse 2 etter pkt. 3.3.2(7):

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot (\frac{t}{1000})^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \qquad \textit{(3.29), EK2}$$

der

ρ_{1000} = 2,5% for klasse 2, relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning

$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ ved oppspenning

t = tid etter oppspenning i timer

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$

Relaksasjonen betraktes på tidspunkt som er avhengig av antall timer etter oppspenning. Bjelkene blir spent opp etter 70 døgn. Dette er det tatt hensyn til ved betraktningstidspunktet 1 år, men ikke for 100 år.

Beregning av spenningsendring i spennarmeringen på grunn av relaksasjon

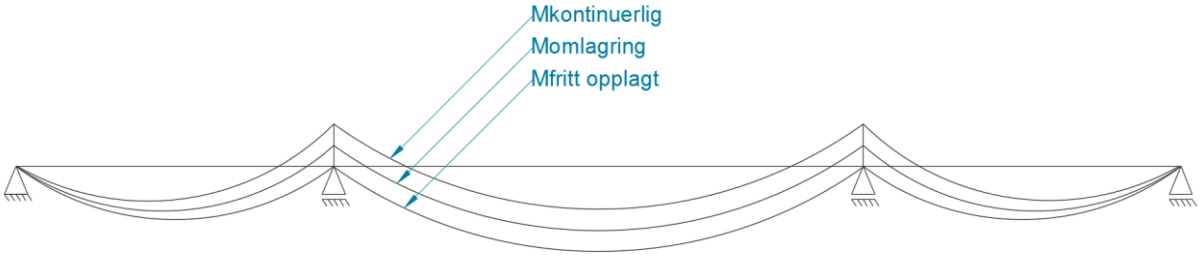
Spenningsendring på grunn av relaksasjon av spennarmeringen er beregnet i vedlegg C.6 og listet opp i tabell 5.4:

Tabell 5.4: Spenningsendring på grunn av relaksasjon, vedlegg C.6.

Tidspunkt, t	Spenningsendring, $\Delta\sigma_{p,relaksasjon,t}$
365 døgn	31 MPa
36500 døgn	75 MPa

5.1.2 Lastvirkning på grunn av omlagring av moment

For egenvekt og spennkrefter må det tas hensyn til omlagring av momenter over tid. Når dekket på en betongelementbru støpes, vil systemet gradvis gå fra å være fritt opplagt til å bli et mer kontinuerlig system. Ettersom bjelkene og dekket støpes til ulike tidspunkter, må det tas høyde for at stivheten til brua varierer med tiden. For å kunne bestemme momentene som oppstår på grunn av egenvekt av bjelker og av dekket med sekundæregenvekt, er det en anerkjent metode å anta at en andel av egenvekten bæres av det fritt opplagte systemet og den resterende lasten av det kontinuerlige systemet. Det er derfor nødvendig å bestemme hvor stor andel av disse egenvektene som bæres av det kontinuerlige systemet. Når dekket har herdet, vil brua altså være en mellomting mellom fritt opplagt og kontinuerlig, slik som illustrert i figur 5.1 nedenfor. Når denne metoden benyttes er totalt moment fra egenvekt summen av momentbidraget fra andelen som virker på det fritt opplagte systemet og momentbidraget fra andelen som virker på det kontinuerlige systemet.



Figur 5.1: Omlagringsmomentet gir et moment som er en mellomting mellom momentet fra det kontinuerlige systemet og momentet fra det fritt opplagte systemet.

For å kunne bestemme andelen som virker på det kontinuerlige systemet er det nedbøyningen i midtsnittet som betraktes. Som en forenkling antas det at hovedspennet er fast innspent i sidespennene. Generelt gjelder følgende formler for nedbøyning av bjelkene i hovedspennet ved et fritt opplagt system og et fast innspent system:

$$\delta_{frittopplagt} = \frac{5gL^4}{384EI}$$

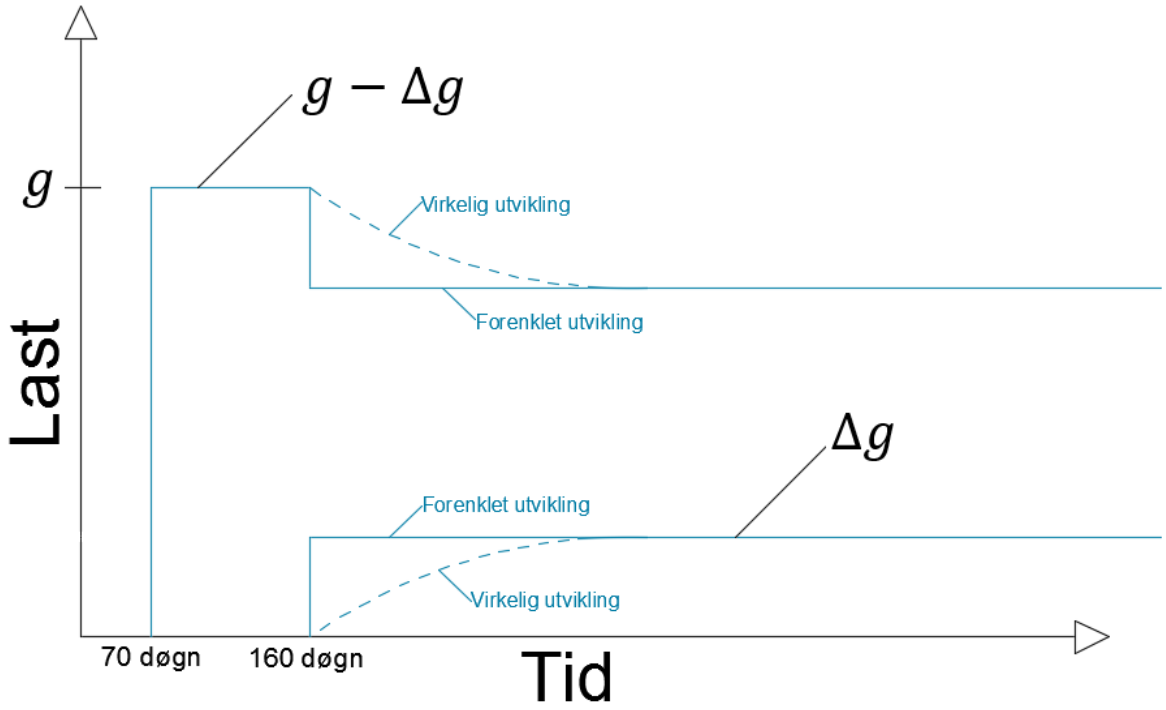
$$\delta_{fastinnspent} = \frac{gL^4}{384EI}$$

Retningslinjer for omlagring av moment på grunn av egenvekt av bjelke over tid

For egenvekten av bjelken, g, må det bestemmes hvor mye av denne, Δg, som bæres av det kontinuerlige systemet. Andelen av bjelken som bæres av det kontinuerlige systemet, uttrykkes med faktoren x_b:

$$x_b = \frac{\Delta g}{g}$$

Når dekket støpes ved 160 døgn, antas det at den fritt opplagte bjelken øyeblikkelig avlastes med Δg. Det vil si at samvirkebjelken øyeblikkelig blir pålastet med Δg fra bjelken. Dette demonstreres i figur 5.2. I virkeligheten skjer denne av- og pålastningen gradvis.



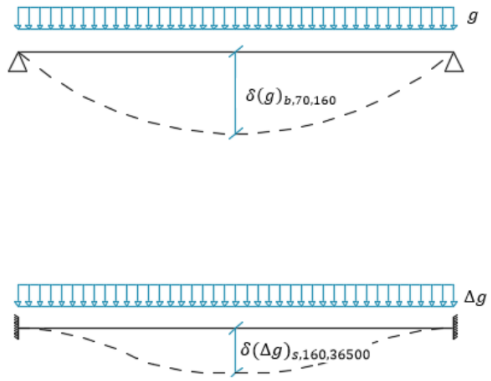
Figur 5.2: Tidsforløpet for endring av last på fritt opplagt bjelke, og endring av last på delvis kontinuerlig system.

Kravet om kompatibilitet tilfredsstilles ved at nedbøyningen av bjelken i det fritt opplagte systemet på grunn av $g - \Delta g$ skal være lik nedbøyningen av samvirkebjelken på grunn av Δg etter 100 år:

$$\delta(g - \Delta g)_{bjelke.160.36500} = \delta(\Delta g)_{samvirke.160.36500}$$

Betrakter to ekvivalente nedbøyninger, som begge illustrerer hvordan det kan tenkes at egenvekten av bjelken fordeles over tid:

1. Δg som pålastning:



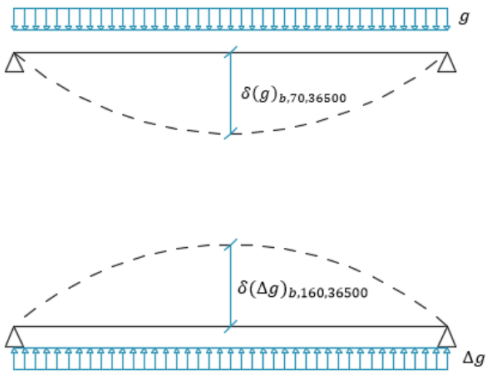
Fra egenvekten av bjelken påføres ved 70 døgn og fram til dekket støpes ved 160 døgn, virker g på et fritt opplagt system.

Ved 160 døgn støpes dekket og samvirke opprettes. Samvirkebjelken antas å fungere som fast innspent og bærer direkte Δg av bjelkens egenvekt.

$$\delta(g)_{b.70.160} + \delta(\Delta g)_{s.160.36500} = \Delta_{pålastning}$$

av egenvekten av bjelken.

2. Δg som avlastning:



Fra egenvekten av bjelken påføres ved 70 døgn til dimensjonerende levealder, 100 år, antas det at g virker på den fritt opplagte bjelken.

Fra dekket støpes ved 160 døgn avlastes den fritt opplagte bjelken, ettersom det kontinuerlige systemet bærer deler av egenvekten til bjelken, Δg.

$$\delta(g)_{b.70.36500} - \delta(\Delta g)_{b.160.36500} = \Delta_{avlastning}$$

Figur 5.4: deformasjoner på grunn av egenvekten av bjelken.

Kravet om kompatibilitet stilt etter 100 år:

$$\Delta_{pålastning} = \Delta_{avlastning}$$

$$\delta(g)_{b.70.160} + \delta(\Delta g)_{s.160.36500} = \delta(g)_{b.70.36500} - \delta(\Delta g)_{b.160.36500}$$

Isolerer nedbøyningsbidraget fra Δg og g:

$$\delta(\Delta g)_{s.160.36500} + \delta(\Delta g)_{b.160.36500} = \delta(g)_{b.70.36500} - \delta(g)_{b.70.160}$$

Setter inn formlene som gjelder for fritt opplagte og fast innspente bjelker, og får:

$$\frac{\Delta g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{s.160.36500}} + \frac{5 \cdot \Delta g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.160.36500}} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.70.36500}} - \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.70.160}}$$

Forkorter og får:

$$\frac{\Delta g}{5EI_{s.160.36500}} + \frac{\Delta g}{EI_{b.160.36500}} = \frac{g}{EI_{b.70.36500}} - \frac{g}{EI_{b.70.160}}$$

Faktoren som angir andelen som egenvekten til bjelken som virker på det kontinuerlige systemet:

$$x_b = \frac{\Delta g}{g} = \frac{\dfrac{1}{EI_{b.70.36500}} + \dfrac{1}{EI_{b.70.160}}}{\dfrac{1}{5 \cdot EI_{s.160.36500}} + \dfrac{1}{EI_{b.160.36500}}}$$

Retningslinjer for omlagring av moment på grunn av egenvekt av dekke over tid

I likhet med bjelken sin egenvekt, må det bestemmes hvor mye av dekket sin egenvekt som bæres av det kontinuerlige systemet. Prinsippene er de samme som for bjelken, men det må tas hensyn til følgende:

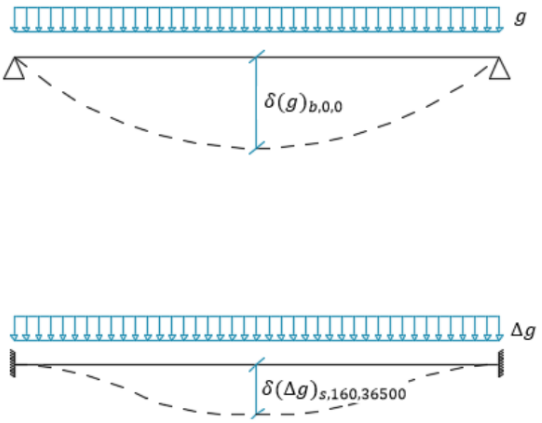
- De første 160 døgnene av tidslinjen, bidrar ikke egenvekten av dekket til deformasjoner.
- På det tidspunktet hvor brudekket støpes, bidrar egenvekten av dekket til en momentan deformasjon av konstruksjonen.

Det ses også her på nedbøyningen av bjelken, men nå med effekten av at dekket blir støpt. Av dekkets egenvekt, g, bæres en del, Δg, av det kontinuerlige systemet. Andelen av dekket som bæres av det kontinuerlige systemet angis som faktoren x_d:

$$x_d = \frac{\Delta g}{g}$$

Betrakter på nytt to ekvivalente nedbøyninger, som begge illustrerer hvordan det kan tenkes at egenvekten av dekket fordeles over tid:

1. Δg som pålastning:



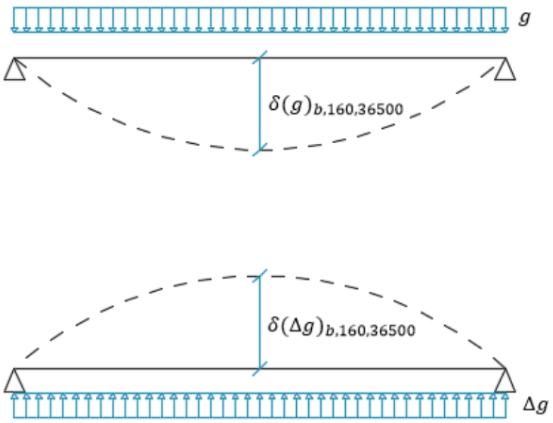
Figur 5.5: deformasjoner på grunn av egenvekten av dekket.

I det dekket støpes, vil bjelken få en momentan nedbøyning før noe samvirke har blitt opprettet.

Når kontinuitet opprettes, vil deler av egenvekten, Δg, bæres av det kontinuerlige systemet. Samvirkebjelken vil dermed få en nedbøyning på grunn av Δg.

$$\delta(g)_{b.0.0} + \delta(\Delta g)_{s.160.36500} = \Delta_{pålastning}$$

2. Δg som avlastning:



Figur 5.6: deformasjoner på grunn av egenvekten av dekket.

Fra dekket støpes ved 160 døgn, til dimensjonerende levealder, 100 år, antas det at g virker på den fritt opplagte bjelken.

Fra dekket støpes ved 160 døgn, vil noe av egenvekten til dekket, Δg, bæres av det kontinuerlige systemet og avlaste det fritt opplagte systemet.

$$\delta(g)_{b.160.36500} - \delta(\Delta g)_{b.160.36500} = \Delta_{avlastning}$$

Kravet om kompatibilitet gjelder også her. Nedbøyningen av samvirkebjelken er lik nedbøyningen av bjelken i det fritt opplagte systemet:

$$\Delta_{pålastning} = \Delta_{avlastning}$$

$$\delta(g)_{b.0.0} + \delta(\Delta g)_{s.160.36500} = \delta(g)_{b.160.36500} - \delta(\Delta g)_{b.160.36500}$$

Isolerer nedbøyningsbidraget fra Δg og g:

$$\delta(\Delta g)_{s.160.36500} + \delta(\Delta g)_{b.160.36500} = \delta(g)_{b.160.36500} - \delta(g)_{b.0.0}$$

Setter inn formlene som gjelder for fritt opplagte og fast innspente bjelker, og får:

$$\frac{\Delta g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{s.160.36500}} + \frac{5 \cdot \Delta g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.160.36500}} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.160.36500}} - \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI_{b.0.0}}$$

Forkorter og får:

$$\frac{\Delta g}{5EI_{s.160.36500}} + \frac{\Delta g}{EI_{b.160.36500}} = \frac{g}{EI_{b.160.36500}} - \frac{g}{EI_{b.0.0}}$$

Faktoren som angir andelen som egenvekten til bjelken som virker på det kontinuerlige systemet:

$$x_b = \frac{\Delta g}{g} = \frac{\dfrac{1}{EI_{b.160.36500}} + \dfrac{1}{EI_{b.0.0}}}{\dfrac{1}{5 \cdot EI_{s.160.36500}} + \dfrac{1}{EI_{b.160.36500}}}$$

Beregning av omlagring av moment på grunn av egenvekt over tid

Beregning av omlagring av moment på grunn av egenvekt over tid er gjort i vedlegg C.5. Det er antatt i denne oppgaven at sekundæregenvekten lastes på samtidig som egenvekten til dekket. Dette er ikke reelt, men en beslutning som er antatt konservativ. Sekundæregenvekten er derfor inkludert i beregnet omlagring av egenvekten til dekket. Det er beregnet hvor stor andel av egenvekten og sekundæregenvekten som virker på et kontinuerlig system i to aktuelle tidspunkt, etter 1 år og etter 100 år. Tabell 5.5 oppsummerer beregnede andeler:

Tabell 5.5: Andel av egen- og sekundæregenvekt som virker på et kontinuerlig system, vedlegg C.5.

Tidspunkt, t	Egenvekt av bjelken	Egenvekt av dekket
365 døgn	9,1 %	28,7 %
36500 døgn	28,5 %	42,7 %

Resultatene viser at etter hvert som systemet går fra fritt opplagt til delvis kontinuerlig, vil andelen av egenvekt og sekundæregenvekt som bæres av det delvis kontinuerlige systemet øke. Andelen av egenvekten til bjelken som bæres av det kontinuerlige systemet er lavere enn andelen til egenvekten av dekket. Dette er på grunn av at egenvekten til bjelken påføres tidligere enn egenvekten av dekket. Moment på grunn av egenvekt vil øke nær støtta, og synke i midten av feltet.

5.1.3 Tvangsmoment på grunn av spennkraft

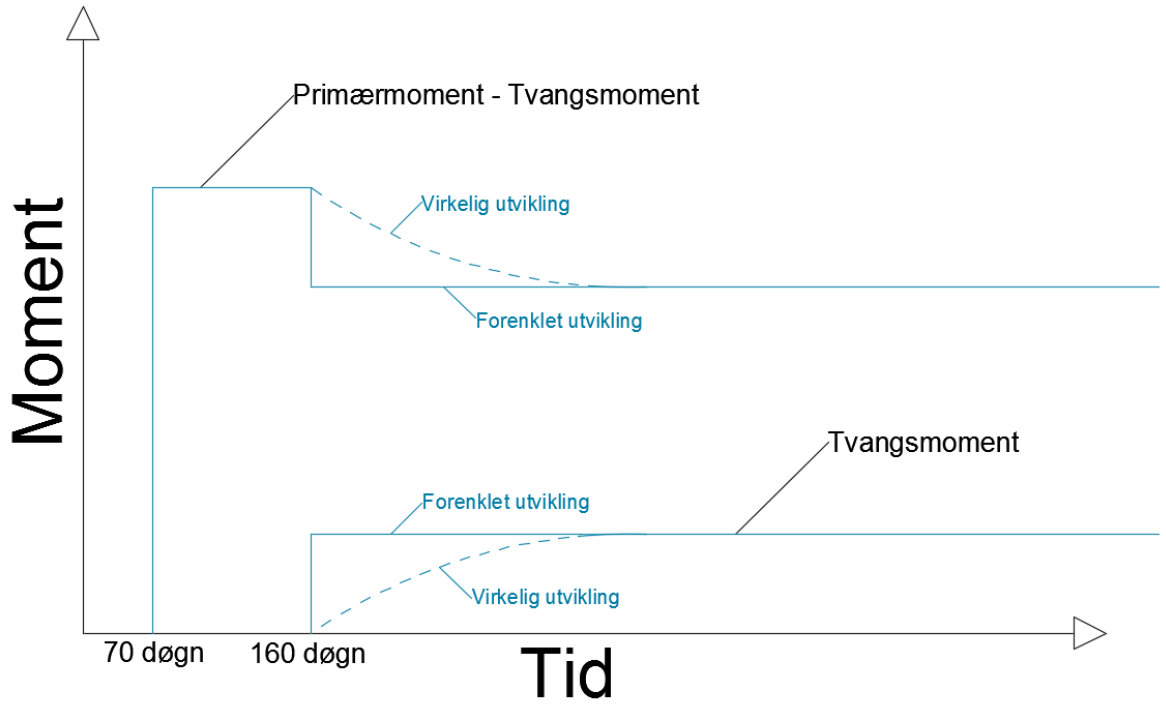
Spennkreftene vil på grunn av eksentrisitet i forhold til nøytralaksen, danne et primærmoment, M_0, i de fritt opplagte bjelkene. Over tid vil spennkreftene avta ettersom de spennarmerte bjelkene vil bli utsatt for kryp, svinn og relaksasjon. Utregningene av den reduserte spennkraften, er vist i vedlegg C.6.

Retningslinjer for tvangsmoment på grunn av spennkraft

For å finne totalmomentet, M_{total}, fra spennkrafta, må det i tillegg tas hensyn til at det oppstår et tvangsmoment, M_{tvang}, i konstruksjonen når dekket støpes. At konstruksjonens stivhet varierer over tid, må tas med i beregningene av tvangsmomentet.

Figur 5.7 demonstrerer forenklingen av hvordan tvangsmomentet fra spennkraften oppstår. Kurven til tvangsmomentet, demonstrerer den virkelige utviklingen til tvangsmomentet med en striplet linje. Samvirke mellom bjelkene og dekket oppstår gradvis, og derfor vil også tvangsmomentet gradvis oppstå. Bjelkene er først fritt opplagt og derfor er det ingen tvangsmoment før dekket støpes etter 160 døgn. Når dekket støpes antas det i oppgaven at samvirke oppstår øyeblikkelig, og det samme gjelder for tvangsmomentet. På lang sikt vil tvangsmomentet fortsette å øke på grunn av kryp.

Primærmomentet oppstår når bjelkene oppspennes ved 70 døgn. Totalmomentet er summen av primærmoment og tvangsmoment. Neglisjeres andre innvirkninger vil totaltmoment være konstant fram til dekket støpes ved 160 døgn, og synker derfor parallelt med tvangsmomentets stigning. Det vil altså også forekomme et umiddelbart tap av totalmoment.



Figur 5.7: Tvangsmomentet oppstår i virkeligheten gradvis, men er forenklet til å bli påført øyeblikkelig.

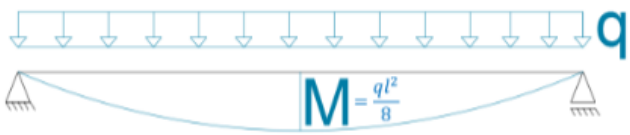
Generelt vil en fritt opplagt bjelke påkjent av et moment M på hver side, slik som illustrert i figur 5.8, få en deformasjon gitt ved:

$$\delta(M) = \frac{M \cdot L^2}{8 \cdot EI}$$

Figur 5.8: Fritt opplagt bjelke påkjent av et moment, M, på hver side med tilhørende momentdiagram.

For en fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt last q, slik som vist i figur 5.9, vil deformasjonen være gitt ved:

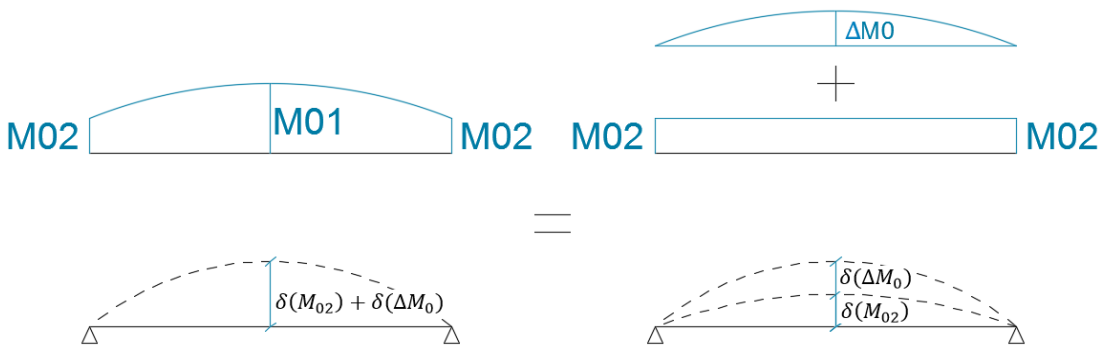
$$\delta(M) = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI} = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{ML^2}{EI}$$



Figur 5.9: Fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt last, q, med tilhørende momentdiagram.

Med parabelformede spennkabler vil ikke primærmomentet være konstant, og deformasjonen fra primærmomentet deles derfor i to bidrag, slik som figur 5.10 illustrerer. Momentet deles altså opp i et konstant bidrag, M_{02}, og et parabelformet bidrag gitt ved ΔM_0. Der ΔM_0 er definert ved:

$$\Delta M_0 = M_{01} - M_{02}$$

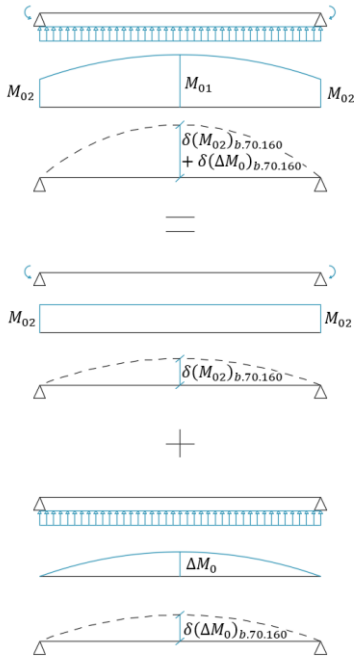


Figur 5.10: Primærmoment delt inn i to bidrag med tilhørende deformasjon.

Deformasjonene fra det konstante og det parabelformede momentbidraget er gitt for generelle tilfeller over i figur 5.8 og 5.9.

Studerer virkningen av spennarmeringen på konstruksjonen i tre faser:

1. Fase: fra oppspenning ved 70 døgn til dekket støpes ved 160 døgn

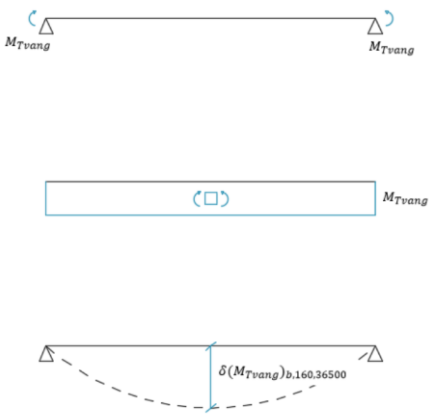


Figur 5.11: Virkningen av primærmoment.

Den fritt opplagte bjelken er påkjent av et primærmoment, M_0, på grunn av eksentrisitet av spennkraften. Som nevnt tidligere er ikke primærmomentet konstant, og dette gir bjelken to krumningsbidrag oppover.

$$\delta(M_0)_{b.70.160} = \frac{M_{o2} \cdot L^2}{8 \cdot EI_{b.70.160}} + \frac{\Delta M_0 \cdot L^2}{9.6 \cdot EI_{b.70.160}}$$

2. Fase: støping av dekket ved 160 døgn

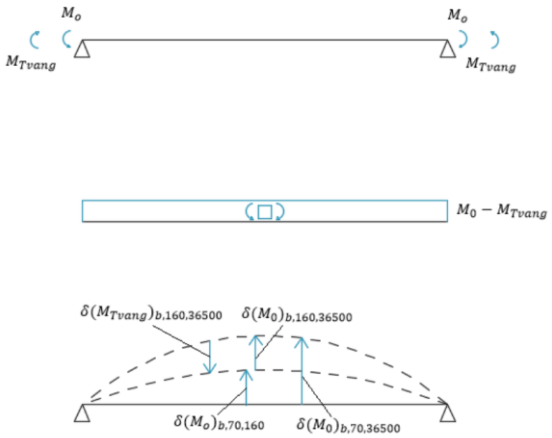


Figur 5.12: virkninger av tvangsmoment.

Systemet går fra statisk bestemt til statisk ubestemt når samvirke opprettes. Tvangsmomentet (som i virkeligheten øker gradvis) prøver å presse bjelken nedover.

$$\delta(M_{tvang})_{b.160.36500} = \frac{M_{tvang} \cdot L^2}{8 \cdot EI_{b.160.36500}}$$

3. Fase: fra 160 døgn til 100 år:



Figur 5.13: virkningen av primærmoment mot tvangsmoment.

Kryp i betongen ville ført til at primærmomentet, M_0, vil øke oppbøyningen til brudd eller et maks punkt. Bjelken blir derimot stående med 160 døgns oppbøyning på grunn av støping av dekket.

Fra 160 døgn til 100 år vil M_0 gi like stor oppbøyning som M_{tvang} gir nedbøyning.

$$\delta(M_0)_{b.160.36500} = -\delta(M_{tvang})_{b.160.36500}$$

Fra figur 5.13 viser fase 3 at nedbøyningen kan uttrykkes:

$$\delta(M_0)_{b.70.36500} - \delta(M_0)_{b.70.160} = -\delta(M_{tvang})_{b.160.36500}$$

Setter inn likningen for nedbøyning:

$$\left(\frac{M_{02}L^2}{8EI_{b.70.36500}} + \frac{\Delta M_0 L^2}{9.6EI_{b.70.36500}}\right) - \left(\frac{M_{02}L^2}{8EI_{b.70.160}} + \frac{\Delta M_0 L^2}{9.6EI_{b.70.160}}\right) = -\frac{M_{tvang} \cdot L^2}{8 \cdot EI_{b.160.36500}}$$

Forkorter og løser ut for M_{tvang}:

$$M_{tvang} = -\left[\frac{1}{EI_{b.70.36500}}\left(M_{02} + \frac{5}{6}\Delta M_o\right) - \frac{1}{EI_{b.70.160}}\left(M_{02} + \frac{5}{6}\Delta M_0\right)\right] \cdot EI_{b.160.36500}$$

Dette gir et konstant tvangsmoment i hovedspennet for hvert av de to betraktningstidspunktene, 1 og 100 år. Ettersom primærmomentet varierer over støtte og i felt, vil også totalmomentet fra spennkrafta variere.

5.2 Permanente laster

Permanente laster omtales i HB N400 som tilnærmet konstante påvirkninger i det betraktede tidsrommet. Laster som er definert som permanente (Statens Vegvesen, 2015):

- Tyngde av konstruksjonen (egenlast og sekundæregenlast)
- Tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke blir fjernet
- Ytre vanntrykk regnet ut fra midlere vannstand eller midlere grunnvannstand og med midlere tetthet
- Jordtrykk, tyngde av jord og eventuelle andre fyllmasser

Av permanente laster er det i denne oppgaven regnet med egenlast og sekundæregenlast.

5.2.1 Egenvekt og sekundæregenvekt

Retningslinjer for egenvekt

Permanente laster er laster som beregnes tilnærmet permanente over det tidsrom som betraktes.

Egenlasten er en slik last som blir betraktet permanent. Denne lasten omfatter tyngden av selve konstruksjonen, inkludert utstyr som blir værende på konstruksjonen permanent over hele den beregnede levetiden til konstruksjonen (Statens Vegvesen, 2015). For denne brua omfatter egenvekten det plasstøpte dekket og bjelkene.

Beregning av egenvekt

Tyngdetettheten til armert og spennarmert normalvekt betong skal i henhold til HB N400 pkt. 7.3.2 settes til minimum 25kN/m^3 (Statens Vegvesen, 2015). Under viser tabell 5.6 verdier for egenvekt for hele tverrsnittet og for samvirkebjelken. Beregningene for utregning av egenvekt er gjort i vedlegg D.

Tabell 5.6: Egenvekt av hele tverrsnittet og samvirkebjelken, vedlegg D.

Betraktet del av tverrsnittet	Last, q_s
Hele tverrsnittet	246,4 kN/m
Samvirkebjelken	56,0 kN/m

For beregning av omlagring av momenter er det nødvendig å vite egenvekten av de enkelte delene av samvirkebjelken, fordi egenlasten av bjelken og dekket ikke påføres samtidig. Dette fører til at andelen som bæres av det kontinuerlige systemet for hver av egenvektene vil ha forskjellig utslag. Egenvekten av bjelken og dekket er beregnet i vedlegg C.5 og vist i tabell 5.7.

Tabell 5.7: Egenvekt av bjelken og egenvekt av dekket, vedlegg C.5.

Betraktet del av tverrsnittet	Last, q_g
Bjelke	30,7 kN/m
Dekke med effektiv bredde	25,3 kN/m

Retningslinjer for sekundæregenvekt

I tillegg til bjelkene og det plasstøpte betongdekket, må det tas hensyn til egenvekten av asfaltslitelaget og kantdragerne. Vekten av rekkverk er sett bort fra. Ettersom det er samvirkebjelken på kanten som betraktes i dimensjoneringen, er det vekten av asfaltslitelaget og vekten av en kantdrager som betraktes som sekundæregenvekt. Asfaltslitelageret blir beregnet over en aktuell bredde tilsvarende den effektive bredden til samvirkebjelken. Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane er gitt i tabell 5.2 i HB N400, og avhenger av bruas største spennvidde (Statens Vegvesen, 2015).

Det er antatt i oppgaven at sekundæregenvekten lastes på samtidig som egenvekten til dekket. Dette er ikke reelt, men er en beslutning som er antatt konservativ. Sekundæregenvekten er derfor inkludert i beregningene av momentomlagring.

Beregning av sekundæregenvekt

Beregning av sekundærlast er beregnet i vedlegg E og oppsummert i tabell 5.8.

Tabell 5.8: Sekundæregenvekt, vedlegg E.

Betraktet del av tverrsnittet	Last, $q_{sekundær}$
Hele tverrsnittet	56,6 kN/m
Samvirkebjelken	16,9 kN/m

Beregning av opptredende krefter på grunn av omlagring av egenvekt og sekundæregenvekt

Ved beregning av krefter som virker på grunn av egenvekt og sekundæregenvekt blir det gjort forenklinger i forhold til omlagring av momenter. Beregninger av opptredende krefter fra momentomlagring er gjort i vedlegg C.5 og oppsummert i tabell 5.9.

Tabell 5.9: Opptredende krefter fra egen- og sekundæregenvekt, vedlegg C.5.

Last	Snitt	1 år	100 år
Feltmoment	Snitt 1	12590 kNm	11010 kNm
Støttemoment	Snitt 2	-1986 kNm	-3568 kNm
Skjærkraft	Snitt 3	1458 kN	1458 kN

Av beregningene vil som forventet feltmomentet minke og støttemomentet øke med tiden, ettersom systemet gradvis blir mer kontinuerlig. Dette vil ikke ha noen innvirkning på skjærkraft, som derfor er konstant. Skjærkreftene på en fritt opplagt bjelke er lik skjærkreftene på en fast innspent bjelke med samme last.

5.3 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige laster, og er i kapittel 5.5 i HB N400 definert som (Statens Vegvesen, 2015):

- Forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner fra laster påført konstruksjonen

Virkningen av spennkrefter samt svinn, kryp og relaksasjon er omhandlet i oppgaven.

5.3.1 Spennkrefter

Retningslinjer for låsetap og friksjonstap

Beregning av låse- og friksjonstap på midtbjelken er gjort etter:

- EK2 pkt. 5.10.5 Umiddelbare tap av spennkraft ved etteroppspenning.
- *Betongkonstruksjoner* av (Sørensen, 2013).

I oppgaven er det som nevnt sett bort fra effekter på grunn av at en og en kabel spennes opp om gangen. Det antas derfor at spennarmeringen fungerer som én spennkabel og spennes opp med total oppspenningskraft, P_{max}.

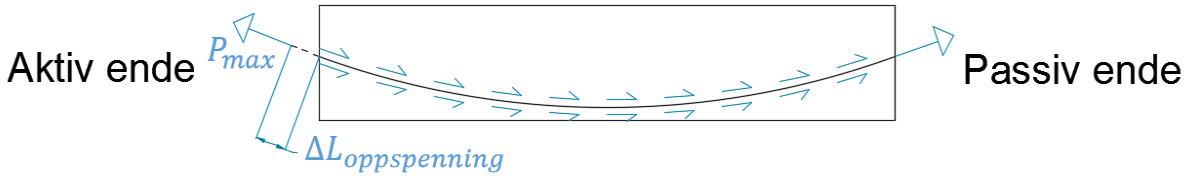
Hver spennkabel er etteroppspent med $F_{p,max}$ før låsetap og friksjonstap:

$$F_{p,\max} = 4442kN$$

Det er fire kabler i midtbjelken. Total oppspenningskraft blir derfor:

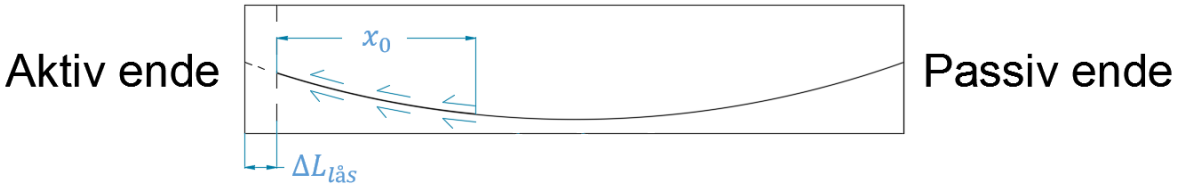
$$P_{\max} = 4F_{p,\max} = 4 \cdot 4442kN = 17768kN$$

I det en kabel spennes opp i aktiv ende, får den en forlengelse, $\Delta L_{oppspenning}$, som vist på figur 5.14. Friksjonen, μ, virker i motsatt retning av lengdeendringen. Figuren demonstrerer også friksjonsretningen når en kabel spennes opp i aktiv ende. Spennkraften avtar fra aktiv ende til passiv ende. Derfor avtar egentlig friksjonen også i denne retningen. I denne oppgaven er der derimot antatt at friksjonen på grunn av oppspenning er konstant langs hele kabelen.



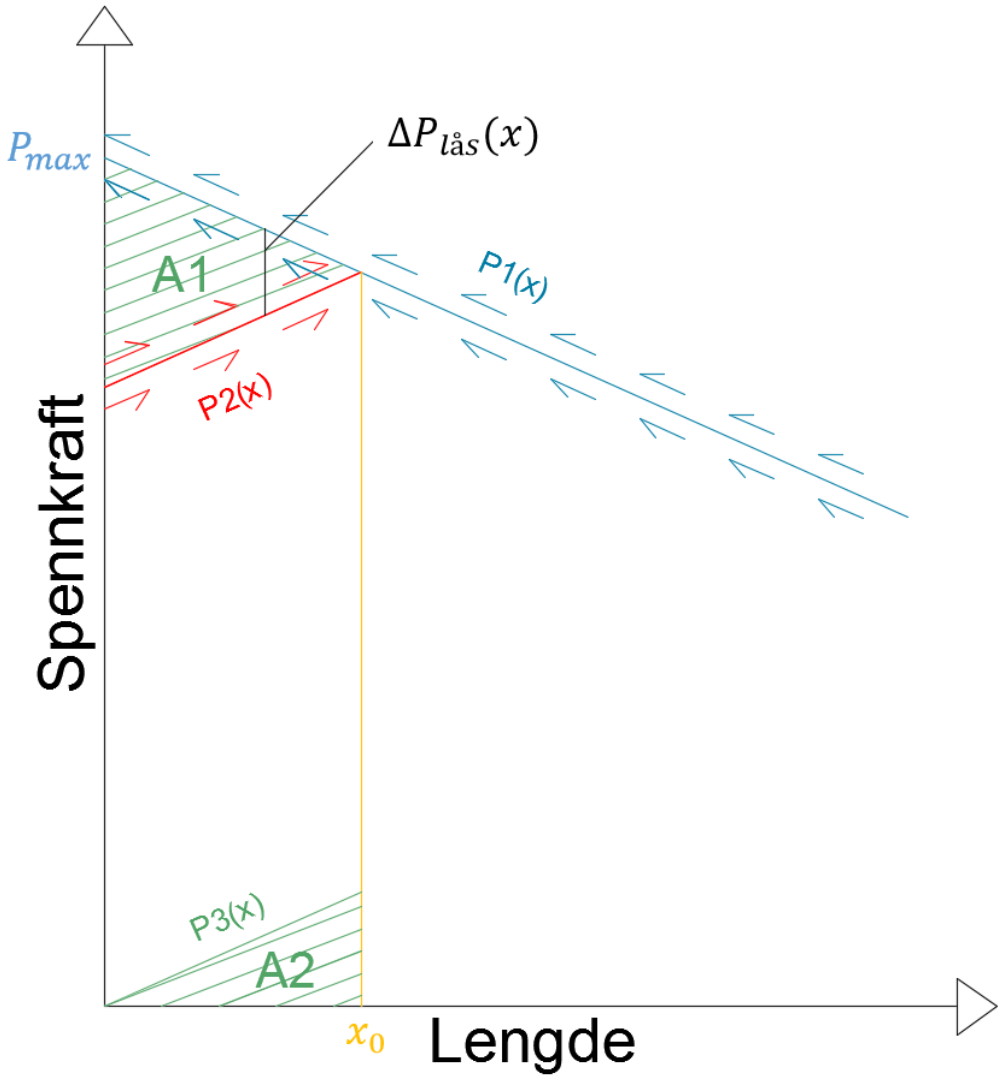
Figur 5.14: Definisjon av lengdeendring og friksjon av kabelen ved oppspenning.

Spennkabelen får en lengdeendring i det den låses fast og «slippes». Denne lengdeendringen forenkles horisontal, og defineres som $\Delta L_{lås}$, vist i figur 5.15. $\Delta L_{lås}$ skal settes mellom 3 og 7 mm, og er gjerne liten nok til at friksjonen «holder» tilbake hele denne lengdeendringen. Friksjonen er ofte stor nok til at den bare virker i lengde x_0 fra aktiv ende av bjelken. Lengden x_0 forenkles også horisontal og langs denne antas friksjonen å være konstant. Dette betyr at kabelen ikke har ekstra lengdeendring på grunn $\Delta L_{lås}$ på passiv side av x_0.



Figur 5.15: Definisjon av låsetap, friksjon og x0.

Låsetap og friksjonstap fører altså til at det skjer et umiddelbart tap av spennkraft. Figur 5.16 viser en grafisk fremstilling av spennkraft langs en kabel. Pilene viser friksjonsretningen.



Figur 5.16: Grafisk fremstilling av spennkraften langs en kabel.

$P_1(x)$ viser den antatt konstant synkende spennkraften langs en kabel på grunn av friksjon ved oppspenning. $P_1(x)$ beskrives egentlig som en eksponentiell funksjon i EK2 med ligning (5.45):

$$P_1(x) = P_\mu(x) = P_{\max}\left(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}\right) \qquad \textit{(5.45), EK2}$$

Ifølge (Sørensen, 2013) kan $P_\mu(x)$ skrives om til en lineær tilnærming:

$$P_1(x) = P_\mu(x) \approx P_{\max} \cdot \left[1 - \mu\left(\theta + Kx\right)\right] \qquad \textit{(5.12)}, \text{ (Sørensen, 2013)}$$

Denne ligningen kan igjen tilpasses en parabelformet spennkabel hvor vinkelendringen fra jekk til et snitt i avstand x fra jekk kan settes som:

$$\theta = \frac{x}{L} \cdot \frac{2 \cdot 2e}{L/2} = \left(\frac{8ex}{L^2}\right) \qquad \textit{(5.13)}, \text{ (Sørensen, 2013)}$$

Videre settes denne ligningen inn i ligning (5.12) og gir ligning (5.14), (Sørensen, 2013), under. Dette er den ligningen for $P_1(x) = P_\mu(x)$ som er brukt i denne oppgaven:

$$P_1(x) = P_\mu(x) \approx P_{\max}\left[1 - \mu x\left(\frac{8e}{L^2} + k\right)\right] \qquad \textit{(5.14)}, \text{ (Sørensen, 2013)}$$

$P_2(x)$ viser spennkraften i en spennkabel i bjelkens lengderetning på grunn av $\Delta L_{lås}$, og friksjon. $P_2(x)$ forenkles til å ha samme stigningstall som $P_1(x)$, men positiv stigning. Endringen av spenningen på grunn av låsetap i $x = 0$, $\Delta P_{lås}(0)$, vil derfor være dobbelt så stor som endringen i friksjonstap på grunn av oppspenning i $x = x_0$:

$$\Delta P_{lås}(x) = 2\left(P_{\max} - P_1(x_0 - x)\right), \left[0 \le x \le x_0\right]$$

Figur 5.16 demonstrerer en kurve, $P_3(x)$, med samme stigningstall som $P_2(x)$, men der $P_3(x) = 0$:

$$P_3(x) = P_{\max}\mu x\left(\frac{8e}{L^2} + k\right)$$

Uttrykket for $\Delta P_{lås}(x)$ kan derfor videre settes opp som:

$$\Delta P_{lås}(x) = 2P_3(x_0 - x), [0 \le x \le x_0] = 2P_{\max}\mu(x_0 - x)\left(\frac{8e}{L^2} + k\right)$$

For å beregne totalt tap av spennkraft på grunn av låsetap og friksjonstap beregnes en gjennomsnittsverdi over kraftreduksjonen langs kabelen. For å finne dette gjennomsnittet er det nødvendig å vite lengden, x_0. Uttrykket under kan settes opp for lengdeendringen på grunn av låsetap:

$$\Delta L_{lås} = \int_0^{x_0} \Delta\varepsilon dx = \int_0^{x_0} \frac{\Delta P_{lås}(x)}{E_P A_P} dx$$

Det skraverte arealet A1 mellom $P_1(x)$ og $P_2(x)$ på figur 5.16 tilsvarer et dobbelte av det skraverte arealet A2 under kurve $P_3(x)$. Ved hjelp dette kan uttrykket under settes opp:

$$\Delta L_{lås} = \int_0^{x_0} \frac{\Delta P_{lås}(x)}{E_P A_P} dx = \int_0^{x_0} \frac{2\Delta P_3(x)}{E_P A_P} dx = \frac{2P_{\max}\mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)}{E_P A_P}\int_0^{x_0} x dx = \frac{P_{\max}\mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)}{E_P A_P} x_0^2$$

Fra dette uttrykket løses x_0 ut:

$$x_0 = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} E_P A_P}{P_0 \mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)}}$$

For en beskrivelse av opptredende spennkraft langs kabelen, $P(x)$, gjelder følgende:

$$P(x) = P_2(x), \left[0 \le x \le x_0\right]$$
$$P(x) = P_1(x), \left[x_0 \le x \le L\right]$$

$$P_2(x) \approx P_{\max} - \Delta P_{lås}(0) + P_3(x)$$
$$P_2(x) \approx P_{\max}\left(1 - 2\mu x_0\left(\frac{8e}{L^2}+k\right) + \mu x\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)\right)$$
$$P_2(x) \approx P_{\max}\left[1 - \mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)\left(2x_0 + x\right)\right]$$

$$P_1(x) \approx P_{\max}\left[1 - \mu x\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)\right]$$

$$P(x) \approx P_{\max}\left[1-\mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)(2x_0+x)\right],\ \left[0 \le x \le x_0\right]$$

$$P(x) \approx P_{\max}\left[1-\mu x\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)\right],\ \left[x_0 \le x \le L\right]$$

For beregning av spennkrafttapet på grunn av låsetap og friksjon, beregnes det en middelverdi, P_{middel} av $P(x), [0 \le x \le L]$. Spennkrafttapet blir derfor:

$$P_{tap,lås+\,friksjon} = P_{\max} - P_{middel}$$

I prosent blir spennkrafttapet beregnet slik:

$$P_{tap\%} = 100\% \cdot \left(1-\frac{P_{middel}}{P_{\max}}\right)$$

Beregning av låsetap og friksjonstap

Friksjonskoeffisienten, μ, varierer etter hvilken type spennarmering som er brukt, og er gitt i tabell 5.1 i EK2. I oppgaven er det antatt spennkabler av typen tau. Utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler, k, er gitt i EK2 pkt. 5.10.5.2(3) og skal ligge mellom 0,005 og 0,01 per meter. Lengdeendringen, $\Delta L_{lås}$, skal som nevnt ligge mellom 3 og 7 mm. Parametere for beregning av spennkrafttap er oppsummert i tabell 5.10.

Tabell 5.10: Parametere for beregning av spennkrafttap.

Parameter	Verdi
μ	0,19
k	0,01 1/m
$\Delta L_{lås}$	7 mm
E_p	195000 N/mm^2
A_p	11400 mm^2
P_{max}	17768 kN
e	865 mm
L	40 m

For videre beregning løses x_0 under:

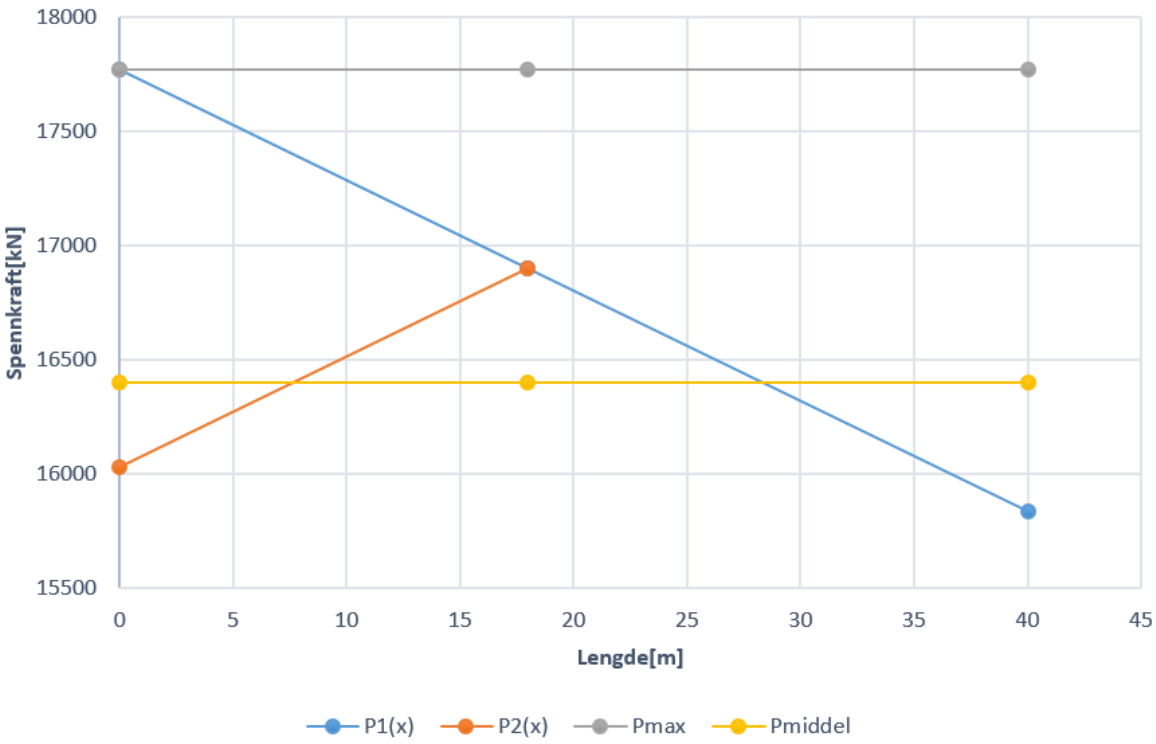
$$x_0 = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} E_P A_P}{P_0 \mu\left(\frac{8e}{L^2}+k\right)}} = \sqrt{\frac{7mm \cdot 195000\frac{N}{mm^2} \cdot 11400mm^2}{17768 \cdot 10^3 N \cdot 0{,}19\left(\frac{8 \cdot 865mm}{\left(40m \cdot 10^3\right)^2}+0{,}01\frac{1}{m} \cdot 10^{-3}\right)}} \approx 17{,}94m$$

Dette vil si at friksjonen på grunn av låsetapet virker i en lengde 17,94 m fra aktiv ende. $P_1(x)$, $P_2(x)$, P_{max} og P_{middel} er regnet ut for $x = 0$, $x = x_0$ og $x = 40m$, og vist i tabell 5.11:

Tabell 5.11: Tabell for verdier av spennkraft langs kabellengden beregnet i Excel.

x	$P_1(x)$	$P_2(x)$	P_{max}	P_{middel}
0 m	17770 kN	16030 kN	17768 kN	16400 kN
17,94 m	16900 kN	16900 kN	17768 kN	16400 kN
40 m	15830 kN	-	17768 kN	16400 kN

Verdiene for spennkraften langs kabellengden er plottet på figur 5.17 og viser en forenklet opptredende spennkraft langs kabelens lengdeendring, samt en gjennomsnittsverdi for denne.



Figur 5.17: Spennkraft langs spennkablene.

Låsetap og friksjonstap:

$$P_{tap\%} = 100\% \cdot \left(1 - \frac{P_{middel}}{P_{\max}}\right) = 100\% \cdot \left(1 - \frac{16400kN}{17768kN}\right) = 7,7\%$$

P_{middel} utgjør av beregninger en prosentreduksjon på 7,7% av P_{max}. For beregning av opptredende spennkraft etter oppspenningstapet, er det i denne oppgaven konservativt antatt et tap på 15%. Totale spennkrefter brukt i denne oppgaven er vist i tabell 5.12.

Tabell 5.12: Spennkrefter i midtbjelke ved oppspenning på grunn av friksjon- og låsetap, vedlegg F.

Total oppspenningskraft, P_{max}	Umiddelbar reduksjon av spennkraft, $\Delta P_{red,0}$	Umiddelbart redusert spennkraft, $P_{red,0}$
17768 kN	2668 kN	15100 kN

Primærmoment

Primærmomentet blir beregnet med eksentrisiteten til spennkablene i det betraktede snittet. Som eksentrisitet blir det i denne oppgaven brukt et gjennomsnitt av de fire kablene i bjelken. Tyngdepunktet og spennkraften vil variere med tiden. Tyngdepunktsaksen vil variere på grunn av forandring av E-moduler, som avhenger av kryp. Tverrsnittsarealet transformeres for å ta hensyn til armeringen. Transformerte areal og tidsavhengige tyngdepunktsakser er beregnet i vedlegg C.1 og C.2. For beregning av tyngdepunktsakser benyttes formelen under:

$$z_{transformert,t_0,t} = \frac{\sum_{i=1}^{5}\left(A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}\right) + \left(\eta_{bjelke.t_0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4}\left(A_{p.i} \cdot z_{p.i}\right)}{A_{transformert.t_0.t}}$$

$\eta_{bjelke,t_0,t}$ er forholdstallet som tar hensyn til endringen av E-moduler til betongen. Tyngdepunktsaksene i de betraktede tidspunktene er oppsummert i tabell 5.13.

Tabell 5.13: Tidsavhengige tyngdepunktsakser, z, i høyde over bunnen på tverrsnittet for sammensatt tverrsnitt, vedlegg C.1 og C.2

Tidspunkt, t	Tyngdepunktsakse snitt 1	Tyngdepunktsakse snitt 2
365 døgn	1428 mm	1406
36500 døgn	1415 mm	1403

Tabell 5.14 oppsummerer eksentrisiteten til spennarmeringen i aktuelle snitt og tidspunkt beregnet i vedlegg F. Det er for primærmoment forenklet at tyngdepunktet i alle snitt er likt som i snitt 1.

Tabell 5.14: Tidsavhengige eksentrisiteter for spennarmeringen, vedlegg F.

Tidspunkt, t	Snitt 1, $e_{1,t}$	Snitt 2, $e_{2,t}$	Snitt 3, $e_{3,t}$
365 døgn	-1203 mm	-338 mm	-405 mm
36500 døgn	-1190 mm	-325 mm	-392 mm

Som nevnt vil det skje en reduksjon av spenningen i spennarmeringen over tid på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. Spenningsendringene er oppsummert i tabell 5.15 i aktuelle tidspunkt.

Tabell 5.15: Spenningsendringer i spennarmeringen på grunn av kryp, svinn og relaksasjon.

Tidspunkt, t	$\Delta\sigma_{p,kryp,t}$	$\Delta\sigma_{p,svinn,t}$	$\Delta\sigma_{p,rel,t}$	$\Delta\sigma_{p,total,t}$
365 døgn	73 MPa	29 MPa	31 MPa	133 MPa
36500 døgn	98 MPa	47 MPa	75 MPa	220 MPa

Den totale reduksjonen av spenning i spennarmeringen etter 1 år er 133 MPa, hvor effekten av kryp utgjør 55%, svinn 22% og relaksasjon 23%. Etter 100 år er spennkrafta redusert med 220 MPa, hvorav 44% skyldes kryp, svinn 21% og relaksasjon 34%. Etter kort tid dominerer altså effekten av kryp, mens over lengre tid vil effekten av kryp minke litt og effekten av relaksasjon øke. Endringen av spennkraften på grunn av spenningsendringen i spennarmeringen blir beregnet med formelen under:

$$\Delta P = \Delta\sigma \cdot A$$

Endringer av spennkraft er beregnet i vedlegg C.6 og oppsummert i tabell 5.16.

Tabell 5.16: Endring av spennkraft på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, vedlegg C.6.

Tidspunkt, t	$\Delta P_{kryp,t}$	$\Delta P_{svinn,t}$	$\Delta P_{rel,t}$	$\Delta P_{total,t}$
365 døgn	831 kN	328 kN	349 kN	1508 kN
36500 døgn	1113 kN	539 kN	860 kN	2512 kN

Både endring av spennkraft på grunn av låse- og friksjonstap og kryp, svinn og relaksasjon skal trekkes fra oppspenningskraften for å finne opptredende spennkraft som blir bruke i beregninger. Dette er gjort i vedlegg F og resultatene vist i tabell 5.17.

Tabell 5.17: Tidsavhengig, reell spennkraft, vedlegg F.

Tidspunkt, t	$P_{reell,t}$
365 døgn	13600 kN
36500 døgn	12590 kN

For beregning av primærmomentet i et aktuelt snitt, multipliseres spennkraften med eksentrisiteten. Tabell 5.18 viser primærmomentet beregnet i vedlegg F.

Tabell 5.18: Primærmoment, M_0, vedlegg F.

Tidspunkt, t	Snitt 1, $M_{0,1,t}$	Snitt 2, $M_{0,2,t}$
365 døgn	-16360 kNm	-4595 kNm
36500 døgn	-14980 kNm	-4092 kNm

Primærmomentet synker altså med tiden, som igjen kommer av kryp, svinn og relaksasjon. Primærmomenter vil være størst i midtfeltet der eksentrisiteten er størst. Dette er positivt for lange spenn for å motvirke store momenter i midtfelt på grunn av last. Det er merkbart at selv om primærmomentet er gunstig i midtfeltet, er det derimot ugunstig inn mot støtta. Dette er på grunn av plassering av spennkablene.

Tvangsmoment på grunn av spennkraft

Som tidligere omtalt vil spennkraft føre til et økende tvangsmoment fra tidspunktet dekket støpes. Beregningene av tvangskreftene er utført i vedlegg C.5 og vist i tabell 5.19.

Tabell 5.19: Tvangsmoment fra deformasjonen som oppstår på grunn av spennkraft, vedlegg C.5

Tidspunkt, t	Snitt 1, $M_{tvang,1,t}$	Snitt 2, $M_{tvang,2,t}$
365 døgn	1400 kNm	1400 kNm
36500 døgn	4006 kNm	4006 kNm

Av tabellen over fremgår det at tvangsmomentet er konstant mellom søylene, men varierer over tiden. Tvangsmomentet er ugunstig i midtfeltet, mens ved støtta er det gunstig.

Inntredende totale krefter på grunn av spennkraft

For beregning av totalmoment på grunn av spennkraft legges primærmomentet og tvangsmomentet sammen ved bruk av formelen under.

$$M_{tot} = M_{primær} + M_{tvang}$$

Tabell 5.20 viser sammenlagte moment på grunn av spennkrefter:

Tabell 5.20: Tidsavhengige totale moment på grunn av spennkraft

Tidspunkt, t	Snitt 1, $M_{spennkraft,1,t}$	Snitt 2, $M_{spennkraft,2,t}$
365 døgn	-14960 kNm	-3595 kNm
36500 døgn	-10970 kNm	-86 kNm

Av tabellen over vises det at i feltet virker spennkrafta gunstig, selv om den synker noe på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. Dette betyr at spennkraften vil føre til at det dimensjonerende momentet i midtsnittet øker over tid, omvendt av momentomlagring på grunn av egenvekt.

Ved støtta vil spennkraften være ugunstig. Virkningen av spennkraften på det totale momentet fører derfor til at støttemomentet minker med tiden.

Skjærkrefter på grunn av spennkraft er sett bort i fra, og vil ikke oppstå fordi det er konstant tvangsmoment i midtfeltet. Skjærkrefter på grunn av primærmomentet er neglisjert i denne oppgaven og må sjekkes nøyere eksternt.

Spennarmeringen er det eneste i denne oppgaven som fører til aksialkrefter. Det er antatt at det bare er ett opplager som holder igjen for horisontale krefter, og det vil derfor ikke oppstå horisontale tvangskrefter. Aksialkraften er altså lik den horisontale spennkraften, og er vist i tabell 5.21. Aksialkraften vil være den samme i hele bjelken, men vil ikke virke rett over søylene der det ikke er noen bjelker.

Tabell 5.21: Aksialkrefter (trykk).

Tidspunkt, t	$N_{spennkraft,t}$
365 døgn	13600 kN
36500 døgn	12590 kN

5.4 Variable laster

Variable laster er laster som varierer over tid, og omfatter ifølge HB N400 pkt. 5.3 (Statens Vegvesen, 2015):

- Trafikklaster
- Støt- og fortøyningslaster fra ferje
- Naturlaster
- Andre variable laster som:
    - Last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
    - Laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning osv.

Av de variable lastene er det trafikklast og naturlasten temperatur som er betraktet. I tillegg er naturlasten vind omtalt.

5.4.1 Trafikklast

Retningslinjer

Regelverket som gjelder for trafikklaster er EK1-2. Trafikklast er påsatt et kontinuerlig system i denne oppgaven. Dette er en forenkling fordi systemet er delvis kontinuerlig.

Trafikklast beregnes som variable, horisontale og vertikale laster på kjørebane, gangbane, skulder og midtdeler som skyldes kjøretøy og fotgjengere. Lastene skal plasseres i mest ugunstig stilling innenfor tilgjengelig føringsavstand både i lengderetning og i tverretning. For beregninger av kritiske moment og skjærkrefter er de samme snittene i bruas lengderetning som i øvrige beregninger betraktet.

Lastmodeller

For vertikale krefter finnes det flere lastmodeller:

- LM1 (lastmodell 1) representerer et vanlig trafikkbilde som inkluderer personbiler og lastebiler. Modellen har en jevnt fordelt last og en boggilast per teoretiske kjørebane. Boggilasten skal påføres som en dobbel akslingslast. Denne modellen tar hensyn til køtrafikk og trafikksituasjoner med høy andel av tunge lastebiler. LM1 benyttes ved generell og lokal verifikasjon.
- LM2 (lastmodell 2) representerer et trafikkbilde som inkluderer et stort akseltrykk. Modellen har derfor en enkel boggilast.
- LM3 (lastmodell 3) representerer et trafikkbilde med spesialkjøretøy. Dette trafikkbildet blir spesifisert for hver bru og varierer ettersom hvor brua er plassert og hva den skal brukes til.
- LM4 (lastmodell 4) representerer et trafikkbilde med en stor folkemengde. Det regnes på en jevnt fordelt last som representerer dette.

For Fjordbase bru er det spesifisert veldig spesielle nyttelaster. Dette skyldes at den skal trafikkeres både av standard vegvesen kjøretøy og kjøretøy fra oljebasen med totalvekt opp til 2500kN. På grunnlag av dette er LM1, LM2 og LM3 relevante. LM2 vil derimot forenkles på

samme måte som LM3 bare med mindre laster og vil derfor ikke være kritisk. I denne oppgaven vurderes derfor LM1 og LM3.

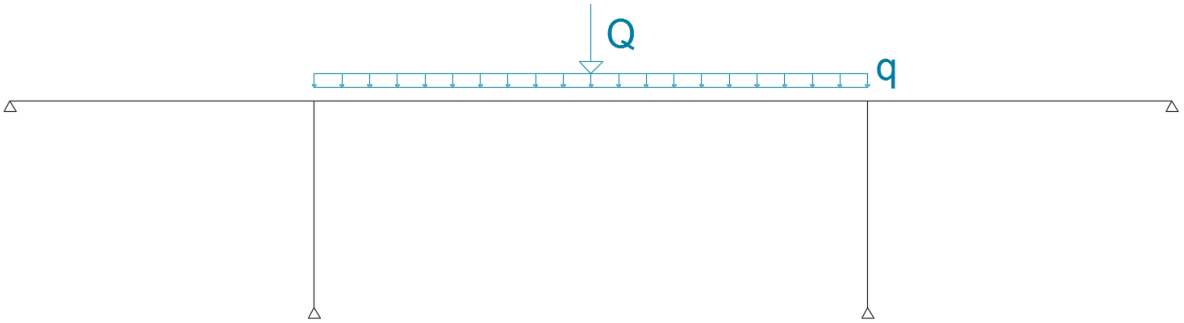
Inndeling av kjørefelt

Ved beregninger av trafikklast, skal vegbanen deles inn i et antall fiktive kjørefelt og eventuelt resterende felt. Fjordbase bru har en kjørebane på 11 meter. Dette tilsvarer tre fiktive kjørefelt på tre meter hver og et resterende felt med to meter bredde. Ved lastkombinering beregnes laster på samvirkebjelken. Det forenkles derfor konservativt at ett kjørefelt virker på denne samvirkebjelken, fordi et kjørefelt er bredere enn den effektive bredden. Utregninger av dette er vist i vedlegg G. På figur 5.18 demonstreres av teoretiske kjørefelt på brua.

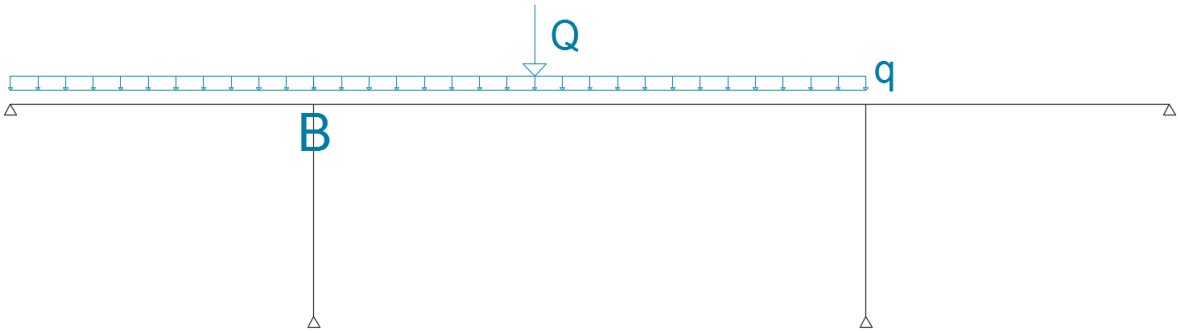
Figur 5.18: Kjørefelt på Fjordbase bru.

LM1

For kritiske lastvirkninger i snitt 1 på grunn av LM1 er den jevnt fordelte trafikklasten plassert over bare midtfeltet, og boggilasten er plassert sentrert i midtfeltet. For kritisk lastvirkninger i snitt 2 og 3 er den jevnt fordelte trafikklasten plassert over venstre felt, og midtfeltet. Her er boggilasten plassert i en kritisk lengde 0,4 x midtfeltets lengde fra opplegg B. Se figur 5.19 for plassering av spesiallast for kritiske lastvirkninger i midtsnittet og figur 5.20 for snitt nær støtte.



Figur 5.19: Lastsituasjon LM1 – 1.



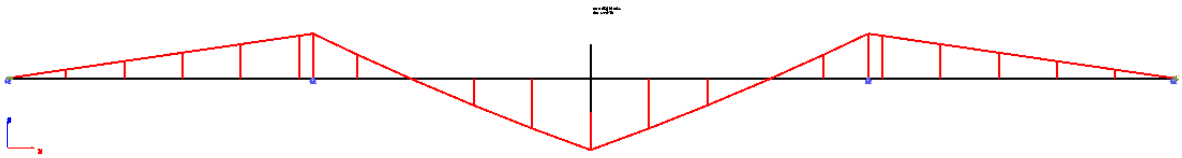
Figur 5.20: Lastsituasjon LM1 – 2.

For totale trafikklaster på grunn av LM1 i lengderetning, se tabell 5.22. Utregninger er vist i vedlegg G.

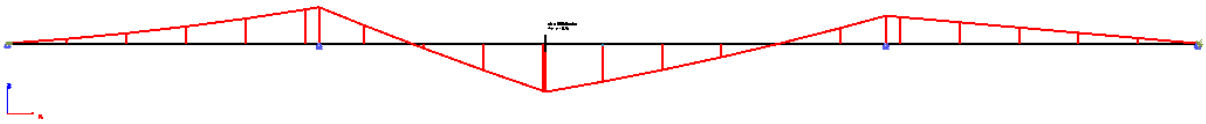
Tabell 5.22: Totale trafikklaster for LM1 i lengderetning, vedlegg G.

$q_{l,tot}$	$Q_{l,tot}$
5,4 kN/m	600 kN

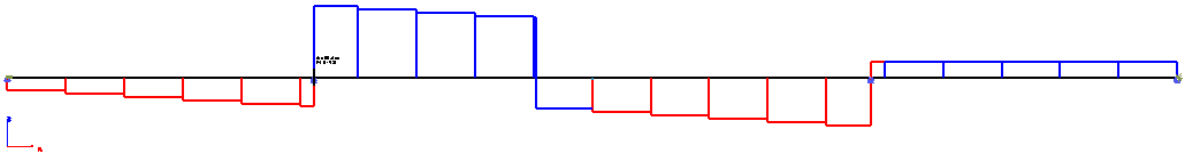
For å finne maksimale momenter og skjærkrefter i snitt 1 til 3 er det gjort beregninger i programmet Focus Konstruksjon. Figur 5.21 til 5.23 viser momentdiagram for LM1-1 og momentdiagram og skjærdiagram for LM1-2. Kritiske verdier i snitt 1 til 3 hentet ut fra Focus er listet opp i tabell 5.23.



Figur 5.21: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-1 på samvirkebjelken.



Figur 5.22: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på samvirkebjelken.



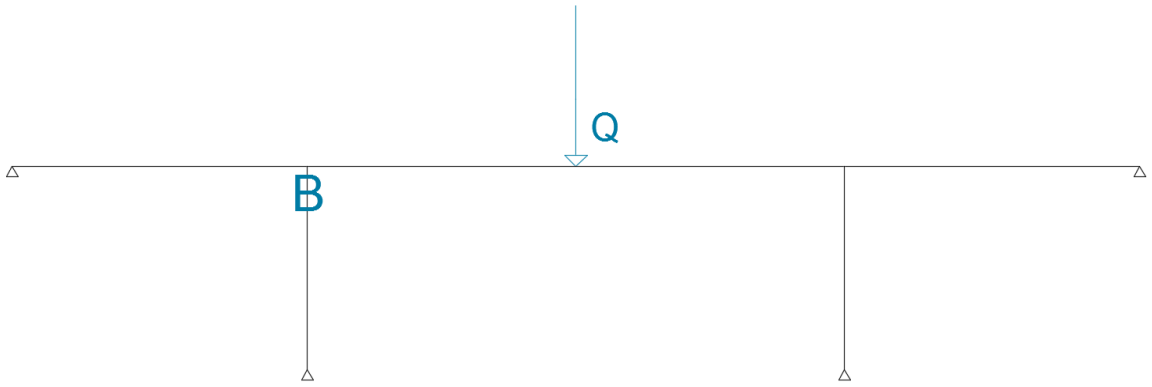
Figur 5.23: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på samvirkebjelken.

Tabell 5.23: Opptredende moment og skjærkraft fra LM1 på samvirkebjelken, vedlegg G.

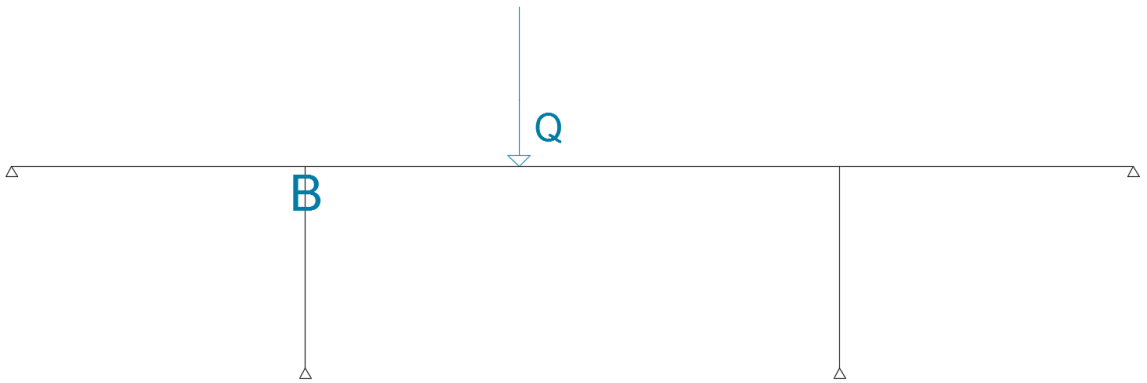
Kraftvirkning	Snitt	Lastsituasjon	Verdi
Feltmoment	Snitt 1	LM1-1	4372 kNm
Støttemoment	Snitt 2	LM1-2	-2883 kNm
Skjærkraft	Snitt 3	LM1-2	477 kN

LM3

For kritiske lastvirkninger i snitt 1 på grunn av LM3 plasseres boggilasten sentrert i midtfeltet, og for kritiske lastvirkninger i snitt 2 og 3 plasseres den i en kritisk lengde 0,4 x midtfeltets lengde fra opplegg B. Se figur 5.24 for plassering av trafikklast for kritiske lastvirkninger i midtsnittet og figur 5.25 for snitt nær støtte.



Figur 5.24: Lastsituasjon LM3 – 1.



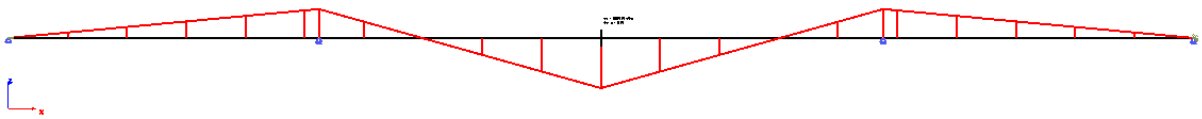
Figur 5.25: Lastsituasjon LM3 – 2.

For totale trafikklaster på grunn av LM3 i lengderetning, se tabell 5.24.

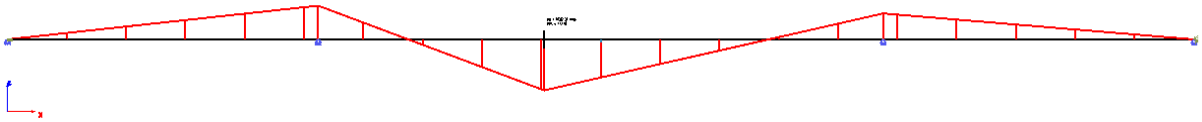
Tabell 5.24: Totale trafikklaster for LM3 i lengderetning, vedlegg G.

$q_{l,tot}$	$Q_{l,tot}$
0 kN/m	2500 kN

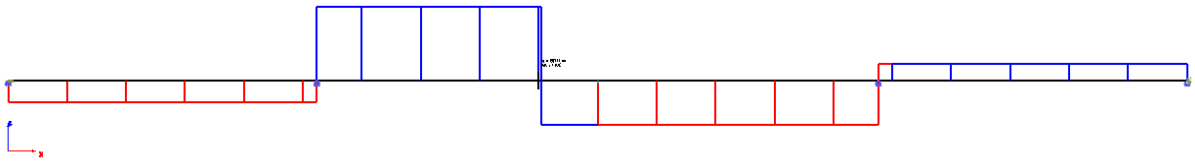
For å finne maksimale momenter og skjærkrefter i snitt 1 til 3 er det også her gjort beregninger i programmet Focus. Figur 5.26 til 5.28 viser momentdiagram for LM3-1 og momentdiagram og skjærdiagram for LM3-2. Opptredende verdier i snitt 1 til 3 hentet ut fra Focus er listet opp i tabell 5.25.



Figur 5.26: Momentdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-1 på samvirkebjelken



Figur 5.27: Momentdiagram for brua lstet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på samvirkebjelken.



Figur 5.28: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på samvirkebjelken.

Tabell 5.25: Opptredende moment og skjærkraft fra LM3 på samvirkebjelken, vedlegg G.

Kraftvirkning	Snitt	Lastsituasjon	Verdi
Feltmoment	Snitt 1	LM3-1	15855 kNm
Støttemoment	Snitt 2	LM3-2	-9460 kNm
Skjærkraft	Snitt 3	LM3-2	1557 kN

Sammenligning mellom LM1 og LM3

I tabell 5.26 er moment og skjærkraft for både LM1 og LM3 oppgitt.

Tabell 5.26: Sammenligning mellom kraftvirkninger ved LM1 og LM3.

Kraftvirkning	Snitt	LM1	LM3
Feltmoment	Snitt 1	4372 kNm	15855 kNm
Støttemoment	Snitt 2	-2883 kNm	-9460 kNm
Skjærkraft	Snitt 3	477 kN	1557 kN

Av tabellen over er moment og skjærkraft betraktelig større for LM3 enn LM1. Dette har mye å gjøre med at det ikke inngår fordelt last i LM3. Som tidligere forklart er det gjort en forenkling i denne oppgaven som gjør at hele boggilasten fra LM3 blir belastet på

samvirkebjelken, som fører til veldig store momenter og skjærkrefter. Reelt vil en del av denne lasten bli tatt opp av andre nærliggende samvirkebjelker. Det er også forenklet i forhold til LM1. Det er antatt at hele det verst lastede kjørefeltet i LM1 virker på samvirkebjelken. Dette er heller ikke korrekt, men en konservativ antagelse. Fordelingen av trafikklaster bør gjennomføres med nøyaktigere beregninger i tverretning, eventuelt ved å bruke mer avanserte modelleringsprogram. Det forventes derfor at kapasiteten for dimensjonerende laster med LM3 ikke nødvendigvis er tilstrekkelig ut fra beregningene gjort i oppgaven.

5.4.2 Temperaturlast

Retningslinjer

Regelverket som gjelder for temperaturlaster er EK1-1-5.

Temperaturlast opptrer periodevis avhengig av tid på døgnet og årstid. Derfor anses temperaturlast som en variabel last. Jevnt fordelte temperaturvariasjoner i betongen kan føre til at materialet ekspanderer. Avhengig av det statiske systemet, kan dette gi tvangskrefter i konstruksjonen. Dersom materialet utsettes for horisontalt eller vertikalt varierende temperaturendringer, kan det resultere i krumning av tverrsnittet og tilhørende momenter.

Virkninger av termisk påvirkning (temperaturlast):

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikalt lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontalt lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Fjordbase bru regnes som en betongbru med betongbjelke: Brutype 3 (EK1-1-5, tabell NA.6.1)

For brutype 3 er kun virkningen av de to første punktene relevante. I denne oppgaven ses det derfor nærmere på jevnt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperatur. Det antas at den varierende temperaturandelen er lineær.

Beregninger

Jevnt fordelt temperaturandel

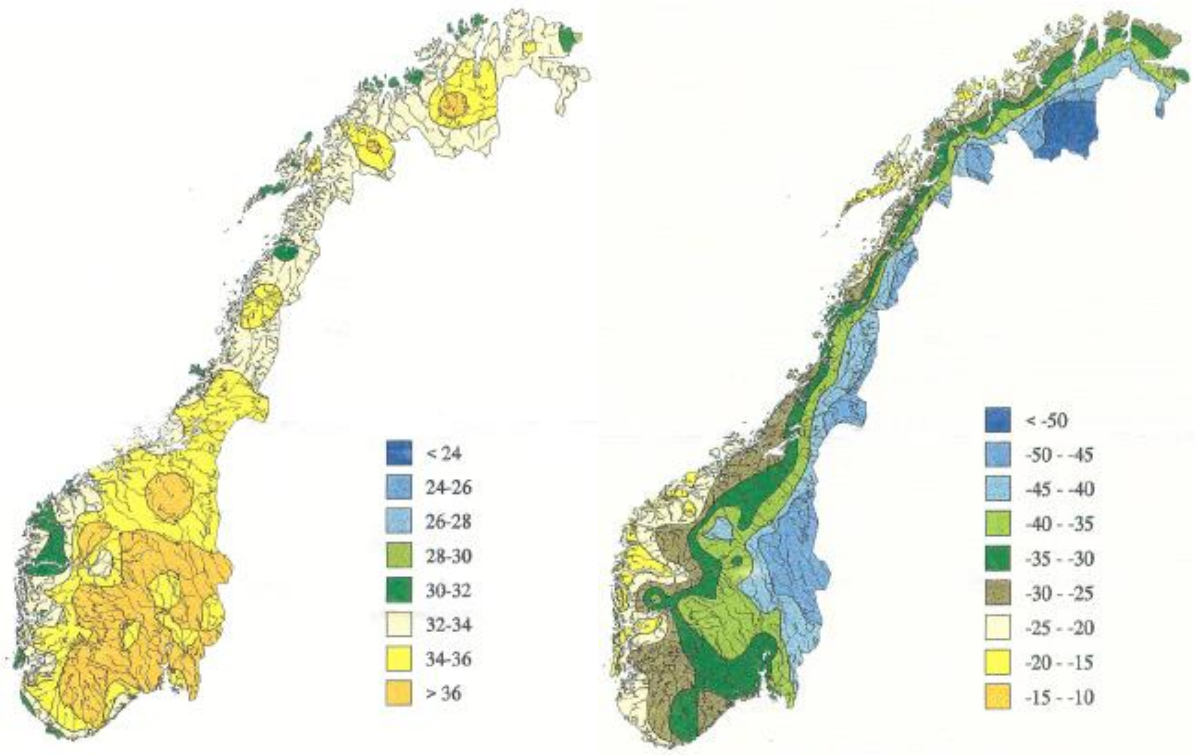
Fjordbase bru ligger ved Florø i Flora kommune i Sogn og Fjordane. Maksimal- og minimaltemperaturene her er relativt typisk for Vestlandet.

Grensetemperaturer for Fjordbase bru: *(fig.NA.A1 og NA.A2), EK1-1-5*

- Maksimaltemperaturer: $32°\text{C}\ til\ 34°\text{C}$
- Minimaltemperaturer: $-20°\text{C}\ til\ -15°\text{C}$

Kritiske verdier for lufttemperaturen i skyggen med returperiode på 50 år, blir dermed:

- $T_{max} = 34°\text{C}$
- $T_{min} = -20°\text{C}$



Figur 5.29: a) Isotermkart for maksimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år (figur NA.A1, EK1-1-5), b) Isotermkart for minimumstemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år (figur NA.A2, EK1-1-5)

Verdier for jevnt fordelt temperaturandel: *(fig.NA.6.1), EK1-1-5*

- $T_{e,min} = T_{min} + 8°\text{C} = -20°\text{C} + 8°\text{C} = -12°\text{C}$
- $T_{e,max} = T_{max} - 3°\text{C} = 34°\text{C} - 3°\text{C} = 31°\text{C}$

Antatt initialtemperatur: *(fig.NA.A.1(3)), EK1-1-5*

- $T_0 = 10°\text{C}$

Intervall for jevnt fordelt temperaturandel: *(fig.NA.6.1.3.3), EK-1-1-5*

- $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31°\text{C} - 10°\text{C} = 21°\text{C}$
- $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10°\text{C} - (-12°\text{C}) = 22°\text{C}$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Vertikalt varierende temperaturandel vil si at tverrsnittets overside er varmere enn undersiden eller motsatt. Dette vil kunne føre til krumning og tvangskrefter i konstruksjonen. Ettersom

Fjordbase bru kun utformes med fastholding i ett opplager, vil ikke temperaturlaster gi tvangsmomenter.

Angitte temperaturgradienter for brutype 3: *(tab.NA.6.1), EK1-1-5*

- $\Delta T_{M,heat} = 15°C$ Overside varmere enn underside
- $\Delta T_{M,cool} = 8°C$ Underside varmere enn overside

At det er installert membran på bruas overflate, tas høyde for gjennom overflatefaktoren, k_{sur}. Verdien er 1,5 for varmere overside og 1,0 for varmere underside: *(tab.NA.6.2), EK1-1-5*

- $\Delta T_{M,heat} = 15°C \cdot 1{,}5 = 22{,}5°C$
- $\Delta T_{M,cool} = 8°C \cdot 1 = 8°C$

For temperaturlast er det antatt at det er areal, E-modul og utvidelseskoeffisient som er av betydning og ikke andre arealmoment, slik som antatt ved momentomlagring. Derfor forenkles nå tverrsnittet til et T-tverrsnitt ut fra kravet om å bevare arealet til bjelken som vist i figur 4.14. Effektiv bredde på dekket bevares.

$$A_{bjelke} = 1226250mm^2$$

$$A_{rekt} = b \cdot h$$

$$b_{temp} = \frac{1226250mm^2}{1950mm} = 629mm$$

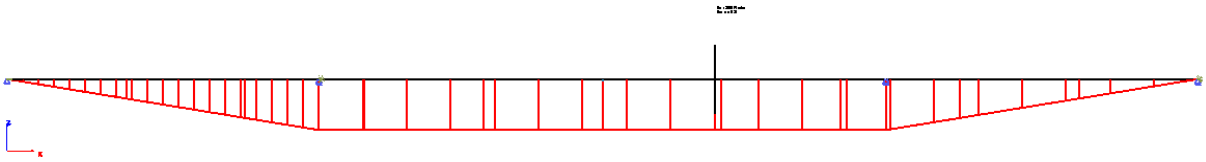
I nøytralaksen til tverrsnittet skal temperaturendringen være null. Nedenfor viser figur 5.30 temperaturfordelingen ved varmere overside og temperaturfordelingen ved varmere underside.

Figur 5.30: Temperaturfordeling ved varmere underside til venstre, og varmere overside til høgre.

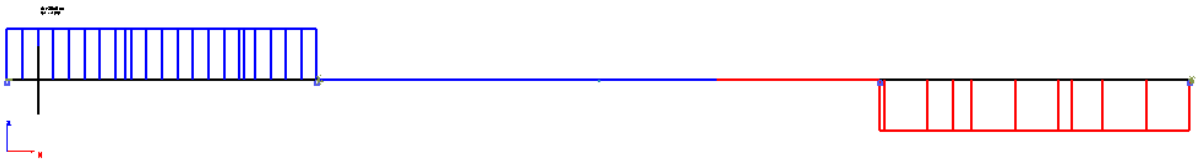
For beregning av tvangsmoment på grunn av temperaturlast er temperaturdifferansene i tabell 5.27 lagt inn i Focus. Resulterende momentdiagram og skjærkraftdiagram for $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ er hentet ut fra FOCUS og vises i figur 5.31 til 5.34. $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$ skaper ingen tvangskrefter på grunn av antatte randbetingelser.

Tabell 5.27: Temperaturdifferanser som brukes ved beregning av temperaturlast.

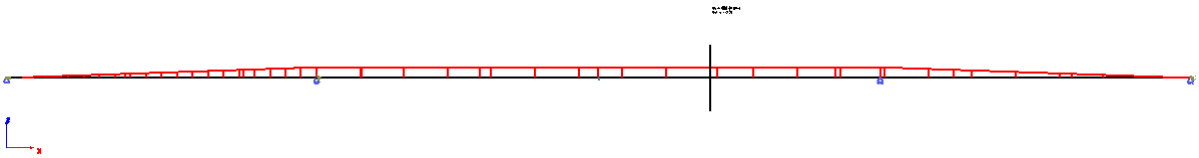
Parameter	Verdi
$\Delta T_{M,heat}$	22,5°C
$\Delta T_{M,cool}$	8°C
$\Delta T_{N,exp}$	21°C
$\Delta T_{N,con}$	-22°C



Figur 5.31: Momentdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,heat}$.



Figur 5.32: Skjærkraftdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,heat}$.



Figur 5.33: Momentdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,cool}$.

Figur 5.34: Skjærkraftdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,cool}$.

Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser

I virkeligheten opptrer gjerne temperaturlaster som en kombinasjon av jevnt fordelt temperatur og lineært varierende temperatur. Ved å beregne åtte forskjellige lastkombinasjoner etter pkt. 6.1.5 i EK1-1-5, vil den ugunstigste kombinasjonen være dimensjonerende. I de tre snittene som betraktes i oppgaven, er momentene fra hver av de fire temperaturtilfelle like og skjærkreftene er null. Videre beregninger av temperaturlast er gjort i vedlegg H.

Fjordbase bru er som nevnt utført med kun ett fastholdt lager, og i Focus er det derfor bare modellert med vertikalt varierende temperatur. Tabell 5.29 viser resultatet av lastvirkningene fra de påsatte temperaturlastene fra tabell 5.28 i Focus.

Tabell 5.28: Verdier for moment og skjærkraft fra temperaturlaster lest av fra diagrammer i Focus.

Fra Focus	Snitt 1, M_{felt}	Snitt 2, $M_{støtte}$	Snitt 3, $V_{nær}$
$\Delta T_{M,heat}$	5079 kNm	5079 kNm	0
$\Delta T_{M,cool}$	-1806 kNm	-1806 kNm	0
$\Delta T_{N,exp}$	-	-	-
$\Delta T_{N,con}$	-	-	-

Aktuelle lastkombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel er beregnet i vedlegg H. De ugunstige lastkombinasjonene gir er moment M = 5079 kNm med strekk i underkant for midtsnittet og et moment M = 1806 kNm med strekk i overkant over og ved støtta. Temperaturlasta har ingen innvirkning på skjær i snittene. Kritiske verdier i snitt 1 til 3 fra temperaturlast er listet opp i tabell 5.29.

Tabell 5.29: Kritiske verdier i snitt 1 til 3 fra temperaturlast.

Snitt	Snitt 1, moment	Snitt 2, moment	Snitt 3, skjærkraft
Verdi	5079 kNm	-1806 kNm	0

5.4.3 Vindlast

Retningslinjer

Vindlast er også en variabel naturlast som opptrer periodevis. Vindlast blir imidlertid ikke beregnet i denne oppgaven.

Regelverk for vindlast:

- EK1-1-4
- HB N400

Når vindlast beregnes, skal det bestemmes vindlast for bru uten trafikk og for bru med trafikk for alle komponenter, og trykket settes inn med vindhastighetstrykk med og uten trafikk. Lastene skal påføres i begge retninger og bare på deler av brua, dersom dette er mer ugunstig.

Returperiode:

- Ferdig bru skal kontrolleres for vind der returperioden settes til 50 år (p = 0,02)
- Bru i byggefasen kan kontrolleres for vind med returperiode 10 år (p = 0,1)

Kombinasjon av laster:

- Bru uten trafikk skal kontrolleres for kastvind: q_p (z)
- Bru med samtidig trafikk skal kontrolleres for kastvind, men vindhastigheten skal ikke settes større enn 35 m/s, ifølge EK1-1-4, NA8.1(4) og HB N400

I beregninger regnes trafikk som en rektangulær flate med høyde 2,0 meter.

Vindklasse

Vindlastklasse skal bestemmes i henhold til HB N400.

Vindklasse I

Omhandler brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. I denne klassen faller oftest plate- og bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambygg bruer i ferdigtilstand, og hvelvkonstruksjoner.

Vindklasse II

Omhandler bruer som har en dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan sees bort fra, men som har mindre spennvidde enn 300 meter.

Vindklasse III

Omhandler brukonstruksjoner med stor dynamisk lastvirkning og en spennvidde større eller lik 300 meter. Her plasseres også bruer med svært spesiell utforming til tross for at spennvidden er mindre enn 300 meter.

I henhold til punkt 8.2(1) i EK1-1-4, kan dynamiske lastvirkninger neglisjeres for bruer med spenn mindre enn 40 meter. Bru Fjordbase har sitt lengste spenn på 40 meter, og faller derfor innunder vindklasse I.

Følgende prosedyre for utregning gjelder for bruer i vindklasse I.

Utregning av vindhastighet og vindhastighetstrykk

Basisvindhastighet, v_b:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_{b,0}$$ *EK1-1-4, (NA.4.1)*

Grunnverdier/basisvindhastighet beregnes fra EK1-1-4 kapittel 4.2 og NA.4.2

$c_{dir} =$ retningsfaktor,	*EK1-1-4, (NA.4.2(2)P (901.2))*
$c_{season} =$ sesongfaktor	*EK1-1-4, (NA.4.2(2)P (901.3))*
$c_{alt} =$ nivåfaktor	*EK1-1-4, (NA.4.2(2)P (901.1))*
$c_{prob} =$ faktor for returperiode	*EK1-1-4, (NA.4.2),*
$v_{b,0} =$ referansevindhastighet	*EK1-1-4, (Tabell NA4 (901.1))-*

Middelvind, $v_m(z)$:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$ *EK1-1-4, (Kapittel 4.3),*

Middelvind blir beregnet som stedvindhastighet, en middelvind på 10 minutter. Middelvind blir beregnet etter EK1-1-4, kapittel 4.3 og NA fra side 12.

- z: Høyde, setter lik en midlere høyde over bakken for konstruksjonsdelen
- z_0 og k_r: Terrengruhet, tabell NA.4.1, side 12

- $c_0(z)$ og k_I: Terrengformfaktor og turbulensfaktor, begge settes som regel lik 1,0.

Vindturbulens, Turbulensintensitet, $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}}$$ *EK1-1-4, (Kapittel 4.7)*

Vindkasthastighet, $v_p(z)$ og vindkasthastighet, $q_p\ (z)$:

$$v_p(z) = \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)} \cdot v_s(z)$$ *EK1-1-4, (Kapittel 4.5, NA s. 22)*

Merkes: $v_s(z) = v_m(z)$

$$q_p(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_p(z)^2$$ *EK1-1-4, (NA.4.8)*

Alle laster beregnes for situasjon med og uten trafikk. Dersom $v_p(z) > 35\ m/s$, bestemmes vindkasthastighetstrykk for bru med trafikk for vindhastighet 35m/s.

Vindhastighetstrykk uten trafikk:

$$q_{p-UTRAF}(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_p(z)^2$$

Vindhastighetstrykk med trafikk:

$$q_{p-MTRAF}(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot (v_p(z))^2) \leq 0,5 \cdot \rho \cdot (35m/s)^2$$

Vindlaster på overbygningen bestemmes etter EK1-1-4, kapittel 8.3.

Horisontalkraft i tverretning (x-retning)

Jevnt fordelt vindlast:

$f_x = c_{fx} \cdot d_{tot} \cdot q_p$ *(kN/m, i bruas lengderetning)*

der

d_{tot} = høyde *EK1-1-4, (Kapittel 8.3.1)*

c_{fx} = kraftfaktor *EK1-1-4, (Figur 8.3)*

For små og mellomstore bruer er det vanlig å forutsette at horisontalkrafta i bruas tverretning ikke gir vridningsmoment i overbygningen. Ulike analyseprogrammer med automatisk lastgenerering løser dette på ulike måter.

Horisontalkraft i lengderetning (y-retning)

Horisontalkrafta i bruas lengderetning neglisjeres vanligvis for små og mellomstore bruer. Dette skal vurderes i hvert enkelt tilfelle, ref EK1-1-4, 8.3.4, og NA.8.3.4.

Vertikalkraft (z-retning)

Jevnt fordelt vindlast:

$f_z = c_{fz} \cdot b \cdot q_p$ *(kN/m, i bruas lengderetning)*

der

b = bredde	*EK1-1-4, (Kapittel 8.3.1)*
c_{fz} = kraftfaktor = $^{+}/_{-}$ 0,9	*EK1-1-4, (Figur 8.3)*

Vridningsmoment

Vertikalkrafta beregnes ved å anta at den angriper med eksentrisitet, $e = \frac{b}{4}$ fra CL bru, gitt i EK1-1-4 pkt.8.3.3(5). Krafta gir dermed et vridningsmoment (torsjonsmoment) i overbygningen.

5.5 Ulykkeslaster

I HB N400 defineres ulykkeslaster som følgende (Statens Vegvesen, 2015):

«Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser slik som:»

- Påkjøringslaster fra kjøretøy, skip eller jernbanetrafikk
- Last fra fallende gjenstander
- Brann med mulig påfølgende eksplosjon
- Eksplosjon med mulig påfølgende brann
- Laster forårsaket av skred og flom

Ulykkeslaster er ikke betraktet i denne oppgaven, men for Fjordbase bru kunne det vært aktuelt og sett nærmere på påkjøringslaster fra skip, samt kollisjoner som kunne medført brann og eksplosjoner. Ettersom Fjordbase bru skal bygges i et industriområde er dette interessante aspekt.

5.6 Lastkombinering

Retningslinjer

For å finne dimensjonerende moment og skjærkrefter gjennomføres lastkombinering i samsvar med reglene i EK0. I tillegg følges framgangsmåten beskrevet i kompendium *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*, del 2.11. Dimensjonerende lastkombinasjoner som beregnes i EK0 omhandler grunnlaget for prosjektering av konstruksjoner. Den beskriver hvordan karakteristiske laster skal kombineres, slik at det fremstår hvilken lastkombinasjon som er ugunstig. Dette er den dimensjonerende lastkombinasjonen som tas i bruk i kapasitetskontrollen. I kapittel 6 i EK0 står reglene som gjelder for lastkombinering basert på partialfaktormetoden. Ettersom det er et komplekst system av lastkombinasjoner, kan ikke kun en felles sikkerhetsfaktor benyttes. Derfor tas metoden med partialfaktorer i bruk, hvor hver lasttype har sin sikkerhetsfaktor i form av en partialfaktor.

Endringsblad A2 i EK0 dreier seg om bruer, og de viktigste reglene for norske bruer står i endringsbladets del i det Nasjonale tillegget. Aktuelle parametre for lastkombinering på vegbru finnes i følgende tabeller:

- Tabell NA.A2.1: Kombinasjonsfaktorer for både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand
- Tabell NA.A2.4 (b): Lastfaktorer for USL-STR (Sett B)
- Tabell NA.A2.6: Lastkombinasjon for bruksgrensetilstand

5.6.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden skilles det mellom permanente og variable laster. For å ta hensyn til omlagring av moment, kryp, svinn og relaksasjon sjekkes det hva som er kritisk av korttidslast og langtidslast. I denne oppgaven er de betraktede tidspunktene i bruddgrensetilstand etter 1 år for korttidslast og etter 100 år for langtidslast.

I bruddgrensetilstand brukes ligningene (6.10a) og (6.10b) for lastkombinering. De tar hensyn til at flere kritiske lasttilfeller vil kunne virke på konstruksjonen samtidig. Det er den minst gunstige lastkombinasjonen som representerer den dimensjonerende lasten på konstruksjonen.

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P\cdot P\text{"+"}\gamma_{Q,1}\cdot\psi_{0,1}\cdot Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad \textit{(6.10a), EK0}$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j\cdot\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P\cdot P\text{"+"}\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad \textit{(6.10b), EK0}$$

”+” betyr ”kombineres med”;
”Σ” betyr ”kombinert virkning av”;
ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G

ULS-STR, bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll, beregnes som kritisk lastkombinasjon av følgende lastkombinasjoner som skal utføres:

1. ULS-STR1: etter formel (6.10a) med trafikk
2. ULS-STR2: etter formel (6.10a) uten trafikk
3. ULS-STR3: etter formel (6.10b) med trafikk som dominerende variabel last
4. ULS-STR4: etter formel (6.10b) med vind som dominerende variabel last

Vind er ikke tatt med i dimensjoneringen, og ULS-STR4 ses dermed bort ifra, i likhet med bruksgrensetilstanden.

Beregninger på kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand er gjort i vedlegg I.

5.6.2 Bruksgrensetilstand

I kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand skilles det mellom karakteristisk last, ofte forekommende last og permanent last. SLS, bruksgrensetilstand for kapasitetskontroll, beregnes ved bruk av tabell NA.A2.6 i EK0. Det er ikke tatt med beregninger på sjeldent forekommende laster. Beregninger på kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand er gjort i vedlegg I.

6. MODELLERING

Programmet Focus Konstruksjon er benyttet for å finne dimensjonerende moment og skjærkraft på brua fra ulike laster. Det er den todimensjonale versjonen av programmet som har blitt brukt til å modellere lengderetningen av brua påkjent av ulike laster. Selv om det er mulig å generere lastkombinasjoner i henhold til NS-EN 1990 i Focus, har lastene i denne oppgaven blitt betraktet hver for seg og kombinert ved håndberegning. Å gjennomføre kombineringen for hånd bidrar til en økt grunnleggende forståelse, som er nyttig å ta med seg når man senere gjennomfører lastkombineringen ved hjelp av programmer.

Ettersom Fjordbase bru er en betongelementbru, vil som tidligere nevnt stivheten til brua endre seg over tid. Denne tidseffekten er ikke mulig å ta hensyn til i Focus. Det har derfor vært nødvendig å beregne noen av de dimensjonerende momentene og skjærkreftene for hånd og ført inn i beregningsprogrammet MathCad. Momentene fra omlagringen av egenvekt fra bjelkene, dekket og sekundæregenvekt, samt fra spennkrafta er beregnet for hånd, mens lastvirkningene fra temperatur og trafikk er modellert i Focus.

Tverrsnittet som er benyttet i modelleringen er en T-bjelke, altså en forenkling av samvirkebjelken. For temperaturlasta er tverrsnittet forenklet ut fra forutsetningen om å bevare arealet, slik som beskrevet i delen om temperaturlast i kapittel 5.

Alle egenproduserte figurer i oppgaven er tegnet i programmet AutoCAD. Mange av figurene illustrerer hvilke forenklinger av tegningsgrunnlaget fra Smidt & Ingebrigtsen AS som er gjort i oppgaven. I tillegg er det laget en del figurer som er ment som støtte eller oppsummering til fremgangsmetodene som er beskrevet.

Rammeprogrammet NovaFrame egner seg godt for analyse av blant annet fritt-frambyggbruer. Ettersom stivhetsendringene i betongelementbruer heller ikke er mulig å modellere i dette programmet, er det ikke benyttet i oppgaven.

I oppgaven er det gjort konservative antagelser om hvordan blant annet trafikklastene og spesiallasten på 2500 kN fordeler seg over tverrsnittet. Elementanalyseprogrammet ABAQUS kunne vært aktuelt for å modellere hvordan disse lastene i virkeligheten fordeler seg mellom de fire bjelkene i hvert spenn. Her kunne også muligens effekten av stivhetsendring vært med i en analyse. Av tidsbegrensende årsaker er ikke en slik analyse vært gjennomført som en del av denne oppgaven.

7. DIMENSJONERENDE KREFTER

Gjennomføringen av lastkombinering er gjort i vedlegg I. De kritiske lastkombinasjonene resulterer i dimensjonerende krefter som virker på konstruksjonen. For å beregne dimensjonerende krefter er det inkludert bidrag fra egenlast, spennarmering, tvangskrefter, trafikklast LM1 og LM3 og temperaturlast i aktuelle snitt.

7.1 Oppsummerende beregnede krefter fra tidligere kapitler

Opptredende krefter beregnet i kapittel 5 er oppsummert her.

7.1.1 Egenlast og sekundæregenlast

Tabell 7.1 viser beregnede tidsavhengige moment på grunn av egenvekt og sekundæregenvekt i aktuelle snitt. Av beregningene fremgår det at momentbidraget fra egenvekt i feltet minker og ved støtta øker over tid. Moment på grunn av egenlast og sekundæregenlast virker ugunstig i begge beregnede snitt. Skjærkraft forblir konstant siden omlagring av moment ikke vil ha innvirkninger på denne. Aksialkraft er antatt å ikke eksistere for egenvekt og sekundæregenvekt.

Tabell 7.1: Beregnede opptredende krefter på grunn av egenvekt og sekundæregenvekt.

Kraftbidrag fra	Snitt	Etter 1 år	Etter 100 år
Moment	Snitt 1 – Felt	12590 kNm	11010 kNm
	Snitt 2 – Støtte	-1986 kNm	-3568 kNm
Skjærkraft	Snitt 3 – Nær støtte	1458 kN	1458 kN
Aksialkraft	-	-	-

7.1.2 Spennkraft

På grunn av kryp, svinn og relaksasjon minker som antatt primærmomentet fra spennkraften i begge snittene. I snitt 1 er primærmomentet virke gunstig og i snitt 2 er det ugunstig. Skjærkraft på grunn av primærmoment er neglisjert. Spennarmeringen er det eneste i denne oppgaven som fører til aksialkrefter på grunn av antatte randbetingelser. Tvangsmomentet er konstant i hovedspennet. Dette momentet øker på grunn av kryp i betongen. Tvangsmomentet virker ugunstig i snitt 1 og gunstig i snitt 2. Skjærkraften på betraktede samvirkebjelke er antatt null og på grunn av randbetingelsene antas det ingen aksialkrefter som følge av dette.

Tabell 7.2: Beregnede opptredende krefter på grunn av spennkraft.

Kraftbidrag fra	Snitt	Etter 1 år	Etter 100 år
Primærmoment	Snitt 1 – Felt	-16360 kNm	-14980 kNm
	Snitt 2 – Støtte	-4595 kNm	-4092 kNm
Tvangsmoment	Snitt 1 – Felt	1400 kNm	4006 kNm
	Snitt 2 – Støtte	1400 kNm	4006 kNm
Skjærkraft	-	-	-
Aksialkraft	Alle snitt	13600 kN	12590 kN

7.1.3 Trafikklast

Tabell 7.3 viser opptredende trafikklast i bruddgrensetilstand for LM3 og LM1. Det er som nevnt foretatt konservative forenklinger som fører til store opptredende momenter, spesielt for LM3.

Tabell 7.3: Beregnede opptredende krefter på grunn av trafikklast.

Kraftbidrag fra	Snitt	LM1	LM3
Moment	Snitt 1 – Felt	4372 kNm	15860 kNm
	Snitt 2 – Støtte	-2883 kNm	-9460 kNm
Skjærkraft	Snitt 3 – Nær støtte	477 kN	1557 kN
Aksialkraft	-	-	-

7.1.4 Temperaturlast

Tabell 7.4 viser opptredende temperaturlaster. Ut fra randbetingelsene til brua er det ingen aksialkrefter på grunn av temperaturlast. Det er derimot beregnet et konstant opptredende moment over snitt 1 og 2, og fører derfor ikke til skjærkrefter. For de ulike snittene er de ugunstige for hvert tilfelle valgt og bidrar derfor til å øke totale moment i begge snitt.

Tabell 7.4: Beregnede opptredende krefter på grunn av temperaturlast.

Kraftbidrag fra	Moment 1 år	Verdi
Temperatur	Snitt 1 – Felt	5079 kNm
	Snitt 2 – Støtte	-1806 kNm
Skjærkraft	-	-
Normalkraft	-	-

7.2 Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand

Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand er vist i tabell 7.5.

Tabell 7.5: Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand, vedlegg I.

Krefter	Snitt	LM1 1 år	LM1 100 år	LM3 1 år	LM3 100 år
Feltmoment	Snitt 1	11940 kNm	13500 kNm	23060 kNm	24740 kNm
Støttemoment	Snitt 2	-11310 kNm	-9785 kNm	-18670 kNm	-17150 kNm
Skjærkraft	Snitt 3	2419 kN	2419 kN	3852 kN	3852 kN

Tabellen over viser at dimensjonerende feltmomentet øker og dimensjonerende støttemomentet minker. Dette er et resultat av følgende:

- Reduksjon av momentbidrag fra spennkraft som er gunstig i snitt 1 og ugunstig i snitt 2.
- Økning av tvangsmoment som er ugunstig i snitt 1 og gunstig i snitt 2
- Reduksjon av moment fra egenlast i snitt 1
- Økning av moment fra egenlast i snitt 2

De to øverste punktene påvirker totalt moment i størst grad. Dimensjonerende moment oppfører seg derfor motsatt av omlagringen av moment fra egenvekt.

Kritisk skjærkraft opptrer i snitt 3 med LM3 som dominerende variabel. Etter forenklede beregninger varierer ikke skjærkraften over tid.

7.3 Dimensjonerende krefter i bruksgrensetilstand

Dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand er listet opp i tabell 7.6. Her skilles det mellom dimensjonerende verdier for karakteristisk last, ofte forekommende last og permanent last. For karakteristiske last er lastkombinering med trafikklast LM3 dimensjonerende i alle snitt, mens for ofte forekommende og permanente laster er lastkombinering med trafikklast LM1 dimensjonerende.

Tabell 7.6: Dimensjonerende krefter i bruksgrensetilstand, vedlegg I.

Dimensjonerende	Inkludert last	Snitt	LM1	LM3
Feltmoment Kritisk etter 100 år	Karakteristisk	Snitt 1	7961 kNm	19440 kNm
	Ofte forekommende		3094 kNm	-
	Permanent		2220 kNm	-
Støttemoment Kritisk etter 1 år	Karakteristisk	Snitt 2	-9328 kNm	-15910 kNm
	Ofte forekommende		-7199 kNm	-
	Permanent		-6622 kNm	-
Skjærkraft	Karakteristisk	Snitt 3	1935 kN	3015 kN
	Ofte forekommende		1935 kN	-
	Permanent		1935 kN	-

8. BRUDDGRENSETILSTAND

I denne oppgaven blir det gjennomført en kapasitetskontroll i lengderetning i bruddgrensetilstand, hvor det er valgt å kontrollere følgende dimensjonerende krefter for samvirkebjelken:

- Moment
- Moment med samtidig virkning av aksialkraft
- Skjærkraft

I tillegg kontrolleres bjelken i oppspenningstilstanden i kapittel 8.3.

Torsjonskapasiteten til brua er ikke kontrollert, ettersom samvirke mellom dekket og bjelkene bidrar til avstivning av bjelkene og motvirker vipping.

Kapasitetskontrollene i bruddgrensetilstand er utført i henhold til EK2 og *Betongkonstruksjoner* av Sørensen (Sørensen, 2013). I oppgaven er det valgt å hovedsakelig fokusere på tre ulike snitt. For noen kontroller blir også et snitt rett til venstre for snitt 2 betraktet. Dette er et snitt som ligger rett over støtta hvor det ikke er spennkabler.

8.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten blir kontrollert både med og uten samtidig virkning av aksialkraft. Forutsetningene som ligger til grunn ved bestemmelse av momentkapasiteten for armerte eller forspente betongtverrsnitt oppgis i punkt 6.1(2)P i EK2, og omfatter blant annet:

- Tøyningene i slakk- og spennarmering er lik som i betongen, både i strekk og trykk
- Betongens strekkfasthet neglisjeres
- Betongens spenninger i trykk er utledet fra dimensjonerende spennings-tøyningssammenheng illustrert i figur 3.7
- Maksimal tøyning i slakk- og spennarmering begrenses til $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ og $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$
- Den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene.

For ren momentkapasitet skal altså tilnærmingen med rektangulær spenningsfordeling i betongen benyttes. For kombinert aksialkraft- og momentkapasitet kontrolleres de dimensjonerende kreftene mot et M/N-diagram beregnet for hvert snitt.

De dimensjonerende momentene i bruddgrensetilstanden fra lastkombineringen i kapittel 7.2 kontrolleres mot ren momentkapasitet i snitt 1, snitt 2 og rett over støtta. I snitt 1 og 2 vil det være aksialkraft og moment som opptrer samtidig, og kapasiteten i disse to snittene blir derfor i tillegg kontrollert mot M/N-diagrammene.

8.1.1 Ren momentkapasitet

Tverrsnittet er i bruddgrensetilstanden påkjent av momenter fra egenlaster, trafikklast, temperaturlast, samt primærmoment og tvangsmoment på grunn av spennkreftene. Vanlig praksis er da at spennarmingen blir liggende i strekksonen til tverrsnittet, slik at spennkrafta blir regnet som indre motstand ved beregning av ren momentkapasitet.

Ved beregning av ren momentkapasitet er det essensielt å finne ut om tverrsnittet er under- eller overarmert. Generelt ønskes et underarmert tverrsnitt. Da vil et eventuelt brudd ha mer seig enn sprø oppførsel. Dette vil vise seg gjennom riss og store deformasjoner, som vil gi en indikasjon på at et brudd kan oppstå med tiden (Sørensen, 2013). Om tverrsnittet er under- eller overarmert gjøres ved å sammenligne den aktuelle armeringsmengden, A_s, med den balanserte armeringsmengden, A_{sb}:

$A_s > A_{sb}$: overarmert tverrsnitt
$A_s < A_{sb}$: underarmert tverrsnitt

Den balanserte armeringsmengden finnes ved hjelp av en balansert trykksonehøyde, α_b, som er gitt ved å se på situasjonen hvor det er trykkbrudd i betongen og flyt i armeringen i strekksonen. Når den balanserte armeringsmengden er bestemt, er det nødvendig å finne reell verdi for trykksonehøyden, α, ut fra om tverrsnittet er under- eller overarmert. Denne finnes ved aksiell likevekt.

Momentkapasiteten, M_{Rd}, til tverrsnittet er da produktet av betongtrykkresultanten, T_c, og indre momentarm, z:

$$M_{Rd} = T_c \cdot z = 0.8 f_{cd} \alpha b d \cdot (1 - 0.4\alpha) d = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) f_{cd} b d^2$$

I utgangspunktet er det altså tøyningene i armeringen som styrer om tverrsnittet er overarmert eller underarmert. Definisjonene for et slakkarmert tverrsnitt er gitt i tabell 8.1 (Sørensen, 2013):

Tabell 8.1: Definisjon av overarmert, balansert armert og underarmert tverrsnitt (Sørensen, 2013).

Tøyningstilfelle	Tverrsnittstype	Kjennetegn
$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$	Overarmert	Betongen knuses før armeringen flyter. Sprøtt brudd.
$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$	Balansert armert	Betongen knuses samtidig som armeringen flyter.
$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$	Underarmert	Armeringen flyter før betongen knuses. Seigt brudd.

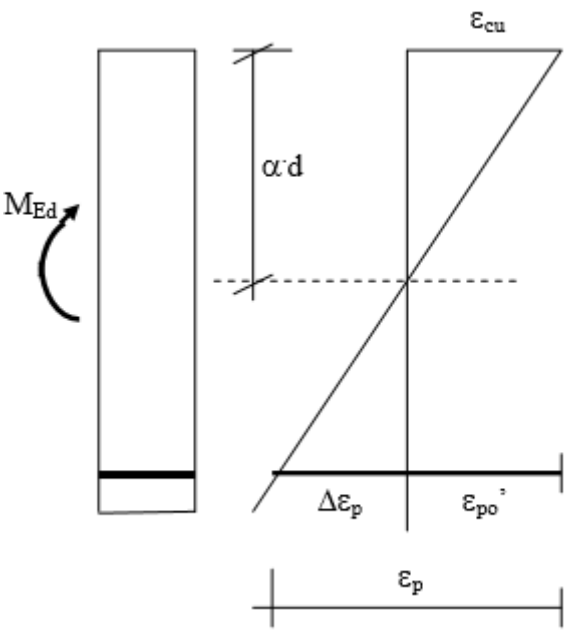
Tilsvarende gjelder også for spennarmering, da gitt ut fra ε_{pd}.

Ren momentkapasitet er kontrollert mot dimensjonerende momentkapasitet i snitt 1, snitt 2 og et snitt rett over støtte etter både 1 år og 100 år.

Snitt 1 i felt: strekk i underkant og trykk i overkant

I snitt 1 i feltet neglisjeres bidraget fra slakkarmeringen. I strekksonen til samvirkebjelkens tverrsnitt vil det da kun være spennarmering. Det må avgjøres om tverrsnittet er under- eller overarmert ved å finne den balanserte armeringsmengden. Den balanserte trykksonehøyden beregnes ut fra at det er flyt i spennstålet samtidig som trykkbruddtøyningen nås i betongen, slik som illustrert i figur 8.1 nedenfor:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_p - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}}$$



Figur 8.1: Tøyninger ved brudd når spennarmeringen ligger i strekksonen (Sørensen, 2013).

Fellestøyningen i spennstålet og betongen, $\Delta\varepsilon_p$, avhenger altså av differansen mellom total tøyning i spennarmeringen ved brudd, ε_p, og den effektive forhåndstøyningen i spennarmeringen, ε'_{p0}. De aktuelle tøyningene er definert som følger:

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_p - \varepsilon'_{p0}$$

$$\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p}$$

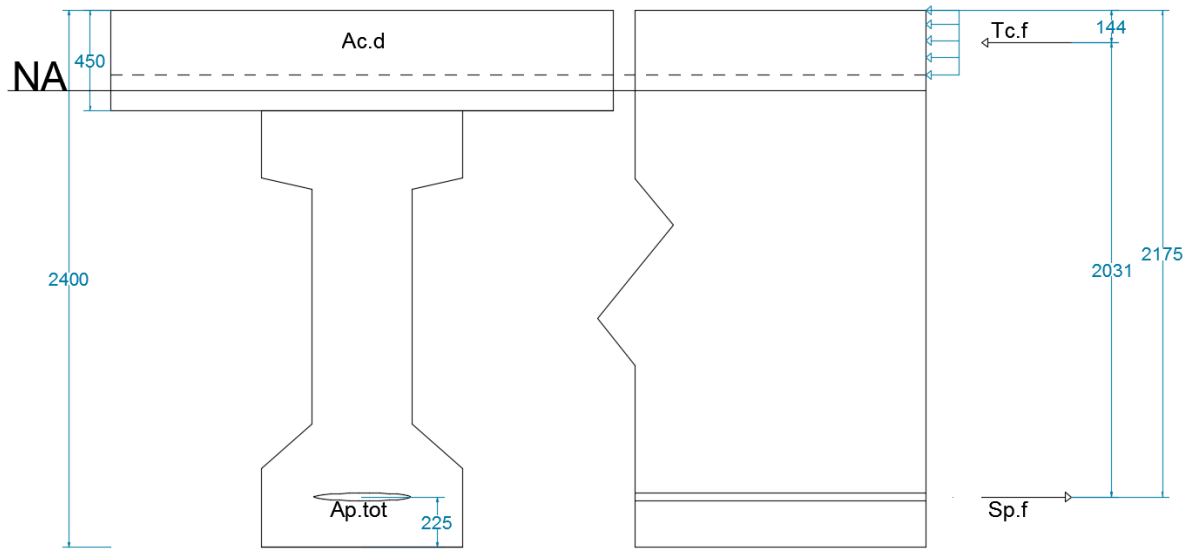
$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} - \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p,red}}{E_p}$$

Den effektive forhåndstøyningen tar hensyn til låse- og friksjonstap, samt at spennkrafta reduseres ytterligere av kryp, svinn og relaksasjon som er tidsavhengige parametere. Total tøyning ved brudd, $\Delta\varepsilon_p$, må derfor beregnes etter både 1 og 100 år. Ettersom spennkrafta minker med tiden på grunn av økt reduksjon fra kryp, svinn og relaksasjon, vil den totale tøyningen ved brudd være større ved 100 år enn 1 år.

I beregningene utført i vedlegg J.2 for snitt 1 viser det seg at tverrsnittet er underarmert for begge betraktningstidspunktene, som vil si at det er «flyt» i spennarmeringen:

$$A_{pb.1år} = 30430mm^2 > A_{p.tot} = 11400mm^2$$
$$A_{pb.100år} = 28920mm^2 > A_{p.tot} = 11400mm^2$$

Figur 8.2 illustrerer tverrsnittet i snitt 1 ved beregning av ren momentkapasitet.



Figur 8.2: Beregning av ren momentkapasitet i snitt 1.

Resultatene fra beregningene er presentert i tabell 8.2 nedenfor. Både for dimensjonerende moment med LM3 og LM1 vil det være tilstrekkelig momentkapasitet i feltet.

Tabell 8.2: Ren momentkapasitet i snitt 1 for dimensjonerende moment LM3 og LM1.

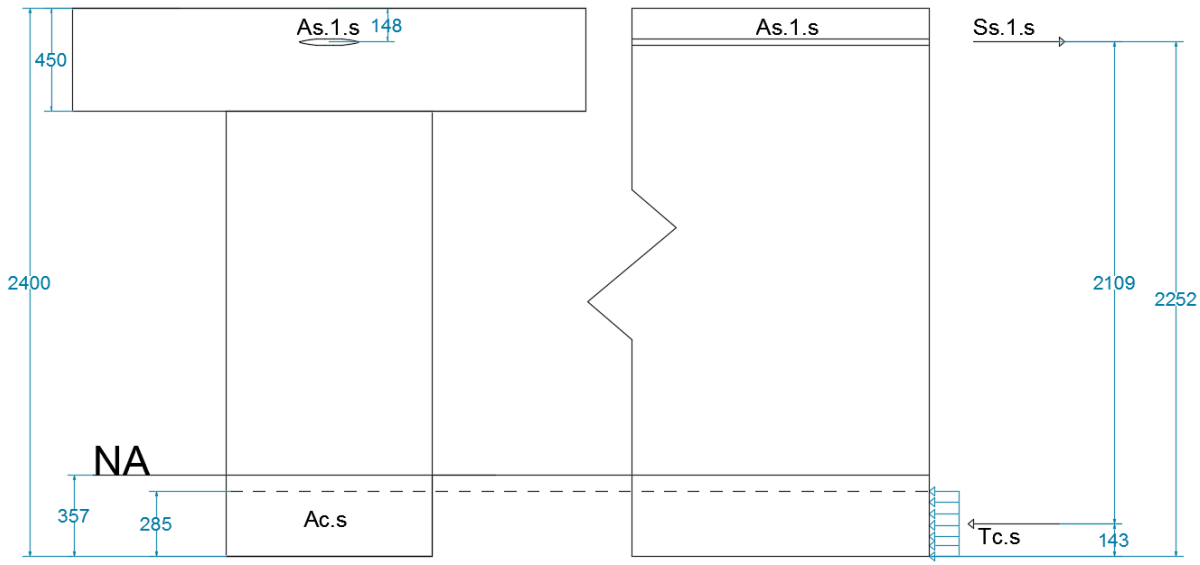
Snitt	Lasttilfelle	Armering	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Snitt 1 – Felt	LM3	Underarmert	24740 kNm	33620 kNm	74%
	LM1	Underarmert	13500 kNm	33620 kNm	40%

Snitt 2 over støtte: strekk i overkant og trykk i underkant

I snitt 2 over støtte er samvirkebjelken utformet som et T-tverrsnitt med strekk i overkant. Det ligger slakkarmering i dekket, mens spennarmeringen ligger som en forenkling samlet omtrent midt i samvirkebjelkens tverrsnitt. Trykkarmeringen som ligger i bunnen er neglisjert. Bidraget fra trykkarmeringen til momentkapasiteten kan kun tas med i beregningene dersom tilsvarende mengde armering legges på strekksiden i tillegg til den opprinnelige slakkarmingsmengden.

Ren momentkapasitet blir beregnet ut fra antagelsen om underarmert tverrsnitt med flyt i slakkarmeringen i dekket. Trykksonehøyden bestemmes ut fra aksiell likevekt og vil ligge nederst i det rektangulære bjelketverrsnittet. Momentkapasiteten er også her lik trykksonens

momentkapasitet. Figur 8.3 illustrerer tverrsnittet i snitt 2 ved beregning av ren momentkapasitet.



Figur 8.3: Beregning av ren momentkapasitet i snitt 2.

Resultatene fra beregningene utført i vedlegg J.2 er presentert i tabell 8.3. Dimensjonerende moment med LM3 vil overskride momentkapasiteten med en utnyttelsesgrad på 135%. Dimensjonerende moment med LM1 vil derimot utnytte momentkapasiteten 82%, og det er dermed tilstrekkelig momentkapasitet i snitt 2 for LM1.

Tabell 8.3: Ren momentkapasitet i snitt 2 for dimensjonerende moment LM3 og LM1.

Snitt	Lasttilfelle	Armering	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Snitt 2 – Støtte	LM3	Underarmert	18670 kNm	13810 kNm	135%
	LM1	Underarmert	11310 kNm	13810 kNm	82%

Snitt rett over støtte: strekk i overkant og trykk i underkant

Ren momentkapasitet kontrolleres også i et snitt rett til venstre for snitt 2. Her er tverrsnittet massivt og det ligger ingen spennkabler. Det antas det at de dimensjonerende kreftene er de samme som i snitt 2.

Den balanserte armeringsmengden beregnes ut fra antagelsen om flytetøyning i slakkarmeringen i overkant og trykkbruddtøyning i betongen.

Også her er det gitte armeringsarealet mindre enn den balanserte armeringsmengden, og tverrsnittet er underarmert:

$$A_{s.b} = 147020mm^2 > A_{s.1} = 15080mm^2$$

Resultatene for beregningene i vedlegg J.3 er presentert i tabell 8.4. I likhet med i snitt 2 vil det dimensjonerende momentet med LM3 overskride kapasiteten, her med en utnyttelsesgrad

på 130%. For LM1 vil utnyttelsesgraden være 79%, og momentkapasiteten er tilstrekkelig for dimensjonerende moment med LM1.

Tabell 8.4: Ren momentkapasitet i snittet rett over støtte for dimensjonerende moment LM3 og LM1.

Snitt	Lasttilfelle	Armering	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Rett over støtte	LM3	Underarmert	18670 kNm	14370 kNm	130%
	LM1	Underarmert	11310 kNm	14370 kNm	79%

8.1.2 Samtidig virkende aksialkraft og moment

Der det er aktuelt å finne kapasiteten for samtidig virkende moment og aksialkraft er det som nevnt i innledningen av kapittel 8.1 prinsippet med M/N-diagram som benyttes. Det er eksempel 7.3 i Betongkonstruksjoner som ligger til grunn for beregningene (Sørensen, 2013). M/N-diagram er betegnelsen på kapasitetskurven til et tverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment samtidig. Denne metoden brukes som oftest til å påvise kapasiteten for søyler. I tillegg kan den benyttes for oppspenningstilstanden, hvor spennarmeringen pleier å ligge i trykksonen av tverrsnittet (Sørensen, 2013). I denne oppgaven er prinsippet med M/N-diagram tatt i brukt for samvirkebjelken, og fungerer som en tilleggskontroll til ren momentkapasitet. For snitt 2 ble ren momentkapasitet overskredet for dimensjonerende moment med LM3. Det er derfor spesielt interessant å se hvordan de to ulike kapasitetskontrollene samsvarer.

De dimensjonerende kreftene må da ligge innenfor kapasitetskurven som begrenses av tre tøyningstilfeller. Det ene tilfellet består av rent trykk i hele tverrsnittet, mens de to andre tilfelle har både strekk- og trykktøyninger. Kapasiteten beregnes om samvirkebjelkens tyngdepunkt etter lang tid, som er beregnet i vedlegg C.1 og C.2 for henholdsvis snitt 1 og snitt 2.

Det er tatt utgangspunkt i de forenklede armeringsplasseringene vist i figur 4.15 og 4.16 fra kapittel 4 om forenklinger.

Detaljerte beregninger av kapasitetsberegning med M/N-diagram er utført i vedlegg J.1, og presenteres nedenfor.

M/N-diagram

Ved samtidig virkning av aksialkraft og moment er det altså nødvendig å beregne noen få punkter på tverrsnittets kapasitetskurve for å kunne sjekke at kapasiteten til tverrsnittet er tilstrekkelig (Sørensen, 2013). Disse punktene beregnes som nevnt ut fra ulike tøyningstilstander og plottes i et M/N-diagram sammen med dimensjonerende moment og aksialkraft, M_{Ed} og N_{Ed}.

I følge pkt. 6.1(3)P i EK2 skal trykktøyningen i betongen begrenses til ε_{cu2} eller ε_{cu3}, avhengig av hvilken tøyningssammenheng som blir benyttet. Her benyttes ε_{cu2} som for B45 betong er satt til 3,5‰. I tillegg skal tøyningene i armeringsstålet og spennstålet begrenses til ε_{ud} (der

det er aktuelt). Videre oppgis det i pkt. 6.1(5) i EK2 at for tverrsnittsdeler med tilnærmet konsentrisk belastning, bør middeltrykktøyningen begrenses til ε_{c2}.

Som nevnt i starten av kapittel 8.1 er det i oppgaven valgt at tøyningene i slakk- og spennarmeringen begrenses av grensetøyningene:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17‰$$

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 8.67‰$$

I tillegg skal den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene. I snitt 1 i feltet er det kreftene etter 100 år som er dimensjonerende, mens for snitt 2 over støtta er det kreftene etter 1 år. Ved beregning av tøyningsfelle 2 og 3 for de to snittene er det nødvendig å ta hensyn til en strengere tøyningsbegrensning i spennarmeringen. Den maksimale tøyningen i spennarmeringen i felt og over støtte defineres derfor som:

$$\Delta\varepsilon_{p.\max.f} = \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.100år} = 3.01‰$$
$$\Delta\varepsilon_{p.\max.s} = \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.1år} = 2.56‰$$

Der $\varepsilon_{p,1\text{år}}$ og $\varepsilon_{p,100\text{år}}$ tar hensyn til den initielle tøyningen i spennkablene, hvor friksjons- og låsetap er trukket fra. I tillegg er spennkrafta redusert på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, ettersom en ser på virkningen etter lang tid.

I de to snittene som kontrolleres for samtidig virkning av aksialkraft og moment, blir altså følgende tre tøyningstilfeller beregnet:

- Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}=2,0‰
- Tøyningstilfelle 2: Balansepunktet hvor betongen tøyes til bruddtøyningen ε_{cu2} = 3,5‰ samtidig som slakk- eller spennarmeringen i strekksonen oppnår flytetøyning $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2{,}17‰$.
- Tøyningstilfelle 3: Betongen tøyes til ε_{cu2} = 3,5‰ og slakk- eller spennarmeringen i strekksonen tøyes til $10\varepsilon_{yk} = 10\frac{f_{yk}}{E_s} = 10 \cdot 2{,}5‰ = 2{,}5‰$

I tøyningstilfelle 3 påføres armeringen en så stor tøyning at tverrsnittet får en duktil oppførsel vel brudd.

For dimensjonerende moment og aksialkraft må det tas høyde for at spennkrafta betraktes som en ytre last. Avhengig om virkningen fra den ytre spennkrafta er gunstig eller ugunstig, må dimensjonerende ytre aksialkraft multipliseres med en sikkerhetsfaktor lik 0.9 eller 1.1 (Sørensen, 2013).

Kombinert aksialkraft- og momentkapasitet i snitt 1: strekk i underkant og trykk i overkant

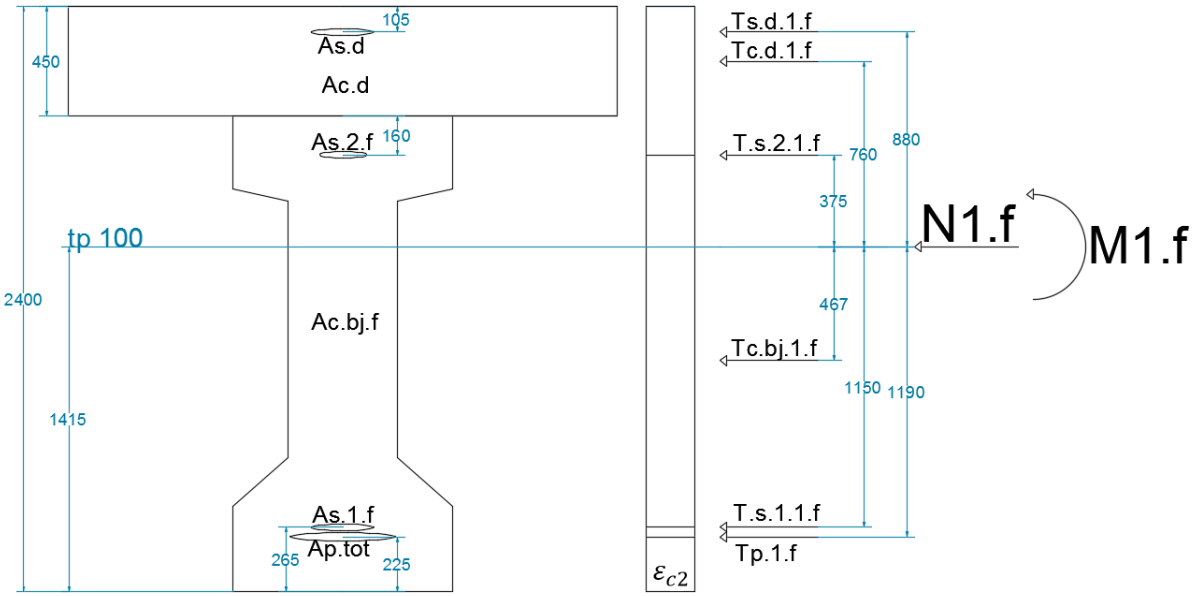
I snitt 1 som er i midtsnittet av hovedspennet vil det være strekk i underkant og trykk i overkant av tverrsnittet til samvirkebjelken. Slakkarmeringen i dekket og i toppflensen fungerer som trykkarmeringen i tverrsnittet, mens slakkarmeringen i bunnflensen utgjør strekkarmeringen.

Spennarmeringen ligger under tyngdepunktet til samvirkebjelken og virkning av den ytre spennkrafta på dimensjonerende moment og aksialkraft vil være gunstig. Dimensjonerende ytre aksialkraft multipliseres derfor med faktoren 0.9. Momentarmen fra den dimensjonerende ytre aksialkraften til tyngdepunktsaksen er relativt stor og bidrar derfor til å redusere det dimensjonerende momentet betraktelig.

Hvordan M/N-diagrammet til samvirkebjelken i snitt 1 er beregnet presenteres nedenfor, og detaljerte utregninger av krefter og momentarm finnes i vedlegg J.1.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}

I det første tøyningstilfelle i snitt 1 er samvirkebjelkens tverrsnitt utsatt for rent trykk, hvor både betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen påføres en tøyning ε_{c2}=2,0‰. Figur 8.4 illustrerer tøyningstilfelle 1 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.4: Tøyningstilfelle 1 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1.

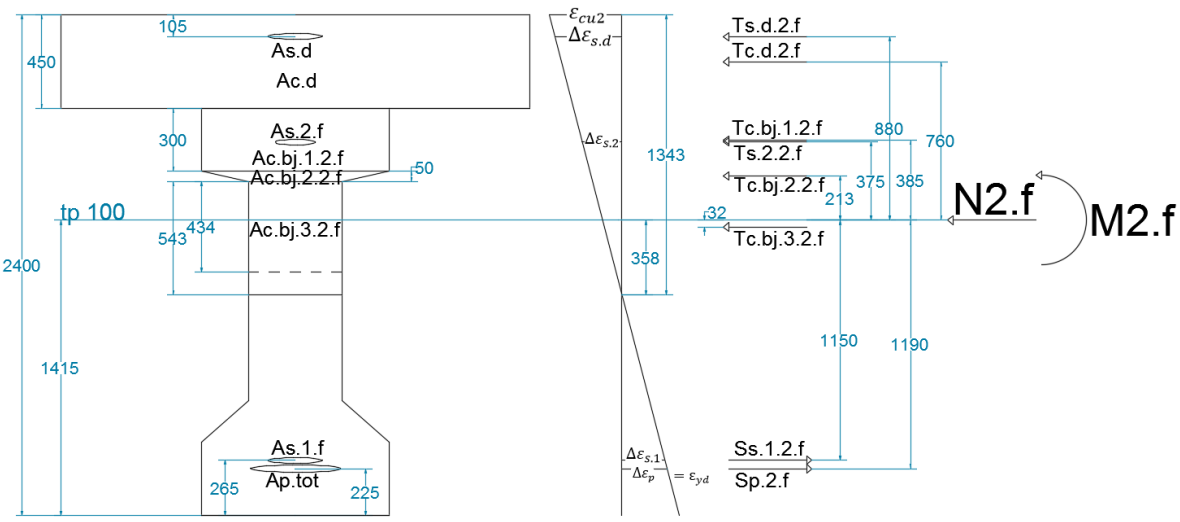
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 1 i snitt 1:

$$N_{1.f} = 65090kN$$

$$M_{1.f} = 389kNm$$

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen ε_{yd} i spennarmeringen

I det andre tøyningstilfellet i snitt 1 påføres betongen trykktøyningen ε_{cu2} = 3,5‰, mens spennarmeringen påføres en strekktøyning ε_{yd} = 2,17‰. Figur 8.5 illustrerer tøyningstilfelle 2 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer. Her må det i tillegg påses at spenningene i de ulike slakkarmeringene ikke overgår flytespenningen, ε_{yd}.



Figur 8.5: Tøyningstilfelle 2 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1.

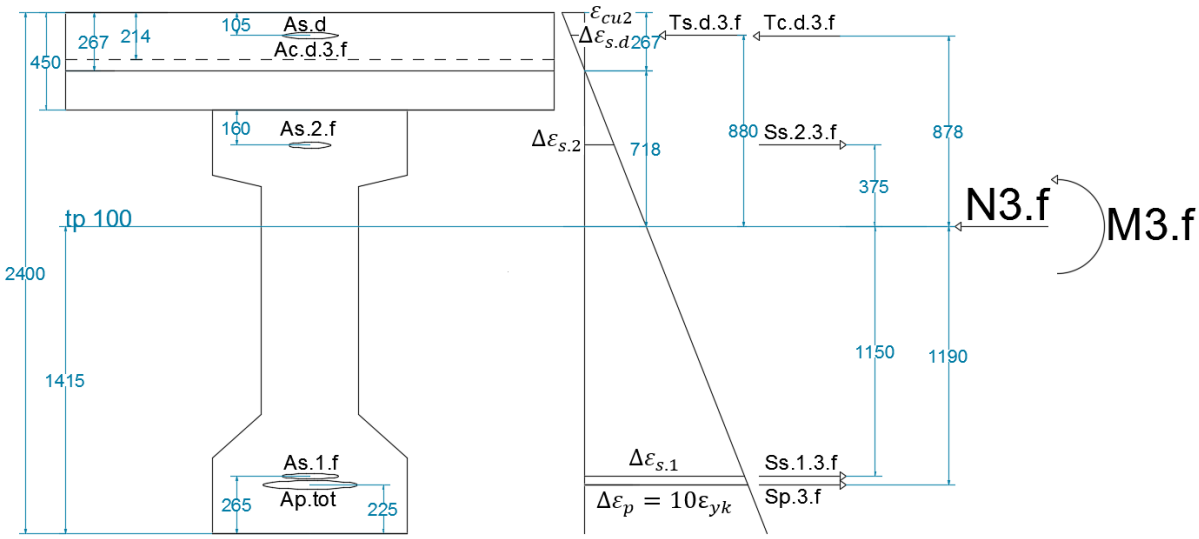
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 2 i snitt 1:

$$N_{2.f} = 35270kN$$

$$M_{2.f} = 31550kNm$$

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen $10\varepsilon_{yk}$ i spennarmeringen

I det tredje tøyningstilfelle i snitt 1 påføres betongen en trykktøyning ε_{cu2} = 3,5‰ slik som i tøyningstilfelle 2, men her påføres spennarmeringen en strekktøyning $10\varepsilon_{yk}$. Figur 8.6 illustrerer tøyningstilfelle 3 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer. For tøyningstilfelle 3 som er påkjent av en stor strekktøyning, må det kontrolleres at tøyningene i både spennarmeringen og de ulike slakkarmeringene ikke overgår $\Delta\varepsilon_{p.max}$ og $\varepsilon_{yd}=\Delta\varepsilon_{s.max}$.



Figur 8.6: Tøyningstilfelle 3 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1.

Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 3 i snitt 1:

$$N_{3.f} = 5191kN$$

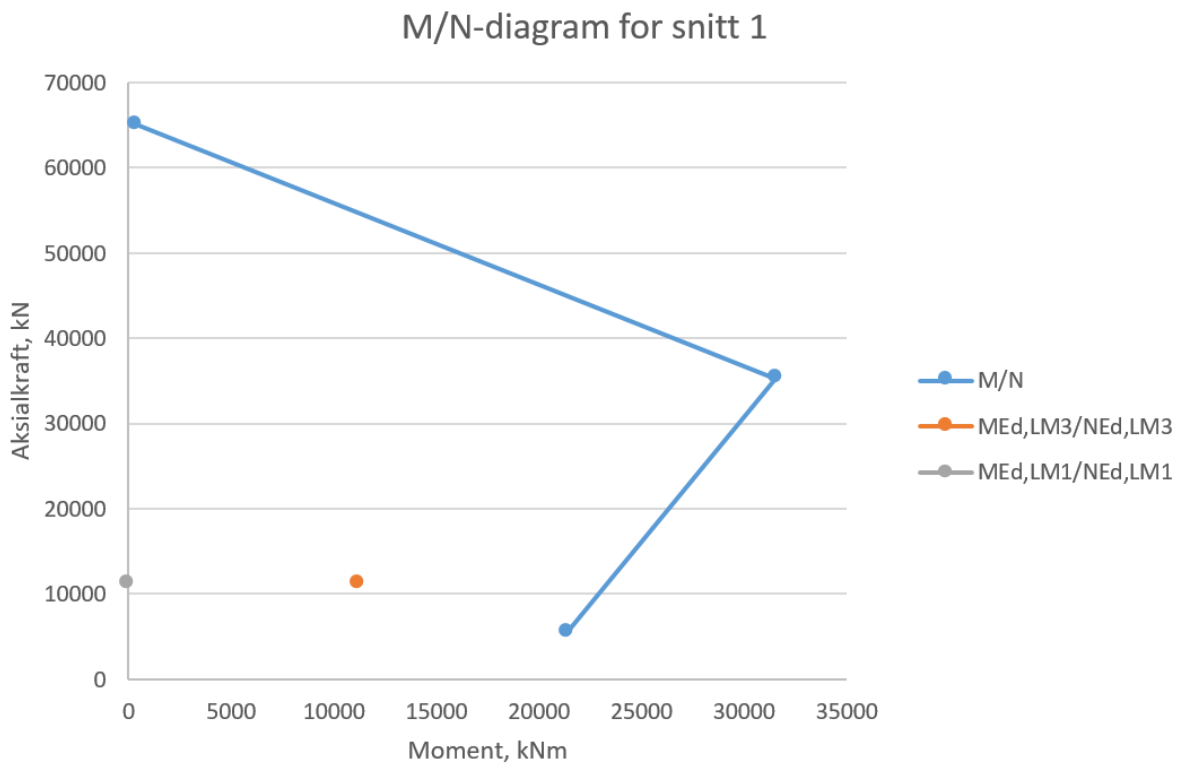
$$M_{3.f} = 21360kNm$$

Tabell 8.5 oppsummerer aksialkraftkapasitetene og momentkapasitetene i de tre tøyningstilfelle for snitt 1. Aksialkraft i trykk og moment med strekk i underkant er positive verdier, slik som definert i figurene i tøyningstilfelle.

Tabell 8.5: Verdiene til M/N-diagrammet for snitt 1.

Bruddgrensestilstand snitt 1	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	389 kNm	65090 kN
Tøyningstilfelle 2	31550 kNm	35270 kN
Tøyningstilfelle 3	21360 kNm	5491 kN
Dimensjonerende krefter, LM3	11260 kNm	11330 kN
Dimensjonerende krefter, LM1	15 kNm	11332 kN

Figur 8.7 viser M/N-diagrammet plottet for snitt 1. Dimensjonerende aksialkraft og moment for LM1 og LM3 ligger godt innenfor kapasitetskurven, og kapasiteten er tilstrekkelig. Dette samsvarer godt med beregningene gjort for ren momentkapasitet.



Figur 8.7: M/N-diagram for snitt 1.

Kombinert aksialkraft- og momentkapasitet i snitt 2: strekk i overkant og trykk i underkant

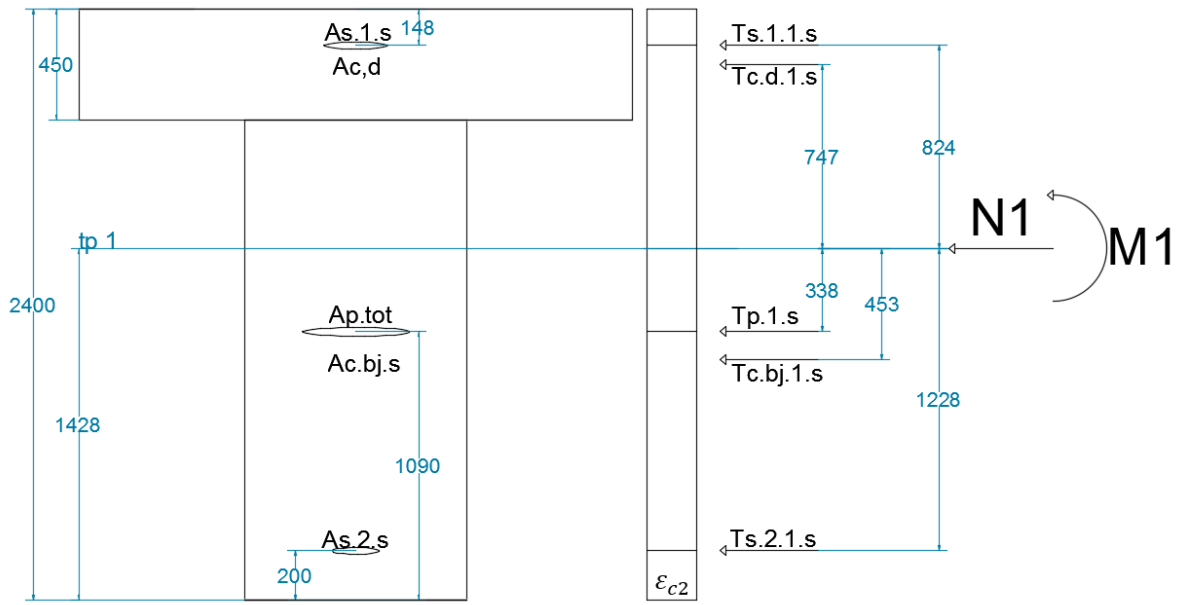
I snitt 2 over støtta vil det være strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet til samvirkebjelken. Slakkarmeringen i dekket utgjør strekkarmeringen i tverrsnittet, mens slakkarmeringen i bunnflensen utgjør trykkarmeringen.

Spennarmeringen ligger under tyngdepunktet til samvirkebjelken og virkning av den ytre spennkrafta på det dimensjonerende momentet og aksialkraften vil være ugunstig. Dimensjonerende ytre aksialkraft multipliseres derfor med faktoren 1.1. Momentarmen fra den dimensjonerende ytre aksialkraften til tyngdepunktsaksen er mindre enn i snitt 1, men bidrar til å øke det dimensjonerende momentet for LM3 med 25% og for LM1 med 40%.

Hvordan M/N-diagrammet til samvirkebjelken i snitt 2 er beregnet presenteres nedenfor, og detaljerte utregninger av krefter og momentarm finnes i vedlegg J.1.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}

I likhet med det første tøyningstilfelle i snitt 1 blir samvirkebjelkens tverrsnitt også her utsatt for rent trykk, hvor både betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen påføres en tøyning ε_{c2}=2,0‰. Figur 8.8 illustrerer tøyningstilfelle 1 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.8: Tøyningstilfelle 1 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 2.

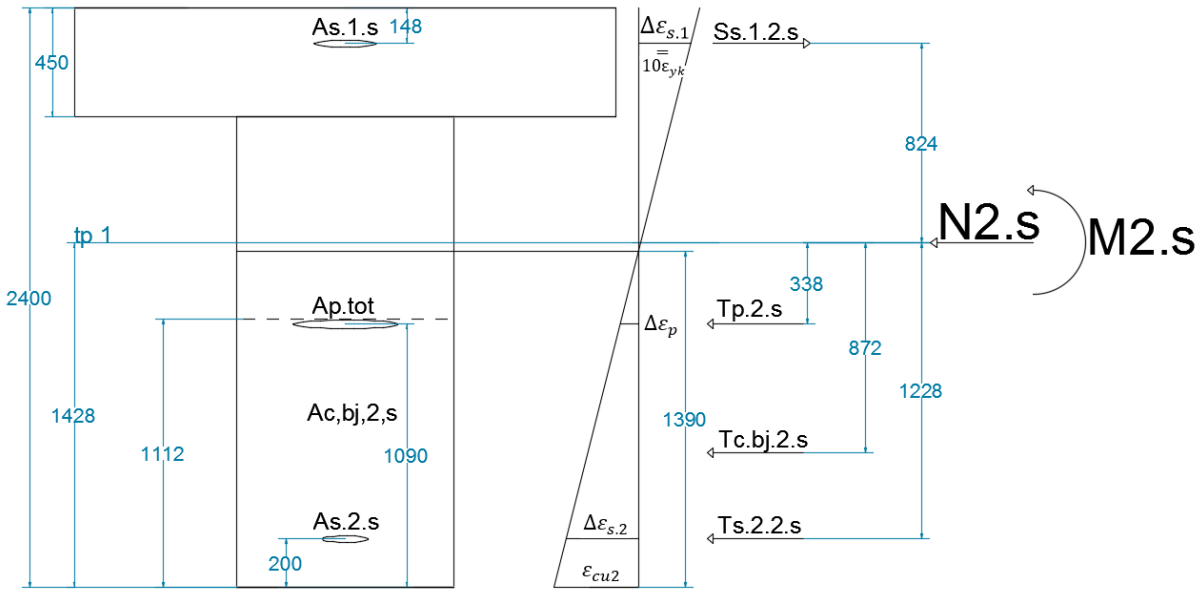
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 1 i snitt 2:

$$N_{1s} = 84270kN$$

$$M_{1s} = 385kNm$$

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen ε_{yd} i strekkarmeringen

I det andre tøyningstilfellet blir betongen påført en trykktøyning ε_{cu2} = 3,5‰, mens slakkarmeringen i dekket påføres en strekktøyning ε_{yd} = 2,17‰. Figur 8.9 illustrerer tøyningstilfelle 2 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer. Her er det nødvendig å påse at tøyningene i trykkarmeringen og i spennarmeringen ikke overgår $\Delta\varepsilon_{s.max}$ og $\Delta\varepsilon_{p.max}$.



Figur 8.9: Tøyningstilfelle 2 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 2.

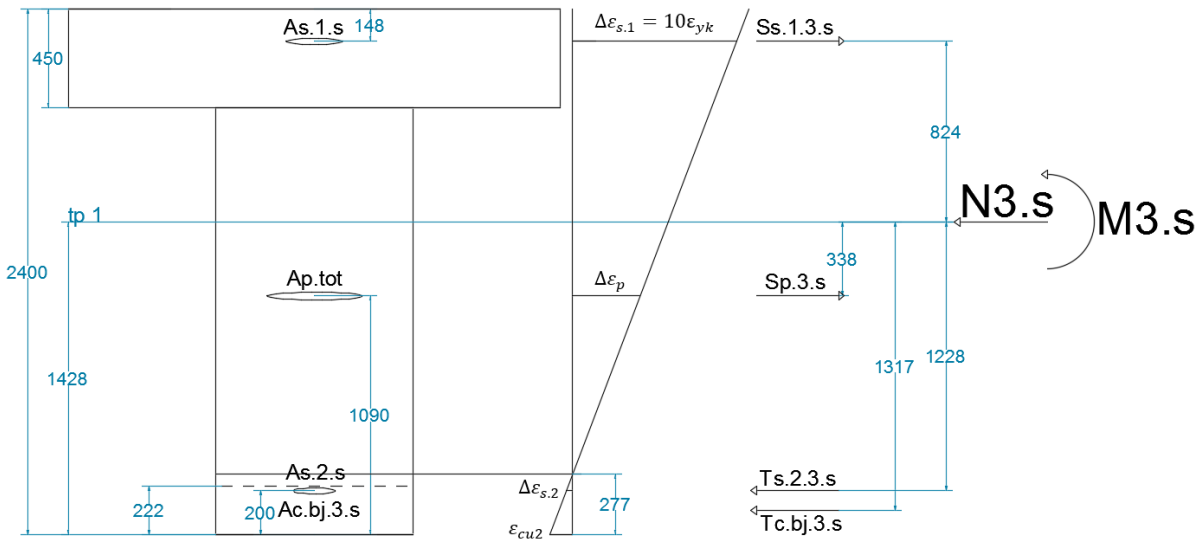
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 2 i snitt 2:

$$N_{2.s} = 24150kN$$

$$M_{2.s} = -31970kNm$$

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen $10\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen

I det tredje tøyningstilfellet påføres betongen en trykktøyning ε_{cu2} = 3,5‰, mens slakkarmeringen i dekket påføre en strekktøyning $10\varepsilon_{yk}$. Figur 8.10 illustrerer tøyningstilfelle 3 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer. I likhet med tøyningstilfelle 2 er det også her nødvendig å kontrollere tøyningene i spennarmingen og i trykkameringen mot de tillatte maksimalverdiene.



Figur 8.10: Tøyningstilfelle 3 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 2.

Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 3 i snitt 2:

$$N_{3.s} = -5590kN$$

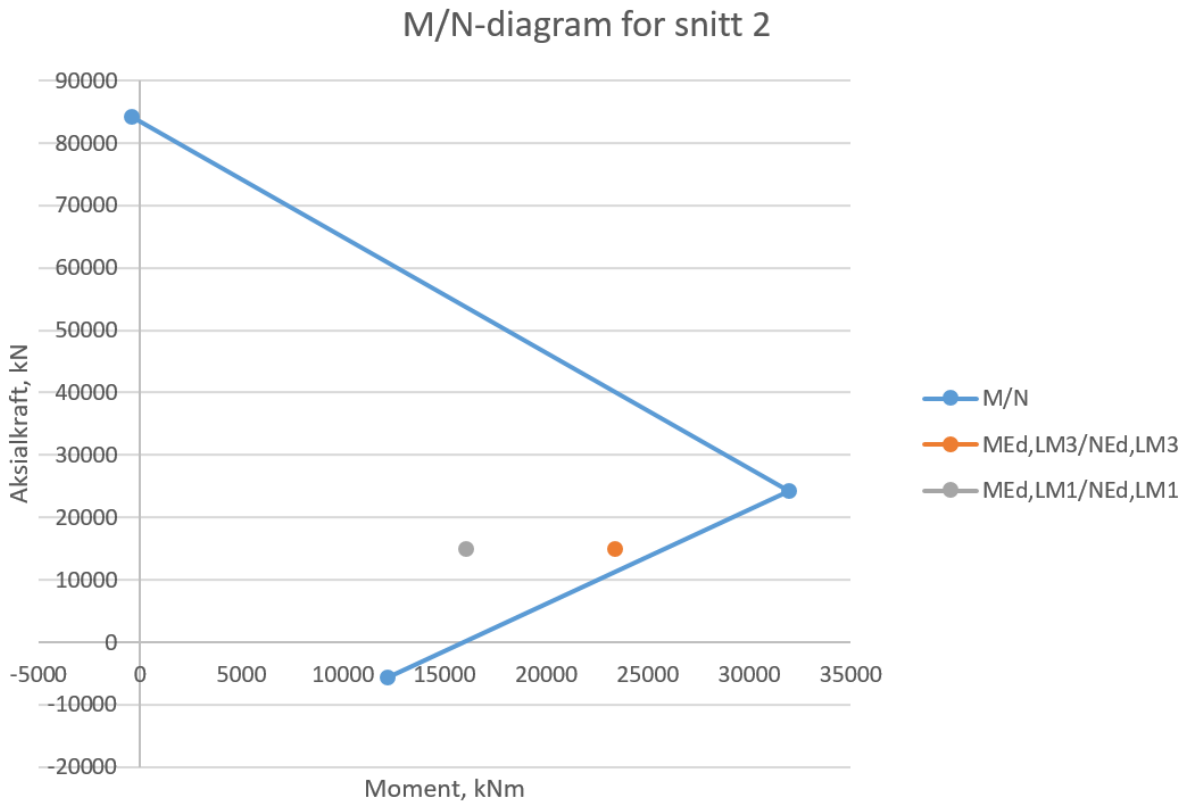
$$M_{3.s} = -12200kNm$$

Tabell 8.6 oppsummerer aksialkraftkapasitetene og momentkapasitetene i de tre tøyningstilfelle i snitt 2. Trykk og strekk i underkant er positive verdier, slik som definert i figurene i tøyningstilfelle.

Tabell 8.6: Verdier til M/N-diagram for snitt 2.

Bruddgrensestilstand snitt 2	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	385 kNm	84270 kN
Tøyningstilfelle 2	-31970 kNm	24150 kN
Tøyningstilfelle 3	-12200 kNm	-5590 kN
Dimensjonerende krefter, LM3	-23400 kNm	14960 kN
Dimensjonerende krefter, LM1	-16040 kNm	14960 kN

Figur 8.11 viser M/N-diagrammet for snitt 2. Plottet med strekk i overkant som positivt moment. Dimensjonerende aksialkraft og moment for LM1 ligger godt innenfor kapasitetskurven, og kapasiteten er tilstrekkelig. For de dimensjonerende verdiene for LM3 kan kapasiteten være mer kritisk. Dette samsvarer med beregningene gjort for ren momentkapasitet.



Figur 8.11: M/N-diagram for snitt 2.

8.2 Skjærkraftkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}, i bruddgrensetilstand må kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraftkapasitet etter pkt. 6.2 i EK2 og HB N400. Det er valgt å begrense oppgaven til å kun sjekke skjærkraftkapasiteten i snitt 3. Som tidligere nevnt kunne dette med fordelt vært i overgangen mellom rektangulært tverrsnitt og I-profil, ettersom dette kan være et mer kritisk snitt enn snitt 3. Snittet i overgangen til I-profilet kunne vært interessant å inkludere i videre arbeid med oppgaven.

Etter pkt. 6.2.1(8) i EK2 gjelder følgende for påvisning av skjærkraftkapasitet i bruddgrensetilstanden:

«For konstruksjonsdeler som påvirkes hovedsakelig av en jevnt fordelt belastning, er det ikke nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegget. Eventuell beregningsmessig nødvendig skjærarmering legges helt frem til

opplegget. I tillegg påvises at skjærkraften ved opplegget ikke overskrider $V_{Rd,max}$.»

I følge pkt. 6.2.1(8) skal altså skjærstekkapasiteten, $V_{Rd,c}$, i lengderetning kontrolleres i et snitt i avstanden d fra opplegget, mens skjærtrykkapasiteten, $V_{Rd,max}$, skal kontrolleres over opplegget. Det er i oppgaven gjort en forenkling og beregnet begge kapasitetene i snitt 3. Så lenge kapasiteten er tilstrekkelig, burde dette være en ok forenkling.

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft påvirkes av eventuelle aksialkrefter. For forspente bjelker er det spennkraften etter alle tap som utgjør aksialkraften. Når skjærkraftkapasiteten bestemmes er det først nødvendig å sjekke om det er beregningsmessig behov for skjærarmering eller ikke. Der kapasiteten er tilstrekkelig og det ikke er behov for skjærarmering, bør det ifølge pkt. 6.2.1(4) i EK2 allikevel velges en minste skjærarmering.

Vedlegg J.4 inneholder fullstendige beregninger av skjærkapasiteten i snitt 3. Utdrag er gitt i de følgende delkapitlene.

8.2.1 Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Dersom det ikke er nødvendig å skjærarmere konstruksjonen, må både skjærstrekk- og skjærtrykkapasiteten være større enn dimensjonerende skjærkraft etter reglene gitt i pkt. 6.2.2 i EK2.

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering

For beregning av skjærstrekkapasiteten oppgis det i EK2 punkt 6.2.2 metoder som tar hensyn til om tverrsnittet er opprisset eller uopprisset. Fjordbase bru har et langt hovedspenn og det antas derfor at tverrsnittet risser opp. Skjærstrekkapasiteten uten skjærarmering beregnes derfor etter pkt. 6.2.2(1) og følgende formler:

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

der

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

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

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

ρ_l er armeringsforholdet, der A_{sl} er strekkarmeringen i lengderetning og b_w er minste bredde av tverrsnittet i strekksonen.

For Fjordbase bru i snitt 3 er det satt følgende verdier:

$$d = 2252mm$$
$$A_{sl} = 15080mm^2$$
$$b_w = 900mm$$
$$N_{Ed.100år} = 12591kN$$

Skjærstrekkapasiteten uten skjærarmering etter 100 år beregnes til:

$$V_{Rd,c} = 2401kN < V_{Ed.LM1} = 2419kN$$
$$V_{Rd,c} = 2401kN < V_{Ed.LM3} = 3852kN$$

Både dimensjonerende skjærkraft med LM1 og LM3 overskrider skjærkapasiteten etter 100 år. Tverrsnittet må altså skjærarmeres.

Skjærtrykkapasitet uten skjærarmering

Kapasiteten for skjærtrykk uten skjærarmering kontrolleres over opplegget etter pkt 6.2.2(6) i EK2.

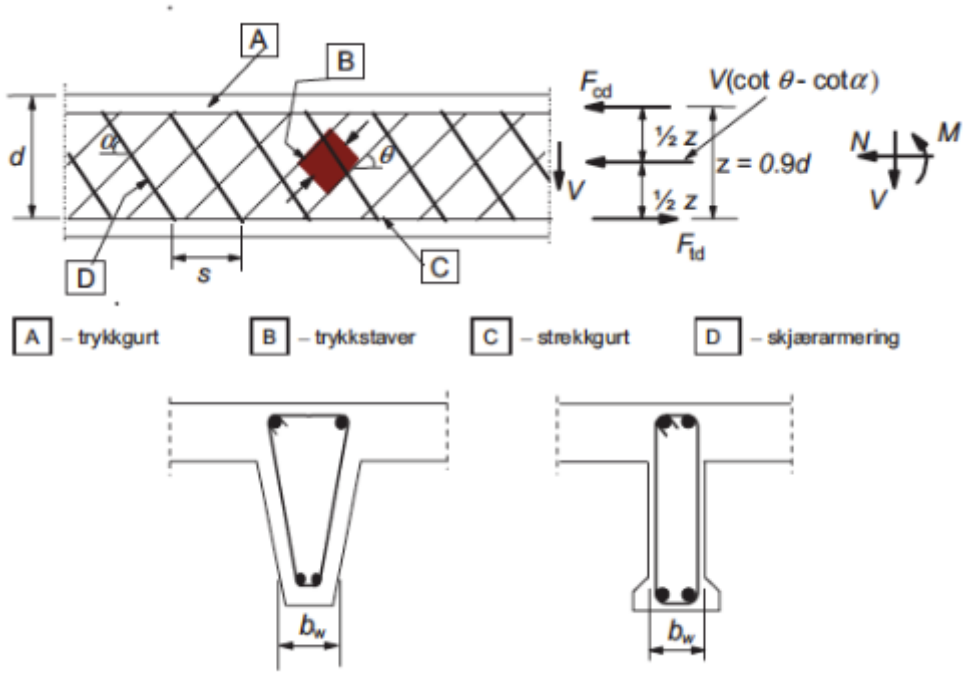
$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d \nu f_{cd}$$

der
ν er en fasthetsreduksjonsfaktor for betong som er opprisset på grunn av skjærkraft.

I denne oppgaven er dette forenklet til å skulle sjekkes i snitt 3, men ettersom det uansett er behov for skjærarmering i samvirkebjelken etter beregningene ovenfor, beregnes ikke skjærtrykkapasiteten uten skjærarmering.

8.2.2 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Beregning av skjærkapasitet med skjærarmering baserer seg på fagverksmodellen i figur 6.5 i EK2, vist i figur 8.12 nedenfor.



Figur 8.12: Fagverksmodell og betegnelser for skjærarmerte konstruksjonsdeler (EK2, figur 6.5).

Det må også i dette tilfellet beregnes både skjærstrekk- og skjærtrykkapasitet. Figur 8.12 illustrerer parameterne som er aktuelle i beregningene beskrevet nedenfor.

Skjærstrekkapasitet med skjærarmering

Uttrykket for beregning av skjærstrekkapasiteten med skjærarmering er angitt under pkt. 6.2.3(3) i EK2.

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

der
A_{sw} = tverrsnittsarealet av skjærarmeringen
s = senteravstand mellom bøylene
z = indre momentarm
f_{ywd} = skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense
θ = vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

Vinkelen θ skal ifølge pkt. 6.2.3(2) begrenses slik at cotθ settes lik en verdi mellom 1,0 og 2,5. Verdien av cotθ begrenses i kapittel 7.6.2 i HB N400 til å være mindre eller lik 2,0 (Statens Vegvesen, 2015), som tilsvarer en vinkel θ på ca. 27°. Det er derfor valgt å sette

θ=27°, som tilsvarer cotθ≈2,0. I tillegg reduseres skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense f_{ywd} til $0{,}8f_{ywk}$, ettersom fasthetsreduksjonsfaktoren for betong opprisset på grunn av skjærkraft, ν_1, settes lik 0,6 etter reglene gitt i pkt. 6.2.3(3).

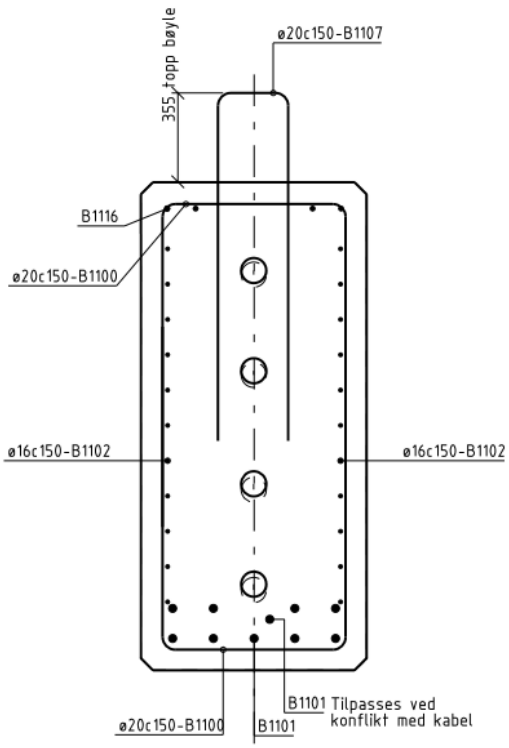
I henhold til tegningsgrunnlaget til Fjordbase bru, settes senteravstanden for bøylearmeringen lik 150 mm. Den indre momentarmen z settes til 2052 mm, ettersom det antas at trykkarmeringen ligger 200 mm fra bunnen av samvirkebjelken. Finner dermed nødvendig skjærarmeringsareal ut fra dimensjonerende skjærkraft, som til sikker side er gitt med LM3, $V_{Ed.LM3}$ = 3852 kN:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\theta} \rightarrow A_{sw.nødvendig} = 352mm^2$$

I figur 8.13 nedenfor er det i prosjekteringsgrunnlaget til Smidt & Ingebrigtsen AS (Ingebrigtsen, 2017) lagt inn skjærarmering på Ø20s150 i området hvor snitt 3 ligger. Ettersom bøylearmering er dobbeltsnittet, tilsvarer dette et skjærarmeringsareal:

$$A_{sw} = 2\frac{\pi(20mm)^2}{4} = 628mm^2 > A_{sw.nødvendig}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_{bøyler}} z f_{ywd} \cot\theta = 6876kN$$



Figur 8.13: Bjelkesnitt nær støtte med skjærarmering (Ingebrigtsen, 2017).

Dimensjonerende skjærkraft gitt med LM3 og skjærstrekkapasiteten i snitt 3 er gitt i tabell 8.7. Skjærstrekkapasiteten er tilstrekkelig når skjærarmeringen inkluderes. Utnyttelsesgraden er på 56%.

Tabell 8.7: Skjærstrekkapasitet og dimensjonerende skjærkraft LM3.

Kapasitet	$V_{Ed,LM3}$	$V_{Rd,s}$	Utnyttelsesgrad
Skjærstrekk	3852 kN	6876 kN	56%

Skjærtrykkapasitet med skjærarmering

Uttrykket for beregning av skjærtrykkapasitet med skjærarmering er også gitt i punkt 6.2.3(3) i EK2:

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

der

α_{cw} = en koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurden

v_1 = en fasthetsreduksjonsfaktor for betong som er opphisset på grunn av skjærkraft

Med karakteristisk trykkfasthet lik 45 MPa i både bjelker og dekket angis ν_1 verdien 0,6 etter pkt. 6.2.3(3) i EK2. Her oppgis det også anbefalt verdi for α_{cw} avhenger av midlere trykkspenningen, σ_{cp}. Som vist i vedlegg J.4 er verdien for σ_{cp} mellom 0 og $0{,}25f_{cd}$, som medfører at α_{cw} = 1,178.

Dimensjonerende skjærkraft gitt med LM3 og skjærtrykkapasiteten er gitt i tabell 8.8. Det er også tilstrekkelig skjærtrykkapasitet når skjærarmeringen inkluderes. Utnyttelsesgraden er 29%.

Tabell 8.8: Skjærtrykkapasitet mot dimensjonerende skjærkraft.

Kapasitet	$V_{Ed,LM3}$	$V_{Rd,max}$	Utnyttelsesgrad
Skjærtrykk	3852	13270	29%

Som nevnt er det gjort en forenkling i forbindelse med at skjærstrekk- og skjærtrykkapasiteten kontrolleres i samme snitt. Ser at begge kapasitetene er i høy grad tilstrekkelige nok til å ta de dimensjonerende skjærkreftene med LM3. Den dimensjonerende skjærkraften med LM1 er lavere enn med LM3, og dermed er også skjærkapasiteten tilstrekkelig for lastkombinasjonen med LM1. Dersom noen av disse hadde vært kritiske, ville det vært nødvendig å foreta kontroller i de snittene EK2 angir.

8.3 Oppspenningstilstanden

I bruddgrensetilstanden er det også nødvendig å kontrollere at bjelken har tilstrekkelig kapasitet i oppspenningstilstanden. Situasjonen som betraktes i oppspenningstilstanden er rett etter at bjelken er spent opp, altså før dekket støpes.

M/N-diagram

Metoden som er presentert i kapittel 7.1.4 i *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2013) ligger til grunn for beregningene utført i forbindelse med kontroll av spenningstilstanden, se vedlegg J.5. Samtidig virkende av aksialkraft og moment gjør at det er tverrsnittets kapasitetskurve, et M/N-diagram, som er benyttet for å kontrollere kapasiteten til tverrsnittet. Armeringen i tverrsnittene betraktet nedenfor er ikke symmetriske, og det er i den forbindelse beregnet tre punkter på kapasitetskurven til hvert snitt. Prinsippene for fremgangsmetoden er de samme som forklart i kapittel 8.1 over, og presenteres derfor i korte trekk.

Dimensjonerende ytre aksialkraft er gitt av initiell spennkraft, hvor det trukket fra 15% friksjons- og låsetap, men ingen langtidstap. I både snitt 1 og 2 er virkningen av spennkrafta i oppspenningstilstanden ugunstig, og det benyttes derfor en lastfaktor på 1,1. Dimensjonerende moment i hvert snitt avhenger av eksentrisiteten på spennkrafta i forhold til tyngdepunktet. I feltet ligger spennarmeringen med en betraktelig større eksentrisitet. Dimensjonerende moment i snitt 1 er derfor mye større enn hva det er i snitt 2.

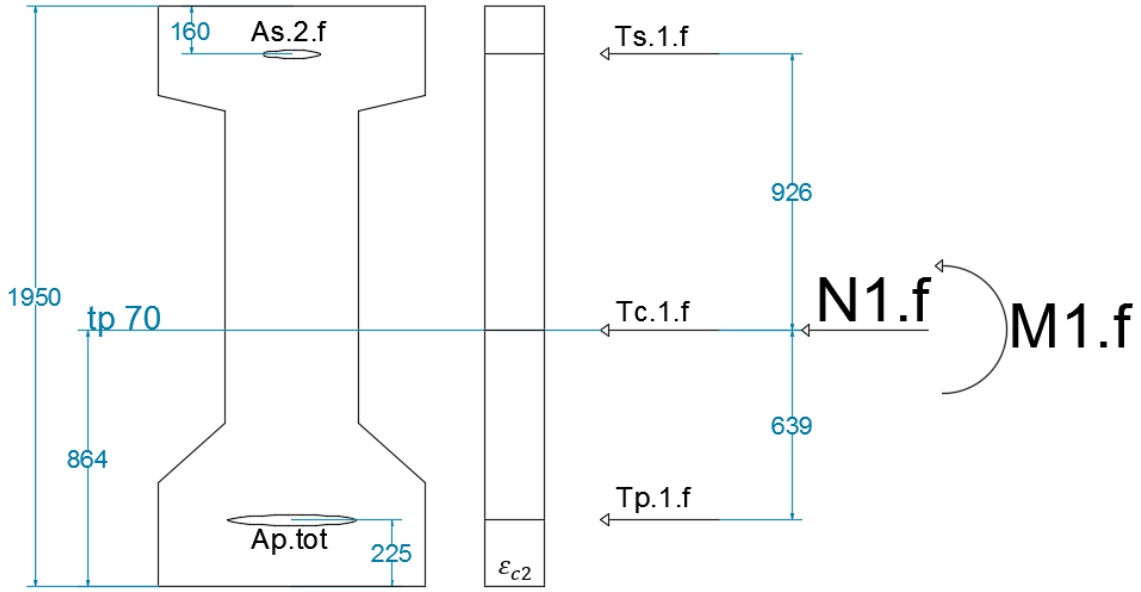
Kombinert aksialkraft- og momentkapasitet i snitt 1: strekk i overkant og trykk i underkant

I oppspenningstilstanden er ikke dekket støpt. Bjelkene er dermed fritt opplagte og påvirket av en spennkraft som opptrer som en ytre last. I snitt 1 i feltet vil forspenningen gi strekk i overkant og trykk i underkant av bjelken. Egenvekten av bjelken virker gunstig på oppspenningstilstanden i snitt 1 og det er dermed konservativt å se bort fra denne. I tillegg neglisjeres slakkarmeringen i trykksonen i bunnflensen, som vil bidra til å øke kapasiteten. Det er derfor til sikker side å neglisjere denne.

Tyngdepunktet til bjelken er beregnet i vedlegg C.3, hvor E-modulen til bjelken er beregnet etter 70 døgn og det er tatt hensyn til spennarmeringen.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}

I det første tøyningstilfelle i snitt 1 er bjelkens tverrsnitt utsatt for rent trykk, hvor både betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen påføres en tøyning ε_{c2}=2,0‰. Figur 8.14 illustrerer tøyningstilfelle 1 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.14: Tøyningstilfelle 1 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1 i oppspenningstilstanden.

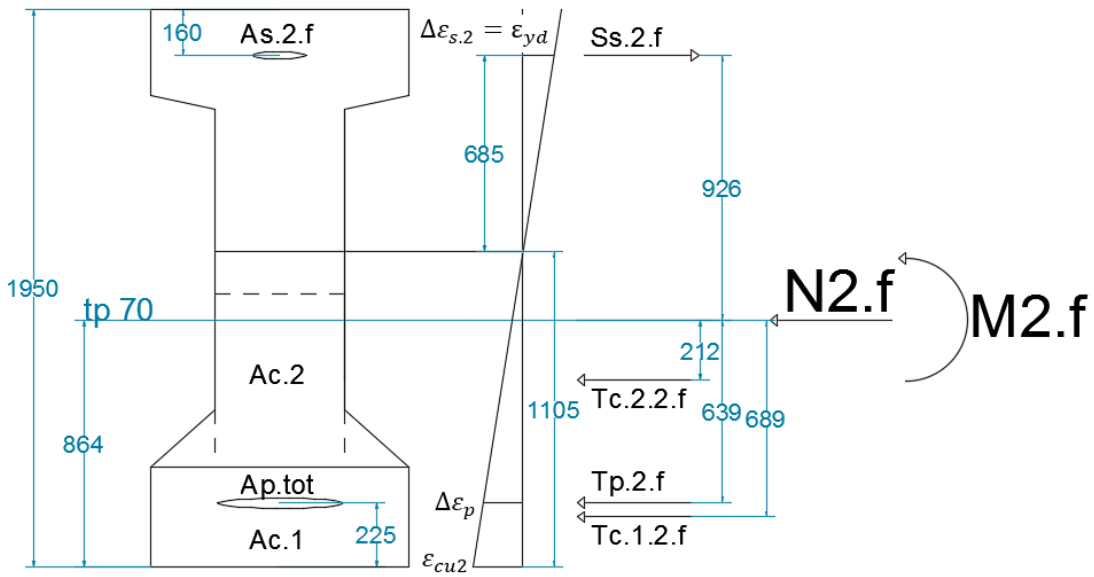
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet for tøyningstilfelle 1 i snitt 1:

$$N_{1.f} = 36470kN$$

$$M_{1.f} = -2141kNm$$

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyning ε_{cu2} og strekktøyning ε_{yd} i strekkarmeringen

I det andre tøyningstilfellet i snitt 1 påføres betongen trykktøyningen ε_{cu2} = 3,5‰, mens spennarmeringen påføres en strekktøyning ε_{yd} = 2,17‰. Figur 8.15 illustrerer tøyningstilfelle 2 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.15: Tøyningstilfelle 2 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1 i oppspenningstilstanden.

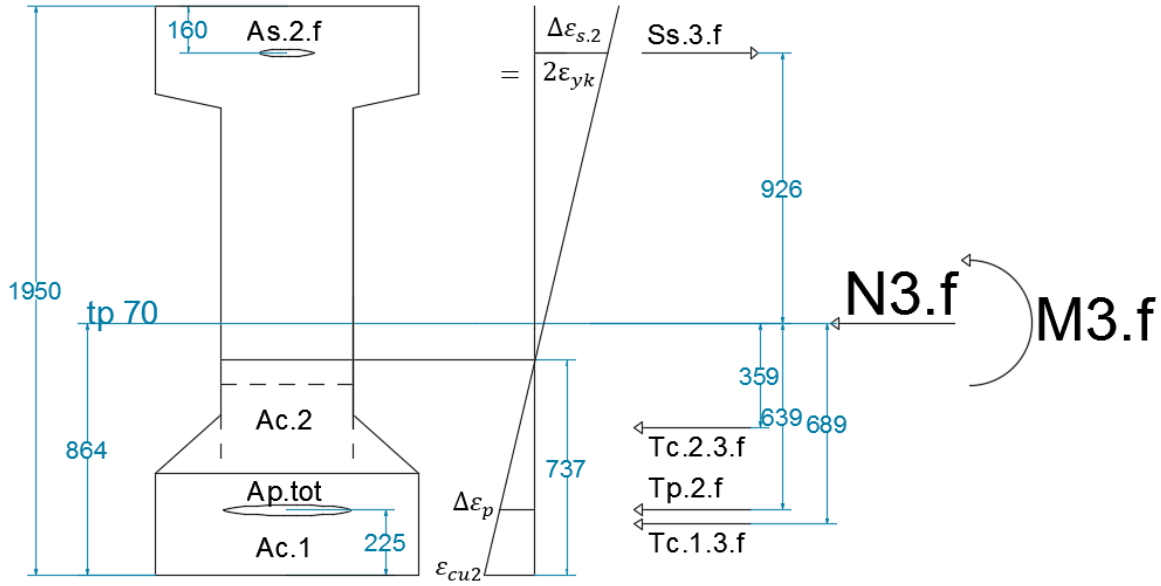
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet i tøyningstilfelle 2 snitt 1:

$$N_{2.f} = 20340kN$$

$$M_{2.f} = -11710kNm$$

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{c2} og strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen

I det tredje tøyningstilfelle i snitt 1 påføres betongen en trykktøyning ε_{cu2} = 3,5‰ slik som i tøyningstilfelle 2, men her påføres spennarmeringen en strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$. Figur 8.15 illustrerer tøyningstilfelle 3 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.16: Tøyningstilfelle 3 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 1 i oppspenningstilstanden.

Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet i tøyningstilfelle 3 i snitt 1:

$$N_{3.f} = 16170kN$$

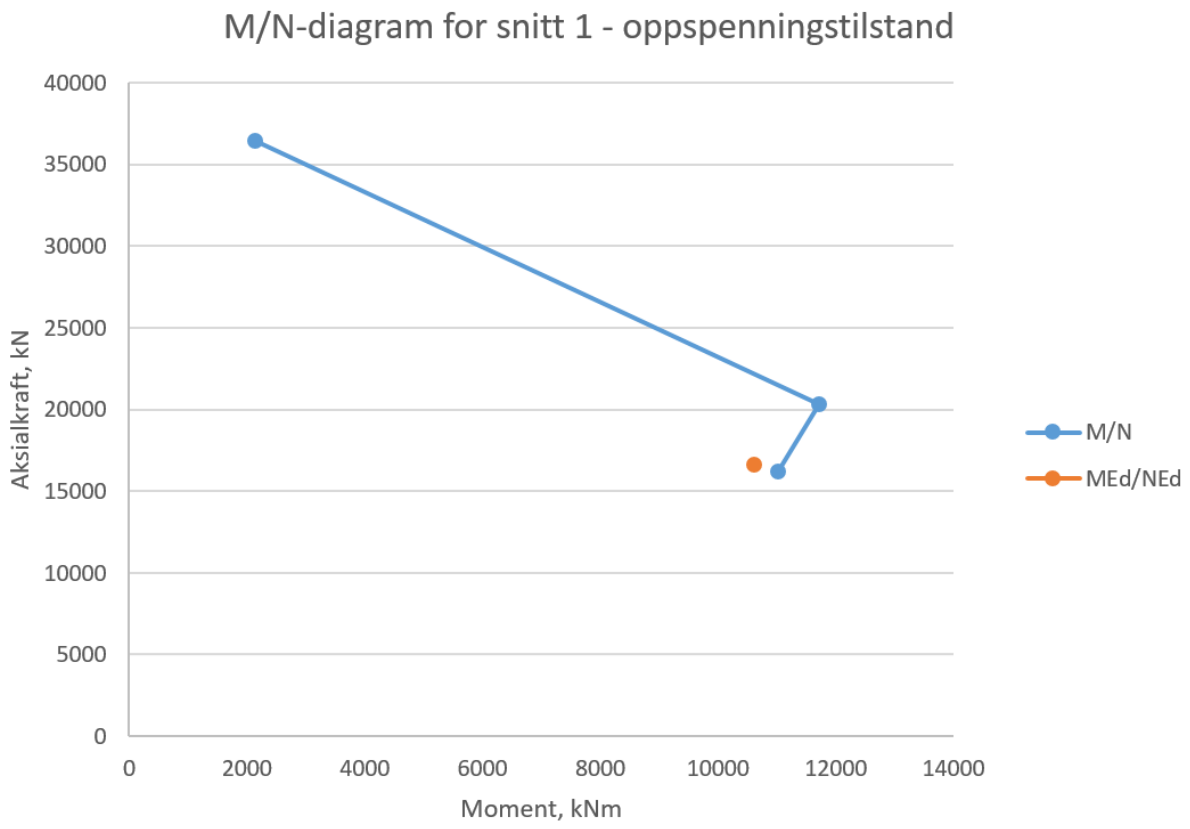
$$M_{3.f} = -11020kNm$$

Tabell 8.9 oppsummerer aksialkraftkapasitetene og momentkapasitetene i de tre tøyningstilfelle i oppspenningstilstanden i snitt 1. Trykk og strekk i underkant er positive verdier, slik som definert i figurene i tøyningstilfelle.

Tabell 8.9: Verdier til M/N-diagram for snitt 1 i oppspenningstilstanden.

Oppspenningstilstand snitt 1	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	-2141 kNm	36470 kN
Tøyningstilfelle 2	-11710 kNm	20340 kN
Tøyningstilfelle 3	-11020 kNm	16170 kN
Dimensjonerende krefter	-10610 kNm	16610 kN

Figur 8.17 viser M/N-diagrammet for snitt 1 i oppspenningstilstanden. Dimensjonerende moment og aksialkraftkapasitet kan tilnærmes til å falle sammen med punkt 3 på kapasitetskurven, og dermed er kapasiteten i oppspenningstilstanden i snitt 1 tilstrekkelig.



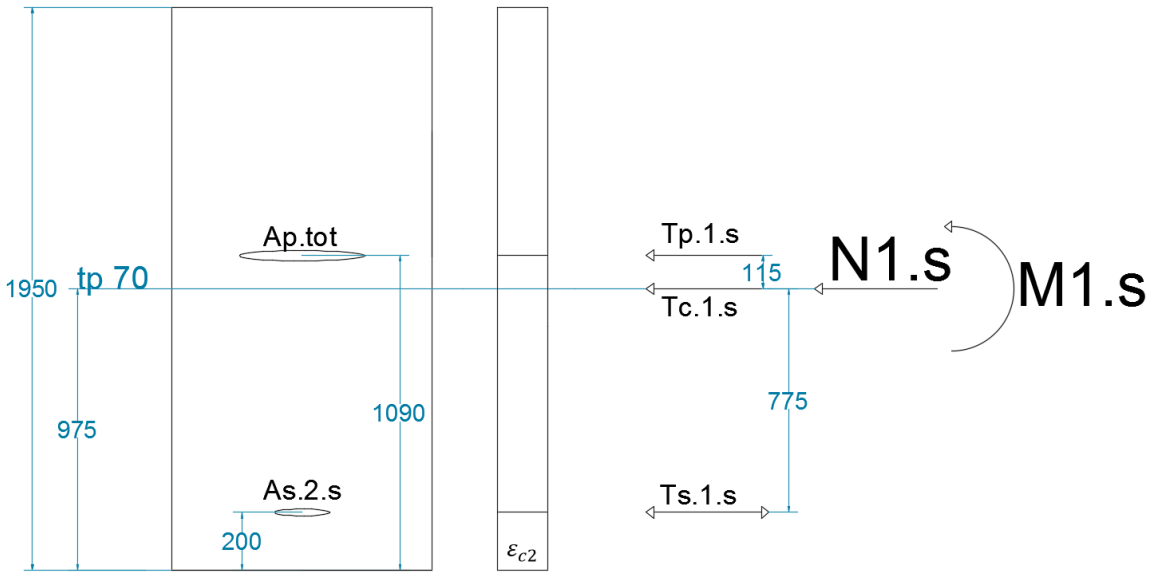
Figur 8.17: M/N-diagram for snitt 1 i oppspenningstilstanden.

Kombinert aksialkraft- og momentkapasitet i snitt 2: strekk i underkant og trykk i overkant

I snitt 2 over støtte har bjelken et rektangulært tverrsnitt. Her forenkles tyngdepunktet til å ligge i midten av bjelken, altså er virkningen av spennarmeringen ikke inkludert i beregningen av tyngdepunktet.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}

I det første tøyningstilfelle i snitt 1 er bjelkens tverrsnitt utsatt for rent trykk, hvor både betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen påføres en tøyning ε_{c2}=2,0‰. Figur 8.18 illustrerer tøyningstilfelle 1 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.18: Tøyningstilfelle 1 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 2 i oppspenningstilstanden.

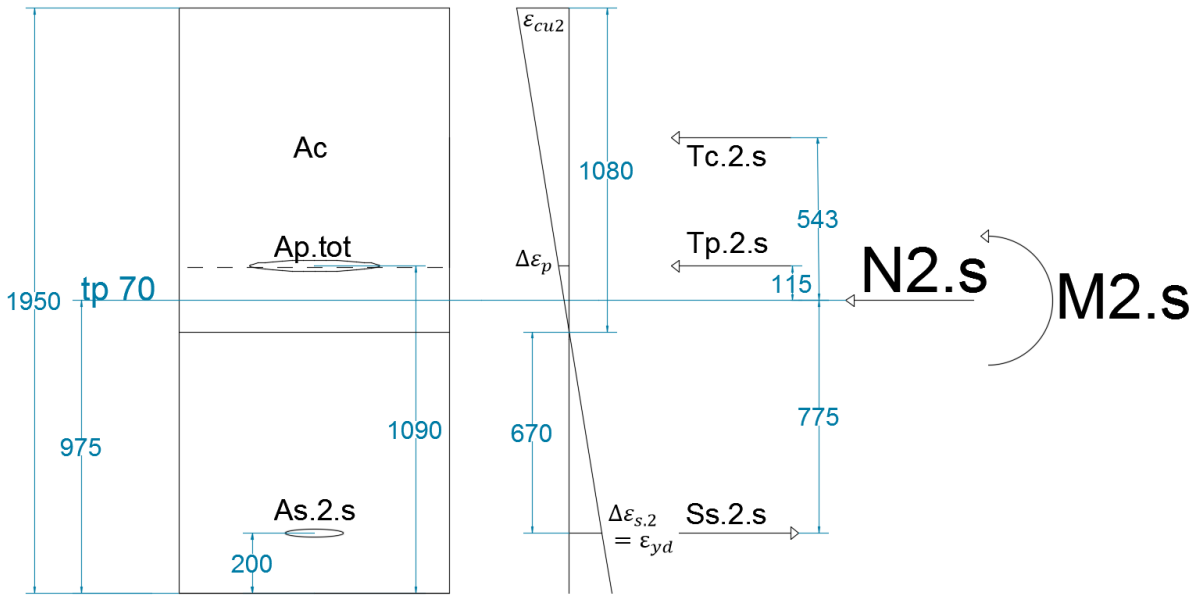
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet i tøyningstilfelle 1 i snitt 2:

$$N_{1.s} = 52420kN$$

$$M_{1.s} = 1982kNm$$

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyning ε_{cu2} og strekktøyning ε_{yd} i strekkarmeringen

I det andre tøyningstilfellet i snitt 2 påføres betongen trykktøyningen ε_{cu2} = 3,5‰, mens spennarmeringen påføres en strekktøyning ε_{yd} = 2,17‰. Figur 8.19 illustrerer tøyningstilfelle 2 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.19: Tøyningstilfelle 2 med krefter og tilhørende momentarmer i snitt 2 i oppspenningstilstanden.

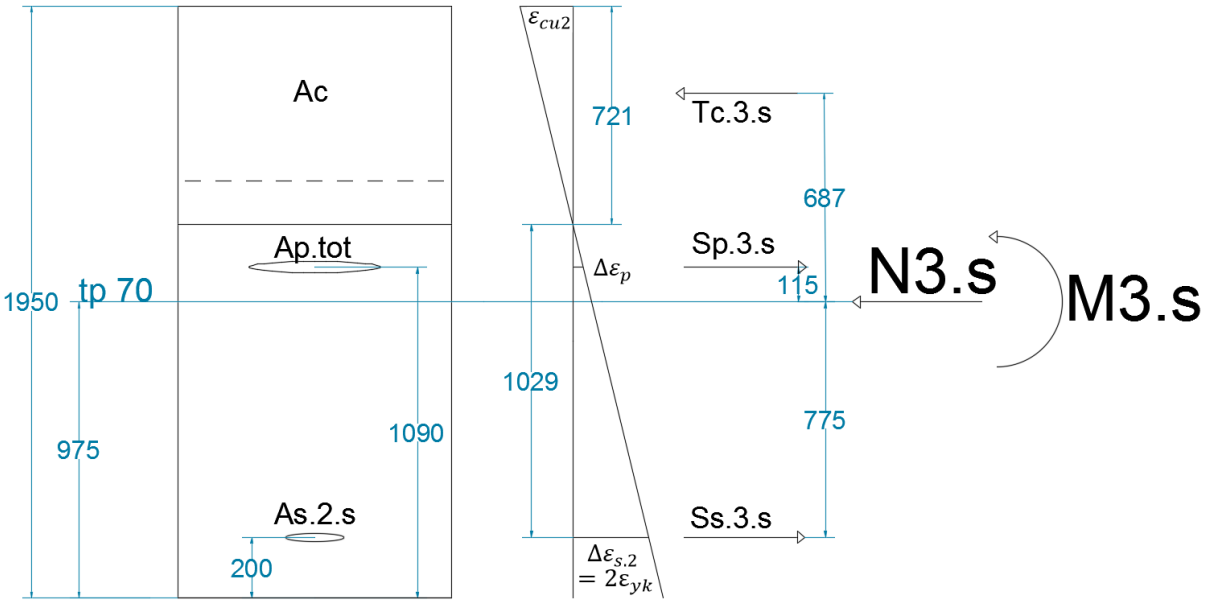
Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet i tøyningstilfelle 2 i snitt 2:

$N_{2.s} = 22540kN$

$M_{2.s} = 14190kNm$

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{c2} og strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen

I det tredje tøyningstilfelle i snitt 2 påføres betongen en trykktøyning ε_{cu2} = 3,5‰ slik som i tøyningstilfelle 2, men her påføres spennarmeringen en strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$. Figur 8.20 illustrerer tøyningstilfelle 3 med kreftene som oppstår og tilhørende momentarmer.



Figur 8.20: Tøyningstilfelle 3 med krefter og momentarmer i snitt 3 i oppspenningstilstanden.

Resulterende aksialkraftkapasitet og momentkapasitet i tøyningstilfelle 3 i snitt 2:

$N_{2.s} = 22540kN$

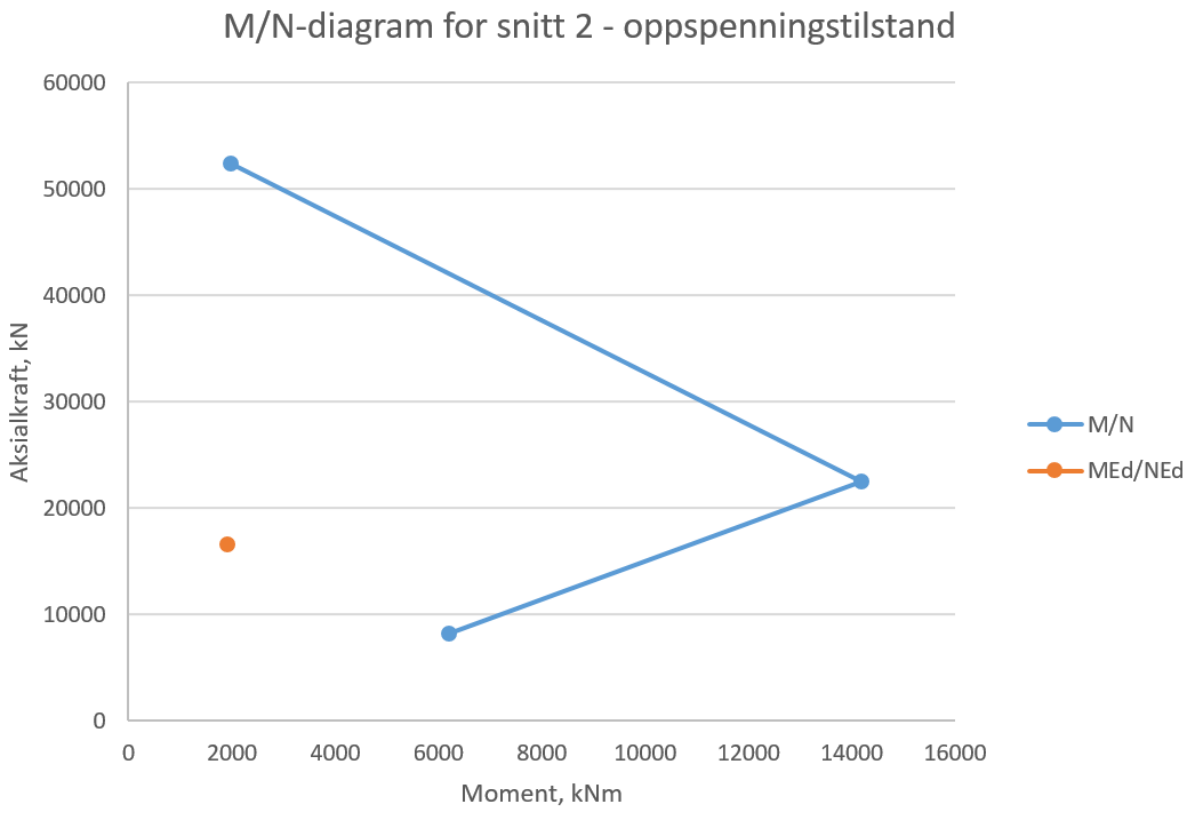
$M_{2.s} = 14190kNm$

Tabell 8.10 oppsummerer aksialkraftkapasitetene og momentkapasitetene i de tre tøyningstilfelle i oppspenningstilstanden i snitt 2. Trykk og strekk i underkant er positive verdier, slik som definert i figurene i tøyningstilfelle.

Tabell 8.10: Verdier til M/N-diagrammet for snitt 2 i oppspenningstilstanden.

Oppspenningstilstand snitt 2	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	1982 kNm	52420 kN
Tøyningstilfelle 2	14190 kNm	22540 kN
Tøyningstilfelle 3	6208 kNm	8234 kN
Dimensjonerende krefter	1911 kNm	16610 kN

Figur 8.21 viser M/N-diagrammet for snitt 2 i oppspenningstilstanden. Dimensjonerende moment og aksialkraft ligger godt innenfor kapasitetskurven, og kapasiteten i oppspenningstilstanden er derfor tilstrekkelig i snitt 2.



Figur 8.21: M/N-diagram for snitt 2 i oppspenningstilstanden.

9. BRUKSGRENSETILSTAND

I tillegg til å kontrollere kapasiteten mot brudd, er det nødvendig å sjekke at brua tilfredsstiller gjeldende kravene ut fra tiltenkt formål, bruk og bestandighet. At konstruksjonen tilfredsstiller disse kravene under hele den dimensjonerende brukstiden sjekkes i bruksgrensetilstanden. De vanligste bruksgrensekontrollene er omhandlet her, og omfatter ifølge EK2, 7.1(1)P:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

Under kontrollene antas det at tverrsnittet har lineære egenskaper, og er enten uopprisset (stadium I) eller opprisset (stadium II). I stadium II antas det at betongen kun har trykkfasthet.

9.1 Spenningsbegrensning

Bakgrunnen for spenningsbegrensning i bruksgrensetilstanden, defineres i EK2 pkt. 7.2(1)P som følgende:

«Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon.»

Spenningsbegrensningen skal altså sikre konstruksjonens funksjon og bestandighet. Det stiller derfor følgende krav til betongspenningen i EK2, pkt. 7.2(2):

Riss i lengderetning unngås dersom spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen tilfredsstiller kravet til kritisk verdi:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$$

I tillegg stilles det i EK2 pkt. 7.2(3) krav til spenningsbegrensning for lastkombinasjonen med tilnærmet permanente laster. Det kan antas lineær kryptøyning i konstruksjonen, dersom følgende krav oppfylles:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

Disse kravene kontrolleres ut fra antagelsen om uopprisset tverrsnitt, stadium I. I følge EK2 pkt. 7.1(2) er for stadium I-beregninger nødvendig å kontrollere at tverrsnittet ikke risser opp på strekksiden. Dersom bøyestrekkspenningen er større enn strekkfastheten til betongen, skal i

tillegg spenningene kontrolleres ut fra beregninger i stadium II, opprisset tverrsnitt. Der det oppstår strekkspenninger i betongen, må altså følgende krav være oppfylt:

$$|\sigma_c| \leq f_{ctm} = 3.8MPa$$

Vedlegg K.1 viser beregningene for spenningsbegrensning, og resultatene for den karakteristiske lastkombinasjonen er presentert i tabell 9.1 nedenfor, mens for lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster er resultatene presentert i tabell 9.2.

Tabell 9.1: Spenningsbegrensning med karakteristisk lastkombinasjon.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Snitt 2 - over støtte					
Trykk	LM3	1 år	24 MPa	27 MPa	OK
Strekk			8.6 MPa	3.8 MPa	IKKE OK
Trykk	LM1	1 år	17 MPa	27 MPa	OK
Strekk			4.2 MPa	3.8 MPa	IKKE OK
Trykk	LM1	100 år	15 MPa	27 MPa	OK
Strekk			3.4 MPa	3.8 MPa	OK
Snitt 1 – felt					
Trykk (uk)	LM3	1 år	5 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			6 MPa	27 MPa	OK
Trykk (uk)	LM3	100 år	1 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			8 MPa	27 MPa	OK
Trykk	LM1	1 år	16 MPa	27 MPa	OK
Strekk			1 MPa	3.8 MPa	OK
Trykk (uk)	LM1	100 år	12 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			1 MPa	27 MPa	OK

I bruddgrensetilstanden viser ren momentkapasitet at lastkombinasjonen med LM3 i snitt 2 har en utnyttelsesgrad på 135%. Denne overskridelsen gjenspeiler seg i spenningsbegrensningene over for LM3, hvor kravet til spenningen på strekksiden ikke er tilfredsstilt. Samsvar mellom brudd- og bruksgrensetilstanden, gjør at det ikke gjennomføres videre spenningsberegninger med LM3.

For LM1 tilfredsstilles kravet på strekksiden først etter 100 år. Overskridelsen av dette kravet etter 1 år er så liten at det er valgt å ikke gjennomføre en kontroll i stadium II i denne oppgaven.

For snitt 1 i feltet er alle spenningskravene tilfredsstilt og antagelsen om uopprisset tverrsnitt er rimelig. Dette samsvarer godt med beregningene i bruddgrensetilstanden, hvor det er tilstrekkelig kapasitet både for LM1 og LM3 i snitt 1.

Det antas at det ikke er nødvendig å kontrollere snitt 1 for permanent lastkombinasjon, ettersom det er trykk i hele tverrsnittet for karakteristisk lastkombinasjon. De veldig små strekkspenningene etter 1 år for LM1 vil ikke være utslagsgivende. Resultatene fra

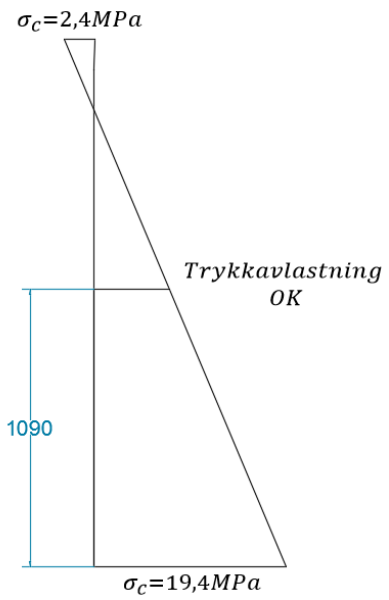
spenningsberegningene i snitt 2 for tilnærmet permanent lastkombinasjon er gitt i tabell 9.2.

Tabell 9.2: Spenningsbegrensning med tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Snitt 2 - over støtte					
Trykk	LM1	100 år	14 MPa	20 MPa	OK
Strekk			2.4 MPa	3.8 MPa	OK

Som tabell 9.2 viser er kravene for å kunne anta lineært kryp i konstruksjonen er tilfredsstilt.

I snitt 2 ligger det spennarmering som kan antas å ha kontinuerlig samvirke med betongen rundt. For tilnærmet permanent lastkombinasjon skal det i henhold til tabell NA.7.1N påvises at det er trykkavlastning i spennarmeringen. Det vil altså si at det er nødvendig å påvise at det er trykk i spennarmeringen. Som figur 9.1 viser ligger spennarmeringen i delen av tverrsnittet utsatt for trykk. Trykkavlastning i henhold til kravene i tabell NA.7.1N er oppfylt.



Figur 9.1: Trykkavlastning i spennarmeringen

For armeringsspenningen definerer pkt. 7.2(4) i EK2 følgende krav til strekkspenninger:

«Strekkspenninger i armeringen skal begrenses for å unngå in-elastisk tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon.»

For å unngå uakseptabel opprissing eller deformasjon, av hensyn til utseende, må strekkspenningen i armeringen ikke overskride følgende krav:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Har til nå sjekket om spenningsbegrensningene i snitt 1 og snitt 2 er oppfylt, kontrollerer derfor armeringsspenningen i snittet rett over støtta. I dette snittet er det ingen spennarmering

og de opptredende momentene er som tidligere forenklet til å være like som i snitt 2. Det benyttes karakteristisk lastkombinasjon med LM1 etter 1 og 100 år. Resulterende strekkspenninger i armeringen rett over støtta er vist i tabell 9.3.

Tabell 9.3: Armeringsspenninger for karakteristisk lastkombinasjon rett over støtte.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskra	Vurdering
Rett over støtte					
Strekk	LM1	1 år	231 MPa	400 MPa	OK
Strekk		100 år	235 MPa	400 MPa	OK

Både etter 1 og 100 år er strekkspenningene i armeringen innenfor kravet for lastkombinasjonen LM1. Dette stemmer overens med beregningene i bruddgrense, hvor er en utnyttelsesgrad på 74% av momentkapasiteten i snittet rett over støtte.

9.2 Rissviddebegrensning

I forbindelse med opprissing av konstruksjoner, angis det i EK2, pkt. 7.3.1(1)P: «Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.»

Det er altså nødvendig å begrense opprissingen for å sikre konstruksjonens funksjon, bestandighet og utseende. Pkt. 7.3 i EK2 omhandler hvordan rissviddebegrensningen kan finnes både med og uten direkte beregning. Ettersom HB N400 i kapittel 7.7.1 stiller krav til at rissviddder beregnes etter EK2 punkt 7.3.4 som tar for seg metoden med direkte beregning (Statens Vegvesen, 2015), er det denne metoden som blir benyttet og gjennomgått her.

Punkt 7.3.4(1) angir reglene for direkte beregning av rissvidde. Rissvidden w_k beregnes etter følgende uttrykk:

$$w_k = s_{r.\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = s_{r.\max} \cdot \Delta\varepsilon_m$$

der

$s_{r,max}$ = største rissavstand

$\Delta\varepsilon_m$ = differansen mellom midlere tøyning i armeringen og betongen mellom riss

Største rissavstand kan beregnes etter uttrykk 7.11 i EK2, dersom armeringen med heft i strekksonen har tilstrekkelig liten avstand. Da må senteravstanden være lavere enn kravet i pkt. 7.3.4(3):

$$\text{senteravstand} \leq 5 \cdot (c + \frac{Ø}{2})$$

der
c = overdekning

Slakkarmeringen i strekksonen i dekket er 32mm og med en overdekning på 75mm må senteravstanden være mindre enn 455mm. Dette kravet er oppfylt, og ligning 7.11 i EK2 benyttes til å beregne største rissavstand, $s_{r,max}$. For differansen mellom midlere tøyning i armeringen og i betongen mellom riss, $\Delta\varepsilon_m$, er det uttrykk 7.9 i EK2 som gjelder.

Rissvidden skal kontrolleres mot maksimalverdien i EK2, tabell NA.7.1N gitt for enten tilnærmet permanent eller ofte forekommende lastkombinasjon. For disse kombinasjonene, er det LM1 for trafikklast som er dimensjonerende. Trafikklast LM3 har lastfaktor lik 0 for begge lastkombinasjonene.

Ettersom momentet over støtta er større enn i midtsnittet, er det antatt at det er rett over støtta at mulig kritisk opprissing vil forekomme. Her ligger det kun slakkarmering og ingen spennkabler. Det er dermed total egenvekt, tvangsmoment og trafikklast LM1 som tas med i beregningen. For lastkombinasjonen ofte forekommende benyttes lastfaktoren 0,7, mens for tilnærmet permanent lastkombinasjon benyttes 0,5 i henhold til merknad 5) i tabell NA.A2.1 i EK0. Som en forenkling er det tatt utgangspunkt i momentene i snitt 2, selv om disse er gitt for et snitt litt til høyre for midten av støtta.

Opprissing over støtta er beregnet i vedlegg K.2.

Tabell NA.7.1N i EK2 angir grenseverdier for w_{max}. Rissviddebegrensningen er avhengig av armeringstype og eksponeringsklasse, altså hvilken miljøpåvirkning konstruksjonen utsettes for (Sørensen, 2013). Med eksponeringsklasse XD1 for dekket og ingen spennarmering over støtta, blir tillatt rissvidde for lastkombinasjonen tilnærmet permanent satt til:

$$w_{\max} = 0.30 \cdot k_c$$

der

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{\min,dur}} = \frac{75}{60} = 1.25 \leq 1.3$$

Kravet til maksimal rissvidde blir dermed:

$$w_{\max} = 0.3 \cdot 1.25 = 0.375 mm$$

Beregningene i vedlegg K.2 viser at rissvidden rett over støtta for lastkombinasjonen tilnærmet permanent vil være lik 0.152 mm, og er dermed innenfor kravet til maksimal rissvidde.

9.3 Nedbøyningsbegrensning

I forbindelse med nedbøyning av konstruksjoner, angis det i EK2 pkt. 7.4.1(1)P: «Deformasjon av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte.»

For å sikre konstruksjonens utseende og generelle brukbarhet, er kravet til nedbøyning for lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster, i EK2 pkt. 7.4.1(4) satt til:

$$\delta \leq \frac{L}{250} = 160mm$$

Det stilles også krav til nedbøyning som kan skade nærliggende deler av konstruksjonen. I EK2 pkt. 7.4.1(5) stilles det derfor krav til at nedbøyningen etter ferdig bygging for kombinasjonen tilnærmet permanente laster skal begrenses til:

$$\delta \leq \frac{L}{500} = 80mm$$

I HB N400 kapittel 3.6.1, angis det krav til deformasjon fra karakteristisk trafikklast når den virker alene (Statens Vegvesen, 2015). Som tidligere nevnt overstyrer kravene i Statens Vegvesen sine håndbøker kravene i Eurokode.

$$\delta \leq \frac{L}{350} = 114mm$$

Punkt 3.6.1 i N400 stiller også krav til at nedbøyning på grunn av kombinasjonen tilnærmet permanente laster skal kompenseres med overhøyde. Her skal virkningen av langtidseffekter inkluderes (Statens Vegvesen, 2015).

Karakteristisk trafikklast

Når deformasjonen fra den karakteristiske trafikklasta skal betraktes, må det tas hensyn til at det statiske systemet for Fjordbase bru er en mellomting mellom fritt opplagt og kontinuerlig. Ettersom det ikke finnes noen standardiserte nedbøyningsformler for disse tilfellene, er det nødvendig med en forenkling. Fra kapittel 5.1.2 om lastvirkning blir det beregnet at etter 100 år vil andelen som virker på et kontinuerlig system være 28.5% av bjelkens egenvekt og 42.7% av dekkets egenvekt. Det vil dermed si at 71.5% av bjelkens egenvekt og 57.3% av dekkets egenvekt virker på et fritt opplagt system. Som en tilnærmelse antas det at også 71.5% av trafikklasta virker på et fritt opplagt system.
Stivheten beregnes ut fra korttids E-modul, E_{cm}, som ikke tar hensyn til kryp.

Utregninger av nedbøyningen er vist i vedlegg K.3. Beregningene viser at nedbøyningen fra karakteristisk trafikklast blir ca. 44 mm. Dette er innenfor kravet til HB N400 på 114 mm.

$$\delta_{trafikk} = -0.715 \cdot \frac{5q_{trafikk}L^4}{384EI_{s.k}} - 0.715 \cdot \frac{Q_{boggie}L^3}{48EI_{s.k}} \approx -44mm$$

Tilnærmet permanent last

Lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster omfatter i tillegg virkningen av egenvekt og spennkraft. Deformasjonen etter 100 år forårsaket av disse lastene, må ta hensyn til perioden de virker over. I kapittel 5.1.2 er det forklart at bjelkene vil ha lik oppbøyning etter 160 døgn og 100 år. Dette kommer av at dekket støpes etter 160 døgn, og det oppstår tvangsmomenter i konstruksjonen, som gjør at bjelken bevarer oppbøyningen den hadde like før støping. Beregning av deformasjonen bjelken får fra den spennes opp ved 70 døgn og til dekket støpes ved 160 døgn, gir en oppbøyning på 61 mm.

$$\delta_{bjelke.70.160} = \frac{M_p L^2}{8EI_{bj.70.160}} - \frac{5g_{bj}L^4}{384EI_{bj.70.160}} \approx 61mm$$

Når deformasjonen fra egenvekta skal betraktes, må det som nevnt over tas hensyn til at en andel virker på det kontinuerlige systemet. 71.5% av bjelkens egenvekt og 57.3% av dekkets egenvekt virker altså på et fritt opplagt system etter 100 år. Betrakter deformasjonen av egenvekt med stivheten som gjelder fra samvirke oppstår. Deformasjon fra egenvekt etter 100 år, blir en nedbøyning på ca. 47 mm.

$$\delta_{egenvekt} = \frac{5(-0.715g_{bj} - 0.573g_{dekke} - 0.715g_{sek})L^4}{384EI_{samv.160.36500}} \approx -47mm$$

For lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster, vil kun halvparten av trafikklasten medregnes. Dermed blir bidraget til deformasjon fra trafikklast også halvert. Som en forenkling er det beregnet med deformasjonen fra den karakteristiske trafikklasta. Denne deformasjonen er beregnet med LM3, mens for tilnærmet permanente laster burde det ha blitt benyttet deformasjonen på grunn av LM1. Totalbidraget til deformasjon fra den jevnt fordelte lasta og boggilasta for LM1 ville vært mindre enn deformasjonen fra LM3, og det er derfor en konservativ forenkling. Den totale deformasjonen etter 100 år fra tilnærmet permanente laster er en nedbøyning på 7 mm:

$$\delta_{til\,n.perm} = \delta_{bjelke.70.160} + \delta_{egenvekt} + 0.5\delta_{trafikk} \approx -7mm$$

Denne nedbøyningen er i midten av hovedbjelken, og den kan ikke skade tilstøtende deler av konstruksjonen. Det er derfor nedbøyningskravet på 160 mm som gjelder og som er tilfredsstilt.

10. RESULTATER

I dette kapittelet presenteres resultatene fra kapasitetskontrollene som er foretatt i brudd- og bruksgrensetilstanden. Utnyttelsesgrad eller oppfyllelse av krav oppgis her, mens betydningen av resultatene diskuteres i kapittel 11.

10.1 Tidsutvikling av feltmoment og støttemoment

For betongelementbruer vil momentbidraget fra egenvekt og sekundæregenvekt øke ved støtta og minke i feltet. Dette stemmer overens med beregninger gjort for Fjordbase bru, i kapittel 5.2.1. Beregnet moment i snitt 1 og snitt 2 etter 1 år og etter 100 år er oppsummert i tabell 10.1. Det resulterer i at ugunstig moment i felt minker, og ugunstig moment ved støtta øker, begge med en avrundet verdi på 1580 kNm.

Tabell 10.1: Tidsavhengig moment fra egen- og sekundæregenlast.

Betraktet tidspunkt	Moment i snitt 1	Moment i snitt 2
1 år	12590 kNm	-1986 kNm
100 år	11010 kNm	-3568 kNm

Etter beregninger av momentbidraget fra spennkraft inkludert tvangskrefter i kapittel 5.3.1, vil ugunstig støttemoment minke over tid og gunstig feltmoment minke over tid. Denne endringen er betraktelig større enn endringen på grunn av egenvekt og sekundæregenvekt. I snitt 1 minker gunstig moment med nesten 4000 kNm, og for snitt 2 minker ugunstig moment med over 3500 kNm, som vist i tabell 10.2.

Tabell 10.2: Tidsavhengige moment fra spennkraft og påfølgende tvangskrefter.

Betraktet tidspunkt	Moment i snitt 1	Moment i snitt 2
1 år	-14960 kNm	-3595 kNm
100 år	-10970 kNm	-86 kNm

Etter gjennomført lastkombinering, omhandlet i kapittel 7.2, er resultatene oppsummert i tabell 10.3. Det viser seg at feltmomentet øker med 1560 kNm med LM1, og 1680 kNm med LM3. Beregnet støttemomentet minker med 1525 kNm med LM1 og 1520 kNm med LM3.

Tabell 10.3: Dimensjonerende moment over tid.

Betraktet tidspunkt	LM1 Snitt 1	LM1 Snitt 2
1 år	11940 kNm	-11310 kNm
100 år	13500 kNm	-9785 kNm
Betraktet tidspunkt	LM3 Snitt 1	LM3 Snitt 2
1 år	23060 kNm	-18670 kNm
100 år	24740 kNm	-17150 kNm

10.2 Bruddgrensetilstand

For samvirkebjelken er det beregnet kapasitet ved påkjenning av samtidig virkning av moment og akisalkraft, samt moment og skjærkraft. I tillegg er bjelken kontrollert i oppspenningstilstanden.

10.2.1 Momentkapasitet

Det er beregnet både ren momentkapasitet og kapasiteten ved samtidig virkning av moment og aksialkraft for samvirkebjelken i snitt 1 og snitt 2. I et snitt rett over støtta er det kun beregnet ren momentkapasitet.

Snitt 1 – Felt

Tabell 10.4 presenterer utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet i snitt 1 for lastkombinasjonene LM3 og LM1. Dimensjonerende moment i snitt 1 opptrer etter 100 år.

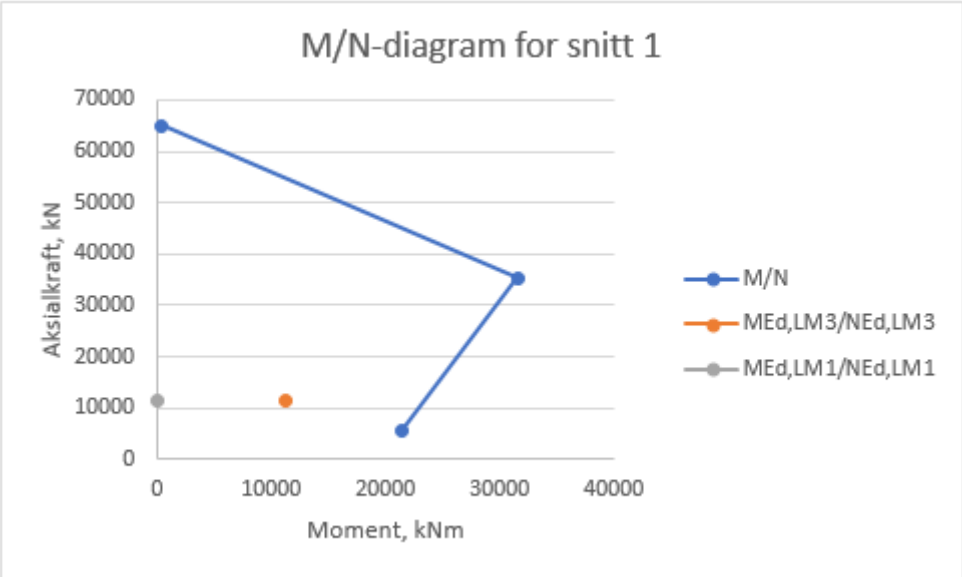
Tabell 10.4: Utnyttelsesgrad av momentkapasiteten i snitt for LM3 og LM1.

Snitt	Lasttilfelle	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Snitt 1 – Felt	LM3	24740 kNm	33620 kNm	74%
	LM1	13500 kNm	33620 kNm	40%

Tabell 10.5 oppgir verdiene i M/N-diagrammet for snitt 1, som er plottet i figur 10.1.

Tabell 10.5: Verdier i M/N-diagram for snitt 1.

Bruddgrensestilstand snitt 1	M	N
Tøyningstilfelle 1	389 kNm	65090 kN
Tøyningstilfelle 2	31550 kNm	35270 kN
Tøyningstilfelle 3	21360 kNm	5491 kN
Dimensjonerende krefter, LM3	11260 kNm	11330 kN
Dimensjonerende krefter, LM1	15 kNm	11332 kN



Figur 10.1: M/N-diagram for snitt 1.

Snitt 2 - Støtte

Tabell 10.6 presenterer utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet i snitt 2 for lastkombinasjonene LM3 og LM1. Dimensjonerende moment i snitt 2 opptrer etter 1 år.

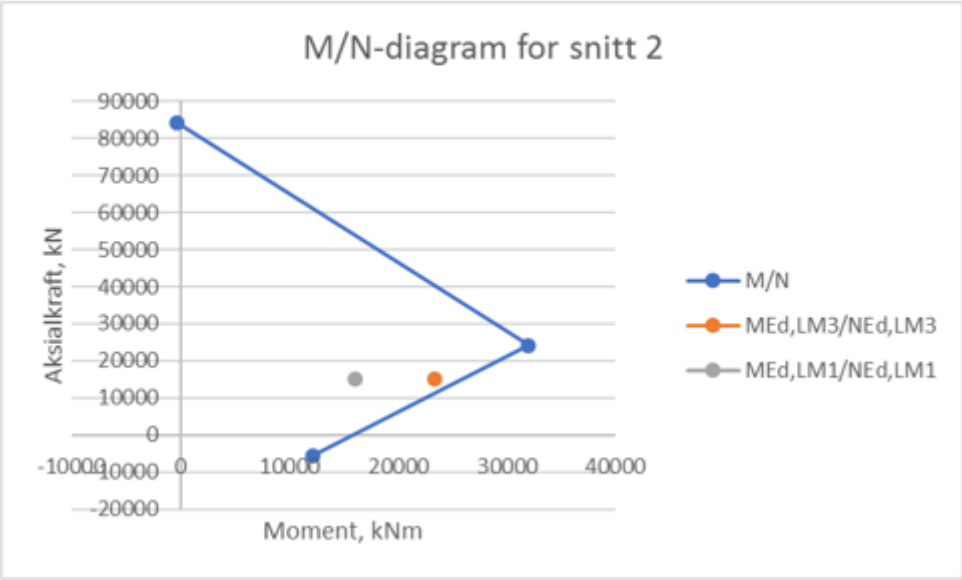
Tabell 10.6: Utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet i snitt 2 for LM3 og LM1.

Snitt	Lasttilfelle	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Snitt 2 – Støtte	LM3	18670 kNm	13810 kNm	135%
	LM1	11310 kNm	13810 kNm	82%

Tabell 10.7 oppgir verdiene i M/N-diagrammet for snitt 2, som er plottet i figur 10.2.

Tabell 10.7: Verdier i M/N-diagram for snitt 2.

Bruddgrensestilstand snitt 2	M	N
Tøyningstilfelle 1	385 kNm	84270 kN
Tøyningstilfelle 2	-31970 kNm	24150 kN
Tøyningstilfelle 3	-12200 kNm	-5590 kN
Dimensjonerende krefter, LM3	-23400 kNm	14960 kN
Dimensjonerende krefter, LM1	-16040 kNm	14960 kN



Figur 10.2: M/N-diagram for snitt 2.

Snitt rett over støtte

Tabell 10.8 presenterer utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet i snittet rett over støtte for lastkombinasjonene LM3 og LM1. Dimensjonerende moment er likt som i snitt 2.

Tabell 10.8: Utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet i snitt rett over støtte for LM3 og LM1.

Snitt	Lasttilfelle	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Rett over støtte	LM3	18670 kNm	14370 kNm	130%
	LM1	11310 kNm	14370 kNm	79%

10.2.2 Skjærkraftkapasitet

Med beregningsmessig behov for skjærarmeringen er skjærstrekk- og skjærtrykkapasiteten beregnet i snitt 3.

Snitt 3 – Nær støtte

Tabell 10.9 viser utnyttelsesgraden av skjærkapasiteten kun for lastkombinasjon LM3. Dimensjonerende skjærkraft er lik etter 1 og 100 år.

Tabell 10.9: Utnyttelsesgrad av skjærkraftkapasiteten i snitt 3 for LM3.

Kapasitet	Lasttilfelle	V_{Ed}	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Skjærstrekk	LM3	3852 kN	6876 kN	56%
Skjærtrykk	LM3	3852 kN	13270 kN	29%

10.2.3 Oppspenningstilstand

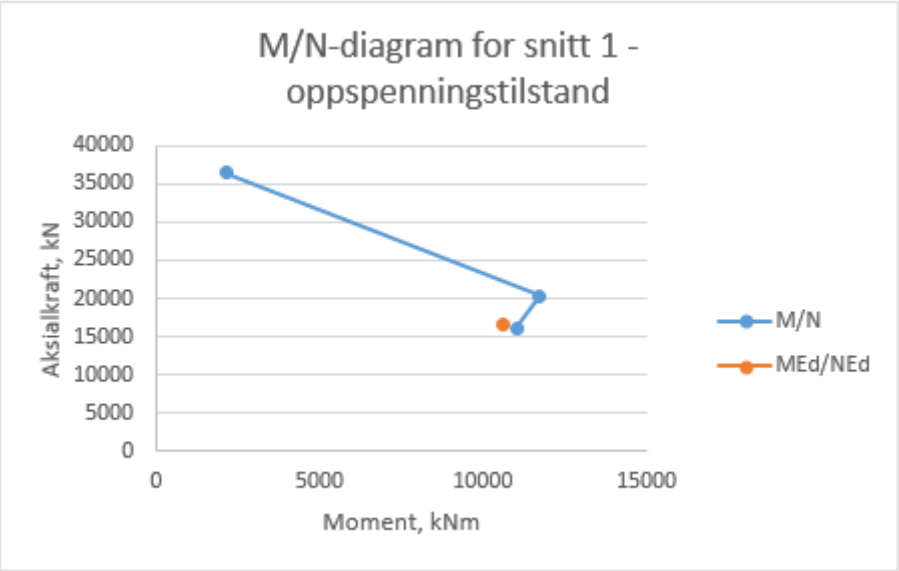
Bjelken kontrolleres for samtidig virkning av aksialkraft og moment i oppspenningstilstanden i snitt 1 og snitt 2.

Snitt 1 – Felt

Tabell 10.10 presenterer verdiene i M/N-diagrammet for snitt 1 i oppspenningstilstanden, som er plottet i figur 10.3.

Tabell 10.10: Verdier i M/N-diagram for snitt 1 i oppspenningstilstanden.

Oppspenningstilstand snitt 1	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	-2141 kNm	36470 kN
Tøyningstilfelle 2	-11710 kNm	20340 kN
Tøyningstilfelle 3	-11020 kNm	16170 kN
Dimensjonerende krefter	-10610 kNm	16610 kN



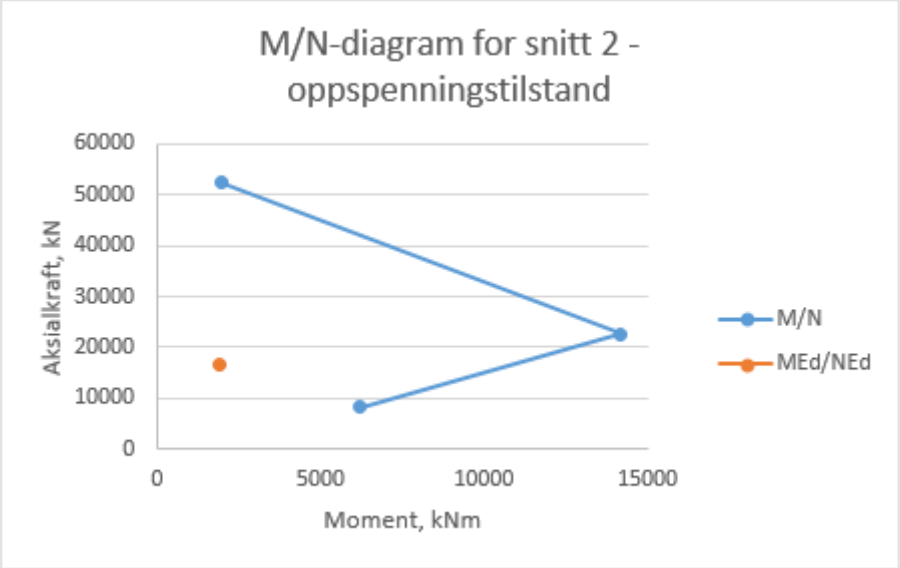
Figur 10.3: M/N-diagram for snitt 1 i oppspenningstilstanden.

Snitt 2 – Støtte

Tabell 10.11 presenterer verdiene i M/N-diagrammet for snitt 2 i oppspenningstilstanden, som er plottet i figur 10.4.

Tabell 10.11: Verdiene i M/N-diagrammet for snitt 2 i oppspenningstilstanden.

Oppspenningstilstand snitt 2	*M*	*N*
Tøyningstilfelle 1	1982 kNm	52420 kN
Tøyningstilfelle 2	14190 kNm	22540 kN
Tøyningstilfelle 3	6208 kNm	8234 kN
Dimensjonerende krefter	1911 kNm	16610 kN



Figur 10.4: M/N-diagram for snitt 2 i oppspenningstilstanden.

10.3 Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning er bruksgrensetilstandene som er beregnet.

10.3.1 Spenningsbegrensning

Spenningene i betongen i snitt 1 er beregnet for karakteristisk lastkombinasjon. For snitt 2 er spenningene i betongen i tillegg beregnet for tilnærmet permanente laster. Strekkspenningen i armeringen rett over støtte er beregnet med karakteristisk lastkombinasjon. Antagelsen om stadium I ligger til grunn for beregningene.

Snitt 1 – Felt

Tabell 10.12 presenterer resultatene fra spenningsbegrensningen i snitt 1 beregnet med karakteristisk lastkombinasjon og uopprisset tverrsnitt.

Tabell 10.12: Spenningsbegrensning i stadium I med karakteristisk lastkombinasjon i snitt 1.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Snitt 1 – Felt					
Trykk (uk)	LM3	1 år	5 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			6 MPa	27 MPa	OK
Trykk (uk)	LM3	100 år	1 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			8 MPa	27 MPa	OK
Trykk	LM1	1 år	16 MPa	27 MPa	OK
Strekk			1 MPa	3.8 MPa	OK
Trykk (uk)	LM1	100 år	12 MPa	27 MPa	OK
Trykk (ok)			1 MPa	27 MPa	OK

Snitt 2 – Støtte

Tabell 10.13 presenterer resultatene fra spenningsbegrensningen i snitt 2 beregnet med karakteristisk lastkombinasjon og uopprisset tverrsnitt.

Tabell 10.13: Spenningsbegrensning i stadium I med karakteristisk lastkombinasjon i snitt 2.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Snitt 2 – Støtte					
Trykk	LM3	1 år	24 MPa	27 MPa	OK
Strekk			8.6 MPa	3.8 MPa	IKKE OK
Trykk	LM1	1 år	17 MPa	27 MPa	OK
Strekk			4.2 MPa	3.8 MPa	IKKE OK
Trykk	LM1	100 år	15 MPa	27 MPa	OK
Strekk			3.4 MPa	3.8 MPa	OK

Tabell 10.14 presenterer resultatene fra spenningsbegrensningen i snitt 2 beregnet med tilnærmet permanent laster og uopprisset tverrsnitt.

Tabell 10.14: Spenningsbegrensning i stadium I med tilnærmet permantente laster i snitt 2.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Snitt 2 – Støtte					
Trykk	LM1	100 år	14 MPa	20 MPa	OK
Strekk			2.4 MPa	3.8 MPa	OK

Snitt rett over støtte

Tabell 10.15 presenterer strekkspenningen i armeringen rett over støtte beregnet med karakteristisk lastkombinasjon.

Tabell 10.15: Strekkspenningen i armeringen rett over støtte med karakteristisk lastkombinasjon.

Spenningstype	Lasttilfelle	Tid	Spenning	Spenningskrav	Vurdering
Rett over støtte					
Strekk	LM1	1 år	231 MPa	400 MPa	OK
Strekk		100 år	235 MPa	400 MPa	OK

10.3.2 Rissviddebegrensning

Rissvidden er beregnet i et snitt rett over støtte med eksponeringsklasse XD1. Det stilles dermed krav til den tilnærmet permanente lastkombinasjonen.

Snitt rett over støtte

Tabell 10.16 presenterer resultatene fra rissviddebegrensningen rett over støtte beregnet med tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Tabell 10.16: Rissviddebegrensning rett over støtte med tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Eksponeringsklasse	Rissvidde	Rissviddekrav	Rissviddekrav	Vurdering
Snitt – Rett over støtte				
XD1	0.152 mm	$0.3 \cdot k_c$	0.375 mm	OK

10.3.3 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningsbegrensningen beregnes i snitt 1 for tilnærmet permanent lastkombinasjon, i tillegg til at HB N400 stiller krav til deformasjon på grunn av karakteristisk trafikklast.

Snitt 1 – Felt

Tabell 10.17 presenterer nedbøyningen i snitt 1 påført karakteristisk trafikklast LM3 og tilnærmet permanente laster.

Tabell 10.17: Nedbøyningsbegrensningen i snitt 1.

Lastkombinasjon	Deformasjon	Deformasjonskrav	Vurdering
Snitt 1 – Felt			
Karakteristisk trafikklast	-44 mm	114 mm	OK
Tilnærmet permanente laster	-7 mm	160 mm	OK

11. DISKUSJON

I dette kapittelet er det lagt vekt på å diskutere resultatene fra kapasitetskontrollene i tillegg til utviklingen av moment over tid. Den historiske utviklingen av regelverk for betongelement er kort oppsummert og diskutert. Det er også tatt for seg hvilke feilkilder som kan ligge til grunn for de oppnådde resultatene og videre arbeid som kan være nødvendig å gjennomføre.

11.1 Resultater

Resultatene som er presentert i kapittel 10 viser utviklingen av moment over tid og utfallet av kapasitetsberegningene som er gjennomført i brudd- og bruksgrensetilstanden. Det fremgår tydelig at det er viktig å ta hensyn til at det skal kjøre et spesialkjøretøy over brua når den skal prosjekteres. Spesielt de dimensjonerende momentene i både brudd- og bruksgrensestanden blir betydelig større for lastkombinasjon med LM3 enn med LM1.

11.1.1 Tidsutvikling av støttemoment og feltmoment

Det skjer en utvikling av opptredende momenter på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. I denne oppgaven er det beregnet at dimensjonerende feltmoment vil øke og dimensjonerende støttemoment vil minke med tiden. Det er gjort beregninger ved to tidspunkt, etter 1 år og etter 100 år. Momentomlagringen av egenvekt skulle derimot tilsi at det dimensjonerende momentet i feltet vil minke og ved støtta vil øke.

I feltet er primærmomentet gunstig, og tvangsmomentet ugunstig. Primærmomentet minker over tid og tvangsmomentet øker. Disse endringene gir større utslag enn omlagring av moment fra egenvekt, og fører dermed til at dimensjonerende feltmoment øker.

Over støtta er primærmomentet ugunstig og tvangsmomentet gunstig. Her blir det derfor motsatt, altså vil dimensjonerende støttemoment minke.

Beregninger på moment over tid på grunn av spennarmering og tvangskrefter, resulterer i at det totale momenter blir omvendt av dette.

11.1.2 Lastkombinasjon med LM3

Fra resultatene i bruddgrensetilstanden er det hovedsakelig momentkapasiteten i snittene over støtte for LM3 som ikke er tilstrekkelig. I snitt 1 i feltet bekrefter både ren momentkapasitet og kontrollen med M/N-diagram at utnyttelsen er godt innenfor kapasiteten til samvirkebjelken. For snittene over støtte vil det derimot være en utnyttelsesgrad på vel 130% av momentkapasiteten. Når det i tillegg tas med virkningen av ytre aksialkraft på

samvirkebjelken, ligger de dimensjonerende kreftene i snitt 2 så vidt innenfor kapasitetskurven i M/N-diagrammet. Her er det verdt å merke seg at disse resultatene betyr ikke at Fjordbase bru ikke har tilstrekkelig kapasitet til at spesialkjøretøyet på 2500kN kan krysse brua. Som spesifisert flere steder i oppgaven er det foretatt en forenkling ved å anta at hele boggilasten fra LM3 virker på den ytterste samvirkebjelken, som er den som blir betraktet. Dette anses som en veldig konservativ forenkling da det i praksis er bredere kjørefelt enn den effektive bredden til samvirkebjelken og lasten vil fordele seg noe til nærliggende bjelker. Det er også sannsynlig at spesialkjøretøyet vil kjøre mer sentrert. I praksis vil altså lasta fra spesialkjøretøyet fordele seg utover flere av samvirkebjelkene i tverretningen.

Ut fra resultatene for lastkombinasjonen med LM3 i bruddgrenstilstand er resultatene for spenningsbegrensningen i bruksgrenstilstanden logisk. Det vil være trykk i hele tverrsnittet i snitt 1, og trykkspenningene er godt under kravet både for 1 og 100 år. Dette samsvarer med kapasitetsutnyttelsene i bruddgrensetilstanden. Antagelsen om at tverrsnittet er uopprisset, stadium I, holder derimot ikke i snitt 2 over støtta. Her vil det oppstå store strekkspenninger i overkant av tverrsnittet for de dimensjonerende kreftene med LM3. Med en momentkapasitetsutnyttelse i snitt 2 på 135% er det rimelig at denne overskridelsen skjer. Når kravene med stadium I-beregninger ikke tilfredsstilles, er det i utgangspunktet nødvendig å gjennomføre stadium II-beregninger. Forutsetningene som ligger til grunn for spenningsberegningene er forenklingen gjort i forbindelse med LM3. Som diskutert over er denne forenklingen veldig konservativ og det er derfor valgt å ikke gå videre med stadium II-beregninger for LM3.

LM3 er ytterligere benyttet for å finne deformasjonen fra karakteristiske trafikklast. Det er HB N400 som stiller krav til denne deformasjonen, og nedbøyningen som oppstår er godt innenfor kravene.

11.1.3 Lastkombinasjon med LM1

De dimensjonerende kreftene for LM1 er vesentlig lavere enn for LM3. Dette gir utslag på utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet og i M/N-diagrammene. I snitt 1 vil utnyttelsen av ren momentkapasitet være kun 40% for dimensjonerende moment. Med samtidig virkning av ytre aksialkraft fra spennarmeringen vil det dimensjonerende momentet reduseres kraftig. Årsaken er at den ytre spennkrafta har stor momentarm og virker gunstig i midtsnittet. Dermed ligger de dimensjonerende kreftene med god margin innenfor kapasitetskurven i M/N-diagrammet. I snittene over støtta ligger utnyttelsesgraden av ren momentkapasitet på rundt 80%. M/N-diagrammet for snitt 2 viser at også her er kapasiteten for samtidig virkning av aksialkraft og moment tilstrekkelig. Skjærkraftkapasiteten er langt fra fullt utnyttet for dimensjonerende skjærkraft med LM1, ettersom det samme gjelder for dimensjonerende skjærkraft med LM3. Til tross for at det også er antatt konservative forenklinger av fordelingen av den jevnt fordelte lasta og boggilasta fra LM1, er det altså tilstrekkelig kapasitet for alle kontroller gjennomført i bruddgrensetilstanden for dimensjonerende krefter med LM1.

I bruksgrensetilstanden blir det gjennomført en rekke kontroller for karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon med LM1. For spenningsbegrensningen er det for karakteristisk lastkombinasjon i snitt 1 svært små strekkspenninger i underkant etter 1 år. Deretter blir det trykk i hele tverrsnittet, men ingen overskridelse av kravene til trykkspenning i betongen. I snitt 2 overskrides kravet til strekkspenning i overkant for karakteristisk lastkombinasjon etter 1 år, men ikke etter 100 år. Dette betyr at antagelsen om stadium I ikke er tilfredsstilt for snitt 2. Overskridelsen på kun ca. 10% i tillegg til at kapasitetene i bruddgrensetilstanden er tilstrekkelig i snitt 2, er bakgrunnen for at det ikke er gjennomført en beregning i stadium II. Beregningene med tilnærmet permanente laster i snitt 2 bekrefter at antagelsen om lineært kryp er rimelig og at kravene om trykkavlastning er oppfylt. At kapasiteten er tilstrekkelig i bruddgrensetilstanden i de aktuelle snittene samsvarer med at strekkspenningene i armeringen i snittet rett over støtte er innenfor kravet. Tvangsmomentet som oppstår på grunn av spennkrafta er konstant over midtspennet. Selv om det ikke ligger noen spennarmering rett over støtta, vil allikevel tvangsmomentet virke gunstig og reduserer spenningene i slakkarmeringen. Det er i tillegg benyttet tilnærmet permanent lastkombinasjon til å beregne rissviddebegrensningen i snittet rett over støtta og nedbøyningsbegrensning i snitt 1. Her er kravene oppfylt med god margin.

11.1.4 Oppspenningstilstand

Ut fra M/N-diagrammene for snitt 1 og snitt 2 i oppspenningstilstanden er det tydelig at snitt 1 er det mest utsatte snittet når dekket ennå ikke er støpt. I oppspenningstilstanden er det kun virkningen av spennkrafta som ytre kraft som betraktes, ettersom dette er konservativt. Som tidligere nevnt er momentarmen for spennarmeringen stor i feltet og i dette tilfellet har den ugunstig virkning. Dette gjør at det dimensjonerende moment i snitt 1 er betraktelig større enn i snitt 2. Til tross for stort dimensjonerende moment i snitt 1, viser M/N-diagrammene at kapasiteten er tilstrekkelig i begge snittet.

11.1.5 Betongelementbruer i et historisk perspektiv

I kapittel 2 ble det presentert en rekke regelverk som ble utgitt mellom slutten av 1960 og fram til 1990. Regelverkene gjaldt for betongelementbruer med normerte I- og T-bjelker, og ble utgitt av Norsk Betongforening sin brukomité og Vegdirektoratet sin bruavdeling. Publikasjonene ble stadig revidert, blant annet for å tilfredsstille Betongstandarden NS 3473. I 2002 gjennomførte Vegdirektoratet en revidering av Håndbok-100 serien, noe som resulterte Håndbok nummer 3, *Betongelementer*. I denne håndboken ble det presentert to nye normerte elementtyper. Det var Håndbok 185 som lå til grunn for de normerte elementene, og ikke Betongstandarden NS 3473. Etter 2010 var det kun EK2 som var gjeldende norsk standard for dimensjonering av betongkonstruksjoner. I motsetning til tidligere ble ingen av utgivelsene som omhandlet betongelementbruer revidert for å tilfredsstille kravene i EK2. I 2013 startet Vegdirektoratet og Norsk Betongelementforening arbeidet med å lage et nytt standardisert system for betongelementbruer. Mange ulike utfordringer gjør at en slik standard fremdeles ikke er på plass. Håndbok N400 *Bruprosjektering* fra 2015 omhandler bruer generelt og det nevnes ingenting spesifikt om betongelementbruer.

At det i dag ikke finnes et gjeldende regelverk for betongelementbruer som sammenfaller med reglene i EK2 skaper en del utfordringen ved prosjektering av nye betongelementbruer. Med et standardisert system som inneholder gode og velfungerende løsninger vil prosjekteringsprosessen av nye bruer gå raskere. Dersom disse løsningene inneholder svakheter, vil det være en trygghet i at reglementet kan kontinuerlig revideres. Dette vil på lengre sikt bety at betongelementbruer som prosjekteres etter en felles standard vil bestå av kvalitetssikrede og pålitelige løsninger.

11.2 Feilkilder og videre arbeid

For beregninger gjort i denne oppgaven er det gjort mange antagelser og forenklinger for å gjøre beregninger mer egnet for håndberegning. Dette vil føre til avvik fra reell situasjon. Det er i de fleste situasjoner valgt antatte konservative antakelser. Mange av disse er gjort i forhold til tidsavhengige effekter, men også i forhold til materialer og beregning.

11.2.1 Tidsavhengighet

Det altså er gjort mange antakelser på grunn av tidsavhengighet. Dette vil spille inn på grunn av kryp, svin, relaksasjon, og på grunn av at dekket og bjelkene ikke støpes samtidig.

Feilkilder i forhold til tidsavhengighet

Antagelser for beregninger i denne oppgaven som fører til avvik fra virkeligheten:

- Alle bjelker støpes 90 døgn før dekket støpes. (*Kapittel 3.2)*
  - Reelt støpes bjelkene over en periode på 5 måneder.
- Hele dekket støpes på en dag og samvirke oppstår med momentant. (*Kapittel 3.2)*
  - Dekket støpes reelt først i feltene og så over støtta.
- Sekundæregenvekten påføres samme dag som dekket støpes. (*Kapittel 5.2.1)*
  - Denne påføres reelt over en periode på 2 måneder.
- Tvangsmoment fra spennkraft oppstår umiddelbart når dekket støpes. (*Kapittel 5.3.1)*
  - Dette oppstår egentlig gradvis.
- Ved beregning av primærmoment er tyngdepunktsaksen i alle snitt forenklet til å være like snitt 1. (*Kapittel 5.3.1)*
  - Det er egentlig forskjellig tyngdepunktsakser i alle snitt på grunn av ulik plassering av spennarmeringen.

- Trafikklast er påsatt et kontinuerlig system . (*Kapittel 5.4.1)*
    - Reelt vil systemet være delvis kontinuerlig.

Videre arbeid i forhold til tidsavhengighet

Beregninger på effekten ulike støpetidspunkt for betongelementenebjelkene
Antagelsen om at alle elementbjelker støpes ved 90 døgn bør beregnes nøyere. Bjelkene støpes reelt over en periode på 5 måneder. Derfor er det av interesse å regne på effekten av at bjelkene støpes ved ulikt tidspunkt, fordelt på 5 måneder.

Beregninger på effekten av gradvis overgang fra fritt opplagt system til kontinuerlig
I det dekket støpes vil det gradvis gå fra å være et fritt opplagt system til å bli et delvis kontinuerlig system som en samvirkebru. Antakelsen om at dette skjer umiddelbart bør også beregnes nærmere.

Beregninger av trafikklast på er delvis kontinuerlig system
Det er av interesse å beregne lastvirkningen av trafikklast påsatt et delvis kontinuerlig system.

11.2.2 Armering

Feilkilder i forhold til armering

Antagelser for beregninger i denne oppgaven som fører til avvik fra virkeligheten:

- Spennkablene virker som én spennkabel i gjennomsnittlig plassering. (*Kapittel 4.3)*
    - De virker egentlig hver for seg.
- Spennkablene spennes opp som en kabel, altså samtidig. (*Kapittel 5.3.1)*
    - De spennes egentlig opp en og en.
- Den gjennomsnittlige plasseringen av spennkabelen er en parabel. (*Kapittel 4.3)*
    - Egentlig er plasseringen som vist i kapittel 4.3.
- Slakkarmeringen er forenklet til å ligge samlet i tyngdepunktet til denne armeringen (*Kapittel 4.4)*
    - Denne er egentlig fordelt i tverrsnittet.
- Betongen deformerer seg ikke ved relaksasjon av spennarmering. (*Kapittel 4.7)*
    - Den deformerer seg egentlig litt, og blir litt lengre ved relaksasjon av spennkabler.
- Låsetap og friksjonstap for spennkraften er 15%. (*Kapittel 5.3.1)*
    - Dette er beregnet til å være 7,7%.
- Friksjonen på spennkablene virker konstant over den lengde den virker på. (*Kapittel 5.3.1)*
    - Den avtar reelt fra aktiv til passiv ende på grunn av lavere Spennkraft der.

Videre arbeid i forhold til armering

Beregne momenter på grunn av spennkraft med lavere reduksjon av spennkraft
Moment på grunn av spennkraften er ugunstig ved støtta. Dette gjør det av interesse beregne med lastkombinasjon med en høyere spennkraft, altså lavere spennkrafttap. Dette fører igjen til høyere ugunstig primærmoment, selv om tvangsmomentet her er gunstig.

Beregninger på effekten av at en og en kabel spennes opp om gangen
Det vil være nødvendig å gå inn på effekten av at en og en spennkabel spennes opp om gangen. Denne effekten er omtalt i kapittel 4.7 og fører til ulike låsetap på spennkablene.

Beregne effekten av betongutvidelse ved relaksasjon av spennarmering
Når spennkablene blir utsatt for relaksasjon over tid, blir spennkraften litt slakkere. Dette fører til at betongen deformeres litt ved at den blir litt lengre, og derfor blir spennkraften litt strammere igjen. Denne effekten er sett bort i fra, men er av interesse.

11.2.3 Tverretning og lengderetning

Feilkilder i forhold til tverretning og lengderetning

Antagelser for beregninger i denne oppgaven som fører til avvik fra virkeligheten:

- Brua er horisontal i lengderetning og tverretning. (*Kapittel 4)*
  - Reelt har bjelkene i sidespennene en helning, og i midtfeltet har de en krumning. I tverretning har brua også en helning på hver side av senterlinjen.
- For enkelte beregninger er tverrsnittet til bjelkene forenklet rektangulært, også i snitt 1. (*Kapittel 4.4)*
  - I snitt 1 er tverrsnittet en I-bjelke.
- Det er lineær tøyningskurve fra underkant av bjelken til overkant av dekket (K*apittel 4.5)*
  - Dette er ikke reelt da det tverrsnittet er et delvis samvirketverrsnitt
- All trafikklast som virker i et trafikkfelt er antatt å virke over effektiv bredde på samvirkebjelken (*Kapittel 5.4.1)*
  - Reelt fordeles denne lasten noe utover de andre samvirkebjelkene

Videre arbeid i forhold til tverretning og lengderetning

Beregninger i tverretning
Ved beregning av trafikklast er det nødvendig med mer nøyaktigere beregninger i tverretning. Både for LM3 og for LM1 er det interessant å modellere brua i ABACUS eller et annet analyseprogram, for å få en reell lastfordeling.

Beregning av eksakt tøyningsfordeling i tverrsnittet til samvirke
Det vil være av stor interesse å gjøre nærmere beregninger på effekten av at tøyningsfordelingen ikke er lineær over tverrsnittet. Bruk av programmet ESMA kan være aktuelt her.

Beregninger av effekten til helningene og krumningene til brua
I både tverretning og lengderetning er det nødvendig å gjøre beregninger for å se hva effekten av krumning og helning har å si.

11.2.5 Andre feilkilder

- Antakelser av randbetingelser
- Valgte snitt er ikke nødvendigvis kritiske
- Ikke inkludert virkningen av søyler
- Forbehold om feil i beregninger eller antatte metoder.

Det tas forbehold om at feil i beregninger eller benyttede metoder kan forekomme i oppgaven. Det er for blant annet tidsavhengige effekter ofte ingen standardisert metode for beregning. Metodene som er benyttet kan derfor avvike noe fra det faktiske tilfellet. Resultatene oppnådd i denne oppgaven sett i sammenheng er fornuftige. Det er derfor sannsynlig at oppgaven ikke inneholder avgjørende og uoppklarte feil.

11.2.6 Andre videre arbeid

Beregninger på plattendekkelementer
Stadiet etter bjelkene er løftet på plass i bruspennet, og plattendekkelementene blir montert bjelkene vil også være av interesse. Plattendekkelementene virker som en forskaling for resten av dekket. Dette må kontrolleres. I denne oppgaven beregnes tilstander før plattendekkelementene er montert, og etter resterende del av dekket er støpt.

Sammenligne resultater fra Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 10 og 11
Det er av interesse å gjøre beregninger ved å bruke de gamle formlene for beregning av betongelementbru oppgitt i Norsk Betongforening sin publikasjon nr. 10 og 11, for så å sammenligne med resultatene fått med EK og HB N400.

Gjøre beregninger på sidefeltene
I denne oppgaven er det kun tatt hensyn til det lengste spennet på 40 meter. Det to sidespennene på 22 meter må også kontrolleres.

Gjøre beregninger på søyler og landkar
Det er ikke gjort beregninger på landkar eller søyler i denne oppgaven. Dette må beregnes og kontrolleres mot kapasitetskrav.

Stadium II-beregninger for spenningsbegrensning
I denne oppgaven er det antatt at spenningsbegrensninger i stadium II er OK på grunn av verdiene beregnet i stadium I selv om de overskrider krav her. Dette bør kontrolleres.

Gjøre beregninger på gjennomlokking ved søyler

Skjærkrefter bør beregnes mer detaljert, og det bør kontrolleres om lokalt gjennomlokkingsbrudd rundt søylene kan bli et problem.

Ytterligere beregning av skjærkraft

Det er av interesse å se på skjærkapasiteten i snittet hvor bjelken går fra rektangulær til I-bjelke.

12. KONKLUSJON

Momentomlagringen av egenvekt skulle tilsi at det dimensjonerende momentet ved støtte vil øke og i feltet minke med tiden. Beregninger på Fjordbase bru i denne oppgaven viser derimot i at feltmomentet øker og støttemomentet minker.

Fjordbase bru er en prosjektert betongelementbru med store dimensjoner, som er planlagt å kunne bære spesielt tunge kjøretøy. Det er gjort beregninger med trafikklast LM1, og her er kravene oppfylt med god margin. Det er også gjort beregninger med trafikklast LM3 for spesielt tunge kjøretøy. I forhold til lastplassering i tverretning er forenklingene som er gjort veldig konservative, som gir høye dimensjonerende laster spesielt for LM3. Resultatene i denne oppgaven betyr imidlertid ikke at kapasiteten til brua må økes. Fra beregningene fremgår det at det er nødvendig med ytterligere beregninger, spesielt av lastfordeling i tverretning.

Det anbefales at arbeidet som er satt i gang med utviklingen av et nytt regelverk for betongelementbruer fullføres, slik at fremtidige bruer av denne typen kan utvikles med standardiserte løsninger som har høy validitet.

REFERANSER

Betongelementforeningen, 2016. *Betongelementer i veganlegg.* s.l.:Betongelementforeningen.

European Organisation for Technical Approvals, 2013. *ETA.* [Internett]
Available at: http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-CMI-V2.pdf?v=3

Firdaposten, 2015. *Firdaposten.* [Internett]
Available at: http://www.firdaposten.no/fjord-base/lokalnytt/startar-baseutviding-i-april/s/5-16-72750
[Funnet 31 01 2017].

Hermundsdal, A. & Pétursson , A., 2015. *Beregning av en betongelementbru.* Trondheim: NTNU.

Hermundsdal, A. & Pétursson, A., 2015. *Beregning av en betongelementbru.* Trondheim: NTNU.

Ingebrigtsen, T., 2017. *Fjordbase bru* [Intervju] (Vår 2017).

Kystverket, 2016. *Kystverket.* [Internett]
Available at:
https://www.google.no/maps/place/Fjord+Base/@60.9817886,4.8209031,6.17z/data=!4m5!3m4!1s0x4617952a948b00cb:0x28770fb5218444f2!8m2!3d61.6081454!4d5.0784006
[Funnet 31 01 2017].

locationscout.net, 2017. *Locationcout.* [Internett]
Available at: https://www.locationscout.net/swizerland/983-salginatibel-bridge-swizerland

Norsk Betongforening, 1981a. *Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer.* Oslo: Norsk Betongforening.

Norsk Betongforening, 1981b. *Flerfelts NIB- og NOB-broer, Beregning og dimensjonering av kontinuerlige broplater over støttene.* Oslo: Norsk Betongforening.

Norsk Standard, 2009. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster.* Oslo: Standard Norge.

Nye Veier, 2016. *Nye Veier.* [Internett]
Available at: http://www.nyeveier.no/
[Funnet 25 April 2017].

Standard Norge, 2008a. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.* Lysaker: Standard Norge.

Standard Norge, 2008b. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.* Oslo: Standard Norge.

Standard Norge, 2008c. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termisk virkning.* Oslo: Standard Norge.

Standard Norge, 2010. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer.* Oslo: Norsk Standard.

Statens Vegvesen, 1983a. *NOB-BRUER - Bruprosjektering-09, Håndbok-100.* Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen, 1983b. *NIB-BRUER - Bruprosjektering-08, Håndbok-100.* Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen, 1989. *NIB-BRUER - Bruprosjektering-08, Håndbok-100.* 2. utgave red. Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen, 1990. *NOT-BRUER - Bruprosjektering-09, Håndbok-100.* Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen, 2002. *Brukerhåndbok - 3, Elementbruer.* s.l.:Statens Vegvesen.

Statens Vegvesen, 2015. *Bruprosjektering.* s.l.:Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner.* 2. utgave red. Trondheim: Akademika forlag.

Vegdirektoratet, 2002. *Bruhåndbok 3.* s.l.:Vegdirektoratet.

Vinje, L., 2017. *Betongelementbruer* [Intervju] (08 02 2017).

VEDLEGG

Vedlegg A	Tegningsgrunnlag for Fjordbase bru
Vedlegg B.1	Forenkling av bjelketverrsnitt med bevart 2. arealmoment og med bevart areal
Vedlegg B.2	Beregning av effektive bredder
Vedlegg C.1	Beregning av 2.arealmoment for bjelke og samvirkebjelke for ulike tidspunkt i snitt 1
Vedlegg C.2	Beregning av 2. arealmoment for bjelke og samvirkebjelke for ulike tidspunkt i snitt 2
Vedlegg C.3	Beregning av tidsavhengige 2. arealmoment for bjelke til krypberegninger etter 70 og 160 døgn
Vedlegg C.4	Beregning av kryptall
Vedlegg C.5	Omlagring av momenter
Vedlegg C.6	Reduksjon av spennkraft etter 1 år og 100 år
Vedlegg C.7	Reduksjon av spennkraft etter 160 døgn
Vedlegg D	Egenlast
Vedlegg E	Sekundæregenlast
Vedlegg F	Spennkraft
Vedlegg G	Trafikklast
Vedlegg H	Temperaturlast
Vedlegg I	Lastkombinering
Vedlegg J.1	Bruddgrensetilstand – M/N-diagram
Vedlegg J.2	Bruddgrensetilstand – Ren momentkapasitet
Vedlegg J.3	Bruddgrensetilstand – momentkapasitet rett over støtta
Vedlegg J.4	Bruddgrensetilstand – Skjærkapasitet
Vedlegg J.5	Bruddgrensetilstand – Oppspenningstilstand
Vedlegg K.1	Bruksgrensetilstand – Spenningsbegrensning
Vedlegg K.2	Bruksgrensetilstand – Rissviddebegrensning
Vedlegg K.3	Bruksgrensetilstand – Nedbøyningsbegrensning

VEDLEGG A

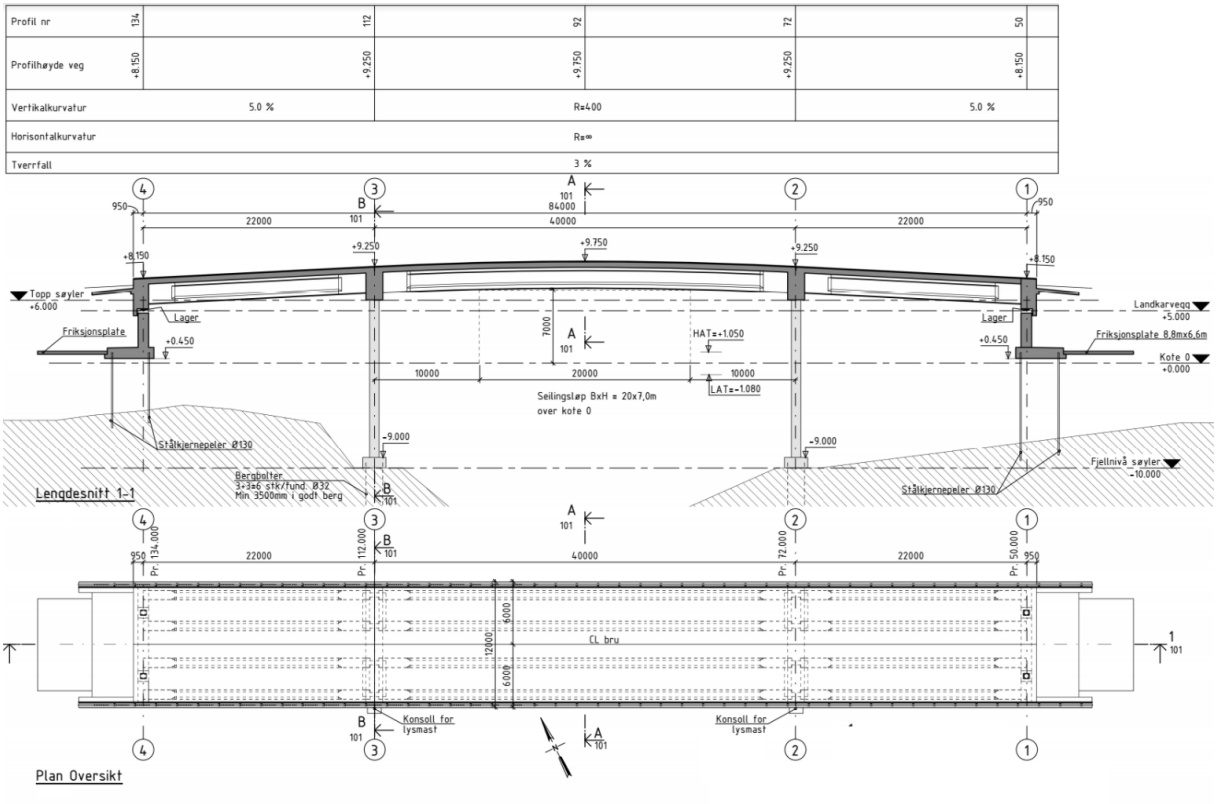
TEGNINGSGRUNNLAG

FOR FJORDBASE BRU

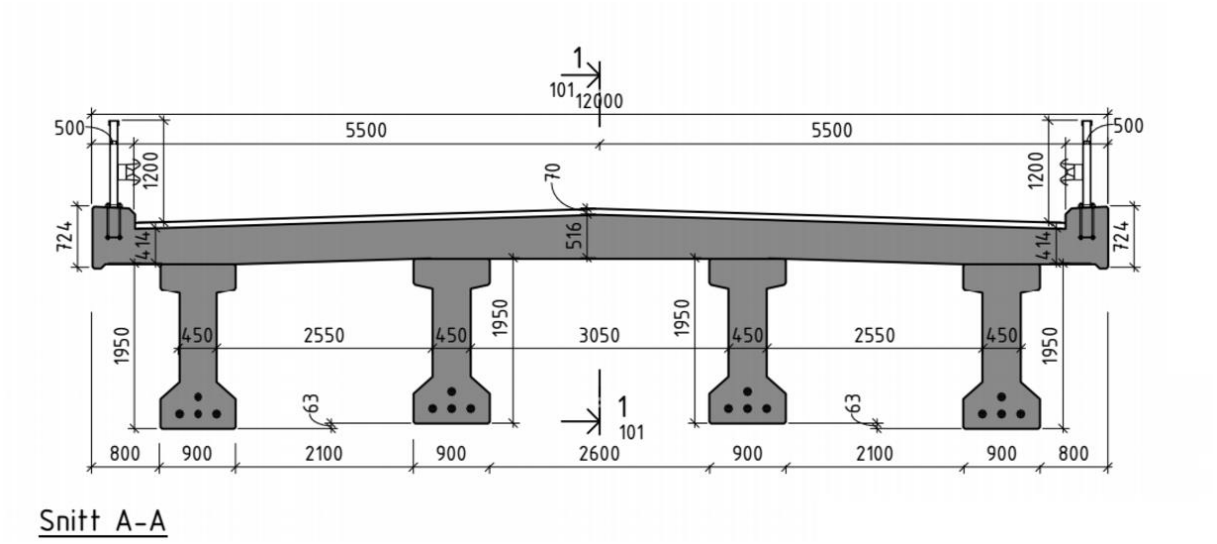
A.1 Tegningsgrunnlag for Fjordbase bru brukt i denne oppgaven

Anmerkning		Beskrivelse
0.	Generelt:	Plasstøpt spennarmert platebru. Veg: fartsgrense 50 km/t, ÅDT …. Vegtype Sa2 Ferdigstillelse: 2017
1.	Grunnlag:	«Bruprosjektering» HB N400 2015
2.	Fundamentering:	Søyler: Såle på berg Landkar: Stålkjernepeler på berg
3.	Betongfasthet:	Generelt: B45 SV-standard Undervannstøp: B35 AUV-betong
4.	Bestandighetsklasse:	MF40
5.	Slakkarmering:	B500NC, NS3576-3. Omskjøt 50Ø dersom ikke annet angitt
6.	Utførelsesklasse:	Klasse 3 NS-EN 13670
7.	Toleranser:	Nøyaktighetsklasse A i hht HB R762 tabell 84-2
8.	Betongoverdekning:	HB N400 tabell 7.2.
9.	Tilslag:	Dmaks=22 mm for overbygning
10.	Luftinnhold:	4,5 +-1,5%
11.	Forskaling:	Ikke synlige flater: valgfri Synlige flater: glatt Alle skarpe hjørner avfases med trekantlist 20x20 mm.
12.	Rustfri armering:	I hht NS-EN 10088 nummer 1.4362 eller 1.4401 med mål og mekaniske egenskaper i hht NS3576-3.
13.	Rustfritt stål:	I hht NS-EN 10088 nummer 1.4404. Bolter/skiver/mutre A4-80 i hht NS-EN ISO 3506
14.	Rekkverk:	Brurekkverk i hht HB V161. Styrkeklasse H2 Varmforsinket. Prosess 85.342 klasse B. Bolter M24. Rustfri syrefast A4-80 uten understøp. Godkjent overgang til vegrekkverk.
15.	Belegning:	Generelt type A3-4. Se prosess 87.144. Maksimal vekt belegning: 3.5 kN/m^2
16.	Nivelleringsbolter:	Messingbolt 12mm monteres med topp 20mm over overkant betong
17.	Drenering:	Sluk med avløp til sjø.
18.	Spennarmering:	Stålkvalitet 1670/1860N/mm2 Min flytekraft i pr. kabel: 4442kN
19.	Seilingsløp:	Påseilingslast fra skip: mot bruoverbygning: 0.1MN. mot søyler: 0.1 MN
20.	Stålkjernepeler	Ø130 Foringsrør ø219.1x5 Pelehode 360x360x60 (trykkpel) Bores pg gyses min 1000mm i godt berg.

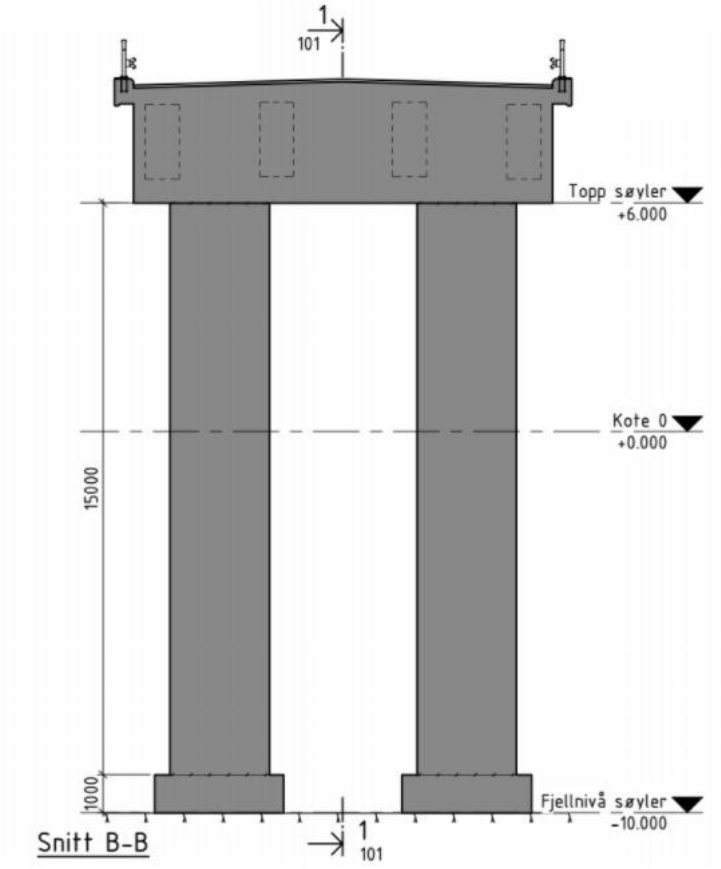
*Figur A.1: Anmerkninger tilhørende tegningsgrunnlaget for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017)***.**



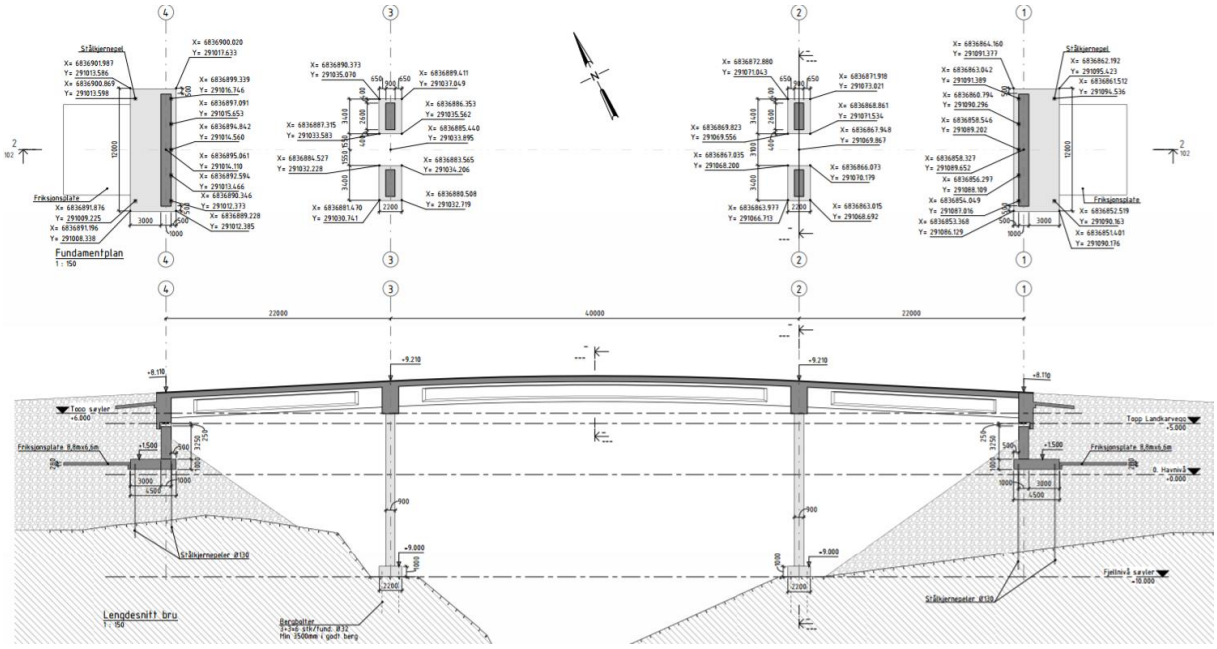
Figur A.2: Lengdesnitt og plan oversikt for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



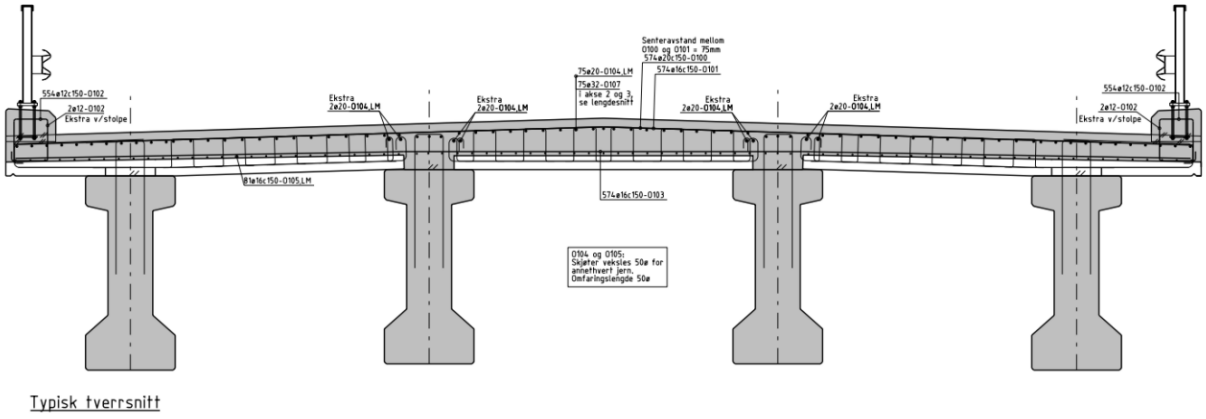
Figur A.3: Snitt A-A for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



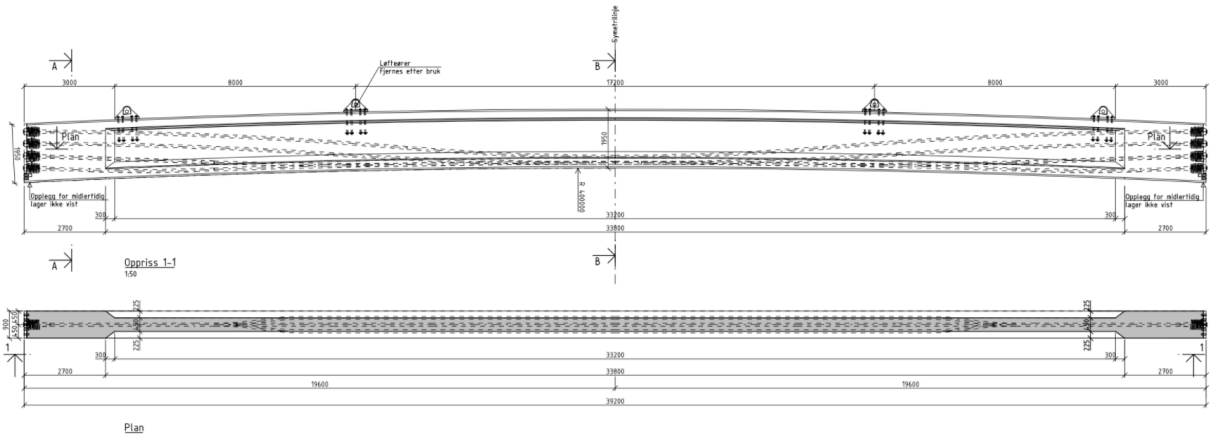
Figur A.4: Snitt B-B for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



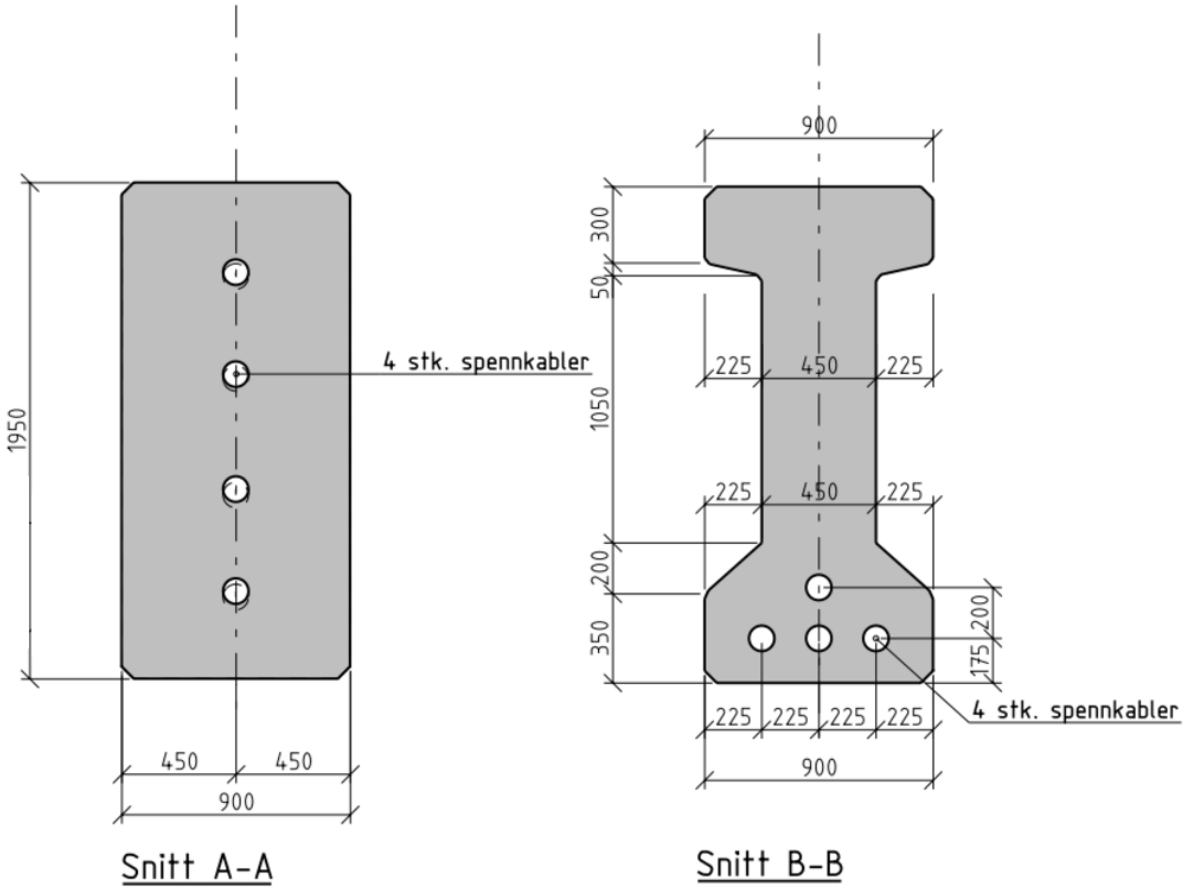
Figur A.5: Lengdesnitt Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



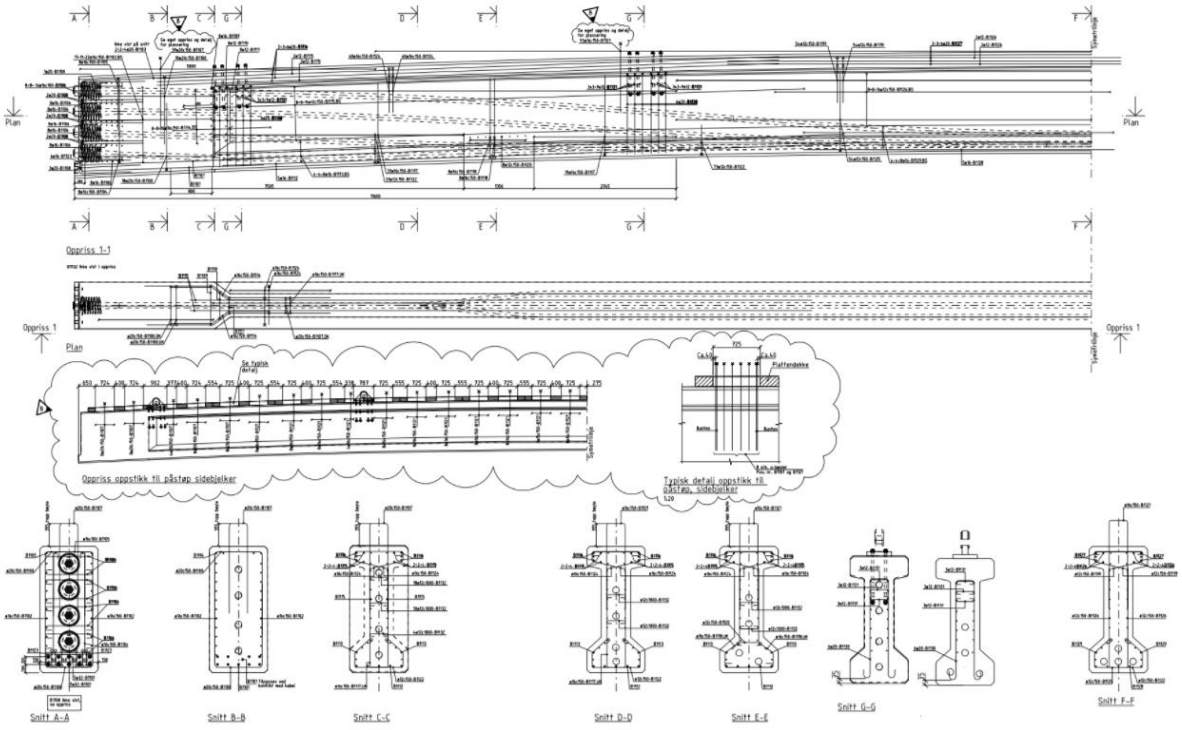
Figur A.6: Typisk tverrsnitt for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



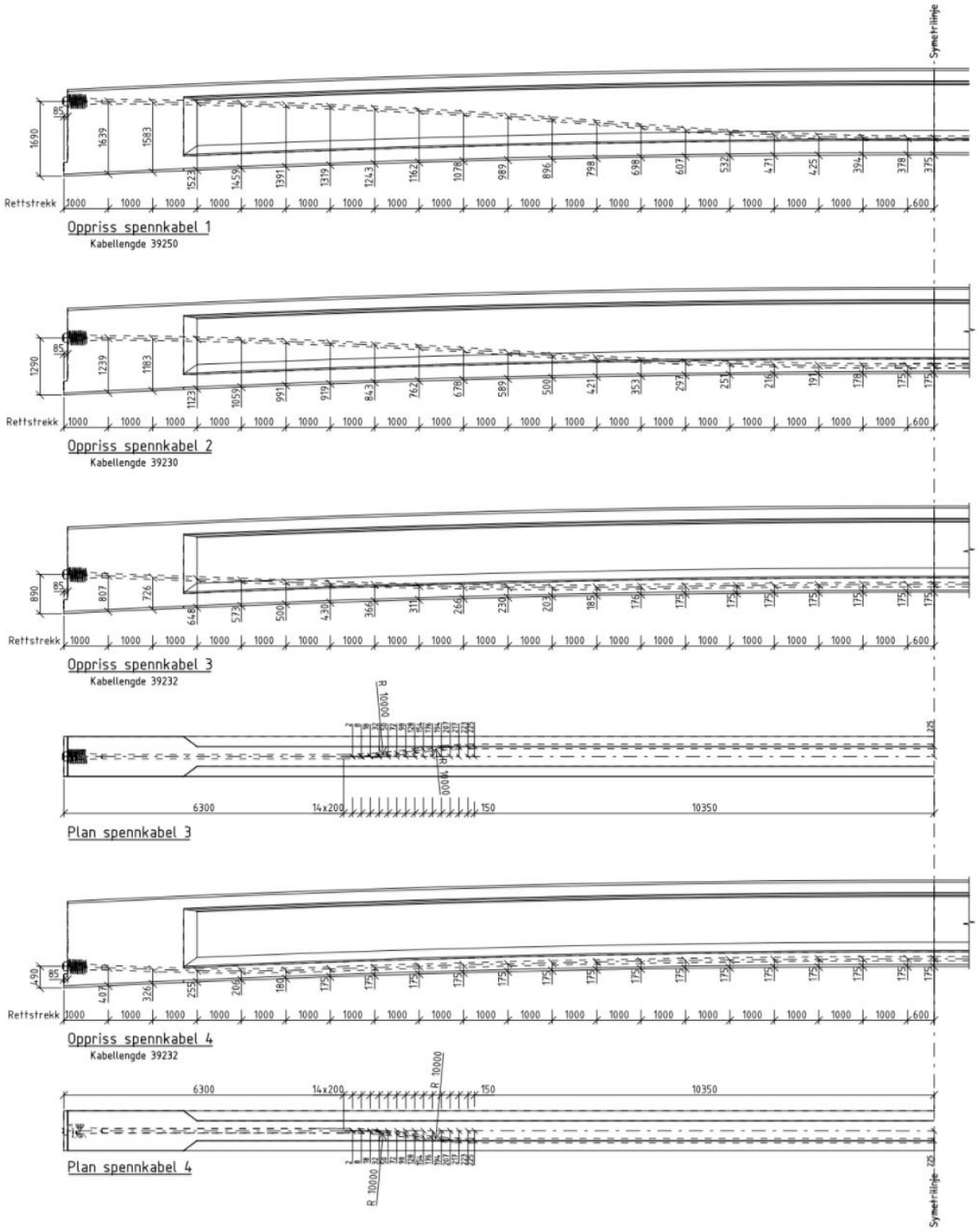
Figur A.7: Midtbjelke for Fjordbase bru, oppriss 1-1 og plan, (Ingebrigtsen, 2017).



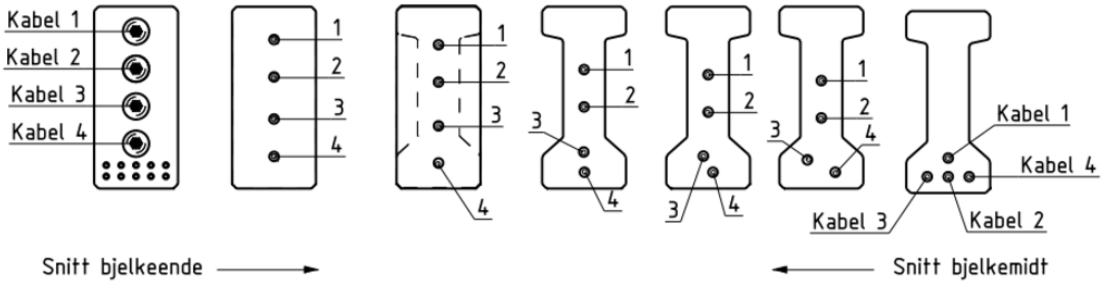
Figur A.8: Bjelketverrsnitt i snitt A-A og B-B for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



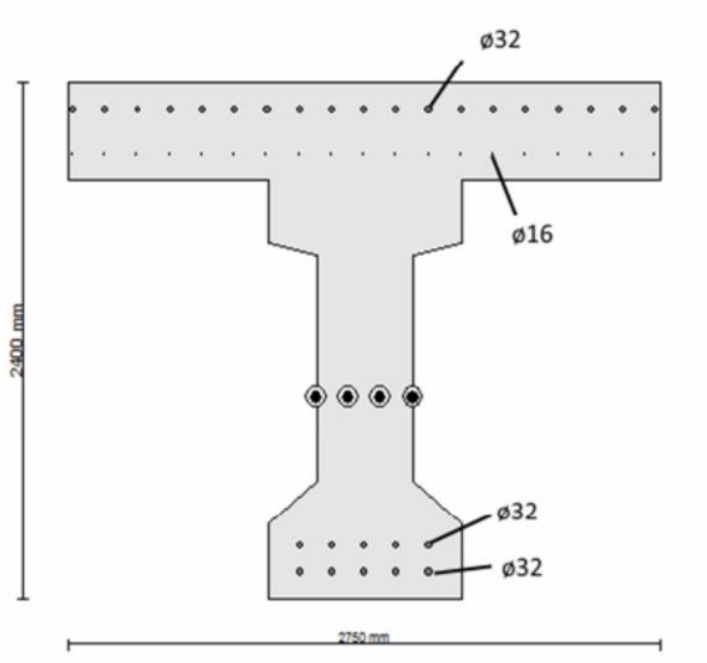
Figur A.9: Armeringstegninger i midtbjelke for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



Figur A.10: Oppriss spennkabler i midtbjelke for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).



Figur A11: Plassering av spennarmering mellom snitt bjelkeende og snitt bjelkemidt for midtbjelken til Fjordbase bru.



Figur A.12: Armering over støtte for Fjordbase bru, (Ingebrigtsen, 2017).

VEDLEGG B.1

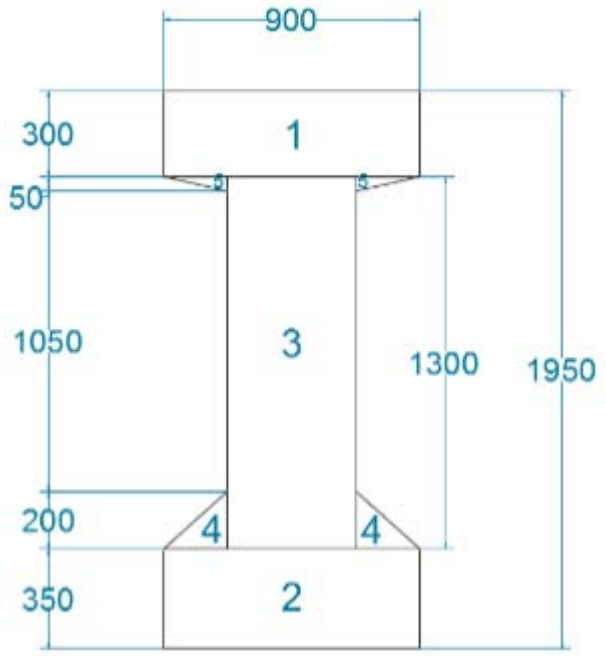
FORENKLING AV BJELKETVERRSNITT

MED BEVART 2.AREALMOMENT

OG BEVART AREAL

Forenkling av bjelketverrsnitt med bevart 2.arealmoment

- Forenkler bjelketverrsnittet til et rektangulært tverrsnitt der høyden og 2.arealmoment til bjelken er bevart.



<u>Ut fra tverrsnittets fem soner:</u>

Sone 1: $b_1 := 900mm$ $h_1 := 300mm$ $A_{c.1} := b_1 \cdot h_1 = 270000 \cdot mm^2$ $z_1 := 1800mm$

Sone 2: $b_2 := 900mm$ $h_2 := 350mm$ $A_{c.2} := b_2 \cdot h_2 = 315000 \cdot mm^2$ $z_2 := 175mm$

Sone 3: $b_3 := 450mm$ $h_3 := 1300mm$ $A_{c.3} := b_3 \cdot h_3 = 585000 \cdot mm^2$ $z_3 := 875mm$

Sone 4: $b_4 := 225mm$ $h_4 := 200mm$ $A_{c.4} := 2 \cdot \frac{b_4 \cdot h_4}{2} = 45000 \cdot mm^2$ $z_4 := 416.67mm$

Sone 5: $b_5 := 225mm$ $h_5 := 50mm$ $A_{c.5} := 2 \cdot \frac{b_5 \cdot h_5}{2} = 11250 \cdot mm^2$ $z_5 := 1633.33mm$

Totalt areal:

$$A_{c.total} := A_{c.1} + A_{c.2} + A_{c.3} + A_{c.4} + A_{c.5} = 1226250 \cdot mm^2$$

Tyngdepunkt:

$$z_t := \frac{\sum_{i=1}^{5} \left(A_{c.i} \cdot z_{c.i}\right)}{A_{c.total}} \text{ gir } \quad z_t := 948mm$$

2. arealmoment:

$$I_{y.bjelke} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_{c.1} \cdot (z_t - z_1)^2 + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + A_{c.2} \cdot (z_t - z_2)^2 + \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} + A_{c.3} \cdot (z_t - z_3)^2 \ldots$$
$$+ \frac{b_4 \cdot h_4^3}{36} + A_{c.4} \cdot (z_t - z_4)^2 + \frac{b_5 \cdot h_5^3}{36} + A_{c.5} \cdot (z_t - z_5)^2$$

$$I_{y.bjelke} = 4.93 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

<u>Beregning av forenklet tverrsnitt til blant annet beregning av effektive bredder:</u>
Ønsker å bevare høyden og 2.arealmoment

$$I_{y.rektangel} := \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad h := 1950mm$$

$$b_w := \frac{I_{y.bjelke} \cdot 12}{h^3} = 798 \cdot mm$$

Ved forenkling av tverrsnittet til et rektangel vil følgende mål gjelde:

$$h = 1950 \cdot mm \qquad b_w := 800mm$$

Forenkling av bjelketverrsnitt med bevart areal

- Forenkler bjelketverrsnittet til et rektangulært tverrsnitt der høyden og arealet til bjelken er bevart.

Totalt areal:

$$A_{c.total} = 1226250 \cdot mm^2$$

<u>Beregning av forenklet tverrsnitt til modellering og beregning av temperaturmomenter:</u>
Ønsker å bevare høyden og arealet

$$A_{rekt} := b \cdot h$$

$$b_{temp} := \frac{A_{c.total}}{h} = 629 \cdot mm$$

Ved forenkling av tverrsnittet til et rektangel vil følgende mål gjelde:

$h = 1950 \cdot mm$ $\qquad$ $b_{temp} = 629 \cdot mm$

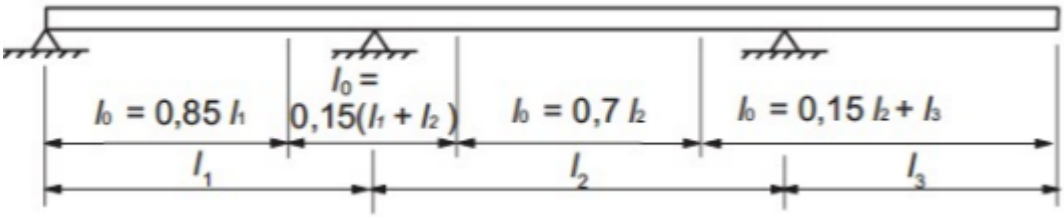
VEDLEGG B.2

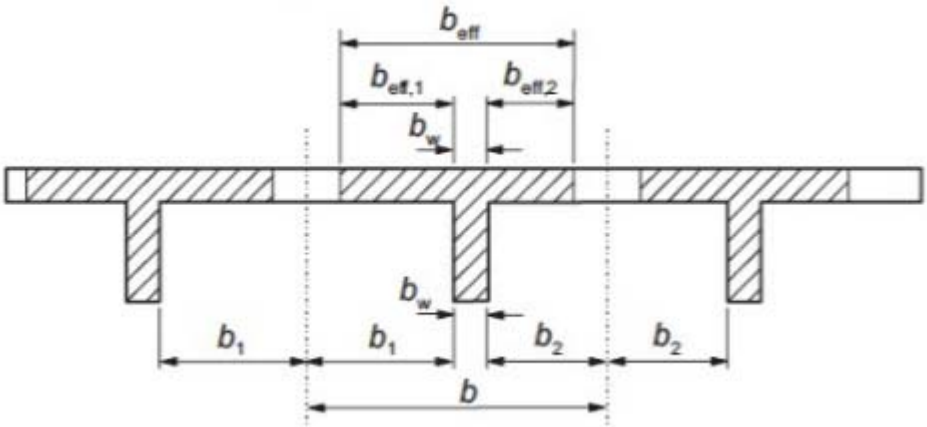
BEREGNING AV

EFFEKTIVE BREDDER

Beregning av effektive bredder

- Effektive flensbredder for samvirke av bjelker og bruplate beregnes etter EK2, 5.3.2.1.





<u>Lengde på spenn:</u>

$l_1 := 22m \qquad l_2 := 40m$

<u>Forenklet bredde på steget til bjelken:</u>

$b_w := 800mm$

<u>Avstand mellom momentnullpunkter, jfr. figur ovenfor:</u>

$l_{0.støtte} := 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 9.3\,m$

$l_{0.felt} := 0.7 \cdot l_2 = 28\,m$

<u>Formler som ligger til grunn for beregning av effektive bredder:</u>

$$b_{eff} := \sum_{i=1}^{2} \left(b_{eff.i} + b_w \le b\right)$$ EK2, (5.7)

$$b_{eff.i} := 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \le 0.2 \cdot l_0$$ EK2, (5.7a)

$$b_{eff.i} \le b_i$$ EK2, (5.7b)

Grunnet symmetri i tverretning, er effektive bredder for følgende bjelker like:
Bjelke 1 = Bjelke 4
Bjelke 2 = Bjelke 3

Bjelke 1:

$b_{1.1} := 750mm - \frac{b_w}{2} = 0.35\,m$ $\qquad$ $b_{1.2} := 1500mm - \frac{b_w}{2} = 1.1\,m$

Bjelke 1 - felt:

$b_{eff.1.1f} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.1} + 0.1 \cdot l_{0.felt}, 0.2 \cdot l_{0.felt}\right), b_{1.1}\right) = 0.35\,m$

$b_{eff.1.2f} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.2} + 0.1 \cdot l_{0.felt}, 0.2 \cdot l_{0.felt}\right), b_{1.2}\right) = 1.1\,m$

$b_{eff.1f} := \min\left(b_{eff.1.1f} + b_{eff.1.2f} + b_w, 0.3m + 0.9m + 1.05m\right) = 2.25\,m$

Bjelke 1 - støtte:

$b_{eff.1.1s} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.1} + 0.1 \cdot l_{0.støtte}, b_{1.1}\right), b_{1.1}\right) = 0.35\,m$

$b_{eff.1.2s} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.2} + 0.1 \cdot l_{0.støtte}, b_{1.2}\right), b_{1.2}\right) = 1.1\,m$

$b_{eff.1s} := \min\left(b_{eff.1.1s} + b_{eff.1.2s} + b_w, 0.3m + 0.9m + 1.05m\right) = 2.25\,m$

Bjelke 2:

$b_{2.1} := 1500mm - \frac{b_w}{2} = 1.1\,m$ $\qquad$ $b_{2.2} := 1750mm - \frac{b_w}{2} = 1.35\,m$

Bjelke 2 - felt:

$b_{eff.2.1f} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.1} + 0.1 \cdot l_{0.felt}, 0.2 \cdot l_{0.felt}\right), b_{2.1}\right) = 1.1\,m$

$b_{eff.2.2f} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.2} + 0.1 \cdot l_{0.felt}, 0.2 \cdot l_{0.felt}\right), b_{2.2}\right) = 1.35\,m$

$b_{eff.2f} := \min\left(b_{eff.2.1f} + b_{eff.2.2f} + b_w, 1.05m + 0.9m + 1.3m\right) = 3.25\,m$

Bjelke 2 - støtte:

$b_{eff.2.1s} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.1} + 0.1 \cdot l_{0.støtte}, 0.2 \cdot l_{0.støtte}\right), b_{2.1}\right) = 1.1\,m$

$b_{eff.2.2s} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.2} + 0.1 \cdot l_{0.støtte}, 0.2 \cdot l_{0.støtte}\right), b_{2.2}\right) = 1.2\,m$

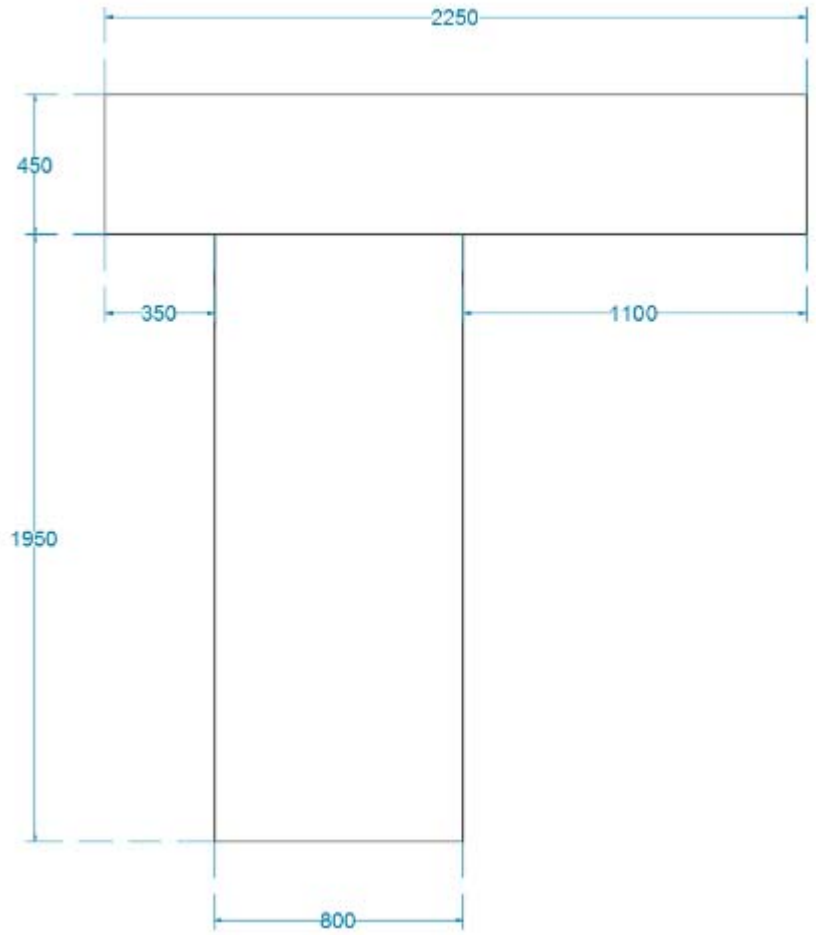
$b_{eff.2s} := \min\left(b_{eff.2.1s} + b_{eff.2.2s} + b_w, 1.05m + 0.9m + 1.3m\right) = 3.1\,m$

Oppsummert:

Kantbjelkene 1 og 4:

Over støtte: $b_{eff.4s} := b_{eff.1s} = 2.25\,m$ **I felt:** $b_{eff.4f} := b_{eff.1f} = 2.25\,m$

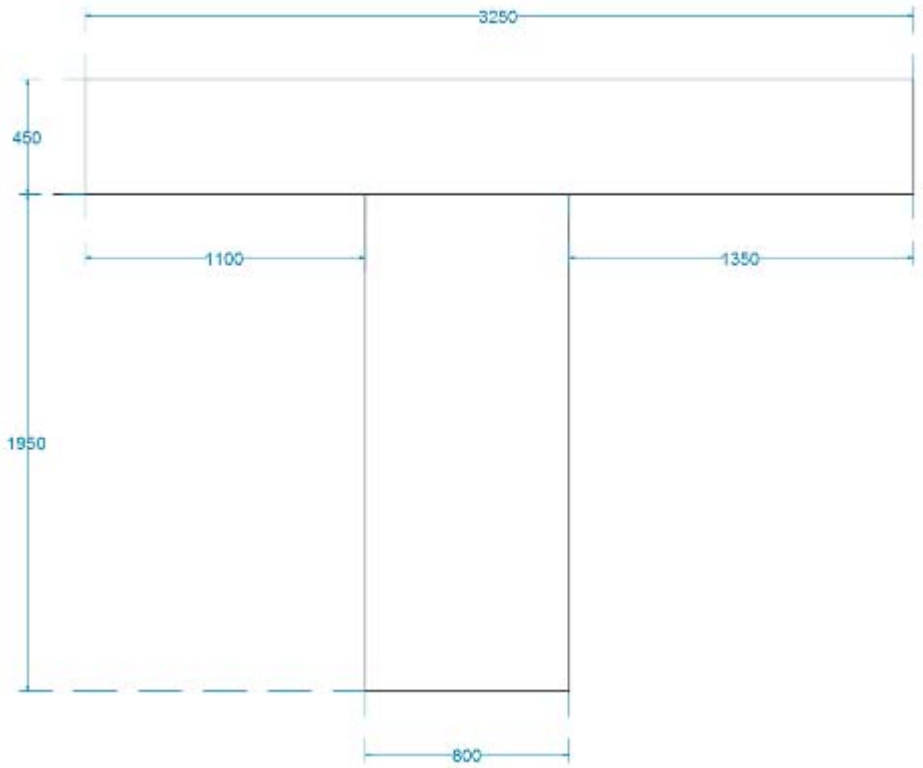
Lik effektiv bredde over støtte og i felt:



Midtbjelkene 2 og 3:

Over støtte: $b_{eff.3s} := b_{eff.2s} = 3.1\,m$ **I felt:** $b_{eff.3f} := b_{eff.2f} = 3.25\,m$

Effektiv bredde i felt:



VEDLEGG C.1

BEREGNING AV 2.AREALMOMENT FOR
BJELKE OG SAMVIRKEBJELKE FOR
ULIKE TIDSPUNKT
I SNITT 1

Beregning av 2.arealmoment for bjelke og samvirkebjelke for ulike tidspunkt i snitt 1 (felt)

- Stivheten til bjelkene og samvirkebjelkene endres over tid - effekten av ulike tidspunkt for belastning og betrakning, samt effekten av spennarmering og dekket må tas med.

Spennarmering:

$E_p := 195000MPa \quad A_{p.pr.tau} := 150mm^2 \quad A_p := 19 \cdot A_{p.pr.tau} = 2850 \cdot mm^2$

2. arealmoment av bjelke med spennarmering i snitt 1 (felt):

$A_{c.bjelke} := 1226250mm^2$

E-modul:

$E_{c.eff.bjelke.70.160} := 24422MPa$

$E_{c.eff.bjelke.70.365} := 21862MPa$

$E_{c.eff.bjelke.160.365} := 23934MPa$

$E_{c.eff.bjelke.70.36500} := 17702MPa$

$E_{c.eff.bjelke.160.36500} := 19133MPa$

$E_{c.eff.bjelke.0.0} := 36000MPa$

Forholdstal

$\eta_{bjelke.70.160} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.160}} = 7.985$

$\eta_{bjelke.70.365} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.365}} = 8.92$

$\eta_{bjelke.160.365} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.160.365}} = 8.147$

$\eta_{bjelke.70.36500} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.36500}} = 11.02$

$\eta_{bjelke.160.36500} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.160.36500}} = 10.19$

$\eta_{bjelke.0.0} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.0.0}} = 5.417$

Transformert areal: omgjøring til ekvivalent bjelkeareal

$A_{t.70.160} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.160} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.306 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.70.365} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.365} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.317 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.160.365} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.160.365} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.308 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.70.36500} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.36500} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.34 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.160.36500} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.160.36500} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.331 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.0.0} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.0.0} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.277 \times 10^6 \cdot mm^2$

Tyngdepunkt:

Formel for beregning av tyngdepunkt mht. tid:

$$z_{t.t0.t} := \frac{\sum_{i=1}^{5} \left(A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}\right) + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} \left(A_{p.i} \cdot z_{p.i}\right)}{A_{t.t0.t}}$$

Bidrag fra betongen:

$b_1 := 900mm$ $h_1 := 300mm$ $z_1 := 1800mm$

$b_2 := 900mm$ $h_2 := 350mm$ $z_2 := 175mm$

$b_3 := 450mm$ $h_3 := 1300mm$ $z_3 := 875mm$

$b_4 := 225mm$ $h_4 := 200mm$ $z_4 := 416.67mm$

$b_5 := 225mm$ $h_5 := 50mm$ $z_5 := 1633.33mm$

$$Az_{c.bjelke.total} := b_1 \cdot h_1 \cdot z_1 + b_2 \cdot h_2 \cdot z_2 + b_3 \cdot h_3 \cdot z_3 + b_4 \cdot h_4 \cdot z_4 + b_5 \cdot h_5 \cdot z_5 = 1.09 \times 10^9 \cdot mm^3$$

Bidrag fra de 4 spennkablene i hver bjelke:

$A_p = 2.85 \times 10^3 \cdot mm^2$ $z_{p.1} := 375mm$ $z_{p.2} := 175mm$ $z_{p.3} := z_{p.2}$ $z_{p.4} := z_{p.2}$

Tyngdepunkt for de ulike tidspunktene:

$$z_{t.70.160} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.70.160} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.160}} = 849 \cdot mm$$

$$z_{t.70.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.70.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.365}} = 843 \cdot mm$$

$$z_{t.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.160.365}} = 848 \cdot mm$$

$$z_{t.70.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.70.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.36500}} = 832 \cdot mm$$

$$z_{t.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot A_p\cdot\left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.160.36500}} = 837\cdot mm$$

$$z_{t.0.0} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.0.0} - 1\right)\cdot A_p\cdot\left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.0.0}} = 863\cdot mm$$

<u>2.arealmoment til bjelken med spennkabler i snitt 1:</u>

Formel:

$$I_{y.t0.t} := \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{b_i\cdot h_i^3}{12} + A_{c.i}\cdot\left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right] + \left[\sum_{i=1}^{2}\left[\frac{b_i\cdot h_i^3}{36} + A_{c.i}\cdot\left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right]\right] \cdots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right)\cdot\sum_{i=1}^{4} A_{p.i}\left(z_{t.t0.t} - z_{p.i}\right)^2$$

Tverrsnittsdata:

$A_{c.1} := b_1\cdot h_1 = 270000\cdot mm^2$ $\quad I_1 := \frac{b_1\cdot h_1^3}{12} = 2.025\times 10^9\cdot mm^4$

$A_{c.2} := b_2\cdot h_2 = 315000\cdot mm^2$ $\quad I_2 := \frac{b_2\cdot h_2^3}{12} = 3.216\times 10^9\cdot mm^4$

$A_{c.3} := b_3\cdot h_3 = 585000\cdot mm^2$ $\quad I_3 := \frac{b_3\cdot h_3^3}{12} = 8.239\times 10^{10}\cdot mm^4$

$A_{c.4} := b_4\cdot h_4 = 45000\cdot mm^2$ $\quad I_4 := \frac{b_4\cdot h_4^3}{36} = 5\times 10^7\cdot mm^4$

$A_{c.5} := b_5\cdot h_5 = 11250\cdot mm^2$ $\quad I_5 := \frac{b_5\cdot h_5^3}{36} = 7.813\times 10^5\cdot mm^4$

2.arealmoment for ulike tidspunkt:

$$I_{y.70.160} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_2\right)^2 \cdots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_4\right)^2 \cdots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_5\right)^2 \cdots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70.160} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.160} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.70.160} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$I_{y.70.160} = 5.223\times 10^{11}\cdot mm^4$

$$I_{y.70.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.365} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.70.365} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70.365} = 5.265 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.160.365} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.160.365} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.160.365} = 5.23 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.70.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.36500} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70.36500} = 5.356 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.160.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\begin{array}{l}\left(z_{t.160.36500} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 3\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_{p.2}\right)^2\end{array}\right]\right]$$

$$I_{y.160.36500} = 5.321 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.0.0} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.0.0} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.0.0} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.0.0} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.0.0} = 5.104 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

2.arealmoment av samvirkebjelke (med spennarmering) i snitt 1 (felt):

- I tillegg til virkningen av spennarmering i bjelken, må den effektive bredden av dekket tas med. Effekten av armering i dekket er neglisjert.

Dekket:

Effektiv bredde i felt: symmetri gir bjelke 1 = bjelke 4 og bjelke 2 = bjelke 3

$b_{eff.1f} := 2250mm$ $\quad b_{eff.2f} := 3250mm$ $\quad h_{dekke} := 450mm$

$$z_{c.dekke} := 1950mm + \frac{h_{dekke}}{2} = 2.175\,m$$

$A_{c.d1} := b_{eff.1f} \cdot h_{dekke} = 1.012 \times 10^6 \cdot mm^2$ $\quad A_{c.d2} := b_{eff.2f} \cdot h_{dekke} = 1.463 \times 10^6 \cdot mm^2$

E-modul:

$E_{c.eff.dekke.160.365} := 24030MPa$

$E_{c.eff.dekke.160.36500} := 19158MPa$

Forholdstall:

$$\eta_{dekke.160.365} := \frac{E_{c.eff.dekke.160.365}}{E_{c.eff.bjelke.160.365}} = 1.004$$

$$\eta_{dekke.160.36500} := \frac{E_{c.eff.dekke.160.36500}}{E_{c.eff.bjelke.160.36500}} = 1.001$$

Transformert areal: omformer spennarmeringen og dekket til ekvivalent bjelkeareal

$$A_{t.d1.160.365} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d1} = 2.324 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d2.160.365} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d2} = 2.776 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d1.160.36500} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d1} = 2.345 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d2.160.36500} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d2} = 2.795 \times 10^6 \cdot mm^2$$

Tyngdepunkt:

Formel for beregning av tyngdepunkt mtp. tid:

$$z_{t.dx.t0.t} := \frac{\sum_{i=1}^{5} \left(A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}\right) + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} \left(A_{p.i} \cdot z_{p.i}\right) \cdots + \eta_{dekke.t0.t} \cdot A_{c.dx} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.dx.t0.t}}$$

$$z_{t.d1.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d1} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d1.160.365}} = 1428 \cdot mm$$

$$z_{t.d2.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d2} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d2.160.365}} = 1550 \cdot mm$$

$$z_{t.d1.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d1} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d1.160.36500}} = 1415 \cdot mm$$

$$z_{t.d2.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d2} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d2.160.36500}} = 1538 \cdot mm$$

2.arealmoment av samvirkebjelker i snitt 1:

Formel for beregning av 2.arealmoment av samvirkebjelker:

$$I_{y.dx.t0.t} := \sum_{i=1}^{3} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right] + \left[\sum_{i=1}^{2} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{36} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.dx.t0.t} - z_i\right)^2\right]\right] \cdots + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} A_{p.i} \left(z_{t.dx.t0.t} - z_{p.i}\right)^2 \cdots + \eta_{dekke.t0.t} \cdot A_{c.dx} \cdot \left(z_{t.dx.t0.t} - z_{c.dekke}\right)^2$$

2.arealmoment for ulike tidspunkt:

$$I_{y.d1.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.1}\right)^2 \ldots + 3\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.2}\right)^2\right]\right] \ldots$$
$$+ \eta_{dekke.160.365}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d1.160.365} = 1.531 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$I_{y.d2.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.1}\right)^2 \ldots + 3\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.2}\right)^2\right]\right] \ldots$$
$$+ \eta_{dekke.160.365}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d2.160.365} = 1.565 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$I_{y.d1.160.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.1}\right)^2 \ldots + 3\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.2}\right)^2\right]\right] \ldots$$
$$+ \eta_{dekke.160.36500}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d1.160.36500} = 1.563 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$
\begin{aligned}
I_{y.d2.160.36500} := {} & I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_2\right)^2 \ldots \\
& + I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_4\right)^2 \ldots \\
& + I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_5\right)^2 \ldots \\
& + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\begin{array}{l}\left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 3\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.2}\right)^2\end{array}\right]\right] \ldots \\
& + \eta_{dekke.160.36500}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d2.160.36500} - z_{c.dekke}\right)^2
\end{aligned}
$$

$$I_{y.d2.160.36500} = 1.598 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

VEDLEGG C.2

BEREGNING AV 2.AREALMOMENT FOR
BJELKE OG SAMVIRKEBJELKE FOR
ULIKE TIDSPUNKT
I SNITT 2

Beregning av 2.arealmoment for bjelke og samvirkebjelke for ulike tidspunkt i snitt 2 (støtte)

- Stivheten til bjelkene og samvirkebjelkene endres over tid - effekten av ulike tidspunkt for belastning og betrakning, samt effekten av spennarmering og dekket må tas med.

Spennarmering:

$E_p := 195000MPa$ $\quad A_{p.pr.tau} := 150mm^2$ $\quad A_p := 19 \cdot A_{p.pr.tau} = 2850 \cdot mm^2$

2. arealmoment av bjelke med spennarmering snitt 2 (støtte):

$A_{c.bjelke} := 1755000mm^2$ (rektangulært tverrsnitt)

E-modul: Forholdstal

$E_{c.eff.bjelke.70.160} := 24422MPa$ $\quad \eta_{bjelke.70.160} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.160}} = 7.985$

$E_{c.eff.bjelke.70.365} := 21862MPa$ $\quad \eta_{bjelke.70.365} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.365}} = 8.92$

$E_{c.eff.bjelke.160.365} := 23934MPa$ $\quad \eta_{bjelke.160.365} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.160.365}} = 8.147$

$E_{c.eff.bjelke.70.36500} := 17702MPa$ $\quad \eta_{bjelke.70.36500} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.70.36500}} = 11.02$

$E_{c.eff.bjelke.160.36500} := 19133MPa$ $\quad \eta_{bjelke.160.36500} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.160.36500}} = 10.19$

$E_{c.eff.bjelke.0.0} := 36000MPa$ $\quad \eta_{bjelke.0.0} := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke.0.0}} = 5.417$

Transformert areal: omgjøring til ekvivalent bjelkeareal

$A_{t.70.160} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.160} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.835 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.70.365} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.365} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.845 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.160.365} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.160.365} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.836 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.70.36500} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70.36500} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.869 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.160.36500} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.160.36500} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.86 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.0.0} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.0.0} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.805 \times 10^6 \cdot mm^2$

Tyngdepunkt:

Formel for beregning av tyngdepunkt mht. tid:

$$z_{t.t0.t} := \frac{\sum_{i=1}^{5} \left(A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}\right) + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} \left(A_{p.i} \cdot z_{p.i}\right)}{A_{t.t0.t}}$$

Bidrag fra betongen:

$b_1 := 900mm \qquad h_1 := 1950mm \qquad z_1 := 975mm$

$$Az_{c.bjelke.total} := b_1 \cdot h_1 \cdot z_1 = 1.711 \times 10^9 \cdot mm^3$$

Bidrag fra de 4 spennkablene i hver bjelke:

$A_p = 2.85 \times 10^3 \cdot mm^2 \quad z_{p.1} := 490mm \quad z_{p.2} := 890mm \quad z_{p.3} := 1290mm \quad z_{p.4} := 1690mm$

Tyngdepunkt for de ulike tidspunktene:

$$z_{t.70.160} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.70.160} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.160}} = 980 \cdot mm$$

$$z_{t.70.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.70.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.365}} = 981 \cdot mm$$

$$z_{t.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.160.365}} = 980 \cdot mm$$

$$z_{t.70.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.70.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70.36500}} = 982 \cdot mm$$

$$z_{t.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.160.36500}} = 981 \cdot mm$$

$$z_{t.0.0} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.0.0} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.0.0}} = 978 \cdot mm$$

2.arealmoment til bjelken med spennkabler i snitt 2:

Formel:

$$I_{y.t0.t} := \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_{c.i}\cdot\left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right] + \left[\sum_{i=1}^{2}\left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{36} + A_{c.i}\cdot\left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right]\right] \ldots$$

$$+ \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right)\cdot \sum_{i=1}^{4} A_{p.i}\left(z_{t.t0.t} - z_{p.i}\right)^2$$

Tverrsnittsdata:

$$A_{c.1} := b_1 \cdot h_1 = 1755000 \cdot mm^2 \qquad I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 5.561 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

2.arealmoment for ulike tidspunkt i snitt 2:

$$I_{y.70.160} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.160} - z_1\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70.160} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.160} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.70.160} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.70.160} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.70.160} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70.160} = 5.73 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

$$I_{y.70.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.365} - z_1\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.365} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.70.365} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.70.365} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.70.365} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70.365} = 5.753 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

$$I_{y.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.160.365} - z_1\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.160.365} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.160.365} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.160.365} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.160.365} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.160.365} = 5.734 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

$$I_{y.70.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.70.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70.36500} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.70.36500} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.70.36500} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.70.36500} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70.36500} = 5.804 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.160.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.160.36500} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.160.365} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.160.365} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.160.365} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.160.365} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.160.36500} = 5.784 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.0.0} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.0.0} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.0.0} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.0.0} - z_{p.1}\right)^2 + 1\cdot\left(z_{t.0.0} - z_{p.2}\right)^2 \ldots + \left(z_{t.0.0} - z_{p.3}\right)^2 + \left(z_{t.0.0} - z_{p.4}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.0.0} = 5.668 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

2.arealmoment av samvirkebjelke (med spennarmering) i snitt 2:

- I tillegg til virkningen av spennarmering i bjelken, må den effektive bredden av dekket tas med. Effekten av armering i dekket er neglisjert.

Dekket:

Effektiv bredde i felt: symmetri gir bjelke 1 = bjelke 4 og bjelke 2 = bjelke 3

$b_{eff.1f} := 2250mm$ $\quad b_{eff.2f} := 3250mm$

$h_{dekke} := 450mm$ $\quad z_{c.dekke} := 1950mm + \frac{h_{dekke}}{2} = 2175 \cdot mm$

$A_{c.d1} := b_{eff.1f} \cdot h_{dekke} = 1.012 \times 10^6 \cdot mm^2$ $\quad A_{c.d2} := b_{eff.2f} \cdot h_{dekke} = 1.463 \times 10^6 \cdot mm^2$

E-modul:

$E_{c.eff.dekke.160.365} := 24030MPa$

$E_{c.eff.dekke.160.36500} := 19158MPa$

Forholdstall:

$\eta_{dekke.160.365} := \frac{E_{c.eff.dekke.160.365}}{E_{c.eff.bjelke.160.365}} = 1.004$

$\eta_{dekke.160.36500} := \frac{E_{c.eff.dekke.160.36500}}{E_{c.eff.bjelke.160.36500}} = 1.001$

Transformert areal: omformer spennarmeringen og dekket til ekvivalent bjelkeareal

$$A_{t.d1.160.365} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d1} = 2.853 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d2.160.365} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d2} = 3.305 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d1.160.36500} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d1} = 2.874 \times 10^6 \cdot mm^2$$

$$A_{t.d2.160.36500} := A_{c.bjelke} + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot 4 \ldots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d2} = 3.324 \times 10^6 \cdot mm^2$$

Tyngdepunkt:

Formel for beregning av tyngdepunkt mtp. tid:

$$z_{t.dx.t0.t} := \frac{\sum_{i=1}^{5} \left(A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}\right) + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} \left(A_{p.i} \cdot z_{p.i}\right) \cdots + \eta_{dekke.t0.t} \cdot A_{c.dx} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.dx.t0.t}}$$

$$z_{t.d1.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d1} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d1.160.365}} = 1406 \cdot mm$$

$$z_{t.d2.160.365} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.365} \cdot A_{c.d2} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d2.160.365}} = 1511 \cdot mm$$

$$z_{t.d1.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d1} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d1.160.36500}} = 1403 \cdot mm$$

$$z_{t.d2.160.36500} := \frac{Az_{c.bjelke.total} \cdots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right) \cdots + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d2} \cdot z_{c.dekke}}{A_{t.d2.160.36500}} = 1507 \cdot mm$$

2.arealmoment av samvirkebjelker i snitt 2:

Formel for beregning av 2.arealmoment av samvirkebjelker:

$$I_{y.dx.t0.t} := \sum_{i=1}^{3} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2\right] + \left[\sum_{i=1}^{2} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{36} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.dx.t0.t} - z_i\right)^2\right]\right] \cdots + \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} A_{p.i} \left(z_{t.dx.t0.t} - z_{p.i}\right)^2 \cdots + \eta_{dekke.t0.t} \cdot A_{c.dx} \cdot \left(z_{t.dx.t0.t} - z_{c.dekke}\right)^2$$

2.arealmoment for ulike tidspunkt i snitt 2:

$$I_{y.d1.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\begin{array}{l}\left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 1\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.2}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.3}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d1.160.365} - z_{p.4}\right)^2\end{array}\right]\right] \ldots + \eta_{dekke.160.365}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d1.160.365} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d1.160.365} = 1.508 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$I_{y.d2.160.365} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.160.365} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\begin{array}{l}\left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 1\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.2}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.3}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d2.160.365} - z_{p.4}\right)^2\end{array}\right]\right] \ldots + \eta_{dekke.160.365}\cdot A_{c.d2}\cdot\left(z_{t.d2.160.365} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d2.160.365} = 1.738 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$I_{y.d1.160.36500} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_1\right)^2 \ldots + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\begin{array}{l}\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 1\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.2}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.3}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d1.160.36500} - z_{p.4}\right)^2\end{array}\right]\right] \ldots + \eta_{dekke.160.36500}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.d1.160.36500} - z_{c.dekke}\right)^2$$

$$I_{y.d1.160.36500} = 1.513 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

$$
\begin{aligned}
I_{y.d2.160.36500} := {} & I_1 + A_{c.1} \cdot \left(z_{t.d2.160.36500} - z_1\right)^2 \ldots \\
& + \left(\eta_{bjelke.160.36500} - 1\right) \cdot \left[A_p \cdot \left[\begin{array}{l} \left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.1}\right)^2 \ldots \\ + 1 \cdot \left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.2}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.3}\right)^2 \ldots \\ + \left(z_{t.d2.160.36500} - z_{p.4}\right)^2 \end{array} \right] \right] \ldots \\
& + \eta_{dekke.160.36500} \cdot A_{c.d2} \cdot \left(z_{t.d2.160.36500} - z_{c.dekke}\right)^2
\end{aligned}
$$

$$I_{y.d2.160.36500} = 1.745 \times 10^{12} \cdot mm^4$$

VEDLEGG C.3

BEREGNING AV TIDSAVHENGIGE
2.AREALMOMENT FOR BJELKE TIL
KRYPBEREGNINGER ETTER
70 OG 160 DØGN

Beregning av 2.arealmoment for bjelke til krypberegninger etter 70 og 160 døgn (snitt 1)

- Reduksjon av spennkraft på grunn av kryp - effekten av ulike tidspunkt for belastning og betrakning, samt effekten av spennarmering må tas med.

Spennarmering:

$E_p := 195000MPa \quad A_{p.pr.tau} := 150mm^2 \quad A_p := 19 \cdot A_{p.pr.tau} = 2850 \cdot mm^2$

2. arealmoment av bjelke med spennarmering:

$A_{c.bjelke} := 1226250mm^2$

E-modul:

$E_{cm.70} := 37006MPa$

$E_{cm.160} := 37605MPa$

Forholdstall:

$\eta_{bjelke.70} := \frac{E_p}{E_{cm.70}} = 5.269$

$\eta_{bjelke.160} := \frac{E_p}{E_{cm.160}} = 5.185$

Transformert areal: omgjøring til ekvivalent bjelkeareal

$A_{t.70} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.70} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.275 \times 10^6 \cdot mm^2$

$A_{t.160} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.160} - 1) \cdot A_p \cdot 4 = 1.274 \times 10^6 \cdot mm^2$

Tyngdepunkt:

Formel for beregning av tyngdepunkt mht. tid:

$$z_{t.t0.t} := \frac{\sum_{i=1}^{5} (A_{c.bjelke.i} \cdot z_{c.bjelke.i}) + (\eta_{bjelke.t0.t} - 1) \cdot \sum_{i=1}^{4} (A_{p.i} \cdot z_{p.i})}{A_{t.t0.t}}$$

Bidrag fra betongen:

$b_1 := 900mm \quad h_1 := 300mm \quad z_1 := 1800mm$

$b_2 := 900mm \quad h_2 := 350mm \quad z_2 := 175mm$

$b_3 := 450mm \quad h_3 := 1300mm \quad z_3 := 875mm$

$b_4 := 225mm \quad h_4 := 200mm \quad z_4 := 416.67mm$

$b_5 := 225mm \quad h_5 := 50mm \quad z_5 := 1633.33mm$

$$Az_{c.bjelke.total} := b_1 \cdot h_1 \cdot z_1 + b_2 \cdot h_2 \cdot z_2 + b_3 \cdot h_3 \cdot z_3 + b_4 \cdot h_4 \cdot z_4 + b_5 \cdot h_5 \cdot z_5 = 1.09 \times 10^9 \cdot mm^3$$

Bidrag fra de 4 spennkablene i hver bjelke:

$$A_p = 2850 \cdot mm^2 \qquad z_{p.1} := 375mm \quad z_{p.2} := 175mm \quad z_{p.3} := z_{p.2} \qquad z_{p.4} := z_{p.2}$$

Tyngdepunkt for de ulike tidspunktene:

$$z_{t.70} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.70} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.70}} = 863.642 \cdot mm$$

$$z_{t.160} := \frac{Az_{c.bjelke.total} + \left(\eta_{bjelke.160} - 1\right) \cdot A_p \cdot \left(z_{p.1} + z_{p.2} + z_{p.3} + z_{p.4}\right)}{A_{t.160}} = 864.122 \cdot mm$$

<u>2.arealmoment til bjelken med spennkabler:</u>

$$I_{y.t0.t} := \sum_{i=1}^{3} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2 \right] + \left[\sum_{i=1}^{2} \left[\frac{b_i \cdot h_i^3}{36} + A_{c.i} \cdot \left(z_{t.t0.t} - z_i\right)^2 \right] \right] \cdots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.t0.t} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^{4} A_{p.i} \left(z_{t.t0.t} - z_{p.i}\right)^2$$

$$A_{c.1} := b_1 \cdot h_1 = 270000 \cdot mm^2 \qquad I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 2.025 \times 10^9 \cdot mm^4$$

$$A_{c.2} := b_2 \cdot h_2 = 315000 \cdot mm^2 \qquad I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 3.216 \times 10^9 \cdot mm^4$$

$$A_{c.3} := b_3 \cdot h_3 = 585000 \cdot mm^2 \qquad I_3 := \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = 8.239 \times 10^{10} \cdot mm^4$$

$$A_{c.4} := b_4 \cdot h_4 = 45000 \cdot mm^2 \qquad I_4 := \frac{b_4 \cdot h_4^3}{36} = 5 \times 10^7 \cdot mm^4$$

$$A_{c.5} := b_5 \cdot h_5 = 11250 \cdot mm^2 \qquad I_5 := \frac{b_5 \cdot h_5^3}{36} = 7.813 \times 10^5 \cdot mm^4$$

$$I_{y.70} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.70} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.70} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.70} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.70} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.70} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.70} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.70} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.70} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.70} = 5.097 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

$$I_{y.160} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.160} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.160} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.160} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.160} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.160} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.160} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.160} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.160} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.160} = 5.093 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

VEDLEGG C.4

BEREGNING AV KRYPTALL

C.4.1 Beregning av kryptall

Beregning av kryptall er gjort etter EK2, Vedlegg B – Kryp og svinntyning.

t = betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet

t_0 = betongens alder i døgn ved belastning

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning, α_1, α_2 og α_3:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$ *(B.8c), EK2*

f_{cm} = 54MPa *Tabell 3.1, EK2*

*Tabell C.4.1: $\boldsymbol{\alpha_1, \alpha_2}$ **og** $\boldsymbol{\alpha_3}$ beregnet i Excel med formel (B.8c), EK2.*

Bjelke/samvirkebjelke	$f_{cm}[MPa]$	α_1	α_2	α_3
Bjelke	53	0,747918925	0,920361482	0,812636055
Dekke	53	0,747918925	0,920361482	0,812636055

Effektiv tverrsnittstykkelsen av en konstruksjonsdel i mm, h_0:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$ *(B.6), EK2*

A_c = tverrsnittsarealet

u = den delen av konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for tørking i kontakt med atmosfæren

Tabell C.4.2: $\boldsymbol{h_0}$ beregnet i Excel med formel (B.6), EK2.

Komponent	$A_c[mm^2]$	$u[mm]$	$h_0[mm]$
Bjelke	1226000	5700	430,3
Dekke	1013000	4500	450,0

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet, φ_{RH}:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \text{ for } f_{cm} \leq 35MPa$$ *(B.3a), EK2*

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \text{ for } f_{cm} > 35MPa$$ *(B.3b), EK2*

RH = 80% for utendørs forhold *Figur 3.1b, EK2*

Tabell C.4.3: φ_{RH} beregnet i Excel med formel B.3b, EK2.

Komponent	$f_{cm}[MPa]$	$RH[\%]$	α_1	α_2	α_3	$h_0[mm]$	φ_{RH}
Bjelke	53	80	0,7479	0,9204	0,8126	430,3	1,103
Dekke	53	80	0,7479	0,9204	0,8126	450,0	1,100

Faktor som skal ta hensyn til virkningen av betongfastheten, $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \textit{(B.4), EK2}$$

Faktor som skal ta hensyn til virkningen av betongens alder ved pålastning, $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left(0,1 + t_0^{0,20}\right)} \qquad \textit{(B.4), EK2}$$

Det normerte kryptallet, φ_0:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad \textit{(B.2), EK2}$$

Tabell C.4.4: Normert kryptall beregnet i Excel med formel B.2, EK2.

Komponent	t_0	$f_{cm}[MPa]$	φ_{RH}	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	$\varphi_0(t_0)$
Bjelke	70	53	1,103	2,308	0,41	1,043
	70	53	1,103	2,308	0,41	1,043
	160	53	1,103	2,308	0,35	0,890
	70	53	1,103	2,308	0,41	1,043
	160	53	1,103	2,308	0,35	0,890
	0	53	1,103	2,308	10,00	25,450
Dekke	160	53	1,100	2,308	0,35	0,888
	160	53	1,100	2,308	0,35	0,888
	160	53	1,100	2,308	0,35	0,888
	160	53	1,100	2,308	0,35	0,888

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse, β_H:

$$\beta_H = 1,5\left[1 + (0,012RH)^{18}\right]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \qquad \textit{for } f_{cm} \geq 35 \qquad \textit{(B.8b), EK2}$$

Tabell C.4.5: $\boldsymbol{\beta_H}$ beregnet i Excel med formel (B.8b), EK2.

Komponent	$RH[\%]$	$h_0[mm]$	α_3	β_H
Bjelke	80	430,3	1,103	1158
Dekke	80	450,0	1,100	1202

Faktor som skal beskrive kryputviklingen i forhold til tid etter belastning, $\beta_c(t, t_0)$:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3} \qquad \textit{(B.7), EK2}$$

Tabell C.4.6: $\boldsymbol{\beta_c(t, t_0)}$ beregnet i Excel med formel (B.7), EK2.

Komponent	t_0	t	β_H	$\beta_c(t,t_0)$
Bjelke	70	160	1158	0,454
	70	365	1158	0,620
	160	365	1158	0,566
	70	36500	1158	0,991
	160	36500	1158	0,991
	0	0	1158	0,000
Dekke	160	365	1202	0,561
	160	365	1202	0,561
	160	36500	1202	0,990
	160	36500	1202	0,990

Formel for beregning av kryptallet, $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \qquad \textit{(B.1), EK2}$$

Tabell C.4.7: Kryptall beregnet i Excel med formel (B.1), EK2.

Komponent	t_0	t	φ_0	$\beta_c(t,t_0)$	$\varphi(t,t_0)$
Bjelke	70	160	1,043	0,454	0,474
	70	365	1,043	0,620	0,647
	160	365	0,890	0,566	0,504
	70	36500	1,043	0,991	1,034
	160	36500	0,890	0,991	0,882
	0	0	25,450	0,000	0,000
Dekke	160	365	0,888	0,561	0,500
	160	365	0,888	0,561	0,500
	160	36500	0,888	0,990	0,879
	160	36500	0,888	0,990	0,879

C.4.2 Beregning av E-moduler

Beregning av effektive E-moduler er gjort etter formelen under:

$$E_{c,eff}(t,t_0) = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)}$$ *(3.11), (Sørensen, 2013)*

Tabell C.4.8: Effektive E-moduler beregnet i Excel med formel (3.11), (Sørensen, 2013).

Komponent	t_0	t	$\varphi(t,t_0)$	$E_{cm}[MPa]$	$E_{c,eff}(t,t_0)[MPa]$
Bjelke	70	160	0,474	36000	24422
	70	365	0,647	36000	21862
	160	365	0,504	36000	23934
	70	36500	1,034	36000	17702
	160	36500	0,882	36000	19133
	0	0	0,000	36000	36000
Dekke	160	365	0,500	36000	24030
	160	365	0,500	36000	24030
	160	36500	0,879	36000	19158
	160	36500	0,879	36000	19158

VEDLEGG C.5

OMLAGRING AV MOMENT

Omlagring av momenter

- Beregner andel av egenvekten til bjelke og av egenvekten til brudekke inkludert sekundæregenvekten som virker på det kontinuerlige systemet.
  For samvirkebjelkene blir ytterbjelkene (nr. 1 og 4) betraktet.
- Merk! 1 år refereres til som 1 og 365, 100 år refereres til som 100 og 36500.

Stivheter:

- 1 år (365)

$EI_{b.70.160} := 1.286 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$EI_{b.70.365} := 1.171 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$EI_{b.160.365} := 1.274 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$EI_{b.0.0} := 1.837 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$EI_{s.160.365} := 3.679 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

- 100 år (36500)

$EI_{b.70.36500} := 9.246 \cdot 10^{15} N \cdot mm^2$

$EI_{b.160.36500} := 1.001 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$EI_{s.160.36500} := 2.994 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

Andel av egenvekten som virker på et kontinuerlig system:

Egenvekt bjelke:

- 1 år (365)

$$x_{b.1} := \frac{\frac{1}{EI_{b.70.365}} - \frac{1}{EI_{b.70.160}}}{\frac{1}{5EI_{s.160.365}} + \frac{1}{EI_{b.160.365}}} = 0.091$$

- 100 år (36500)

$$x_{b.100} := \frac{\frac{1}{EI_{b.70.36500}} - \frac{1}{EI_{b.70.160}}}{\frac{1}{5EI_{s.160.36500}} + \frac{1}{EI_{b.160.36500}}} = 0.285$$

Egenvekt dekke:

- 1 år (365)

$$x_{d.1} := \frac{\frac{1}{EI_{b.160.365}} - \frac{1}{EI_{b.0.0}}}{\frac{1}{5EI_{s.160.365}} + \frac{1}{EI_{b.160.365}}} = 0.287$$

- 100 år (36500)

$$x_{d.100} := \frac{\frac{1}{EI_{b.160.36500}} - \frac{1}{EI_{b.0.0}}}{\frac{1}{5EI_{s.160.36500}} + \frac{1}{EI_{b.160.36500}}} = 0.427$$

- **Momenter og skjærkrefter**

Negative momenter gir strekk på undersiden, og positive momenter gir strekk på oversiden.

Nødvendige data:

$b := 2250mm \qquad L_{spenn} := 40m \qquad h := 450mm$

$g_{bjelke} := 30.656 \frac{kN}{m} \qquad g_{dekke} := b \cdot h \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 25.313 \cdot \frac{kN}{m} \qquad g_{sek} := 16.925 \cdot \frac{kN}{m}$

$q := g_{bjelke} + g_{dekke} + g_{sek} = 72.89 \cdot \frac{kN}{m} \qquad q_d := g_{dekke} + g_{sek} = 42.24 \cdot \frac{kN}{m}$

Oppleggskraft:

$$F_z := \frac{q \cdot L_{spenn}}{2} = 1457.87 \cdot kN$$

Omlagring av momenter og skjærkraft fra egenvekt i felt:

- 1 år (365)

$$M_{frittopplagt.1} := \left(1 - x_{b.1}\right) \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^2}{8} + \left(1 - x_{d.1}\right) \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^2}{8} = 11600 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{fastinnspent.1} := x_{b.1} \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^2}{24} + x_{d.1} \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^2}{24} = 993 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{omlagring.1} := -M_{frittopplagt.1} - M_{fastinnspent.1} = -12593 \cdot kN \cdot m$$

- 100 år (36500)

$$M_{frittopplagt.100} := \left(1 - x_{b.100}\right) \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^2}{8} + \left(1 - x_{d.100}\right) \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^2}{8} = 9227 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{fastinnspent.100} := x_{b.100} \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^2}{24} + x_{d.100} \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^2}{24} = 1784 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{omlagring.100} := -M_{frittopplagt.100} - M_{fastinnspent.100} = -11011 \cdot kN \cdot m$$

Skjærkraft midt i spennet etter 1 og 100 år:

$L_{spenn.midt} := 20m$

$$V_{g.midt} := \frac{q \cdot L_{spenn}}{2} - q \cdot L_{spenn.midt} = 0\,N$$

Momenter og skjærkraft fra egenvekt over støtte:

- 1 år (365)

$$M_{støtte.1} := x_{b.1} \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^{2}}{12} + x_{d.1} \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^{2}}{12} = 1986 \cdot kN \cdot m$$

- 100 år (36500)

$$M_{støtte.100} := x_{b.100} \cdot \frac{g_{bjelke} \cdot L_{spenn}^{2}}{12} + x_{d.100} \cdot \frac{q_d \cdot L_{spenn}^{2}}{12} = 3568 \cdot kN \cdot m$$

Skjærkraft over støtte etter 1 og 100 år:

$L_{støtte} := 0m$

$$V_{g.støtte} := \frac{q \cdot L_{spenn}}{2} - q \cdot L_{støtte} = 1458 \cdot kN$$

Momenter og skjærkraft fra egenvekt nær støtte:

$L_{nær.støtte} := 1400mm$

- 1 år (365)

$$M_{nær.støtte.1} := M_{støtte.1} - \left(\frac{q \cdot L_{spenn}}{2} L_{nær.støtte} - \frac{q \cdot L_{nær.støtte}^{2}}{2} \right) = 16.52 \cdot kN \cdot m$$

- 100 år (36500)

$$M_{nær.støtte.100} := M_{støtte.100} - \left(\frac{q \cdot L_{spenn}}{2} L_{nær.støtte} - \frac{q \cdot L_{nær.støtte}^{2}}{2} \right) = 1598 \cdot kN \cdot m$$

Skjærkrefter nær støtte etter 1 og 100 år:

$$V_{g.nær.støtte} := \frac{q \cdot L_{spenn}}{2} - q \cdot L_{nær.støtte} = 1356 \cdot kN$$

- **<u>Primærmomenter og tvangsmomenter fra spennkrafta:</u>**

Primærmomentene, M_0, er beregnet mht. reduksjon av spennkraft pga. kryp, svinn og relaksasjon,med gjennomsnittlig eksentrisitet til NA (forenklet til å være lik som snitt 1 etter både 1 og 100 år.)
Tvangsmomentet er konstant over hovedspennet.

- 1 år (365)

<u>Primærmoment:</u> $M_{0.1.f} := -16355 kN \cdot m$

felt og støtte

$M_{0.1.s} := -4595 kN \cdot m$

$\Delta M_{0.1} := M_{0.1.f} - M_{0.1.s} = -11760 \cdot kN \cdot m$

<u>Tvangsmoment:</u> $M_{tvang.1} := -\left[\frac{1}{EI_{b.70.365}} \cdot \left(M_{0.1.s} + \frac{5}{6} \Delta M_{0.1} \right) \ldots + (-1) \left[\frac{1}{EI_{b.70.160}} \cdot \left(M_{0.1.s} + \frac{5}{6} \cdot \Delta M_{0.1} \right) \right] \right] \cdot EI_{b.160.365}$

konstant

$M_{tvang.1} = 1400 \cdot kN \cdot m$

<u>Totaltmoment:</u> $M_{tot.f.1} := M_{0.1.f} + M_{tvang.1} = -14955 \cdot kN \cdot m$

felt og støtte

$M_{tot.s.1} := M_{0.1.s} + M_{tvang.1} = -3195 \cdot kN \cdot m$

- 100 år (36500):

<u>Primærmoment:</u>
felt og støtte

$$M_{0.100.f} := -14983 kN \cdot m$$

$$M_{0.100.s} := -4092 kN \cdot m$$

$$\Delta M_{0.100} := M_{0.100.f} - M_{0.100.s} = -10891 \cdot kN \cdot m$$

<u>Tvangsmoment:</u>
konstant

$$M_{tvang.100} := -\left[\frac{1}{EI_{b.70.36500}} \cdot \left(M_{0.100.s} + \frac{5}{6} \Delta M_{0.100} \right) \cdots + (-1) \left[\frac{1}{EI_{b.70.160}} \cdot \left(M_{0.100.s} + \frac{5}{6} \cdot \Delta M_{0.100} \right) \right] \right] \cdot EI_{b.160.36500}$$

$$M_{tvang.100} = 4006 \cdot kN \cdot m$$

<u>Totaltmoment:</u>
felt og støtte

$$M_{tot.f.100} := M_{0.100.f} + M_{tvang.100} = -10977 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{tot.s.100} := M_{0.100.s} + M_{tvang.100} = -86 \cdot kN \cdot m$$

VEDLEGG C.6

REDUKSJON AV SPENNKRAFT
ETTER 1 ÅR OG 100 ÅR

Reduksjon av spennkraft etter 1 år og 100 år

- Spennkrafta vil reduseres over tid pga. kryp, svinn og relaksasjon. Tidsavhengige effekter på tverrsnittet må tas høyde for.
- Merk! 1 år refereres til som 1 og 365, 100 år referes til som 100 og 36500.

Spennkabler:

$A_{p.total} := 4 \cdot 2850mm^2 = 11400 \cdot mm^2$

$\Delta F_p := \Delta\sigma_p \cdot A_{p.total}$

- **Relaksasjon av spennkabler:**

Antar relaksasjonsklasse 2 - lav relaksasjon [EK2 – 3.3.2(4)]

Formel: spenningsendring på grunn av relaksasjon

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot \left[0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}\right] \qquad [EK2 - (3.29)]$$

Variabler:

$k_7 := 0.75 \qquad k_8 := 0.85 \qquad f_{pk} := 1860MPa \qquad f_{p.0.1k} := 1670MPa$

$\sigma_{pi} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p.0.1k}) = 1395 \cdot MPa$

$\rho_{1000} := 2.5$

$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$

Antall timer etter oppspenning: For 1 år tas virkning av oppspenning etter 70 døgn med

$t_{1.t} := 24 \cdot (365 - 70) = 7080 \qquad t_{100.t} := 24 \cdot 36500 = 876000$

Spenningsendring på grunn av relaksasjon etter 1 år og 100 år:

$$\Delta\sigma_{pr.1} := \sigma_{pi} \cdot \left[0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{1.t}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}\right] = 30.58 \cdot MPa$$

$$\Delta\sigma_{pr.100} := \sigma_{pi} \cdot \left[0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{100.t}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}\right] = 75.48 \cdot MPa$$

Reduksjon av spennkraft pga. relaksasjon etter 1 år og 100 år:

$\Delta F_{p.rel.1} := \Delta\sigma_{pr.1} \cdot A_{p.total} = 349 \cdot kN$

$\Delta F_{p.rel.100} := \Delta\sigma_{pr.100} \cdot A_{p.total} = 860 \cdot kN$

- **Svinn:**

Formel: spenningsendring i spennkabler på grunn av svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = \blacksquare \cdot \varepsilon_{cs} \cdot E_p \blacksquare$$

Variabler:

$$E_p := 195000MPa$$

Formel: beregning av svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \blacksquare \qquad [EK2 - (3.8)]$$

Svinntøyning ved uttørking:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \blacksquare \cdot \beta_{ds.}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} \blacksquare \qquad [EK2 - (3.9)]$$

$$k_h := 0.70$$

$$A_c := (2250 \cdot 450 + 1950 \cdot 800) = 2572500$$

$$u := 2250 \cdot 2 + 450 + 800 + 2 \cdot 1950 - 800 = 8850$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 581$$

Betongens alder i døgn:

$$t_1 := 365 \qquad t_{100} := 36500 \qquad t_s := 0$$

$$\beta_{ds.1} := \frac{t_1 - t_s}{(t_1 - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0)^3}} = 0.394$$

$$\beta_{ds.100} := \frac{t_{100} - t_s}{(t_{100} - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0)^3}} = 0.985$$

Antar sementklasse N, for etteroppspente bjelker:

$$\alpha_{ds1} := 4 \qquad \alpha_{ds2} := 0.12$$

$$f_{cm} := 53MPa \qquad f_{cm0} := 10MPa$$

$$RH := 80\% \qquad RH_0 := 100\%$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] = 0.756 \qquad [EK2 - (B12)]$$

$$\varepsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}\right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.246 \times 10^{-4} \qquad [EK2 - (B11)]$$

$$\varepsilon_{cd.1} := \beta_{ds.1} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 6.201 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cd.100} := \beta_{ds.100} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.549 \times 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \qquad [EK2 - (3.11)]$$

$$f_{ck} := 45$$

$$\varepsilon_{ca.inf} := 2.5 \cdot \left(f_{ck} - 10\right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as.1} := 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t_1^{\,0.5}\right)} = 0.978$$

$$\beta_{as.100} := 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t_{100}^{\,0.5}\right)} = 1$$

$$\varepsilon_{ca.1} := \beta_{as.1} \cdot \varepsilon_{ca.inf} = 8.558 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca.100} := \beta_{as.100} \cdot \varepsilon_{ca.inf} = 8.75 \times 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 1 år og 100 år:

$$\varepsilon_{cs.1} := \varepsilon_{cd.1} + \varepsilon_{ca.1} = 1.476 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs.100} := \varepsilon_{cd.100} + \varepsilon_{ca.100} = 2.424 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.1} := \varepsilon_{cs.1} \cdot E_p = 29 \cdot MPa$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.100} := \varepsilon_{cs.100} \cdot E_p = 47 \cdot MPa$$

Reduksjon av spennkraft pga. svinn etter 1 år og 100 år:

$$\Delta F_{p.svinn.1} := \Delta\sigma_{p.svinn.1} \cdot A_{p.total} = 328 \cdot kN$$

$$\Delta F_{p.svinn.100} := \Delta\sigma_{p.svinn.100} \cdot A_{p.total} = 539 \cdot kN$$

- **Kryp:**

Formler: spenningsendring i spennkabler på grunn av kryp

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \left|\Delta\varepsilon_{p.kryp}\right| \cdot E_p$$

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp.1} := \left(\varepsilon_{p.samvirke.1} - \varepsilon_{p.samvirke.160}\right) + \left(\varepsilon_{p.bjelke.160} - \varepsilon_{p.bjelke.70}\right)$$

$$\varepsilon_{p.samvirke.t} := \frac{F_p}{E_{samv.t0.t} \cdot A_{samv.t0.t}} + \frac{F_p \cdot e_{samv.gj.snitt.t0.t}^{\ 2}}{EI_{samv.t0.t}}$$

$$\varepsilon_{p.bjelke.t} := \frac{F_p}{E_{bj.t0.t} \cdot A_{bj.t0.t}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt}^{\ 2}}{EI_{bj.t0.t}}$$

Variabler:

Spennkabler:

$F_p := 15102.8kN \qquad h_{p.gj.snitt} := 549mm$

Tverrsnitt:

Etter 1 år (365) - samvirke:

- Lang tid:

$A_{samv.160.365} := 2.324 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{samv.160.365} := 24030MPa$

$EI_{samv.160.365} := 3.679 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$z_{t.d1.160.365} := 1428mm$

$e_{samv.gj.snitt.160.365} := z_{t.d1.160.365} - h_{p.gj.snitt} = 879 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.samvirke.1} := \frac{F_p}{E_{samv.160.365} \cdot A_{samv.160.365}} + \frac{F_p \cdot e_{samv.gj.snitt.160.365}^{\ 2}}{EI_{samv.160.365}} = 5.876 \times 10^{-4}$$

- Kort tid:

$A_{samv.160} := 1.274 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{cm.160} := 37605MPa$

$I_{y.160} := 5.093 \cdot 10^{11} mm^4$

$EI_{samv.160} := E_{cm.160} \cdot I_{y.160} = 1.915 \times 10^{16} \cdot N \cdot mm^2$

$z_{t.d1.160} := 864.122mm$

$e_{samv.gj.snitt.160} := z_{t.d1.160} - h_{p.gj.snitt} = 315.122 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.samvirke.160} := \frac{F_p}{E_{cm.160} \cdot A_{samv.160}} + \frac{F_p \cdot e_{samv.gj.snitt.160}^2}{EI_{samv.160}} = 3.935 \times 10^{-4}$$

$\varepsilon_{p.kryp.samvirke.1} := \varepsilon_{p.samvirke.1} - \varepsilon_{p.samvirke.160} = 1.941 \times 10^{-4}$

<u>Etter 100 år (36500) - samvirke:</u>

$A_{samv.160.36500} := 2.345 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{samv.160.36500} := 19158MPa$

$EI_{samv.160.36500} := 2.994 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$z_{t.d1.160.36500} := 1415mm$

$e_{samv.gj.snitt.160.36500} := z_{t.d1.160.36500} - h_{p.gj.snitt} = 866 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.samvirke.100} := \frac{F_p}{E_{samv.160.36500} \cdot A_{samv.160.36500}} + \frac{F_p \cdot e_{samv.gj.snitt.160.36500}^2}{EI_{samv.160.36500}}$$

$\varepsilon_{p.samvirke.100} = 7.145 \times 10^{-4}$

$\varepsilon_{p.kryp.samvirke.100} := \varepsilon_{p.samvirke.100} - \varepsilon_{p.samvirke.160} = 3.209 \times 10^{-4}$

<u>Ved støping av dekket etter 160 døgn - bjelken:</u>

- Lang tid:

$A_{bj.70.160} := 1.306 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{bj.70.160} := 24422MPa$

$EI_{bj.70.160} := 1.286 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$z_{t.70.160} := 849mm$

$e_{bj.gj.snitt.70.160} := z_{t.70.160} - h_{p.gj.snitt} = 300 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.bjelke.160} := \frac{F_p}{E_{bj.70.160} \cdot A_{bj.70.160}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt.70.160}^2}{EI_{bj.70.160}} = 5.792 \times 10^{-4}$$

- Kort tid:

$A_{bj.70} := 1.275 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{cm.70} := 37006MPa$

$z_{t.70} := 863.6mm$

$I_{y.70} := 5.097 \cdot 10^{11} mm^4$

$EI_{bj.70} := E_{cm.70} \cdot I_{y.70} = 1.886 \times 10^{16} \cdot N \cdot mm^2$

$e_{bj.gj.snitt.70} := z_{t.70} - h_{p.gj.snitt} = 314.6 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.bjelke.70} := \frac{F_p}{E_{cm.70} \cdot A_{bj.70}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt.70}^2}{EI_{bj.70}} = 3.993 \times 10^{-4}$$

$\varepsilon_{p.kryp.bjelke} := \varepsilon_{p.bjelke.160} - \varepsilon_{p.bjelke.70} = 1.799 \times 10^{-4}$

<u>Totalt kryp etter 1 år og 100 år:</u>

$\Delta\varepsilon_{p.kryp.1} := \varepsilon_{p.kryp.bjelke} + \varepsilon_{p.kryp.samvirke.1} = 3.739 \times 10^{-4}$

$\Delta\varepsilon_{p.kryp.100} := \varepsilon_{p.kryp.bjelke} + \varepsilon_{p.kryp.samvirke.100} = 5.008 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{p.kryp.1} := \Delta\varepsilon_{p.kryp.1} \cdot E_p = 73 \cdot MPa$

$\Delta\sigma_{p.kryp.100} := \Delta\varepsilon_{p.kryp.100} \cdot E_p = 98 \cdot MPa$

<u>Reduksjon av spennkraft pga. kryp etter 1 år og 100 år:</u>

$\Delta F_{p.kryp.1} := \Delta\sigma_{p.kryp.1} \cdot A_{p.total} = 831 \cdot kN$

$\Delta F_{p.kryp.100} := \Delta\sigma_{p.kryp.100} \cdot A_{p.total} = 1113 \cdot kN$

Oppsummering relaksasjon, svinn og kryp:

Etter 1 år (365):

$\Delta F_{p.rel.1} = 349 \cdot kN$

$\Delta F_{p.svinn.1} = 328 \cdot kN$

$\Delta F_{p.kryp.1} = 831 \cdot kN$

Etter 100 år (36500):

$\Delta F_{p.rel.100} = 860 \cdot kN$

$\Delta F_{p.svinn.100} = 539 \cdot kN$

$\Delta F_{p.kryp.100} = 1113 \cdot kN$

VEDLEGG C.7

REDUKSJON AV SPENNKRAFT
ETTER 160 DØGN

Reduksjon av spennkraft etter 160 døgn

- Deformasjon fra tilnærmet permanente laster i bruksgrensetilstand - spennkrafta vil reduseres over tid pga. kryp, svinn og relaksasjon. Effektene på tverrsnittet etter 160 døgn er interessant.

Spennkabler:

$A_{p.total} := 4 \cdot 2850mm^2 = 11400 \cdot mm^2$

$\Delta F_p := \Delta\sigma_p \cdot A_{p.total}$

- **Relaksasjon av spennkabler:**

Antar relaksasjonsklasse 2 - lav relaksasjon [EK2 – 3.3.2(4)]

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot \left[0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}\right]$$ [EK2 – (3.29)]

Variabler:

$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85 \quad f_{pk} := 1860MPa \quad f_{p.0.1k} := 1670MPa$

$\sigma_{pi} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p.0.1k}) = 1395 \cdot MPa$

$\rho_{1000} := 2.5$

$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$

Antall timer etter oppspenning: For 160 døgn tas virkning av oppspenning etter 70 døgn med

$t_{160.t} := 24 \cdot (160 - 70) = 2160$

$$\Delta\sigma_{pr.160} := \sigma_{pi} \cdot \left[0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{160.t}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}\right] = 24 \cdot MPa$$

Reduksjon av spennkraft pga. relaksasjon etter 160 døgn:

$\Delta F_{p.rel.160} := \Delta\sigma_{pr.160} \cdot A_{p.total} = 279 \cdot kN$

- **Svinn:**

$\Delta\sigma_{p.svinn} := \left|\Delta\varepsilon_{p.svinn}\right| \cdot E_p = \blacksquare \cdot \varepsilon_{cs} \cdot E_p \blacksquare$

Variabler:

$E_p := 195000MPa$

$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \blacksquare$ [EK2 – (3.8)]

Svinntøyning ved uttørking:

$\varepsilon_{cd}(t) = \blacksquare \cdot \beta_{ds.}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} \blacksquare$ [EK2 – (3.9)]

$k_h := 0.70$

$A_c := (2250 \cdot 450 + 1950 \cdot 800) = 2572500$

$u := 2250 \cdot 2 + 450 + 800 + 2 \cdot 1950 - 800 = 8850$

$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 581.356$

Betongens alder i døgn:

$t_{160} := 160$ $t_s := 0$

$$\beta_{ds.160} := \frac{t_{160} - t_s}{(t_{160} - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0)^3}} = 0.222$$

Antar sementklasse N, for etteroppspente bjelker:

$\alpha_{ds1} := 4$ $\alpha_{ds2} := 0.12$

$f_{cm} := 53MPa$ $f_{cm0} := 10MPa$

$RH := 80\%$ $RH_0 := 100\%$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] = 0.756 \quad [EK2 - (B12)]$$

$$\varepsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.246 \times 10^{-4} \quad [EK2 - (B11)]$$

$\varepsilon_{cd.160} := \beta_{ds.160} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 3.491 \times 10^{-5}$

Autogen svinntøyning:

$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$ [EK2 – (3.11)]

$f_{ck} := 45$

$\varepsilon_{ca.inf} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$

$\beta_{as.160} := 1 - e^{\left[-0.2 \cdot (t_{160})^{0.5}\right]} = 0.92$

$\varepsilon_{ca.160} := \beta_{as.160} \cdot \varepsilon_{ca.inf} = 8.053 \times 10^{-5}$

Totalt svinn etter 160 døgn:

$\varepsilon_{cs.160} := \varepsilon_{cd.160} + \varepsilon_{ca.160} = 1.154 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{p.svinn.160} := \varepsilon_{cs.160} \cdot E_p = 23 \cdot MPa$

Reduksjon av spennkraft pga. svinn etter 160 døgn:

$\Delta F_{p.svinn.160} := \Delta\sigma_{p.svinn.160} \cdot A_{p.total} = 257 \cdot kN$

- **Kryp:**

Formler:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \left|\Delta\varepsilon_{p.kryp}\right| \cdot E_p$$

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp.160} := \left(\varepsilon_{p.bjelke.160} - \varepsilon_{p.bjelke.70}\right)$$

$$\varepsilon_{p.bjelke.t} := \frac{F_p}{E_{bj.t0.t} \cdot A_{bj.t0.t}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt}^{\ 2}}{EI_{bj.t0.t}}$$

Variabler:

Spennkabler:

$F_p := 15102.8kN$ $\quad h_{p.gj.snitt} := 549mm$

Tverrsnitt:

Ved støping av dekket etter 160 døgn - bjelken:

- Lang tid:

$A_{bj.70.160} := 1.306 \cdot 10^6 mm^2$

$E_{bj.70.160} := 24422MPa$

$EI_{bj.70.160} := 1.286 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

$z_{t.70.160} := 849mm$

$e_{bj.gj.snitt.70.160} := z_{t.70.160} - h_{p.gj.snitt} = 300 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.bjelke.160} := \frac{F_p}{E_{bj.70.160} \cdot A_{bj.70.160}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt.70.160}^{\ 2}}{EI_{bj.70.160}} = 5.792 \times 10^{-4}$$

- Kort tid:

$A_{bj.70} := 1.275 \cdot 10^{6} mm^{2}$

$E_{cm.70} := 37006 MPa$

$z_{t.70} := 863.6 mm$

$I_{y.70} := 5.097 \cdot 10^{11} mm^{4}$

$EI_{bj.70} := E_{cm.70} \cdot I_{y.70} = 1.886 \times 10^{16} \cdot N \cdot mm^{2}$

$e_{bj.gj.snitt.70} := z_{t.70} - h_{p.gj.snitt} = 314.6 \cdot mm$

$$\varepsilon_{p.bjelke.70} := \frac{F_p}{E_{cm.70} \cdot A_{bj.70}} + \frac{F_p \cdot e_{bj.gj.snitt.70}^{2}}{EI_{bj.70}} = 3.993 \times 10^{-4}$$

$\varepsilon_{p.kryp.bjelke} := \varepsilon_{p.bjelke.160} - \varepsilon_{p.bjelke.70} = 1.799 \times 10^{-4}$

<u>Totalt kryp etter 160 døgn:</u>

$\Delta\varepsilon_{p.kryp.160} := \varepsilon_{p.kryp.bjelke} = 1.799 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{p.kryp.160} := \Delta\varepsilon_{p.kryp.160} \cdot E_p = 35 \cdot MPa$

<u>Reduksjon av spennkraft pga. kryp etter 160 døgn:</u>

$\Delta F_{p.kryp.160} := \Delta\sigma_{p.kryp.160} \cdot A_{p.total} = 400 \cdot kN$

Oppsummering relaksasjon, svinn og kryp etter 160 døgn:

- Etter 160 døgn:

$\Delta F_{p.rel.160} = 279 \cdot kN$

$\Delta F_{p.svinn.160} = 257 \cdot kN$

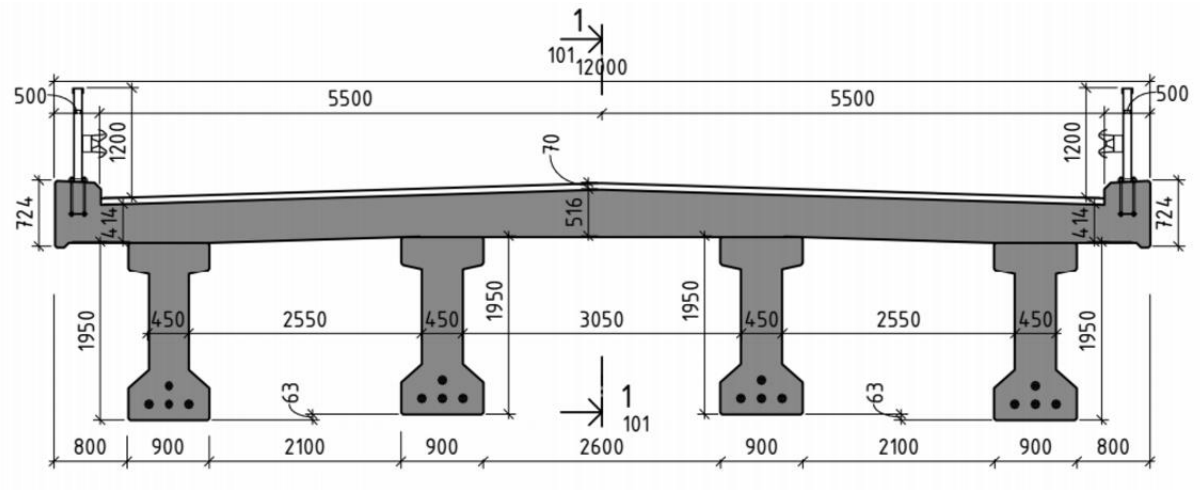
$\Delta F_{p.kryp.160} = 400 \cdot kN$

VEDLEGG D

EGENLAST

D.1 Jevnt fordelt egenvekt i lengderetning

D.1.1 Egenlast for hele brutverrsnittet



Figur D.1: Tverrsnitt av brua i midtsnitt, utsnitt av Figur A.3 i vedlegg A, (Ingebrigtsen, 2017).

Tabell D.1: Størrelser på brudekket.

Last	Hentet fra	Verdi
$B_{bruplate}[m]$	Figur D.1	11
$H_{bruplate,gjennomsnitt}[m]$	(Ingebrigtsen, 2017)	0,450

Formel for tverrsnittsarealet til hele bruplata, $A_{bruplate}$:

$$A_{bruplate} = H_{bruplate,gjennomsnitt} \cdot B_{bruplate} \qquad (D.1)$$

Tabell D.2: Verdier for utregning av egenlast for hele brutverrsnittet i lengderetning.

Last	Hentet fra	Verdi
$A_{bruplate}[m^2]$	Formel (D.1)	4,950
$n_{bjelker}$	Figur D.1	4
$A_{bjelke}[m^2]$	Beregnet med verdier på Figur D.1	1,226
$q_{betong}[kN/m^3]$	N400, (7.3.2), (Statens Vegvesen, 2015)	25

Formel for egenlast for hele brutverrsnittet i lengderetning, $q_{l,g,tot}$:

$$q_{l,g,tot} = \left(A_{bruplate} + n_{bjelker} \cdot A_{bjelke}\right) \cdot q_{betong} \qquad (D.2)$$

Tabell D.3: Egenlast i lengderetning for hele brutverrsnittet.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,g,tot}[kN/m]$	Formel (D.2)	246,4

D.1.2 Egenlast for kritisk samvirkebjelke med tilhørende effektiv platebredde

Tabell D.4: Størrelser på effektiv del av brudekket.

Last	Hentet fra	Verdi
$B_{effektiv,samvirkebjelke}[m]$	Vedlegg B.2	2,250
$H_{forenklet}[m]$	(Ingebrigtsen, 2017)	0,450

Formel for beregning av effektivt tverrsnittsareal til, $A_{effektiv,samvirkebjelke}$:

$$A_{effektiv,samvirkebjelke} = B_{effektiv,samvirkebjelke} \cdot H_{forenklet} \tag{D.3}$$

Tabell D.5: Verdier for utregning av egenlast i lengderetning for samvirkebjelken.

Last	Hentet fra	Verdi
$A_{effektiv,samvirkebjelke}[m^2]$	Formel (D.3)	1,013
$A_{bjelke}[m^2]$	Beregnet med verdier på Figur D1	1,226
$q_{betong}[kN/m^3]$	HB185 punkt 5.3.2.1.4	25

Formler for egenlast for hele effektiv kritisk samvirkebjelke i lengderetning, $q_{l,g,samvirkebjelke}$:

$$q_{l,g,bjelke} = A_{bjelke} \cdot q_{betong} \tag{D.4}$$

$$q_{l,g,effektiv,samvirkebjelke} = A_{effektiv,samvirkebjelke} \cdot q_{betong} \tag{D.5}$$

$$q_{l,g,samvirkebjelke} = q_{l,g,bjelke} + q_{l,g,effektiv,samvirkebjelke} \tag{D.6}$$

Tabell D.6: Egenlast i lengderetning for samvirkebjelken.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,g,bjelke}[kN/m]$	Formel (D.4)	30,66
$q_{l,g,effektiv,samvirkebjelke}[kN/m]$	Formel (D.5)	25,31

Tabell D.7: Egenlast i lengderetning for samvirkebjelken.

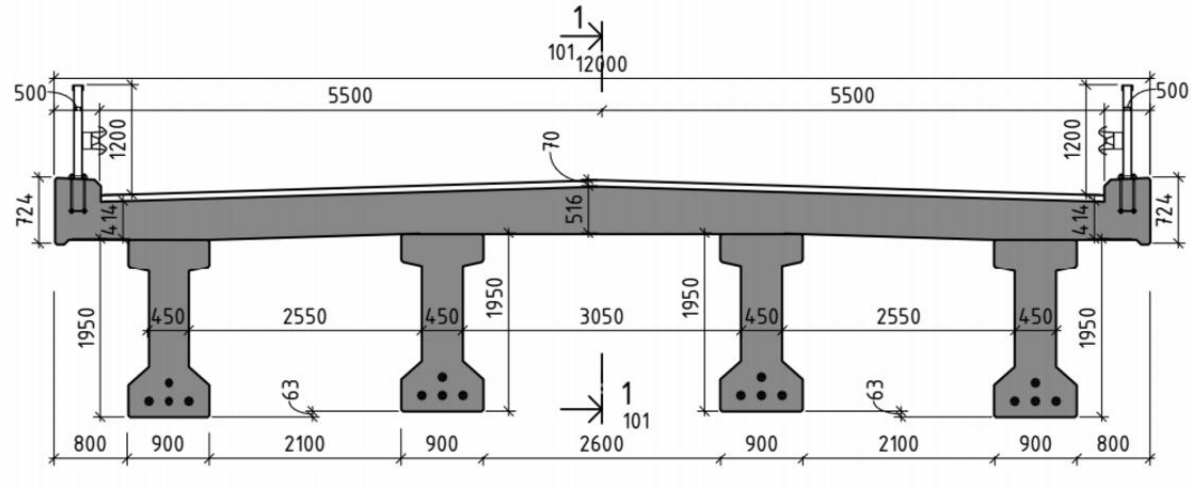
Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,g,samvirkebjelke}[kN/m]$	Formel (D.6)	55,97

VEDLEGG E

SEKUNÆREGENLAST

E.1 Jevnt fordelt sekundæregenvekt i lengderetning for hele brutverrsnittet

E.1.1 Asfalt



Figur E.1: Tverrsnitt av brua i midtsnitt, hentet fra Figur A.3 i vedlegg A, (Ingebrigtsen, 2017).

Tabell E.1: Last fra asfalt og bredde på vegbanen.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{a,asfalt}[kN/m^2]$	N400, Tabell 5.1, (Statens Vegvesen, 2015)	3,5
$B_{veibane}[m]$	Figur E1	11

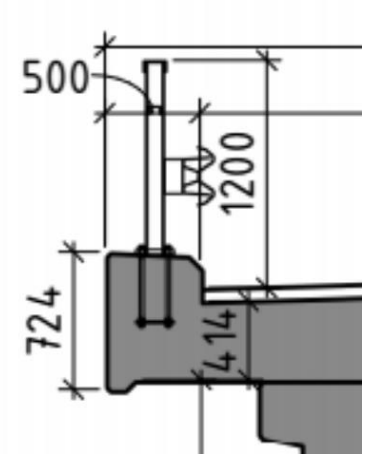
Formel for egenlast av asfalt i lengderetning, $q_{l,asfalt}$:

$$q_{l,asfalt} = q_{a,asfalt} \cdot B_{veibane} \tag{E.1}$$

Tabell E.2: Last fra asfalt og bredde på vegbanen, beregnet med formel (E.1).

Last	Verdi
$q_{l,asfalt}[kN/m]$	38,5

E.1.2 Kantdragere



Figur E.2: Snitt av Figur A.3 i vedlegg A som viser snitt av kantdrager, (Ingebrigtsen, 2017).

Tabell E.3: Forenklet høyde, bredde og areal på kantdrager.

Last	Hentet fra	Verdi
$H_{kantdrager}[mm]$	Figur E2	724
$B_{kantdrager}[mm]$	Figur E2	500
$A_{kantdrager}[m^2]$	Formel (1.2)	0,362

Formel for beregning av forenklet areal på kantdrager, $A_{kantdrager}$:

$$A_{kantdrager} = H_{kantdrager} \cdot B_{kantdrager} \qquad (E.2)$$

Tabell E.4: Verdier for beregning av last fra kantdragere.

Last	Hentet fra	Verdi
$A_{kantdrager}[m^2]$	Formel (E.2)	0,362
$n_{kantdragere}$	Figur E1	2
$q_{v,betong}[kN/m^3]$	N400 pkt. 7.3.2, (Statens Vegvesen, 2015)	25

Formel for beregning av egenlast av kantdragere i lengderetning, $q_{l,kantdragere}$:

$$q_{l,kantdragere} = q_{v,betong} \cdot A_{kantdrager} \cdot n_{kantdragere} \qquad (E.3)$$

Tabell E.5: Last i lengderetning fra kantdragere, beregnet med formel (E.3).

Last	Verdi
$q_{l,kantdragere}[kN/m]$	18,1

E.1.3 Total sekundæregenlast for hele brutverrsnittet

Formel for beregning av total sekundæregenvekt, $q_{l,sekundær}$:

$$q_{l,sekundær,tot} = q_{l,asfalt} + q_{l,kantdragere} \tag{E.4}$$

Tabell E.6: Total last fra sekundæregenvekt.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,sekundær,tot}[kN/m]$	Formel (1.4)	56,6

E.2 Jevnt fordelt sekundæregenvekt i lengderetning for kritisk bjelke med effektivt tverrsnitt

E.2.1 Asfalt

Ved beregninger av sekundærvekt i lengderetning for kritisk bjelke med effektivt tverrsnitt regnes det med en kantdrager, og asfaltlag over effektiv bredde.

Tabell E.7: Effektiv bredde for samvirke med kritisk bjelke.

$B_{effektiv}[m]$	2.25

Formel for beregning av egenlast av asfalt i lengderetning, $q_{l,asfalt}$:

$$q_{l,asfalt,kantbjelke} = q_{a,asfalt} \cdot B_{effektiv} \tag{E.6}$$

Tabell E.8: Last fra asfalt og bredde på vegbanen.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,asfalt,kantbjelke}[kN/m]$	Formel (E.6)	7,875

E.2.2 Kantdrager

Formel for beregning av last fra en kantdrager i lengderetning, $q_{l,kantdrager}$:

$$q_{l,kantdrager} = \frac{q_{l,kantdragere}}{2} \tag{E.5}$$

Tabell E.9: Last fra en kantdrager i lengderetning, beregnet med formel (E.5).

Last	Verdi
$q_{l,kantdrager}[kN/m]$	9,05

E.2.3 Total sekundæregenlast for kritisk kantbjelke

Formel for beregning av total sekundæregenvekt, $q_{l,sekundær}$:

$$q_{l,sekundær,kantbjelke} = q_{l,asfalt,samvirkebjelke} + q_{l,kantdrager} \qquad (E.7)$$

Tabell E.10: Total last fra sekundæregenvekt.

Last	Hentet fra	Verdi
$q_{l,sekundær,samvirkebjelke}[kN/m]$	Formel (E.7)	16.925

VEDLEGG F

SPENNKRAFT

F.1 Primærmoment på grunn av spennkraft

F.1.1 Reell spennkraft

Tabell F.1: Informasjon om kabler i midtbjelke.

Informasjon	Hentet fra	Verdi
Spennkraft per kabel, $F_{p,\max,kabel}$	Figur A1, Vedlegg A	4442 kN
Låsetap	Kapittel 5.3.1	15 %
Antall kabler, n_{kabler}	Figur A10, Vedlegg A	4

Formel for total oppspenningskraft, P_{max}:

$$P_{\max} = n \cdot F_{p,\max,kabel} \tag{F.1}$$

Formel for umiddelbar reduksjon av spennkraft pga. låsetap og friksjonstap, $P_{red,umiddelbar}$:

$$\Delta P_{red,0} = 0{,}15 \cdot P_{\max} \tag{F.2}$$

Formel for effektiv spennkraft etter umiddelbart tar, $P_{eff,0}$:

$$P_{red,0} = P_{\max} - \Delta P_{red,0} \tag{F.3}$$

Tabell F.2: Spennkraft, beregnet med formel (F.1) og (F.2) og (F.3).

Total oppspenningskraft, $P_{\max}$	Umiddelbar reduksjon av spennkraft, $\Delta P_{red,0}$	Umiddelbart redusert spennkraft, $P_{red,0}$
17768 kN	2668 kN	15100 kN

Formel for total tidsavhengig reduksjon av spennkraft pga. kryp, svinn og relaksasjon, $\Delta P_{red,t}$:

$$\Delta P_{red,t} = \Delta P_{red,rel,t} + \Delta P_{red,svinn,t} + \Delta P_{red,kryp,t} \tag{F.4}$$

Tabell F.3: Tidsavhengig reduksjon av spennkraft på grunn av relaksasjon, svinn og kryp hentet fra vedlegg C.6 og total reduksjon, beregnet ved formel (F.4) i Excel.

Kraft	Forklaring	t = 365 døgn	t = 36500 døgn
$\Delta P_{red,rel,t}$	Reduksjon av spennkraft pga. relaksasjon.	349 kN	860 kN
$\Delta P_{red,svinn,t}$	Reduksjon av spennkraft pga. svinn.	328 kN	539 kN
$\Delta P_{red,kryp,t}$	Reduksjon av spennkraft pga. kryp.	831 kN	1113 kN
$\Delta P_{red,t}$	Total reduksjon av spennkraft.	1508 kN	2512 kN

Formel for beregning av reell spennkraft, P_{reell}:

$$P_{reell,t} = P_{red,0} - \Delta P_{red,t} \qquad (F.5)$$

Tabell F.4: Tidsavhengig, reell spennkraft, beregnet med formel (F.5) i Excel.

Tidspunkt, t	$P_{reell,t}$
365 døgn	13600 kN
36500 døgn	12590 kN

F.1.2 Eksentrisitet

Tabell F.5: Høyde på spennkabel [i] over bunn hentet fra tegning A.10, vedlegg A.

Kabel [i]	Forklaring	Høyde på kabel [i] $H_{kabel,i}$		
		Snitt 1, $H_{kabel,i,1}$	Snitt 2, $H_{kabel,i,2}$	Snitt 3, $H_{kabel,i,3}$
Kabel 1	Øverste kabel	375 mm	1690 mm	1639 mm
Kabel 2	Nest øverste kabel	175 mm	1290 mm	1239 mm
Kabel 3	Nest nederste kabel	175 mm	890 mm	807 mm
Kabel 4	Nederste kabel	175 mm	490 mm	407 mm

Formler for beregning av gjennomsnittlig høyde av spennkabler, H_{middel}:

$$H_{middel,1} = \frac{\sum_{i=1}^{4} H_{kabel,i,1}}{4} \qquad (F.6)$$

$$H_{middel,2} = \frac{\sum_{i=1}^{4} H_{kabel,i,2}}{4} \qquad (F.7)$$

$$H_{middel,3} = \frac{\sum_{i=1}^{4} H_{kabel,i,3}}{4} \qquad (F.8)$$

Tabell F.6: Gjennomsnittlig høyde på spennarmering i snittene, beregnet med formel (F.6) - (F.8).

Gjennomsnittlig høyde på kabel 1 – 4 over bunn på tverrsnittet, H_{middel}					
Snitt 1	$H_{middel,1}$	Snitt 2	$H_{middel,2}$	Snitt 3	$H_{middel,3}$
225 mm		1090 mm		1023 mm	

Tabell F.7: Tyngdepunktsakse, beregnet i vedlegg C.1.

Tidspunkt, t	z_t
365 døgn	1428 mm
36500 døgn	1415 mm

Formel for tidsavhengig eksentrisiteten for spennarmeringen i snitt [i], $e_{i,t}$:

$$e_{i,t} = H_{middel,i} - z_t \qquad (F.9)$$

Tabell F.8: Tidsavhengige eksentrisiteter for spennarmeringen, beregnet ved formel (F.9) i Excel.

Tidspunkt, t	Snitt 1, $e_{1,t}$	Snitt 2, $e_{2,t}$	Snitt 3, $e_{3,t}$
365 døgn	-1203 mm	-338 mm	-405 mm
36500 døgn	-1190 mm	-325 mm	-392 mm

F.1.3 Primærmoment

Formel for tidsavhengig primærmoment, $M_{0,i,t}$, i snitt [i]:

$$M_{0,i,t} = e_{i,t} \cdot P_{reell,t} \qquad (F.10)$$

Tabell F.9: Tidsavhengig primærmoment, M0, beregnet med formel (F.10) i Excel.

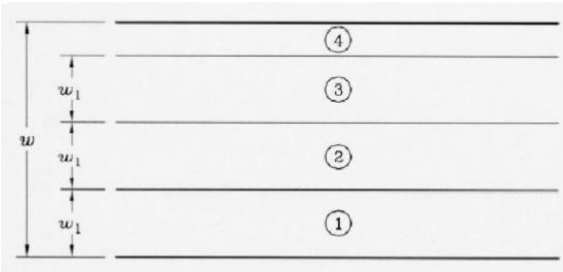
Tidspunkt, t	Snitt 1, $M_{0,1,t}$	Snitt 2, $M_{0,2,t}$	Snitt 3, $M_{0,2,t}$
365 døgn	-16360 kNm	-4595 kNm	-5506 kNm
36500 døgn	-14980 kNm	-4092 kNm	-5329 kNm

VEDLEGG G

TRAFIKKLAST

G.1 Kjørefelt

G.1.1 Antall kjørefelt og bredde på resterende felt



Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_1	Width of the remaining area
$w < 5{,}4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5{,}4 \text{ m} \le w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \le w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2$m.

Figur G.1: Fordeling av teoretiske kjørebaner og formler for utregning av antall teoretiske kjørebaner [EK1-2, pkt.4.2.4].

Tabell G.1: Bredder, hentet fra Excel.

Bredde på	Komponent	Bredde
Kjørebanen til brua	w	11 m
Bredde per felt	w_1	3 m

Formler for utregning av antall felt og bredde på resterende felt [EK1-2. pkt.4.2.4]:

$$n_1 = Int(\frac{w}{w_1}) \tag{G.1}$$

$$b_r = w - n_1 \cdot w_1 \tag{G.2}$$

Tabell G.2: Antall felt og bredde på resterende felt beregnet med formel (G.1) og (G.2) i Excel.

Verdi på	Komponent	Verdi
Antall felt rundet ned til nærmeste heltall	n_1	3
Bredde på resterende felt	b_r	2 m

Tabell G.3: Nummerering av felt og bredde på felt [i].

Beskrivelse	Nummer [i]	Bredde, b_i
Kjørefelt 1	1	3 m
Kjørefelt 2	2	3 m
Kjørefelt 3	3	3 m
Resterende felt	4	2 m

G.2 Totale trafikklaster i lengderetning for hele brutverrsnittet

Formler for utregning av dimensjonerende trafikklaster [EK1-2]:

$$q_{di} = q_{ki} \cdot \alpha_{qi} \qquad (G.3)$$

$$Q_{di} = Q_{ki} \cdot \alpha_{Qi} \qquad (G.4)$$

Formler for utregning av totale dimensjonerende trafikklaster i lengderetning [EK1-2]:

$$q_{l,tot} = \sum_{i=1}^{4} q_{di} \cdot b_i \qquad (G.5)$$

$$Q_{l,tot} = \sum_{i=1}^{4} Q_{di} \qquad (G.6)$$

Tabell G.4: Lastfaktorer [EK2-1, pkt. NA.4.3.2]

i	Lastfaktor for jevnt fordelt last i felt [i], α_{qi}	Lastfaktor for boggilast i felt [i], α_{Qi}
1	0,6	1
2	1	1
3	1	1
4	1	1

G.2.1 LM1 i lengderetning

Tabell G.5: Karakteristiske trafikklaster LM1 [EK1-2, tabell 4.2]

i	Karakteristisk jevnt fordelt last i felt [i], $q_{ki,LM1}$	Karakteristisk boggilast i felt [i], $Q_{ki,LM1}$
1	9 kN/m^2	300 kN
2	2,5 kN/m^2	200 kN
3	2,5 kN/m^2	100 kN
4	2,5 kN/m^2	0 kN

Tabell G.6: Dimensjonerende trafikklaster LM1 beregnet med formel (G.3) og (G.4) i Excel.

i	Dimensjonerende jevnt fordelt last i felt [i], q_{di}	Dimensjonerende boggilast i felt [i], Q_{di}
1	5,4 kN/m^2	600 kN
2	2,5 kN/m^2	400 kN
3	2,5 kN/m^2	200 kN
4	2,5 kN/m^2	0 kN

Tabell G.7: Total trafikklast LM1 i lengderetning, beregnet med formel (G.5) og (G.6) i Excel.

Total jevnt fordelt last LM1 i lengderetning, $q_{l,tot,LM1}$	Total boggilast LM1 i lengderetning, $Q_{l,tot,LM1}$
36,2 kN/m	1200 kN

G.2.2 LM3 i lengderetning

Tabell G.8: Karakteristiske trafikklaster LM3 [EK1-2, pkt.NA.434].

i	Karakteristisk jevnt fordelt last i felt [i], $q_{ki,LM3}$	Karakteristisk boggilast i felt [i], $Q_{ki,LM3}$
1	0 kN/m^2	2500 kN
2	0 kN/m^2	0 kN
3	0 kN/m^2	0 kN
4	0 kN/m^2	0 kN

Tabell G.9: Dimensjonerende trafikklaster LM3 beregnet med formel (G.3) og (G.4) i Excel.

i	Dimensjonerende jevnt fordelt last i felt [i], q_{di}	Dimensjonerende boggilast i felt [i], Q_{di}
1	0 kN/m^2	2500 kN
2	0 kN/m^2	0 kN
3	0 kN/m^2	0 kN
4	0 kN/m^2	0 kN

Tabell G.10: Total trafikklast LM3 i lengderetning, beregnet med formel (G.5) og (G.6) i Excel.

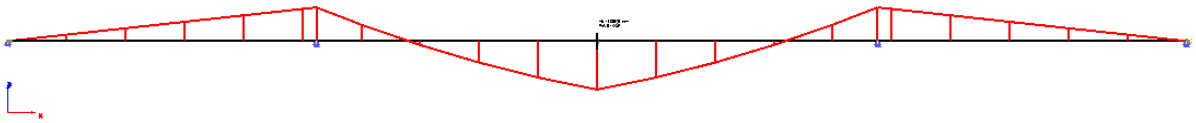
Total jevnt fordelt last LM3 i lengderetning, $q_{l,tot,LM3}$	Total boggilast LM3 i lengderetning, $Q_{l,tot,LM3}$
0 kN/m	2500 kN

G.3 Lastvirkningsdiagram ved påførte trafikklaster for hele brutverrsnittet og kritiske verdier

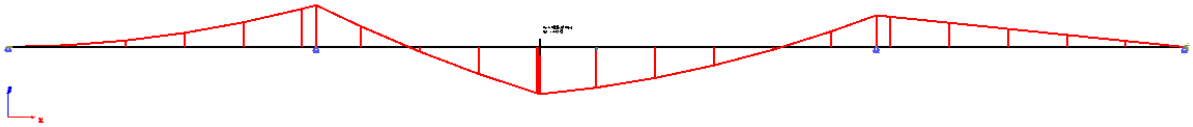
G.3.1 Lastvirkningsdiagram LM1 for hele brutverrsnittet

Tabell G.11: Forklaring av lastsituasjoner med LM1.

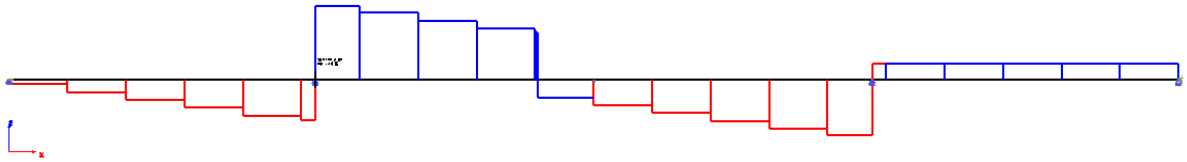
Lastsituasjon	Kritisk verdi	Last påført
LM1-1	Felt	Jevnt fordelt last, $q_{l,tot,LM1}$, i midtfelt, og boggilast, $Q_{l,tot,LM1}$, midt i midtfeltet.
LM1-2	Støtte	Jevnt fordelt last, $q_{l,tot,LM1}$, i midtfelt og sidefelt til venstre, og boggilast, $Q_{l,tot,LM1}$, 0,4 av lengden til midtfeltet fra venstre søyle.



Figur G.2: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-1 på hele brutverrsnittet.



Figur G.3: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på hele brutverrsnittet.



Figur G.4: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på hele brutverrsnittet.

G.3.2 Kritiske verdier LM1 for hele brutverrsnittet

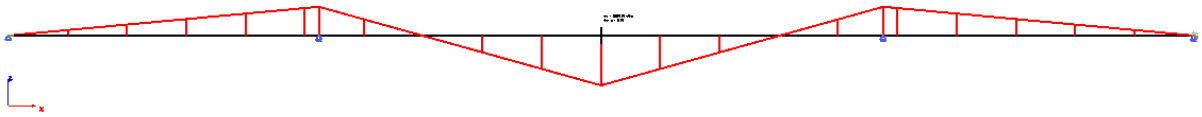
Tabell G.12: Kritiske verdier lest av diagram i Focus ved påført LM1 på hele brutverrsnittet.

$Q_{LM1,snitt}$	Snitt	Lastsituasjon	Lest av diagram demonstrert i	Verdi
$Q_{LM1,snitt,m}$	felt	LM1-1	Figur G.2	11360 kNm
$Q_{LM1,snitt,m}$	støtte	LM1-2	Figur G.3	-8560 kNm
$Q_{LM1,snitt,v}$	støtte	LM1-2	Figur G.4	1441 kN

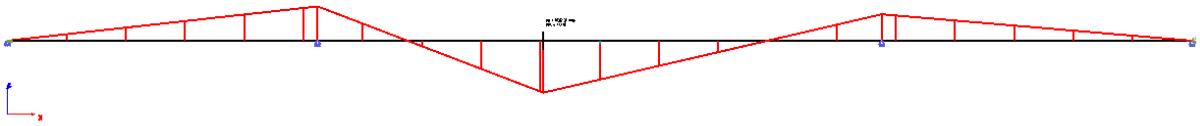
G.3.3 Lastvirkningsdiagram LM3 for hele brutverrsnittet

Tabell G.13: Forklaring av lastsituasjoner med LM3.

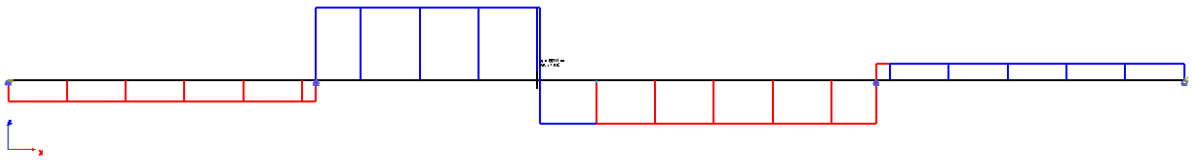
Lastsituasjon	Kritisk verdi	Last påført
LM3-1	Felt	Boggilast, $Q_{l,tot,LM3}$, midt i midtfeltet.
LM3-2	Støtte	Boggilast, $Q_{l,tot,LM3}$, 0,4 av lengden til midtfeltet fra venstre søyle.



Figur G.5:Momentdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-1 på hele brutverrsnittet.



Figur G.6: Momentdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på hele brutverrsnittet.



Figur G.7: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på hele brutverrsnittet.

G.3.4 Kritiske verdier LM3 for hele brutverrsnittet

Tabell G.14: Kritiske verdier lest av diagram i Focus ved påført LM3 for hele brutverrsnittet.

$Q_{LM3,snitt,m/v}$	snitt	Lastsituasjon	Lest av diagram demonstrert i	Verdi
$Q_{LM3,snitt,m}$	felt	LM3-1	Figur G.5	15860 kNm
$Q_{LM3,snitt,m}$	støtte	LM3-2	Figur G.6	-9460 kNm
$Q_{LM3,snitt,v}$	støtte	LM3-2	Figur G.4	1557 kN

G.4 Totale trafikklaster i lengderetning på samvirkebjelken for lastkombinering

Her forenkles det konservativt til at samvirkebjelken bærer et kritisk trafikkfelt.

Formler for utregning av dimensjonerende trafikklaster over samvirkebjelken:

$$q_{l,tot,bjelke} = \max \begin{bmatrix} q_{d1} \\ q_{d2} \\ q_{d3} \\ q_{d4} \end{bmatrix} \tag{G.7}$$

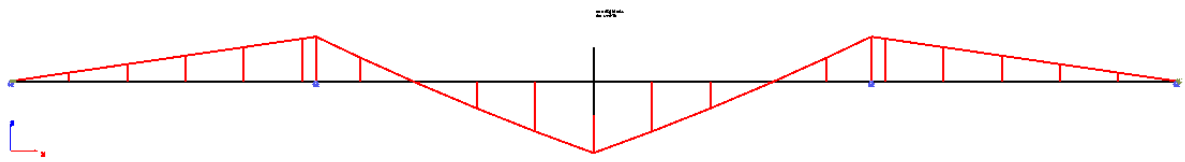
$$Q_{l,tot,bjelke} = \max \begin{bmatrix} Q_{d1} \\ Q_{d2} \\ Q_{d3} \\ Q_{d4} \end{bmatrix} \tag{G.8}$$

Tabell G.15: Dimensjonerende trafikklast over samvirkebjelken, beregnet ved formel (G.7) og (G.8) ved verdier fra tabell G.6 og G.9.

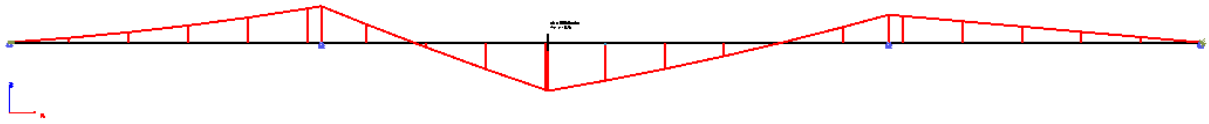
Last	Jevnt fordelt trafikklast, $q_{l,tot,bjelke}$	Boggilast, $Q_{l,tot,bjelke}$
LM1	5,4 kN/m	600 kN
LM3	0 kN/m	2500 kN

G.5 Lastvirkningsdiagram ved påførte trafikklaster for samvirkebjelken

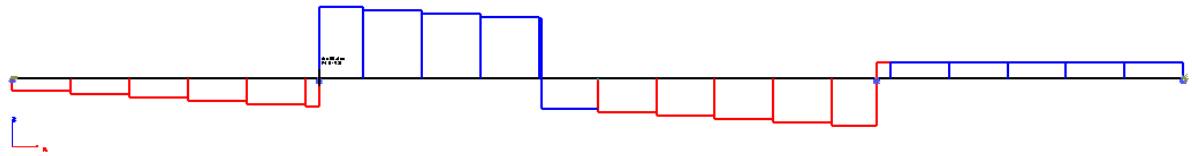
G.5.1 Lastvirkningsdiagram LM1 for samvirkebjelken



Figur G.8: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-1 på samvirkebjelken.



Figur G.9: Momentdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på samvirkebjelken.



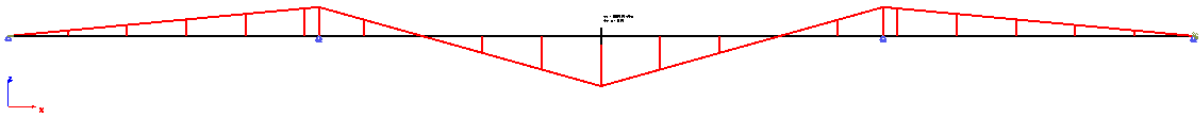
Figur G.10: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM1, lastsituasjon LM1-2 på samvirkebjelken.

G.5.2 Kritiske verdier LM1 for samvirkebjelken

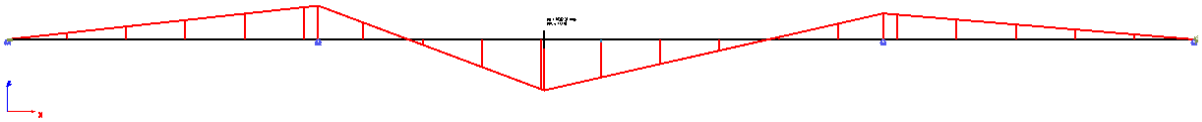
Tabell G.16: Kritiske verdier lest av diagram i Focus ved påført LM1 på samvirkebjelken.

$Q_{LM1,snitt}$	Snitt	Lastsituasjon	Lest av diagram demonstrert i	Verdi
$Q_{LM1,snitt,m}$	felt	1	Figur G.8	4372 kNm
$Q_{LM1,snitt,m}$	støtte	2	Figur G.9	-2883 kNm
$Q_{LM1,snitt,v}$	støtte	2	Figur G.10	477 kN

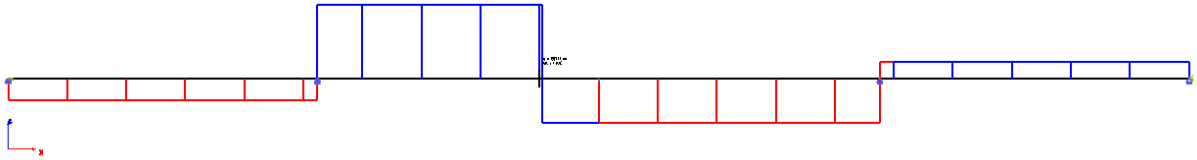
G.5.3 Lastvirkningsdiagram LM3 for samvirkebjelken



Figur G.11: Momentdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-1 på samvirkebjelken.



Figur G.12: Momentdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på samvirkebjelken.



Figur G.13: Skjærkraftdiagram for brua lastet med LM3, lastsituasjon LM3-2 på samvirkebjelke.

G.5.4 Kritiske verdier LM3 for kritisk bjelke med effektivt tverrsnitt

Tabell G.17: Kritiske verdier lest av diagram i Focus ved påført LM3 på samvirkebjelken.

$Q_{LM3,snitt,m/v}$	snitt	Lastsituasjon	Lest av diagram demonstrert i	Verdi
$Q_{LM3,snitt,m}$	felt	LM3-1	Figur G.11	15860 kNm
$Q_{LM3,snitt,m}$	støtte	LM3-2	Figur G.12	-9460 kNm
$Q_{LM3,snitt,v}$	støtte	LM3-2	Figur G.13	1557 kN

VEDLEGG H

TEMPERATURLAST

H.1 Lastvirkning fra temperaturlast

H.1.1 Virkning av temperaturlaster på brua

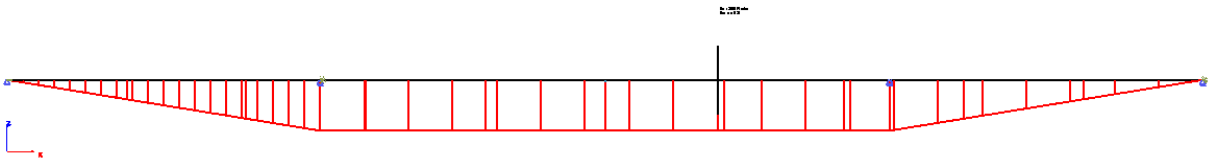
Tabell H.1: Reaksjonsfaktorer og parametere for temperaturlast. [EK1-1-5, pkt. 6.1.5]

Reaksjonsfaktorer	Verdi
ω_N	0,35
ω_M	0,75
Parameter [◦C]	Verdi
$\Delta T_{M,heat}$	22,5
$\Delta T_{M,cool}$	8
$\Delta T_{N,\exp}$	21
$\Delta T_{N,con}$	-22

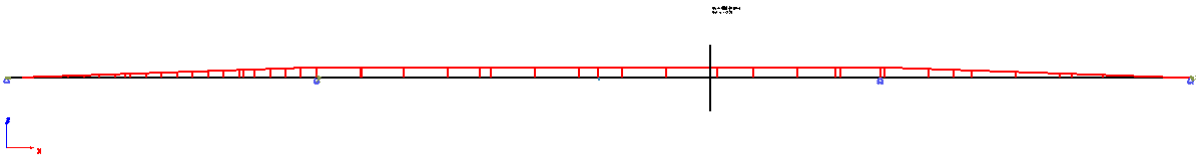
Tabell H.2: Verdier for moment og skjærkraft fra temperaturlast lest av fra diagram i Focus demonstrert i figur H1- H4.

Påsatt temperaturlast	Snitt 1, Midtsnitt		Snitt 2, Over støtte		Snitt 3, Nær støtte	
	$M_{felt}[kNm]$	$V_{felt}[kN]$	$M_{støtte}[kNm]$	$V_{støtte}[kN]$	$M_{nær}[kNm]$	$V_{nær}[kN]$
$\Delta T_{M,heat}$	5079	0	5079	0	5079	0
$\Delta T_{M,cool}$	-1806	0	-1806	0	-1806	0
$\Delta T_{N,\exp}$	0	0	0	0	0	0
$\Delta T_{N,con}$	0	0	0	0	0	0

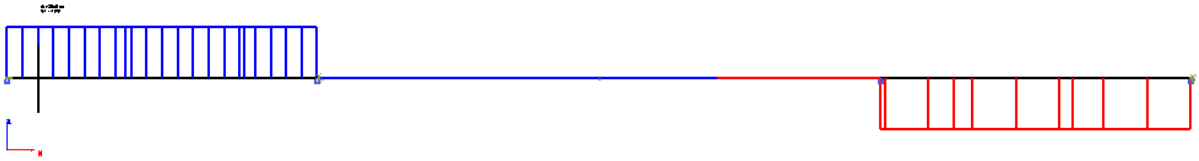
H.1.2 Momentdiagram ved påsatte temperaturlaster



Figur H.1: Momentdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,heat}$ fra tabell H.1.



Figur H.2: Momentdiagram for brua ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,cool}$ fra tabell H.1.



Figur H.3: Skjærkraftdiagram for bru ved påsatt temperaturlast $\Delta T_{M,heat}$ fra tabell H.1.

Figur H.4: Skjærkraftdiagram for brua ved påsatt temperaturkart $\Delta T_{M,cool}$ fra tabell H.1.

Det forenklede statiske systemet fører til at krefter i tverrsnittet blir null for påsatt $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$.

H.2 Kritisk temperaturlast

H.2.1 Kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser

Formler for kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\exp} \tag{H.1}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \tag{H.2}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\exp} \tag{H.3}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \tag{H.4}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,\exp} \tag{H.5}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} \tag{H.6}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,\exp} \tag{H.7}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \tag{H.8}$$

Tabell H.3: Kombinasjon av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser beregnet med formel (H.1) – (H.8) i Excel.

Kombinasjons-nummer, [i]	Formel nummer	Moment beregnet med kombinasjonsnummer [i], $Q_{temp,m,i}$	Skjærkraft beregnet med kombinasjonsnummer [i], $Q_{temp,v,i}$
1	(1.1)	5079	0
2	(1.2)	5079	0
3	(1.3)	-1806	0
4	(1.4)	-1806	0
5	(1.5)	3809	0
6	(1.6)	3809	0
7	(1.7)	-1354	0
8	(1.8)	-1354	0

H.2.2 Beregning av kritiske temperaturlaster

Formler for å beregne kritiske temperaturlaster, verdier hentet fra tabell H.3:

$$Q_{temp,\,felt,m} = Q_{\max,temp,m} = \max\begin{Bmatrix} Q_{temp,m,1} \\ Q_{temp,m,2} \\ Q_{temp,m,3} \\ Q_{temp,m,4} \\ Q_{temp,m,5} \\ Q_{temp,m,6} \\ Q_{temp,m,7} \\ Q_{temp,m,8} \end{Bmatrix} = Q_{temp,m,1} = Q_{temp,m,2} \qquad (H.9)$$

$$Q_{temp,støtte,m} = Q_{\min,temp,m} = \max\begin{Bmatrix} Q_{temp,m,1} \\ Q_{temp,m,2} \\ Q_{temp,m,3} \\ Q_{temp,m,4} \\ Q_{temp,m,5} \\ Q_{temp,m,6} \\ Q_{temp,m,7} \\ Q_{temp,m,8} \end{Bmatrix} = Q_{temp,m,3} = Q_{temp,m,4} \qquad (H.10)$$

$$Q_{temp,snitt,v} = Q_{\max,temp,v} = \max\begin{Bmatrix} Q_{temp,v,1} \\ Q_{temp,v,2} \\ Q_{temp,v,3} \\ Q_{temp,v,4} \\ Q_{temp,v,5} \\ Q_{temp,v,6} \\ Q_{temp,v,7} \\ Q_{temp,v,8} \end{Bmatrix} = 0 \qquad (H.11)$$

Tabell H.4: Kritiske verdier i felt og ved støtte ved påføring av temperaturlast beregnet med formel (H.9) – (H.11) i Excel.

$Q_{temp,snitt,m/v}$	Snitt	Forklaring	Hentet fra	Verdi
$Q_{temp,snitt,m}$	Felt	Moment på grunn av temperaturlast i felt	Ligning (H.9)	5079kNm
$Q_{temp,snitt,m}$	Støtte	Moment på grunn av temperaturlast i støtte	Ligning (H.10)	-1806kNm
$Q_{temp,snitt,v}$	Støtte	Skjærkraft på grunn av temperaturlast ved støtte	Ligning (H.11)	0 kN

VEDLEGG I

LASTKOMBINERING

I.1 Totale laster i felt og ved støtte

I.1.1 Formler for totale laster i felt og over støtte

$$G_{k,m/v,snitt,t} = G_{m/v,omlagring,snitt,t} \tag{I.1}$$

$$P_{m/v,snitt,t} = P_{m/v,primær,snitt,t} + P_{m/v,tvang,snitt,t} \tag{I.2}$$

$$Q_{k,m/v,1,LM1,snitt} = Q_{m/v,LM1,snitt} \tag{I.3}$$

$$Q_{k,m/v,1,LM3,snitt} = Q_{m/v,LM3,snitt} \tag{I.4}$$

$$Q_{k,m/v,2,snitt} = Q_{m/v,temp,snitt} \tag{I.5}$$

I.1.2 Utregningstabeller fra Excel over totale momenter og skjærkrefter

Tabell I.1: Feltmoment etter 1 år, hentet fra Excel.

Moment fra	Snitt	t	Hentet fra	Komponent	Moment
Omlagring egenlast	Felt	1 år	Vedlegg C.5 s.2 $-M_{omlagring,1}$	$G_{m,omlagring,snitt}$	12590 kNm
Primærmoment fra spennkraft	Felt	1 år	Vedlegg F Tabell F.9	$P_{m,primær,snitt,t}$	-16360 kNm
Tvangskrefter fra spennkraft	Felt	1 år	Vedlegg C.5 s.4 $M_{tvang,1,f}$	$P_{m,tvang,snitt,t}$	1400 kNm
Trafikklast LM1	Felt	-	Vedlegg G Tabell G.16	$Q_{m,LM1,snitt}$	4372 kNm
Trafikklast LM3	Felt	-	Vedlegg G Tabell G.17	$Q_{m,LM3,snitt}$	15860 kNm
Temperaturlast	Felt	-	Vedlegg H Tabell H.4	$Q_{m,temp,snitt}$	5079 kNm

Tabell I.2: Totale feltmoment etter 1 år, beregnet med formel (I.1) - (I.5) i Excel.

Totalt moment fra	Snitt	t	Komponent	Moment
Egenlast	Felt	1 år	$G_{k,m,snitt,t}$	12590 kNm
Spennkraft	Felt	1 år	$P_{m,snitt,t}$	-14960 kNm
Trafikklast LM1	Felt	-	$Q_{k,m,1,LM1,snitt}$	4372 kNm
Trafikklast LM3	Felt	-	$Q_{k,m,1,LM3,snitt}$	15860 kNm
Temperaturlast	Felt	-	$Q_{k,m,2,snitt}$	5079 kNm

Tabell I.3: Feltmoment etter 100 år, hentet fra Excel.

Moment fra	Snitt	t	Hentet fra	Komponent	Moment
Omlagring egenlast	Felt	100 år	Vedlegg C.5 s.2 $-M_{omlagring,100}$	$G_{m,omlagring,snitt}$	11010 kNm
Primærmoment fra spennkraft	Felt	100 år	Vedlegg F Tabell F.9	$P_{m,primær,snitt,t}$	-14980 kNm
Tvangskrefter fra spennkraft	Felt	100 år	Vedlegg C.5 s.5 $M_{tvang,100,f}$	$P_{m,tvang,snitt,t}$	4006 kNm
Trafikklast LM1	Felt	-	Vedlegg G Tabell G.16	$Q_{m,LM1,snitt}$	4372 kNm
Trafikklast LM3	Felt	-	Vedlegg G Tabell G.17	$Q_{m,LM3,snitt}$	15860 kNm
Temperaturlast	Felt	-	Vedlegg H Tabell H.4	$Q_{m,temp,snitt}$	5079 kNm

Tabell I.4: Totale feltmoment etter 100 år, beregnet med formel (I.1) - (I.5) i Excel.

Totalt moment fra	Snitt	t	Komponent	Moment
Egenlast	Felt	100 år	$G_{k,m,snitt,t}$	11010 kNm
Spennkraft	Felt	100 år	$P_{m,snitt,t}$	-10980 kNm
Trafikklast LM1	Felt	-	$Q_{k,m,1,LM1,snitt}$	4372 kNm
Trafikklast LM3	Felt	-	$Q_{k,m,1,LM3,snitt}$	15860 kNm
Temperaturlast	Felt	-	$Q_{k,m,2,snitt}$	5079 kNm

Tabell I.5: Støttemoment etter 1 år, hentet fra Excel.

Moment fra	Snitt	t	Hentet fra	Komponent	Moment
Omlagring egenlast	Støtte	1 år	Vedlegg C.5 s.3 $-M_{støtte,1}$	$G_{m,omlagring,snitt}$	-1986 kNm
Primærmoment fra spennkraft	Støtte	1 år	Vedlegg F Tabell F.9	$P_{m,primær,snitt,t}$	-4595 kNm
Tvangskrefter fra spennkraft	Støtte	1 år	Vedlegg C.5 s.4 $M_{tvang,1,s2}$	$P_{m,tvang,snitt,t}$	1400 kNm
Trafikklast LM1	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.16	$Q_{m,LM1,snitt}$	-2883 kNm
Trafikklast LM3	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.17	$Q_{m,LM3,snitt}$	-9460 kNm
Temperaturlast	Støtte	-	Vedlegg H Tabell H.4	$Q_{m,temp,snitt}$	-1806 kNm

Tabell I.6: Totale støttemoment etter 1 år, beregnet med formel (I.1) - (I.5) i Excel.

Totalt moment fra	Snitt	t	Komponent	Moment
Egenlast	Støtte	1 år	$G_{k,m,snitt,t}$	-1986 kNm
Spennkraft	Støtte	1 år	$P_{m,snitt,t}$	-3195 kNm
Trafikklast LM1	Støtte	-	$Q_{k,m,1,LM1,snitt}$	-2883 kNm
Trafikklast LM3	Støtte	-	$Q_{k,m,1,LM3,snitt}$	-9460 kNm
Temperaturlast	Støtte	-	$Q_{k,m,2,snitt}$	-1806 kNm

Tabell I.7: Støttemoment etter 100 år, hentet fra Excel.

Moment fra	Snitt	t	Hentet fra	Komponent	Moment
Omlagring egenlast	Støtte	100 år	Vedlegg C.5 s.3 $-M_{støtte,100}$	$G_{m,omlagring,snitt}$	-3568 kNm
Primærmoment fra spennkraft	Støtte	100 år	Vedlegg F Tabell F.9	$P_{m,primær,snitt,t}$	-4092 kNm
Tvangskrefter fra spennkraft	Støtte	100 år	Vedlegg C.5 s.5 $M_{tvang,100,s2}$	$P_{m,tvang,snitt,t}$	4006 kNm
Trafikklast LM1	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.16	$Q_{m,LM1,snitt}$	-2883 kNm
Trafikklast LM3	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.17	$Q_{m,LM3,snitt}$	-9460 kNm
Temperaturlast	Støtte	-	Vedlegg H Tabell H.4	$Q_{m,temp,snitt}$	-1806 kNm

Tabell I.8: Totale støttemoment etter 100 år, beregnet med formel (I.1) - (I.5), i Excel.

Totalt moment fra	Snitt	t	Komponent	Moment
Egenlast	Støtte	100 år	$G_{k,m,snitt,t}$	-3568 kNm
Spennkraft	Støtte	100 år	$P_{m,snitt,t}$	-86 kNm
Trafikklast LM1	Støtte	-	$Q_{k,m,1,LM1,snitt}$	-2883 kNm
Trafikklast LM3	Støtte	-	$Q_{k,m,1,LM3,snitt}$	-9460 kNm
Temperaturlast	Støtte	-	$Q_{k,m,2,snitt}$	-1806 kNm

Tabell I.9: Skjærkraft v/støtte etter 1 år og 100 år, hentet fra Excel.

Skjær fra	Snitt	t	Hentet fra	Komponent	Skjærkraft
Omlagring egenlast	Støtte	1/100 år	Vedlegg C.5 s.3 $V_{g,støtte}$	$G_{v,omlagring,snitt}$	1458 kN
Primærskjær fra spennkraft	Støtte	1/100 år	-	$P_{v,primær,snitt,t}$	0 kN
Tvangskrefter fra spennkraft	Støtte	1/100 år	-	$P_{v,tvang,snitt,t}$	0 kN
Trafikklast LM1	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.16	$Q_{v,LM1,snitt}$	477 kN
Trafikklast LM3	Støtte	-	Vedlegg G Tabell G.17	$Q_{v,LM3,snitt}$	1557 kN
Temperaturlast	Støtte	-	Vedlegg H Tabell H.4	$Q_{v,temp,snitt}$	0 kN

Tabell I.10: Skjærkraft v/støtte etter 1 år og 100 år beregnet med formel (I.1) – (I.5) i Excel.

Total skjærkraft fra	Snitt	t	Komponent	Skjærkraft
Egenlast	Støtte	1/100 år	$G_{k,v,snitt,t}$	1458 kN
Spennkraft	Støtte	1/100 år	$P_{v,snitt,t}$	0 kN
Trafikklast LM1	Støtte	-	$Q_{k,v,1,LM1,snitt}$	477 kN
Trafikklast LM3	Støtte	-	$Q_{k,v,1,LM3,snitt}$	1557 kN
Temperaturlast	Støtte	-	$Q_{k,v,2,snitt}$	0 kN

I.2 Lastkombinering

I.2.1 Lastkombineringsligninger i bruddgrensetilstand

Kombineringsligning 6.10a med LM1:

$$\gamma_G \cdot G_{k,m/v,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,m/v,1,LM1,snitt,t} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (I.6)$$

Kombineringsligning 6.10a uten trafikklast:

$$\gamma_G \cdot G_{k,m/v,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (I.7)$$

Kombineringsligning 6.10b med LM1 som dominerende variabel:

$$\gamma_G \cdot G_{k,m/v,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,m/v,1,LM1,snitt} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (I.8)$$

Kombineringsligning 6.10b med LM3:

$$\gamma_G \cdot G_{m/v,k,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,m/v,1,LM3,snitt} + \psi_{0,2} \cdot \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (0.1)$$

I.2.3 Lastkombineringsligninger i bruksgrensetilstand

Kombineringsligning 6.10b med LM1:

$$\gamma_G \cdot G_{k,m/v,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,m/v,1,LM1,snitt} + \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (I.10)$$

Kombineringsligning 6.10b med LM3:

$$\gamma_G \cdot G_{k,m/v,,snitt,t} + \gamma_P \cdot P_{m/v,snitt,t} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,m/v,1,LM3,snitt} + \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,m/v,2,snitt,t} \qquad (I.11)$$

I.2.3 Faktorer for lastkombinering

Tabell I.11: Lastfaktorer og kombineringsfaktorer i bruddgrensetilstand, [EK0, Tabell NA.A2.4 (b)].

Lastfaktor	Faktor	Ligning	Verdi for 6.10a (ugunstig/gunstig)	Verdi for 6.10b (ugunstig/gunstig)
γ_G	Lastfaktor for egenlast	Alle	1,35/1	1,2/1
γ_P	Lastfaktor for spennkraft	Alle	1,1/0,9	1,1/0,9
$\gamma_{Q,1}$	Lastfaktor for trafikklast	Alle	1,35	1,35
$\gamma_{Q,2}$	Lastfaktor for temperatur	Alle	1,2	1,2
$\psi_{Q,1}$	Kombineringsfaktor for LM1	6.10a	0,7	-
$\psi_{Q,2}$	Kombineringsfaktor for temperatur kombinert med LM1	6.10a	0,7	0,7
$\psi_{Q,2}$	Kombineringsfaktor for temperatur kombinert med LM3	6.10b	-	0

Tabell I.12: Faktorer for lastkombinering i bruddgrensetilstand for LM1.

Last	Lastfaktor	Ligning 6.10a				Ligning 6.10b	
		Med LM1		Uten trafikklast		LM1 dominerer	
		Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Egenvekt	γ_G	1,35	1	1,35	1	1,2	1
Spennkraft	γ_P	1,1	0,9	1,1	0,9	1,1	0,9
Trafikklast	$\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{Q,1} / \gamma_{Q,1}$	0,945		0		1,35	
Temperatur	$\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{Q,2} / \gamma_{Q,2}$	0,84		0,84		0,84	

Tabell I.13: Faktorer for lastkombinering i bruddgrensetilstand for LM3, hentet fra Excel.

Last	Lastfaktor	Ligning 6.10b	
		LM3 som dominerer	
		Ugunstig	Gunstig
Egenvekt	γ_G	1,2	1
Spennkraft	γ_P	1,1	0,9
Trafikklast	$\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{Q,1}$	1,35	
Temperatur	$\gamma_{Q,2} \cdot \psi_{Q,2}$	0	

Tabell I.14: Faktorer for lastkombinering i bruksgrensetilstand for LM1 og LM3, hentet fra Excel.

Lastfaktor	Faktor	Ligning	Karakteristiske laster	Ofte forekommende laster	Tilnærmet permanente laster
γ_G	Lastfaktor for egenlast	Alle	1	1	1
γ_P	Lastfaktor for spennkraft	Alle	1	1	1
$\gamma_{Q,1}$	Lastfaktor for trafikklast	Alle	1	0,7	0,5
$\gamma_{Q,2}$	Lastfaktor for temperatur	Alle	0,7	0	0

I.2.4 Lastkombinasjon for kritisk feltmoment i bruddgrensetilstand

Tabell I.15: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM1 etter 1 år, beregnet med formel (I.6) – (I.8) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{01}	M_{02}	M_{03}
	Moment med LM1 i felt etter 1 år	Moment uten trafikk i felt etter 1 år	Moment med LM1 i felt som dominerer etter 1 år
Strekk på overside	-	-	-
Strekk på underside	11940 kNm	7807 kNm	11820 kNm

Tabell I.16: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM1 etter 100 år, beregnet med formel (I.6) – (I.8) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{04}	M_{05}	M_{06}
	Moment med trafikk LM1 i felt etter 100 år	Moment uten trafikk i felt etter 100 år	Moment med LM1 som dominerer etter 100 år
Strekk på overside	-	-	-
Strekk på underside	13380 kNm	9252 kNm	13500 kNm

$$M_{\max,LM1,felt,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{01} \\ M_{02} \\ M_{03} \\ M_{04} \\ M_{05} \\ M_{06} \end{Bmatrix} = M_{06} \qquad (I.12)$$

Tabell I.17: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM3 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.9) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{07}	M_{08}
	Moment med LM3 i felt etter 1 år	Moment med LM3 i felt etter 100 år
Strekk på overside	-	-
Strekk på underside	23060 kNm	24740 kNm

$$M_{\max,LM3,felt,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{07} \\ M_{08} \end{Bmatrix} = M_{08} \qquad (I.13)$$

Kritisk feltmoment i bruddgrensetilstand etter lastkombinering:

$$M_{\max,felt,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{\max,LM1,felt,brudd} \\ M_{\max,LM3,felt,brudd} \end{Bmatrix} = M_{\max,LM3,felt,brudd} = M_{08} \qquad (I.14)$$

I.2.5 Lastkombinasjon for kritisk støttemoment i bruddgrensetilstand

Tabell I.18: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM1 etter 1 år, beregnet med formel (I.6) – (I.8) I Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{09}	M_{10}	M_{11}
	Moment med LM1 over støtte etter 1 år	Moment uten trafikk over støtte etter 1 år	Moment med LM1 som dominerer etter 1 år
Strekk på overside	-10440 kNm	-7713 kNm	-11310 kNm
Strekk på underside	-	-	-

Tabell I.19: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM1 etter 100 år, beregnet med formel (I.6) – (I.8) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{12}	M_{13}	M_{14}
	Moment med trafikk LM1 i felt etter 100 år	Moment uten trafikk i felt etter 100 år	Moment med LM1 som dominerer etter 100 år
Strekk på overside	-9153 kNm	-6428 kNm	-9785 kNm
Strekk på underside	-	-	-

$$M_{\max,LM1,støtte,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{09} \\ M_{10} \\ M_{11} \\ M_{12} \\ M_{13} \\ M_{14} \end{Bmatrix} = M_{11} \qquad (I.15)$$

Tabell I.20: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM3 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.9) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{15} Moment med LM3 i felt etter 1 år	M_{16} Moment med LM3 i felt etter 100 år
Strekk på overside	0 kNm	0 kNm
Strekk på underside	-18670 kNm	-17150 kNm

$$M_{\max,LM3,støtte,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{15} \\ M_{16} \end{Bmatrix} = M_{15} \qquad (I.16)$$

Kritisk støttemoment i bruddgrensetilstand etter lastkombinering:

$$M_{\max,støtte,brudd} = \max\begin{Bmatrix} M_{\max,LM1,støtte,brudd} \\ M_{\max,LM3,støtte,brudd} \end{Bmatrix} = M_{\max,LM3,støtte,brudd} = M_{15} \qquad (I.17)$$

I.2.6 Lastkombinasjon for kritisk skjærkraft nær støtte i bruddgrensetilstand

Tabell I.21: Skjærkraft v/støtte for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM1 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.6) – (I.8) i Excel.

Antatt ugunstig moment	V_{01}	V_{02}	V_{03}
	Skjærkraft med LM1 v/støtte etter 1 år	Skjærkraft uten trafikk v/støtte etter 1 år	Skjærkraft med LM1 v/støtte som dominerer etter 1 år
Strekk på overside	-	-	-
Strekk på underside	2419 kN	1968 kN	2394 kN

$$V_{\max,LM1,støtte,brudd} = \max\begin{Bmatrix} V_{01} \\ V_{02} \\ V_{03} \end{Bmatrix} = V_{01} \qquad (I.18)$$

Tabell I.22: Skjærkraft v/støtte for kritisk lastkombinasjon i bruddgrensetilstand med LM3 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.9) i Excel.

Antatt ugunstig moment	V_{04}	V_{05}
	Skjærkraft med LM3 ved støtte etter 1 år	Skjærkraft med LM3 v/støtte etter 100 år
Strekk på overside	-	-
Strekk på underside	3852 kN	3852 kN

$$V_{\max,LM3,støtte,brudd} = \max\begin{Bmatrix} V_{04} \\ V_{05} \end{Bmatrix} = V_{04} = V_{05} \qquad (1.19)$$

Kritisk skjærkraft nær støtte i bruddgrensetilstand etter lastkombinering:

$$V_{\max,brudd} = \max\begin{Bmatrix} V_{\max,LM1,støtte,brudd} \\ V_{\max,LM3,støtte,brudd} \end{Bmatrix} = V_{\max,LM3,støtte,brudd} = V_{04} = V_{05} \qquad (I.20)$$

I.2.7 Lastkombinasjon for kritisk feltmoment i bruksgrensetilstand

Tabell I.23: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM1 etter 1 år, beregnet ved formel (I.10) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{17} Karakteristisk last m/LM1 etter 1 år	M_{18} Ofte forekommende last m/LM1 etter 1 år	M_{19} Tilnærmet permanent last m/LM1 etter 1 år
Strekk på overside	-	-	-
Strekk på underside	5565 kNm	698 kNm	-176 kNm

Tabell I.24: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM1 etter 100 år, beregnet med formel (I.10) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{20} Karakteristisk last m/LM1 etter 100 år	M_{21} Ofte forekommende last m/LM1 etter 100 år	M_{22} Tilnærmet permanent last m/LM1 etter 100 år
Strekk på overside	-	-	-
Strekk på underside	7961 kNm	3094 kNm	2220 kNm

$$M_{\max,karakteristisk,LM1,felt} = \max\begin{Bmatrix} M_{17} \\ M_{20} \end{Bmatrix} = M_{20} \qquad (I.21)$$

$$M_{\max,ofte,LM1,felt} = \max\begin{Bmatrix} M_{18} \\ M_{21} \end{Bmatrix} = M_{21} \qquad (I.22)$$

$$M_{\max,permanent,LM1,felt} = \max\begin{Bmatrix} M_{19} \\ M_{22} \end{Bmatrix} = M_{22} \qquad (I.23)$$

Tabell I.25: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM3 etter 1 år, beregnet med formel (I.11) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{23} Karakteristisk last m/LM3 etter 1 år
Strekk på overside	-
Strekk på underside	17050 kNm

Tabell I.26: Feltmoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM3 etter 100 år, beregnet med formel (I.11) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{26} Karakteristisk last m/LM1 etter 100 år
Strekk på overside	-
Strekk på underside	19440 kNm

$$M_{\max,karakteristisk,LM3,felt} = \max\begin{Bmatrix} M_{23} \\ M_{26} \end{Bmatrix} = M_{26} \qquad (I.24)$$

Kritisk feltmoment i bruksgrensetilstand etter lastkombinering:

$$M_{\max,karakteristisk,felt} = \max\begin{Bmatrix} M_{\max,karakteristisk,LM1,felt} \\ M_{\max,karakteristisk,LM3,felt} \end{Bmatrix} = M_{\max,karakteristisk,LM3,felt} = M_{26} \qquad (I.25)$$

I.2.8 Lastkombinasjon for kritisk støttemoment i bruksgrensetilstand

Tabell I.27: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM1 etter 1 år, beregnet med formel (I.10) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{27} Karakteristisk last m/LM1 etter 1 år	M_{28} Ofte forekommende last m/LM1 etter 1 år	M_{29} Tilnærmet permanent last m/LM1 etter 1 år
Strekk på overside	-9328 kNm	-7199 kNm	-6622 kNm
Strekk på underside	-	-	-

Tabell I.28: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM1 etter 100 år, beregnet med formel (I.10) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{30} Karakteristisk last m/LM1 etter 100 år	M_{31} Ofte forekommende last m/LM1 etter 100 år	M_{32} Tilnærmet permanent last m/LM1 etter 100 år
Strekk på overside	-7801 kNm	-5672 kNm	-5095 kNm
Strekk på underside	-	-	-

$$M_{\max,karakteristisk,LM1,støtte} = \max\begin{Bmatrix} M_{27} \\ M_{30} \end{Bmatrix} = M_{27} \tag{I.26}$$

$$M_{\max,ofte,LM1,støtte} = \max\begin{Bmatrix} M_{28} \\ M_{31} \end{Bmatrix} = M_{28} \tag{I.27}$$

$$M_{\max,permanent,LM1,støtte} = \max\begin{Bmatrix} M_{29} \\ M_{32} \end{Bmatrix} = M_{29} \tag{I.28}$$

Tabell I.29: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM3 etter 1 år, beregnet med formel (I.11) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{33} Karakteristisk last m/LM1 etter 1 år
Strekk på overside	-15910 kNm
Strekk på underside	-

Tabell I.30: Støttemoment for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM3 etter 100 år, beregnet med formel (I.11) i Excel.

Antatt ugunstig moment	M_{34} Karakteristisk last m/LM1 etter 100 år
Strekk på overside	-14380 kNm
Strekk på underside	-

$$M_{\max,karakteristisk,LM3,støtte} = \max\begin{Bmatrix} M_{33} \\ M_{34} \end{Bmatrix} = M_{33} \qquad (I.29)$$

Kritisk støttemoment i bruksgrensetilstand etter lastkombinering:

$$M_{\max,karakteristisk,støtte} = \max\begin{Bmatrix} M_{\max,karakteristisk,LM1,støtte} \\ M_{\max,karakteristisk,LM3,støtte} \end{Bmatrix} = M_{\max,karakteristisk,LM3,støtte} = M_{35} \qquad (I.30)$$

I.2.9 Lastkombinasjon for kritisk skjærkraft nær støtte i bruksgrensetilstand

Tabell I.31: Skjærkraft v/støtte for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM1 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.10) i Excel.

Antatt ugunstig skjær	V_{06}	V_{07}	V_{08}
	Karakteristisk last m/LM1	Ofte forekommende last m/LM1	Tilnærmet permanent last m/LM1
Mot klokka	-	-	-
Med klokka	1935 kN	1935 kN	1935 kN

$$V_{\max,karakteristisk,LM1} = V_{06} \tag{I.31}$$

$$V_{\max,ofte,LM1} = V_{07} \tag{I.32}$$

$$V_{\max,permanent,LM1} = V_{08} \tag{I.33}$$

Tabell I.32: Skjærkraft v/støtte for kritisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med LM3 etter 1 år og 100 år, beregnet med formel (I.11) i Excel.

Antatt ugunstig skjær	V_{09}
	Karakteristisk last m/LM3
Mot klokka	-
Mot klokka	3015 kN

$$V_{\max,karakteristisk,LM3} = V_{09} \tag{I.34}$$

Kritisk skjærkraft nær støtte i bruksgrensetilstand etter lastkombinering:

$$V_{\max,karakteristisk} = \max \begin{Bmatrix} V_{\max,karakteristisk,LM1} \\ V_{\max,karakteristisk,LM3} \end{Bmatrix} = V_{\max,karakteristisk,LM3} = V_{09} \tag{I.35}$$

I.3 Dimensjonerende laster fra kritiske lastkombinasjoner

Tabell I.33: Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand.

Dimensjonerende	Hentet fra	Fra ligning	Verdi fra Excel	Kritisk trafikklast
Feltmoment, $M_{\max,\,felt,brudd}$	Ligning I.14 og Tabell I.17	$= M_{\max,LM3,\,felt,brudd}$ $= M_{08}$	24740 kNm	LM3
Støttemoment, $M_{\max,støtte,brudd}$	Ligning I.17 og Tabell I.20	$= M_{\max,LM3,støtte,brudd}$ $= M_{15}$	-18670 kNm	LM3
Skjærkraft, $V_{\max,brudd}$	Ligning I.20 og Tabell I.22	$= V_{\max,LM3,støtte,brudd}$ $= V_{04} = V_{05}$	3852 kN	LM3

Tabell I.34: Dimensjonerende krefter i bruksgrensetilstand.

Dimensjonerende feltmoment	Hentet fra	Komponent	Verdi fra Excel	Kritisk trafikklast
Karakteristisk last, $M_{\max,karakteristisk,felt}$	Ligning 1.25 og Tabell I.26	$=M_{\max,karakteristisk,LM3,felt}$ $=M_{26}$	19440 kNm	LM3
Ofte forekommende last, $M_{\max,støtte,brudd}$	Ligning I.22 og Tabell I.23	$=M_{\max,ofte,LM1,felt}$ $=M_{21}$	3094 kNm	LM1
Permanent last, $M_{\max,permanent,felt}$	Ligning I.23 og Tabell I.23	$=M_{\max,permanent,LM1,felt}$ $=M_{22}$	2220 kNm	LM1
Dimensjonerende støttemoment	Hentet fra	Komponent	Verdi	Kritisk trafikklast
Karakteristisk last, $M_{\max,karakteristisk,støtte}$	Ligning I.30 og Tabell I.29	$=M_{\max,karakteristisk,LM3,støtte}$ $=M_{33}$	-15910 kNm	LM3
Ofte forekommende last, $M_{\max,ofte,støtte}$	Ligning I.27 og Tabell I.27	$=M_{\max,ofte,LM1,støtte}$ $=M_{28}$	-7199 kNm	LM1
Permanent last, $M_{\max,permanent,felt}$	Ligning I.29 og Tabell I.27	$=M_{\max,permanent,LM1,støtte}$ $=M_{29}$	-6622 kNm	LM1
Dimensjonerende skjærkraft nær støtte	Hentet fra	Komponent	Verdi	Kritisk trafikklast
Karakteristisk last, $V_{\max,karakteristisk}$	Ligning I.35 og Tabell I.32	$=V_{\max,karakteristisk,LM3}$ $=V_{09}$	3015 kN	LM3
Ofte forekommende last, $V_{\max,ofte}$	Ligning I.32 og Tabell I.31	$=V_{\max,ofte,LM1}$ $=V_{07}$	1935 kN	LM1
Permanent last, $V_{\max,permanent}$	Ligning I.33 og Tabell I.31	$=V_{\max,permanent,LM1}$ $=V_{08}$	1935 kN	LM1

VEDLEGG J.1

BRUDDGRENSETILSTAND
M/N-DIAGRAM

Bruddgrensetilstand

M/N-diagram for snitt 2 (over støtte):

- Kapasiteten i bruddgrensetilstand i snitt 2 kontrolleres ut fra prinsippet med M/N-diagram med kombinert aksial- og momentkraftkapasitet. Kreftene etter 1 år er dimensjonerende.

Snitt 2 - over støtte: strekk i overkant og trykk i underkant

Variabler:

Dekket: $b_{1.eff} := 2250mm$ $h_d := 450mm$ $A_{c.d} := b_{1.eff} \cdot h_d = 1012500 \cdot mm^2$

Bjelken: $b_{bj} := 900mm$ $h_{bj} := 1950mm$ $A_{c.bj.s} := b_{bj} \cdot h_{bj} = 1755000 \cdot mm^2$

E-moduler: $E_s := 200000MPa$ $E_p := 195000MPa$

Fasthet: $f_{yk} := 500MPa$ $f_{yd} := 434MPa$ $f_{ck} := 45MPa$ $f_{cd} := 25.5MPa$

Tøyninger: $\varepsilon_{c2} := 2.0 \cdot 10^{-3}$ $\varepsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3} \qquad \varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering: strekk: $A_{s.1.s} := 12064mm^2 + 3016mm^2 = 15080 \cdot mm^2$ $h_{s.1.s} := 2252mm$

trykk: $A_{s.2.s} := 2 \cdot 5 \cdot \frac{\pi \cdot (32mm)^2}{4} = 8042 \cdot mm^2$ $h_{s.2.s} := 200mm$

Spennarmering: $A_{p.tot} := 11400mm^2$ $h_{p.gj.snitt.s} := 1090mm$

$P_{reell.1år} := 13595kN$ $f_{pd} := \frac{1860MPa}{1.1} = 1691 \cdot MPa$

Tyngdepunkt: $z_{tp.s} := 1406mm$

Trykksone: $\lambda := 0.8$ $\eta := 1.0$ $d_s := h_{s.1.s} = 2252 \cdot mm$

Tøyningsbegrensninger:

Spennarmering: må ta hensyn til tøyningen som allerede eksisterer i spennarmeringen

$$\Delta\varepsilon_{p.max} := \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.1år}$$

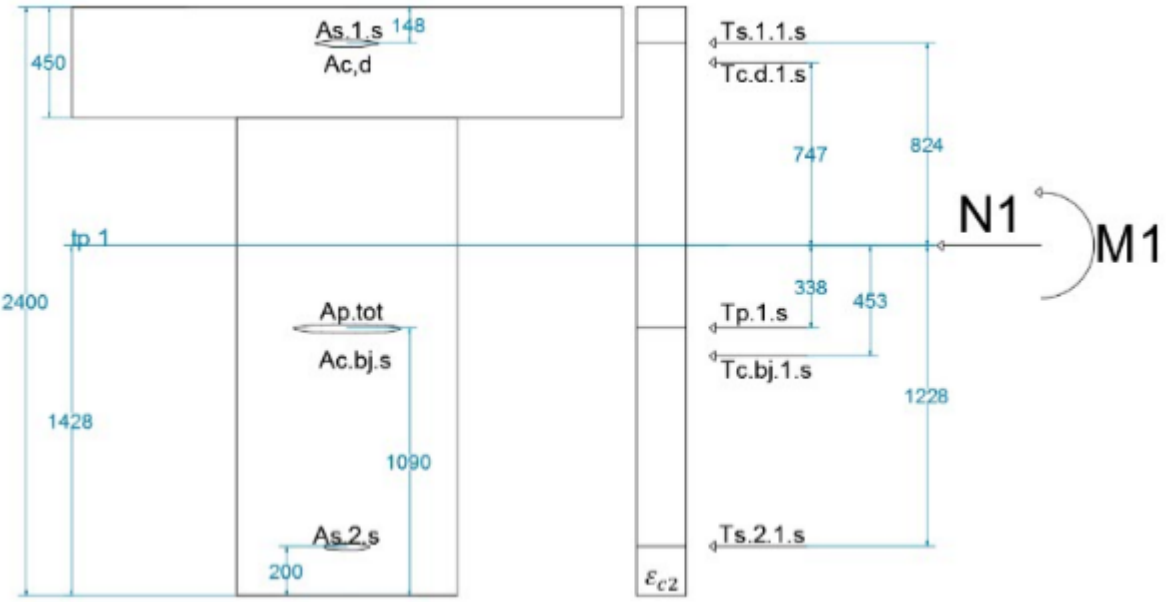
$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 8.671 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{p.1år} := \frac{\frac{P_{reell.1år}}{A_{p.tot}}}{E_p} = 6.116 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.max} := \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.1år} = 2.56 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering: $\Delta\varepsilon_{s.max} := \varepsilon_{yd} = 2.17 \times 10^{-3}$ som tilsvarer en spenning lik f_{yd}.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}



Krefter:

$T_{c.d.1.s} := f_{cd} \cdot A_{c.d} = 25819 \cdot kN$

$T_{c.bj.1.s} := f_{cd} \cdot A_{c.bj.s} = 44753 \cdot kN$

$T_{p.1.s} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 4446 \cdot kN$

$T_{s.1.1.s} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.1.s} = 6032 \cdot kN$

$T_{s.2.1.s} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.2.s} = 3217 \cdot kN$

Momentarm:

$z_{c.d.1.s} := 769mm$

$z_{c.bj.1.s} := 431mm$

$z_{p.1.s} := 316mm$

$z_{s.1.1.s} := 846mm$

$z_{s.2.1.s} := 1206mm$

Aksialkraftkapasitet $N_{1.s}$:

$N_{1.s} := T_{c.d.1.s} + T_{c.bj.1.s} + T_{p.1.s} + T_{s.1.1.s} + T_{s.2.1.s} = 84266 \cdot kN$

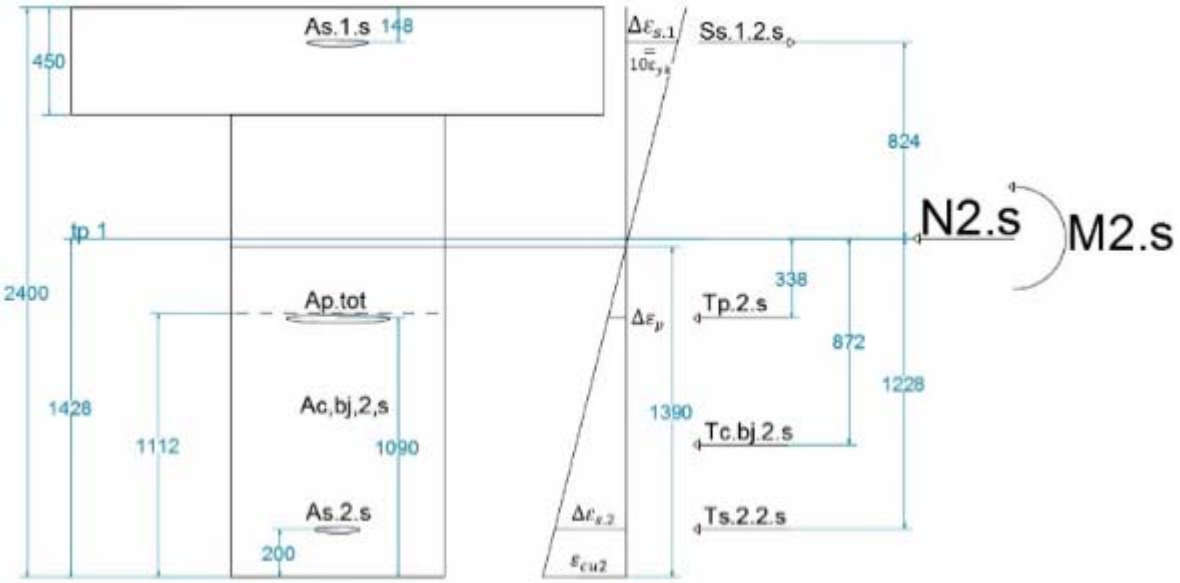
Momentkapasitet $M_{1.s}$:

$M_{1.s} := T_{s.1.1.s} \cdot z_{s.1.1.s} + T_{c.d.1.s} \cdot z_{c.d.1.s} - T_{p.1.s} \cdot z_{p.1.s} - T_{c.bj.1.s} \cdot z_{c.bj.1.s} - T_{s.2.1.s} \cdot z_{s.2.1.s}$

$M_{1.s} = 385 \cdot kN \cdot m$

$N_{1.s}$ gir trykk, mens $M_{1.s}$ gir strekk i overkant.

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen ε_{yd} i strekkarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{2.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.617 \qquad \alpha_{2.s} \cdot d_s = 1390 \cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{p.2.s} := \frac{(\alpha_{2.s} \cdot d_s) - h_{p.gj.snitt.s}}{(\alpha_{2.s} \cdot d_s)} \cdot \varepsilon_{cu2} = 7.6 \times 10^{-4} \qquad < \Delta\varepsilon_{.p.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.2.2.s} := \frac{(\alpha_{2.s} \cdot d_s) - h_{s.2.s}}{(\alpha_{2.s} \cdot d_s)} \cdot \varepsilon_{cu2} = 3 \times 10^{-3} \qquad > \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

Krefter:

$$T_{c.bj.2.s} := \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot \alpha_{2.s} \cdot d_s \cdot b_{bj} = 25523 \cdot kN$$

$$S_{s.1.2.s} := f_{yd} \cdot A_{s.1.s} = 6545 \cdot kN$$

$$T_{s.2.2.s} := \Delta\varepsilon_{s.max} \cdot E_s \cdot A_{s.2.s} = 3490 \cdot kN$$

$$T_{p.2.s} := \Delta\varepsilon_{p.2.s} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 1680 \cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.bj.2.s} := 850mm$$

$$z_{s.1.2.s} := 846mm$$

$$z_{s.2.2.s} := 1206mm$$

$$z_{p.2.s} := 316mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{2.s}$:

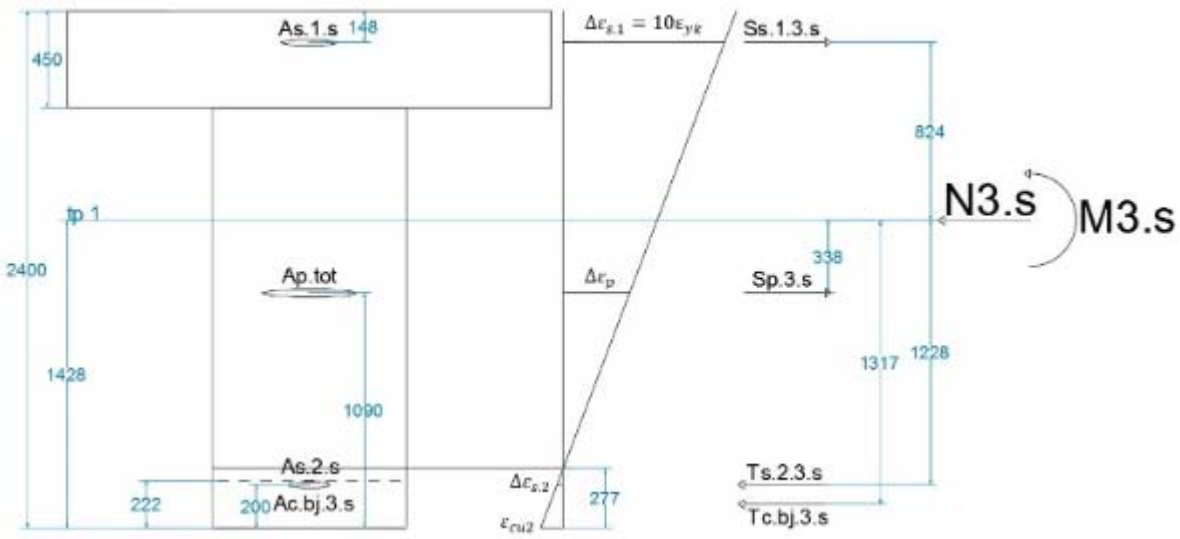
$$N_{2.s} := -S_{s.1.2.s} + T_{p.2.s} + T_{c.bj.2.s} + T_{s.2.2.s} = 24148 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{2.s}$:

$$M_{2.s} := -S_{s.1.2.s} \cdot z_{s.1.2.s} - T_{p.2.s} \cdot z_{p.2.s} - T_{c.bj.2.s} \cdot z_{c.bj.2.s} - T_{s.2.2.s} \cdot z_{s.2.2.s} = -31971 \cdot kN \cdot m$$

$N_{2.s}$ gir trykk, mens $M_{2.s}$ gir strekk i overkant.

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyning $10\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{3.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{10\cdot\varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = 0.123 \qquad \alpha_{3.s}\cdot d_s = 277\cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{s.1.3.s} := 10\cdot\varepsilon_{yk} = 0.025 \qquad > \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.3.s} := \frac{h_{p.gj.snitt.s} - (\alpha_{3.s}\cdot d_s)}{(\alpha_{3.s}\cdot d_s)}\cdot\varepsilon_{cu2} = 0.01 \qquad > \Delta\varepsilon_{.p.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.2.3.s} := \frac{(\alpha_{3.s}\cdot d_s) - h_{s.2.s}}{(\alpha_{3.s}\cdot d_s)}\cdot\varepsilon_{cu2} = 9.69\times10^{-4} \qquad < \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

Krefter:

$$T_{c.bj.3.s} := \eta\cdot f_{cd}\cdot\lambda\cdot\alpha_{3.s}\cdot d_s\cdot b_{bj} = 5078\cdot kN$$

$$T_{s.2.3.s} := \Delta\varepsilon_{s.2.3.s}\cdot E_s\cdot A_{s.2.s} = 1558\cdot kN$$

$$S_{s.1.3.s} := \Delta\varepsilon_{s.max}\cdot E_s\cdot A_{s.1.s} = 6545\cdot kN$$

$$S_{p.3.s} := \Delta\varepsilon_{p.max}\cdot E_p\cdot A_{p.tot} = 5681\cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.bj.3.s} := z_{tp.s} - 0.4\cdot(\alpha_{3.s}\cdot d_s) = 1295\cdot mm$$

$$z_{s.2.3.s} := 1206mm$$

$$z_{s.1.3.s} := 846mm$$

$$z_{p.3.s} := 316mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{3.s}$:

$$N_{3.s} := T_{c.bj.3.s} + T_{s.2.3.s} - S_{p.3.s} - S_{s.1.3.s} = -5590 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{3.s}$:

$$M_{3.s} := -S_{s.1.3.s} \cdot z_{s.1.3.s} + S_{p.3.s} \cdot z_{p.3.s} - T_{c.bj.3.s} \cdot z_{c.bj.3.s} - T_{s.2.3.s} \cdot z_{s.2.3.s} = -12199 \cdot kN \cdot m$$

$N_{3.s}$ gir strekk, mens $M_{3.s}$ gir strekk i overkant.

Oppsummering: snitt 2 - støtte

Aksialkraftkapasitet:

$N_{1.s} = 84266 \cdot kN$

$N_{2.s} = 24148 \cdot kN$

$N_{3.s} = -5590 \cdot kN$

Momentkapasitet:

$M_{1.s} = 385 \cdot kN \cdot m$

$M_{2.s} = -31971 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.s} = -12199 \cdot kN \cdot m$

Dimensjonerende aksialkraft og momenter etter 1 år (fra lastkombinering):

$N_{Ed.1år} := 13595kN$

$M_{Ed.LM3.1år} := -18670kN \cdot m$

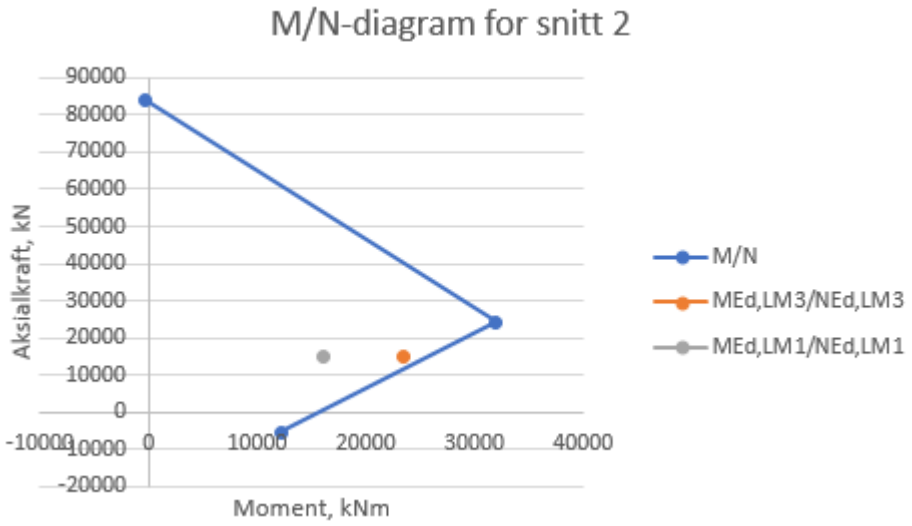
$M_{Ed.LM1.1år} := -11310kN \cdot m$

Resulterende dimensjonerende krefter - spennkrafta virker ugunstig over støtta:

$$M_{Ed.LM3.s} := M_{Ed.LM3.1år} + \left[-1.1 \cdot N_{Ed.1år} \cdot \left(z_{tp.s} - h_{p.gj.snitt.s}\right)\right] = -23396 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{Ed.LM1.s} := M_{Ed.LM1.1år} + \left[-1.1 \cdot N_{Ed.1år} \cdot \left(z_{tp.s} - h_{p.gj.snitt.s}\right)\right] = -16036 \cdot kN \cdot m$$

$$N_{Ed.s} := 1.1 \cdot N_{Ed.1år} = 14955 \cdot kN$$



Kapasiteten over støtte er tilstrekkelig for LM1, mens for LM3 er kapasiteten så vidt innenfor kapasitetskurven og kan derfor være mer kritisk.

M/N-diagram for snitt 1:

- Kapasiteten i bruddgrensetilstand i snitt 1 kontrolleres ut fra prinsippet med M/N-diagram med kombinert aksial- og momentkraftkapasitet. Kreftene etter 100 år er dimensjonerende. Slakkarmeringen i dekket er tatt med.

Snitt 1 - felt: strekk i underkant og trykk i overkant

Variabler:

Dekket: $b_{1.eff} = 2250 \cdot mm$ $h_d = 450 \cdot mm$ $A_{c.d} = 1012500 \cdot mm^2$

Bjelken: $b_{bj.steg} := 450mm$ $h_{bj} = 1950 \cdot mm$ $A_{c.bj.f} := 1226250mm^2$

$h_{bj.1} := 300mm$ $h_{bj.2} := 50mm$ $b_{bj.2} := 225mm$

E-moduler: $E_s = 200000 \cdot MPa$ $E_p = 195000 \cdot MPa$

Fasthet: $f_{yk} = 500 \cdot MPa$ $f_{yd} = 434 \cdot MPa$

$f_{ck} = 45 \cdot MPa$ $f_{cd} = 25.5 \cdot MPa$

Tøyninger: $\varepsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_{cu2} = 3.5 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{yk} = 2.5 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_{yd} = 2.17 \times 10^{-3}$

Slakkarmering: strekk: $A_{s.1.f} := 13 \cdot \frac{\pi \cdot (16mm)^2}{4} = 2614 \cdot mm^2$ $h_{s.1.f} := 265mm$

trykk: $A_{s.2.f} := 6 \cdot \frac{\pi \cdot (20mm)^2}{4} = 1885 \cdot mm^2$ $h_{s.2.f} := 160mm$

*fra bunnen av dekket

$A_{s.d} := 14 \cdot \frac{\pi \cdot (20mm)^2}{4} = 4398 \cdot mm^2$ $h_{s.d} := 105mm$

*fra toppen av dekket

Spennarmering: $A_{p.tot} = 11400 \cdot mm^2$ $h_{p.gj.snitt.f} := 225mm$

$P_{reell.100år} := 12591kN$ $f_{pd} = 1691 \cdot MPa$

Tyngdepunkt: $z_{tp.f} := 1415mm$ $z_{c.bj} := 949mm$

Trykksone: $\lambda = 0.8$ $\eta = 1$ $d_f := h_{bj} + h_d - h_{p.gj.snitt.f} = 2175 \cdot mm$

Tøyningsbegrensninger:

Spennarmering: må ta hensyn til tøyningen som allerede eksisterer i spennarmeringen

$$\Delta\varepsilon_{p.max.f} := \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.100år}$$

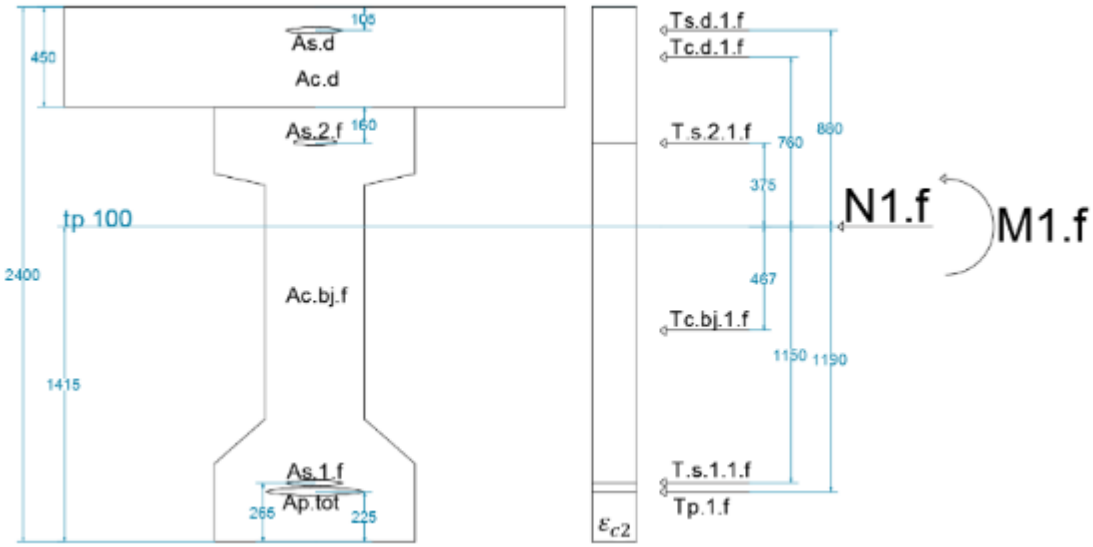
$$\varepsilon_{pd} = 8.671 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{p.100år} := \frac{\frac{P_{reell.100år}}{A_{p.tot}}}{E_p} = 5.664 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.max.f} := \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p.100år} = 3.01 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering: $\Delta\varepsilon_{s.max} = 2.17 \times 10^{-3}$ som tilsvarer en spenning lik f_{yd}.

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}



Krefter:

$T_{c.d.1.f} := A_{c.d} \cdot f_{cd} = 25819 \cdot kN$

$T_{c.bj.1.f} := A_{c.bj.f} \cdot f_{cd} = 31269 \cdot kN$

$T_{s.2.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.2.f} = 754 \cdot kN$

$T_{s.1.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.1.f} = 1046 \cdot kN$

$T_{p.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 4446 \cdot kN$

$T_{s.d.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.d} = 1759 \cdot kN$

Momentarm:

$z_{c.d.1.f} := 760mm$

$z_{c.bj.1.f} := z_{tp.f} - z_{c.bj} = 466 \cdot mm$

$z_{s.2.1.f} := 375mm$

$z_{s.1.1.f} := 1150mm$

$z_{p.1.f} := 1190mm$

$z_{s.d.1.f} := 880mm$

Aksialkraftkapasitet $N_{1.f}$:

$$N_{1.f} := T_{c.d.1.f} + T_{c.bj.1.f} + T_{s.2.1.f} + T_{s.1.1.f} + T_{p.1.f} + T_{s.d.1.f} = 65093 \cdot kN$$

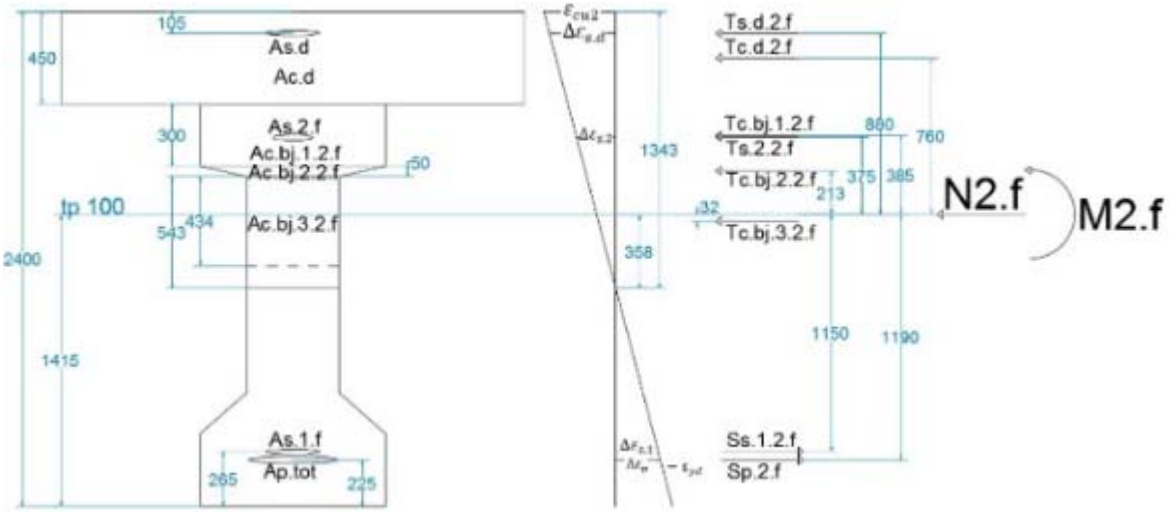
Momentkapasitet $M_{1.f}$:

$$M_{1.f} := T_{c.d.1.f} \cdot z_{c.d.1.f} + T_{s.2.1.f} \cdot z_{s.2.1.f} + T_{s.d.1.f} \cdot z_{s.d.1.f} \cdots + \left(-T_{c.bj.1.f} \cdot z_{c.bj.1.f} - T_{s.1.1.f} \cdot z_{s.1.1.f} - T_{p.1.f} \cdot z_{p.1.f}\right)$$

$$M_{1.f} = 389 \cdot kN \cdot m$$

$N_{1.f}$ gir trykk, mens $M_{1.f}$ gir strekk i underkant.

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyningen ε_{yd} i spennarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{2.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.617 \qquad \alpha_{2.f} \cdot d_f = 1343 \cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{s.1.2.f} := \frac{h_d + h_{bj} - (\alpha_{2.f} \cdot d_f) - h_{s.1.f}}{h_d + h_{bj} - (\alpha_{2.f} \cdot d_f) - h_{p.gj.snitt.f}} \cdot \varepsilon_{yd} = 2.07 \times 10^{-3} \qquad < \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.2.2.f} := \frac{(\alpha_{2.f} \cdot d_f) - h_d - h_{s.2.f}}{(\alpha_{2.f} \cdot d_f)} \cdot \varepsilon_{cu2} = 1.91 \times 10^{-3} \qquad < \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.d.2.f} := \frac{(\alpha_{2.f} \cdot d_f) - h_{s.d}}{(\alpha_{2.f} \cdot d_f)} \cdot \varepsilon_{cu2} = 3.23 \times 10^{-3} \qquad > \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

Krefter:	Momentarm:
$T_{c.d.2.f} := A_{c.d} \cdot f_{cd} = 25819 \cdot kN$	$z_{c.d.2.f} := 760mm$
$T_{c.b.1.2.f} := f_{cd} \cdot b_{bj} \cdot h_{bj.1} = 6885 \cdot kN$	$z_{c.b.1.2.f} := 385mm$
$T_{c.b.2.2.f} := f_{cd} \cdot \left(h_{bj.2} \cdot b_{bj.2} + b_{bj.steg} \cdot h_{bj.2}\right) = 861 \cdot kN$	$z_{c.b.2.2.f} := 213mm$
$h_{c.eff.3} := \left(\alpha_{2.f} \cdot d_f\right) - h_d - h_{bj.1} - h_{bj.2} = 543 \cdot mm$	
$T_{c.b.3.2.f} := \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot h_{c.eff.3} \cdot b_{bj.steg} = 4981 \cdot kN$	$z_{c.b.3.2.f} := 32mm$
$S_{p.2.f} := \varepsilon_{yd} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 4824 \cdot kN$	$z_{p.2.f} := 1190mm$
$S_{s.1.2.f} := \Delta\varepsilon_{s.1.2.f} \cdot E_s \cdot A_{s.1.f} = 1080 \cdot kN$	$z_{s.1.2.f} := 1150mm$
$T_{s.2.2.f} := \Delta\varepsilon_{s.2.2.f} \cdot E_s \cdot A_{s.2.f} = 720 \cdot kN$	$z_{s.2.2.f} := 375mm$
$T_{s.d.2.f} := \Delta\varepsilon_{s.max} \cdot E_s \cdot A_{s.d} = 1909 \cdot kN$	$z_{s.d.2.f} := 880mm$

Aksialkraftkapasitet $N_{2.f}$:

$$N_{2.f} := T_{c.d.2.f} + T_{c.b.1.2.f} + T_{c.b.2.2.f} + T_{c.b.3.2.f} + T_{s.2.2.f} - S_{p.2.f} - S_{s.1.2.f} + T_{s.d.2.f}$$

$$N_{2.f} = 35270 \cdot kN$$

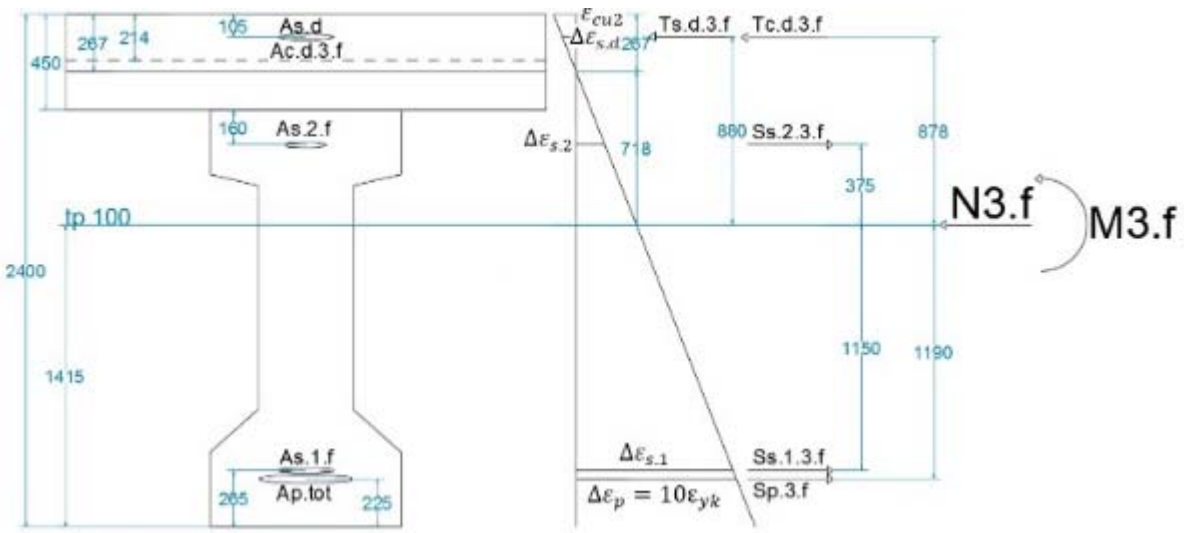
Momentkapasitet $M_{2.f}$:

$$M_{2.f} := T_{c.d.2.f} \cdot z_{c.d.2.f} + T_{c.b.1.2.f} \cdot z_{c.b.1.2.f} + T_{c.b.2.2.f} \cdot z_{c.b.2.2.f} + T_{s.2.2.f} \cdot z_{s.2.2.f} \cdots$$
$$+ T_{s.d.2.f} \cdot z_{s.d.2.f} + \left(T_{c.b.3.2.f} \cdot z_{c.b.3.2.f} + S_{p.2.f} \cdot z_{p.2.f} + S_{s.1.2.f} \cdot z_{s.1.2.f}\right)$$

$$M_{2.f} = 31548 \cdot kN \cdot m$$

$N_{2.f}$ gir trykk, mens $M_{2.f}$ gir strekk i underkant.

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyning $10\varepsilon_{yk}$ i spennarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{3.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{10\cdot\varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = 0.123 \qquad \alpha_{3.f}\cdot d_f = 267\cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{s.2.3.f} := \frac{h_{s.2.f} + \left[h_d - \left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right)\right]}{\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right)}\cdot\varepsilon_{cu2} = 4.49\times10^{-3} \qquad > \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.d.3.f} := \frac{\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right) - h_{s.d}}{\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right)}\cdot\varepsilon_{cu2} = 2.12\times10^{-3} \qquad < \Delta\varepsilon_{.s.max}$$

$$\Delta\varepsilon_{s.1.3.f} := \Delta\varepsilon_{s.max} = 2.17\times10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.3.f} := \Delta\varepsilon_{p.max.f} = 3.01\times10^{-3}$$

Krefter:

$$T_{c.d.3.f} := \eta\cdot f_{cd}\cdot\lambda\cdot\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right)\cdot b_{1.eff} = 12260\cdot kN$$

$$S_{s.2.3.f} := \Delta\varepsilon_{s.max}\cdot E_s\cdot A_{s.2.f} = 818\cdot kN$$

$$S_{s.1.3.f} := \Delta\varepsilon_{s.max}\cdot E_s\cdot A_{s.1.f} = 1134\cdot kN$$

$$S_{p.3.f} := \Delta\varepsilon_{p.max.f}\cdot E_p\cdot A_{p.tot} = 6685\cdot kN$$

$$T_{s.d.3.f} := \Delta\varepsilon_{s.d.3.f}\cdot E_s\cdot A_{s.d} = 1868\cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.d.3.f} := 878mm$$

$$z_{s.2.3.f} := 375mm$$

$$z_{s.1.3.f} := 1150mm$$

$$z_{p.3.f} := 1190mm$$

$$z_{s.d.3.f} := 880mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{3.f}$:

$$N_{3.f} := T_{c.d.3.f} - S_{s.2.3.f} - S_{s.1.3.f} - S_{p.3.f} + T_{s.d.3.f} = 5491 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{3.f}$:

$$M_{3.f} := T_{c.d.3.f} \cdot z_{c.d.3.f} - S_{s.2.3.f} \cdot z_{s.2.3.f} + S_{s.1.3.f} \cdot z_{s.1.3.f} + S_{p.3.f} \cdot z_{p.3.f} + T_{s.d.3.f} \cdot z_{s.d.3.f}$$

$$M_{3.f} = 21362 \cdot kN \cdot m$$

$N_{3.f}$ gir trykk, mens $M_{3.f}$ gir strekk i underkant.

Oppsummering: snitt 1 - felt

Aksialkraftkapasitet:

$N_{1.f} = 65093 \cdot kN$

$N_{2.f} = 35270 \cdot kN$

$N_{3.f} = 5491 \cdot kN$

Momentkapasitet:

$M_{1.f} = 389 \cdot kN \cdot m$

$M_{2.f} = 31548 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.f} = 21362 \cdot kN \cdot m$

Dimensjonerende aksialkraft og moment etter 100 år (fra lastkombinering):

$N_{Ed.100år} := 12591kN$

$M_{Ed.LM3.100år} := 24740kN \cdot m$

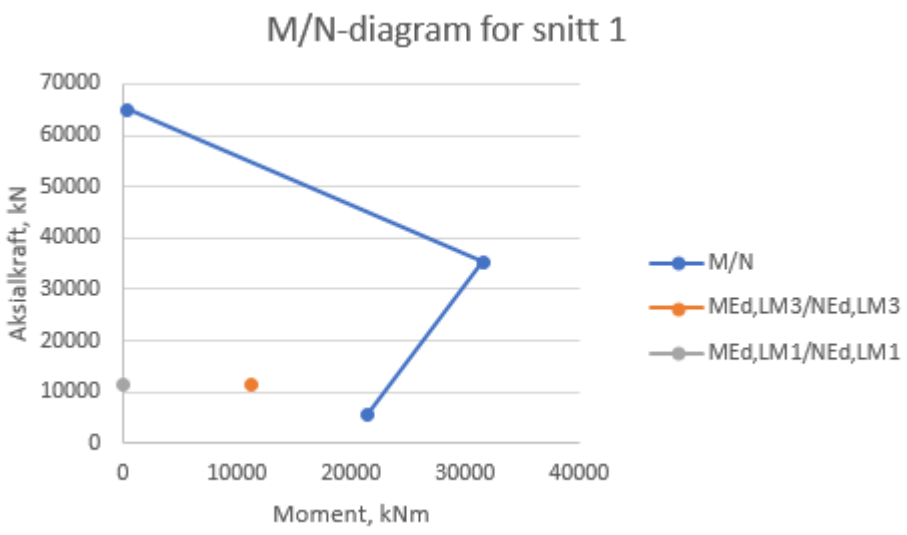
$M_{Ed.LM1.100år} := 13500kN \cdot m$

Resulterende dimensjonerende krefter - spennkrafta virker gunstig i felt:

$M_{Ed.LM3.f} := M_{Ed.LM3.100år} - 0.9 \cdot N_{Ed.100år} \cdot (z_{tp.f} - h_{p.gj.snitt.f}) = 11255 \cdot kN \cdot m$

$M_{Ed.LM1.f} := M_{Ed.LM1.100år} - 0.9 \cdot N_{Ed.100år} \cdot (z_{tp.f} - h_{p.gj.snitt.f}) = 15 \cdot kN \cdot m$

$N_{Ed.f} := 0.9 \cdot N_{Ed.100år} = 11332 \cdot kN$



Ser at kapasiteten for samtidighet av aksialkraft og moment er tilstrekkelig både for LM1 og LM3. Begge punktene er godt innenfor kapasitetskurven.

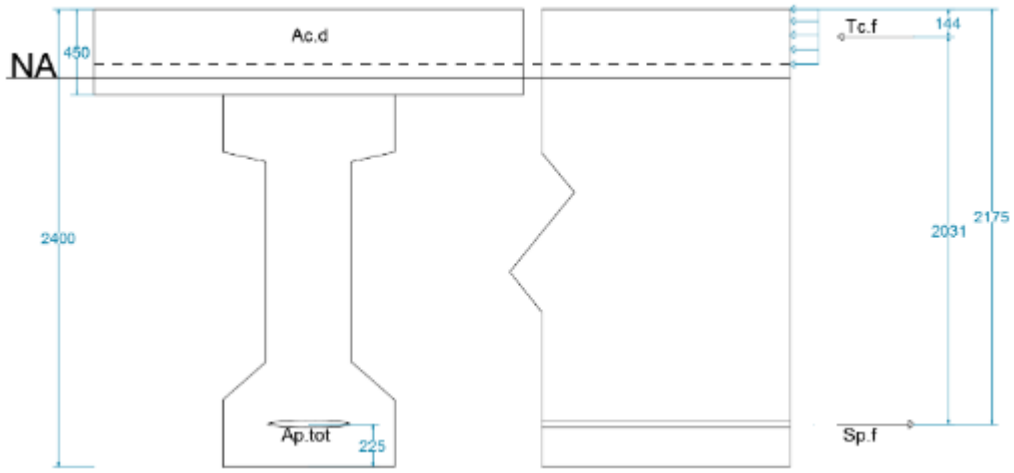
VEDLEGG J.2

BRUDDGRENSETILSTAND
REN MOMENTKAPASITET

Bruddgrensetilstand

Momentkapasitet i snitt 1 (felt):

- Kontrollerer om momentkapasiteten i snitt 1 er tilstrekkelig.
  Kapasiteten styres av om tverrsnittet er under- eller overarmert.
  Får flyt i spennarmeringen. Neglisjerer bidrag fra slakkarmering.



Variabler:

Materialer: $f_{cd} := 25.5MPa$ $\quad f_{p0.1k} := 1670MPa$ $\quad f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1452 \cdot MPa$

$E_s := 200000MPa$ $\quad E_p := 195000MPa$

$\varepsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$ $\quad \varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} = 7.447 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt: $d_f := 2175mm$ $\quad b_{bj.f} := 800mm$ $\quad b_{eff.1} := 2250mm$

$h_d := 450mm$ $\quad h_{bj} := 1950mm$

Armering: $A_{p.tot} := 11400mm^2$

Spennkraft: $F_p := 4442kN$ $\quad F_{p.tot} := 0.85 \cdot F_p \cdot 4 = 15103 \cdot kN$

Redusert spennkraft fra kryp, svinn, relaksasjon: $F_{p.red.1år} := 13595kN$

$F_{p.red.100år} := 12591kN$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed.f.LM3.100år} := 24740kN \cdot m$

$M_{Ed.f.LM1.100år} := 13500kN \cdot m$

Tøyninger:

Forspenning etter låsetap: $\sigma_{p0} := \frac{F_{p.tot}}{A_{p.tot}} = 1325 \cdot MPa$

Intiell tøyningsdifferanse: $\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 6.794 \times 10^{-3}$

Tøyningstap: $\Delta\varepsilon_{tap.1år} := \frac{\frac{F_{p.tot} - F_{p.red.1år}}{A_{p.tot}}}{E_p} = 6.783 \times 10^{-4}$

$\Delta\varepsilon_{tap.100år} := \frac{\frac{F_{p.tot} - F_{p.red.100år}}{A_{p.tot}}}{E_p} = 1.13 \times 10^{-3}$

Effektiv tøyningsdifferanse: $\varepsilon_{p0.eff.1år} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.1år} = 6.116 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{p0.eff.100år} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.100år} = 5.664 \times 10^{-3}$

Total tøyning ved brudd: $\Delta\varepsilon_{p.1år} := \varepsilon_p - \varepsilon_{p0.eff.1år} = 1.331 \times 10^{-3}$

$\Delta\varepsilon_{p.100år} := \varepsilon_p - \varepsilon_{p0.eff.100år} = 1.783 \times 10^{-3}$

Trykksonehøydefaktor for balansert spennarmering:
flyt i spennarmering og trykkbruddtøyning i betongen

$$\alpha_{b.1år} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\Delta\varepsilon_{p.1år} + \varepsilon_{cu2}} = 0.724$$

$$\alpha_{b.100år} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\Delta\varepsilon_{p.100år} + \varepsilon_{cu2}} = 0.662$$

Balansert spennarmering: trykksonen ligger nedenfor dekket, må tas hensyn til

$$A_{pb.1år} := \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \left[h_d \cdot b_{eff.1} + b_{bj.f} \cdot 0.8 \cdot \left(\alpha_{b.1år} \cdot d_f - h_d\right)\right] = 30429 \cdot mm^2$$

$$A_{pb.100år} := \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \left[h_d \cdot b_{eff.1} + b_{bj.f} \cdot 0.8 \cdot \left(\alpha_{b.100år} \cdot d_f - h_d\right)\right] = 28916 \cdot mm^2$$

$A_{p.1år} := \text{if}\left(A_{p.tot} < A_{pb.1år}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}\right) = \text{"UNDERARMERT"}$

$A_{p.100år} := \text{if}\left(A_{p.tot} < A_{pb.100år}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}\right) = \text{"UNDERARMERT"}$

Tverrsnittet i snitt 1 er underarmert, dvs spennarmeringen "flyter" både etter 1 år og 100 år.

<u>Virkelig trykksonehøyde i felt:</u> fra bestemmelsen om aksiell likevekt
Antar at den ligger i dekket

$$\alpha_f := \frac{A_{p.tot} \cdot f_{pd}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d_f \cdot b_{eff.1}} = 0.166 \qquad \alpha_f \cdot d_f = 360.7 \cdot mm$$

Sjekker at trykksonen ligger i dekket:

$\alpha_{f.dekke} := \text{if}\left(\alpha_f \cdot d_f < h_d, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

<u>Betongtrykkresultant:</u>

$T_{c.f} := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_f \cdot b_{eff.1} \cdot d_f = 16555 \cdot kN$

<u>Trykksonens momentarm:</u>

$z_{T.c.f} := \left(1 - 0.4 \cdot \alpha_f\right) \cdot d_f = 2031 \cdot mm$

<u>Momentkapasitet i felt:</u>

$M_{Rd.f} := T_{c.f} \cdot z_{T.c.f} = 33618 \cdot kN \cdot m$

Kapasitetskontroll:

Dimensjonerende moment i felt er for LM3 og LM1 etter 100 år kontrolleres

LM3:

$$Kapasitet_{f.LM3} := if\left(M_{Rd.f} > M_{Ed.f.LM3.100år}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$Kapasitet_{f.LM3} = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

LM1:

$$Kapasitet_{f.LM1} := if\left(M_{Rd.f} > M_{Ed.f.LM1.100år}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$Kapasitet_{f.LM1} = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

Momentkapasiteten i snitt 1 er tilstrekkelig for lastkombinasjonene LM3 og LM1.

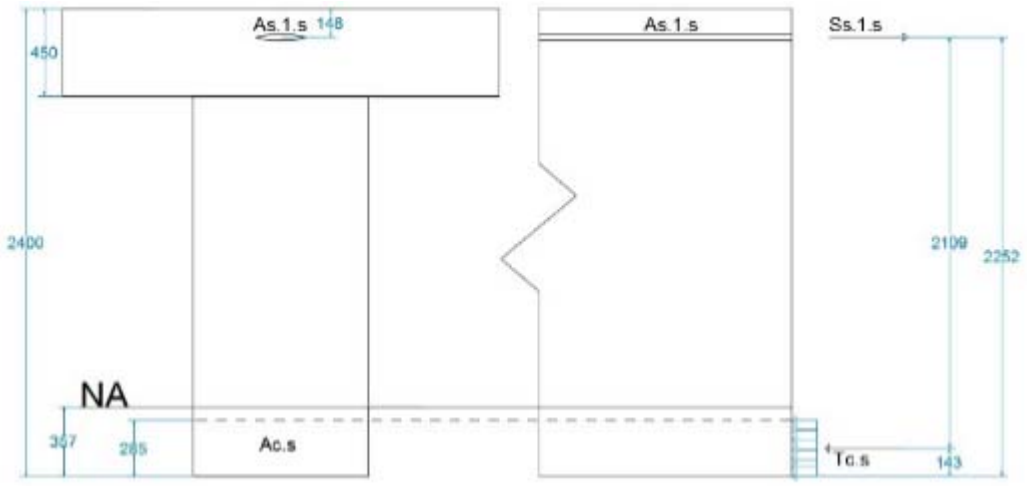
Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed.f.LM3.100år}}{M_{Rd.f}} = 74 \cdot \%$$

$$\frac{M_{Ed.f.LM1.100år}}{M_{Rd.f}} = 40 \cdot \%$$

Momentkapasitet snitt 2 (støtte):

- Antar "flyt" i strekkarmeringen (underarmert).



Variabler:

Materialer: $f_{cd} = 25.5 \cdot MPa$ $\quad f_{yd} := 434MPa$

$E_s = 200000 \cdot MPa$ $\quad E_p = 195000 \cdot MPa$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.17 \times 10^{-3}$$

Tverrsnitt: $d_s := 2252mm$ $\quad b_{bj.s} := 900mm$ $\quad b_{eff.1} = 2250 \cdot mm$

$h_d = 450 \cdot mm$ $\quad h_{bj} = 1950 \cdot mm$

Armering: $A_{s.1} := 15080mm^2$ $\quad h_{s.1} := d_s = 2252 \cdot mm$

$$A_{s.2} := 10 \cdot \frac{\pi \cdot (32mm)^2}{4} = 8042 \cdot mm^2 \qquad h_{s.2} := 200mm$$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed.s.LM3.1år} := 18670kN \cdot m$

$M_{Ed.s.LM1.1år} := 11310kN \cdot m$

Virkelig trykksonehøyde: antatt underarmert tverrsnitt

$$\alpha_s := \frac{A_{s.1} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{bj.s} \cdot d_s} = 0.1583 \qquad \alpha_s \cdot d_s = 356.5 \cdot mm$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\Delta\varepsilon_{s.2} := \frac{\varepsilon_{yd}}{d_s - (\alpha_s \cdot d_s)} \cdot \left[(\alpha_s \cdot d_s) - h_{s.2}\right] = 1.791 \times 10^{-4}$$

Trykkhøyderesultanter:

$$T_{c.s} := f_{cd} \cdot 0.8 \cdot \alpha_s \cdot d_s \cdot b_{bj.s} = 6545 \cdot kN$$

Momentarm for trykksonen:

$$z_{T.c.s} := (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot d_s = 2109 \cdot mm$$

Momentkapasitet støtte: neglisjert bidrag utenfor trykksonen

$$M_{Rd.s} := T_{c.s} \cdot z_{T.c.s} = 13806 \cdot kN \cdot m$$

Kapasitetskontroll:

Dimensjonerende moment i snitt 2 (støtte) for LM3 og LM1 etter 1 år kontrolleres.

LM3:

$$Kapasitet_{s.LM3} := if\left(M_{Rd.s} > M_{Ed.s.LM3.1år}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$Kapasitet_{s.LM3} = \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}$$

LM1:

$$Kapasitet_{s.LM1} := if\left(M_{Rd.s} > M_{Ed.s.LM1.1år}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$Kapasitet_{s.LM1} = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

Momentkapasiteten i snitt 2 er tilstrekkelig for LM1, men ikke for LM3.

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed.s.LM3.1år}}{M_{Rd.s}} = 135 \cdot \%$$

$$\frac{M_{Ed.s.LM1.1år}}{M_{Rd.s}} = 82 \cdot \%$$

VEDLEGG J.3

BRUDDGRENSETILSTAND
MOMENTKAPASITET
RETT OVER STØTTA

Bruddgrensetilstand

Moment rett over støtte:

- Rett over støtte er det ingen spennkabler og dermed ingen aksialkrefter. Momentkapasiteten for ren bøyning må beregnes.

Rett over støtte: strekk i overkant, N_{Ed}=0kN

Variabler:

Tverrsnitt: $b_{eff.1} := 2250mm$ $h_{samv} := 2400mm$

Tøyninger: $\varepsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$ $\varepsilon_{yd} := 2.17 \cdot 10^{-3}$

Spenninger: $f_{yd} := 434MPa$ $f_{cd} := 25.5MPa$

Armering: $A_{s.1} := 15080mm^2$ $h_{s.1.s} := 2252mm$

$A_{s.2} := 8042mm^2$ $h_{s.2.s} := 200mm$

Trykksone: $\lambda := 0.8$ $\eta := 1.0$ $d_s := h_{s.1.s} = 2252 \cdot mm$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed.LM3.1år} := 18670kN \cdot m$ $M_{Ed.LM1.1år} := 11310kN \cdot m$

Balansert armeringstverrsnitt:

Trykksone:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.617 \qquad \alpha_b \cdot d_s = 1390 \cdot mm$$

Balansert armeringsmengde:

$$A_{s.b} := \frac{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.1} \cdot d_s \cdot \alpha_b}{f_{yd}} = 147020 \cdot mm^2$$

$$\text{if}\left(A_{s.1} < A_{s.b}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}\right) = \text{"UNDERARMERT"}$$

Underarmert tverrsnitt:

Trykksone:

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.1}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.1} \cdot d_s} = 0.063 \qquad \alpha \cdot d_s = 143 \cdot mm$$

Momentkapasitet rett over støtte:

$$M_{Rd} := \lambda \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.1} \cdot d_s^2 = 14365 \cdot kN \cdot m$$

Kontroll:

LM3:

$$M_{Rd.LM3.1år} := \text{if}\left(M_{Ed.LM3.1år} < M_{Rd}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$M_{Rd.LM3.1år} = \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}$$

LM1:

$$M_{Rd.LM1.1år} := \text{if}\left(M_{Ed.LM1.1år} < M_{Rd}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right)$$

$$M_{Rd.LM1.1år} = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

Tilstrekkelig kapasitet rett over støtte for dimensjonerende lastkombinasjon med LM1, men ikke tilstrekkelig for LM3.

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed.LM3.1år}}{M_{Rd}} = 130 \cdot \%$$

$$\frac{M_{Ed.LM1.1år}}{M_{Rd}} = 79 \cdot \%$$

VEDLEGG J.4

BRUDDGRENSETILSTAND
SKJÆRKAPASITET

Bruddgrensetilstand

Skjærkapasitet:

- Skjærstrekkapasiteten og skjærtykkapasiteten beregnes for samvirkebjelken i snitt 3 etter 100 år.

- ***Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering:*** EK2, 6.2.2

Antar opprisset tverrsnitt pga. store spenn: ligning (6.2a) benyttes for skjærstrekk

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering:

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

Variabler:

Faktorer: $\gamma_c := 1.5$ $k_1 := 0.15$

Spenninger: $f_{ck} := 45MPa$ $f_{cd} := 25.5MPa$

Tverrsnitt: $b_w := 900mm$ $A_{c.tot} := 2767500mm^2$

Armering: $A_{sl} := 15080mm^2$ $d := 2252mm$

Krefter: $N_{Ed.100år} := 12591kN$

Beregnede: $C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$

$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot 1mm}{d}} = 1.298$ < 2.0

$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 7.44 \times 10^{-3}$ < 0.02

$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed.100år}}{A_{c.tot}} = 4.55 \cdot MPa$ < 0.2f.cd

$$v_{min} := \frac{0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)}}{MPa^{\left(\frac{1}{2}\right)}} = 0.347$$

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot (MPa)^{\left(\frac{2}{3}\right)} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d = 2401 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.min} := \left(v_{min} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 2087 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.100år} := \max\left(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}\right) = 2401 \cdot kN$$

<u>Kontroll:</u> snitt 3

$V_{Ed.LM1} := 2419 \cdot kN$ > 2401 kN

$V_{Ed.LM3} := 3852 kN$ > 2401 kN

Både LM1 og LM3 gir større dimensjonerende moment enn kapasiteten.
Må beregne kapasiteten med behov for skjærarmering.

<u>Skjærtrykkapasitet uten armering:</u>

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

Utfører ingen kontroll her da det uansett nøvendig med skjærarmering.

- ***Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering:*** EK2, 6.2.3

Skjærstrekkapasitet og skjærtrykkapasitet beregnes etter 6.2.3(3) ligning (6.7N) og (6.9), hvor cot Θ ikke skal velges større enn 2.0 etter HB N400 kap. 7.6.2.

Skjærstrekkapasitet med skjærarmering:

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\Theta \quad \blacksquare$$

Variabler:

Vinkel: $\cot\Theta := 2.0 \qquad \Theta := 27°$

Spenninger: $f_{ywd} := 0.8 \cdot 500MPa = 400 \cdot MPa$

Momentarm: $h_{s.2.s} := 200mm \qquad z := d - h_{s.2.s} = 2052 \cdot mm$

Skjærkraft: $V_{Ed.LM3} = 3852 \cdot kN$

Senteravstand: $s_{bøyler} := 150mm$

Nødvendig skjærarmering per meter:

$$\frac{A_{sw.nødv}}{s} := \frac{V_{Ed.LM3}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\Theta} = \blacksquare \cdot mm \quad \blacksquare$$

Nødvendig skjærarmering med gitt senteravstand:

$$A_{sw.nødv} := \frac{V_{Ed.LM3} \cdot s_{bøyler}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\Theta} = 352 \cdot mm^2$$

Skjærarmering gitt i tegnigner: Ø20c150

$$A_{sw} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot (20mm)^2}{4} = 628 \cdot mm^2$$

Kontroll:

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s_{bøyler}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\Theta = 6876 \cdot kN$$

$$\text{if}\left(V_{Rd.s} > V_{Ed.LM3}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right) = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

Tilstrekkelig skjærstrekkapasitet i snitt 3 med valgt skjærarmering.

Skjærtrykkapasitet med skjærarmering:

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\Theta + \tan\Theta}$$

Variabler:

Vinkel: $\cot\Theta = 2$ $\tan\Theta := 0.5095$

Faktorer: $\nu_1 := 0.6$ ettersom $f_{.ck} < 60MPa$

$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.178$ ettersom $0 < \sigma_{.cp} < 0.25f_{.cd}$

Tverrsnitt: $b_w = 900 \cdot mm$

Armering: $z = 2052 \cdot mm$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\Theta + \tan\Theta} = 13269 \cdot kN$$

Kontroll: som en forenkling kontrolleres $V_{.Rd.max}$ mot $V_{.Ed}$ i snitt 3 og ikke over støtte

$$\text{if}\left(V_{Rd.max} > V_{Ed.LM3}, \text{"TILSTREKKELIG"}, \text{"IKKE TILSTREKKELIG"}\right) = \text{"TILSTREKKELIG"}$$

Tilstrekkelig skjærtrykkapasitet i snitt 3.

VEDLEGG J.5

BRUDDGRENSETILSTAND
OPPSPENNINGSTILSTAND

Bruddgrensetilstand

Kontroll av oppspenningstilstanden

- Må kontrollere situasjonen ved oppspenning, hvor det er samtidighet av aksialkraft og moment. Benytter M/N-diagram i snitt 1 og snitt 2.
- Konservativt å ikke ta med momentet fra egenvekt i snitt 1 - gunstig virkning.
- Neglisjerer strekkarmeringen i bunnflens i snitt 1 (konservativt).

<u>Snitt 1 - felt:</u> strekk i overkant og trykk i underkant

<u>Variabler:</u>

Oppspenning etter 70 døgn: $f_{ck}(70) = \blacksquare \cdot f_{ck}$

Spenninger: $f_{ck} := 45MPa$ $f_{cd} := 25.5MPa$ $f_{yd} := 434MPa$

E-modul: $E_s := 200000MPa$ $E_p := 195000MPa$

Tøyninger: $\varepsilon_{c2} := 2.0 \cdot 10^{-3}$ $\varepsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

$\varepsilon_{yk} := 2.5 \cdot 10^{-3}$ $\varepsilon_{yd} := 2.17 \cdot 10^{-3}$

Tverrsnitt: $h_{bj} := 1950mm$ $A_{c.bj.f} := 1226250mm^2$

$b_{steg} := 450mm$ $b_{flens} := 900mm$

Armering: $A_{s.2.f} := 1885mm^2$ $h_{s.2.f} := 160mm$ $d_{1.f} := 926.4mm$

*fra toppen av bjelken

Spennarmering: $A_{p.tot} := 11400mm^2$ $h_{p.gj.snitt.f} := 225mm$

Eksentrisitet: $e_p := 638.6mm$

Tyngdepunkt: $z_{t.70} := 863.6mm$ (Vedlegg C.3)

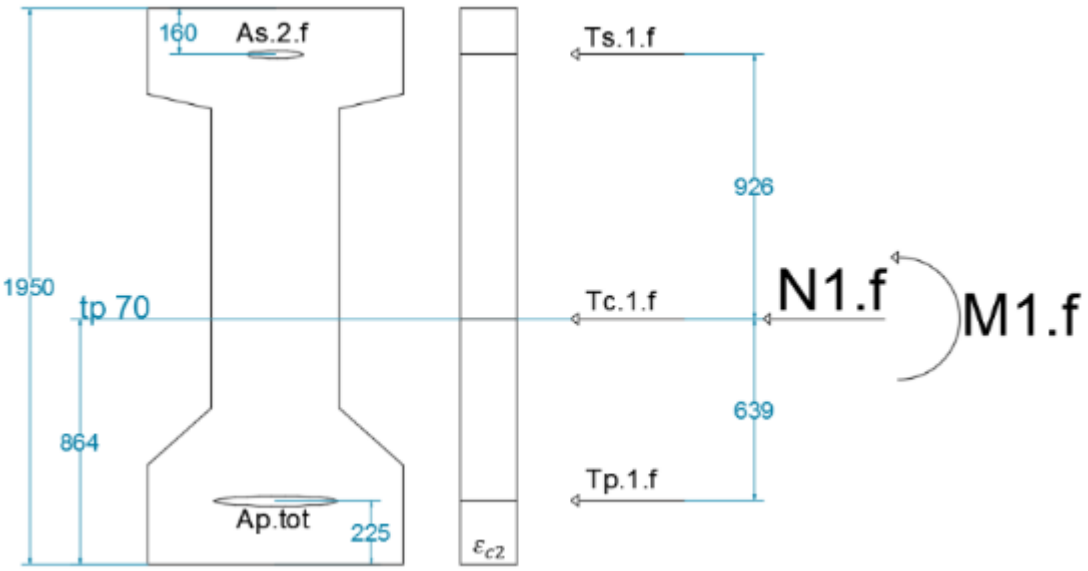
Initiell spennkraft: $P_0 := 0.85 \cdot 4 \cdot 4442kN = 15103 \cdot kN$

Dimensjonerende ytre aksialkraft: $N_{Ed.f} := 1.1 \cdot P_0 = 16613 \cdot kN$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed.f} := -N_{Ed.f} \cdot e_p = -10609 \cdot kN \cdot m$

Trykksone: $\lambda := 0.8$ $d_f := 1790mm$

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}



Krefter:

$T_{c.1.f} := f_{cd} \cdot A_{c.bj.f} = 31269 \cdot kN$

$T_{p.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 4446 \cdot kN$

$T_{s.1.f} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.2.f} = 754 \cdot kN$

Momentarm:

$z_{c.1.f} := 0mm$

$z_{p.1.f} := e_p = 638.6 \cdot mm$

$z_{s.1.f} := d_{1.f} = 926.4 \cdot mm$

Aksialkraftkapasitet $N_{1.f}$:

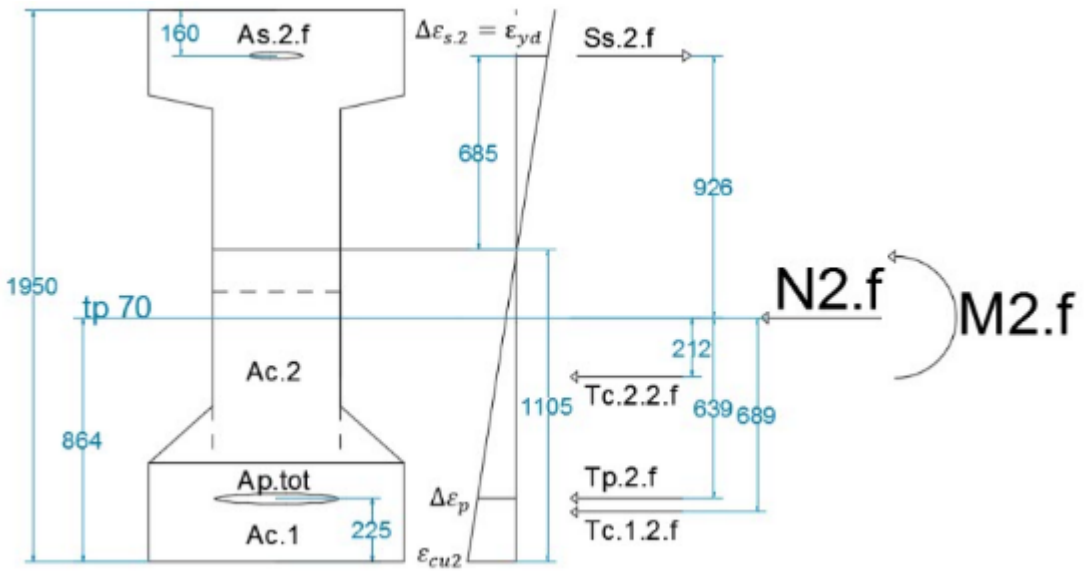
$N_{1.f} := T_{c.1.f} + T_{p.1.f} + T_{s.1.f} = 36469 \cdot kN$

Momentkapasitet $M_{1.f}$:

$M_{1.f} := -T_{p.1.f} \cdot z_{p.1.f} + T_{s.1.f} \cdot z_{s.1.f} = -2141 \cdot kN \cdot m$

$N_{1.f}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{1.f}$ gir strekk i overkant.

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyning ε_{cu2} og strekktøyning ε_{yd} i strekkarmering



<u>Trykksonehøyde:</u>

$$\alpha_{2.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.617 \qquad \alpha_{2.f} \cdot d_f = 1105 \cdot mm$$

<u>Tøyninger:</u>

$$\Delta\varepsilon_{p.2.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{(\alpha_{2.f} \cdot d_f)} \cdot (\alpha_{2.f} \cdot d_f - h_{p.gj.snitt.f}) = 2.787 \times 10^{-3}$$

<u>Krefter:</u>

$$T_{c.1.2.f} := f_{cd} \cdot 350mm \cdot b_{flens} = 8033 \cdot kN$$

$$h_{c.eff.2} := \alpha_{2.f} \cdot d_f - 350mm = 754.9 \cdot mm$$

$$T_{c.2.2.f} := \lambda \cdot h_{c.eff.2} \cdot b_{steg} \cdot f_{cd} = 6930 \cdot kN$$

$$S_{s.2.f} := f_{yd} \cdot A_{s.2.f} = 818.1 \cdot kN$$

$$T_{p.2.f} := \Delta\varepsilon_{p.2.f} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 6196 \cdot kN$$

<u>Momentarm:</u>

$$z_{c.1.2.f} := z_{t.70} - \frac{350mm}{2} = 688.6 \cdot mm$$

$$z_{c.2.2.f} := z_{t.70} - 350mm - 0.4 \cdot h_{c.eff.2} = 211.6 \cdot mm$$

$$z_{s.2.f} := d_{1.f} = 926.4 \cdot mm$$

$$z_{p.2.f} := e_p = 638.6 \cdot mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{2.f}$:

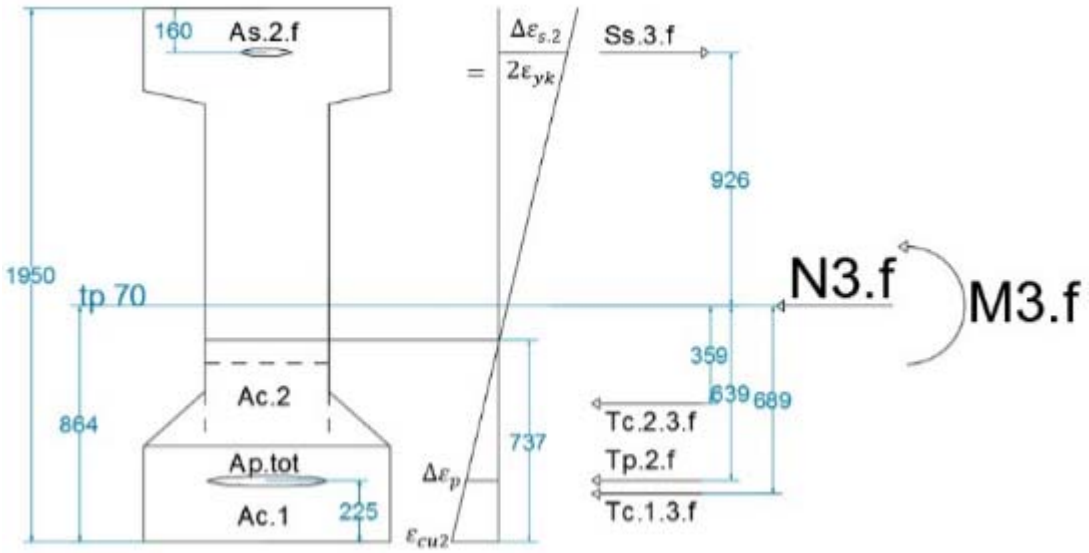
$$N_{2.f} := T_{p.2.f} + T_{c.1.2.f} + T_{c.2.2.f} - S_{s.2.f} = 20341 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{2.f}$:

$$M_{2.f} := -\left(S_{s.2.f} \cdot z_{s.2.f} + T_{p.2.f} \cdot z_{p.2.f} + T_{c.1.2.f} \cdot z_{c.1.2.f} + T_{c.2.2.f} \cdot z_{c.2.2.f}\right) = -11713 \cdot kN \cdot m$$

$N_{2.f}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{2.f}$ gir strekk i overkant.

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{3.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{2\cdot\varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = 0.412 \qquad \alpha_{3.f}\cdot d_f = 737.1\cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{p.3.f} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f\right)}\cdot\left(\alpha_{3.f}\cdot d_f - h_{p.gj.snitt.f}\right) = 2.432\times 10^{-3}$$

Krefter:

$$T_{c.1.3.f} := f_{cd}\cdot 350mm\cdot b_{flens} = 8033\cdot kN$$

$$h_{c.eff.3} := \alpha_{3.f}\cdot d_f - 350mm = 387.1\cdot mm$$

$$T_{c.2.3.f} := \lambda\cdot h_{c.eff.3}\cdot b_{steg}\cdot f_{cd} = 3553\cdot kN$$

$$T_{p.3.f} := \Delta\varepsilon_{p.3.f}\cdot E_p\cdot A_{p.tot} = 5405\cdot kN$$

$$S_{s.3.f} := f_{yd}\cdot A_{s.2.f} = 818.1\cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.1.3.f} := z_{t.70} - \frac{350mm}{2} = 688.6\cdot mm$$

$$z_{c.2.3.f} := z_{t.70} - 350mm - 0.4\cdot h_{c.eff.3} = 358.8\cdot mm$$

$$z_{p.3.f} := e_p = 638.6\cdot mm$$

$$z_{s.3.f} := d_{1.f} = 926.4\cdot mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{3.f}$:

$$N_{3.f} := T_{c.1.3.f} + T_{c.2.3.f} + T_{p.3.f} - S_{s.3.f} = 16173 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{3.f}$:

$$M_{3.f} := -\left(S_{s.3.f} \cdot z_{s.3.f} + T_{p.3.f} \cdot z_{p.3.f} + T_{c.1.3.f} \cdot z_{c.1.3.f} + T_{c.2.3.f} \cdot z_{c.2.3.f}\right) = -11016 \cdot kN \cdot m$$

$N_{3.f}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{3.f}$ gir strekk i overkant.

Oppsummering: snitt 1 - felt

Aksialkraftkapasitet:

$N_{1.f} = 36469 \cdot kN$

$N_{2.f} = 20341 \cdot kN$

$N_{3.f} = 16173 \cdot kN$

Momentkapasitet:

$M_{1.f} = -2141 \cdot kN \cdot m$

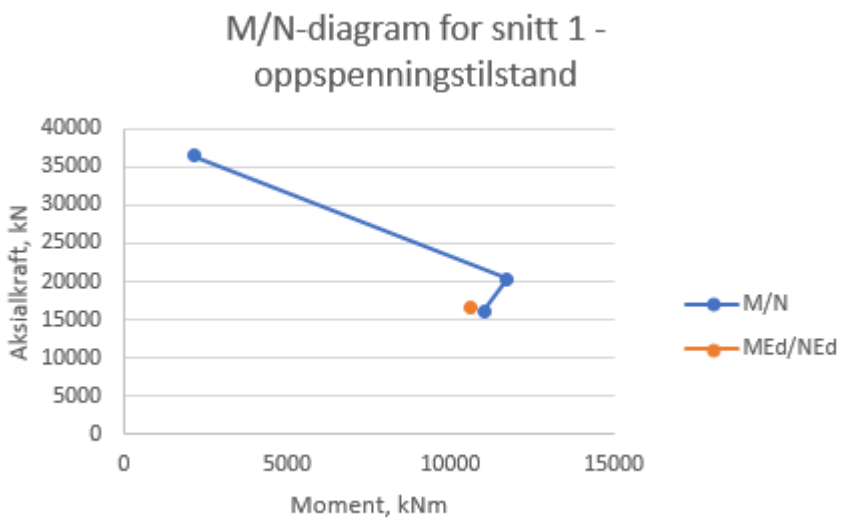
$M_{2.f} = -11713 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.f} = -11016 \cdot kN \cdot m$

Dimensjonerende aksialkraft og moment i oppspenningstilstand:

$N_{Ed.f} = 16613 \cdot kN$

$M_{Ed.f} = -10609 \cdot kN \cdot m$



Dimensjonerende aksialkraft og moment kan tilnærmes til å falle sammen med punkt 3 på kapasitetskurven. Kapasiteten er derfor tilstrekkelig i snitt 1 i oppspenningstilstanden.

<u>Snitt 2 - over støtte:</u> strekk i underkant og trykk i overkant

<u>Variabler:</u>

Oppspenning etter 70 døgn: $f_{ck}(70) = \blacksquare \cdot f_{ck}$

Spenninger: $f_{ck} = 45 \cdot MPa$ $f_{cd} = 25.5 \cdot MPa$ $f_{yd} = 434 \cdot MPa$

E-modul: $E_s = 200000 \cdot MPa$ $E_p = 195000 \cdot MPa$

Tøyninger: $\varepsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_{cu2} = 3.5 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{yk} = 2.5 \times 10^{-3}$ $\varepsilon_{yd} = 2.17 \times 10^{-3}$

Tverrsnitt: $h_{bj} = 1.95 \times 10^{3} \cdot mm$ $b_{bj} := 900mm$

$A_{c.bj.s} := h_{bj} \cdot b_{bj} = 1755000 \cdot mm^2$

Armering: $A_{s.2.s} := 8042mm^2$ $h_{s.2.s} := 200mm$ $d_{1.s} := 775mm$

Spennarmering: $A_{p.tot} = 11400 \cdot mm^2$ $h_{p.gj.snitt.s} := 1090mm$

Eksentrisitet: $e_{p.s} := 115mm$

Tyngdepunkt: $z_{t.s} := \frac{1950mm}{2} = 975 \cdot mm$ forenklet til betongens tyngdepunkt

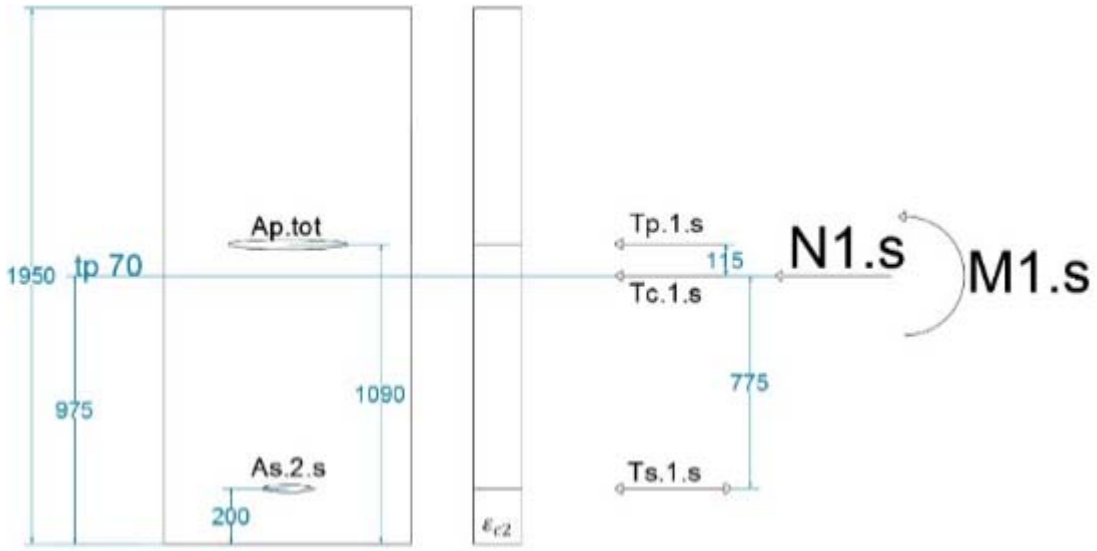
Initiell spennkraf $P_0 = 15103 \cdot kN$

Dimensjonerende ytre aksialkraft: $N_{Ed.s} := 1.1 \cdot P_0 = 16613 \cdot kN$

Dimensjonerende moment: $M_{Ed.s} := N_{Ed.f} \cdot e_{p.s} = 1911 \cdot kN \cdot m$

Trykksone: $\lambda = 0.8$ $d_s := 1750mm$

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen ved tøyningen ε_{c2}



Krefter:

$T_{s.1.s} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.2.s} = 3217 \cdot kN$

$T_{p.1.s} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 4446 \cdot kN$

$T_{c.1.s} := f_{cd} \cdot A_{c.bj.s} = 44753 \cdot kN$

Momentarm:

$z_{s.1.s} := d_{1.s} = 775 \cdot mm$

$z_{p.1.s} := e_{p.s} = 115 \cdot mm$

$z_{c.1.s} := 0mm$

Aksialkraftkapasitet $N_{1.s}$:

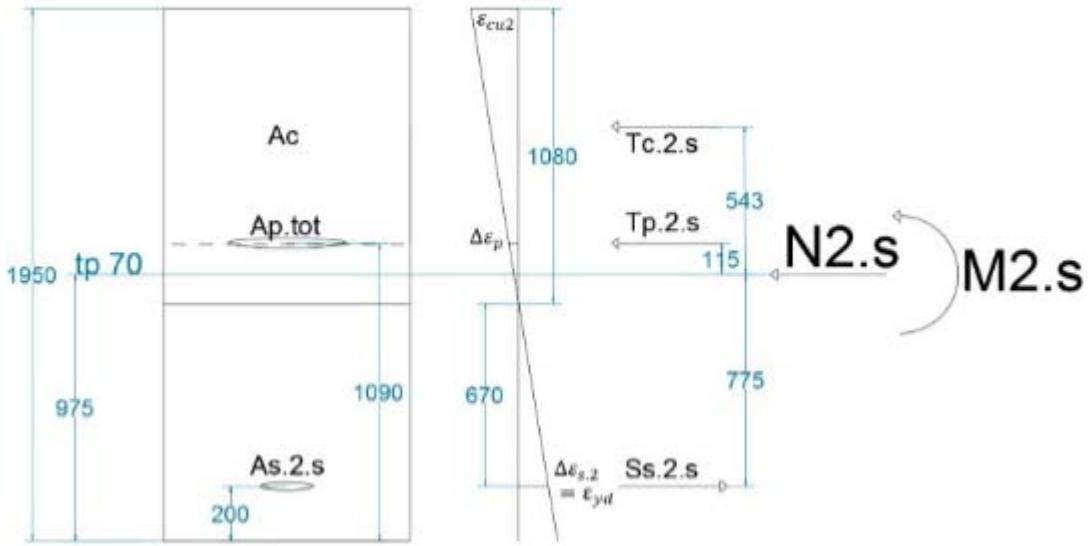
$N_{1.s} := T_{s.1.s} + T_{p.1.s} + T_{c.1.s} = 52415 \cdot kN$

Momentkapasitet $M_{1.s}$:

$M_{1.s} := T_{s.1.s} \cdot z_{s.1.s} - T_{p.1.s} \cdot z_{p.1.s} = 1982 \cdot kN \cdot m$

$N_{1.s}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{1.s}$ gir strekk i underkant.

Tøyningstilfelle 2: Trykktøyning i betongen ved tøyning ε_{cu2} og strekktøyning ε_{yd} i strekkarmering



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{2.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.617 \qquad \alpha_{2.s} \cdot d_s = 1080 \cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{p.2.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{(\alpha_{2.s} \cdot d_s)} \cdot (h_{bj} - h_{p.gj.snitt.s}) = 2.786 \times 10^{-3}$$

Krefter:

$$T_{c.2.s} := 0.8 \cdot \alpha_{2.s} \cdot d_s \cdot b_{bj} \cdot f_{cd} = 19833 \cdot kN$$

$$T_{p.2.s} := \Delta\varepsilon_{p.2.s} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 6194 \cdot kN$$

$$S_{s.2.s} := f_{yd} \cdot A_{s.2.s} = 3490 \cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.2.s} := \frac{h_{bj}}{2} - 0.4 \cdot (\alpha_{2.s} \cdot d_s) = 542.9 \cdot mm$$

$$z_{p.2.s} := e_{p.s} = 115 \cdot mm$$

$$z_{s.2.s} := d_{1.s} = 775 \cdot mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{2.s}$:

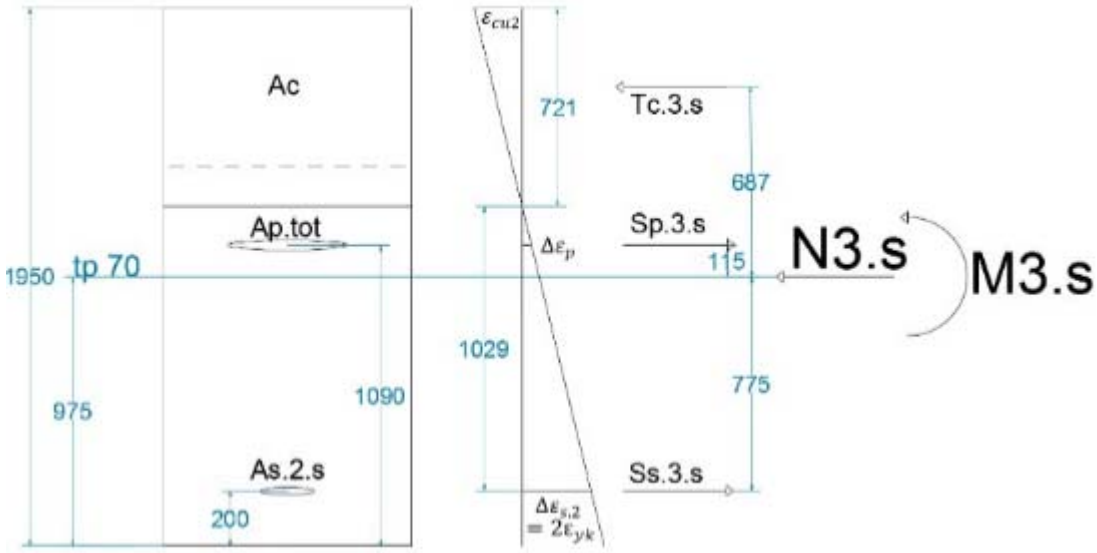
$$N_{2.s} := T_{c.2.s} + T_{p.2.s} - S_{s.2.s} = 22537 \cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{2.s}$:

$$M_{2.s} := T_{c.2.s} \cdot z_{c.2.s} + T_{p.2.s} \cdot z_{p.2.s} + S_{s.2.s} \cdot z_{s.2.s} = 14185 \cdot kN \cdot m$$

$N_{2.s}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{2.s}$ gir strekk i underkant.

Tøyningstilfelle 3: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ε_{cu2} og strekktøyning $2\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen



Trykksonehøyde:

$$\alpha_{3.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{2\cdot\varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = 0.412 \qquad \alpha_{3.s}\cdot d_s = 720.6\cdot mm$$

Tøyninger:

$$\Delta\varepsilon_{p.3.s} := \frac{\varepsilon_{cu2}}{(\alpha_{3.s}\cdot d_s)}\cdot\left[h_{bj} - (\alpha_{3.s}\cdot d_s) - h_{p.gj.snitt.s}\right] = 6.771\times 10^{-4}$$

Krefter:

$$T_{c.3.s} := \lambda\cdot\alpha_{3.s}\cdot d_s\cdot b_{bj}\cdot f_{cd} = 13230\cdot kN$$

$$S_{p.3.s} := \Delta\varepsilon_{p.3.s}\cdot E_p\cdot A_{p.tot} = 1505\cdot kN$$

$$S_{s.3.s} := f_{yd}\cdot A_{s.2.s} = 3490\cdot kN$$

Momentarm:

$$z_{c.3.s} := \frac{h_{bj}}{2} - 0.4\cdot\alpha_{3.s}\cdot d_s = 686.8\cdot mm$$

$$z_{p.3.s} := e_{p.s} = 115\cdot mm$$

$$z_{s.3.s} := d_{1.s} = 775\cdot mm$$

Aksialkraftkapasitet $N_{3.s}$:

$$N_{3.s} := T_{c.3.s} - S_{p.3.s} - S_{s.3.s} = 8234\cdot kN$$

Momentkapasitet $M_{3.s}$:

$$M_{3.s} := T_{c.3.s}\cdot z_{c.3.s} - S_{p.3.s}\cdot z_{p.3.s} - S_{s.3.s}\cdot z_{s.3.s} = 6208\cdot kN\cdot m$$

$N_{3.f}$ gir trykk i tverrsnittet og $M_{3.f}$ gir strekk i underkant.

Oppsummering: snitt 2 - over støtte

Aksialkraftkapasitet:

$N_{1.s} = 52415 \cdot kN$

$N_{2.s} = 22537 \cdot kN$

$N_{3.s} = 8234 \cdot kN$

Momentkapasitet:

$M_{1.s} = 1982 \cdot kN \cdot m$

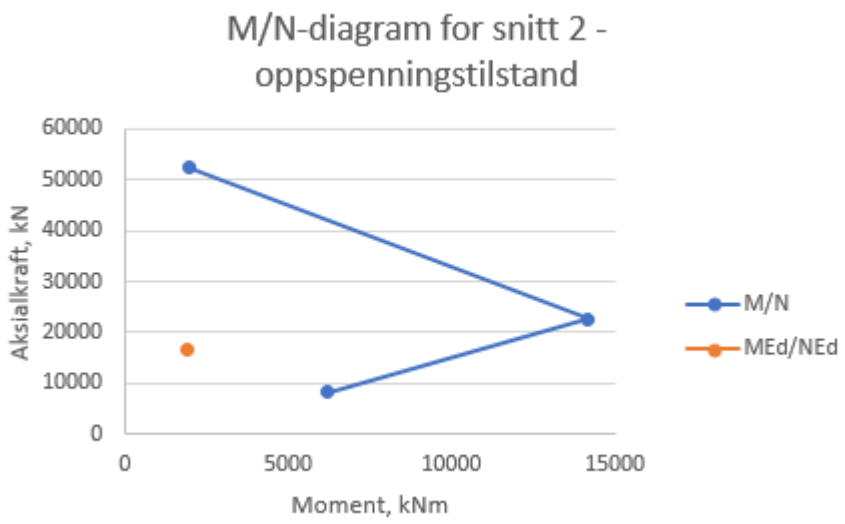
$M_{2.s} = 14185 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.s} = 6208 \cdot kN \cdot m$

Dimensjonerende aksialkraft og moment i oppspenningstilstand:

$N_{Ed.s} = 16613 \cdot kN$

$M_{Ed.s} = 1911 \cdot kN \cdot m$



Dimensjonerende aksialkraft og moment ligger godt innenfor punktene i kapasitetskurven. Kapasiteten er derfor tilstrekkelig i snitt 2 i oppspenningstilstanden.

VEDLEGG K.1

BRUKSGRENSETILSTAND

SPENNINGSBEGRENSNING

Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning

- **Karakteristisk lastkombinasjon:** EK2, 7.2(2)

Krav:

Trykk: $\sigma_c \le 0.6 \cdot f_{ck} = \blacksquare \cdot 27 \frac{N}{mm^2}$ ■

Strekk: $\sigma_c \le f_{ctm} = \blacksquare \cdot 3.8 \frac{N}{mm^2}$ ■

Over støtta (snitt 2):

kontrollerer med LM3 etter 1 år og LM1 etter 1 år og 100 år - antar uopprisset (stadium 1)

- 1 år

Variabler:

$h := 2400mm$ $\quad z_{t.d1.160.365.s} := 1406mm$ $\quad z_{p.s} := 1090mm$

$z_{arm.1.s} := z_{t.d1.160.365.s} - z_{p.s} = 316 \cdot mm$

$I_{y.d1.160.365.s} := 1.508 \cdot 10^{12} mm^4$ $\quad A_{t.d1.160.365.s} := 2.853 \cdot 10^6 mm^2$

LM3 (1 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{1.s} := 13595kN$ $\quad M_{1.s.LM3} := 15910kN \cdot m$

$M_{t.1.s.LM3} := M_{1.s.LM3} + N_{1.s} \cdot z_{arm.1.s} = 20206 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.1.s.LM3.u} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.LM3}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot z_{t.d1.160.365.s} = 23.604 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.1.s.LM3.u} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Overkant:

$$\sigma_{c.1.s.LM3.o} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.LM3}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot \left(z_{t.d1.160.365.s} - h\right) = -8.554 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\left|\sigma_{c.1.s.LM3.o}\right| < 3.8MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$$

Antagelsen om uopprisset (stadium 1) er IKKE OK for LM3 etter 1 år over støtte.
Kontrollerer derfor LM1 etter 1 år og 100 år.

LM1 (1 år): karakteristisk lastkombinasjon

Variabler:

$N_{1.s} = 13595 \cdot kN$ $\qquad M_{1.s.LM1} := 9328 kN \cdot m$

$M_{t.1.s.LM1} := M_{1.s.LM1} + N_{1.s} \cdot z_{arm.1.s} = 13624 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.1.s.LM1.u} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.LM1}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot z_{t.d1.160.365.s} = 17.468 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.1.s.LM1.u} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Overkant:

$$\sigma_{c.1.s.LM1.o} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.LM1}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot \left(z_{t.d1.160.365.s} - h\right) = -4.215 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\left|\sigma_{c.1.s.LM1.o}\right| < 3.8MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$$

For karakteristisk lastkombinasjon med LM1 er antagelsene om stadium 1 IKKE OK over støtte etter 1 år.

- 100 år

Variabler:

$z_{t.d1.160.36500.s} := 1403mm$ $\quad$ $z_{arm.100.s} := z_{t.d1.160.36500.s} - z_{p.s} = 313 \cdot mm$

$A_{t.d1.160.36500.s} := 2.874 \cdot 10^{6} mm^{2}$ $\quad$ $I_{y.d1.160.36500.s} := 1.513 \cdot 10^{12} mm^{4}$

LM1 (100 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{100.s} := 12591kN$ $\quad$ $M_{100.s.LM1} := 7801kN \cdot m$

$M_{t.100.s.LM1} := M_{100.s.LM1} + N_{100.s} \cdot z_{arm.100.s} = 11742 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.100.s.LM1.u} := \frac{N_{100.s}}{A_{t.d1.160.36500.s}} + \frac{M_{t.100.s.LM1}}{I_{y.d1.160.36500.s}} \cdot z_{t.d1.160.36500.s} = 15.27 \cdot MPa$$

$$if\left(\sigma_{c.100.s.LM1.u} < 27MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Overkant:

$$\sigma_{c.100.s.LM1.o} := \frac{N_{100.s}}{A_{t.d1.160.36500.s}} + \frac{M_{t.100.s.LM1}}{I_{y.d1.160.36500.s}} \cdot \left(z_{t.d1.160.36500.s} - h\right) = -3.356 \cdot MPa$$

$$if\left(\left|\sigma_{c.100.s.LM1.o}\right| < 3.8MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Antagelsen om stadium 1 er OK for LM1 over støtta etter 100 år!
Har ikke med slakkarmeringen i beregningene over støtta, som minker spenningene.
En kontroll i stadium 2 kan allikevel være aktuelt.

Midtsnitt (snitt 1): kontrollerer for LM3 og LM1 etter 1 og 100 år. Antar stadium 1.

- 1 år

Variabler:

$z_{t.d1.160.365} := 1428mm$ $A_{t.d1.160.365} := 2.324 \cdot 10^6 mm^2$ $z_{p.f} := 225mm$

$z_{arm.1.f} := z_{t.d1.160.365} - z_{p.f} = 1203 \cdot mm$ $I_{y.d1.160.365} := 1.531 \cdot 10^{12} mm^4$

- 100 år

Variabler:

$z_{t.d1.160.36500} := 1415mm$ $A_{t.d1.160.36500} := 2.345 \cdot 10^6 mm^2$

$z_{arm.100.f} := z_{t.d1.160.36500} - z_{p.f} = 1190 \cdot mm$ $I_{y.d1.160.36500} := 1.563 \cdot 10^{12} mm^4$

LM3 (1 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{1.f} := N_{1.s} = 13595 \cdot kN$ $M_{1.f.LM3} := 17048kN \cdot m$

$M_{t.1.f.LM3} := M_{1.f.LM3} - N_{1.f} \cdot z_{arm.1.f} = 693 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.1.f.LM3.u} := \frac{N_{1.f}}{A_{t.d1.160.365}} + \frac{-M_{t.1.f.LM3}}{I_{y.d1.160.365}} \cdot z_{t.d1.160.365} = 5.203 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.1.f.LM3.u} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Overkant:

$$\sigma_{c.1.f.LM3.o} := \frac{N_{1.f}}{A_{t.d1.160.365}} + \frac{-M_{t.1.f.LM3}}{I_{y.d1.160.365}} \cdot \left(z_{t.d1.160.365} - h\right) = 6.29 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.1.f.LM3.o} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Har trykk i hele tverrsnittet etter 1 år. Antagelse om stadium 1 er OK.

LM3 (100 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{100.f} := 12591kN$ $M_{100.f.LM3} := 19440kN \cdot m$

$M_{t.100.f.LM3} := M_{100.f.LM3} - N_{100.f} \cdot z_{arm.100.f} = 4457 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.100.f.LM3.u} := \frac{N_{100.f}}{A_{t.d1.160.36500}} + \frac{-M_{t.100.f.LM3}}{I_{y.d1.160.36500}} \cdot z_{t.d1.160.36500} = 1.335 \cdot MPa$$

$$if\left(\sigma_{c.100.f.LM3.u} < 27MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Overkant:

$$\sigma_{c.100.f.LM3.o} := \frac{N_{100.f}}{A_{t.d1.160.36500}} + \frac{-M_{t.100.f.LM3}}{I_{y.d1.160.36500}} \cdot \left(z_{t.d1.160.36500} - h\right) = 8.178 \cdot MPa$$

$$if\left(\sigma_{c.100.f.LM3.o} < 27MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Trykk i hele tverrsnittet også etter 100 år. Antagelse om stadium 1 er OK.

LM1 (1 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{1.f} = 13595 \cdot kN$ $M_{1.f.LM1} := 5565kN \cdot m$

$M_{t.1.f.LM1} := M_{1.f.LM1} - N_{1.f} \cdot z_{arm.1.f} = -10790 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.1.f.LM1.u} := \frac{N_{1.f}}{A_{t.d1.160.365}} + \frac{\left|M_{t.1.f.LM1}\right|}{I_{y.d1.160.365}} \cdot z_{t.d1.160.365} = 15.91 \cdot MPa$$

$$if\left(\sigma_{c.1.f.LM1.u} < 27MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Overkant:

$$\sigma_{c.1.f.LM1.o} := \frac{N_{1.f}}{A_{t.d1.160.365}} + \frac{\left|M_{t.1.f.LM1}\right|}{I_{y.d1.160.365}} \cdot \left(z_{t.d1.160.365} - h\right) = -1 \cdot MPa$$

$$if\left(\left|\sigma_{c.1.f.LM1.o}\right| < 3.8MPa, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$$

Antagelsen om stadium 1 er OK for midtsnittet også for LM1 etter 1 år.

LM1 (100 år): karakteristisk lastkombinasjon

$N_{100.f} = 12591 \cdot kN$ $\qquad$ $M_{100.f.LM1} := 7961 kN \cdot m$

$M_{t.100.f.LM1} := M_{100.f.LM1} - N_{100.f} \cdot z_{arm.100.f} = -7022 \cdot kN \cdot m$

Spenninger:

Underkant:

$$\sigma_{c.100.f.LM1.u} := \frac{N_{100.f}}{A_{t.d1.160.36500}} + \frac{\left|M_{t.100.f.LM1}\right|}{I_{y.d1.160.36500}} \cdot z_{t.d1.160.36500} = 11.73 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.100.f.LM1.u} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Overkant:

$$\sigma_{c.100.f.LM1.o} := \frac{N_{100.f}}{A_{t.d1.160.36500}} + \frac{\left|M_{t.100.f.LM1}\right|}{I_{y.d1.160.36500}} \cdot \left(z_{t.d1.160.36500} - h\right) = 0.944 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.100.f.LM1.o} < 27MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Trykk i hele tverrsnittet etter 100 år for LM1. Antagelen om stadium 1 er OK.

- **<u>Tilnærmet permanent lastkombinasjon:</u>** EK2, 7.2(3)

Kontrollerer snitt 2 med dimensjonerende tilnærmet permanent lastkombinasjon for LM1 etter 1 år.

Krav: for at antakelsen om lineært kryp skal være ok

Trykk: $\sigma_c \le 0.45 \cdot f_{ck} = \blacksquare \cdot 20MPa$

Strekk: $\sigma_c \le f_{ctm} = \blacksquare \cdot 3.8 \frac{N}{mm^2}$

<u>Over støtta (snitt 2):</u>

<u>LM1 (1 år):</u> permanent lastkombinasjon

<u>Variabler:</u>

$N_{100.s} = 12591 \cdot kN \qquad M_{1.s.perm} := 6622kN \cdot m$

$M_{t.1.s.perm} := M_{1.s.perm} + N_{1.s} \cdot z_{arm.1.s} = 10918 \cdot kN \cdot m$

<u>Spenninger:</u>

Underkant:

$$\sigma_{c.1.s.perm.u} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.perm}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot z_{t.d1.160.365.s} = 14.94 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\sigma_{c.1.s.perm.u} < 20MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Overkant:

$$\sigma_{c.1.s.perm.o} := \frac{N_{1.s}}{A_{t.d1.160.365.s}} + \frac{M_{t.1.s.perm}}{I_{y.d1.160.365.s}} \cdot \left(z_{t.d1.160.365.s} - h\right) = -2.431 \cdot MPa$$

$$\text{if}\left(\left|\sigma_{c.1.s.perm.o}\right| < 3.8MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Antakelsen om lineært kryp er OK.
Trykkavlastningen iht. tabell 7.1N er OK:

- **<u>Strekkspenning i slakkarmering:</u>**

Kontrollerer karakteristisk lastkombinasjon med LM1 etter 1 og 100 år rett over støtta.

Krav: for karakteristisk lastkombinasjon

$$\sigma_s \le 0.8 \cdot f_{yk} = \blacksquare \cdot 400MPa \blacksquare$$

Formel:

$$\sigma_s := E_s \cdot \varepsilon_s = \blacksquare \cdot E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_c \cdot I_c} \blacksquare$$

<u>Rett over støtta:</u> karakteristisk lastkombinasjon med LM1

- 1 år (365)

<u>Variabler:</u>

Kryptall: $\phi_{365.70} := 0.647$

$\phi_{365.160} := 0.504$

Tverrsnitt: $d_s := 2252mm$ $\alpha := 0.166$ $I_c := 3.346 \cdot 10^{11} mm^4$ (Fra K.2-rissberegning)

Momenter: $M_{trafikk} := 2883kN \cdot m$

$M_{temp} := 1806kN \cdot m$

$M_{g.1} := 1986kN \cdot m$

$M_{tvang.1} := -1400kN \cdot m$

$$M_1 := M_{g.1} + M_{tvang.1} + M_{trafikk} + 0.7 \cdot M_{temp} = 4733 \cdot kN \cdot m$$

E-moduler: $E_{cm} := 36000MPa$ $E_s := 200000MPa$

$$E_{c.1.1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{365.70}} = 21858 \cdot MPa$$

$$E_{c.2.1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{365.160}} = 23936 \cdot MPa$$

$$E_{c.middel.kar.1} := \frac{M_1}{\frac{M_{g.1}}{E_{c.1.1}} + \frac{M_{tvang.1} + M_{trafikk} + 0.7 \cdot M_{temp}}{E_{c.2.1}}} = 23018 \cdot MPa$$

Stivhet: $EI_{c.1} := E_{c.middel.kar.1} \cdot I_c = 7.702 \times 10^{15} \cdot N \cdot mm^2$

Spenninger: $\sigma_{s.1} := E_s \cdot \frac{M_1 \cdot (1-\alpha) \cdot d_s}{EI_{c.1}} = 231 \cdot MPa$

$\text{if}\left(\sigma_{s.1} < 400MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Spenningen i slakkarmeringen etter 1 år er OK.

- 100 år (36500)

Variabler:

Kryptall: $\phi_{36500.70} := 1.034$

$\phi_{36500.160} := 0.882$

Tverrsnitt: $d_s = 2252 \cdot mm$ $\alpha = 0.166$ $I_c = 3.346 \times 10^{11} \cdot mm^4$ (Fra K.2-rissberegning)

Momenter: $M_{trafikk} = 2883 \cdot kN \cdot m$

$M_{temp} = 1806 \cdot kN \cdot m$

$M_{g.100} := 3568kN \cdot m$

$M_{tvang.100} := -4006kN \cdot m$

$M_{100} := M_{g.100} + M_{tvang.100} + M_{trafikk} + 0.7 \cdot M_{temp} = 3709 \cdot kN \cdot m$

E-moduler: $E_{cm} = 36000 \cdot MPa$ $E_s = 200000 \cdot MPa$

$E_{c.1.100} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{36500.70}} = 17699 \cdot MPa$

$E_{c.2.100} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{36500.160}} = 19129 \cdot MPa$

$E_{c.middel.kar.100} := \frac{M_{100}}{\frac{M_{g.100}}{E_{c.1.100}} + \frac{M_{tvang.100} + M_{trafikk} + 0.7M_{temp}}{E_{c.2.100}}} = 17750 \cdot MPa$

Stivhet: $EI_{c.100} := E_{c.middel.kar.100} \cdot I_c = 5.939 \times 10^{15} \cdot N \cdot mm^2$

Spenninger: $\sigma_{s.100} := E_s \cdot \frac{M_{100} \cdot (1-\alpha) \cdot d_s}{EI_{c.100}} = 235 \cdot MPa$

$\text{if}\left(\sigma_{s.100} < 400MPa, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Spenningen i slakkarmeringen etter 100 år er OK.

VEDLEGG K.2

BRUKSGRENSETILSTAND

RISSVIDDEBEGRENSNING

Bruksgrensetilstand

Rissviddebegrensning:

- Rissvidde over støtte beregnes etter direktemetoden i EK2, 7.3.4.

Rett over støtte: (ingen spennarmering)

Formel: beregning av rissvidde

$$w_k := s_{r.max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \blacksquare \cdot s_{r.max} \cdot \Delta\varepsilon_m \blacksquare$$ EK2, (7.8)

Krav til største rissavstand:

$$\text{senteravstand} \le 5 \cdot \left(c_o + \frac{Ø}{2}\right)$$

Variabler:

$c_o := 75mm$ $\quad$ $Ø := 32mm$

$$\text{senteravstand} \le 5 \cdot \left(75 + \frac{32}{2}\right) = \blacksquare \cdot 455mm \blacksquare$$

Lengdearmering i hovedbjelken legges med senteravstand < 455mm,
pkt.7.3.4(3) gjelder for Sr.max:

Største rissavstand: EK2, 7.3.4(3):

Variabler:

$k_1 := 0.8$ $\quad$ $k_2 := 0.5$ $\quad$ $k_3 := 3.4$ $\quad$ $k_4 := 0.425$

$$Ø_{gj.snitt} := \frac{32mm + 16mm}{2} = 24 \cdot mm$$

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{h_{c.eff} \cdot b} \blacksquare$$

Beregning av ρ.p.eff:

Trykksonehøyde stadium II-beregning med strekk i overkant - antar rektangulært tverrsnitt med to lag strekkarmering, Ø32 og Ø16:

$b_{støtte} := 2250mm$ $\quad$ $h_{støtte} := 2400mm$ $\quad$ $h_{bj} := 1950mm$

$E_s := 200000MPa$ $\quad$ $E_{cm} := 36000MPa$

$Ø_{s.ok} := 32mm$ $\quad$ $Ø_{s.uk} := 16mm$ $\quad$ $c_{avstand} := 150mm$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{støtte}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot Ø_{s.ok}^2}{4} = 12064 \cdot mm^2 \qquad A_{s.uk} := \frac{b_{støtte}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot Ø_{s.uk}^2}{4} = 3016 \cdot mm^2$$

$A_s := A_{s.ok} + A_{s.uk} = 15080 \cdot mm^2$

Strekkarmeringshøyde tar hensyn til overdekningshøydene til dekket:

$h_{s.ok} := h_{støtte} - 75mm - \frac{Ø_{s.ok}}{2} = 2309 \cdot mm$

$h_{s.uk} := h_{bj} + 65mm + \frac{Ø_{s.uk}}{2} = 2023 \cdot mm$

$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 2252 \cdot mm$

$d := h_s = 2252 \cdot mm$

Benytter E-modul for dekket etter lang tid. Konservativ å benytte kryptallet etter 70 døgn.

$\phi_{36500.70} := 1.034$ $\qquad E_{cm.dekke} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{36500.70}} = 17699 \cdot MPa$

$\eta := \frac{E_s}{E_{cm.dekke}} = 11.3$

$\rho := \frac{A_s}{d \cdot b_{støtte}} = 0.003$

$\eta \cdot \rho = 0.034$

$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.228$

$\alpha \cdot d = 513 \cdot mm$

$h_{c.eff} := \min\left[2.5 \cdot (h_{støtte} - d), \frac{(h_{støtte} - \alpha \cdot d)}{3}, \frac{h_{støtte}}{3}\right] = 370 \cdot mm$

$\text{if}\left(h_{c.eff} > h_{støtte} - d + 1.5 \cdot Ø_{gj.snitt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{h_{c.eff} \cdot b_{støtte}} = 0.018$

$s_{r.max} := k_3 \cdot c_o + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{Ø_{gj.snitt}}{\rho_{p.eff}} = 481 \cdot mm$

Tøyningsdifferanse: EK2, 7.3.4

Formel for beregning av tøyningsdifferansen mellom armering og betong:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \blacksquare \cdot \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff}\right)}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \blacksquare$$

Variabler:

$k_t := 0.4$ $\quad \alpha_e := \eta = 11.3$ $\quad f_{ctm} := 3.8MPa$ $\quad f_{ct.eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot MPa$

$\rho_{p.eff} = 0.018$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_{støtte} \cdot d^3 = 6.164 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

Fra Sørensen ligning (5.55)

$$\sigma_s := E_s \cdot \varepsilon_s = \blacksquare \cdot E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) d}{EI} \blacksquare$$

Må kontrollere lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende. Egenvekt antas påført etter 70 døgn, mens tvangsmoment og trafikklast LM1 antas påført etter 160 døgn.

$M_{egenvekt} := 3568kN \cdot m$ $\quad \phi_{36500.70} = 1.034$

$M_{tvang} := -4006kN \cdot m$

$\phi_{36500.160} := 0.882$

$M_{trafikk} := 2883 \cdot kN \cdot m$

$$E_{c.1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{36500.70}} = 17699 \cdot MPa$$

$$E_{c.2} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{36500.160}} = 19129 \cdot MPa$$

Midlere E-moduler for lastkombinasjonene:

$$E_{c.middel.ofte.f} := \frac{M_{egenvekt} + M_{tvang} + 0.7 \cdot M_{trafikk}}{\frac{M_{egenvekt}}{E_{c.1}} + \frac{M_{tvang} + 0.7 \cdot M_{trafikk}}{E_{c.2}}} = 16178 \cdot MPa$$

$$E_{c.middel.tiln.p} := \frac{M_{egenvekt} + M_{tvang} + 0.5 \cdot M_{trafikk}}{\frac{M_{egenvekt}}{E_{c.1}} + \frac{M_{tvang} + 0.5 \cdot M_{trafikk}}{E_{c.2}}} = 14861 \cdot MPa$$

Ofte forekommende lastkombinasjon (rett over støtte):

$$M_{ofte.f} := M_{egenvekt} + M_{tvang} + 0.7 \cdot M_{trafikk} = 1580 \cdot kN \cdot m$$

$$\sigma_{s.ofte.f} := E_s \cdot \frac{M_{ofte.f} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_{c.middel.ofte.f} \cdot I_c} = 55 \cdot MPa$$

Tilnærmet permanent lastkombinasjon (rett over støtte):

$$M_{tiln.p} := M_{egenvekt} + M_{tvang} + 0.5 \cdot M_{trafikk} = 1004 \cdot kN \cdot m$$

$$\sigma_{s.tiln.p} := E_s \cdot \frac{M_{tiln.p} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_{c.middel.tiln.p} \cdot I_c} = 38 \cdot MPa$$

Betrakter lastkombinasjonen tilnærmet permanent etter tabell NA.7.1N i EK2 for XD1.

$$\Delta\varepsilon_m := \frac{\sigma_{s.tiln.p} - k_t \cdot \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff}\right)}{E_s} = -3.156 \times 10^{-4}$$

Krav:

$$\Delta\varepsilon_{m.min} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.tiln.p}}{E_s} = 1.143 \times 10^{-4}$$

$$\text{if}\left(\left|\Delta\varepsilon_m\right| > \Delta\varepsilon_{m.min}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

<u>Beregning av rissvidde:</u>

$$w_k := s_{r.max} \cdot \left|\Delta\varepsilon_m\right| = 0.152 \cdot mm$$

<u>Krav til rissvidde etter tabell NA.7.1N i EK2:</u> XD1 - tilnærmet permanent

$$k_c := \min\left(\frac{75}{60}, 1.30\right) = 1.25$$

$$w_{max} := 0.30 \cdot k_c \, mm = 0.375 \cdot mm$$

<u>Kontroll:</u>

$$\text{if}\left(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Kravet til rissvidde rett over støtta er OK!

VEDLEGG K.3

BRUKSGRENSETILSTAND

NEDBØYNINGSBEGRENSNING

Bruksgrensetilstand

Nedbøyningsbegrensning:

- Deformasjon fra lastkombinasjonene karakteristisk trafikklast og tilnærmet permanente laster må kontrolleres.

- **Nedbøyning fra karakteristisk trafikklast:**

Krav: $\delta_{trafikk} < \frac{L_{spenn}}{350}$ (HB N400 3.6.1)

Formel: forenkling av andelen som virker på det fritt opplagte systemet

$$\delta_{trafikk} := -\left(1 - x_{b.100}\right)\cdot\frac{5\cdot q_{trafikk}\cdot L_{spenn}^{4}}{384\cdot EI_{s.k}} - \left(1 - x_{b.100}\right)\cdot\frac{Q_{boggie}\cdot L_{spenn}^{3}}{48\cdot EI_{s.k}}$$

Trafikklasttilfelle LM3 er dimensjonerende:

$q_{trafikk} := 0\frac{kN}{m}$ $Q_{boggie} := 2500kN$ $x_{b.100} := 0.285$ $L_{spenn} := 40000mm$

Bøyestivhet for samvirkebjelke: korttids E-modul benyttes ved nedbøyningsbegrensning

Spennarmering:

$E_p := 195000MPa$ $A_{p.pr.tau} := 150mm^2$ $A_p := 19\cdot A_{p.pr.tau} = 2.85\times 10^3\cdot mm^2$

2. arealmoment av samvirkebjelke med spennarmering:

$A_{c.bjelke} := 1226250mm^2$ $b_{eff.1f} := 2250mm$ $h_{dekke} := 450mm$

$A_{c.d1} := b_{eff.1f}\cdot h_{dekke} = 1.012\times 10^6\cdot mm^2$

$z_{c.dekke} := 1950mm + \frac{h_{dekke}}{2} = 2175\cdot mm$ $I_{dekke} := \frac{1}{12}\cdot b_{eff.1f}\cdot h_{dekke}^{3} = 1.709\times 10^{10}\cdot mm^4$

Bidrag fra betongen:

$b_1 := 900mm$ $h_1 := 300mm$ $z_1 := 1800mm$

$b_2 := 900mm$ $h_2 := 350mm$ $z_2 := 175mm$

$b_3 := 450mm$ $h_3 := 1300mm$ $z_3 := 875mm$

$b_4 := 225mm$ $h_4 := 200mm$ $z_4 := 416.67mm$

$b_5 := 225mm$ $h_5 := 50mm$ $z_5 := 1633.33mm$

Bidrag fra de 4 spennkablene i hver bjelke:

$A_p = 2.85\times 10^3\cdot mm^2$ $z_{p.1} := 375mm$ $z_{p.2} := 175mm$ $z_{p.3} := z_{p.2}$ $z_{p.4} := z_{p.2}$

E-modul:

$E_{cm.bj} := 36000MPa$

$E_{cm.d} := 36000MPa$

Forholdstall:

$\eta_{bjelke.k} := \frac{E_p}{E_{cm.bj}} = 5.417$

$\eta_{dekke.k} := \frac{E_{cm.d}}{E_{cm.bj}} = 1$

Transformert areal: omformer spennarmeringen og dekket til ekvivalent bjelkeareal

$A_{t.k} := A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke.k} - 1) \cdot A_p \cdot 4 + \eta_{dekke.k} \cdot A_{c.d1} = 2.289 \times 10^6 \cdot mm^2$

$zA_{c.bjelke.k} := b_1 \cdot h_1 \cdot z_1 + b_2 \cdot h_2 \cdot z_2 + b_3 \cdot h_3 \cdot z_3 + b_4 \cdot h_4 \cdot z_4 + b_5 \cdot h_5 \cdot z_5 = 1.09 \times 10^9 \cdot mm^3$

$zA_{c.dekke.k} := \eta_{dekke.k} \cdot A_{c.d1} \cdot z_{c.dekke} = 2.202 \times 10^9 \cdot mm^3$

$zA_{p.k} := (\eta_{bjelke.k} - 1) \cdot [4 \cdot A_p \cdot (z_{p.1} + 3 \cdot z_{p.2})] = 4.531 \times 10^7 \cdot mm^3$

Tyngdepunkt:

$z_{t.k} := \frac{zA_{c.bjelke.k} + zA_{c.dekke.k} + zA_{p.k}}{A_{t.k}} = 1458 \cdot mm$

2.arealmoment:

Bjelke med spennarmering:

$A_{c.1} := b_1 \cdot h_1 = 2.7 \times 10^5 \cdot mm^2$ $\quad I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 2.025 \times 10^9 \cdot mm^4$

$A_{c.2} := b_2 \cdot h_2 = 3.15 \times 10^5 \cdot mm^2$ $\quad I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 3.216 \times 10^9 \cdot mm^4$

$A_{c.3} := b_3 \cdot h_3 = 5.85 \times 10^5 \cdot mm^2$ $\quad I_3 := \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = 8.239 \times 10^{10} \cdot mm^4$

$A_{c.4} := b_4 \cdot h_4 = 4.5 \times 10^4 \cdot mm^2$ $\quad I_4 := \frac{b_4 \cdot h_4^3}{36} = 5 \times 10^7 \cdot mm^4$

$A_{c.5} := b_5 \cdot h_5 = 1.125 \times 10^4 \cdot mm^2$ $\quad I_5 := \frac{b_5 \cdot h_5^3}{36} = 7.813 \times 10^5 \cdot mm^4$

$$I_{y.bjelke.k} := I_1 + A_{c.1}\cdot\left(z_{t.k} - z_1\right)^2 + I_2 + A_{c.2}\cdot\left(z_{t.k} - z_2\right)^2 \ldots$$
$$+ I_3 + A_{c.3}\cdot\left(z_{t.k} - z_3\right)^2 + I_4 + A_{c.4}\cdot\left(z_{t.k} - z_4\right)^2 \ldots$$
$$+ I_5 + A_{c.5}\cdot\left(z_{t.k} - z_5\right)^2 \ldots$$
$$+ \left(\eta_{bjelke.k} - 1\right)\cdot\left[A_p\cdot\left[\left(z_{t.k} - z_{p.1}\right)^2 + 3\cdot\left(z_{t.k} - z_{p.2}\right)^2\right]\right]$$

$$I_{y.bjelke.k} = 9.628 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

Dekke:

$$I_{y.dekke.k} := \eta_{dekke.k}\cdot I_{dekke} + \eta_{dekke.k}\cdot A_{c.d1}\cdot\left(z_{t.k} - z_{c.dekke}\right)^2 = 5.375 \times 10^{11}\cdot mm^4$$

<u>Totalt 2.arealmoment:</u>

$$I_{y.k} := I_{y.bjelke.k} + I_{y.dekke.k} = 1.5 \times 10^{12}\cdot mm^4$$

<u>Bøyestivhet</u>:

$$EI_{s.k} := E_{cm.bj}\cdot I_{y.bjelke.k} + E_{cm.d}\cdot I_{y.dekke.k} = 5.401 \times 10^{16}\cdot N\cdot mm^2$$

<u>Nedbøyning fra karakteristisk trafikklast:</u>

$$\delta_{trafikk} := -\left(1 - x_{b.100}\right)\cdot\frac{5\cdot q_{trafikk}\cdot L_{spenn}^{\ 4}}{384\cdot EI_{s.k}} - \left(1 - x_{b.100}\right)\cdot\frac{Q_{boggie}\cdot L_{spenn}^{\ 3}}{48\cdot EI_{s.k}} = -44.13\cdot mm$$

$$\text{if}\left(\left|\delta_{trafikk}\right| < \frac{L_{spenn}}{350}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

- **Deformasjon fra tilnærmet permanente laster:**

Krav: $\delta_{tiln.perm} < \frac{L_{spenn}}{500}$ EK2 7.4.1(5)

Spennkraft: Bruas deformasjon i snitt 1 etter 100 år er antatt å være lik deformasjonen til bjelken etter 160 døgn pga. tvangsmomentet som oppstår.

Formel:

$$\delta_{bjelke.70.160} := \frac{M_p \cdot L_{spenn}^2}{8 \cdot EI_{bj.70.160}} - \frac{5 \cdot g_{bj} \cdot L_{spenn}^4}{384 \cdot EI_{bj.70.160}}$$

Variabler:

$g_{bj} := 30.656 \cdot \frac{kN}{m}$ $EI_{bj.70.160} := 1.286 \cdot 10^{16} N \cdot mm^2$

Momentet fra spennkrafta beregnes ut fra redusert spennkraft etter 160 døgn:

For beregning av spennkrafttap etter 160 døgn, se vedlegg C.7.

$\Delta F_{p.rel.160} := 279 \cdot kN$

$\Delta F_{p.svinn.160} := 257 \cdot kN$

$\Delta F_{p.kryp.160} := 400 \cdot kN$

Spennkrafta etter 160 døgn:

$P_0 := 15103 \cdot kN$

$P_{160} := P_0 - \Delta F_{p.rel.160} - \Delta F_{p.svinn.160} - \Delta F_{p.kryp.160} = 14167 \cdot kN$

Nøytralaksen til bjelken etter 160 døgn:

$z_{t.160} := 864.122 mm$

Gjennomsnittlig nøytralakse til spennkablene i midtsnittet:

$z_p := 225 mm$

Moment fra spennkraft etter 160 døgn:

$M_p := P_{160} \cdot (z_{t.160} - z_p) = 9054 \cdot kN \cdot m$

Deformasjon av bjelken etter 160 døgn (oppbøyning):

$$\delta_{bjelke.70.160} := \frac{M_p \cdot L_{spenn}^2}{8 \cdot EI_{bj.70.160}} - \frac{5 \cdot g_{bj} \cdot L_{spenn}^4}{384 \cdot EI_{bj.70.160}} = 61.35 \cdot mm$$

Egenvekt:

Nedbøygning på grunn av egenvekta av bjelken, dekket med effektiv bredde og sekundæregenvekt (asfaltslitelag osv.) etter 100 år (36500).

Formel:

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5\cdot\left[\left(1 - x_{b.100}\right)\cdot g_{bj} - \left(1 - x_{d.100}\right)\cdot g_{dekke} - \left(1 - x_{b.100}\right)\cdot g_{sek}\right]\cdot L_{spenn}^{4}}{384\cdot EI_{samv.160.36500}}$$

Variabler:

$$EI_{samv.160.36500} := 2.994\cdot 10^{16} N\cdot mm^{2}$$

Andel av egenvekt som virker på kontinuerlig system:

$$x_{b.100} = 0.285 \qquad x_{d.100} := 0.427$$

Egenlaster: pr bjelke med effektiv bredde av dekket og 1/4 av sekundærlast.

$$g_{bj} = 30.656\cdot\frac{kN}{m}$$

$$g_{dekke} := A_{c.d1}\cdot 25\frac{kN}{m^{3}} = 25.313\cdot\frac{kN}{m}$$

$$g_{sek} := \frac{31.10\frac{kN}{m}}{4} = 7.775\cdot\frac{kN}{m}$$

Deformasjon fra egenvekt etter 100 år (36500):

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5\cdot\left[-\left[\left(1 - x_{b.100}\right)\cdot g_{bj}\right] - \left[\left(1 - x_{d.100}\right)\cdot g_{dekke}\right] - \left[\left(1 - x_{b.100}\right)\cdot g_{sek}\right]\right]\cdot L_{spenn}^{4}}{384\cdot EI_{samv.160.36500}}$$

$$\delta_{egenvekt} = -46.74\cdot mm$$

Oppsummering - Deformasjon fra tilnærmet permanente laster:

Deformasjon på grunn av oppspenning, egenvekt og halvparten av trafikklasta tas med for dette lasttilfellet.

Deformasjon etter 100 år for tilnærmet permanente laster:

$$\delta_{tiln.perm} := \delta_{bjelke.70.160} + \delta_{egenvekt} + 0.5 \cdot \delta_{trafikk} = -7.45 \cdot mm$$

$$\text{if}\left(\left|\delta_{tiln.perm}\right| < \frac{L_{spenn}}{500}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"} \right) = \text{"OK"}$$

Brua vil etter 100 år få en nedbøyning i midtsnittet på ca. 7 mm.