



Beregning av en betongelementbru

Anders Hermundsdal

Andrés Pétursson

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Helge Brå, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Beregning av en betongelementbru

Anders Hermundsdal

Andrés Pétursson

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Helge Brå, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.juni 2015	ANTALL SIDER: 128 +141 sider vedegg
------------------------------------	-----------------------	--

TITTEL: **Beregning av betongelementbru**

Calculation of a prestressed precast concrete beam bridge

UTFØRT AV:

Anders Hermundsdal

Andrés Pétursson



SAMMENDRAG:

Det er foretatt en dimensjonering av betongelementbrua Ny Klemetsrud bru etter gjeldende regelverk, med støtte fra Statens vegvesens håndbøker. Den består av betongelementer samt plasstøpt dekke.

Formålet med oppgaven er å tilegne seg kunnskap om hvordan tidsavhengige effekter, eksempelvis omlagring av momenter, virker på betongelementbruer.

Brua er dimensjonert i lengderetning i både brudd- og bruksgrensetilstand. I tverretning er brua dimensjonert i bruddgrensetilstand, hvor det i tillegg er kontrollert for riss i bruksgrensetilstand.

Dimensjonerende laster er funnet ved modellering i programmet Focus Konstruksjoner samt håndberegninger av bjelkenes og brudekkets egenlast. De variable lastene og dimensjonerende lastkombinasjonene som ble benyttet er i henhold til Eurokoder.

I lengderetning er tegningsgrunnlaget av Ny Klemetsrud bru kontrollert, hvor oppgraderinger er gjort der kapasiteten ikke er tilstrekkelig. Nødvendig armeringsmengde er funnet i tverretningen.

Resultatene viser at i punktet hvor det kan antas full overføring av spennkraften til betongelementene, vil brudekket risse opp i overkant etter ett år. Det er kommet frem til at ved bruas dimensjonerende levetid, omlagres momentet av egenlasten fra betongelementene og brudekket til henholdsvis 39,1 % og 48,1 % av et kontinuerlig system. Det viser seg også at over opplegget må det gjøres oppgraderinger for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

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

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne prosjektoppgaven er utarbeidet ved institutt for konstruksjonsteknikk i masterprogrammet i Bygg- og miljøteknikk ved Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er utført i en tidsperiode på 20 uker våren 2015, og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er avsluttende for masterstudiet.

Oppgaven omhandler dimensjonering av en betongelementbru etter Eurokoder med støtte fra håndbøker fra Statens vegvesen. Det er tatt utgangspunktet i det opprinnelige tverrsnittet ved Ny Klemetsrud bru som er plassert på E6 i Klemetsrud, Oslo fylke. Tilstandene det dimensjoneres for er brudd- og bruksgrense.

Formålet med oppgaven er å få økt kunnskap om tidsavhengige effekter som oppstår ved bygging av betongelementer og plasstøpt betong.

Vi vil rette en stor takk til vår veileder Helge Brå i Sintef Byggforsk, samt medveileder Terje Kanstad, professor ved Institutt for Konstruksjonsteknikk i NTNU, for god veiledning. I tillegg vil vi takke Håvard Johansen, ved Statens vegvesen.



Anders Hermundsdal



Andrés Pétursson

10.06.2015

Sammendrag

Det er foretatt en dimensjonering av betongelementbrua Ny Klemetsrud bru etter gjeldende regelverk, med støtte fra Statens vegvesens håndbøker. Den består av betongelementer samt plasstøpt dekke, som spenner over ni felt. Dette utgjør en totallengde på 215 meter. Brua dimensjoneres for største krefter som opptrer ved dimensjonerende levetid etter hundre år eller ved tidspunktene når den ble åpnet for trafikk. Det er antatt at den ble åpnet etter ett år. Formålet med oppgaven er å tilegne seg kunnskap om hvordan tidsavhengige effekter, eksempelvis omlagring av momenter, virker på betongelementbruer.

Brua er dimensjonert i lengderetning i både brudd- og bruksgrensetilstand. I tverretning er den dimensjonert i bruddgrensetilstand, hvor det i tillegg er kontrollert for riss i bruksgrensetilstand.

Dimensjonerende laster ble beregnet ved hjelp av modelleringsprogrammet Focus Konstruksjoner, samt ved håndberegninger av bjelkenes og brudekkets egenlast. De variable lastene og dimensjonerende lastkombinasjonene er i henhold til Eurokoder.

I lengderetning er tegningsgrunnlaget av Ny Klemetsrud bru kontrollert og oppgraderinger er gjort der kapasiteten ikke er tilstrekkelig. Nødvendig armeringsmengde er funnet i tverretningen.

Resultatene viser at i punktet hvor det kan antas full overføring av spennkraften til betongelementene, vil brudekket risse opp i overkant etter ett år. Dette medfører at betongen i brudekket ikke kan utnyttes i dette punktet. Full oppspenning vil føre til at opptredende trykkspenninger vil overstige kravene for tillatt trykkspenninger i bruksgrensetilstand.

Det er kommet frem til at ved bruas dimensjonerende levetid, omlagres momentet av egenlasten fra betongelementene og brudekket til henholdsvis 39,1 % og 48,1 % av et kontinuerlig system. Det viser seg også at over opplegget må det gjøres oppgraderinger for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet.

Abstract

In this thesis it is performed a dimensioning of an existing prestressed precast concrete bridge, named Ny Klemetsrud bru, according to current Eurocode legislation with support from Statens vegvesen's reference books. The bridge consists of concrete elements and cast-in situ concrete making up a total length of 215 meter divided into nine spans. The bridge is dimensioned for the biggest forces acting on it after its 100 years design life or at the time opened for traffic, which was assumed to be after a year. The purpose of this thesis is to obtain the knowledge with regards to effects on precast concrete bridge due to time-dependent effects, especially, the redistribution of moment.

The bridge is dimensioned in the longitudinal direction in both ultimate and serviceability limit states. Whereas transversely, the bridge is dimensioned in ultimate limit state and controlled for crack width in serviceability limit state.

Design loads are calculated by the modelling software Focus Konstruksjoner, with support from manual calculations of the beam- and bridge-deck dead loads. Load combinations and design loads are calculated according to the Eurocodes.

In the longitudinal direction, the drawing foundation of Ny Klemetsrud bru is controlled and any observed critical areas are strengthened. In the transverse direction, the required reinforcement amount is obtained.

Cracks in the surface of the bridge deck occur at the point where full transfer of the biasing force to the concrete element is assumed. This causes that exploitation of the full potential of the bridge deck is no longer allowed at this point. This is due to full tensioning, which produce stresses that exceeds the compression capacity in the serviceability limit state.

The present study concludes that the moment of the beam- and bridge-deck dead loads are redistributed respectively 39.1% and 48.1% as a fixed system. Furthermore, this study demonstrates that to obtain sufficient moment capacity the supports requisite improvement.

Innhold

1	Innledning	1
2	Dimensjoneringsgrunnlag	3
2.1	Presentasjon av Ny Klemetsrud bru	3
2.2	Forutsetninger	7
2.3	Regelverk	8
2.4	Beregning av effektive bredder	9
2.5	Eksponeringsklasse	12
2.6	Materialer	14
3	Laster	18
3.1	Permanente laster	18
3.2	Deformasjonslaster	19
3.3	Lastvirkning	25
3.4	Variable laster	31
3.5	Ulykkeslaster	35
3.6	Lastkombinasjoner	35
4	Modellering	37
4.1	Focus Konstruksjoner	37
4.2	Tverretning	37
4.3	Lengderetning	43
5	Verifikasjon av Focus	46
5.1	Verifikasjon av plateberegning fra Focus	46
5.2	Kontroll av moment	49
6	Dimensjonerende krefter	50
6.1	Overføringslengde	50
6.2	Krefter i lengderetning fra modellering	51
6.3	Dimensjonerende krefter i lengderetning	57
6.4	Reduksjon av støttemoment	59
6.5	Dimensjonerende krefter i tverretning	60
7	Bruddgrensetilstand	67
7.1	Momentkapasitet	67
7.2	Tverretning	86
7.3	Skjærkraftkapasitet	89

7.4	Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering	91
7.5	Skjærkraftkapasitet i brudekke	94
7.6	Kontroll for gjennomlokking på grunn av skjær	95
7.7	Horisontalt skjær.....	97
7.8	Spaltestrekk	97
8	Brukgrensetilstand.....	98
8.1	Spenningsbegrensning	98
8.2	Spenningsberegninger i stadium I	99
8.3	Spenningsberegninger i stadium II	101
8.4	Rissviddebegrensning	109
8.5	Nedbøyningsbegrensning	113
9	Resultater	115
9.1	Eksponeringsklasse og overdekningskrav	115
9.2	Bruddgrensetilstand	115
9.3	Kontroll av armeringsmengder	121
10	Diskusjon.....	124
10.1	Forutsetninger	124
10.2	Eksponeringsklasse og overdekningskrav	124
10.3	Modellering.....	124
10.4	Omlagring av momenter	125
10.5	Dimensjonerende krefter.....	125
10.6	Bruddgrensetilstand	126
10.7	Brukgrensetilstand.....	126
11	Videre arbeid	127

Vedlegg

Vedlegg 1 Tegninger fra SVV	129
Vedlegg 2 Beregning av effektiv bredde.....	135
Vedlegg 3 Laster	138
Vedlegg 4 Kryp, svinn, relaksasjon	144
Vedlegg 5 Beregning Stivheter	155
Vedlegg 6 Bjelke Stivheter	165
Vedlegg 7 Omlagring av momenter og tvangsmoment.....	169
Vedlegg 8 Oppleggslaster	175
Vedlegg 9 Krefter fra Focus	177
Vedlegg 10 Verifisering av Focus	182
Vedlegg 11 Momentkapasitet ved opplegg	189
Vedlegg 12 Momentkapasitet over opplegg	197
Vedlegg 13 Momentkapasitet felt	201
Vedlegg 14 Skjærkapasitet	211
Vedlegg 15 Plate Beregning	217
Vedlegg 16 Spenninger ved opplegg stadium I	226
Vedlegg 17 Spenninger ved opplegg stadium II	239
Vedlegg 18 Spenninger over støtte stadium I og II	247
Vedlegg 19 Rissvidde over støtte	261
Vedlegg 20 Overføringslengde	267

1 Innledning

Sammenlignet med europeiske land benyttes bærende betongelementer i liten grad i norske bruer. Årsakene til dette har vært knyttet til noe uheldig arkitektur samt bestandighetsproblemer. Ettersom problemene vurderes som løst forventes det en økning i bruk av betongelementer, samt bygging av bruer med betongelementer gir kortere byggetid og reduserte kostnader. Av den grunn ble det rettet et ønske fra Statens vegvesen om å gjennomføre masteroppgave hvor betongelementbruer behandles.

Denne oppgaven tar utgangspunktet i Ny Klemetsrud bru, som er plassert på E6 i Klemetsrud, Oslo fylke. Brua ble bygget i 2003 og er dimensjonert etter Norsk Standard.



Figur 1.1 Bilde av Ny Klemetsrud bru (foto O.Hermundsdal)

Betongelementbruer kan bygges i kombinasjon med prefabrikkerte betongbjelker og plasstøpt brudekke. Som følge av byggemetoden vil momenter omlagres til et stadiet mellom et fritt opplagt og et kontinuerlig system. Denne effekten er tidsavhengig og er spesielt aktuelt for betongelementbruer. I denne oppgaven er dette nærmere behandlet.

Ettersom Ny Klemetsrud bru er dimensjonert etter Norsk Standard er brua i denne oppgaven blitt dimensjonert etter gjeldene Eurokoder med støtte fra Statens vegvesens håndbøker. I lengderetning er brua blitt dimensjonert for tilstandene brudd- og bruksgrense. I tverretning er brua blitt dimensjonert i bruddgrensetilstand, hvor det i tillegg er blitt kontrollert for riss i bruksgrensetilstand. Det er de mest kritiske snittene som er blitt kontrollert.

Dimensjonering av bruer er tidkrevende og utfordrende, hvor et stort antall beregninger kreves. Derfor har det vært nødvendig å gjøre noen forenklinger underveis. Laster fra vind, jordskjelv og bremselaster er det blitt sett bort fra. Brudekket består i realiteten av

prefabrikkerte forskalingsplater og plasstøpt dekke, men er i oppgaven behandlet som et massivt dekke.

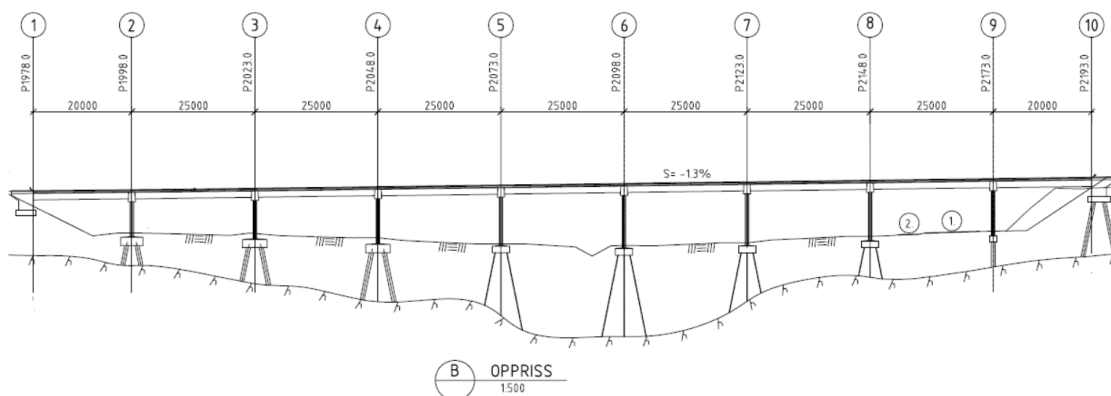
Statens vegvesen hadde et ønske om at ved modellering og analyse skulle det benyttes programsystemet Novaframe, men det som viste seg å bli et problem i NovaFrame var at det ikke lot seg modellere samvirke mellom tverrsnittsdeler som gradvis bygges opp. Dette førte til at det ble valgt å forenkle modelleringen ved å benytte bjelke-programmet Focus Konstruksjoner og å supplere med håndberegninger ved behandling av de tidsavhengige effektene. Lastene og lastkombinasjonene i oppgaven er håndtert manuelt.

Oppgaven starter med presentasjon av Ny Klemetsrud bru samt forutsetninger gjort i oppgaven. Videre er laster benyttet i oppgaven og utførelse ved modellering, samt verifikasjon av modelleringen beskrevet. De dimensjonerende lastene det kommes frem til fra modelleringen og håndberegninger presenteres, som det dimensjoneres for i brudd og bruksgrensetilstand i de påfølgende kapitlene. Oppgaven avsluttes med en oversikt over resultater fra dimensjoneringen, samt etterfølgende diskusjon.

2 Dimensjoneringsgrunnlag

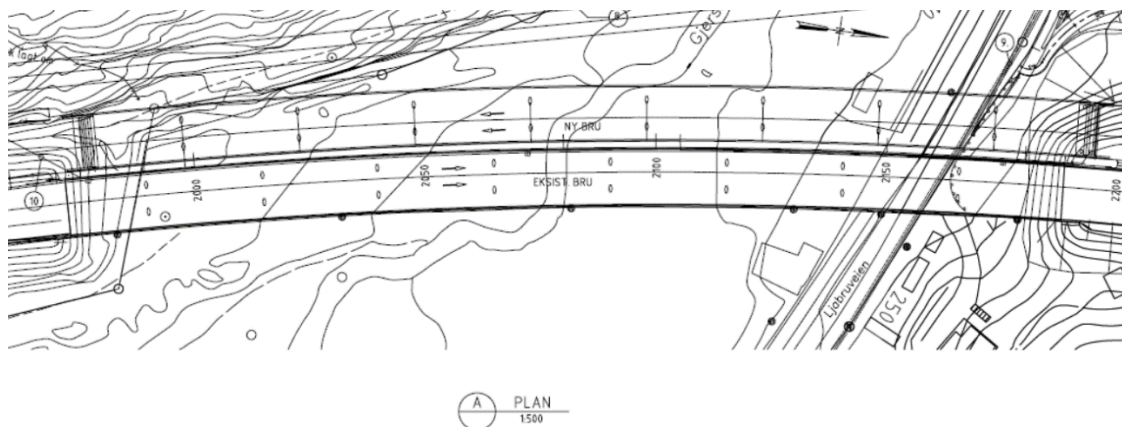
2.1 Presentasjon av Ny Klemetsrud bru

Ny Klemetsrud bru ble bygget i 2003 som en del av utvidelsen av E6 til to kjørefelt per kjøreretning, hvor brua er en del av den sørgående kjøreretningen. En avgjørende faktor for at Ny Klemetsrud bru skulle bygges som en elementbru er at den allerede eksisterende bruen er en elementbru. Bruen er 215 meter lang og har en stigningsprosent på 1,3% som gir en høydeforskjell på 2,8 meter. Brua har 9 spenn, hvor spennene i mellom akse 1-2 og 9-10 er på 20 meter, og i mellom aksene 2-9 25 meter se figur 2.1.



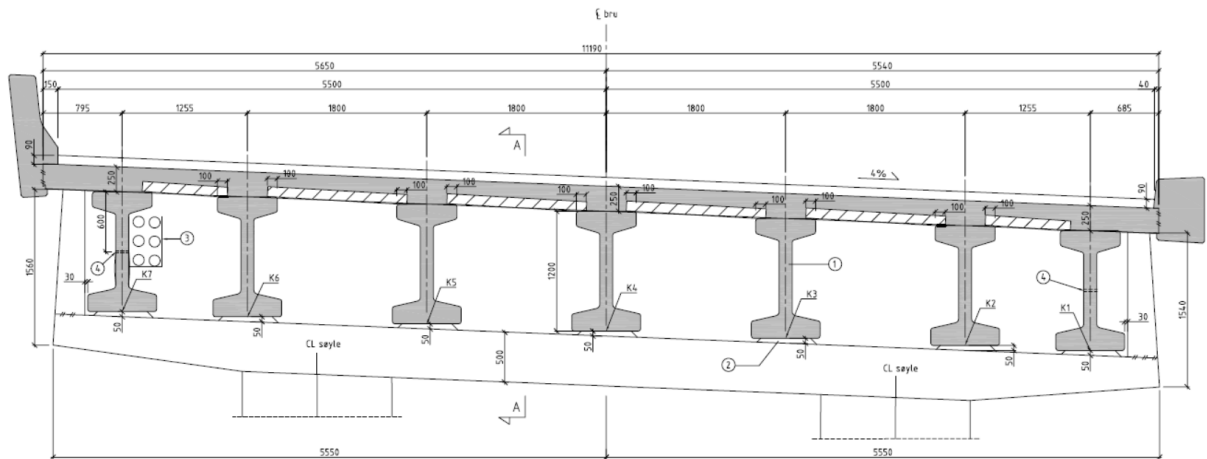
Figur 2.1 Lengdeprofil Ny Klemetsrud bru

Figur 2.2, som illustrerer kurvaturprofilen av brua, viser at Ny Klemetsrud bru er bygget tett inntil den daværende eksisterende elementbruen og at kjøreretningen går mot venstre.



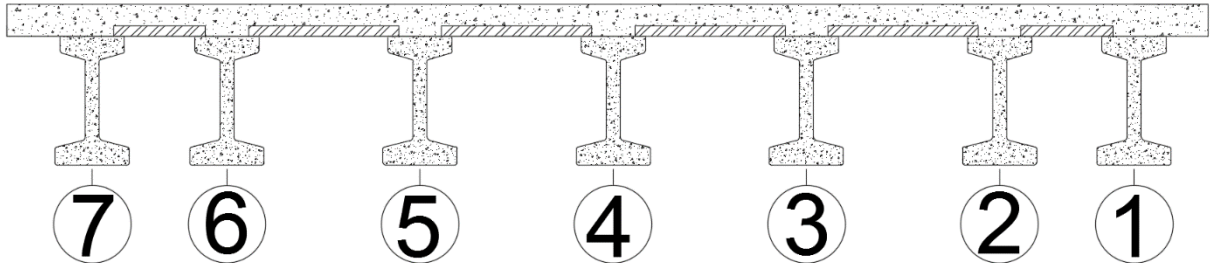
Figur 2.2 Kurvaturprofil av Ny Klemetsrud bru

Bruoverbygningen er ett sammensatt tverrsnitt bestående av syv MOT 1200 prefabrickerte betongbjelker, prefabrickerte slakkarmerte forskalingsplater og en plasstøpt plate se figur 2.3. Overbygningen gir en føringsbredde på 11 meter.



Figur 2.3 Tverrprofil Ny Klemetsrud bru

Tverrsnittet av bruas overbygning vises på figur 2.3. I denne oppgaven er det sett bort fra helningen som denne figuren viser, og bruene er dermed modellert som illustrert på figur 2.4. I tillegg viser figur 2.4 nummeringen av bjelkene. Dermed kalles den innerste bjelken for bjelke 1 og den ytterste for bjelke 7. Det henvises til disse numrene når det refereres til de forskjellige bjelkene senere i oppgaven.

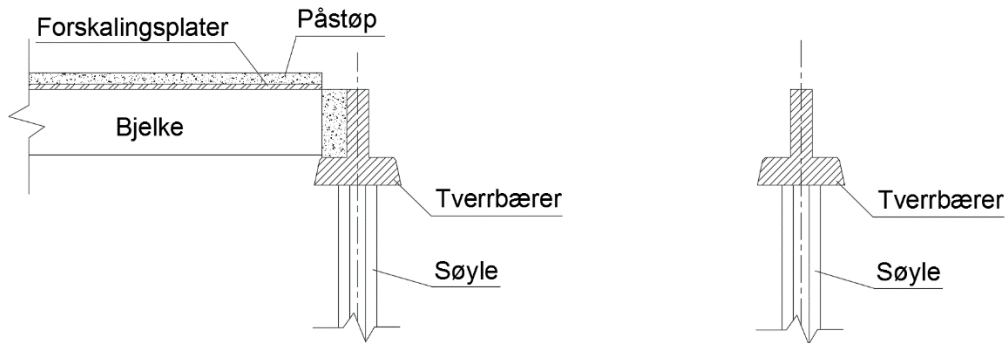


Figur 2.4 Nummerering av bjelker

2.1.1 Byggeprosessen ved Ny Klemetsrud bru

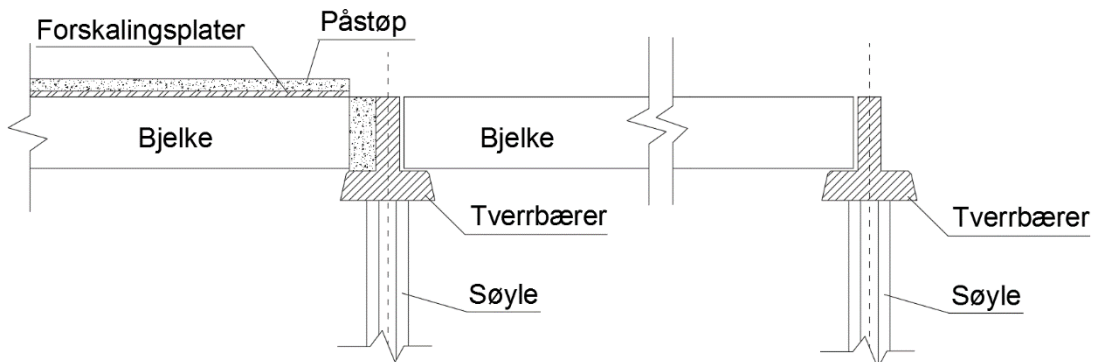
Ny Klemetsrud bru er som nevnt bygget opp av prefabrikkerte betongelementer og et plasstøpt brudekke. Byggeprosessen, som skjedde etappevis for hvert felt, er fremstilt under for ett vilkårlig felt.

Når et nytt felt skulle bygges ble søylene og tverrbærerne ført opp som opplegg for MOT-bjelkene.



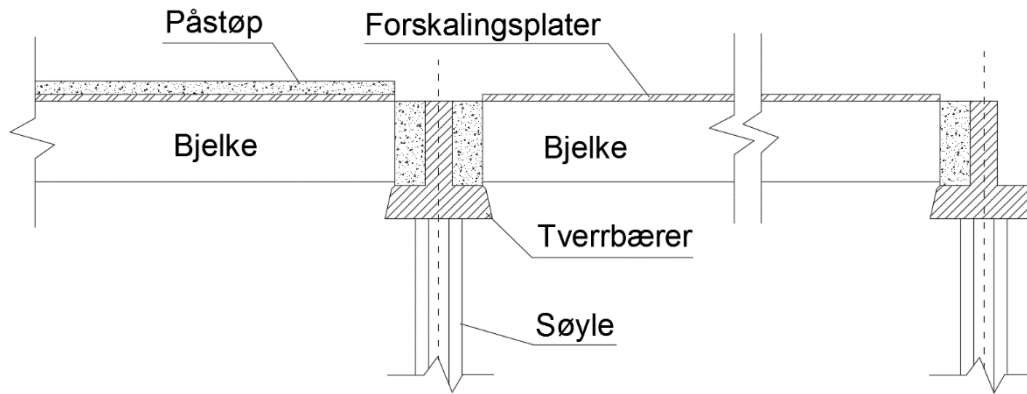
Figur 2.5 Tilstand før montasje av MOT-bjelker

MOT-bjelkene ble så montert mellom tverrbærerne, som vist på figur 2.6.



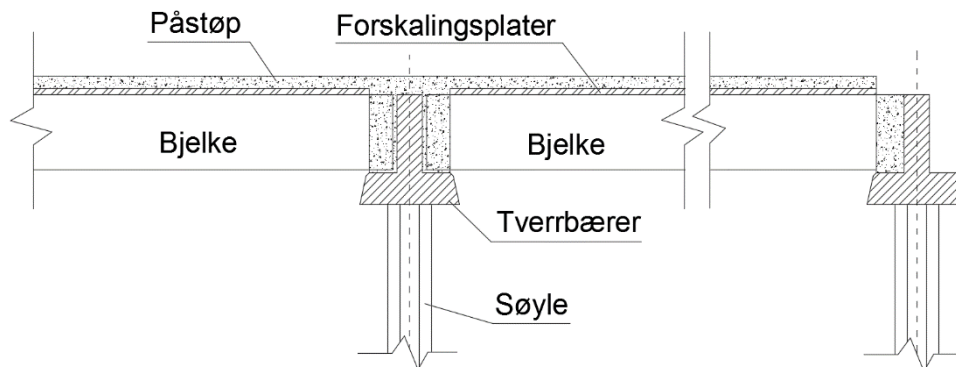
Figur 2.6 Tilstand der MOT-bjelker er på plass

Videre ble betongbjelkene støpt fast i tverrbæreren for å hindre vipping under byggingen. Deretter ble prefabrikkerte betongplater, som fungerer som forskalingsplater under støpingen, plassert mellom bjelkene.



Figur 2.7 Tilstand der forskalingsplater plasseres mellom MOT-bjolkene

Til slutt ble brudekke støpt som vist på figur 2.8. Grunnen til at brudekke ikke støpes lengre inn på tverrbæreren er for å opprettholde minimums overlappingslengde for slakkarmeringen. Etter at brudekket er støpt oppå bjelkene og forskalingsplatene, vil herdeprosessen starte og det vil dannes samvirke mellom bjelke, forskalingsplater og brudekke. Byggeprosessen blir utført for hvert felt, som betyr at prosessen gjentas ni ganger.

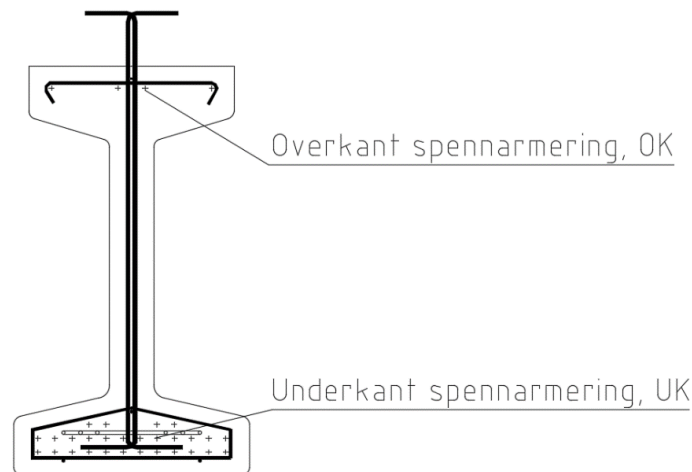


Figur 2.8 Tilstand der dekke blir plasstøpt

2.1.2 MOT 1200

Prefabrikerte bjelker av typen MOT 1200 benyttes hovedsakelig til bygging av infrastruktur. Bjelkene benyttes for spennvidder fra 20 til 33 meter.

Tverrsnittet av MOT 1200 bjelken benyttet ved bygging av Ny Klemmetsrud bru er vist i figur 2.9. I oppgaven betegnes spennarmering i overkant av bjelken som overkant spennarmering. Betegnelsen underkant spennarmering er også i henhold til plassering i tverrsnittet. Slakkarmeringen i brudekket betegnes også med overkant og underkant, som er i henhold til plasseringen i brudekket.

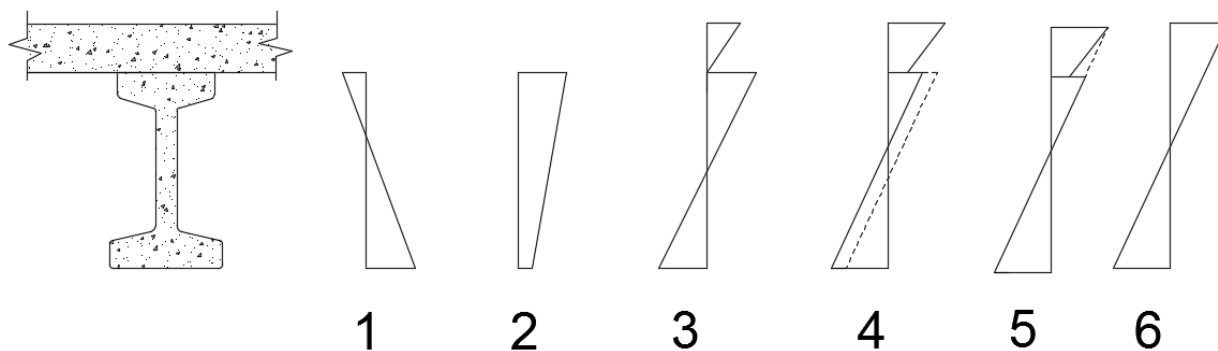


Figur 2.9 Viser armeringen i MOT-bjelken

2.2 Forutsetninger

Hovedforutsetningen som gjøres i denne oppgaven er at det antas sammenhengende lineære tøyninger i betongbjelkene og brudekke etter lang tid. Virkelig tøyning, spesielt i tidlig fase av bruas levetid, vil foregå noe annerledes. Punktene under, som referer til tallene i figur 2.10, forklarer hvordan tøyningene egentlig utvikler seg i midten av feltet.

1. Ved oppspenning vil tverrsnittet oppleve trykk i underkant og strekk i overkant.
2. Deretter når egenlasten av bjelken og dekke påføres, før samvirke oppstår, vil tverrsnittet oppleve trykk i hele tverrsnittet. Tverrsnittet opplever størst trykk i overkant, men avtar noe nedover tverrsnittet.
3. Etter at det dannes samvirke har bjelken allerede tøyd seg noe, men for brudekke vil først tøyningene begynne ved dette tidspunktet. Det fører til en liten tøyning av brudekke, som figur tre viser. Bjelken vil ved dette tidspunktet få strekk i underkant.
4. Etter som tiden går vil brudekket tøyes ytterligere. Deler av tøyningene som var i bjelken vil nå brudekket oppta, som fører igjen til ytterlige tøyninger i dekket, slik bildet 4 viser.
5. Tøyningene i tverrsnittet etter 100 år vil da se ut som på figur 5.
6. For å forenkle beregningene blir tøyningene av hele tverrsnittet etter 100 år sett på som om de går lineært fra underkant bjelke til overkant brudekke, som vist på figur 6.



Figur 2.10 Fremstillingen av tøyningene i bjelken etter lang tid

Andre forutsetninger som gjøres i oppgaver er følgende

- Selv om Ny Klemetsrud bru har en horisontal og vertikal kurvatur har det blitt sett bort ifra dette for å forenkle oppgaven.
- I modelleringen er tverrsnittet ansett som en T-bjelke med konstant stegtykkelse.

Forutsetninger som regelverk baserer seg på eller eventuelle forutsetninger som gjøres for å kunne benytte uttrykk fra Eurokodene presenteres der dette gjøres.

2.3 Regelverk

I denne oppgaven er det hovedsakelig Eurokodene, utgitt av Standard Norge, og Håndbok N400: Bruprosjektering, utgitt av Statens Vegvesen, som er benyttet som regelverk. I tilfeller hvor Håndbok N400 eller Eurokodene har gitt forskjellige krav er det krav fra Håndbok N400 som er blitt fulgt. Dette fordi Håndbok N400 skal stille tilsvarende eller strengere krav enn Eurokodene. Det er også benyttet andre håndbøker fra Statens vegvesen.

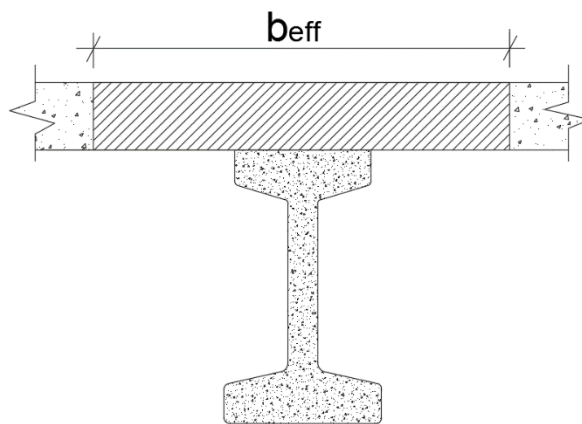
Følgende regelverk og håndbøker som er benyttet i oppgaven er:

- Eurokoder
 - NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
 - NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 2 Bruer
 - NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster
 - NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger
 - NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer
 - NS-EN 1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Håndbøker
 - Håndbok N400: Bruprosjektering (fra SVV versjon 26.01.2015)
 - Håndbok V499: Bruprosjektering -Eurokodeutgave
 - Håndbok V263: Betongdekker

Videre i denne oppgaven når det blir henvisning til en bestemt Eurokode, blir det bare brukt betegnelsen EK. Ett eksempel er NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 blir da bare referert til som EK 2.

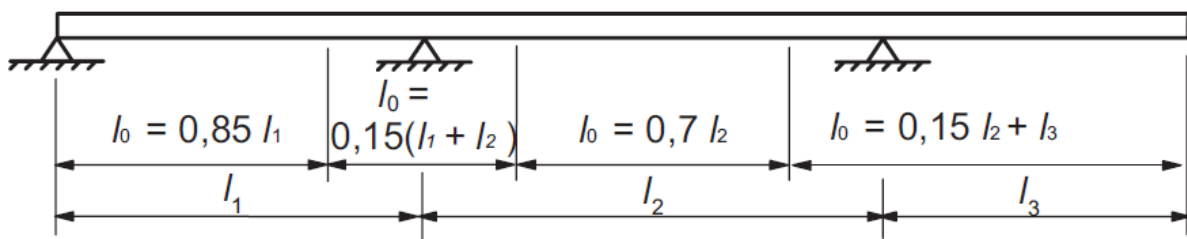
2.4 Beregning av effektive bredder

Som tidligere nevnt og vist i figur 2.4 består overbygningen til Ny Klemetsrud bru av syv MOT-bjelker og et brudekke. I denne oppgaven utføres det kapasitetsberegninger av både MOT-bjelkene, og ved samvirke i mellom MOT-bjelkene og brudekket. Videre i oppgaven vil MOT-bjelkene benevnes bjelke, og samvirke i mellom MOT-bjelkene og brudekket vil benevnes samvirkebjelke. Ved kapasitetsberegninger av samvirkebjelken beregnes samvirkebjelken som en T-bjelke som vist på figur 2.11



Figur 2.11 Tverrsnittet av samvirkebjelken

For å bestemme bredden av brudekkets del i samvirkebjelken må den effektive bredden av brudekket finnes etter EK 2 pkt. 5.3.2.1 (Standard, 2008b). Beregningene baseres seg på lengder og det kontinuerlige systemets oppbygning.



Figur 2.12 Definisjon av l_0 for beregning av effektiv flensbredde EK 2 pkt. 5.3.2.1

Lengdene på spennene er avgjørende ved beregning av effektiv bredde. Figur 2.12 viser hvordan lengdefaktorer for beregningene er definert. Det mest belastede feltet for Ny Klemetsrud bru er felt nr.2, som gir følgende lengder for beregning av effektive bredder i felt:

$$l_1 = 20 \text{ m og } l_2 = 25 \text{ m}$$

Lengdefaktoren l_0 som benyttes for dimensjonerende felt er da.

$$l_0 = 0,7 * l_2 = 17,5 \text{ m}$$

Det dimensjonerende støttemomentet er over akse 3, se figur 4.8. Ettersom opplageret i denne aksene er i mellom to opplagere med hvert sitt spenn på 25 meter, vil lengdene som benyttes for å bestemme lastfaktoren over støtte bli følgende:

$$l_1 = 25 \text{ m og } l_2 = 25 \text{ m}$$

Lengdefaktoren l_0 over dimensjonerende støtte blir da.

$$l_0 = 0,15 * (l_1 + l_2) = 7,5 \text{ m}$$

Som figur 2.3 viser er dekkets bredde 11,19 meter bred, altså noe større enn føringsbredden. Det fører til at samvirkebjelkene 1 og 7 blir litt bredere enn om føringsbredden hadde vært dimensjonerende. Den effektive flensbredden b_{eff} vist på figur 2.13 beregnes av følgende uttrykk:

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

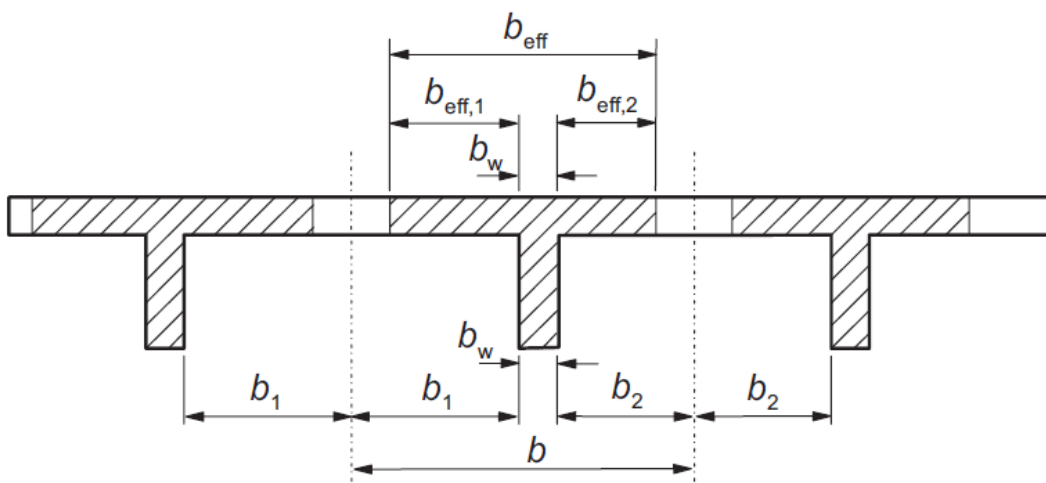
Der $b_{eff,i}$ er definert som

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

Verdiene for b_i for hver bjelke er hentet fra figur 2.3 og vedlegg 1, hvor b_i er b_1 og b_2 i figur 2.13.

Da den effektive bredden er beregnet må det kontrolleres at den teoretiske bredden ikke overskrider virkelig bredde.

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



Figur 2.13 Beregning av effektive bredder figur fra EK 2 pkt. 5.3.2.1

Ved modelleringen i Focus er samvirkebjelken modellert som en T-bjelke, hvor stegtykkelsen er satt til å være 480 mm. Begrunnelsen for valg av stegtykkelsen er utdypet i kapittel 4 modellering. Effektive bredder for hver bjelke i felt og over støtte er presentert i tabell 2.1.

Bjelke nr	Felt	Støtte
1	1,313m	1,313m
2	1,528m	1,5m
3	1,8m	1,5m
4	1,8m	1,5m
5	1,8m	1,5m
6	1,528m	1,5m
7	1,423m	1,423m

Tabell 2.1 Effektive bredder for samvirkebjelkene

Samvirkebjelkene får effektive bredder som virkelig bredde i feltet, som betyr at hele bredden av brudekke på 11,19 meter er effektivt. Derimot over støtte vil bredden for noen av bjelkene reduseres. Selv om tverrsnittet akkurat over støtte ikke er et T-tverrsnitt, men et massivt tverrsnitt, vil effektive bredder over støtte benyttes ved kanten av opplegget. Utrekning av effektiv bredde for samtlige samvirkebjelker i felt og støtte er regnet i vedlegg 2.

2.5 Eksponeringsklasse

Eksponeringsklassene avhenger av hvor i landet bruene skal stå og værforholdene der.

I EK 2-2 pkt. NA.4.2(105) (Standard, 2010b) er det angitt at betongoverflater beskyttet med brumembran kan regnes i eksponeringsklasse XD1. I Håndbok V263-Betongdekker (vegvesen, 2014) kapittel 2.6 er det beskrevet at brudekker med asfaltering skal påføres membran før asfaltering. Det vil si at for brudekker med asfaltering, slik som på Ny Klemetsrud bru, havner overkant brudekke i eksponeringsklasse XD1.

Det kommer frem av tabell 4.1 i EK 2 (Standard, 2008b) at ved korrosjon framkalt av karbonatisering og ved moderat fuktighet havner konstruksjonsdelen under eksponeringsklasse XC3. I tillegg er utvendig betong beskyttet mot regn brukt som eksempel på hvor eksponeringsklassen kan forekomme. Det er da bestemt at bjelkene og undersiden av brudekke havner under denne eksponeringsklassen.

Eksempel for hvor eksponeringsklasse XD3 og XF4 kan forekomme er henholdsvis hvor brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider, og hvor betongoverflater utsatt for frost og direkte sprut som inneholder avisingsmidler. Overside og innside av kantbjelker kan havne i disse eksponeringsklassene. Begge eksponeringsklassene gir samme bestandighetsklasse og krav til overdekning. Ettersom kantbjelkene på de fleste bruer i Norge kan bli utsatt for direkte sprut av salter (avvisningsmidler) bør kantbjelkene havne under eksponeringsklasse XF4.

2.5.1 Overdekning

Minste overdekning beregnes etter EK 2 pkt. 4.4.1, NA 4.4.1.2 og NA 4.4.1.3.

Minste nominelle overdekning C_{nom} er definert i EK 2 pkt. 4.4.1.1(2) som summen av minste overdekning C_{min} og et avvik ΔC_{dev} , som tar hensyn til feil ved dimensjonering. EK 2 pkt. NA.4.4.1.3(1) angir ΔC_{dev} til å være lik 10 mm, men i følge HB 400 (vegvesen, 2015a) pkt. 7.4.2 er minstekravet for ΔC_{dev} for $C_{min} < 70$ mm satt til å være $\Delta C_{dev} = 15$ mm derfor blir den gjeldene.

Minste overdekning beregnes ut ifra uttrykket under hentet fra EK 2 pkt. 4.4.1.2(2), hvor den største verdien av C_{min} skal benyttes.

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

For å bestemme minste overdekning av hensyn til heft $C_{min,b}$, angir tabell NA.4.2 at den skal settes lik stangdiameteren for enkeltstenger og 1,5 ganger diameteren av forspent spennetau. Det gir i overkant brudekke $C_{min,b} = 16$ mm og i underkant $C_{min,b} = 12$ mm. For bjelkene blir $C_{min,b} = 23$ mm.

I HB N400 (vegvesen, 2015a) er det beskrevet at

Minste overdekning av hensyn til bestandighet, $C_{min,dur}$, skal tilfredsstillere kravene i tabell 7.2.

Tabellen gir $C_{min,dur} = 60$ mm for oversiden av brudekke med fuktisolering og for konstruksjonsdeler som kan bli utsatt for salt fra avisingsmiddel. Som beskrevet over skal brudekker med asfaltering påføres membran. Ettersom overkant brudekke både kan oppleve å

bli eksponert for salt ved avisning og har fuktisolering av membran er det bestemt å sette $C_{\min, \text{dur}}$ til 60 mm.

Tabell 7.2 i N400 angir $C_{\min, \text{dur}}=50$ mm for øvrige flater, men håndboken legger til at for spennarmering skal verdiene i tabellen økes med 10 mm. Av den grunn er det benyttet $C_{\min, \text{dur}}=60$ mm for bjelkene.

$\Delta C_{\text{dur}, \gamma}$, $\Delta C_{\text{dur}, \text{st}}$ og $\Delta C_{\text{dur}, \text{add}}$ settes lik null etter reglene i NA4.4.1.2(6), (7), (8).

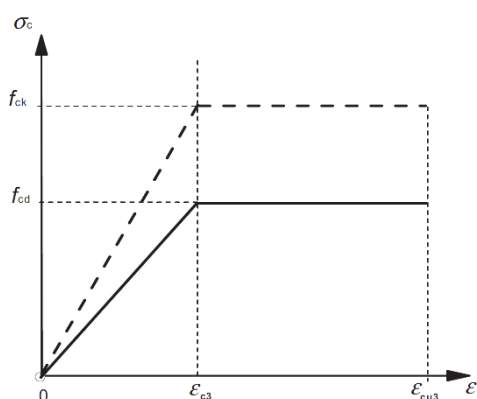
Dermed blir C_{\min} 60 mm for bjelkene og overside brudekke, og 50 mm for underkant brudekke. Minste nominelle overdekning blir da for bjelkene og overside brudekke $C_{\text{nom}} = 60$ mm +15 mm = 75 mm. For underside dekke i blir $C_{\text{nom}} = 50$ mm +15 mm = 65 mm.

2.6 Materialer

Materialene som er tatt for seg i oppgaven er betong og stål. Det er forskjellige typer stål med forskjellige egenskaper som er benyttet som slakk- og spennarmering. Materialene er presentert under.

2.6.1 Betong

Betong er en blanding av sementpasta, tilslag, vann og tilsetninger. Dermed er det mulig å oppnå forskjellige egenskaper til betongen ut ifra blandingsforholdet. Betongens trykkfasthet indikeres av sylindrefastheten f_{ck} eller kubefastheten $f_{ck,cube}$. Betong har en fullstendig ikke-lineær spennings-tøyningsoppførsel i trykk, men i EK 2 pkt. 3.1.7(2) kan det antas bilineær spennings-tøyningsssammenheng, som vist på figur 2.14, hvis det er mer konservativt enn det EK 2 pkt. 3.1.7(1) angir. I denne oppgaven er det ved de fleste tilfeller antatt en bilineær spennings-tøyningskurve.



Figur 2.14 Bilineær spennings- tøyningsssammenheng (Standard, 2008b)

Når Ny Klemetsrud bru ble bygget i 2003, ble det benyttet et annet regelverk enn det som benyttes i dag. På tegningene av Ny Klemetsrud bru er det markert at betongkvaliteten for bjelkene og brudekket er henholdsvis C65 og C55, som tilsvarende B55 og B45 i EK 2. Det er denne kvaliteten som da benyttes i denne oppgaven. Ettersom bjelkene er støpt i elementfabrikk, hvor det er vanlig å benytte seg av raskt herdende betong (rapid), er det antatt rapid betong for bjelkene. For brudekke er det antatt normalt herdende betong (normal). I tabell 2.2 og 2.3 er materialegenskapene for henholdsvis B45 og B55 presentert.

B45	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk 28-døgns sylindetrykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Middelverdi for sylindetrykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Sekant elastisitetsmodul	f_{ctm}	3,8 MPa
Tøyning i det maksimalspenningen nås	ϵ_{c2}	$2,0 \cdot 10^{-3}$
Tøyningsgrensen i bruddtilstand	ϵ_{cu2}	$3,5 \cdot 10^{-3}$
Elastisitetsmodulen	E_{cm}	36 000 MPa
Utvidelseskoeffisient	α	$1 \cdot 10^{-5}$
Partialfaktor	γ_u	1,5

Tabell 2.2: Materialelegenskaper for B45 betong

B500NC	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500 MPa
Elastistesmodul	E_s	200 000 MPa
Karakteristisk flytetøyning	ε_{yk}	$2,4 \cdot 10^3$
Dimmensjonerende bruddtøyning	ε_{ud}	$3,0 \cdot 10^{-2}$
Peartialfaktor	γ_s	1,15

Tabell 2.4: Materialegenskaper for B500NC stål

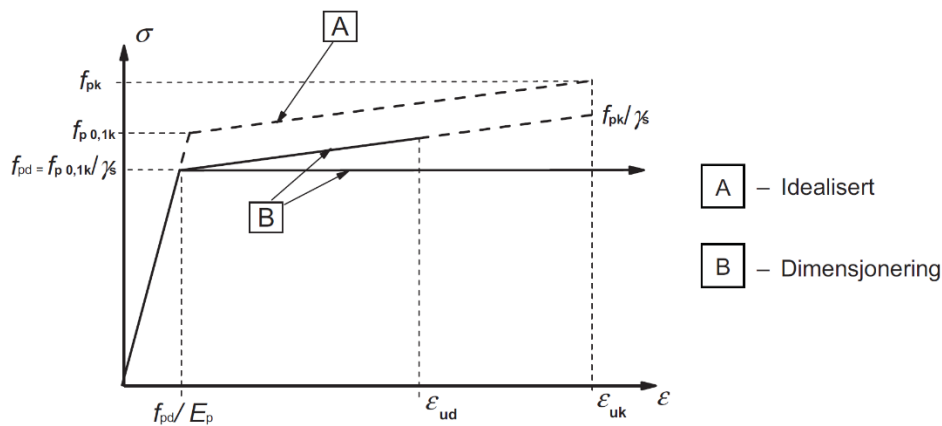
2.6.3 Spennarmering

Spennarmering benyttes i betong for å unngå for store strekkspenninger i konstruksjonen. Dette gjøres ved å gi spennkablene en ønsket strekkspenning ved oppspenning, som ved kapping av kablene overføres som trykkspenninger i betongen.

Som for slakkarmering angir EK 2 forutsetninger som kan legges til grunn ved dimensjonering:

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

I figur 2.16, vises figur 3.10 som er tatt fra EK 2, spennings-tøyningssammenhenger ved begge forutsetningene. I denne oppgaven forutsettes det konstant stålspenning f_{pd} uten begrensning av tøyningen.



Figur 2.16 Idealiserte og dimensjonerende spennings-tøyningssammenhenger for spennstål EK 2 pkt. 3.3.6

Ettersom det er Ny Klemetsrud bru som er satt som utgangspunkt for beregningene er det beregnet med samme kvalitet på spennstålet som det er i brua. Kvaliteten på spennstålet som fremkommer av tegningene er 270 K, som er en betegnelse fra gammelt regelverk.

Materialegenskapene for 270 K i henhold til EK 2 er hentet fra Spenncon sine nettsider (Spenncon, 2014) og presentert i tabell 2.5.

270 K	Tegnforklaring	Verdi
Areal av en kabel	A_p	140 mm
Stålets fasthet	f_{pk}	1 860 MPa
Stålets 0,1 %-grense	$f_{p0,1k}$	1 664 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Partialfaktor	γ_p	1,15

Tabell 2.5: Materialegenskaper for spennstål med kvalitetsbetegnelse 270 K etter EK 2

3 Laster

Ved prosjektering av brukonstruksjoner må alle laster som virker på brua identifiseres. Regelverk som er benyttet ved beregning av laster er håndbøkene N400 og V499, samt eurokodene EK 0, EK 1-1 og EK 1-2. Håndbok N400 gir generelle regler for klassifisering av laster og beregning av karakteristiske laster. I Håndbok V499 er egenlasten av asfaltslitelaget funnet. Eurokodene EK 0, EK 1-1 og EK 1-2 er benyttet for å finne henholdsvis lastkombinasjoner, temperaturlaster og kjøretøylaster. Håndbok N400 klassifiserer lastene etter permanente laster, variable laster og ulykkeslaster. Deformasjonslaster klassifiseres enten under permanente eller variable laster. I denne oppgaven er deformasjonslaster presentert som eget tema.

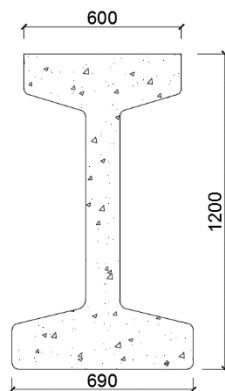
3.1 Permanente laster

Håndbok N400 definerer permanente laster som «*ventes å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrom som betraktes*». Laster som går under denne definisjonen og som gjelder for denne oppgaven er tyngde av konstruksjonen og tyngde av permanent ballast og utsyr som ikke vil bli fjernet. Dette er samlet under tema egenlast.

3.1.1 Egenlast

Egenlast på betongelementbruer, hvor elementene bygges i samvirke med brudekket, beregnes noe annerledes enn ved andre brutyper. Som følge av byggemetoden vil momentet fra egenlasten av bjelkene og brudekket føre til en omlagring av momentet.

Laster som er beregnet som egenlaster i oppgaven er tyngden fra bjelker, brudekke, asfaltslitelag, kantdragere og rekkverk. Selv om kantdragere og asfaltslitelag vil bidra noe til stivheten av overbygningen er dette valgt å se bort fra, og beregnes i tillegg med rekkverk som kun laster uten bidrag til stivhet. Tyngdetettheten av armert betong skal i henhold til håndbok N400 være minst 25 kN/m^3 ved dimensjonering. Tyngdetettheten multiplisert med arealet av bjelken gir en egenlast av bjelken på 9 kN/m , se vedlegg 1 for arealet av bjelken.



$$g_{bjelke} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,356\text{m}^2 = 8,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figur 3.1 Illustrasjon på MOT-1200 bjelke

3.1.2 Last fra asfaltlitelag, kantdragere og rekkverk

For å fastsette egenvekten av asfaltlitelaget må mengden av asfaltlitelaget som legges på brua bestemmes først. Det avgjøres ved å finne års døgns trafikken (ÅDT) for veistrekningen brua er en del av. Veistrekningen som går over Ny Klemetsrud bru har en ÅDT på over 60 000 (Vegvesen, 2015b). Bruas ÅDT og lengste spenn på 25 meter gir en belegningshøyde på 120 mm og en egenvekt på 3 kN/m² ifølge tabell 2.3 i håndbok V499 (vegvesen, 2014).

Beregning av kantdragernes egenvekt er gjort ved å multiplisere tyngdetettheten av armert betong med arealet. Beregningsgrunnlaget for arealet av kantdragerne er tegninger fra Ny Klemetsrud bru, se vedlegg 1. Arealet er beregnet til 0,335 m² og gir da en egenvekt på 8,4 kN/m

$$g_{kantdrager} = 25 \frac{kN}{m^3} * 0,335m^2 \approx 8,4 \frac{kN}{m}$$

Last fra rekkverk er antatt til å være på 1 kN/m og er plassert på kantdragerne.

3.2 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er definert i håndbok N400 som:

Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- *forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)*
- *svinn, kryp og relaksasjon*
- *setninger*
- *deformasjoner fra laster påført konstruksjonen*

Av punktene over er det i denne oppgaven sett på krefter fra forspenning av konstruksjonen, og svinn, kryp og relaksasjon.

Håndbok N400 stiller som krav at brua skal kontrolleres like etter brua er åpnet for trafikk og ved dimensjonerende brukstid. Tidspunkt for når brua er åpnet for trafikk er i denne oppgaven satt til å være når bjelkene er ett år gamle. Dimensjonerende brukstid er som regel 100 år for bruer. I denne oppgaven er begge tidspunkt kontrollert.

3.2.1 Oppspenningskrefter

Kreftene som påføres spennkablene ved oppspenning er oppspenningskrefter. I henhold til håndbok N400 skal det ved bruk av spennarmering tas hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger på grunn av oppspenningen. Direkte lastvirkning på grunn av oppspenningen kommer fra selve oppspenningskraften. Den indirekte lastvirkningen, som gir et tvangsmoment i konstruksjonen, oppstår i tilfellet for elementbruer på grunn av omlagringen av momenter fra egenlasten.

3.2.1.1 Største spennkraft

I EK 2 pkt. 5.10.2.1(Standard, 2008b) er det gitt en maksverdi for oppspenning.

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

hvor

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\}$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,9$$

Bjelkene på Ny Klemetsrud bru inneholder 32 spenntau med diameter 0,6''. Areal per tau på 140 mm² er hentet fra spenncon sine nettsider (Spenncon, 2014). Dette gir et total spenntau areal A_p på 4480 mm². Det gir da følgende maks oppspenning:

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} = 6666kN$$

3.2.1.2 Tap av spennkraft

Spennkraften vil oppleve umiddelbare tap og tidsavhengige tap. Umiddelbare tap av spennkraft for før oppspente konstruksjonsdeler er ved overføring av forspenningskraften til betongen. De tidsavhengige tapene er forårsaket fra kryp og svinn i betongen og relaksasjon på grunn av strekk i spennstålet. Beregningen av tap av spennkraft for ett tilfelle er vist i vedlegg 16.

3.2.1.3 Forspenningskraft

I EK 2 pkt. 5.10.3(2) settes det en grenseverdi for forspenningskraft, som tar hensyn til tapene ved overføring av forspenningen til betongen.

$$P_{m0} = A_p * \sigma_{pm0} = 4480 \text{ mm}^2 * 1395 \text{ MPa} = 6250 \text{ kN}$$

hvor

$$\sigma_{pm0} = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\}$$

$$k_1 = 0,75$$

$$k_2 = 0,85$$

Det er denne kraften som benyttes i beregning av spenninger og tap av spennkraft.

3.2.2 Kryp

I *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2010) defineres kryp slik:

«Betong påkjent av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp».

Kryp i betongen fører til tøyninger i betongen, som igjen fører til tøyninger i stålet. Dette gjør at spennkraften reduseres. Beregningene av kryptall er gjort etter EK 2 tillegg B og presentert i vedlegg 4, hvor følgende formler er benyttet:

Kryptallet er beregnet ut fra uttrykk (B.1) i EK 2 i tillegg B.

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

hvor det normerte kryptallet beregnes fra uttrykk (B.2)

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

Faktoren φ_{RH} som tar hensyn til virkningene av relativ fuktighet på det normerte kryptallet beregnes fra uttrykk (B.3b) for betong med høyere fasthet enn 35 MPa.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2$$

hvor RH er den relative fuktigheten i omgivelsene og skal settes lik 70% for bruoverbygningen i henhold til håndbok N400.

Uttrykk (B.6) gir den effektive tverrsnittstykkelsen ved å dividere 2 ganger betongens tverrsnittsareal med tverrsnittets omkrets som er utsatt for uttørking, u ,

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

Formlene for α_1 , α_2 og α_3 er gitt under punkt (B.8c)

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

$\beta(f_{cm})$ er en faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet og beregnes ut fra uttrykk (B.4)

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

Faktoren $\beta(t_0)$ tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålasting og beregnes fra uttrykk (B.5).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$\beta_c(t, t_0)$ som er faktoren som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastningen, avhenger av belastnings- (t_0) og betraktningstidspunkt(t) og er gitt ved uttrykk (B.7).

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]$$

hvor β_H for høyere fasthet enn 35 MPa beregnes av uttrykk (B.8b)

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

Da kryptallet er funnet reduseres betongens elastisitets modul i henhold til EK 2 pkt. 7.4.3(5)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Ettersom kryptet avhenger av belastning er ikke reduksjonen av spennkraften fra krypt vist i dette kapitlet. Total belastning må vites før reduksjonen av spennkraft som følge av krypt kan finnes, dermed presenteres dette under kapittel 6 Dimensjonerende laster.

3.2.3 Svinn

Svinn oppstår som følge av at betongen opplever en uttørking, som fører til at den krymper. Svinn deles inn i to grupper; svinn ved uttørking og autogent svinn (selvuttørkingssvinn). Uttørkingssvinnet er fukttransport gjennom den herdede betongen og vil dermed utvikle seg langsomt. Derimot vil det autogene svinnet utvikles raskt ettersom det utvikles med betongens fasthet.

Svinntøyning beregnes etter EK 2 pkt. 3.1.4 og tillegg B, del B2. Den totale svinntøyningen er uttrykt i EK 2 pkt. 3.1.4 (6):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Svinntøyning ved uttørking (ε_{cd}) og den autogene svinntøyningen (ε_{ca}) er gitt i EK 2 pkt. 3.1.4 (6):

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

hvor k_h finnes i tabell 3.3 i EK 2 og $\beta_{ds}(t, t_s)$ er uttrykt som:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

$\varepsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for svinntøyning ved uttørking og beregnes ut fra uttrykk (B.11) i EK 2 tillegg B.

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * e^{-\alpha_{ds2} * \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

hvor

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ for sementklasse R}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,11 \text{ for sementklasse R}$$

Faktoren β_{RH} er uttrykt i uttrykk (B.12) som:

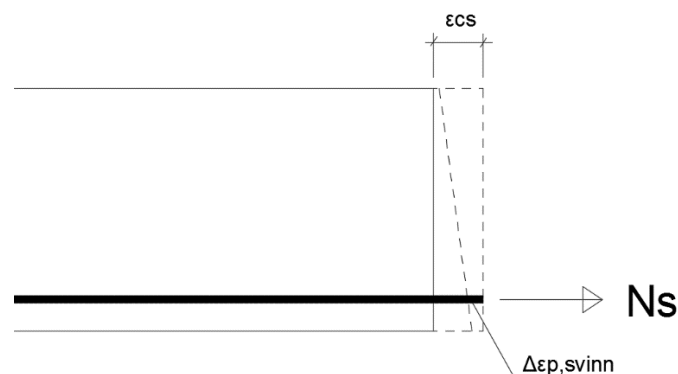
$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

Faktorene $\beta_{as}(t)$ og $\varepsilon_{ca}(\infty)$ er vist under punkt EK 2 pkt. 3.1.4 (6):

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}}$$

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

Svinnet gir trykktøyninger i betongen. Trykktøyningene fører til at det ved beregning oppstår en fiktiv strekkraft som vist på figur 3.2



Figur 3.2 Fiktiv strekkraft i spennstålet som følge av svinn

Trykktøyningene fra svinnet og den fiktive strekkraften svinnet gir fører til en reduksjon av spennkraften mellom 1,8 % og 2,8 % etter ett år, og mellom 4,1% og 5,2 % etter hundre år.

3.2.4 Relaksasjon

I EK 2 pkt. 3.3.2(7) er relaksasjonstapet definert som «den prosentvise reduksjonen av forspenningen i forhold til den initielle spenningen». Samme punktet viser hvordan relaksasjonstapet beregnes for spenntau med lav relaksasjon, som det er forutsatt i oppgaven.

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

hvor

$\Delta\sigma_{pr}$ er relaksasjonstapet av forspenningen

$\sigma_{pi} = \sigma_{p0}$, er forspenningen etter avkapping

t er tiden etter oppspenning

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

$\rho_{1000} = 2,5\%$ for spenntau med lav relaksasjon

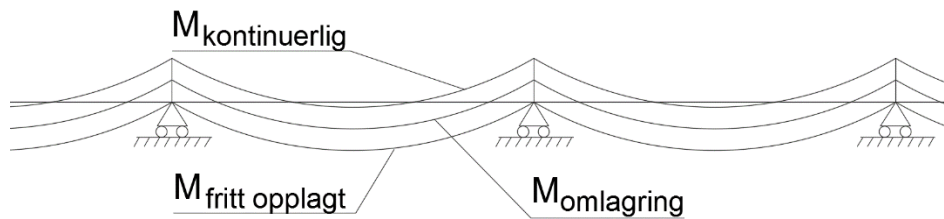
Reduksjon av spennkraft som følge av relaksasjon varierer mellom 4 % og 5 % etter ett år, og 4,7 % og 6 % etter hundre år.

Reduksjon av spennkraft fra kryp, svinn og relaksasjon er vist i vedlegg 4 og i tabell 6.5 i kapittel 6 Dimensjonerende laster.

3.3 Lastvirkning

3.3.1 Omlagring av momenter

Utfordringene ved egenlasten på elementbruer, hvor elementene er i samvirke med brudekket, er hvordan momentet av egenlasten virker. Ettersom bjelkene legges «fritt» på søylene vil systemet virke som et fritt opplagt system i starten. I det brudekket støpes sammen med bjelkene og forskalingsplatene, vil systemet gå fra et fritt opplagt system til et stadiet mellom fritt opplagt og et kontinuerlig system, som vist på figuren under. Denne omlagringen av momenter er avhengig av belastningstidspunkt og betraktningstidspunkt.



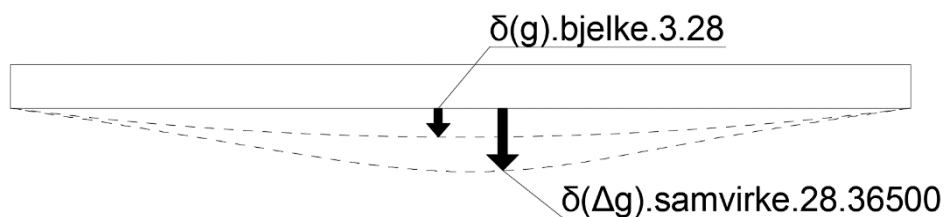
Figur 3.3 Viser hvordan omlagringsmomentet blir

3.3.1.1 Beregning av bjelkenes og brudekkets egenlast

I denne oppgaven er det antatt at egenlasten av bjelkene virker etter tre dager og at brudekke støpes da bjelkene har oppnådd 28 dagers fasthet. I tillegg forenkles det i oppgaven ved å se på forskalingsplatene og påstøpen som én enhet. For å finne hvor stor andel av egenlasten som virker på det fritt opplagte systemet og det kontinuerlige systemet, multipliseres egenlasten med en faktor som angir andelen av bjelken og brudekkets egenlast som virker på det kontinuerlige systemet. Det er deformasjoner i konstruksjonen som er lagt til grunn for beregningene.

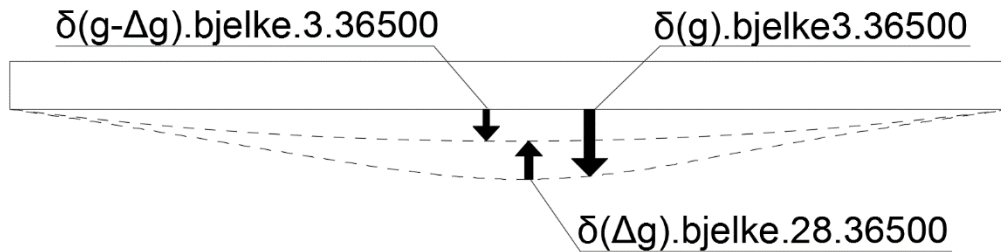
3.3.1.2 Deformasjon av bjelken

I perioden fra produksjonen av bjelkene til brudekke støpes på bjelkene vil deformasjonen av bjelkene virke som på et fritt opplagt system. Da brudekket støpes på bjelkene vil som sagt deler av egenlasten til bjelkene, Δg , gå til det kontinuerlige systemet. Som tegningene under viser vil konstruksjonen bøyes som ved et fritt opplagt system i perioden fra tre til 28 dager. Fra 28 dager til hundre år vil deler av egenlasten av bjelken, Δg , bøyes ned som ved et kontinuerlige system.



Figur 3.4 Nedbøyningsforløpet for bjelkene

En annen måte å tolke systemet på er ved nedbøyning for kun et fritt opplagt system. Altså ved å betrakte nedbøyningen fra kun egenlasten som virker på det fritt opplagte systemet, $g - \Delta g$, kan det også uttrykkes deformasjonen. Figuren under illustrerer dette tilfellet.



Figur 3.5 Hvordan deformasjonen i bjelken endrer seg med tid

Begge tilfellene viser samme deformasjon og gir da til følgende ligningssystem:

$$\delta(g)_{bjelke,3,28} + \delta(\Delta g)_{samvirke,28,36500} = \delta(g - \Delta g)_{bjelke,3,36500}$$

hvor:

$$\delta(g - \Delta g)_{bjelke,3,36500} = \delta(g)_{bjelke,3,36500} - \delta(\Delta g)_{bjelke,28,36500}$$

Deformasjon for et fritt opplagt system finnes av uttrykket

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

Deformasjonen for det kontinuerlige systemet, representert som $\delta_{samvirke}$ over, finnes av uttrykket

$$\delta = \frac{gL^4}{384EI}$$

Ved å løse ligningssystemet med hensyn på egenlasten, og å sette inn korrekte stivheter og egenlast for deformasjonsuttrykkene, finnes andelen av egenlasten av bjelken som går til det kontinuerlige systemet.

$$x_1 = \frac{\Delta g_{bjelke}}{g_{bjelke}} = \frac{\frac{1}{EI_{bjelke,3,36500}} - \frac{1}{EI_{bjelke,3,28}}}{\frac{1}{5EI_{samvirke,28,36500}} + \frac{1}{EI_{b,28,36500}}}$$

Tabell 3.1 og 3.2 viser andelen av bjelkens egenlast som virker på det kontinuerlige systemet etter ett og hundre år med stivheter for de forskjellige tidsperiodene som presenteres i vedlegg 6.

Stivheter etter 1 år	$EI_{bjelke,3,28}$ [Nmm ²]	$EI_{bjelke,28,365}$ [Nmm ²]	$EI_{bjelke,3,365}$ [Nmm ²]	$EI_{samvirke,28,365}$ [Nmm ²]	x_1
Stivheter	$1,638 \cdot 10^{15}$	$1,504 \cdot 10^{15}$	$1,225 \cdot 10^{15}$	$3,956 \cdot 10^{15}$	28,8 %

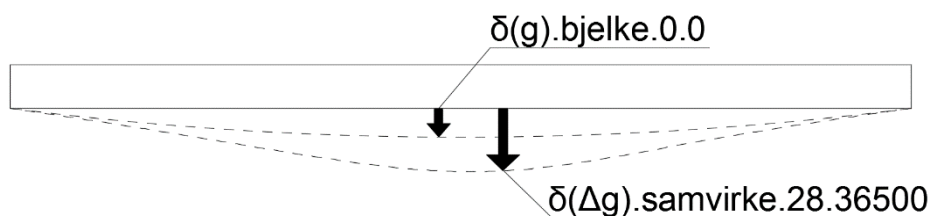
Tabell 3.1 Andel av egenlasten som virker på det kontinuerlige systemet med forskjellige stivheter i tidsperioden fra 3 dager til ett år.

Stivheter etter 100 år	$EI_{bjelke,3,28}$ [Nmm ²]	$EI_{bjelke,28,36500}$ [Nmm ²]	$EI_{bjelke,3,36500}$ [Nmm ²]	$EI_{samvirke,28,36500}$ [Nmm ²]	x_1
Stivheter	$1,638 \cdot 10^{15}$	$1,344 \cdot 10^{15}$	$1,082 \cdot 10^{15}$	$3,430 \cdot 10^{15}$	39,1 %

Tabell 3.2 Andel av egenlasten som virker på det kontinuerlige systemet med forskjellige stivheter i tidsperioden fra 3 dager til hundre år.

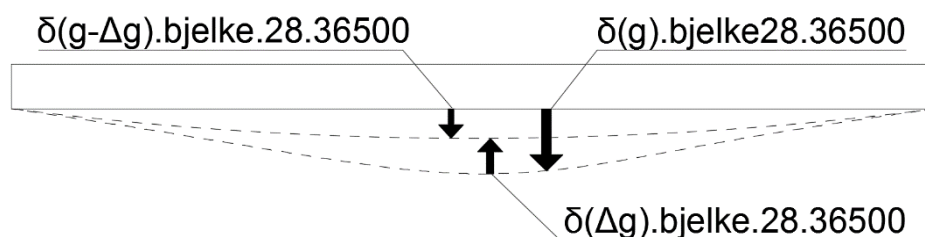
3.3.1.3 Deformasjon av konstruksjonen ved støp av brudekke

Beregningene for hvor stor andel av egenlasten av brudekket som virker på det kontinuerlige systemet utføres på samme måte som for egenlasten av bjelken. Forskjellen er at egenlasten av brudekket ikke bidrar til deformasjoner de første 28 dagene. Likevel gir egenlasten av brudekket en momentan deformasjon i konstruksjonen i det brudekket støpes.



Figur 3.6 Momentan deformasjon av bjelken

Som for tilfellet ved beregning av deformasjoner fra egenlasten av bjelkene kan systemet betraktes som et system som kun er belastet med egenlast $g - \Delta g$. Deformasjonene er illustrert i figuren under.



Figur 3.7 Deformasjons system

Ligningssystemet blir da som følgende:

$$\delta(g)_{bjelke,0,0} + \delta(\Delta g)_{samvirke,28,36500} = \delta(g)_{bjelke,28,36500} - \delta(\Delta g)_{bjelke,28,36500}$$

Ved å gjøre om uttrykket og sette inn stivheter og egenlast i deformasjonsuttrykket, finnes andelen av egenlasten av brudekket som går til det kontinuerlige systemet.

$$x_2 = \frac{\Delta g_{bruplate}}{g_{bruplate}} = \frac{\frac{1}{EI_{bjelke,28,36500}} - \frac{1}{EI_{bjelke,0,0}}}{\frac{1}{5EI_{samvirke,28,36500}} + \frac{1}{EI_{bjelke,28,36500}}}$$

Ved å benytte stivhetene i tabell 3.1 og 3.2, samt korttidsstivheten $EI_{b,0,0} = 2,794 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$ blir andelen av brudekkets egenlast som virker på det kontinuerlige systemet etter ett og hundre år på henholdsvis 42,9 % og 48,1 %.

Når andel av egenlasten som går til det fritt opplagte og det kontinuerlige systemet er funnet, kan omlagringsmomentet beregnes. Dette gjøres ved å beregne momentene for et fritt opplagt og kontinuerlig system med riktig andel av egenlast. Momentene for begge systemene summeres sammen for å finne omlagringsmomentet.

$$M_{fritt.opplagt} = \frac{(1 - x_1)g_{bjelke} * L^2}{8} + \frac{(1 - x_2)g_{bruplate} * L^2}{8}$$

$$M_{fast.innspent} = \frac{x_1g_{bjelke} * L^2}{24} + \frac{x_2g_{bruplate} * L^2}{24}$$

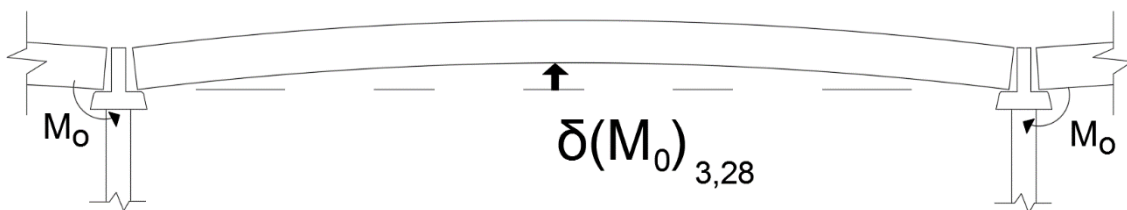
$$M_{omlagring} = M_{fritt.opplagt} + M_{fast.innspent}$$

Beregningene av omlagringen av momentene er vist i vedlegg 7.

3.3.2 Tvangsmoment

For elementbruer, hvor elementene bygges i samvirke med brudekket, vil spennkraften i bjelkene føre til tvangsmoment i konstruksjonen. På samme måte som for beregningen av omlagringen av momentet fra egenlasten er beregningen av tvangsmomentet avhengig av stivhetene ved forskjellige belastningstidspunkt. Som forklart tidligere hviler bjelkene fra 0 til 28 dager på et fritt opplagt system. Under denne perioden vil direkte lastvirkning fra spennkraften gi et moment, kalt primærmomentet, og føre til en oppbøyning av bjelken som illustrert under. Uttrykket for deformasjonen fra primærmomentet er som følger

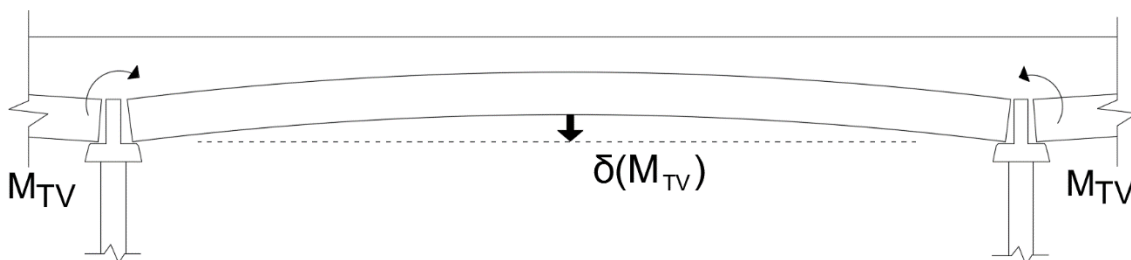
$$\delta(M_0) = \frac{M_0}{8EI}$$



Figur 3.8 Oppbøyning av bjelke grunnet spennkraft

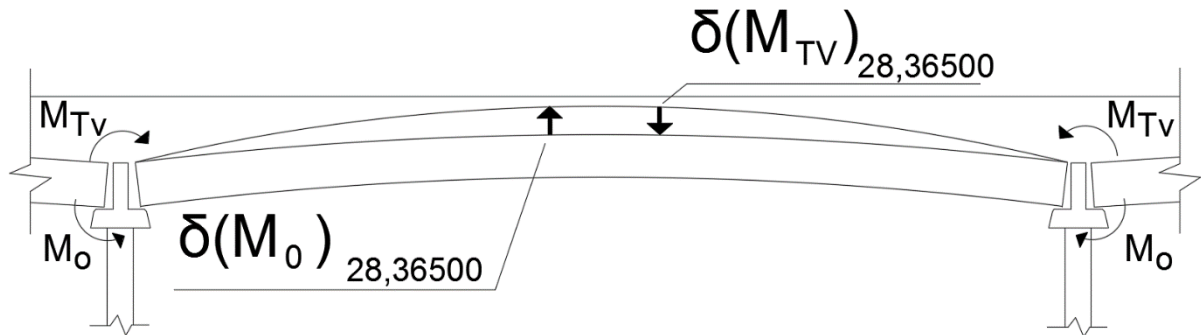
Etter at brudekket støpes og det dannes samvirke mellom brudekket og bjelkene, vil spennkraften indirekte gi et tvangsmoment til konstruksjonen. Dette tvangsmomentet vil være veldig lavt i starten og deretter økes med tiden. Tvangsmomentet alene vil da forsøke å gi bjelken en nedbøyning. Deformasjonen fra tvangsmomentet uttrykkes slik.

$$\delta(M_{tvang}) = \frac{M_{tvang}}{8EI}$$



Figur 3.9 Deformasjon fra tvangsmoment

Ved å kun se på deformasjoner fra primærmomentet og tvangsmomentet, vil disse jobbe mot hverandre fra dag 28 til år 100. Deformasjoner fra kun primærmomentet ville ført til at bjelken i utgangspunktet fortsatte oppbøyningen til et maks punkt eller til brudd. Ikke fordi momentet øker, men fordi stivheten i bjelkene reduseres som følge av krep i betongen. Fra dag 28 vil deformasjoner fra tvangsmomentet stoppe denne oppbøyningen. Med andre ord bøyes bjelken oppover fritt til dag 28, men tvangsmomentet gjør at bjelken blir stående med 28 dagers oppbøyningen uansett i perioden fra dag 28 til år 100, som vist på tegningen under.



Figur 3.10 Totale deformasjoner etter hundre år

Som tegningen viser, vil primærmomentet M_0 i perioden fra 28 dager til 100 år gi en like stor oppbøyning av bjelken, som nedbøyning fra tvangsmomentet M_{tvang} gir. Dermed blir summen av deformasjonene null, og tvangsmoment kan da utledes, som vist under.

$$\delta(M_0)_{bjelke,28,36500} + \delta(M_{tvang})_{bjelke,28,36500} = 0$$

$$\delta(M_0)_{bjelke,3,36500} - \delta(M_0)_{bjelke,3,28} + \delta(M_{tvang})_{bjelke,28,36500} = 0$$

$$\frac{M_0}{8EI_{bjelke,3,36500}} - \frac{M_0}{8EI_{bjelke,3,28}} + \frac{M_{tvang}}{8EI_{bjelke,28,36500}} = 0$$

$$M_{tvang} = \left(-\frac{M_0}{EI_{bjelke,3,36500}} + \frac{M_0}{EI_{bjelke,3,28}} \right) EI_{bjelke,28,36500}$$

I vedlegg 7 kommer det frem at tvangsmomentet etter ett og hundre år utgjør henholdsvis 31 % og 42,2 % av momentet fra spennkraften. Tallene bekrefter påstanden over om at tvangsmomentet blir større over tid. Endring i stivheten fører til en økning i tvangsmomentet på 12,2 %.

Etttersom spennkraften reduseres av belastning og tidsperiode, vil tvangsmomentet gjøre det samme. Dermed vises ikke verdiene av tvangsmomentet i dette kapitlet, men i kapittel 6 Dimensjonerende laster.

3.4 Variable laster

Variable laster er definert i håndbok N400 (vegvesen, 2015a) som:

«Laster fra variable påvirkninger er laster som varierer i tid, og omfatter:

- trafikklaster
- støt- og forføyningslaster 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 etc.»

Av punktene over er trafikklaster og naturlaster som vindlast og temperatur sett nærmere på. Andre variable laster som kan være aktuelt ved beregning av elementbruer er last fra utstyr som kran ved montasje av bjelker. Dette er sett bort i fra for å begrense oppgaven.

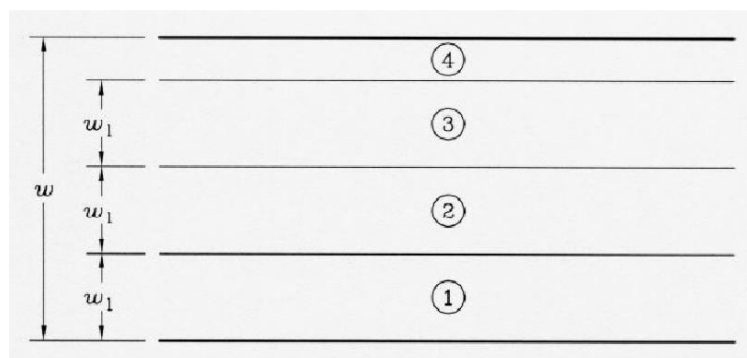
3.4.1 Trafikkklaster

Trafikkaster er beregnet etter EK 1-2 (Standard, 2010a), som gir følgende lastmodeller:

- Lastmodell 1 Representerer flyt i trafikken både med og uten kø
- Lastmodell 2 Aksellast fra trailer for lokale beregninger
- Lastmodell 3 Spesialkjøretøy som blir spesifisert for hver bro
- Lastmodell 4 Jevnt fordeltlast som representerer stor folkemengde

I denne oppgaven kontrolleres det for lastmodell 1 og 2. Trafikklastene virker både i vertikal- og horisontal retning, men det er kun fokusert på trafikklaster i vertikal retning.

Trafikklastene plasseres på teoretiske kjørebaneler og nummereres etter figuren under, og antall kjørebaneler bestemmes ut fra total veibredde og tabell 4.1 i EK 1-2, gjengitt i figur 3.12.



Figur 3.11 Viser fordeling av teoretiske kjørebaneler, fig fra EK 1-2 pkt.4.2.4

Table 4.1 - Number and width of notional lanes

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Figur 3.2 Viser formler for utregning av antall teoretiske kjørebener, fig fra EK 1-2 pkt. 4.2.3

Ny Klemetsrud bru har en bredde på 11 meter som ut i fra tabellen gir tre teoretiske kjørebener.

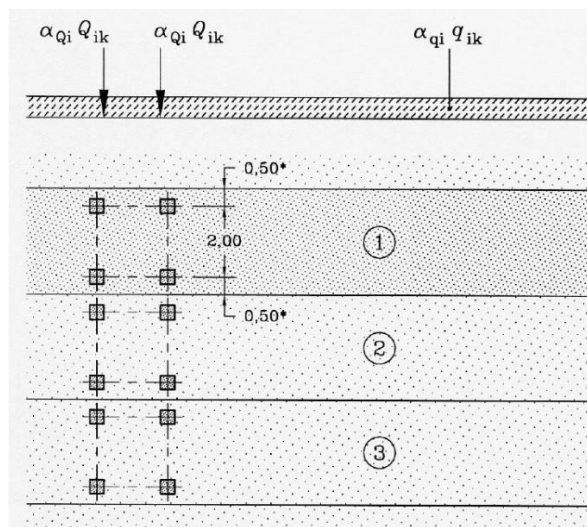
$$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$$

Resterende bredde av veien er da 2,1 meter

$$b_{\text{resterende}} = 11 \text{ m} - 3 * 3 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

3.4.1.1 Lastmodell 1

Lastmodell 1 er en lastsamsetning bestående av konsentrerte og jevnt fordelte laster som dekker de fleste av effektene fra lastebiler og biler. Denne modellen skal brukes for globale og lokale kontroller. Lastmodell 1 består av en dobbel aksellast (BL) hvor hver aksel har lasten, $\alpha_Q Q_k$ og en jevnt fordelt last $\alpha_Q * q_k$. Figuren under viser plassering av lastene. Lastene og faktorene presentert i tabellen under er valgt i henhold til EK 1-2 tabell 4.2 og NA.4.3.2 (Standard, 2010a).



Figur 3.3 Trafikklast plassering for lastmodell 1, fig fra EK 1-2 pkt. 4.3.2

Lastmodell 1	Aksellast [kN]	Lastfaktor	Jevnt fordelt last [kN/m ²]	Lastfaktor
Felt 1	$Q_{1k} = 300$	$\alpha_{Q1} = 1$	$q_{1k} = 9 \frac{kN}{m^2}$	$\alpha_{q1} = 0,6$
Felt 2	$Q_{2k} = 200$	$\alpha_{Q2} = 1$	$q_{2k} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$	$\alpha_{q2} = 1$
Felt 3	$Q_{3k} = 100$	$\alpha_{Q3} = 1$	$q_{3k} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$	$\alpha_{q3} = 1$

Tabell 3.3 Laster og reduksjonsfaktorer for lastmodell 1

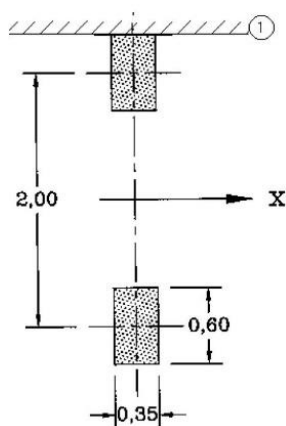
3.4.1.2 Lastmodell 2

Lastmodell 2 består av en enkel aksling med total last $\beta_Q * Q_{ak}$. EK 1-2 gir

$$Q_{ak} = 400 \text{ kN}$$

$$\beta_Q = 1,0$$

Lasten kan plasseres på et vilkårlig sted på konstruksjonen, og vil typisk være dimensjonerende for lokale effekter. Lastens halveres til to kontaktflater. Utbredelse og plassering er vist i EK 1-2 fig.4.3, gjengitt i figur 3.14.



Key
X Bridge longitudinal axis direction
1 Kerf

Figure 4.3 - Load Model 2

Figur 3.4 Lastmodell 2 størrelse, fig fra EK 1-2 pkt. 4.3.3

3.4.2 Temperaturlast

Temperaturlasten er beregnet etter EK 1-5 (Standard, 2008a). Lasten som er brukt er en lineært varierende temperaturgradient som refereres til som metode 1. Krefteene som oppstår er uheldige krumninger og momentkrefter. Størrelsen på temperaturgradienten er beregnet etter metode 1 i EK 1-5 pkt. 6.1.4.1. Fra tabell 6.1 er det gitt

$$\begin{aligned}\Delta T_{M.heat} &= 15^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{M.cool} &= 8^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Disse verdiene reduseres med en faktor k_{sur} som er angitt i tabell 6.2 i EK 1-5. Den er avhengig av slitelagstykkelsen som er 120mm.

$$\begin{aligned}k_{sur.heat} &= 0,7 \\ k_{sur.cool} &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta T_{M.heat} &= 15^{\circ}\text{C} * 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{M.cool} &= 8^{\circ}\text{C} * 1 = 8^{\circ}\text{C} *\end{aligned}$$

$\Delta T_{M.heat}$ gjør at oversiden av brudekket er $10,5^{\circ}\text{C}$ varmere en undersiden. $\Delta T_{M.cool}$ gjør at undersiden er 8°C varmere en oversiden. Disse lineære temperaturendringene gir en krumning av tverrsnittet som igjen skaper momenter.

3.4.3 Vindlast

Vindlaster beregnes etter EK 1-4 med støtte fra HB N400. I HB N400 pkt. 5.5.3 (vegvesen, 2015a) er det definert tre forskjellige vindlastklasser. De forskjellige klassene angir om det er nødvendig med dynamiske last vurderinger. Etersom Ny Klemetsrud bru er en betongbjelkebru med maks spennvidde på 25 m, havner brua i vindklasse 1 der dynamiske lastvirkninger er ubetydelige. For bruer i klasse 1 kan vindlaster beregnes etter forenklet metode i EK 1-4 pkt. 8,3,2 (Standard, 2009).

Vindlastene er beregnet i vedlegg 3. Der kommer det fram at momentbidraget fra vindlasten utgjør bare 1,1 % av det totale momentet med variable laster og blir derfor ikke tatt med i videre beregninger.

3.5 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er definert i HB N400 som:

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

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

Av punktene over er det hovedsakelig ulykkeslaster forårsaket av påkjøringslaster fra kjøretøy som er aktuelt ved Ny Klemetsrud bru, ettersom det er kryssende trafikk under brua. Ved en kollisjon på brua kan også brann med mulig påfølgende brann være aktuelt. For å begrense oppgaven er det i denne oppgaven sett bort ifra ulykkeslaster.

3.6 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene er beregnet etter EK 0 (Standard, 2008d). Uttrykk 6.10a og 6.10b under punkt EK 1 for både gunstig og ugunstig tilfelle er benyttet for å finne de mest ugunstigste lastkombinasjonene i brudd- og bruksgrensetilstand.

$$6.10a \text{ gunstig} \quad \gamma_{Gj.sup} \cdot G_{kj.sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$6.10a \text{ ugunstig} \quad \gamma_{Gj.inf} \cdot G_{kj.inf} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$6.10b \text{ gunstig} \quad \varepsilon \cdot \gamma_{Gj.sup} \cdot G_{kj.sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$6.10a \text{ ugunstig} \quad \gamma_{Gj.ing} \cdot G_{kj.ing} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

Følgende verdier er satt inn for faktorene.

$\gamma_{Gj.sup} := 1.35$	Egenvekt	$\gamma_{Q.1.ugun} := 1.35$	Trafikk (JFL + BL) (ugunstig)
$\gamma_{Gj.inf} := 1$	Egenvekt	$\psi_{0.1} := 0.75$	Trafikk (JFL + BL)
$\gamma_{p.gun} := 0.9$	Forspenning (gunstig)	$\gamma_{Q.2} := 1.2$	Temperatur
$\gamma_{p.ugun} := 1.1$	Forspenning (ugunstig)	$\psi_{0.2} := 0.8$	Temperatur
$\gamma_{Q.1.gun} := 0$	Trafikk (JFL + BL) (gunstig)	$\varepsilon := 0.89$	Egenvekt

Dette gir da dimensjonerende lastfaktorer for laster i brudd- og bruksgrensetilstand. Tabell 3.4 viser den ugunstigste lastkombinasjonen som blir brukt for dimensjonering i brudd, og tabell 3.5 viser lastkombinasjoner som blir brukt for bruksgrenseberegninger. For å se utregninger og de andre mulige lastkombinasjoner se i vedlegg 3.

Dette gir da følgende lastkombinasjoner som blir brukt i denne oppgaven i brudd- og bruksgrenstilstand.

Sted	Egenlast	Oppspenning	Trafikk	Temp	Kryp	Svinn
ULS--(uttrykk(6.10b) Trafikk, dominerende Variabel last)	1,2	0,9/1,1	1,35	0,84	0,0/1	0,0/1

Tabell 3.4 Den dimensjonerende lastkombinasjon for bruddberegninger

Sted	Egenlast	Oppspenning	Trafikk	Temp	Kryp 100år	Svinn 100 år
SLS-Kar	1	1	1	0,7	1	1
SLS tilnærmet permanent	1	1	0,7	-	1	1
SLS ofte forekommende	1	1	0,5	-	1	1

Tabell 3.5 De dimensjonerende lastkombinasjoner for bruksberegninger

4 Modellering

I arbeidet med oppgaven ble det først forsøkt å modellere i programmet NovaFrame. Dette er et program som Statens vegvesen hovedsakelig benytter seg av ved modellering av bruer. Derfor var det ønskelig at det i denne oppgaven skulle modelleres i samme program. Det som viste seg å bli et problem i NovaFrame var at det ikke lot seg modellere samvirke mellom tverrsnittsdeler som gradvis bygges opp. Dette førte til at det ble valgt å forenkle modelleringen ved å benytte bjelkeprogrammet Focus Konstruksjoner og supplere med håndberegninger for de tidsavhengige effektene.

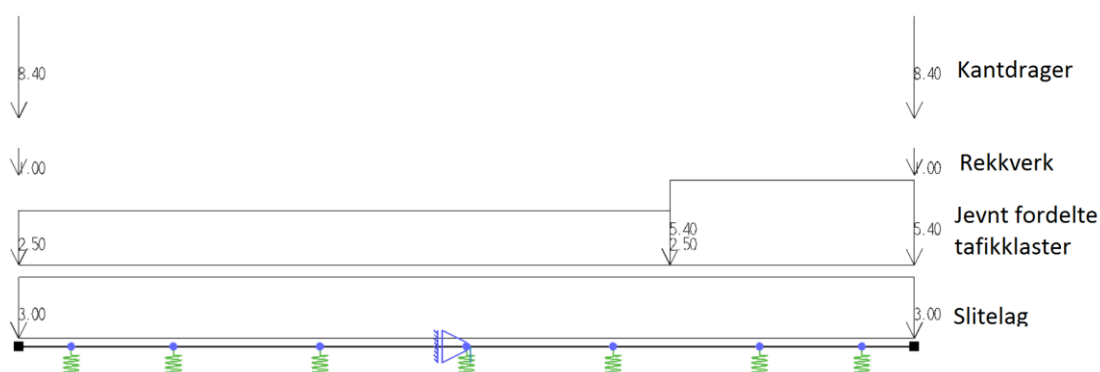
4.1 Focus Konstruksjoner

Ny Klemetsrud bru er modellert i programmet Focus Konstruksjoner, og benevnes videre i oppgaven som Focus. Programmet er basert på bjelke- og stavelementer både i 2D og 3D. Focus har et stort bibliotek med forskjellige standardtvernsnitt og materialer som betong, tre og stål. Programmet har tilleggspakker som beregner og verifiserer etter Eurokodene, men de ble ikke benyttet i oppgaven.

Ettersom det ikke var mulig å gjøre en globalanalyse av brua i Focus, måtte det gjøres noen forenklinger. Den beste tilnærmingen var å dele modelleringen i tverretning og lengderetning. For å finne de riktige lastene som hver bjelke bærer i lengderetning, måtte opplagerkreftene på bjelkene fra lastene i tverretningen finnes. Opplagerkreftene som modellen i tverretning ga ble så plassert i lengderetningen.

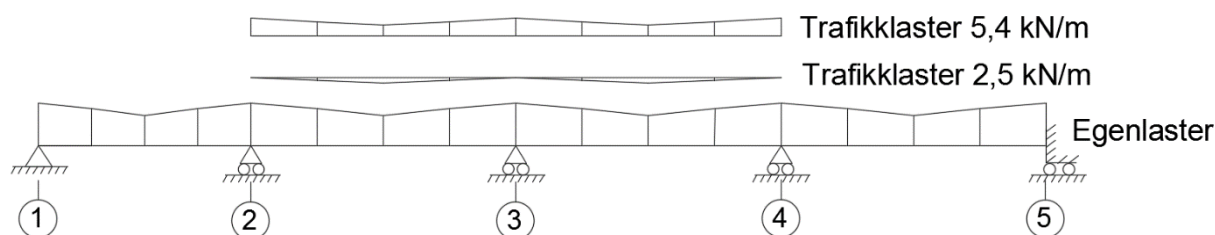
4.2 Tverretning

Siden Focus ikke beregner plater, ble brudekket modellert som en bjelke med en meters bredde. Dekket ble modellert en lengde på 11000 mm, som er tilfelle ved Ny Klemetsrud bru og med en høyde på 300 mm. Dette fordi HB N 400 i pkt. 7.9.7 gir som krav at brudekke skal være minimum 300 mm. Fjærene ble plassert sentrisk i forhold til plassering av bjelkeelementene, hvor modellen ble sendt ut som figur 4.1 illustrerer.



Figur 4.1 Platemodulering i Focus

Modellen er modellert med laster fra egenlast av slitelag, rekkverk og kantdragere, samt jevnt fordelte trafikklaster. Modellen er benyttet for beregning av opplagerkrefter på samvirkebjelkene. Opplagerkraften som modellen gir for hver bjelke blir modellert som last på bjelkene i lengderetning. Dette vises i figur 4.2, hvor opplagerbetingelsene fra egenlast er plassert over hele modellen og trafikklaster er plassert over 2 felt for å gi størst mulig støttemoment.



Figur 4.2 Viser variasjon av laster modellert i lengderetning

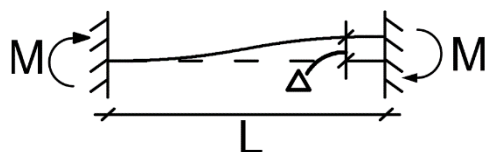
4.2.1 Fjærstivheter

I feltet er samvirkebjelkene modellert som fjærer, hvor de er plassert i modellen midt i feltet og i en fjerdedel av feltet. Dette for å finne opplagerkreftene i bjelkene hvor brua har den laveste stivheten og i punktet mellom bruas laveste og største stivhet.

Ved beregning av fjærstivhetene er det antatt at samvirkebjelken forblir uopprikket, altså beregnes treghetsmomentet i stadium I. Som beskrevet i kapittel 3, angir HB N400 under punkt 7.2.3 (vegvesen, 2015a) at brua skal kontrolleres umiddelbart etter åpning for trafikk, og etter dimensjonerende brukstid på hundre år. I denne oppgaven er det antatt at brua ble åpnet ett år etter støping av betongelementene. Derfor er det beregnet med stivheter etter både ett og hundre år.

Kryp fører til en reduksjon i betongens fasthet, og avhenger hovedsakelig av belastningstidspunkt. Ettersom det i oppgaven antas at både bjelkene og brudekket opplever belastning av sin egenlast etter tre dager, beregnes kryptallet for begge tilfellene fra tre dager til ett år og hundre år. Beregningen av kryp er vist i vedlegg 4.

Fjærstivheten som benyttes i feltet er for et tilfelle hvor bjelken er fastholdt mot forskyvning i alle retninger og krumning i den ene enden, og tilsvarende i andre enden bortsett fra at det i z-retning er mulig for forskyvning, som vist på figuren under.



$$k = \frac{12EI}{L^3}$$

Figur 4.3 Fjærstivhet for et kontinuerlig system

I realiteten er konstruksjonen som tidligere nevnt et sted mellom et kontinuerlig system og et fritt opplagt system. Likevel er det forenklet i oppgaven ved å velge fjærstivheten for det kontinuerlige system.

Ettersom forskyvningen av bjelken skjer i feltet og ikke i enden, multipliseres stivheten med to. Fjærstivheten blir da

$$k = 2 * \frac{12EI}{L^3}$$

hvor stivheten EI varier i forhold til hvilken samvirkebjelke som betraktes.

Stivheten av samvirkebjelken finnes ved å beregne effektiv E – modul og treghetsmomentet. Effektiv E – modul finnes av uttrykket under, i henhold til EK 2 pkt. 7.4.3(5) (Standard, 2008b),

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

hvor kryptallet etter ett eller hundre år benyttes, se vedlegg 4.

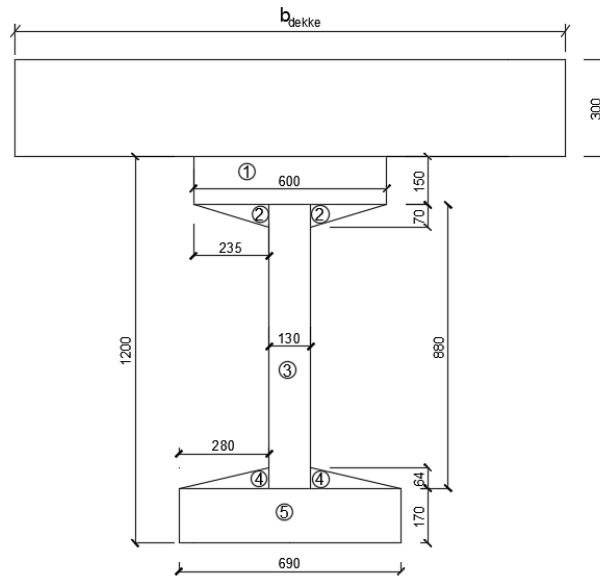
Treghetsmomentet er funnet med antakelsen om et fullt effektivt tverrsnitt, og ved enkel mekanikkberregning. For å finne tverrsnittets tyngdepunkt må først transformert areal fastsettes. Dette gjøres ved å uttrykke spennarmeringens og brudekkes tverrsnitt som bjelkens ekvivalente tverrsnitt. Siden slakkarmeringen varierer i lengderetningen og bidrar lite til treghetsmomentet, er det ikke beregnet med bidrag fra slakkarmeringen. Ved å multiplisere spennarmeringens og brudekkes areal med et forholdstall η og summere arealene, som vist under, kan det transformerte arealet finnes.

$$A_t = A_{c.bjelke} + (\eta_{bjelke} - 1)A_p + \eta_{dekke}A_{c.dekke}$$

hvor,

$$\eta_{bjelke} = \frac{E_p}{E_{c,eff.bjelke}}$$

$$\eta_{dekke} = \frac{E_p}{E_{c,eff.dekke}}$$



Figur 4.4 Nummerering av lokale arealer for beregning av treghetsmomentet

Tyngdepunktet av tverrsnittet finnes ved å ta summen av arealet av hver tverrsnittsdell fra figur 4.4 multiplisert med tverrsnittsdellens lokale tyngdepunkt.

$$z_t = \frac{\Sigma(A_{c.bjelke.i} * z_{c.bjelke.i}) + (\eta_{bjelke} - 1)\Sigma(A_{p.i} * z_{p.i}) + \eta_{dekke}A_{c.dekke} * z_{c.dekke}}{A_t}$$

Tyngdepunktet varierer for de forskjellige tverrsnittene ettersom betraktningstidspunkt og bredden endres.

Videre beregnes treghetsmomentet ved å benytte Steiners sats. Hver tverrsnittsdells treghetsmoment, samt bidrag fra det lokale tyngdepunktet til det globale tyngdepunktet summeres.

$$I_z = \Sigma \left[\frac{b_i * h_i^3}{12} + A_{c.i}(z_t - z_i) \right] + \Sigma \left[\frac{b_i * h_i^3}{36} + A_{c.1}(z_t - z_i) \right] + \Sigma \left[(\eta_{bjelke} - 1)\Sigma A_{p.i} * (z_t - z_{p.i})^2 \right] + \eta_{dekke}A_{c.dekke} * (z_t - z_{c.dekke})^2$$

hvor,

$$\frac{b_i * h_i^3}{36} = \text{er treghetsmomentet for trekantene i tverrsnittet.}$$

Samvirkebjelkens treghetsmoment multipliseres med effektiv E-modul for enten ett eller hundre år, og da gir tverrsnittets stivhet.

Tverrsnittets treghetsmoment, effektive E-modul og lengde settes inn i uttrykket for fjærstivheten. Fjærstivhetene for midt i feltet og i en fjerdedel av lengden er presentert i tabellen 4.1.

Fjærstivheter i kN/mm	1 år L/2	100 år L/2	1 år L/4	100 år L/4
Bjelke 1	39,6	33,78	316,82	270,22
Bjelke 2	41,68	35,61	333,47	284,88
Bjelke 3	43,96	37,63	351,64	301
Bjelke 4	43,96	37,63	351,64	301
Bjelke 5	43,96	37,63	351,64	301
Bjelke 6	41,68	35,61	333,47	284,88
Bjelke 7	40,7	34,74	325,63	277,96

Tabell 4.1: Fjærstivheter for alle samvirkebjelkene

4.2.2 Laster i tverretning

Lastene som ble plassert på brubanen i tverretning ved modellering, som vist i figur 4.1, er.

- Egenlast av asfaltslitlag 3,0 kN/m
- Egenlast av rekkverk 1,0 kN
- Egenlast av kantdragere 8,4 kN
- Jevnt fordelte trafikklaster på 2,5 kN/m og 5,4 kN/m

Størrelsen og plasseringen av trafikklasterne er spesifisert i kapittel 6. Egenlasten av slitelaget er en jevnt fordelt last som er plassert over hele brubanen. Egenlasten av rekkverket og kantdragerne er plassert på hver sin ende av dekket.

4.2.3 Modellering i tverretning

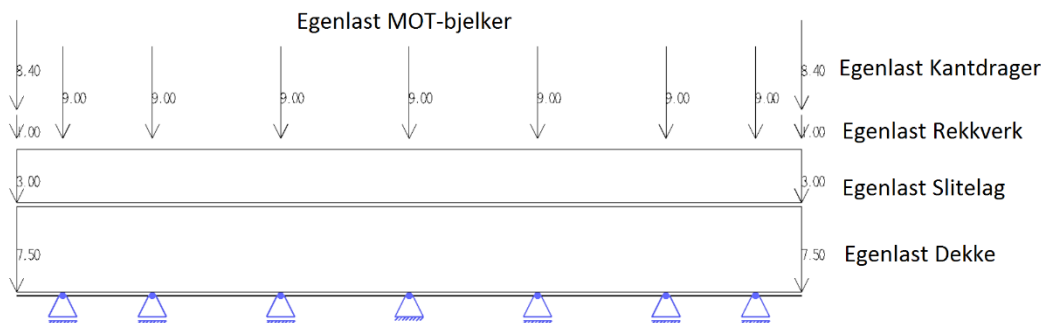
Lastene som presenteres ovenfor påføres en meters bred plate i modellen som figur 4.1 viser. Opplagerbetingelsene i tverretning varierer ut i fra hvor i feltet det skal modelleres. Det ble valgt å modellere tre forskjellige plasser i lengderetning. Det første var ved søylene der fjærstivheten var uendelig stiv og ble modellert som glidelager med null forskyvning i z-retning. De to andre ble modellert med fjærstivheter beregnet over, i henholdsvis midt i feltet og en fjerdedel ut i feltet. Opplagskreftene for hver bjelke som de tre analysene ga i tverretning, ble så plassert på bjelkene i lengderetning. Siden opplagskreftene varierer fikk lastene i lengderetning en lineær variasjon som vist i figur 4.10. Opplagskreftene for alle bjelkene er presentert i vedlegg 8, hvor tabell 4.2 viser opplagskreftene for bjelke 1 etter ett år.

Bjelke 1, oppleggslaster etter 1 år i kN	Støtte	Felt (L/4)	Felt (L/2)
Egenlast. Kantdrager, rekkverk og slitelag	19,09	16,66	13,49
Trafikk 2,5	-0,02	-0,22	-0,31
Trafikk 5,4	7,06	7,42	7,68

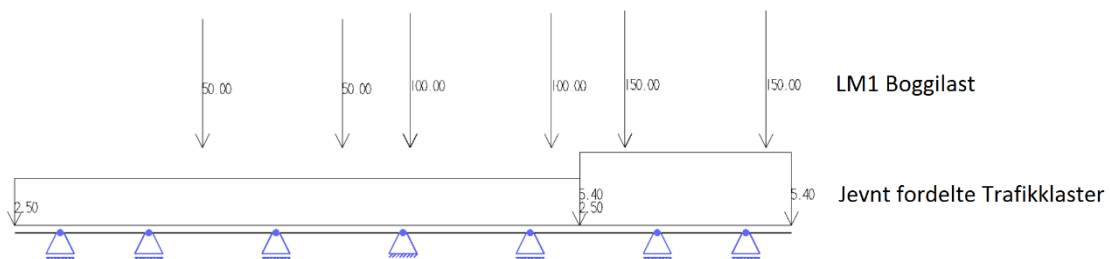
Tabell 4.2: Oppleggskreftene for bjelke 1 etter ett år over støtte, i en fjerdedel av feltet og midt i feltet.

4.2.4 Modellering av platen for dimensjonering av brudekket

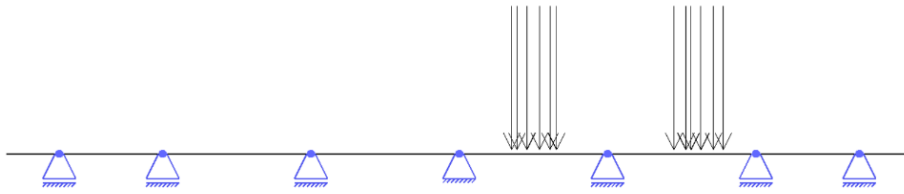
Ved dimensjonering av brudekket ble det valgt å kun se på to tilfeller. For det ene tilfellet ble brudekke modellert som en plate med fjærstivhetene midt i feltet etter hundre år. Det andre tilfellet ble brudekket modellert som en plate som ligger på glidelager. Punktlaster fra lastmodell 1 og 2 gir store lokale laster, som det i denne oppgaven antas å virke over en effektiv bredde. Dette er forklart nærmere i kapittel 6.6, hvor den effektive bredden antas å være 950 mm. Dermed modelleres platen med denne bredden. Lastene som er med i modellen er egenlasten av brudekket, kantragerne, rekkverket, bjelkene og slitelaget som figur 4.5 illustrerer. I tillegg modelleres trafikklastene ved lastmodell 1 og 2. Lastmodell 1 består av boggilast, samt jevnt fordelt trafikklast, som modellert i figur 4.6. Figur 4.7 viser modelleringen av hvordan lastmodell 2 ble modellert. I kapittel 3 ble lastenes dimensjonerende kombinasjoner forklart nærmere, hvor figur 4.5 og 4.6 viser modelleringen av henholdsvis lastkombinasjon 1 og lastkombinasjon 2. Lastplasseringer og størrelser av lastene blir nærmere presentert i delkapittel 6.5.



Figur 4.5 Modell av en plate med alle egenlaster



Figur 4.6 Lastmodell 1

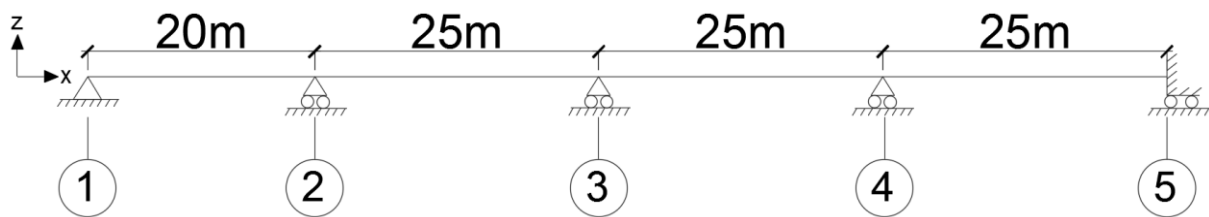


Figur 4.7 Lastmodell 2

4.3 Lengderetning

4.3.1 Modellering i lengderetning

Siden bruene er symmetrisk ble det valgt å modellere bare deler av den i lengderetning. Samvirkebjelkene er fastholdt mot forflytning i både x- og z- retning i akse 1, men bare i z-retning i akse 2,3 og 4. I akse 5 er samvirkebjelkene fastholdt mot forflytning i z-retning og rotasjon om y-retning. Dette er illustrert i figur 4.8.



Figur 4.8 Aksestystemer og hvordan det ble modellert

Som tidligere nevnt er lastene som påføres samvirkebjelkene tatt fra opplagskreftene i tverrsnittsanalysen, samt punktlaster som representerer boggilasten fra lastmodell 1. Fordi det i Focus ikke var mulig å modellere bjelkene eksakt ble det gjort forenklinger. Treghetsmomentet fra bjelken ble brukt for å regne en teoretisk bredde av ett rektangulært tverrsnitt. Beregning av treghetsmomentet for bjelken er vist i vedlegg 5, hvor det kommer frem til et treghetsmomentet som vist under

$$I_{Mot.z} = 6,935 * 10^{10} mm^4$$

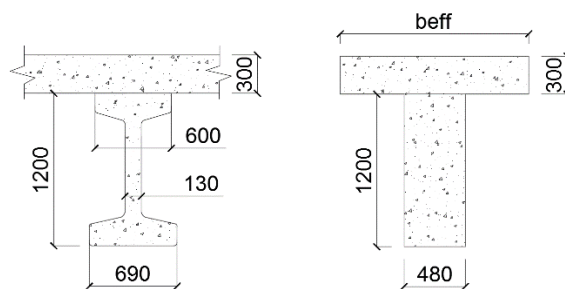
Uttrykket for å beregne treghetsmomentet for et rektangulært tverrsnitt ble benyttet for å beregne en teoretiske bredde.

$$I_{rekt.z} = \frac{b * h^3}{12}$$

Bredden ble da på 480 mm som vist under.

$$b = \frac{6,935 * 10^{10} mm^4 * 12}{(1200mm)^3} \approx 480mm$$

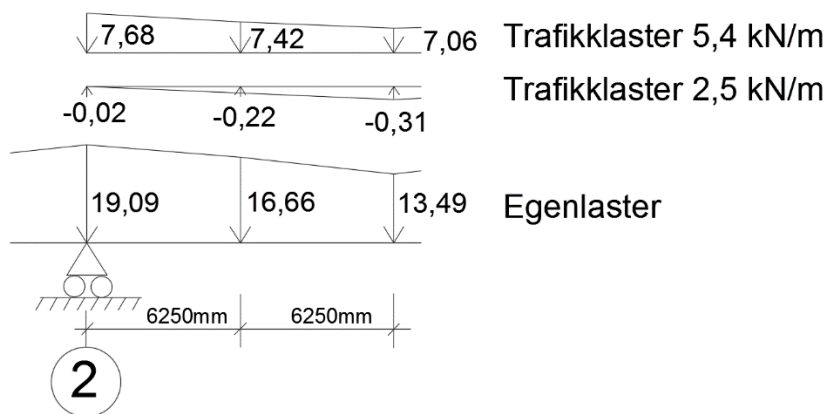
Samvirkebjelkene ble modellert som en T-bjelke i Focus med varierende effektiv bredde i toppen, som gjennomgått i delkapittel 2.4 og som vist på figur 4.9.



Figur 4.9 Viser forskjellen fra virkelig utførelse mot modellert i Focus

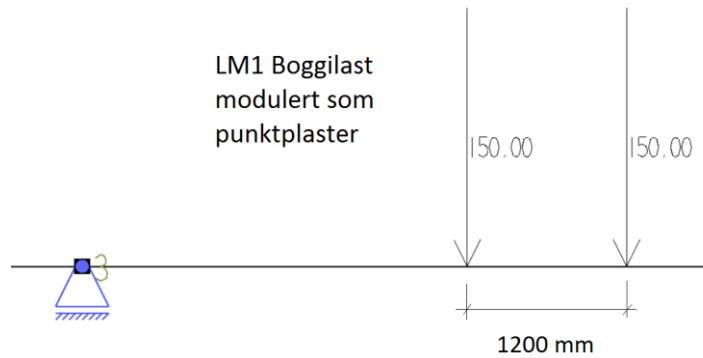
4.3.2 Laster i lengderetning

Laster påført i lengderetning fra tverrsnittsanalysen er egenlaster fra slitelag, kantdragere og rekkverk, samt jevnt fordelt trafikklaster. Ettersom disse lastene er opplagerkrefter vil størrelsen varierer etter hvilken samvirkebjelke som betraktes. I tabell 4.2 og i vedlegg 8 er lastene fra tverrsnittsanalysen som påføres i lengderetningen for de forskjellige samvirkebjelkene presentert. Lastene fra tverrsnittsanalysen som påføres i lengderetningen varierer som vist på figur 4.10.



Figur 4.10 Laster fra tverranalysen påsatt bjelke 1 for å vise lineær lastfordeling

Boggilasten som virker på bjelkene påføres i modellen for lengderetningen. Akseltrykket fra boggilasten varierer ut i fra kjørebanelen som betraktes. Som presentert i kapittel 3 får den innerste kjørebanelen ved lastmodell 1 størst boggilast på 300 kN, som reduseres til 200 kN og 100 kN for henholdsvis den midterste og innerste kjørebanelen. Dermed får samvirkebjelke 1 og 2 to punktlaster på 150 kN, samvirkebjelke 3 og 4 får to punktlaster på 100 kN og de resterende samvirkebjelkene får to punktlaster på 50 kN. På figur 10 er det vist hvordan boggilasten er modellert på samvirkebjelke 1 for lastmodell 1.



Figur 4.11 Hvordan Boggilasten lastmodell 1 ble modellert i lengderetning

4.3.3 Temperaturlast

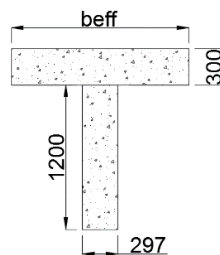
Ved modellering av temperaturlaster ble hele lengden av Ny Klemetsrud bru modellert. I akse 1 ble T-bjelkene modellert med fastholding mot forskyvning i x- og z-retning. I de andre aksene ble det modellert med fastholding mot forskyvning i kun z-retning. Temperaturlasten er avhengig av areal, E-modul og utvidelseskoeffisient. Ettersom temperaturlasten er avhengig av arealet og ikke treghetsmomentet, ble en ny teoretisk bredde for modellering beregnet med utgangspunkt i arealet av bjelken.

$$A_{Mot} = 356043mm^2$$

$$A_{rekt} = b * h$$

$$b = \frac{356043mm^2}{1200mm} = 297mm$$

Samvirkebjelken ble da modellert som figur 4.12 viser ved modellering av temperaturlast.



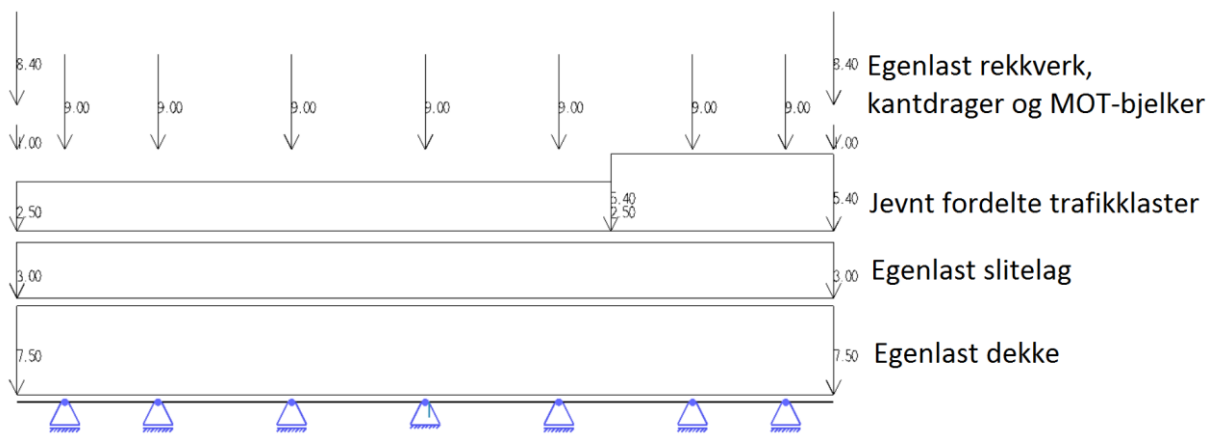
Figur 4.12 Modellert i Focus

E-modulen som ble benyttet ved modelleringen av temperaturlasten er bjelkens E-modul, da den er høyere enn for brudekket, som gir det verste tilfellet.

5 Verifikasjon av Focus

5.1 Verifikasjon av plateberegning fra Focus

Ved bruken av analyseprogrammer er det nødvendig å være kritisk til resultatene. Det er viktig at forutsetningene og antakelsene gjort i oppgaven også blir gjort i modelleringen. Programmets innstillinger og forutsetninger kan gjøre store utslag på utregningene som programvaren gjør. Derfor er det viktig å kontrollere programmet og verifisere resultatene det gir. Det ble valgt å gjøre noen enkle kontroller, hvor en av kontrollene var å verifisere at opplagskreftene programmet ga stemte. Dette ble gjort ved å sjekke om summen av opplagskreftene var lik summen av påførte laster. Figur 5.1 viser lasttilfellet som ble kontrollert, hvor detaljerte utregninger er gjort i vedlegg 10



Figur 5.1 Laster og lastplasseringer

Opplagerkrefter ved lasttilfellet i figur 5.1 som Focus ga er presentert i tabell 5.1

	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	Bjelke 7
Opplagskraft i kN	44,88	25,19	35,58	31,05	34,58	21,1	41,11

Tabell 5.1 opplegskrefter fra Focus for 1m plate

Opplagskreftene i tabellen ble summert og kontrollert mot påførte laster.

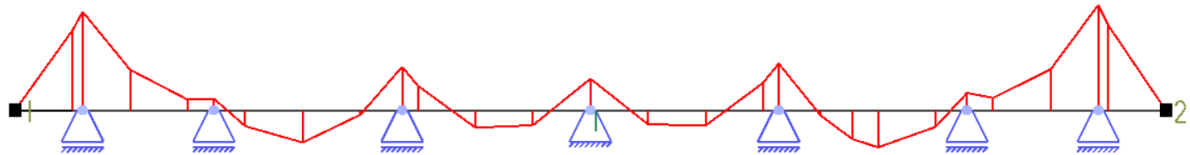
$$\sum \text{Opplegskrefter i z retning} = 233,5 \text{ kN}$$

$$\sum \text{Laster i z retning} = 233,5 \text{ kN}$$

Som beregningene i vedlegg 10 viser er at summen av påførte krefter er lik summen av opplagerkreftene fra Focus.

5.1.1 Kontroll av momentberegning

Det ble valgt å kontrollere momentene som Focus ga på to plasser. Maks støttemoment, som er over bjelke 1, og maks feltmoment, som er mellom bjelke 2 og 3 ble kontrollert.



Figur 5.2 Momentdiagram

Det maksimale støttemomentet over bjelke 1 som Focus ga var på 9,37 kNm. Dette ble kontrollert ved håndberegninger, med det enkle prinsippet om momentlikevekt. Alle lastene til høyre for bjelke 1 ble multiplisert med hver sin momentarm. Summen av dette ble kontrollert mot støttemomentet fra Focus.

$$M_{støtte.kontroll} = \sum K_{kraft} * arm = 9,37 \text{ kN}$$

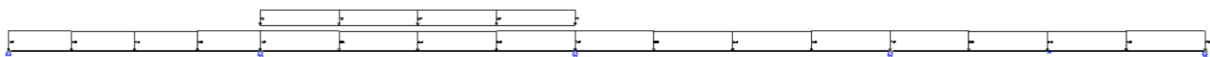
Resultatet fra håndberegningene ga samme sum som Focus.

Maks feltmoment i figur 5.2 er på 3,32 kNm. Samme prosedyre som for kontroll av støttemomentet ble gjort ved kontroll av feltmomentet.

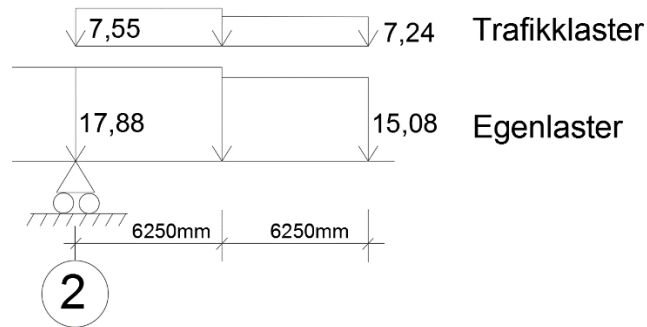
$$M_{felt.kontroll} = \sum K_{kraft} * arm = 3,244 \text{ kN}$$

Det viste seg at differansen mellom resultatene fra håndberegningene og feltmomentet fra Focus, var på 2,3 %. Det ble fastsatt at feilmarginen var innenfor et rimelig området, og det ble derfor besluttet å godta feltmomentet fra Focus.

Ved verifiseringen av bjelken ble det gjort en forenklet kontroll. Den jevnt fordelte trafikklaster i tverretning, som varierer lineært i lengderetning, ble modellert som en jevnt fordelt last i mellom hvert opplagspunkt i lengderetning. Dette er illustrert i figur 5.4. Egenlasten fra slitelag, kantdrager og rekkverk ble også modellert. Modellen med lastene som ble kontrollert er vist i figur 5.3.



Figur 5.3 Laster på bjelke i lengderetning



Figur 5.4 Forenklet last for kontroll av krefter

Opplagskreftene som Focus ga er presentert i tabell 5.2.

Sted	Akse 1	Akse 2	Akse 3	Akse 4	Akse 5
Opplagskraft i kN	111,93	515,49	519,31	392,72	210,55

Tabell 5.2 Opplagskrefter for MOT-bjelke 1

Summen av opplagskreftene fra Focus ble kontrollert mot summen av kreftene som ble gjort ved håndberegninger.

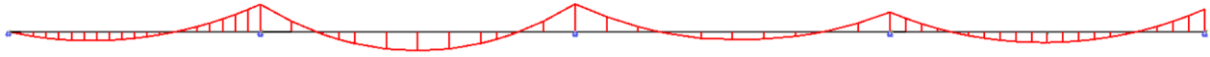
$$\sum \text{Opplagskrefter i z retning} = 1\,750\text{ kN}$$

$$\sum \text{Laster i z retning} = 1\,750\text{ kN}$$

Utrekningene i vedlegg 10 viste seg å stemme overens med summen av opplagskreftene fra Focus.

5.2 Kontroll av moment

Momentet ble kontrollert på to plasser, over støtte i akse tre, og maksimalt feltmoment som opptrer i felt nummer to, som vist på figur 5.5



Figur 5.5 Momentdiagram

Maks støttemoment fra figur 5.5 er på 1 067,84 kNm.

På samme måte som i tverretning ble momentene beregnet for hånd, hvor summen ble kontrollert mot støttemomentet fra Focus.

$$M_{støtte.kontroll.b} = \sum K_{kraft} * arm = 1\,067,78\,kNm$$

Forskjellen fra Focus og håndberegningen er på 0,06 kNm som i denne sammenheng er av en ubetydelig størrelse. Tilsvarende prosedyren ble gjort ved kontroll av feltmoment.

$$M_{felt.b} = -741,96\,kNm$$

$$M_{felt.kontroll.b} = \sum K_{kraft} * arm = -742,01\,kNm$$

Kontrollen av feltmomentet ga også et ubetydelig avvik, hvor det da ble konkludert å godta resultatene fra Focus.

6 Dimensjonerende krefter

I dette kapitlet presenteres dimensjonerende krefter for både brudd- og bruksgrensetilstand. Lastene fra kapittel 3 er blitt modellert i programmet Focus som presenteres i kapittel 4. Under modelleringsprosessen har det vært forsøkt å plassere lastene på den mest ugunstige måten for finne de største kreftene som opptrer. Det er denne modelleringen som gir grunnlag for de dimensjonerende kreftene presentert i dette kapitlet. I tillegg er bjelkens og brudekkets egenlast, samt de tidsavhengige lastene, også presentert i dette kapitlet. Disse er beregnet gjennom håndberegninger.

Det er moment-, skjær-, og aksialkrefter som er presentert under som det dimensjoneres for i brudd- og bruksgrensetilstand. I lengderetning er det funnet dimensjonerende krefter ved tre områder; over opplegg, ved opplegg og midtfelt. Området betegnet som ved opplegg er området hvor forspenningskraften blir fullstendig overført til betongen. I tverretning er det funnet dimensjonerende krefter imellom og over bjelkene. Disse kreftene er funnet i både midtfelt og ved opplegg.

6.1 Overføringslengde

For førroppsente bjelker angir Eurokode 2 i pkt. 8.10.2 (Standard, 2008b) lengder for overføring av forspenningskraft, for hvor betongspenningene gradvis fordeles til en lineær spenningsfordeling og for hvor kabelkraften f_{pd} i bruddgrensetilstanden er fullt forankret i betongen. I denne oppgaven benyttes overføringslengden ved beregninger i både brudd- og bruksgrensetilstand, hvor det beregnes med full virkning fra forspenningskraften P_0 .

I EK 2 pkt. 8.10.2.2(2) angis det at overføringslengden finnes av uttrykket:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \emptyset \frac{\sigma_{p0}}{f_{bpt}}$$

hvor

$\alpha_1 = 1,25$ for plutselig avspenning

$\alpha_2 = 0,19$ for tau med 3 og 7 tråder

\emptyset er spennkablens diameter

f_{bpt} er konstant heftspenning ved overføring av forspenningskraft

Den konstante heftespenningen ved overføring av forspenningskraften finnes ved følgende uttrykk:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{cta}(t) = 3,53 \text{ MPa}$$

hvor

$\eta_{p1} = 3,2$ for tau med 3 og 7 tråder

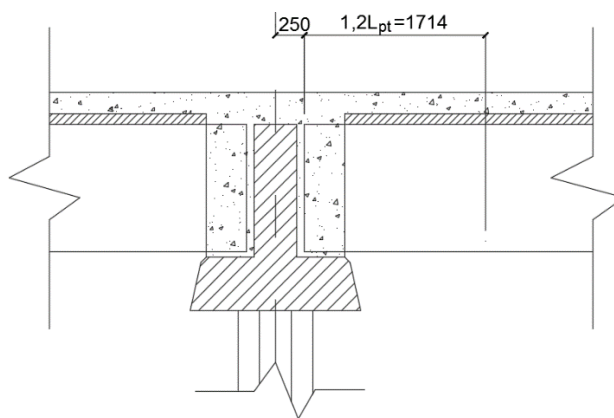
$\eta_1 = 1,0$ for gode heft forhold

$$f_{ctd}(t) = \frac{\alpha_{ct} 0,7 f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 1,1 \text{ MPa, se EK 2 pkt. 3.1.2(9) og vedlegg 20 for beregning } f_{ctm}(t).$$

Videre multipliseres overføringslengden med en faktor 0,8 eller 1,2 for henholdsvis påvisning av lokale spenninger eller i bruddgrensetilstander. Dermed blir dimensjonerende overføringslengde, hvor det antas full virkning fra forspenningskraften i bruddgrensetilstand, som også er valgt for bruksgrense, følgende:

$$1,2l_{pt} = 1,2 * 1429 \text{ mm} = 1714 \text{ mm}$$

I oppgaven vil en avstand fra opplegg tilsvarende summen av overføringslengden og avstanden fra senter opplegg til start av bjelken betegnes som ved opplegg. Figuren 6.1 viser hvor dette punktet er.



Figur 6.1 Avstanden til hvor det beregnes med fullstendig spennkraft

6.2 Krefter i lengderetning fra modellering

Ettersom det ikke lot seg simulere alle lastene samtidig i Focus ble det valgt å modellere lastene hver for seg i lengderetningen.

Av tabellen kommer det frem at samvirkebjelke 1 blir den mest belastede bjelken.

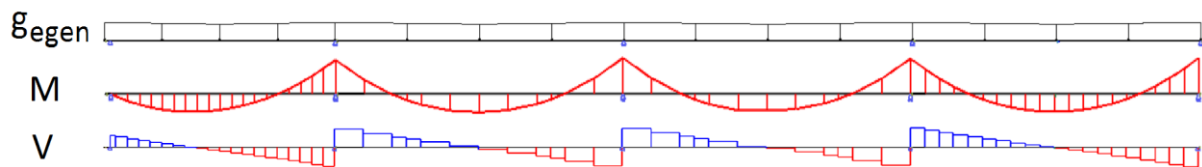
	Maks Feltmoment 1 år	Maks Støttemoment 1 år	Maks Feltmoment 100 år	Maks Støttemoment 100 år
Bjelke 1	-2 358	2 211	-2 352	2 200
Bjelke 2	-2 090	1 580	-2 088	1 594
Bjelke 3	-1 649	1 341	-1 649	1 338
Bjelke 4	-1 209	1 072	-1 208	1 069
Bjelke 5	-1 191	1 042	-1 190	1 039
Bjelke 6	-1 139	923	-1 146	937
Bjelke 7	-1 403	1 543	-1 397	1 532

Tabell 6.1 Maksimale momenter i bruks for alle samvirkebjelkene etter 1 år og 100 år fra modelleringen

Derfor er det kun kreftene som virker på samvirkebjelke 1 som blir presentert. Det er i felt 2 hvor de største feltmomentene opptrer. Dimensjonerende moment er derfor funnet i dette feltet, hvor støttemomentene er beregnet over akse 3, se figur 4.8 i kapittel 4.

6.2.1 Egenlast fra slitelag, kantdrager og rekkverk

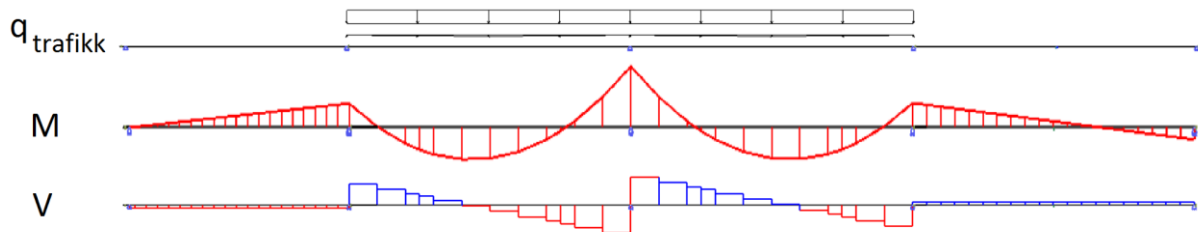
Egenlasten fra slitelag, kantdrager og rekkverk er som nevnt i kapittel 4, først modellert i tverretning med forskjellige stivheter, som representerer hvor i lengderetningen lastene virker. Opplagskreftene fra lastene i tverretning er så modellert i lengderetning. Det gir som tidligere nevnt en skjevt fordelt last. Figur 6.2 viser diagrammene for moment og skjær for denne lasten.



Figur 6.2 Moment- og skjærkraftdiagram fra egenlast av slitelag, rekkverk og kantdrager

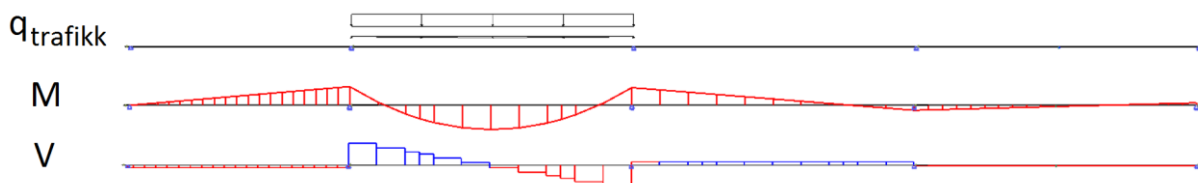
6.2.2 Jevnt fordelt trafikklaster

For å finne maksimalt felt- og støttemoment fra trafikklaster, ble den modellert for å angi det mest ugunstige tilfellet. Dermed ble lasten modellert til å virke over både felt 2 og 3 for å finne størst støttemoment, som vist på figur 6.3.



Figur 6.3 Maks støttemoment og skjærkraft fra jevnt fordelte trafikklaster

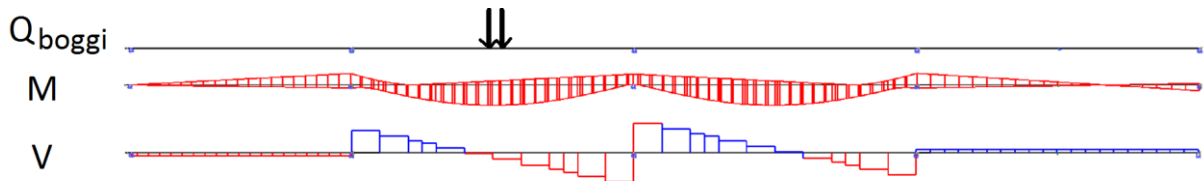
Figur 6.4 viser at da det største feltmoment fra jevnt fordelt trafikklaster skulle finnes ble lasten modellert til å virke over kun felt 2.



Figur 6.4 Maks felt moment og skjærkraft fra jevnt fordelte trafikklaster

6.2.3 Boggilast

I Lastmodell 1 virker boggilasten samtidig som den jevnt fordelte trafikklasten. Boggilasten ble modellert som en bevegelig last for å finne det mest ugunstige tilfellet. Lasten ble satt til å kjøre fra akse 2 til akse 4, hvor figur 6.5 viser opptredende moment- og skjærkrefter for alle plasseringene av boggilasten i dette området. Det største felt- og støttemomentet ble lest av diagrammene i figuren, hvor boggilasten ble modellert med 2 punktlaster på 150 kN.



Figur 6.5 Moment- og skjærkraft fra 150kN boggilast (lastmodell 1)

6.2.4 Tvangskrefter fra temperaturendring

Ved modellering av temperatureffekter ble hele brua på 215 meter modellert. I akse 1 ble det modellert med fastholding i x og z-retning, men i de resterende aksene ble det modellert kun med fastholding i z-retning. Som nevnt under kapittel 4 Modellering ble det modellert en temperaturendring på 8 og 10,5 Kelvin, som ga momentdiagrammene i figur 6.6 og 6.7.



Figur 6.6 moment fra temperaturgradienten på 8 Kelvin i underkant



Figur 6.7 moment fra temperaturgradienten på 10,5 Kelvin i overkant

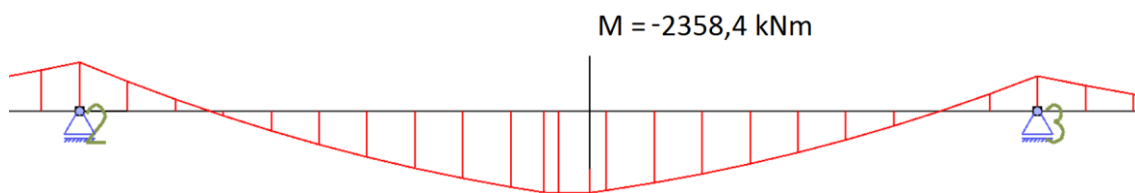
6.2.5 Totale krefter fra modelleringen

Kreftene fra modellering som ga de mest ugunstige tilfellene i felt og over opplegg ble funnet for både ett og hundre år.

Største krefter i midtfelt, ved og over opplegg som analysen ga er presentert i tabell 6.2 og 6.3. Momentdiagrammet ved maksimalt moment i midtfelt etter ett år vises i figur 6.8.

Momenter etter 1 år	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær [kN]	Oppleggs kraft [kN]
Egenlast i Focus	825	696	-411	154	416
Trafikk jevnt fordelt	468	403	-325	77	203
Boggi 2* 150 kN	631	606	-1 185	272	183
Temperatur 10,5° over	-376	-382	-438	5	6
Temperatur 8° under	286	292	334	-4	-5
SUM av verste tilfelle	2 211	1 997	-2 358	507	802

Tabell 6.2 Viser krefter på samvirkebjelke 1 etter 1 år uten lastkombinasjon



Figur 6.8 Viser maks moment midfelt

Momenter etter 100 år	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær [kN]	Oppleggs kraft [kN]
Egenlast i Focus	815	687	-405	152	412
Trafikk jevnt fordelt	468	403	-325	77	203
Boggi 2* 150 kN	631	606	-1 185	272	183
Temperatur 10,5° over	-376	-382	-438	5	6
Temperatur 8° under	286	292	334	-4	-5
SUM av verste tilfelle	2 200	1 988	-2 353	506	804

Tabell 6.3 Viser krefter på samvirkebjelke 1 etter 100 år uten lastkombinasjon

6.2.6 Krefter fra tidsavhengige laster

6.2.6.1 Omlagring av moment fra egenlasten

For betongelementer i samvirke med dekke vil det som tidligere nevnt oppstå en omlagring av momentet fra egenlasten. Beregningene av momentene som omlagres er avhengig av stivheten ved tidspunktet det betraktes. Dette finnes ved håndberegninger som presentert under kapittel 3 Laster og vist i vedlegg 7. Største felt- og støttemomentet fra samvirkebjelkens egenlast etter både ett og hundre år er presentert i tabell 6.4.

Moment i kNm	Over opplegg 1 år	Over opplegg 100 år	Ved opplegg 1 år	Ved opplegg 100 år	Midtfelt 1 år	Midtfelt 100 år
Omlagring av egenlasten	-355	-430	71	-4	1 117	1 042

Tabell 6.4 Moment fra egenlasten av samvirkebjelken over og ved opplegg, samt midtfelt

6.2.6.2 Reduksjon av spennkraft

Kryp, svinn og relaksasjon vil som tidligere nevnt redusere spennkraften. Det fører til at dimensjonerende aksialkraft og tilhørende momentet endres med tiden. For å finne redusert spennkraft må først kryptallet for ønsket periode finnes. Kryptallet vil ha innvirkning på tyngdepunktet over tid. Dermed er det forskjellig tyngdepunkt i samvirkebjelken etter ett og hundre år. Det finnes et langtids treghetsmoment og et korttids treghetsmoment, som belastes med henholdsvis langtidslast; egenlast, spennkraft og tvangskrefter, og korttidslast; trafikk- og temperaturlaster. Dette er nærmere forklart i kapittel 8.1 Spenningsbegrensning og vedlegg 16. Utgangspunktet for spennkraften i beregningene er initiell forspenningskraft P_0 . Tabell 6.5 viser reduksjon av spennkraften fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon ved belastningene fra modellering og omlagringskrefter, samt tvangsmomentet fra spennkraften. Som tidligere nevnt virker ikke spennkraften over opplegget.

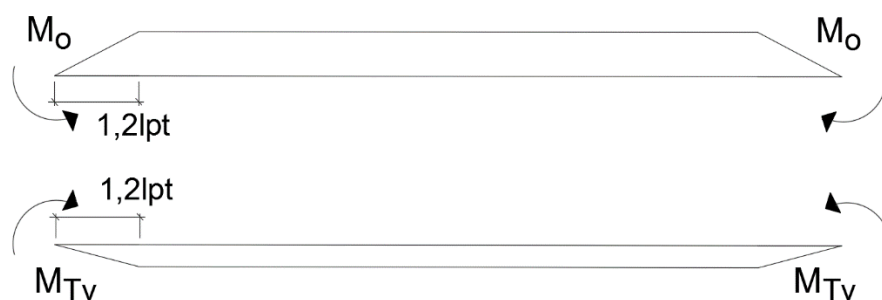
Reduksjon av aksialkrefter i %	Ved opplegg 1 år	Ved opplegg 100 år	Midtfelt 1 år	Midtfelt 100 år
Belastning OK	1,6	1,7	3,2	3,4
Belastning UK	10	9,2	2,4	1,7
Kryp OK	1,8	2,6	4,4	6
Kryp UK	12,8	15,2	2,7	4,7
Svinn OK	5	6	5	6
Svinn UK	4,1	4,7	4,1	4,7
Relaksasjon OK	2,2	5,2	2,2	5,2
Relaksasjon UK	1,8	4,1	1,8	4,1
Total OK	10,6	15,5	14,8	20,6
Total UK	28,7	33,2	11,0	12,8
Total reduksjon	26,4	30,9	11,4	13,8
Redusert spennkraft	-4 601 kN	-4 317 kN	-5536 kN	-5 388 kN

Tabell 6.5 Reduksjon av spennkraft fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon. Tapene er vist i prosent

Redusert spennkraft multipliserer med dens momentarm for ett eller hundre år. Momentene fra spennkraften og tilhørende tvangsmoment vises i tabell 6.6

Momenter i kNm	Ved opplegg 1 år	Ved opplegg 100 år	Felt 1 år	Felt 100 år
Spennkraft	-3 146	-2 876	-3 785	-3 590
Tvangsmoment	975	1 213	1 172	1 514

Tabell 6.6 Momenter etter 1 og 100 år ved opplegg og maks feltmoment



Figur 6.9 Oppspenningsmoment og tvangsmoment

I oppgaven blir oppspenningstilstanden også dimensjonert, hvor de eneste lastene som virker på bjelken i oppspenningstilstanden er spennkraft og egenlast av bjelken. Spennkraften reduseres med 17,8 % som gir en redusert spennkraft på 5139 kN. Momentene som virker i oppspenningstilstanden er presentert i tabell 6.7.

Moment i kNm	Oppspenningstilstand
Spennkraft	-1 903
Egenlast	250
$M_{Ed.Oppspenning}$	-1 653

Tabell 6.7 Momenter på bjelken ved oppspenningstilstand

6.3 Dimensjonerende krefter i lengderetning

Summen av krefter fra modellering og håndberegninger gir grunnlaget for dimensjonerende krefter i brudd- og bruksgrensetilstand. Samlet krefter for ett og hundre år er vist i henholdsvis i tabell 6.8 og 6.9

Krefter etter 1 år	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær d ut [kN]	Skjær [kN]
Omlagring egenlast	-355	71	1 117	196	236
Spennkraft	0	-3 146	-3 785	0	0
Tvangsmoment	0	975	1 172	0	0
Egenlast fra modellering	-825	-432	411	154	183
Trafikk jevnt fordelt	-468	-270	325	77	92
Boggi 2 x 150 kN	-631	-556	1 185	272	291
Temperatur	-286	-298	438	5	5
SUM	-2565	-3656	863	704	807

Tabell 6.8 Samlet krefter som virker etter ett år

Krefter etter 100 år	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær d ut [kN]	Skjær [kN]
Omlagring egenlast	-430	-4	1 042	196	236
Spennkraft	0	-2 876	-3 590	0	0
Tvangsmoment	0	1 213	1 514	0	0
Egenlast fra modellering	-815	-419	405	152	182
Trafikk jevnt fordelt	-468	-267	325	77	93
Boggi 2 x 150 kN	-631	-556	1 185	272	291
Temperatur	-286	-298	438	5	5
SUM	-2 630	-3 207	1 319	701	807

Tabell 6.9 Samlet krefter som virker etter hundre år

Som tabell 6.8 og 6.9 viser blir dimensjonerende støtte- og feltmoment etter hundre år. Derimot blir dimensjonerende moment ved opplegg etter ett år. Grunnen til dette er at spennkraften reduseres mer etter hundre år, som gir et lavere støttemomentet enn etter ett år. En reduksjon av spennkraften i feltet er ugunstig, derav større feltmoment etter hundre år. I tillegg er tvangsmomentet større ved dette tidspunktet enn etter ett år som fører til ytterligere feltmoment. Selv om aksialkraften blir størst etter ett år er dimensjonerende aksialkraft valgt som spennkraften ved dimensjonerende moment. Dermed blir dimensjonerende aksialkraft som vist i tabell 6.10.

Dimensjonerende aksialkraft	Over opplegg [kN]	Ved opplegg [kN]	Midtfelt [kN]
Dimensjonerende aksialkraft	0	-4 601	-5 388

Tabell 6.10 Dimensjonerende aksialkraft

De dimensjonerende kreftene i tabell 6.9 og 6.10 multipliseres med faktorer for å kunne være dimensjonerende krefter i brudd- og bruksgrensetilstand.

6.3.1 Bruddgrensetilstand

I tabell 6.10 gjengis faktorene for lastkombinasjonen 6.10b ugunstig med trafikk som det velges å dimensjonere for i oppgaven.

Last	Faktor
Egenlast	1,2
Trafikklast	1,35
Oppspenning	0,9/1,1
Temperatur	0,84
Kryp og svinn	1

Tabell 6.11 lastkombinasjon (6,10b med trafikk)

Faktorene i tabell 6.11 multipliseres med lastene i tabell 6.8 og 6.9 hvor dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand er vist i tabell 6.13

Brudd-grensetilstand	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær-kraft [kN]	Skjær-kraft d ut [kN]	Aksial Ved opplegg [kN]	Aksial midtfelt [kN]
Dimensjonerende krefter	-3 218	-4 382	2 577	1 017	894	5 061	5 927

Tabell 6.12 Dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand.

6.3.2 Bruksgrensetilstand

I kapittel 3 presenteres tre dimensjonerende lastkombinasjoner for bruksgrensetilstand. Lastfaktorene for de tre kombinasjonene gjengis i tabell 6.11.

Bruksgrensetilstand	Karakteristisk	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
Egenlast	1	1	1
Trafikklast	1	0,7	0,5
Oppspenning	1	1	1
Temperatur	0,7	-	-
Kryp og svinn	1	1	1

Tabell 6.13 lastkombinasjon SLS bruksgrense

De dimensjonerende kreftene i tabell 6.8 og 6.9 multipliseres med faktorene i tabellen over, som gir dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstand som vist i tabell 6.14.

Bruksgrensetilstand. Dimensjonerende krefter	Moment over opplegg [kNm]	Moment ved opplegg [kNm]	Moment midtfelt [kNm]	Skjær [kN]
Karakteristisk	-2 544	-3 567	1 187	741
Ofte forekommende	-2 014	-3 111	428	633
Tilnærmet permanent	-1 794	-2 945	126	563

Tabell 6.14 Dimensjonerende laster i brudd

I bruksgrensetilstand blir ikke spennkraften multiplisert med noen lastfaktor. Dermed blir dimensjonerende aksialkraft som i tabell 6.7.

6.4 Reduksjon av støttemoment

Ved reduksjon av støttemoment for kontinuerlige bjelker eller plater med rotasjonsmotstand kan dimensjonerende moment etter EK 2 pkt. 5.3.2.2(3) (Standard, 2008b) reduseres til momentet som opptrer ved oppleggskanten. For tilfeller hvor det ikke er rotasjonsmotstand angir EK 2 pkt. 5.3.2.2(4) at momentet kan reduseres med;

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} * \frac{b_{opplegg}}{8}$$

hvor

$F_{Ed,sup}$ = dimensjonerende opplagerreaksjon, verdi er vist i vedlegg Excel.

$b_{opplegg}$ = oppleggets bredde, tatt fra vedlegg 1

Begge tilfellene er undersøkt i oppgaven, hvor det er tilfellet uten rotasjonsmotstand som gir den laveste reduksjonen. I oppgaven er det valgt å benytte seg av denne reduksjonen siden det gir et høyere moment enn tilfellet med rotasjonsmotstand. Dermed dimensjoneres det etter «verst tenkelig» situasjon. Denne reduksjonen gjøres i både brudd- og bruksgrensetilstand. Uttrykket under viser dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand, hvor dimensjonerende opplagerreaksjon er hentet i fra vedlegg 9.

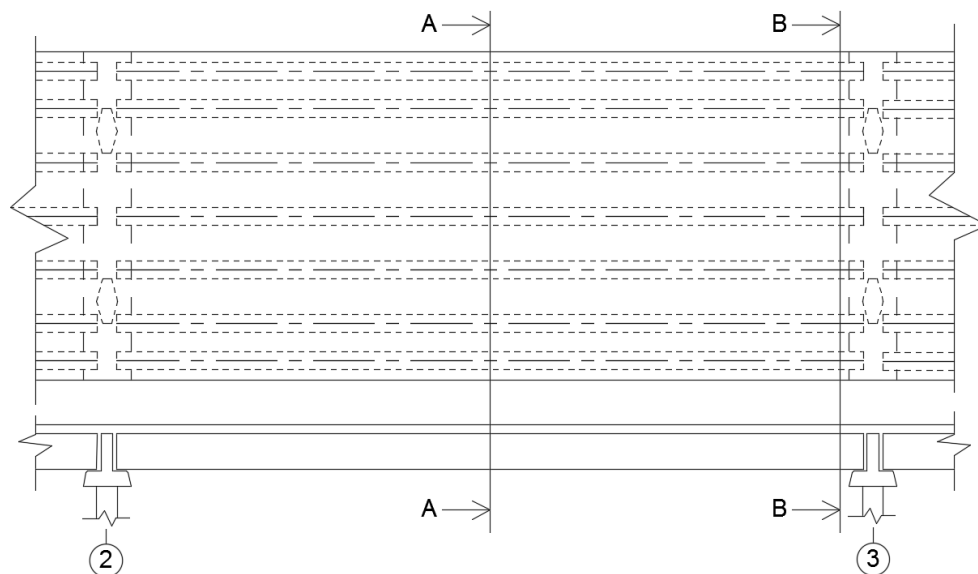
$$M_{Ed.red} = M_{Ed} - \Delta M_{Ed} = -3\,218 - \frac{-1\,279 * 1,270}{8} = 3\,003 \text{ kNm}$$

6.5 Dimensjonerende krefter i tverretning

I tverretning blir brudekket dimensjonert i bruddgrensetilstand, og det gjennomføres en forenklet rissviddekontroll. Dette er valgt for å begrense omfanget av oppgaven.

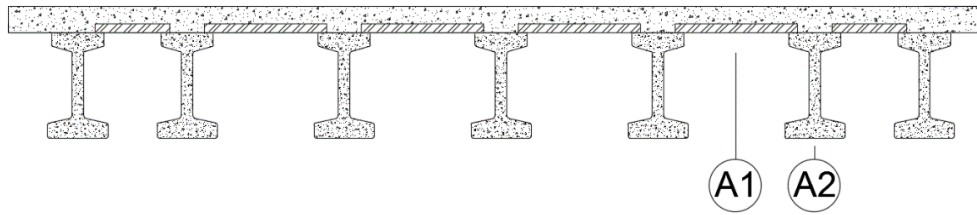
I motsetning til modellering i lengderetning ble det modellert med lastfaktorer ved modellering i tverretning. Samme lastkombinasjon, 6.10b ugunstig med trafikk, benyttes for dimensjonering i tverretning som i lengderetning, ettersom den gir størst krefter. Som tidligere nevnt dimensjoneres det for lastmodell 1 og lastmodell 2. Egenlaster som plasseres i lastmodellene er fra brudekke, bjelker, slitelag, kantdragere og rekkverk. I lastmodell 1 påføres det i tillegg jevnt fordelte trafikkklaster, samt et sett med boggielaster. I lastmodell 2 påføres kun boggielast i tillegg til egenlaster.

Brudekket blir dimensjonert i midtfelt og ved kanten av opplegget, som henholdsvis er snitt A-A og B-B i figur 6.10.

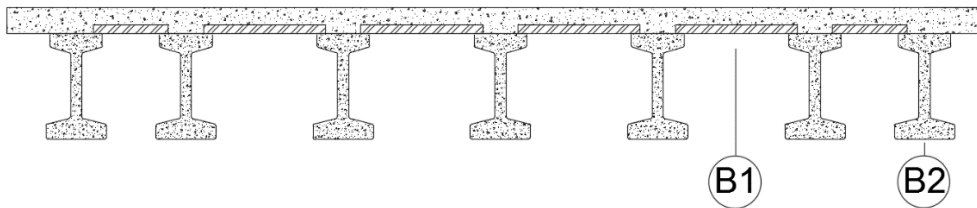


Figur 6.10 Oversikt over hvor momentberegningene er gjort for dekket

Dimensjonerende momenter i tverretningen som opptrer i midtfelt og over opplegg er henholdsvis vist på figur 6.11 og 6.12.



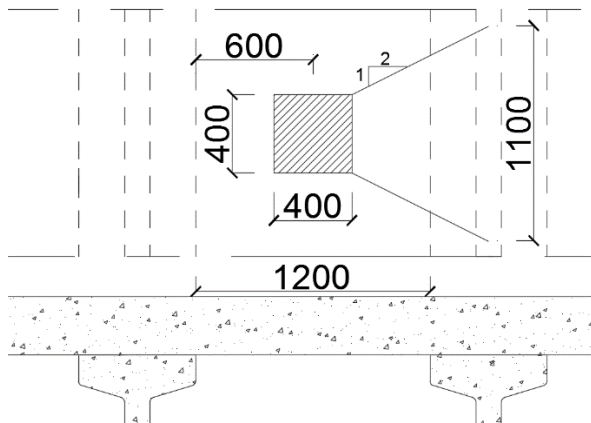
Figur 6.11 Snitt A-A viser hvor dimensjonerende moment i tverretningen opptrer i midtfelt.



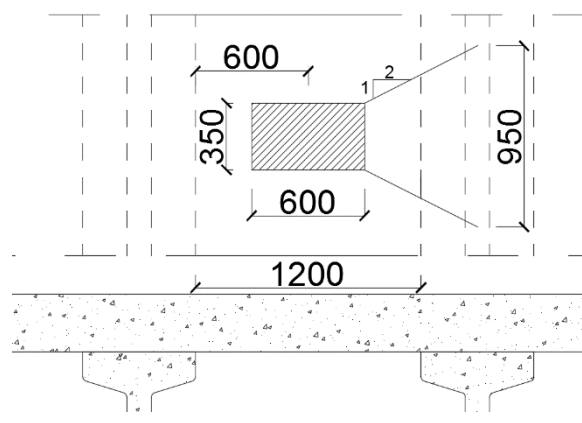
Figur 6.12 Snitt B-B viser dimensjonerende moment i tverretningen som opptrer over opplegg.

6.5.1 Beregning av effektiv bredde i brudekket

Ved beregning av moment- og skjærkapasitet av dekke, grunnet store lokale laster ble det bestemt å finne en effektiv bredde på dekket. Lastene fra lastmodell 1 og 2 ble plassert midt i feltet, se figurer 6.13 og 6.14. Deretter ble det antatt en stigning på 1:2 ut mot senter av MOT-bjelken. Den minste lengden ble så brukt for å regne kapasiteten til plata for moment- og skjærkrefter. Den effektive lengden kommer fra lastmodell 2 lastfordelingen se figur 6.14, som er på 950mm og ble brukt for platen i alle kapasitetsberegningene.



Figur 6.13 Lastmodell 2 fordeling



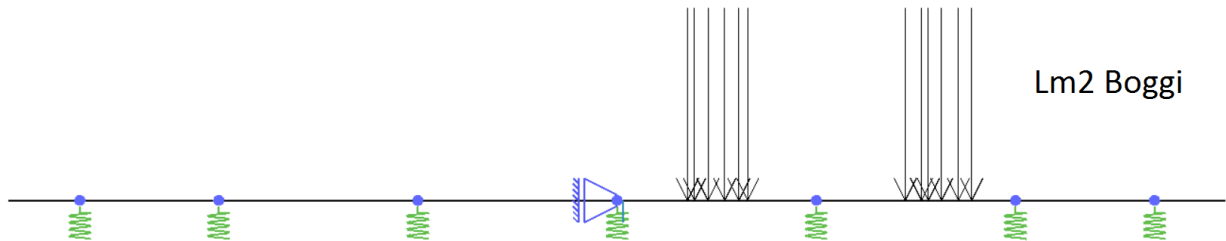
Figur 6.14 Lastmodell 2 fordeling

6.5.2 Dimensjonerende krefter i snitt A-A

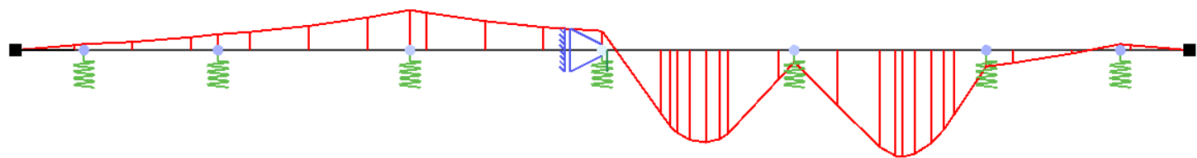
Plasseringen av lastene som gir størst krefter er presentert i dette kapitlet. I midtfelt er bjelkene modellert med fjærstivheter som presentert i kapittel 4 Modelling.

6.5.2.1 Plassering av boggilast som gir størst feltmoment

Det er lastmodell 2 som gir det største feltmomentet i snitt A-A ved plasseringen av boggilasten, på 200 kN hver, som vist på figur 6.15. Tilhørende momentdiagrammet med bidrag fra egenlasten vises i figur 6.16.



Figur 6.15 Plassering av boggilast ved lastmodell 2 som gir størst feltmoment



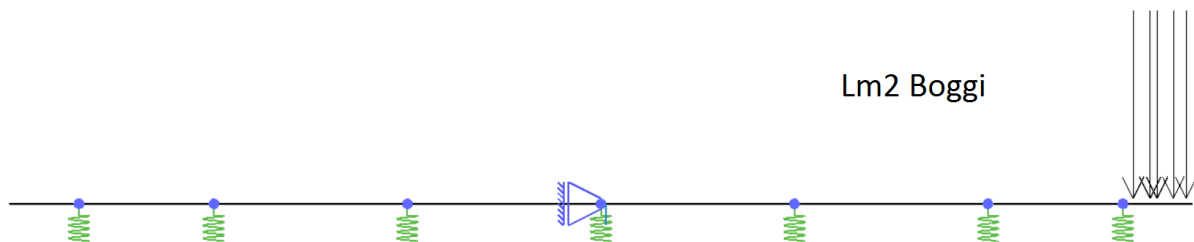
Figur 6.16 Momentdiagram ved egenlast og plassering av boggilast som angitt i figur 6.15

Det største feltmomentet som momentdiagrammet i figur 6.16 gir, blir dimensjonerende og er på 128 kNm.

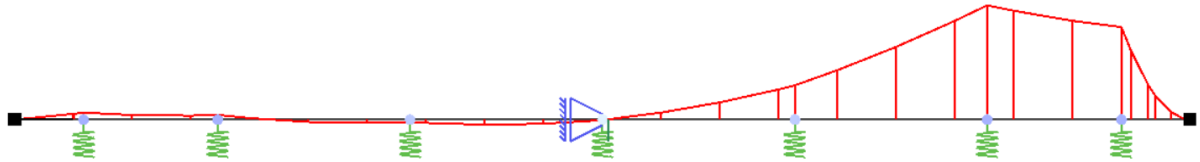
$$M_{ed.A1} = 128 \text{ kNm}$$

6.5.2.2 Plassering av boggilast som gir størst støttemoment

Lastmodell 2 gir størst støttemoment i snitt A-A ved plassering av boggilasten som vist på figur 6.17. Tilhørende moment med bidrag fra egenlasten er vist i figur 6.18



Figur 6.17 Plassering av boggilast ved lastmodell 2 som gir størst feltmoment



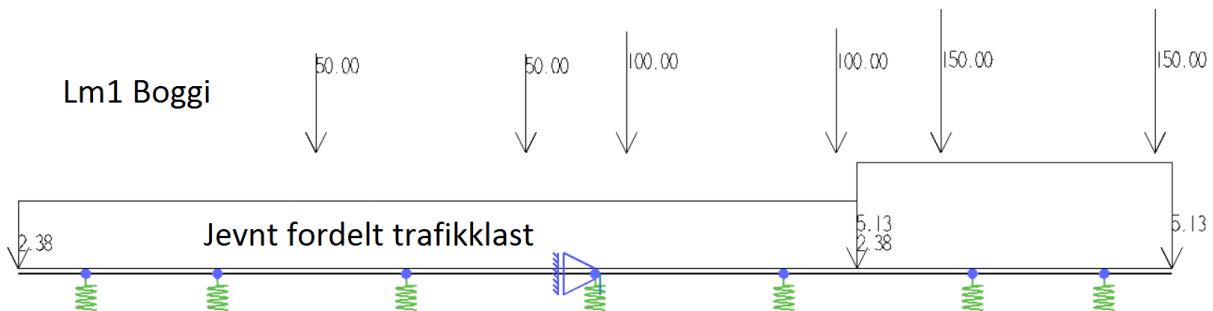
Figur 6.18 Tilhørende momentdiagram til figur 6.17

Figur 6.18 gir et maksimalt støttemoment på 120 kNm. Dette kan reduseres som vist tidligere, hvor opplagskraften på 74 kN det regnes med er hentet i fra vedlegg 9. Dermed blir dimensjonerende støttemoment i midtfelt på 115 kNm som vist av uttrykket under.

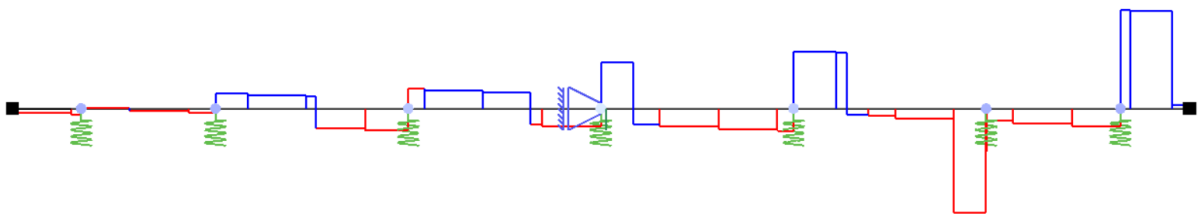
$$M_{ed.A2} = M_{ed} - F_{td} * \frac{t_{opplegg}}{8} = 120 - \frac{74 * 0,6}{8} \approx 115 \text{ kNm}$$

6.5.2.3 Dimensjonerende skjærkraft

Det er lastmodell 1 som gir største skjærkrefter i brudekket. Boggilasten ble plassert på den mest ugunstige plassen for å finne største oppredende skjærkraft, som vist i figur 6.19 og 6.20.



Figur 6.19 Lastplassering ved lastmodell 1 som gir størst skjærkraft



Figur 6.20 Tilhørende skjærkraftdiagram til figur 6.14

Den største skjærkraften på 236 kN virker over bjelke 2. I EK 2 pkt. 6.2.1(6) (Standard, 2008b) er det angitt at laster påført på øvre side av konstruksjonsdeler mellom avstanden 0,5d og 2d fra senter opplegg ved elastiske lagre kan skjærkraften reduseres. Bidraget fra lasten til skjærkraften som virker innenfor dette området kan reduseres med følgende forhold

$$\beta = \frac{a_v}{2d}$$

Den ene boggilasten på 150 kN, er plassert 260 mm fra senter opplegg, som er innenfor reduksjonsområdet. Med d på 225 mm som benyttes ved beregninger i bruddgrensetilstand kan bidraget til skjærkraften fra denne lasten reduseres med

$$\beta = \frac{260 \text{ mm}}{2d} = 60 \%$$

Skjærkraften blir såpass redusert at dimensjonerende skjærkraft oppstår ved bjelke 1 istedenfor. Ettersom boggilasten som gir bidrag til skjærkraften over bjelke 1 ikke er innenfor reduksjonsområdet kan ikke denne skjærkraften reduseres. Dermed blir dimensjonerende skjærkraft i brudekkets tverretning for snitt A-A på:

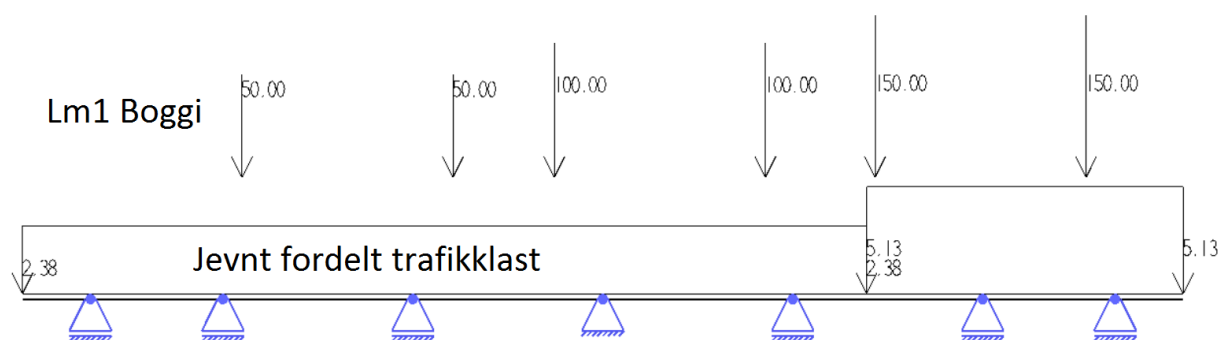
$$V_{Ed,A} = 220 \text{ kN}$$

6.5.3 Dimensjonerende krefter i snitt B-B

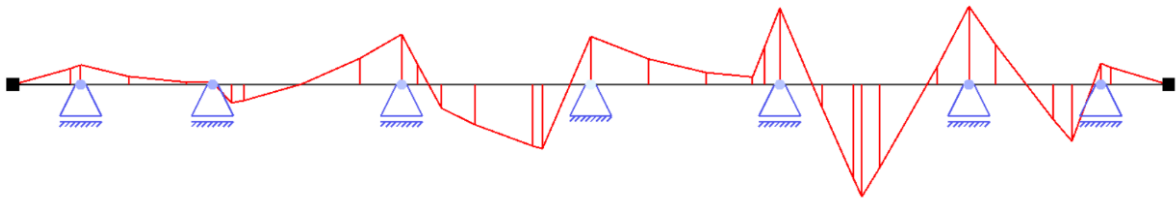
Som beskrevet i modelleringskapitlet blir det modellert i tverretningen med fastlager og glidelagre over opplegg. Dette gjøres av den grunn at det ikke oppstår vertikale deformasjoner, i motsetning til midtfelt. Under presenteres lastplasseringen som gir størst krefter.

6.5.3.1 Plassering av boggilast som gir størst feltmoment

Lastmodell 1 gir størst feltmoment over opplegget, i motsetning til midtfelt. Plasseringen av boggilastene vist i figur 6.21 gir dimensjonerende feltmoment, hvor momentdiagrammet med bidrag fra egenlasten blir som på figur 6.22.



Figur 6.21 Lastplassering som gir maks feltmoment ved lastmodell 1



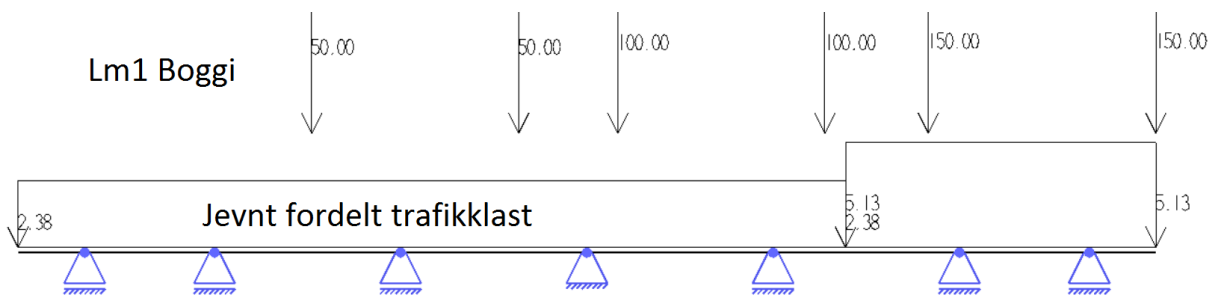
Figur 6.22 Tilhørende momentdiagram til figur 6.16

Momentdiagrammet i figur 6.22 gir maksimalt feltmoment på 61 kNm.

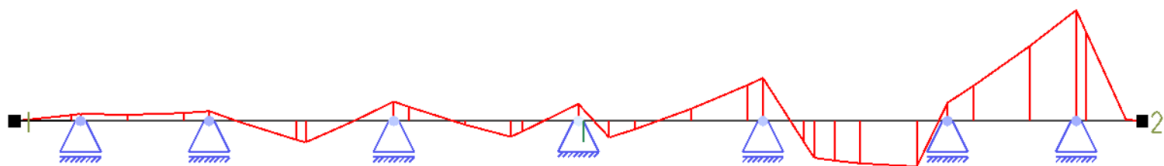
$$M_{ed.B1} = 61 \text{ kNm}$$

6.5.3.2 Plassering av boggilast som gir størst støttemoment

Det største støttemomentet over opplegg fra lastmodell 1 er ved lastplasseringen vist på figur 6.23, hvor tilhørende momentdiagrammet med egenlast blir som på figur 6.24.



Figur 6.23 Lastplassering som gir maks støttemoment ved lastmodell 1



Figur 6.24 Tilhørende momentdiagram til figur 6.18

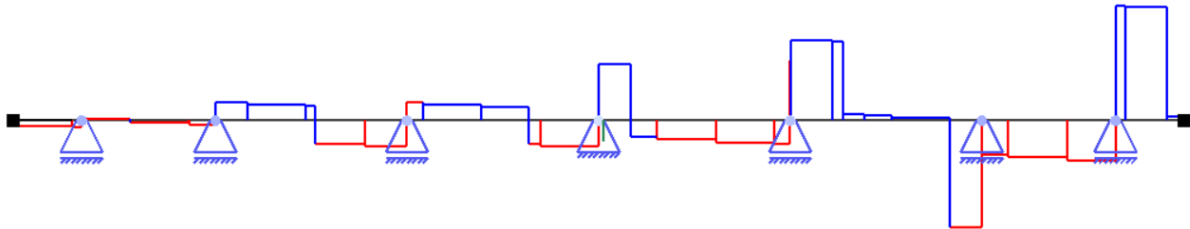
Det maksimale støttemoment som momentdiagrammet i figur 6.24 gir er på 109 kNm. Som ved støttemomentet i midtfelt kan dette reduseres. Med dimensjonerende opplagskraft på 241 kN fra vedlegg 9, kan støttemomentet reduseres til et dimensjonerende støttemoment på 91 kNm.

$$M_{ed.B2} = M_{ed} - \Delta M = 91 \text{ kNm}$$

6.5.3.3 Dimensjonerende skjærkraft

Samme lastplassering som gir dimensjonerende skjærkraft i midtfelt, vist på figur 6.19, gir dimensjonerende skjærkraft over opplegget. Dermed blir skjærkraftdiagrammet over opplegg tilsvarende i midtfelt, som etter reduksjon gir dimensjonerende skjærkraft på 220 kN.

$$V_{Ed.B} = 220 \text{ kN}$$



Figur 6.25 Maks skjærkrefter med lastmodell 1

Dermed blir dimensjonerende krefter i tverretning som tabell 6.14 viser.

	$M_{Ed.A1}$	$M_{Ed.A2}$	$M_{Ed.B1}$	$M_{Ed.B2}$	$V_{Ed.A-B}$
Last	127,74 kNm	114,59 kNm	57,13 kNm	90,97 kNm	219,92 kN

Tabell 6.14 Dimensjonerende krefter for dekke

7 Bruddgrensetilstand

I denne oppgaven er brua dimensjonert i både lengde- og tverretning for kapasitet mot følgende krefter:

- Moment
- Skjær

Selv om I-bjelker har generelt lav torsjonskapasitet er det ikke dimensjonert for dette. Grunnen er at ved betongelementbruer, hvor det er samvirke mellom bjelker og brudekket vil bjelkene være stive mot vipping. Dermed velges det å se bort ifra denne kontrollen.

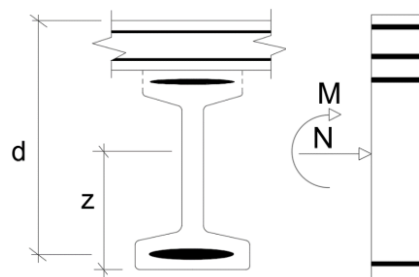
7.1 Momentkapasitet

Dimensjonering av momentkapasitet er i denne oppgaven gjennomført for samvirkebjelke 1 i lengderetningen, ettersom den får lavest kapasitet på grunn av korteste flensbredde og største opptredende momentkrefter, samt av brudekket i tverretningen. Dimensjoneringen er utført etter Eurokode 2, Håndbok N400 og *Betongkonstruksjoner*. I EK 2 pkt. 6.1.(2)P (Standard, 2008b) presenteres forutsetningene som gjøres ved dimensjonering av momentkapasitet i bruddgrensetilstand. Ved bestemmelse av momentkapasitet i denne oppgaven er disse forutsetningene fulgt, og de viktigste av dem er:

- tøyningene i slakk- eller spennarmering er den samme som i betongen, uavhengig av om de er i strekk eller trykk,
- det ses bort fra betongens strekkfasthet,
- maks tøyning i slakk- og spennarmering er henholdsvis $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ og $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$,
- den initielle spenningen, maks spenning etter avkapping, legges til grunn for beregning av spenninger i spennarmeringen.

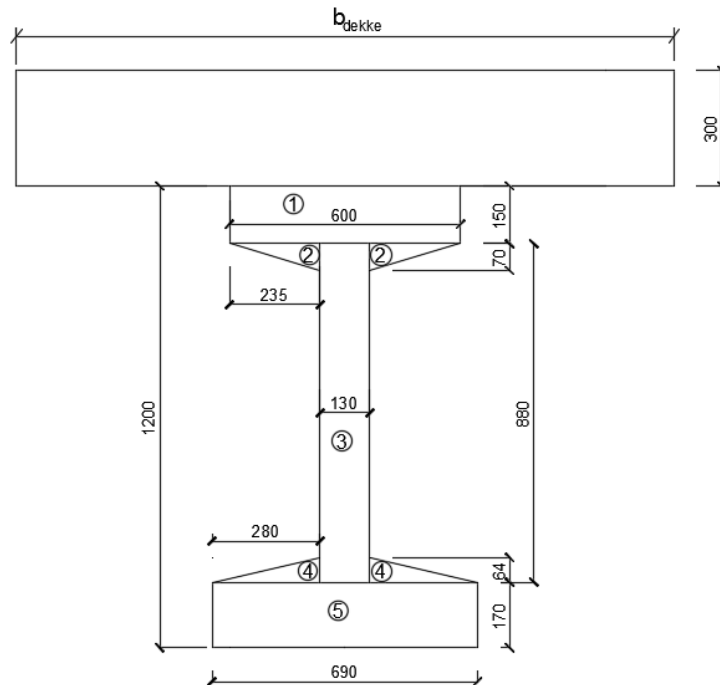
7.1.1 Lengderetning

Dimensjonerende aksial- og momentkrefter sjekkes for tre tøyningstilstander, hvor et tilfelle er ved rent trykk i tverrsnittet og to tilfeller med både trykk- og strekktøyninger. Kapasiteten sjekkes om tverrsnittets tyngdepunkt, som figuren 7.1 viser, for de tre tøyningstilstandene. Kapasiteten for tøyningstilstandene danner en kurve i et M/N – diagram, hvor de dimensjonerende kreftene må holde seg innenfor kurven for at kapasiteten skal være tilfredsstillende.



Figur 7.1: Moment- og aksialkrefter

Over opplegg virker ikke spennkraften. Dermed beregnes momentkapasiteten ikke ved bruk av M/N- diagram, men ved ren bøyning. Derimot sjekkes dimensjonerende aksial- og momentkrefter ved opplegg. I tillegg sjekkes kapasiteten i midten av feltet for bjelken ved oppspenningstilstand og ved samvirke for ett og hundre år. For beregning av kapasitet er bredder og høyder fra figuren under benyttet.



Figur 7.2: Oppdeling av tverrsnittet for beregning av areal

7.1.2 M/N-diagram

I EK 2 pkt. 6.1.(3)P (Standard, 2008b) angis det at

trykktøyningene skal begrenses til ϵ_{cu2} eller ϵ_{cu3} avhengig av hvilken spennings-tøyningssammenheng som benyttes

og at tøyningene i slakk- og spennarmeringen skal begrenses til ϵ_{ud} . Videre angis det i pkt. 6.1.(5) at for

tverrsnitt med tilnærmet konsentrisk belastning bør middeltrykkstøyningen begrenses til ϵ_{c2} .

I boken *Betongkonstruksjoner* av Sørensen (2010) benyttes grensetøyningen ϵ_{yd} for armering. Metoden for å finne M/N – diagrammet presentert under baserer seg på Sørensen (2010) sine eksempler. Dermed er grensetøyningene i betongen og stålet valgt for denne oppgaven, ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} og ϵ_{yd} . I tillegg er det for tøyningstilstand 3 sjekket kapasiteten for et tøyningstilfelle ved $10\epsilon_{yk}$ i strekkarmeringen, som vil gi tverrsnittet en duktil oppførsel ved brudd.

I denne oppgaven velges det å beregne med at ved større tøyninger i spennstålet enn $\epsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$, vil ikke tøyningen som overstiger dette, bidra til strekkrefter. Dette er et konservativt valg.

De tre tøyningstilfellene, hvor kombinert aksial- og momentkapasitet sjekkes for i denne oppgaven, er:

- Tøyningstilfelle 1: Rent trykk i betongen når betongen tøyes til ϵ_{c2} .
- Tøyningstilfelle 2: Betongen tøyes til ϵ_{cu2} og slakk- eller spennarmering tøyes til $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$.
- Tøyningstilfelle 3: Betongen tøyes til ϵ_{cu2} og slakk- eller spennarmering tøyes til $10\epsilon_{yk}$.

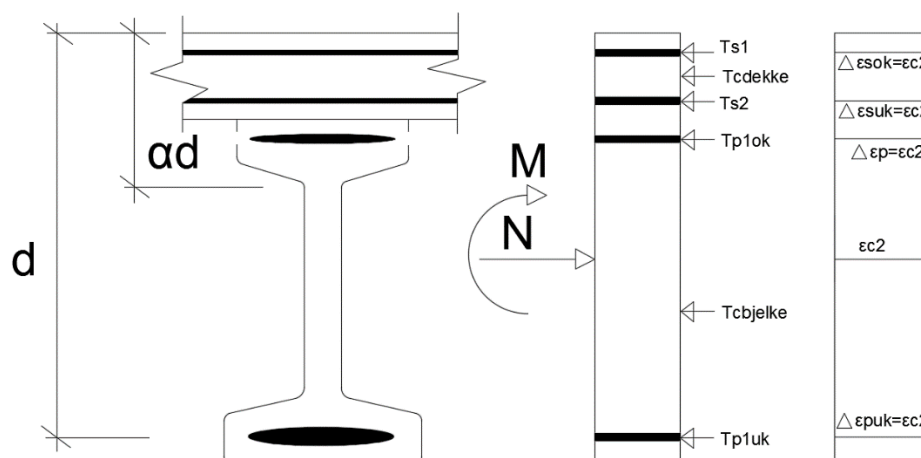
7.1.2.1 Kombinert aksial- og momentkapasitet ved trykk i overkant og strekk i underkant

I midtfelt vil samvirketverrsnittet oppleve trykk i overkant og strekk i underkant. Det betyr at slakkarmering i brudekket fungerer som trykkarmering, og spennarmeringen i underkant bjelke som strekkarmering.

Prosedyren for å beregne kapasiteten for både samvirkebjelken og bjelken utføres på samme måte, men med litt andre tøyningverdier av ϵ_{c2} og ϵ_{cu2} , ettersom bjelkens og brudekkets fasthet er forskjellig. Utregningene for kombinert moment- og aksialkapasitet for både bjelken og samvirkebjelken er vist i vedlegg 13. Under presenteres metoden for hvordan M/N – diagrammet for samvirkebjelke 1 er funnet, som baserer seg på eksempel 7.3 i *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2010).

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

For tilfellet ved rent trykk i betongen settes tøyningene i betongen, slakk- og spennarmering lik ϵ_{c2} . Verdien for ϵ_{c2} som benyttes i kapasitetsberegningene for samvirkebjelken i midten av feltet avgjøres av betongfastheten til brudekket. Tabell 3.1 i EK 2 angir ϵ_{c2} til å være lik 2,0 ‰ for B45 betong. Dermed tøyes betongen og stålet til 2,0 ‰ som gir trykktøyningene og kreftene som vist under.



Figur 7.3: Tøyninger ved rent trykkbrudd

Trykkreftene i betongen finnes ved å multiplisere dimensjonerende trykkfasthet for bjelke eller brudekket med dens areal, som vist under.

$$T_{c,dekke} = f_{cd,dekke} * A_{c,dekke} = 10\,041\text{ kN}$$

$$T_{c,bjelke} = f_{cd,bjelke} * A_{c,bjelke} * \eta_{bjelke.1} = 10\,513\text{ kN}$$

hvor

$$\eta_{bjelke.1} = \frac{E_{cm,dekke}}{E_{cm,bjelke}} = 0,95, \text{ som er forholdet mellom dekkets og bjelkens fasthet}$$

Tøyningen ε_{c2} multipliseres med E-modulen for armering og dens areal.

$$T_{p1,uk} = \varepsilon_{c2} * E_p * A_{p,uk} = 1\,529\text{ kN} \quad T_{p1,ok} = \varepsilon_{c2} * E_p * A_{p,ok} = 218\text{ kN}$$

$$T_{s1} = \varepsilon_{c2} * E_s * A_s = 792\text{ kN}$$

Alle trykkreftene legges sammen og danner aksialkapasiteten ved rent trykkbrudd i betongen.

$$N_1 = T_{c,dekke} + T_{c,bjelke} + T_{s1} + T_{p1,ok} + T_{p1,uk} = 23\,093\text{ kN}$$

Før momentkapasiteten kan beregnes må kreftenes indre momentarm finnes. Ettersom kapasiteten sjekkes om tverrsnittets tyngdepunkt blir momentarmens avstanden fra kraftresultanten til tverrsnittets tyngdepunkt. Det gir følgende momentarmer.

$$z_{c1,dekke} = h - \frac{h_{dekke}}{2} - z_t = 456\text{ mm} \quad z_{c,bjelke} = z_t - z_{t,bjelke} = 329\text{ mm}$$

$$z_{p,ok} = h_{p,ok} - z_t = 241\text{ mm} \quad z_{p,uk} = z_t - h_{s,uk} = 795\text{ mm}$$

$$z_s = h_s - z_t = 469\text{ mm}$$

For bruddtilfellet 2 og 3 vil betongens momentarm endres, ettersom betongkraften virker over forskjellige områder. Derimot endres ikke armeringenes momentarm, siden den virker fra samme sted for alle bruddtilfellene.

Momentkapasiteten ved rent trykk i betongen finnes da ut fra uttrykket under.

$$M_1 = T_{c,dekke} * Z_{c,dekke} + T_{s1} * Z_s + T_{p1,ok} * Z_{p.ok} - T_{p1,uk} * Z_{p.ok} - T_{c,bjelke} * Z_{c,dekke}$$

$$M_1 = 327 \text{ kNm}$$

Tøyningstilfellet 2: Trykktøyning i betongen ved tøyningen ϵ_{cu2} og en tilleggstøyning i spennarmeringen ved strekktøyningen ϵ_{yd}

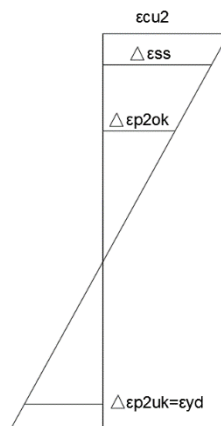
I denne tilstanden påføres betongen en trykktøyning ϵ_{cu2} og en strekktøyning ϵ_{yd} i underkant spennarmering. Forholdet mellom tøyningene angir da trykk- og strekksone. I oppgaven brukes B 500 C slakkarmering som gir en,

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{1,15 * 200\ 000} = 2,174 * 10^{-3}$$

og en trykksonehøyde,

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,174 + 3,5} = 0,617 \quad \alpha d = 865 \text{ mm}$$

Dette gir tøyningene som vist på figuren under, hvor trykktøyningene oppstår i overkant og strekktøyningene i underkant.



Figur 7.4: Tøyninger ved brudd i betongen ved tøyningen ϵ_{cu2} eller brudd i spennarmeringen ved en tøyning ϵ_{yd} .

Videre finnes tøyningene i slakkarmeringen og overkant spennarmering

$$\Delta\epsilon_{s,2} = \frac{\alpha d - (h - h_s)}{\alpha d} * \epsilon_{cu2} = 2,957 * 10^{-3}$$

$$\Delta\epsilon_{p2,ok} = \frac{\alpha d - (h - h_{p.ok})}{\alpha d} * \epsilon_{cu2} = 2,022 * 10^{-3}$$

Ved bruddtilfellet 2 er ikke hele betongtverrsnittet effektivt, og det regnes da med bidrag fra betongen kun i trykksonen. Trykkraften fra betongen beregnes etter uttrykket under,

$$T_c = \lambda * \eta * f_{cd} * b * d$$

hvor

λ = faktor som definerer den effektive høyden for trykksonen, etter EK 2 pkt. 3.1.7 (3)

η = faktor som definerer den effektive fastheten, etter EK 2 pkt. 3.1.7 (3)

Ettersom trykksonen går fra overkant brudekke til et sted i bjelkesteget, vil hele brudekkets tverrsnitt være effektivt og dermed settes $\lambda = 1$. I tillegg angir EK 2 pkt. 3.1.7 (3) at $\eta = 1$ for $f_{ck} < 50$ MPa, altså for brudekket. Derimot angir samme punkt at i intervallet mellom en fasthet på 50 MPa og 90 MPa skal reduksjonsfaktorene for effektiv trykksone og effektiv fasthet bestemmes ut fra uttrykkene under, som for bjelken gir følgende verdier.

$$\lambda_{bjelke} = 0,8 - \frac{f_{ck,bjelke} - 50}{400} = 0,788$$

$$\eta_{bjelke} = 1 - \frac{f_{ck,bjelke} - 50}{200} = 0,975$$

Trykkraften i brudekke beregnes av uttrykket under.

$$T_{c,dekke} = \eta * f_{cd,dekke} * b * h = 10\ 041\ kN$$

Bjelkens effektive areal deles opp i tre arealer, hvor hvert areal gir en trykkraft som illustrert i figur 7.5 på neste side. Kraftene i det effektive arealet finnes ved hjelp av uttrykkene under. Det vises til figur 7.2 for forskjellige bredder og høyder brukt i uttrykkene.

$$T_{c,2.1,b} = \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * b_1 * h_1 = 2\ 735\ kN$$

$$T_{c,2.2,b} = \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * (b_2 + b_3) * h_2 = 776\ kN$$

$$T_{c,2.3,b} = \lambda_{bjelke} * \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * b_3 * h_{3,eff} = 1\ 072\ kN$$

hvor

$$h_{3,eff} = ad - h_{dekke} - h_1 - h_2$$

Når kraften i spenn- og slakkarmeringen skal bestemmes er det viktig å ikke beregne med en tøyning i stålet som er større en det EK 2 tillater. Som presentert over er en av forutsetningene at slakkarmeringens maksimale tøyning er ε_{yd} . Det er også antatt at spennarmeringen i bjelken har initial spenning (σ_{p0}) før belastningene påføres, hvor spenningene reduseres som følge av trykktøyninger fra belastning og tidsavhengige effekter. EK 2 angir at dimensjonerende spenning som skal benyttes for spennstålet i bruddgrense er f_{pd} . Dermed er det valgt en maks tøyning i spennstålet som ikke skal overstige tøyningen ved f_{pd} . De maksimale tøyningene som da settes for beregning i bruddgrensetilstand finnes av uttrykket under.

$$\Delta\varepsilon_{p,maks} = \varepsilon_{pd} - (\varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{p,tap})$$

hvor,

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}, \quad \varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p}$$

$\Delta\varepsilon_{p,tap}$ = Tøyningstap som følge av tidsavhengige effekter.

Som tabell 6.5 viser får underkant spennarmering et tøyningstap på 12,8 % og spennarmeringen i overkant får et tap på 20,6%. Det gir følgende valgte maksimale tøyninger i underkant og overkant spennarmering.

$$\Delta\varepsilon_{p,uk,maks} = \varepsilon_{pd} - (\varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{p,uk}) = 1,182 * 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,ok,maks} = \varepsilon_{pd} - (\varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{p,ok}) = 1,740 * 10^{-3}$$

Selv om det i utgangspunktet er påført en tøyning i underkant spennarmering på $2,174 * 10^{-3}$, kan ikke den indre strekkraften beregnes med denne tøyningen ettersom den overstiger $\Delta\varepsilon_{p,uk,maks}$. Derimot beregnes kraften ved å benytte den maksimale tøyningen som vist av uttrykket under.

$$S_{p2,uk} = \Delta\varepsilon_{p,uk,maks} * E_p * A_{p,uk} = 904 \text{ kN}$$

For overkant spennarmering har ikke den valgte maksimale tøyningen noe å si for denne tøyningstilstanden. Dette fordi overkant spennarmering får trykk, som fører til en ytterligere reduksjon av spennkraften.

De forøvrige kreftene i slakk- og spennarmeringen blir

$$T_{p2,ok} = \Delta\varepsilon_{p,ok} * E_p * A_{p,ok} = 221 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = f_{yd} * A_s = 861 \text{ kN}$$

Ettersom tøyningene i slakkarmeringen overstiger dimensjonerende tøyning ε_{yd} beregnes trykkraften med dimensjonerende spenning f_{yd} .

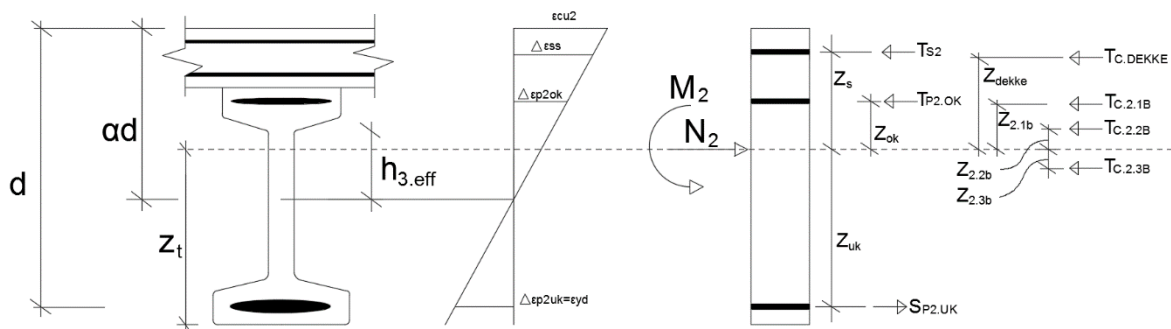
Aksial- og momentkapasiteten for tøyningstilfellet 2 kan da finnes. Ved å summere trykkreftene og strekkraften bestemmes aksialkapasiteten.

$$N_2 = T_{c,dekke} + T_{c,2.1,b} + T_{c,2.2,b} + T_{c,2.3,b} + T_{s2} + T_{p2,ok} - S_{p2,uk} = 14\,801 \text{ kN}$$

Kreftene fra betongen får nye momentarmer, som må finnes. Momentarmen til $T_{c,2.1,b}$, $T_{c,2.2,b}$, og $T_{c,2.3,b}$ går fra tverrsnittsdelens lokale tyngdepunkt til tverrsnittets globale tyngdepunkt, som vist på figur 7.5. Utregningen av momentarmene gjengis ikke her men er vist i vedlegg 13.

Momentkapasiteten ved tøyningstilfelle 2 kan da bestemmes ved å summere kreftene multiplisert med deres momentarm, som uttrykt under.

$$M_2 = T_{c,dekke} * z_{c,dekke} + T_{s2} * z_s + T_{p2,ok} * z_{p,ok} + T_{c,2.1,b} * z_{c2.1b} + T_{c,2.2,b} * z_{c2.2b} - T_{c,2.3,b} * z_{c2.3b} + S_{p1,uk} * z_{p,ok} = 6\,433 \text{ kNm}$$



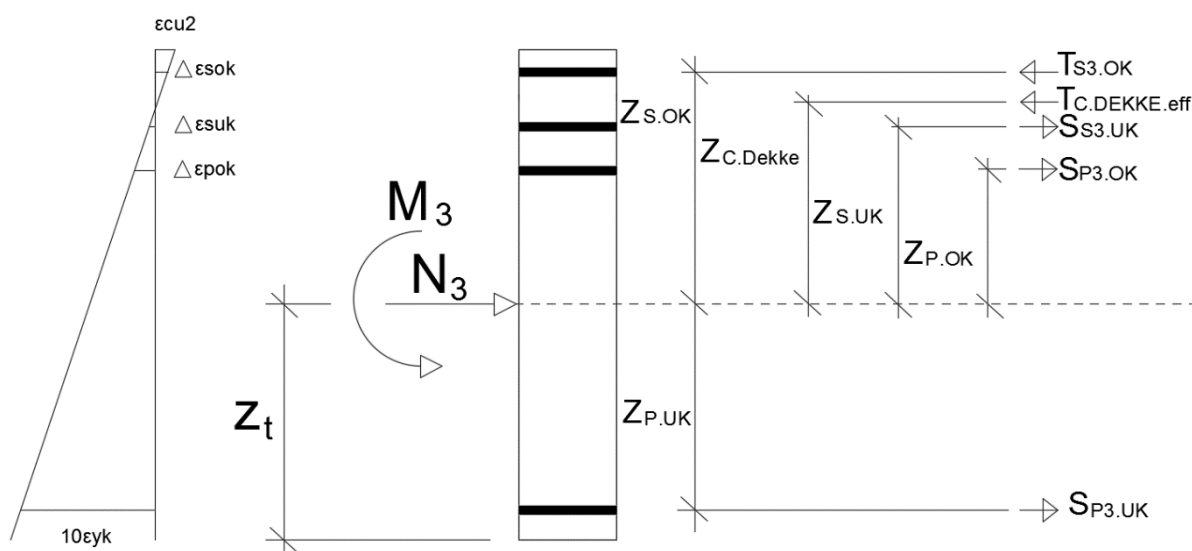
Figur 7.5 Indre krefter for tøyningstilfellet 2.

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

Dette tilfellet beregnes på samme måte som for tøyningstilfelle 2, unntatt at det påføres en 10 ganger karakteristisk tøyning $\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ av armeringsstål i spennarmeringen. Dette gir en trykksonehøyde for samvirke i tverrsnittet lik

$$\alpha_3 = \frac{\varepsilon_{cu2}}{10\varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = 0,123 \quad \alpha_3 d = 172 \text{ mm}$$

og tøyningene og kreftene i tverrsnittet blir som illustrert på figur 7.6.



Figur 7.6: Tøyninger og indre krefter for bruttilfelle 3 i midtfelt.

Som figuren viser vil det meste av tverrsnittet være i strekk. Dermed vil flere av trykkreftene for tøyningstilfellet 2 være strekkrefter i tøyningstilfellet 3. Trykk- og strekkreftene finnes som for tøyningstilfellet 2, hvor tøyningene for spennarmeringen som benyttes ikke skal overstige $\Delta\varepsilon_{p,maks}$. Den påførte strekktøyningen i underkant spennarmeringen er $10 \varepsilon_{yk}$, noe som gir en strekktøyning i overkant spennarmering

$$\Delta\varepsilon_{p3,ok} = \frac{h - \alpha_3 d - h_{p,ok}}{\alpha_3 d} * \varepsilon_{cu2} = 3,923 * 10^{-3}$$

som overstiger den valgte maksimale strekkføyningen $\Delta\varepsilon_{p,ok,maks} = 1,740 * 10^{-3}$.

Videre blir det en strekkføyning i underkant slakkarmering og en trykkføyning i overkant slakkarmering på

$$\Delta\varepsilon_{s3,ok} = \frac{\alpha_3 d - (h - h_{s,ok})}{\alpha_3 d} * \varepsilon_{cu2} = 1,710 * 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{s3,uk} = \frac{h - \alpha_3 d - h_{s,uk}}{\alpha_3 d} * \varepsilon_{cu2} = 1,606 * 10^{-4}$$

Dette gir følgende krefter i spenn- og slakkarmeringen.

$$S_{p3,uk} = S_{p2,uk} = 904 \text{ kN} \quad S_{p3,ok} = \Delta\varepsilon_{p,ok,maks} * E_p * A_{p,ok} = 190 \text{ kN}$$

$$S_{s3,uk} = \Delta\varepsilon_{s3,uk} * E_s * A_{s,uk} = 8 \text{ kN} \quad T_{s3,ok} = \Delta\varepsilon_{s3,ok} * E_s * A_s = 286 \text{ kN}$$

Figur 7.6 viser også at det er kun betongen i brudekket som opplever trykk. Trykkraften i betongen beregnes da ved følgende uttrykk

$$T_{c,dekke,eff} = \lambda_{dekkke} * \eta_{dekkke} * f_{cd,dekke} * \alpha_3 d = 4608 \text{ kN}$$

Ny momentarm beregnes for trykkraften i brudekket, og aksial- og momentkapasiteten finnes på samme måte som tidligere.

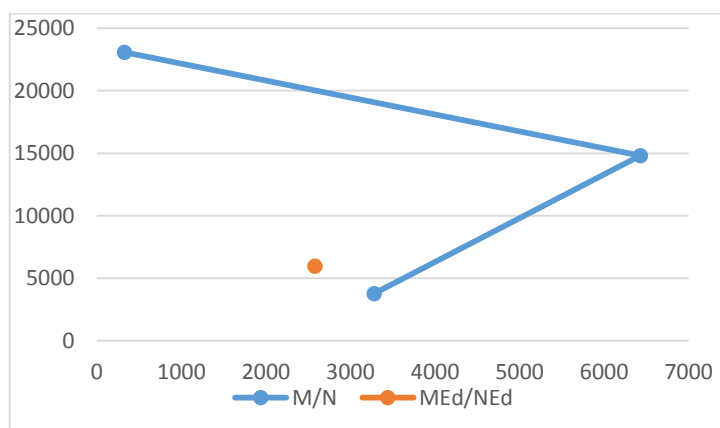
$$N_3 = T_{c,dekke,eff} + T_{s3,ok} - S_{s3,uk} - S_{p3,ok} - S_{p2,uk} = 3\,793 \text{ kN}$$

$$M_3 = T_{c,dekke,eff} * \left(h - \frac{\lambda_{dekkke} * \alpha_3 d}{2} - z_t \right) + T_{s3,ok} * z_{s,ok} - S_{s3,uk} * z_{s,uk} - S_{p3,ok} * z_{p,uk} + S_{p3,uk} * z_{p,uk} = 3\,289 \text{ kNm}$$

Verdiene for aksial- og momentkapasiteten for de tre tilfellene plasseres i et diagram, hvor det trekkes streker i mellom hvert punkt. Dimensjonerende aksial- og momentkrefter plasseres i diagrammet, hvor kreftene da er fratrukket tap som følge av tidsavhengige effekter og belastning. Er kreftene innenfor kurven er det tilstrekkelig kapasitet. Hvis de dimensjonerende kreftene havner utenfor kurven må tverrsnittet forbedres ved enten å øke betong- eller armeringsarealet. Under er M/N – diagrammet for samvirkebjelke 1 etter 100 år illustrert.

Samvirkebjelke 1 etter 100 år	M [kNm]	N [kN]
Tøyningstilfelle 1	327	23 093
Tøyningstilfelle 2	6 433	14 801
Tøyningstilfelle 3	3 289	3 793
Dimensjonerende krefter	2 577	5 927

Tabell 7.1 Presenterer verdiene i M/N diagrammet



Figur 7.7: M/N – diagram for samvirkebjelken etter 100 år

7.1.2.2 Kombinert aksial- og momentkapasitet ved trykk i underkant og strekk i overkant

Ved opplegget bør samvirkebjelken sjekkes for kombinert aksial- og momentkapasiteten. Tverrsnittet opplever her trykk i underkant og strekk i overkant. Slakkarmeringen i samvirkebjelken fungerer da som strekkarmering og spennarmering i underkant får trykk.

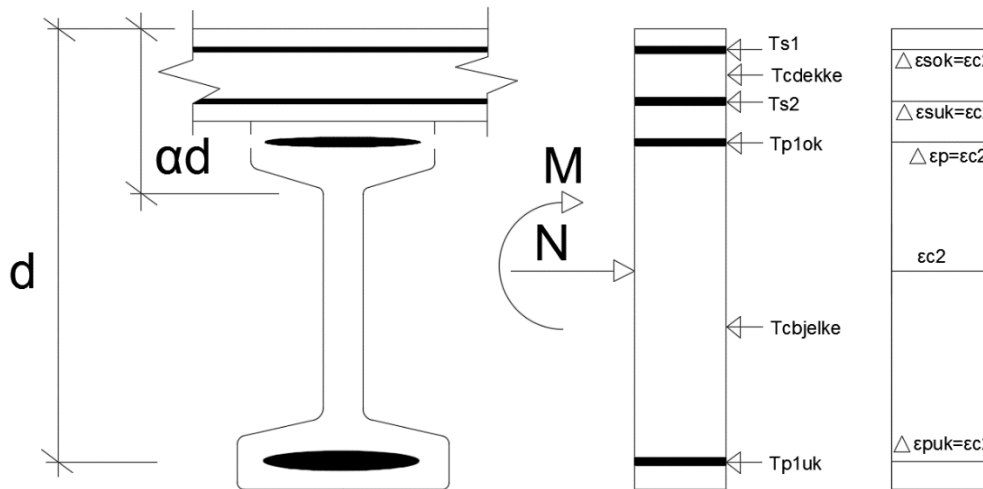
Det sjekkes for samme tøyningstilstander som ved trykk i overkant og strekk i underkant, men ved støtte vil et eventuelt trykkbrudd i betongen skje i underkant bjelke.

Ved oppspenningstilstand av bjelken vil det være trykk i underkant som vil avta mot toppen av bjelken. Derfor sjekkes bjelken for kombinert aksial- og momentkapasitet ved trykk i underkant og strekk i overkant. M/N – diagrammet for bjelken ved oppspenningstilstand er vist i slutten av dette kapitlet.

Hvordan M/N – diagrammet for samvirkebjelken ved opplegg er funnet er presentert under, og detaljert utregning er vist i vedlegg 11.

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

Ved opplegg sjekkes også tilfellet ved rent trykkbrudd i betongen. Som tidligere nevnt opplever all armering trykk. Ettersom trykkbruddet kan skje i bjelken eller i brudekket for dette bruddtilfellet er den laveste verdien av tøyningen ϵ_{c2} valgt, altså 2,0 ‰ som er for betongen i brudekke. Tøyningene blir like som for kapasitet i midtfelt og presentert igjen i figur 7.8.



Figur 7.8 Tøyninger ved rent trykkbrudd

Trykkreftene i betong, slakk- og spennarmering beregnes som ved sjekk av aksial- og momentkapasitet ved trykk i overkant og strekk i underkant. Det gir følgende krefter

$$T_{c,dekke} = f_{cd,dekke} * A_{c,dekke} = 10\,041 \text{ kN}$$

$$T_{c,bjelke} = f_{cd,bjelke} * A_{c,bjelke} * \eta_{bjelke.1} = 10\,513 \text{ kN}$$

$$T_{p1,uk} = \varepsilon_{c2} * E_p * A_{p,uk} = 1\,529 \text{ kN} \quad T_{p1,ok} = \varepsilon_{c3} * E_p * A_{p,ok} = 218 \text{ kN}$$

$$T_{s1} = \varepsilon_{c3} * E_s * A_s = 1100 \text{ kN}$$

Kreftene i slakkarmering blir litt annerledes enn for samvirkebjelken i midtfelt. Grunnen til dette er at slakkarmeringen ved opplegget er større. Trykkreftene summeres, og danner aksialkapasiteten ved rent trykkbrudd i betongen.

$$N_1 = T_{c,dekke} + T_{c,bjelke} + T_{s1} + T_{p1,ok} + T_{p1,uk} = 24\,501 \text{ kN}$$

Ettersom kombinert aksial- og momentkapasitet skal finnes ved trykk og strekk i underkant settes momentet til å gå motsatt vei enn for tilfellene over. Dermed finnes momentkapasiteten for tøyningstilfelle ved rent trykkbrud ved hjelp av følgende uttrykk.

$$M_1 = T_{c,bjelke} * z_{c,bjelke} + T_{p1,uk} * z_{p1,uk} + T_{p1,ok} * z_{p,ok} - T_{p1,ok} * z_{p,ok} - T_{s,uk} * z_{s,uk} - T_{s,ok} * z_{s,ok} = -987 \text{ kNm}$$

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

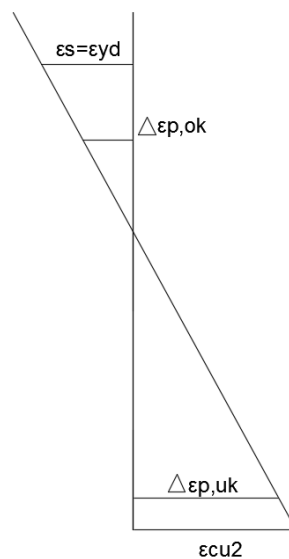
For samvirkebjelken vil det ved dette tilfelle påføres en trykktøyning ε_{cu2} i betongen i underkant bjelke, og en strekktøyning ε_{yd} i slakkarmeringen. Da kombinert aksial-og momentkapasitet for bjelken skal finnes ved oppspenningstilstand settes strekktøyningen i overkant slakkarmering. Det er ε_{cu2} for betongen i bjelken som benyttes for begge tilfellene, som gir følgende trykksone og trykksonehøyde for samvirkebjelken

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,1}{2,174 + 3,1} = 0,588 \quad \alpha d = 801 \text{ mm}$$

Videre finnes tøyningene i underkant og overkant spennarmering.

$$\Delta\varepsilon_{p2,uk} = \frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d} * \varepsilon_{cu2} = 2,718 * 10^{-3} \quad \Delta\varepsilon_{p2,ok} = \frac{h_{p.ok} - \alpha d}{\alpha d} * \varepsilon_{cu2} = 1,293 * 10^{-3}$$

Som det går frem av tøyningsbildet under er trykksonen fra underkanten av bjelke til et punkt i steget.



Figur 7.9: Tøyninger bruddtilfelle 2 ved støtte

Som for tøyningstilfelle 2 i midtfelt deles effektivt betongareal i bjelken i tre deler. Det gir krefter i tverrsnittet som vist på figur 7.10, hvor kreftene beregnes ved følgende uttrykk

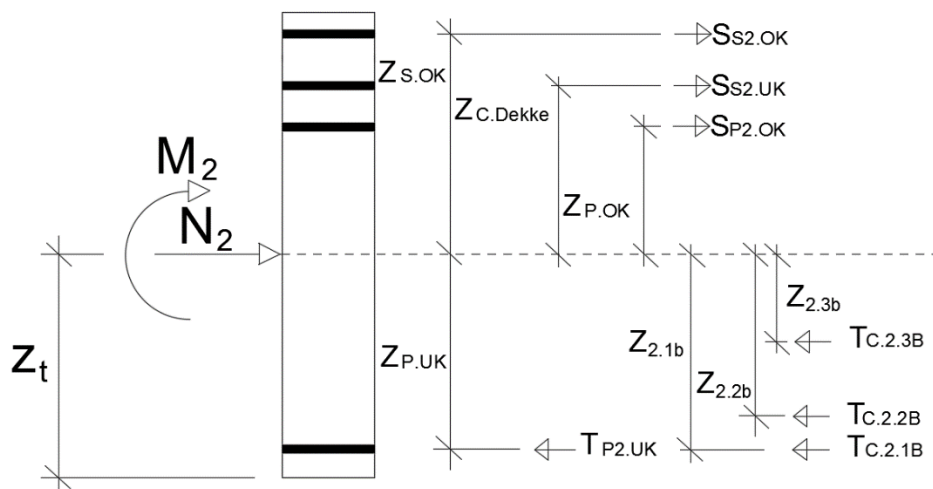
$$T_{c,2.1,b} = \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * b_5 * h_5 = 3\,564 \text{ kN}$$

$$T_{c,2.2,b} = \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * (b_4 + b_3) * h_2 = 872 \text{ kN}$$

$$T_{c,2.3,b} = \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * b_3 * \lambda_{bjelke} * h_{3,eff} = 1\,764 \text{ kN}$$

hvor

$$h_{3,eff} = \alpha d - h_5 - h_4 = 567 \text{ mm}$$



Figur 7.10: Krefter for bruddtilfelle 2.

Som tidligere nevnt, må det ikke beregnes med en større tøyning enn hva som tillates ved beregning av strekkrefter i armeringen. Ettersom den kombinerte aksial- og momentkapasiteten sjekkes i punktet hvor den initielle spenningskraften overføres til betongen, blir den maksimale tøyningen som tillates å beregne med dets tap av tøyning. Som spenningsberegningene i vedlegg 11 og tabell 6.5 viser, får underkant spennarmering et tøyningstap på 28,7 % og spennarmeringen i overkant får et tap på 10,6 %. Det gir følgende maksimale tøyninger i underkant og overkant spennarmering.

$$\Delta\varepsilon_{p,uk,maks} = \frac{0,287 * \sigma_{p0}}{E_p} = 2,053 * 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,ok,maks} = \frac{0,106 * \sigma_{p0}}{E_p} = 7,583 * 10^{-4}$$

Selv om overkant spennarmering får en tøyning på 1,293 % fra de påførte tøyninger i betongen og slakkarmeringen, kan ikke den indre strekkraften beregnes med denne tøyningen, ettersom det overstiger $\Delta\varepsilon_{p,uk,maks}$. Derimot beregnes strekkraften ved å benytte den maksimale tøyningen.

$$S_{p2,ok} = \Delta\varepsilon_{p,ok,maks} * E_p * A_{p,ok} = 83 \text{ kN}$$

De forøvrige kreftene i slakk- og spennarmeringen beregnes slik

$$T_{p2,uk} = \Delta\varepsilon_{p2,uk} * E_p * A_{p,uk} = 297 \text{ kN} \quad S_{s2,ok} = f_{yd} * A_{s,ok} = 1195 \text{ kN}$$

$$S_{s2,uk} = \varepsilon_{yd} * E_s * A_{s,uk} = 1195 \text{ kN}$$

Ved å summere trykk- og strekkreftene kan aksialkapasiteten bestemmes.

$$N_2 = T_{c,2.1,b} + T_{c,2.2,b} + T_{c,2.3,b} + T_{p2,uk} - S_{p2,ok} - S_{s2,uk} - S_{s2,ok} = 4\,024 \text{ kN}$$

Kreftene fra betongen får nye momentarmer, som må finnes. Momentarmen til $T_{c,2.1,b}$, $T_{c,2.2,b}$, og $T_{c,2.3,b}$ går fra tverrsnittsdelens lokale tyngdepunkt til tverrsnittets globale tyngdepunkt, som vist på figur 7.10. Utregningen av momentarmene gjengis ikke her men er vist i vedlegg 11.

Momentkapasiteten for bruddtilfelle 2 kan da bestemmes av uttrykket under.

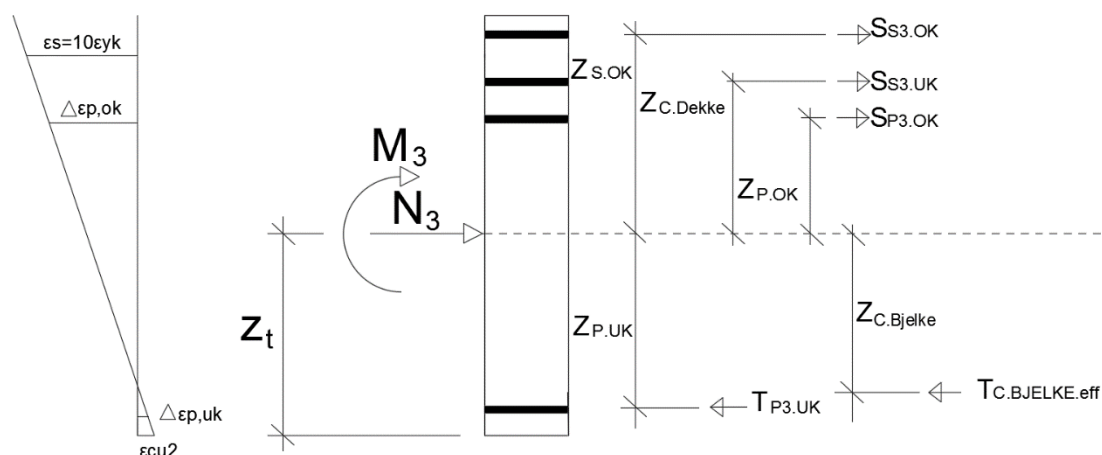
$$M_2 = T_{c,2.1,b} * z_{c2.1} + T_{c,2.2,b} * z_{c2.2} + T_{c,2.3,b} * z_{c2.3} + T_{p2,uk} * z_{p,uk} + S_{p1,ok} * z_{p,ok} + S_{s2,uk} * z_{s,uk} + S_{s2,ok} * z_{s,ok} = 5641 \text{ kNm}$$

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

Dette tilfellet beregnes på samme måte som for tøyningstilfelle 2, unntatt at for dette tilfellet påføres det en 10 ganger karakteristisk tøyning. Dette gir en trykksonehøyde for samvirkebjelken lik,

$$\alpha_3 = \frac{\varepsilon_{cu2}}{10 * \varepsilon_{yk} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,1}{10 * 2,5 + 3,1} = 0,11 \quad \alpha_3 d = 150 \text{ mm}$$

og tøyninger og krefter som illustrert på figur 7.11.



Figur 7.11: Tøyninger og krefter for tøyningstilfelle 3 ved støtte

Som figur 7.11 viser vil det meste av tverrsnittet være i strekk. Strekktøyningene i stålet, både for dette tilfellet og det over, overstiger det maksimale av tillatt tøyning. Dette gjør at kreftene i armeringen for dette tøyningstilfellet, blir som for tøyningstilfellet 2.

$$S_{p3,ok} = S_{p2,ok} \quad S_{s3,uk} = S_{s2,uk} \quad S_{s3,ok} = S_{s2,ok}$$

Trykktøyningen i underkant blir

$$\Delta\varepsilon_{p3,uk} = \frac{\alpha_3 d - h_{p,uk}}{\alpha_3 d} * \varepsilon_{cu2} = 1,066 * 10^{-3}$$

som gir trykkraften;

$$T_{p3,uk} = \Delta\varepsilon_{p3,uk} * E_p * A_{p,uk} = 815 \text{ kN}$$

Figuren 7.11 viser også at det kun oppstår trykk fra betongen i underkant bjelkeflens. Trykkraften i betongen beregnes da ved følgende uttrykk;

$$T_{c,bjelke,eff} = \lambda_{bjelke} * \eta_{bjelke} * f_{cd,bjelke} * \alpha_3 d = 2\,482 \text{ kN}$$

Aksial- og momentkapasiteten finnes på samme måte som tidligere;

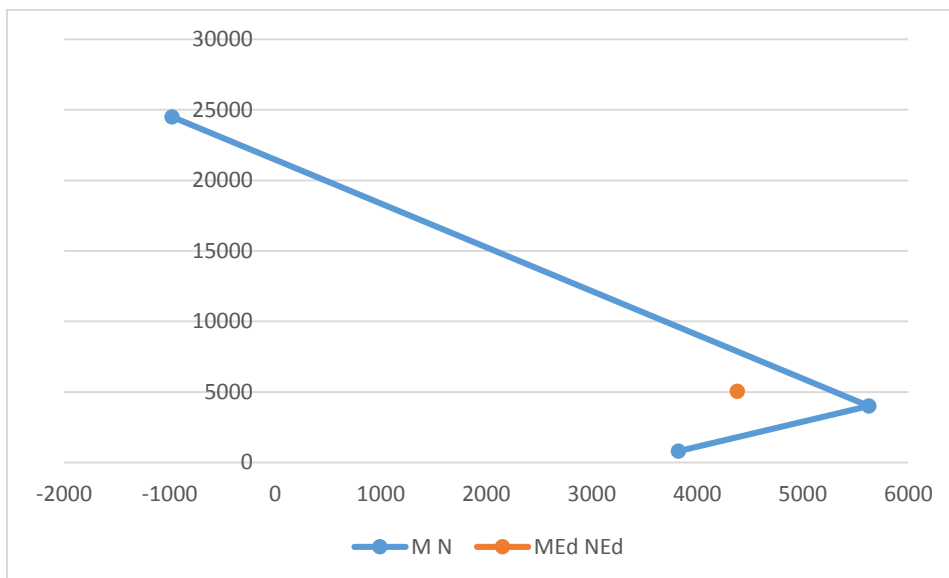
$$N_3 = T_{c,bjelke,eff} + T_{p3,uk} - S_{p3,ok} - S_{s3,uk} - S_{s3,ok} = 824 \text{ kN}$$

$$M_3 = T_{c,bjelke,eff} * \left(z_t - \frac{\lambda_{bjelke} * \alpha_3 d}{2} \right) + T_{p3,uk} * z_{p,uk} + S_{p3,ok} * z_{p,ok} + S_{s3,uk} * z_{s,uk} + S_{s3,ok} * z_{p,ok} = 3\,845 \text{ kNm}$$

Som nevnt tidligere plasseres verdiene for aksial- og momentkapasiteten for de tre tøyningstilfellene, samt dimensjonerende aksial- og momentkrefter i et M/N – diagram. Under vises M/N – diagrammet for samvirkebjelke med dimensjonerende aksial- og momentkrefter ved opplegg og bjelken ved oppspenningstilstand.

Kombinert moment- og aksialkapasitet ved opplegg	M	N
Tøyningstilfelle 1	-987 kNm	24 500 kN
Tøyningstilfelle 2	5 641 kNm	4 024 kN
Tøyningstilfelle 3	3 845 kNm	824 kN
Dimensjonerende krefter	4 382 kNm	5 061 kN

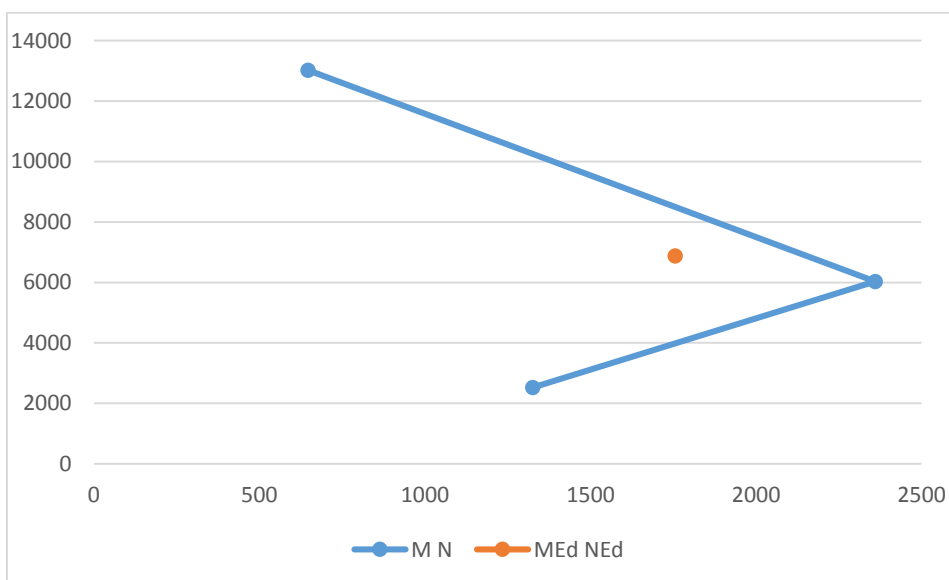
Tabell 7.2 Momentkapasiteter ved de forskjellige tøyningstilstandene ved opplegget samt dimensjonerende moment ved opplegg



Figur 7.12 M/N - diagram for samvirkebjelken ved opplegg etter 1 år

Bjelke 1 ved oppspenningstilstand	M [kNm]	N [kN]
Tøyningstilfelle 1	647	13 019
Tøyningstilfelle 2	2 360	6 028
Tøyningstilfelle 3	1 327	2 527
Dimensjonerende krefter	1 756	6 875

Tabell 7.3 Momentkapasiteter ved de forskjellige tøyningstilstandene i oppspenningstilstand samt dimensjonerende moment.



Figur 7.13 M/N diagram for oppspenningstilstanden

7.1.3 Momentkapasitet over opplegg

Over opplegg er det ikke aksialkrefter, og momentkapasiteten må da beregnes for ren bøyning. Først må det avgjøres om tverrsnittet er overarmert eller underarmert. Ved å sette trykktøyningen i underkant til ε_{cu2} og tøyningene i slakkarmering til ε_{yd} er det mulig å finne trykksonen ved et normalarmert tverrsnitt. Trykksonen blir som tidligere vist 0,617.

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0,617$$

Armeringsarealet for det balanserte tverrsnittet kan da finnes av uttrykket under.

$$A_{sb} = \lambda * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b_{dekke} * \alpha_b d$$

Hvis det virkelige armeringsarealet i tverrsnittet er lavere enn det balanserte tverrsnittet, er det underarmert, er det større enn det balanserte tverrsnittet er det overarmert. Et overarmert tverrsnitt medfører at betongen knuses ved brudd, uten særlig forvarsel. Ved et underarmert tverrsnitt vil armeringen flyte før brudd, som vil gi synlige deformasjoner før en eventuell kollaps. Det er derfor ønskelig med et underarmert tverrsnitt.

Ved å velge armeringsjern med diameter på 20 mm i både overkant og underkant brudekke, og en senteravstand på 150 mm, vil det balanserte armeringsarealet bli:

$$A_{sb} = 48\,714 \text{ mm}^2 > A_s = 5\,498 \text{ mm}^2$$

Som uttrykket over viser blir armeringsarealet lavere enn det balanserte armeringsarealet. Dermed kan momentkapasiteten beregnes fra følgende uttrykk.

$$M_{Rd} = T_c * z = \lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5\lambda * \alpha) * f_{cd,dekke} * b_{dekke} * d^2 = 3\,166 \text{ kNm}$$

Hvor

$$d = 1\,363 \text{ mm}$$

Detaljert beregninger er vist i vedlegg 12

7.2 Tverretning

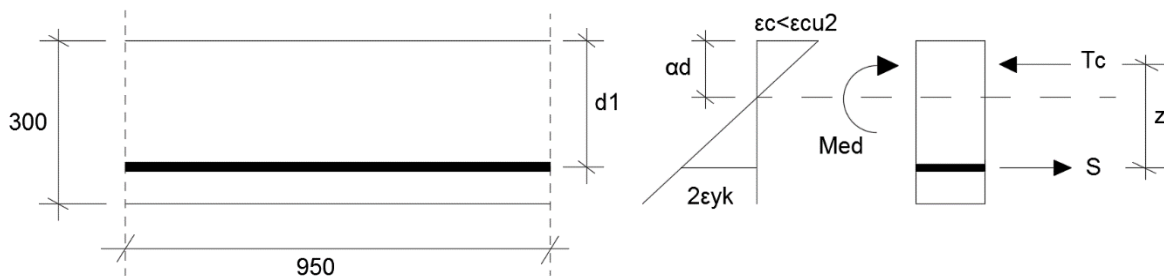
I denne oppgaven kontrolleres momentkapasiteten av brudekket mellom, og over bjelkene i tverretning for både snitt A-A og B-B, som nevnt under kapittel 6.

Beregningene for å finne momentkapasiteten av brudekke i tverretning blir utført som ved momentkapasiteten over støtte i lengderetning, altså ved ren bøyning. Beregningene utføres ved å anta grensetøyningen $2\varepsilon_{yk}$ i armeringen, som tilsvarer brudd for et normalarmert tverrsnitt. Som tidligere er det ønskelig å dimensjonere for et underarmert tverrsnitt. Hvis kapasiteten for det normalarmerte tverrsnittet blir høyere enn det dimensjonerende momentet kan det, ved beregning, finnes nødvendig armeringsareal for et underarmert tverrsnitt.

Momentkapasiteten for brudekket finnes mellom og over bjelkene i snitt A-A og B-B. Beregningene for de fire tilfellene gjennomføres likt, og beregningene av momentkapasiteten for brudekket mellom bjelkene i midtfeltet er presentert under.

7.2.1 Momentkapasitet i brudekket imellom bjelkene.

Figur 7.14 viser tøyningstilstanden for brudekke mellom bjelkene ved brudd for et normalarmert tverrsnitt, hvor det er påført en strekktoyning $2\varepsilon_{yk}$ i strekkarmeringen og en trykktøyning i overkant brudekke lik ε_{cu2} .



Figur 7.14 beregning av momentkapasitet med underarmert tverrsnitt i felt

Momentkapasiteten mellom bjelkene finnes som tidligere ved ren bøyning:

$$M_{Rd} = \lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5\lambda * \alpha) * f_{cd} * b * d^2$$

For betong med fasthetsklasse B45 hvor det antas normalarmert tverrsnitt kan uttrykket for momentkapasitet gjøres om til

$$M_{Rd} = 0,275 * f_{cd} * b * d^2$$

Ved beregning av momentkapasitet for ren bøyning antas det at trykkraften i betongen er lik strekkraften i armeringen. Ved å multiplisere strekkraften (eller trykkraften) med den indre momentarmen finnes momentkapasiteten.

$$M_{Rd} = S * z = A_s * f_{yd}$$

Som tidligere nevnt, hvis momentkapasiteten er større enn det dimensjonerende momentet kan armeringsarealet ved et underarmert tverrsnitt finnes. Dette gjøres ved å gjøre om på uttrykket over. Ved å dividere det dimensjonerende momentet istedenfor momentkapasiteten, med armeringens dimensjonerende fasthet og den indre momentarmen, kan den nødvendige armeringen for et underarmert tverrsnitt bestemmes.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$$

Som beskrevet i kapittel 6 Dimensjonerende laster skal det dimensjoneres for følgende moment i midtfelt:

$$M_{Ed.A1} = 128 \text{ kNm}$$

Mellom bjelkene, snitt A-A og B-B, er strekksonen $d = 225 \text{ mm}$ og bredden $b = 950 \text{ mm}$ for brudekket, som gir følgende momentkapasitet

$$M_{Rd,mellom.bjelker} = 0,275 * f_{cd} * b * d^2 = 337 \text{ kNm} > M_{Ed.A1}$$

Ettersom kapasiteten er større enn det dimensjonerende momentet i feltet er trykksonen delvis utnyttet og den indre momentarmen kan finnes ved en tilnærming gitt i *Betongkonstruksjoner*. av Sørensen (2010).

$$z = \left(1 - c \frac{M_{Ed.A1}}{M_{Rd}}\right) d$$

hvor

$$c = 1 - \frac{z}{d}$$

Sørensen (2010) angir videre at betong med fasthetsklasse B45 får en avrundet verdi $c = 0,17$. Dermed blir momentarmen

$$z = \left(1 - 0.17 \frac{M_{Ed.A1}}{M_{Rd.mellom.bjelker}} \right) d = 210 \text{ mm}$$

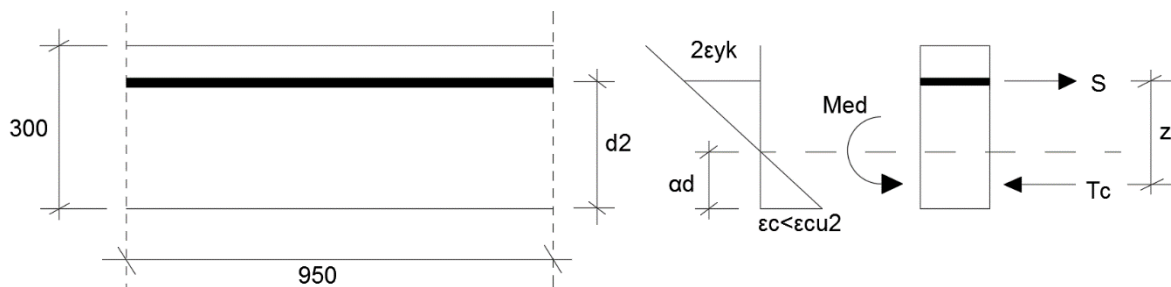
Nødvendig armeringsareal kan nå fastsettes ved uttrykket gitt tidligere:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = 1\,405 \text{ mm}^2$$

Mellom bjelkene i midtfelt og ved støtte er det forskjellig dimensjonerende moment, noe som fører til at den indre momentarmen endres. Som følge av forskjellig dimensjonerende moment og indre momentarm blir nødvendig armeringsareal annerledes ved opplegg. Armeringsareal er presentert i tabellen 7.4.

7.2.1.1 Momentkapasiteten i brudekket over støtte i snitt A-A

For beregning av momentkapasiteten over bjelkene utføres samme prosedyre som presentert over. Forskjellen er at det vil være strekk i overkant brudekke, som gir tøyningstilstanden som vises på figur 7.15. Dette fører til at avstanden fra trykkranden til strekkarmeringen d endres.



Figur 7.15 Tøyningstilstanden i brudekket over bjelkene.

Nødvendig armeringsareal for brudekket mellom og over bjelkene i midtfelt og over støtte er presentert i tabellen under.

Snitt	d [mm]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Z [mm]	A_s [mm ²]
$M_{Ed.A1}$	225	128	338	210	1 404
$M_{Ed.A2}$	215	115	308	201	1 318
$M_{Ed.B1}$	225	57	337	218	602
$M_{Ed.B2}$	215	91,0	308	204	1 028

Tabell 7.4 Beregning av nødvendig armering i en 950mm plate bredde.

7.3 Skjærkraftkapasitet

Bruas skjærkraftkapasitet må dimensjoneres og kontrolleres for opptredende skjærkrefter. Regelverk benyttet ved dimensjonering for skjær er Eurokode 2 og Håndbok N400. I EK2 pkt. 6.2.1 (8) er følgende beskrevet; «for konstruksjonsdeler som påvirkes hovedsakelig av en jevnt fordelt last, er det ikke nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft i en avstand d fra kanten av opplegget». Denne kontrollen gjelder derimot kun for skjærstrekk. Dermed kontrolleres det i lengderetning for skjærstrekk en avstand $750 \text{ mm} + d$ (1363 mm) = 2113 mm . For skjærtrykk sjekkes skjærkraften over opplegg.

Ved dimensjonering for skjær har aksialkraften innvirkning på kapasiteten. Dimensjonerende aksialkraft som da benyttes er spennkraft fratrukket alle tap. Tverrsnittets kapasitet for skjær uten skjærarmering må først kontrolleres. Er ikke kapasiteten tilstrekkelig, må tverrsnittet skjærarmeres.

7.3.1 Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Det må først avgjøres om det er nødvendig å armere mot skjær. Som forklart over angir EK 2 at skjærstrekk og skjærtrykk kan kontrolleres ved to forskjellige punkt. I tillegg angir EK 2 forskjellige uttrykk for skjærstrekk- og skjærtrykkkapasitet.

7.3.2 Skjærstrekkkapasitet uten armering

EK 2 angir formel for å finne skjærstrekkkapasiteten for både opprisset og uopprisset tverrsnitt. Etersom det er store muligheter for at brutverrsnittet får riss på grunn av lange spenn, er det valgt å sjekke kapasiteten med opprisset tverrsnitt. Derfor er uttrykket i EK 2 pkt. 6.2.2 (1) valgt for å finne skjærstrekkkapasiteten uten skjærarmering med opprisset tverrsnittet og ikke uttrykket EK 2 pkt. 6.2.2 (2) som gjelder for uopprisset tverrsnitt. Dermed sjekkes skjærstrekkkapasiteten uten skjærarmering med opprisset tverrsnittet av følgende uttrykk:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d > (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

hvor

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

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

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$$

ρ_1 er armeringsforholdet, A_{s1} er strekkarmering i lengderetning og b_w er minste bredde av tverrsnittet i strekksonen.

Ved følgende faktorer

$$d = 1\,357\text{ mm} \quad N_{Ed} = 5061\text{ kN} \quad b_w = 130\text{ mm}$$

beregnes en skjærkapasitet:

$$V_{Rd,c} = 311\text{ kN} < V_{Ed} = 894\text{ kN}$$

Som uttrykket over viser er skjærkapasiteten lavere enn dimensjonerende skjærkraft. Dermed må tverrsnittet skjærarmeres. For detaljert beregning av skjærkapasiteten for samvirkebjelken se vedlegg 14.

7.3.3 Skjærtrykkapasitet uten armering

For konstruksjonsdeler uten skjærarmering skal skjærtrykkapasiteten kontrolleres over opplegg og bestemmes av uttrykket i EK 2 pkt. 6.2.2 (6)

$$V_{Ed} < 0,5b_w d v f_{cd}$$

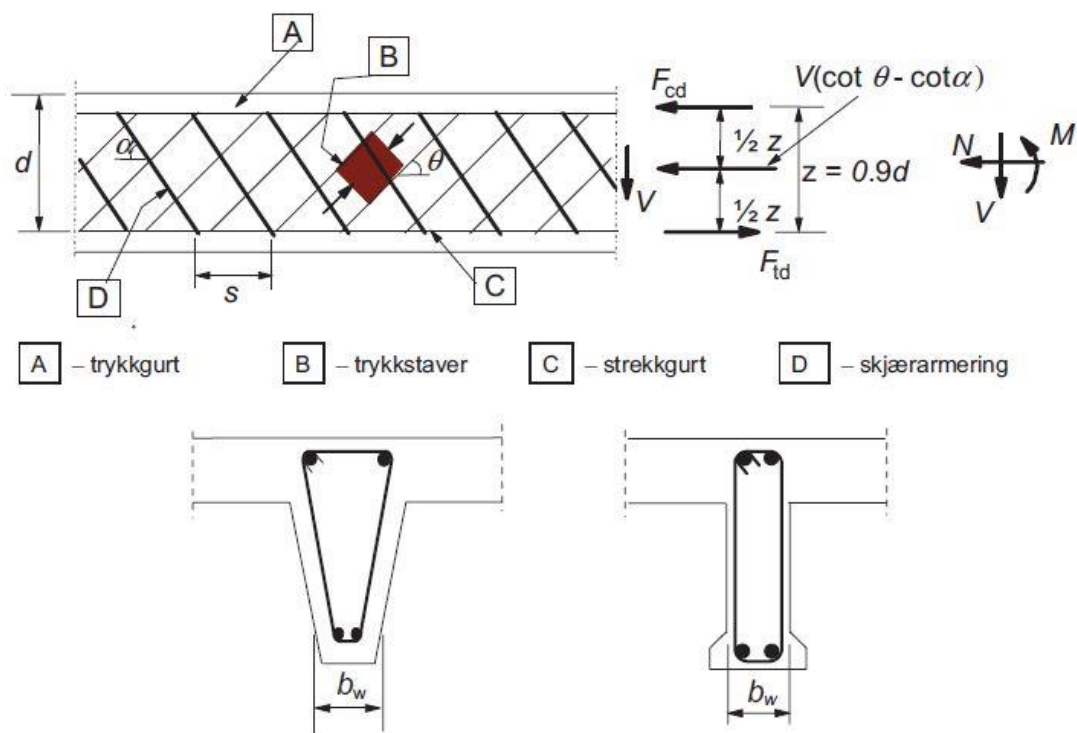
hvor

v er en fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong som følge av skjærkraft.

Ettersom samvirkebjelken uansett må skjærarmeres, skjekkes ikke skjærtrykkapasiteten uten skjærarmering.

7.4 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Skjærkapasiteten av samvirkebjelken med skjærarmering avgjøres av betongens fasthet, armeringsmengde, antatt vinkel mellom skjærarmering og bjelkeaksen, samt vinkelen mellom trykkraften og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften. Vinklene, og andre betegnelser, er vist på figur 7.16, som tilsvarende figur 6.5 i EK 2. Som for skjærkapasitet uten skjærarmering, er det også ved skjærkapasitet med skjærarmering uttrykk for både skjærstrekk og skjærtrykk.



Figur 7.16 Viser betegnelsene brukt for beregning av skjærkapasitet med skjærarmering. Figuren tilsvarende figur 6.5 i EK 2 pkt. 6.2.3.

7.4.1 Skjærstrekkkapasitet med armering

Skjærstrekkkapasiteten med skjærarmering finnes av uttrykket i EK 2 pkt. 6.2.3(3)

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

hvor

A_{sw} er skjærarmeringens tverrsnittsareal,

s er senteravstand mellom bøyelene,

z er indre momentarm, som går fra slakkarmeringens tyngdepunkt til underkant spennarmering,

f_{ywd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense,

θ er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften.

EK 2 pkt. 6.2.3(2) angir at $\cot\theta$ skal være mellom 1 og 2,5, men HB N400 setter maks verdi til å være 2,0. Dermed er det antatt i oppgaven en vinkel $\theta = 27^\circ$, som gir $\cot\theta \approx 2,0$. EK 2 angir også i pkt. 6.2.3(3) at hvis uttrykket for reduksjonsfaktoren v_1 benyttes ved beregning av skjærtrykkkapasitet skal f_{ywd} reduseres til $0,8f_{ywk}$. Ved å gjøre dette, samt anta en senteravstand på 150 mm for skjærbøyelene, og sette inn verdiene for indre momentarm $z = 1\,264\text{ mm}$, kan nødvendig skjærareal finnes ut fra dimensjonerende skjærkraft på $V_{Ed.d} = 894\text{ kN}$:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{zf_{ywd}\cot\theta}$$

$$A_{sw} = 133\text{ mm}^2$$

7.4.2 Skjærtrykkkapasitet med armering

Skjærtrykkkapasiteten finnes fra uttrykket i EK 2 pkt. 6.2.3(3)

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

hvor

α_{cw} er en faktor som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten

v_1 = reduksjonsfaktor for opprisset betong på grunn av skjærkraft

Reduksjonsfaktoren som reduserer betongens fasthet for opprisset betong på grunn av skjærkraft, finnes i EK 2 pkt. N.A 6.2.3(3). Ettersom karakteristisk trykkfasthet i både brudekke og bjelke er lavere enn 60 MPa, blir reduksjonsfaktoren $v_1 = 0,6$. Samme punkt angir tre uttrykk for å finne faktoren α_{cw} , hvor det er den midlere trykkspenningen, σ_{cp} , som avgjør hvem av uttrykkene som skal benyttes. I beregningene vist i vedlegg 14 blir midlere trykkspenning i mellom $0,25f_{cd}$ og $0,5f_{cd}$, som gir $\alpha_{cw} = 1,25$. Ved å sette inn disse faktorene og $f_{cd,dekke} = 26\text{ MPa}$ i uttrykket over kan skjærtrykkkapasiteten finnes:

$$V_{Rd,max} = 1\,257\text{ kN}$$

Skjærkapasiteten er tilfredsstilt hvis:

$$V_{Rd,s} > V_{Ed,d}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed,cc} = 1\,017\text{ kN}$$

7.5 Skjærkraftkapasitet i brudekke

Skjærkraftkapasiteten må påvises og kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraft. Som tidligere nevnt kan skjærstrekkkapasiteten kontrolleres mot skjærkreftene som opptrer en avstand d ut fra opplegg. Figur 6.20 viser at dimensjonerende skjærkraft over opplegg og avstanden d ut fra opplegget er like. Dermed blir skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten kontrollert mot samme skjærkraft.

7.5.1 Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Det må først avgjøres om det er nødvendig å armere mot skjær. Hvis den dimensjonerende skjærkraften er høyere enn den dimensjonerende skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,c}$ og skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,cc}$, må konstruksjonsdelen armeres mot skjær. For beregning av skjærstrekkkapasiteten benyttes uttrykket under fra EK 2 pkt. 6.2.2 (1). Skjærstrekkkapasiteten beregnes med armeringsmengden kalkulert i kapittelet over. Det regnes med $A_s = 1405 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

med en minsteverdi

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

hvor

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,95 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = 6,55 * 10^{-3} \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,639$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 f_{cd}$$

Skjærtrykkkapasiteten beregnes etter uttrykk som er gitt i EK 2 pkt. 6.2.2(6)

$$V_{Rd,cc} = 0,5 b_w d v f_{cd}$$

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

Dette gir da en skjærstrekkapasitet på

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \left(100 \rho_1 f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}}] b_w d = 154,1 \text{ kN}$$

og skjærtrykkapasitet

$$V_{Rd,cc} = 0,5 b_w d \vartheta f_{cd} = 1\,262 \text{ kN}$$

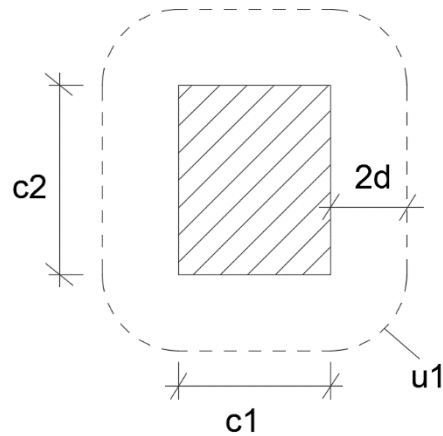
Dimensjonerende skjærkraft fra modellen er på $V_{Ed,A} = 220 \text{ kN}$ altså større enn den dimensjonerende skjærstrekkapasiteten, men mindre enn skjærtrykkapasiteten. Hvis armeringsmengden i platen blir økt slik $\rho_1 = 0,02$ som er da maks tillat armeringsforhold, blir skjærstrekkapasiteten $V_{Rd,c} = 223 \text{ kN}$. Dermed er det mulig å øke armeringen til 4075 mm^2 per 950 mm til å få nok skjærkapasitet.

7.6 Kontroll for gjennomlokking på grunn av skjær

Det er nødvendig å kontrollere skjærkraft fra konsentrerte laster. I denne oppgaven er det kontrollert for de store punktlaster fra lastmodell 1 og 2. Først var det nødvendig å regne effektivt skjærareal i et kritisk kontrollsnitt hvor omkretsen er u_1 , se figur 7.17. Lengden kan normalt antas å være i en avstand $2*d$ fra belastet flate. Den effektive tykkelsen beregnes etter formler i EK 2 pkt. 6.4.2(1)

$$d_{eff} = \frac{(d_x + d_y)}{2} = 195 \text{ mm}$$

D_x og d_y er avstanden fra trykkranden til strekkarmeringen i henholdsvis x- og y- retning. Videre beregnes effektiv lengde av skjærarealet u_1 for lastene i lastmodell 1 og 2. Verdiene for lengde og bredde er vist på figur 6.13 og 6.14 i kapittel 6.5



Figur 7.17 Forklaring av skjærareal

Beregner skjærspenningen som oppstår med lastmodell 2 siden det er den største konsentrerte lasten. Beregner da en effektiv lengde av skjærarealet for lastmodell 2 som er gjort med følgende uttrykk.

$$u1_{Lm2} = 4\pi d_{eff} + 2c1_{Lm2} + 2c2_{Lm2} = 4\,394\text{ mm}$$

Opptredende skjærkraft blir da funnet ved hjelp av uttrykket som er vist under. Størrelsen på skjærkraften fra lastmodell 2 er 200 kN

$$v_{Ed.lm2} = \frac{V_{Ed.Lm2}}{u1 * d_{eff}} = 0,23\text{ MPa}$$

Den bør så kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraftkapasitet for konsentrerte laster for plater. Det er gjort etter EK 2 pkt. 6.4.4(1)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \left((100\rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right)] + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 = 1,99$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} + \rho_{ly}} \leq 0,02$$

Armeringsforholdet, ρ_{lx} og ρ_{ly} , beregnes da ut ifra strekkarmering med heft i henholdsvis y- og x-retning. Verdiene på de bør beregnes som middelveier der det tas hensyn til platebredde innenfor området tilsvarende summen av lastbredden og 3d på hver side av lastarealet.

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} \leq 0,02 = 5,36 * 10^{-3}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet for plata er da.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min}$$

$$V_{Rd,c} = 0,769 \text{ MPa} \geq 0,639 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} > v_{Ed.lm1}$$

Det er da nok skjærkapasitet i platen for konsentrert last fra lastmodell 1. Skjærspenningen fra lastmodell 1 blir beregnet på samme måte som lastmodell 1 spenningene blir 0,185 MPa. Dermed er det nok kapasitet i dekket for konsentrerte laster.

7.7 Horisontalt skjær

Det bør kontrolleres for skjærkrefter mellom steg og flenser etter pkt. 6.2.4 i EK 2, samt skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt etter pkt.6.2.5. Av begrensningmessige årsaker er dette ikke kontrollert i oppgaven.

7.8 Spaltestrekk

Spennarmerte bjelker bør kontrolleres for spaltestrekk, spesielt bjelker med stor steghøyde og spennarmering i flensen, som er tilfellet for bjelkene i denne oppgaven. Dette har ikke blitt kontrollert i denne oppgaven. Av begrensningmessige årsaker er dette ikke kontrollert i oppgaven.

8 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand er en grensetilstand som kontrollerer konstruksjonens funksjoner, utseende og brukernes komfort. I denne oppgaven er de «vanlige» bruksgrensetilstandene kontrollert etter EK 2 pkt. 7.1(1)P (Standard, 2008b), som er følgende:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

Andre bruksgrensetilstander som det kan kontrolleres for er svingninger og vibrasjoner fra dynamiske effekter fra trafikk-, vind- og jordskjelvlaster. Av begrensingsmessige grunner er ikke disse kontrollene gjennomført i oppgaven.

Kontrollene utføres enten ved uoprisset (stadium I) eller risset tverrsnitt (stadium II). I begge stadiumene antas det lineære egenskaper, men i stadium II antas det at betongen kun har trykkfasthet.

8.1 Spenningsbegrensning

I EK 2 pkt. 7.2 gis det grenser for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss og store kryptformasjoner. Grensene for spenningsene gjelder ved forskjellige lastkombinasjoner.

I EK 2 pkt. 7.2(2) angis det en grense for trykkspenninger for å unngå riss i lengderetningen for områder utsatt for eksponeringsklasse XD, XF og XS. Opptredende spenninger i betongen ved karakteristisk lastkombinasjon skal trykkspenningene begrenses til $0,6f_{ck}$.

For å kunne bruke antakelsen om lineære kryptøyninger angis det i EK 2 pkt. 7.2(3) en grense for trykkspenninger i betongen. Overstiger trykkspenningene i betongen $0,45f_{ck}$ for lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster, skal det antas ikke-lineære kryptøyninger.

Av hensyn til utseendet settes det i EK 2 pkt. 7.2(5) grenser for strekkspenninger i armeringen. For den karakteristiske lastkombinasjonen kan uakseptabel opprissing eller deformasjon antas unngått hvis strekkspenningene i slakkarmeringen ikke overskrider $0,8f_{yk}$. For spennarmeringen settes grensen til $0,75f_{pk}$.

I vedlegg 16 og 18 er grensene over kontrollert. Der er det beregnet i stadium I, hvor Naviers uttrykk er benyttet.

$$\sigma = \frac{N}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{I_t} z$$

8.2 Spenningsberegninger i stadium I

Istedenfor å beregne en middels E-modul som tar hensyn til både langtid- og korttidslaster er det valgt å benytte seg av én E-modul for langtid og én E-modul for korttid. Dermed beregnes spenningene ved å dividere momentene fra langtidslaster og det transformerte langtidstygdepunktet med et langtidstregghetsmoment. Det samme gjøres for korttidslaster med tyngdepunkt og treghetsmoment for korttid. Dette gir følgende uttrykk for spenningene:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_{Ed.L}}{I_{z.L}} z_{t.L} + \frac{M_{Ed.k}}{I_{z.k}} z_{t.k}$$

hvor

$M_{Ed.L}$ = Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand fra langtidslaster

$M_{Ed.k}$ = Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand fra korttidslaster

$A_{t.L}$ = Areal av transformert tverrsnitt med langtids E-modul

$I_{z.L}$ = Transformert treghetsmoment med langtids E-modul

$I_{z.k}$ = Transformert treghetsmoment med korttids E-modul

$z_{t.L}$ = Transformert tyngdepunkt med langtids E-modul

$z_{t.k}$ = Transformert tyngdepunkt med korttids E-modul

For å finne spenningene som opptrer i spenn- og slakkarmeringen, finnes betongtøyningene ved armeringens plassering som multipliseres med stålets E-modul. Uttrykkene under viser hvordan det er gjort for å finne tap av spennkraften i overkant spennarmering som følge av bruas belastning og kryp.

$$\sigma_{c.p.kryp.ok} = \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_{Ed.L}}{I_{z.L}} (z_{t.L} - h_{p.ok}) + \frac{M_{Ed.k}}{I_{z.k}} (z_{t.k} - h_{p.ok})$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.L} = \frac{\sigma_{c.p.kryp.ok}}{E_{c.eff.bjelke}} * E_p$$

I uttrykket er

$\sigma_{c.p.kryp.ok}$ = Betongspenningen ved spennarmeringens plassering

$h_{p.ok}$ = Avstand fra underkant bjelke til overkant spennarmering

$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.L}$ = Spenningsendring (tap) i spennarmeringen fra både bruas belastning og kryp

$E_{c.eff.bjelke}$ = Betongens effektive E-modul i bjelken redusert for kryp

E_p = Spennstålets E-modul

Overskrider spenningene i betongen betongens strekkfasthet f_{ctm} skal tverrsnittet antas opprisset, og må da beregnes i stadium II.

Det er gjort spenningsberegninger i stadium 1 over opplegg, ved opplegg og i midtfelt for både 1 og 100 år, hvor vedlegg 16 og 18 viser detaljerte beregninger for henholdsvis ved og over opplegg. Resultatene fra spenningsberegningene er vist i tabellene under.

Spenninger over opplegg Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	5,1 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	27 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Underkant betong	Karakteristisk	-5,2 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-3,7 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 8.1 Spenninger over opplegg Stadium 1

Spenninger ved opplegg Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	3,9 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	-43,7 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-148 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-399 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-21,7 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-18,7 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 8.2 Spenninger ved opplegg Stadium 1

Spenninger i midtfelt Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	-10,4 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Overkant betong	Tilnærmet permanent	-7,4 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	-186,6 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-286,3 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-178,5 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-0,9MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa

Tabell 8.3 Spenninger i midtfelt Stadium 1

8.3 Spenningsberegninger i stadium II

Spenningsberegninger for opprisset betong er annerledes enn ved uopprisset betong. Samme antakelser om Navier/Bernoullis hypotese og lineære spenninger i betong og stål gjelder. Derimot antas det for opprisset tverrsnitt at betongen ikke har strekkfasthet.

I *Betongkonstruksjoner* av Sørensen (2010) er det presentert beregningsmetoder i stadium II for slakkarmert betong uten aksialkrefter og for spennarmert betong. Beregningsmetodene baseres på aksial- og momentlikevekt fra indre og ytre krefter, hvor det finnes et uttrykk for spenningsene i betongen fra aksiallikevekt og et uttrykk fra momentlikevekt. I denne oppgaven er Sørensen (2010) sine metoder benyttet over opplegg og ved opplegg, ettersom det er i disse punktene det risser opp.

8.3.1 Beregninger i stadium II uten aksialkrefter.

Over opplegget vil det risse opp som følge av store spenninger. Ettersom det ikke er spennarmering i dette området vil det ikke opptre moment fra spennarmeringen og tvangskrefter. Derfor er det heller ikke aksialkrefter som virker over opplegget, og tøyningene blir da som vist på figur 5.2 i Sørensen, som fører til at aksiallikevekt gir følgende uttrykk:

$$T_c - S = 0$$
$$\frac{1}{2} E_c \varepsilon_c \alpha d b - E_s \varepsilon_s A_s = 0$$

Ved å uttrykke tøyningen i stålet ved trykktøyningen i betongen kan uttrykket over forkortes.

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \varepsilon_c$$
$$\frac{1}{2} \alpha^2 - \frac{E_s}{E_c} (1 - \alpha) \frac{A_s}{bd} = 0$$

Videre defineres faktorer for materialstivhetsforhold og armeringsforhold.

$$\eta_s = \frac{E_s}{E_{c,eff,dekke}} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

Trykksonefaktoren α , kan da finnes ved å gjøre om over og sette inn faktorene for materialstivhet- og armeringsforhold.

$$\alpha = \sqrt{(\eta_s \rho)^2 + 2\eta_s \rho} - \eta_s \rho$$

Videre benyttes et uttrykk for treghetsmomentet i stadium II fra *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2010), som er utledet fra uttrykk om krumning.

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_c} = \frac{\varepsilon_c}{\alpha d}$$

Sørensen (2010) gir da følgende uttrykk for treghetsmomentet i stadium II

$$I_c = \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b d^3$$

Over opplegget er det en massiv betongkloss med firkantet tverrsnitt som virker. Ved å sette inn bredden på 1 313 mm og avstanden fra trykkranden til strekkarmeringen i brudekket, $d=1\ 358$ mm, i uttrykket for trykksonefaktoren, blir trykksonefaktoren og trykksonehøyden.

$$\alpha = 0,27 \quad \alpha d = 361 \text{ mm}$$

Det fører til at treghetsmomentet over opplegget blir følgende

$$I_c = 105,7 * 10^9 \text{ mm}^2$$

Spenningsbergningene utføres som ved stadium I, men benytter treghetsmomentet for stadium II. Resultatene er vises i tabell 8.4

Spenninger over opplegg Stadium II	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Slakkarmering	Karakteristisk	193 MPa	$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
Underkant betong	Karakteristisk	-13,9 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0 \text{ MPa}$
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-19,4 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3 \text{ MPa}$

Tabell 8.4 Spenninger over opplegg stadium 2

8.3.2 Beregninger i stadium II med aksialkrefter

Ettersom spenningene ved opplegg i tabell 8.2 overstiger strekkfastheten må det gjøres beregninger i stadium II. Beregningene i stadium II med aksialkrefter kombinerer moment- og aksiallikevekt. Under er det gjennomgått hvordan spenningsberegninger i stadium II er gjort for kreftene som opptrer ved opplegg. Detaljerte beregninger er gjort i vedlegg 17.

8.3.2.1 Spenning uttrykt fra aksiallikevekt

Det første som gjøres er å anta en trykksonehøyde.

$$\alpha = 0,772 \quad \alpha d = 1\,052 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden havner i bjelkeflensen som vist på figur 8.1. Det fører til at uttrykket for aksiallikevekt blir som følgende:

$$N = T_c + T_{p,uk} - S_{p,ok} - S_s$$

Kraften i betongen består da av spenninger og det effektive betongarealet hvor det er trykk. Dermed blir trykkraften i betongen uttrykt slik.

$$T_c = \frac{1}{2} \sigma_c A_{c,eff} = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c A_{c,eff}$$

Det effektive betongarealet $A_{c,eff}$ er arealet innenfor trykksonen vist på figur 8.1, og beregnes av følgende uttrykk:

$$A_{c,eff} = A_{c,bjelke} - b_1 (h_{bjelke} - \alpha d) = 2,67 * 10^5 \text{ mm}^2$$

Hvor nummerering av bredder og høyder refereres til figur 7.2

Videre defineres kreftene i spenn- og slakkarmeringen, ved tøyninger, E-modul og areal

$$T_{p,uk} = (E_p - E_c) \Delta \varepsilon_{p,uk} A_{p,uk} \quad S_{p,ok} = E_p A_{p,ok} \Delta \varepsilon_{p,ok} \quad S_s = E_s \varepsilon_s A_s$$

hvor

$(E_p - E_c)$ tar hensyn til at spennarmeringen ligger innenfor det effektive betongarealet.

Det velges å uttrykkes tøyningene i spenn- og slakkarmeringen ved tøyningen til betongen.

$$\Delta\varepsilon_{p,uk} = \frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d} \varepsilon_c = x_1 \varepsilon_c \quad \Delta\varepsilon_{p,ok} = \frac{h_{p,ok} - \alpha d}{\alpha d} \varepsilon_c = x_2 \varepsilon_c$$

$$\Delta\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c = x_3 \varepsilon_c$$

Ved å sette inn materialenes areal, E-modul og uttrykkene for tøyning i t 8.8 blir uttrykket slik

$$N = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c A_{c,eff} + (E_p - E_c) \left(\frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d} \right) \varepsilon_c A_{p,uk} - E_p \left(\frac{h_{p,ok} - \alpha d}{\alpha d} \right) \varepsilon_c A_{p,ok} - E_s \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \varepsilon_c A_s$$

Det er ønskelig å omformulere uttrykket over slik at det dannes et uttrykk for betongspenningen. Dermed divideres aksialkraften på betongspenningen.

$$\frac{N}{E_c \varepsilon_c} = \frac{1}{2} + \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \left(\frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d} \right) \frac{A_{p,uk}}{A_{c,eff}} - \frac{E_p}{E_c} \left(\frac{h_{p,ok} - \alpha d}{\alpha d} \right) \frac{A_{p,ok}}{A_{c,eff}} - \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Det innføres faktorer for materialstivhets- og armeringsforholdet.

$$\eta_s = \frac{E_s}{E_{c,eff,bjelke}} \quad \eta_p = \frac{E_p}{E_{c,eff,bjelke}}$$

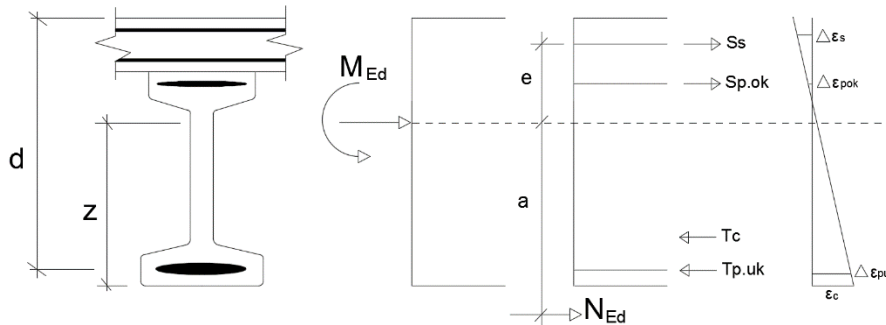
$$\rho_s = \frac{A_{s,ok}}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,ok} = \frac{A_{p,ok}}{A_{c,eff}} \quad \rho_{p,uk} = \frac{A_{p,uk}}{A_{c,eff}}$$

Ved å sette inn faktorene over kan betongspenningen i underkant av samvirkebjelken utledet fra aksiallikevekt uttrykkes følgende

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{A_{c,eff}} * \frac{1}{\frac{1}{2} + (\eta_p - 1) \left(\frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d} \right) \rho_{p,uk} - \eta_p \left(\frac{h_{p,ok} - \alpha d}{\alpha d} \right) \rho_{p,ok} - \eta_s \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \rho_s}$$

8.3.2.2 Spenning uttrykt fra momentlikevekt

Betongspenningen i underkant av samvirkebjelken kan også utledes fra momentlikevekt. Aksialkraften settes til å virke i samvirkebjelkens tyngdepunkt. Momentlikevekten finnes om strekkarmeringens tyngdepunkt, hvor den indre momentarmen til aksialkraften e blir som figur 8.1 viser.



Figur 8.1 Tøyninger i stadium 2 ved opplegg

Det totale momentet som virker i tyngdepunktet kan uttrykkes med avstanden a på figuren.

$$a = \frac{M}{N}$$

Momentet om slakkarmeringen kan dermed uttrykkes slik

$$M = Ne + M = N(e + a) = T_c z_c + T_{p,uk} z_{p,uk} - S_{p,ok} z_{p,ok}$$

Kreftenes momentarmer blir som følgende

$$z_c = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \quad z_{p,uk} = d - h_{p,uk} \quad z_{p,ok} = d - h_{p,ok}$$

Det ønskes også ved momentlikevekt å danne et uttrykk for betongspenningen. Ved å omformulere uttrykk 8.10 kan betongspenningene i underkant av samvirkebjelken uttrykkes slik.

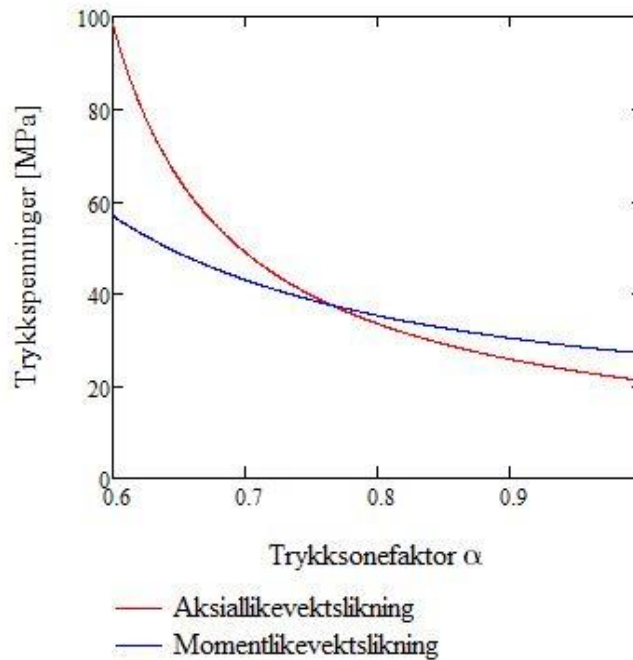
$$\sigma_{cM} = \frac{N(e + a)}{A_{c,eff}} * \frac{1}{\frac{1}{2} z_c + (\eta_p - 1) \left(\frac{\alpha d - h_{p,uk}}{\alpha d}\right) \rho_{p,uk} * z_{p,uk} - \eta_p \left(\frac{h_{p,ok} - \alpha d}{\alpha d}\right) \rho_{p,ok} z_{p,ok}}$$

Aksialkraften som benyttes i spenningsuttrykkene er oppspenningskraften etter avkapping redusert for tap fra svinn og relaksasjon.

$$N_{Ed} = P_0 - N_{svinn} - N_{rel}$$

For utregning av avstanden a summeres dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand før tap med momentet fra svinn og relaksasjon.

Ved å variere trykksonefaktorer α i spenningsuttrykkene fra aksial- og momentlikevekt kan spenningene uttrykkes i et diagram. Skjæringspunktet mellom kurvene vil gi riktig trykksonefaktor. Betongspenningen i overkant brudekke kan da finnes av spenningsuttrykkene eller leses ut fra figur 8.2



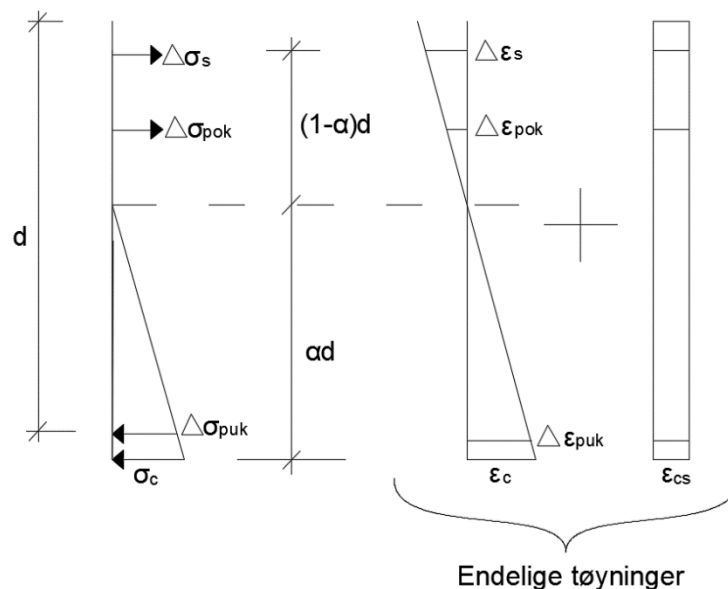
Figur 8.2: Spenninger i overkant betong ved forskjellige trykksonehøyder fra aksial- og momentlikevektsberegninger

Når betongspenningen i overkant brudekke er funnet kan spenningene i slakk- og spennarmeringen bestemmes.

8.3.2.3 Beregning av spenninger i betong, slakk- og spennarmeringen.

Når trykksonehøyden er funnet kan spenningene i betongen, slakk- og spennarmering finnes, og kontrolleres etter EK 2 pkt. 7.2(2)

Figuren under viser opptredende spenninger og tøyninger i stadium II.



Figur 8.3 Spenninger og tøyninger i stadium 2 ved opplegg

Opptredende spenninger i spenn- og slakkarmeringen beregnes ved å multiplisere summen av tøyningene fra svinn og belastningene, med spenn- og slakkarmeringens E-modul. Når spenningsuttrykkene fra aksial- og momentlikevekt er lik hverandre, kan spenningene i overkant brudekke beregnes.

$$\sigma_c = \sigma_{cA} = \sigma_{cM}$$

Betongtøyningen i overkant fra belastningen av samvirketverrsnittet bestemmes av uttrykket under.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{cA}}{E_{c,eff,bjelke}}$$

Tøyningene i slakk- og spennarmeringen fra betongtøyningene finnes fra tøyninguttrykkene definert tidligere. De summeres med svinntøyningene i betongen funnet ved svinnberegninger

og multipliseres med stålets E-modul som gir den endelige spenningsendringen i slakk- og spennarmeringen.

$$\Delta\sigma_s = (\Delta\varepsilon_s - \varepsilon_{c,svinn})E_s$$

$$\Delta\sigma_{p,ok} = (\Delta\varepsilon_{p,ok} - \varepsilon_{c,svinn})E_p \quad \Delta\sigma_{p,uk} = (\Delta\varepsilon_{p,uk} - \varepsilon_{c,svinn})E_p$$

Trykkspenningene i betongen og strekkspenningene i slakk- og spennarmeringen kan da kontrolleres for kravene i EK 2 pkt. 7.2.

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \Delta\sigma_s < 0,8f_{yk} \quad (\sigma_p + \Delta\sigma_p) < 0,75f_{pk}$$

Spenninger ved opplegg Stadium II	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Slakkarmering	Karakteristisk	49 MPa	$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-82 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-535 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-36,3 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0 \text{ MPa}$
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-33,2 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3 \text{ MPa}$

Tabell 8.5 Spenninger ved opplegg Stadium II

8.4 Rissviddebegrensning

Med hensyn til utseende og bestandighet er det nødvendig å begrense opprissing. I EK 2, under kapittel 7.3 er det metoder for rissviddebegrensning ved uten direkte beregning og ved direkte beregning. I EK 2 pkt. 7.3.3 fremstilles det en metode for å bestemme rissviddebegrensningen uten direkte beregning ved å benytte seg av tabeller som bestemmer største stangdiameter og største senteravstand. Eurokoden beskriver også en måte å begrense risvidden på ved direkte beregning i EK 2 pkt. 7.3.4. Det er denne metoden som er benyttet i oppgaven og presentert under.

Ettersom brua får opprissing over og ved opplegg, er det i disse områdene beregnet begrensning av rissvidde. Som tidligere er metoden lik for forskjellige områder som betraktes, men med andre verdier. Under vises rissviddeberegningene over opplegg, men detaljert beregning er gjort i vedlegg 19.

8.4.1 Direkte beregning av rissvidde

Uttrykket for beregning av rissvidde i EK 2 pkt. 7.3.4(1) er

$$w_k = s_{r,max} * \Delta\varepsilon_m$$

hvor

$s_{r,max}$ er største rissavstand

$\Delta\varepsilon_m$ er differansen mellom midlere tøyning i armeringen og betongen mellom riss

Den største rissavstanden bestemmes av EK 2 pkt. 7.3.4(3) eller 7.3.4(4). Hvis senteravstanden mellom armeringen er lavere enn angitt under, gjelder pkt. 7.3.4(3).

$$\text{senteravtand} \leq 5 \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

hvor

c er overdekningen.

Med en overdekning på (75+12) mm, og en stangdiameter på 20 mm blir kravet til senteravstand over og ved opplegg 485 mm. Det vil i alle tilfeller i denne oppgaven benyttes lavere senteravstand enn dette. Dermed vil pkt. 7.3.4(3) være gjeldende, og gi følgende uttrykk for den største rissavstanden

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

hvor

$k_1 = 1,6$ for spennkabler

$k_2 = 0,5$ for bøyning

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

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

\emptyset er diameteren av armeringen i som ligger i strekksonen

$\rho_{p,eff}$ er forholdet mellom armering innenfor strekksonen og betongens areal i strekksonen. Etersom brudekket risser opp i lengderetning, og det ikke er spennarmering over opplegg, blir armeringsforholdet kun i mellom slakkarmering og betongareal i strekksonen. Ved opplegg viser stadium II beregninger at strekksonen vil være over overkant spennarmeringen.

For å kunne bestemme effektivt betongareal i strekksonen gir EK 2 pkt. 7.3.2(3) og pkt. NA. 7.3.4(3) krav til effektiv høyde. Samlet sett gir punktene kravet under, som gir følgende effektiv høyde over opplegg for trykksonefaktoren $\alpha = 0,27$ fra spenningsberegningene i stadium II i kapitlet 8.1.2.1

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5(h - d), \frac{h - \alpha d}{3}, \frac{h}{2}\right) = 344 \text{ mm} \geq h - d + 1,5\emptyset$$

Når effektiv høyde er funnet kan effektivt betongareal bestemmes som gir armeringsforholdet

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,012$$

Etter at armeringsforholdet er bestemt kan den største rissavstanden fastsettes

$$s_{r,max} = 854 \text{ mm}$$

Det neste som må avgjøres før rissvidden kan bestemmes er differansen mellom midlere tøyning i armeringen og midlere tøyning i betongen mellom riss.

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

$$\Delta\varepsilon_m = 4,635 * 10^{-4}$$

hvor

$\sigma_s = 154,5 \text{ MPa}$, er spenningen i strekkarmeringen fra stadium II beregninger

$k_t = 0,4$ for langvarig belastning

$f_{ct,eff} = f_{ctm,dekke} = 3,8 \text{ MPa}$, er strekkfastheten på tidspunktet hvor det antas opprissing. Antar opprissing etter 28 dager, derfor benyttes middell strekkfastheten etter 28 døgn.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Risvidden beregnes ved å multiplisere rissavstanden med tøyingsdifferansen, som blir

$$w_k = 854 \text{ mm} * 4,635 * 10^{-4} = 0,396 \text{ mm}$$

Eurokode 2 gir grenser for maksimale risvidder i tabell N.A 7.1N, som for over opplegget blir

$$w_{max} = 0,30k_c = 0,375 \text{ mm} \quad \text{for tilnærmet permanente laster}$$

hvor

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 1,25 \leq 1,3$$

Kravene i tabell N.A 7.1N setter grensen for tillatte risvidder for lastkombinasjonene ofte forekommende. Kravet for lastkombinasjonen ofte forekommende er

$$w_{max} = 0,20k_c = 0,25 \text{ mm}$$

Tabell 8.6 viser at over opplegget vil ikke kravet til maksimal risvidde opprettholdes. Derimot vil det ved opplegg risse opp innenfor kravet. Over opplegget må det derfor settes i gang tiltak for å begrense risvidden slik at det ikke overstiger tillatte risvidder. Tiltakene diskuteres i kapittel 9.

Rissvidder	α	d	$S_{r,max}$	$\Delta\varepsilon_m$	w_k	w_{max}
Over opplegg	0,265	1363 mm	854 mm	$4,635 \cdot 10^{-4}$	0,396 mm	0,375 mm
Ved opplegg	0,772	1363 mm	569 mm	$1,311 \cdot 10^{-4}$	0,075 mm	0,25 mm

Tabell 8.6 Rissvidder

8.4.2 Rissviddebegrensing i brudekke

I kapittel 2 fastsettes eksponeringsklassen til XD1, som tabell 7.1N i EK 2 gir en tillatt rissvidde $w_{max} = 0,3$ mm, ved tilnærmet permanente laster. Det ble gjort en forenklet rissviddekontroll etter EK 2 pkt. 7.3.3(2) som baserer seg på armeringsspenning.

Dekke	$A_{s,A1}$	$A_{s,A2}$	$A_{s,B1}$	$A_{s,B2}$
Armerings mengde	1 405 mm ²	1 314 mm ²	604 mm ²	1 028 mm ²

Tabell 8.7 nødvendig armering i dekke

Armeringsspenningen i dekketverrsnittet kan beregnes etter uttrykket.

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s = \varepsilon_s \frac{M(1 - \alpha)d}{EI} = 164 \text{ MPa}$$

Betongens midlere E-modul som benyttes i beregningene på 37944 MPa i vedlegg 15. Brudekkets treghetsmoment i opprisset tilstand blir beregnet etter uttrykket

$$I_c = 0,5 * \alpha^2 * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) * h_p * d^3 = 3,477 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Trykksonefaktoren, α , er beregnet etter uttrykket for trykksonefaktor gitt under delkapittel beregninger i stadium II uten aksialkrefter. Armeringsmengden i A1 kontrolleres om det tilfredsstillende risskravet. Ved å velge å armeringsjern på 20 mm og en senteravstanden på 210 mm, gir det en stivhet på $1,322 \cdot 10^4$ kNm². Armeringsspenningen i stålet, σ_s , blir da på 164 MPa. Det kontrolleres mot tillatt spenning i tabell 7.2N og 7.3N, hvor det kommer frem at det holder. Dermed er det ikke nødvendig å øke armeringen for å tilfredsstille risskravet. Denne prosessen gjentas for de andre snittene med armeringsmengden fra tabell 8.7 samt opptredene momenter i bruksgrense. Armeringsspenningen er innenfor tillatt spenning og risskravet er dermed tilfredsstillende.

8.5 Nedbøyningsbegrensning

I Eurokode 2 pkt. 7.4.1(1)P angis det at

Deformasjon av en konstruksjonsdel eller konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte»

Videre angis det i pkt. 7.4.1(5) at for nedbøyning etter ferdig bygging er grenseverdien for lastkombinasjonen tilnærmet permanente laster følgende:

$$\delta < \frac{L}{500}$$

For ugunstig lastkombinasjon angis det i pkt. 7.4.1(4) følgende krav ved ferdigstilling.

$$\delta < \frac{L}{250}$$

Brudelen av Eurokode 2 beskriver at disse kravene ikke gjelder. Derimot gis det i Håndbok N400 pkt. 3.6.1 følgende krav til deformasjon for karakteristisk trafikklaster når den virker alene.

$$\delta < \frac{L}{350} = 71 \text{ mm}$$

Videre gir HB N400 krav om at nedbøyning ved lastkombinasjon tilnærmet permanente laster skal kompenseres med overhøyde. Opprettede tidsavhengige effekter skal inkluderes.

Ettersom det statiske systemet vil, for betongelementbruer være en kombinasjon mellom et kontinuerlig og fritt opplagt system, kan ikke vanlig kjente nedbøyningsformler benyttes. Dermed velges det å gjøre en tilnærmelse. Som beskrevet under kapittel 3 Laster, virker 39,1 % av bjelkens egenlast, og 48,1 % av brudekkets egenlast etter 100 år på et kontinuerlig system. De resterende 60,9 % for bjelken og 51,9 % for brudekke virker da over et fritt opplagt system. Dermed velges det å benytte disse tallene ved beregning av nedbøyning fra egenlasten. I tillegg velges det ved beregning av nedbøyning fra de resterende lastene at 60,9 % virker på et fritt opplagt system som en tilnærmelse. Stivhetene som benyttes er for perioden de virker. Dette gir følgende nedbøyning fra karakteristisk trafikklaster:

$$\delta_{Trafikk} = -0,609 \frac{5q_{trafikk}L^4}{384 EI_k} - 0,609 \frac{Q_{boggie}L^3}{48 EI_k}$$
$$\delta_{Trafikk} = -0,609 \frac{5 * 7,4 \frac{kN}{m} * (25m)^4}{384 * 7,344 * 10^{15} Nmm^2} - 0,609 \frac{300 kN * (25m)^3}{48 * 7,344 * 10^{15} Nmm^2} = -11mm$$

Uttrykket over viser at nedbøyningen fra trafikken overholder kravet i HB N400.

For å finne totale deformasjoner etter 100 år må deformasjonene for de forskjellige lastene finnes over perioden de virker. I kapittel 3 Laster forklares det at deformasjonen fra oppspenningen antas å være lik i tidsperioden mellom 28 dager og 100 år som følge av tvangsmomentet som oppstår når det dannes samvirke. Dermed beregnes deformasjonen fra

spennkraften med bjelkestivhet og redusert spennkraft etter 28 dager. Bjelkens deformasjon etter 28 dager blir dermed som følgende:

$$\delta_{bjelke,3,28} = \frac{M_p L^2}{8EI_{bjelke,3,28}} - \frac{5g_{bjelke} L^4}{384 EI_{bjelke,3,28}} = 47 \text{ mm}$$

Videre vil som nevnt 60,9 % av bjelkens egenlasten og 51,9 % av brudekkets egenlast virke som et fritt opplagt system etter 28 dager. I tillegg antas det at 60,9 % av egenlasten fra slitelag, kantdrager og rekkverk virker som et fritt opplagt system. Dermed blir deformasjonene fra egenlasten følgende etter 100 år.

$$\delta_{Egenlast} = \frac{5(-0,609g_{bjelke} - 0,519g_{dekke} - 0,609g_2)L^4}{384 EI_{samvirke,28,36500}} = -33 \text{ mm}$$

Total deformasjon ved tilnærmet permanente laster kan da finnes. Ettersom trafikklasten halveres ved denne lastkombinasjonen blir deformasjonene fra trafikklasten halvert. Dermed blir deformasjonen etter 100 år for lastkombinasjon tilnærmet permanente laster følgende:

$$\delta = \delta_{bjelke} + \delta_{Egenlast} + 0,5\delta_{Trafikk} = 8 \text{ mm}$$

Uttrykket viser at det blir en «oppbøyning» av brua på 8 mm etter 100 år.

9 Resultater

Resultatene av beregningene gjort i oppgaven presenteres i dette kapitlet. Hvor stor grad av kapasiteten som utnyttes vil også vises. Resultatene vil bli diskutert i neste kapittel.

9.1 Eksponeringsklasse og overdekningskrav

Eksponeringsklasse og overdekningskravene er beregnet etter EK 2 og HB N400. Det er komme frem til følgende overdekningskrav for bjelkene og brudekke.

Eksponeringsklasse og overdekningskrav.	Bjelker	Overside brudekke	Underside brudekke
Eksponeringsklasse	XC3	XD1	XC3
Overdekningskrav	75 mm	75 mm	65mm

Tabell 9.1 Overdekningskrav

9.2 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand er det utført kapasitetsberegninger for kombinert aksial- og momentkraft, moment og skjær.

9.2.1 Momentkapasitet i lengderetning

9.2.1.1 Over opplegg

Momentkapasiteten ble beregnet for ren bøyning over opplegg, hvor dimensjonerende moment over opplegg opptrer etter ett år.

Moment	M_{Rd}	$M_{Ed,red}$	Utnyttelsesgrad	Slakkarmering
Over opplegg	3 166 kNm	3 003 kNm	95,2 %	5 498 mm ²

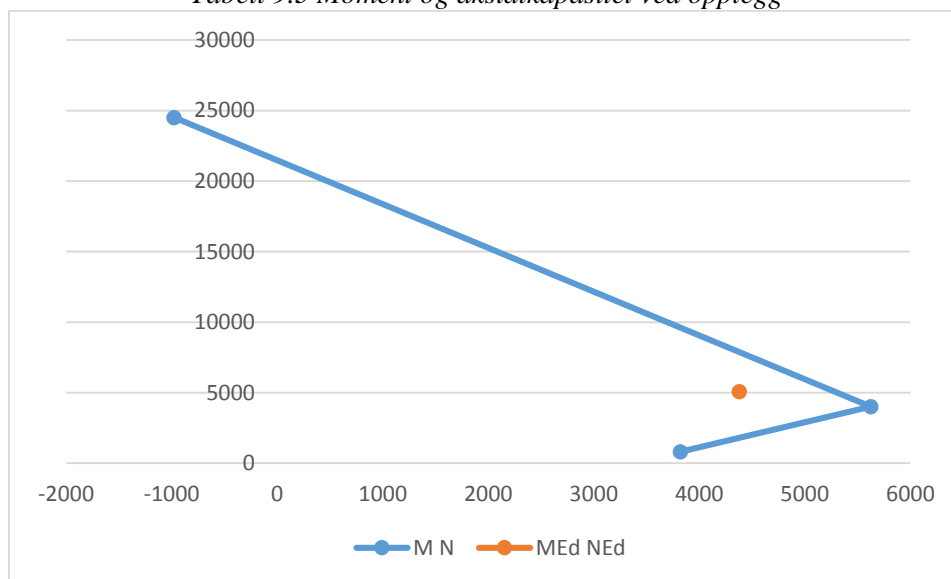
Tabell 9.2 Utnyttelsesgrad av momentet over opplegg

9.2.1.2 Ved opplegg og i felt

Kombinert moment- og aksialkapasitet ble beregnet ved opplegg og i midtfelt, hvor det blir kontrollert i et M/N-diagram. Dimensjonerende moment ved opplegg og midtfelt opptrer henholdsvis etter ett og hundre år.

Kombinert moment- og aksialkapasitet ved opplegg	M	N	Areal spennarmering	Areal slakkarmering
Tøyningstilfelle 1	-987 kNm	24 500 kN	4 480 mm ²	5 450 mm ²
Tøyningstilfelle 2	5 641 kNm	4 024 kN	4 480 mm ²	5 450 mm ²
Tøyningstilfelle 3	3 845 kNm	824 kN	4 480 mm ²	5 450 mm ²
Dimensjonerende krefter	4 382 kNm	5 061 kN		

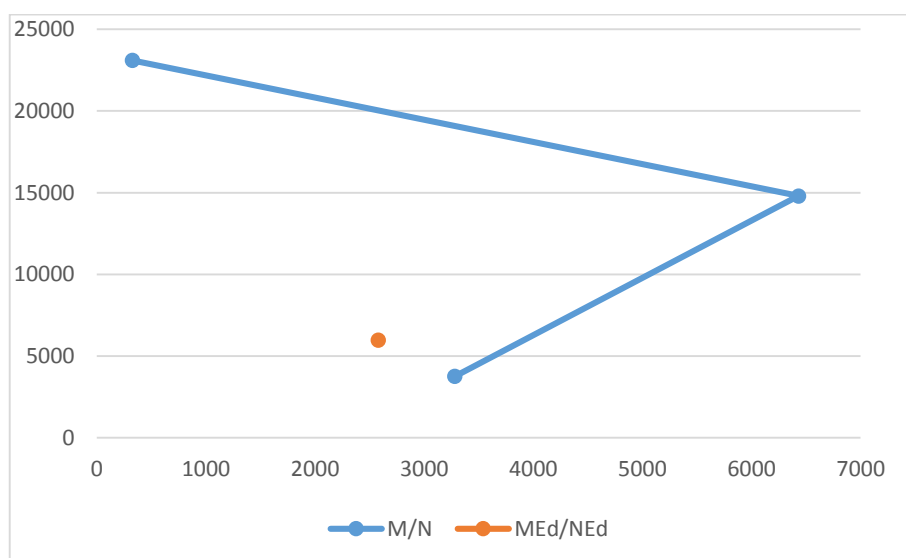
Tabell 9.3 Moment og aksialkapasitet ved opplegg



Figur 9.1 M/N - diagram for samvirkebjelken ved opplegg etter 1 år

Kombinert moment- og aksialkapasitet i midtfelt	M	N	Areal spennarmering	Areal slakkarmering
Tøyningstilfelle 1	327 kNm	23 093 kN	4 480 mm ²	1 979 mm ²
Tøyningstilfelle 2	6 433 kNm	14 801 kN	4 480 mm ²	1 979 mm ²
Tøyningstilfelle 3	3 289 kNm	3 793 kN	4 480 mm ²	1 979 mm ²
Dimensjonerende krefter	2 577 kNm	5 927 kN		

Tabell 9.4 Moment og aksialkapasitet i midtfelt



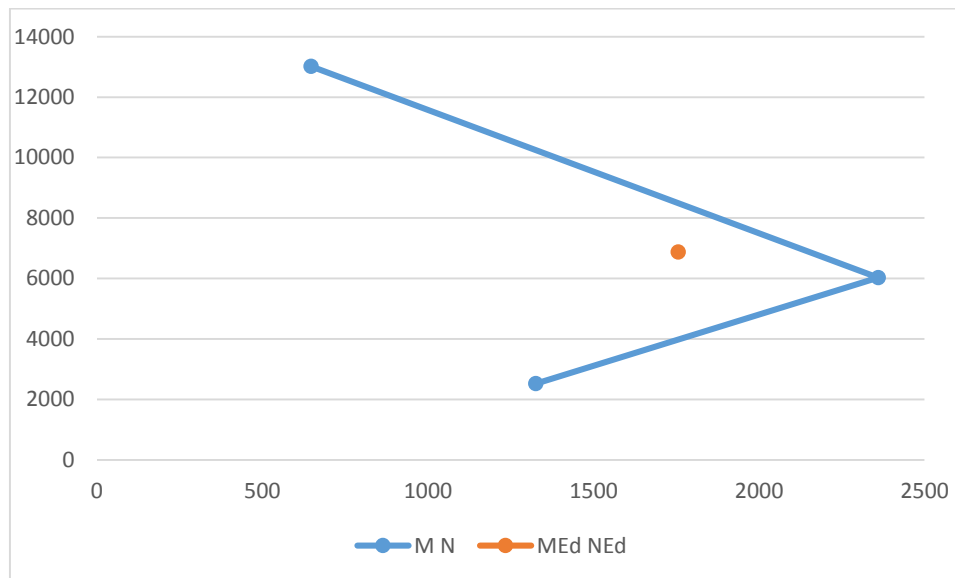
Figur 9.2: M/N – diagram for samvirkebjelken etter 100 år

9.2.1.3 Oppspenningstilstand

Kombinert moment- og aksialkapasitet i oppspenningstilstanden er beregnet

Kombinert moment- og aksialkapasitet i oppspenningstilstand	M	N	Areal spennarmering
Tøyningstilfelle 1	647 kNm	13 019 kN	4480 mm ²
Tøyningstilfelle 2	2 360 kNm	6 028 kN	4480 mm ²
Tøyningstilfelle 3	1 326 kNm	2 527 kN	4480 mm ²
Dimensjonerende krefter	1 756 kNm	6 875 kN	

Tabell 9.5 Moment og aksialkapasitet i oppspenningstilstand



Figur 9.5 M/N diagram for oppspenningstilstanden

9.2.2 Momentkapasitet i tverretning

Momentkapasiteten i brudekket er funnet ved ren bøyning i tverretning ved opplegg og i midtfelt. Det er valgt å dimensjonere tverrsnittet etter dimensjonerende moment for et underarmert tverrsnitt, se figurer 6.11 og 6.12 for plassering av momenter.

Moment	M_{Ed}	Slakkarmering
Snitt A ₁	128 kNm	1 404 mm ²
Snitt A ₂	115 kNm	1 318 mm ²
Snitt B ₁	57 kNm	602 mm ²
Snitt B ₂	91 kNm	1 028 mm ²

Tabell 9.6 Moment og armeringsmengden i dekket

9.2.3 Skjærkapasitet i lengderetning

Det ble funnet at det er nødvendig å skjærarmere, dermed er kun skjærkapasiteten med armeringen presentert.

Skjærstrekkkapasitet	$V_{Ed,d}$	Skjærarmering
Skjærstrekk	894 kN	140 mm ²

Tabell 9.7 Skjærkapasitet i lengderetning

Skjærtrykkkapasitet	V_{Rd}	$V_{Ed,c}$	Skjærarmering
Skjærtrykk	1 257 kN	1 017 kN	140 mm ²

Tabell 9.8 Skjærtrykkkapasitet i lengderetning

9.2.4 Skjærkapasitet i tverretning

Det ble funnet at skjærstrekkkapasiteten til dekket ikke var tilstrekkelig.

Skjærstrekkkapasitet	$V_{Rd,c}$	V_{Ed}	Slakkarmering
Dekke	154 kN	220 kN	1405 mm ²

Tabell 9.9 Skjærstrekkkapasitet dekke

Skjærtrykkkapasitet	$V_{Rd,cc}$	V_{Ed}	Slakkarmering
Dekke	1 262 kN	220 kN	1405 mm ²

Tabell 9.10 Skjærtrykkkapasitet dekke

9.2.5 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand er det utført følgende tre kontroller: spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning.

9.2.6 Spenningsbegrensning

9.2.6.1 Over opplegg

Over opplegg virker som nevnt ikke aksialkrefter, som fører til at det blir relativt store strekkspenningene. Strekkspenningene beregnet i stadium I overstiger strekkapasiteten, dermed er spenningene også beregnet i stadium II.

Spenninger over opplegg Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	5,1 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	27 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Underkant betong	Karakteristisk	-5,2 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-3,7 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 9.11 Spenninger over opplegg Stadium I

Spenninger over opplegg Stadium II	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Slakkarmering	Karakteristisk	193 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Underkant betong	Karakteristisk	-13,9 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-19,4 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 9.12 Spenninger over opplegg Stadium II

9.2.6.2 Ved opplegg

I stadium I beregningene overstiges strekkapasiteten i overkant samvirkebjelke minimalt. Dermed gjøres det også beregninger i stadium II.

Spenninger ved opplegg Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	3,9 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	-43,7 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-148 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-399 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-21,7 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-18,7 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 9.13 Spenninger ved opplegg Stadium I

Spenninger ved opplegg Stadium II	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Slakkarmering	Karakteristisk	49 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-82 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-535 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-36,3 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-33,2 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 9.14 Spenninger ved opplegg Stadium II

9.2.6.3 I midtfelt

I midtfelt vil hele tverrsnittet være i trykk. Dermed gjøres det kun beregninger i stadium I.

Spenninger ved opplegg Stadium I	Lastkombinasjon	Opptredende spenninger	Krav
Overkant betong	Karakteristisk	-10,4 MPa	$f_{ctm} = 3,8$ MPa
Slakkarmering	Karakteristisk	-186,6 MPa	$0,8f_{yk} = 400$ MPa
Overkant spennarmering	Karakteristisk	-286,3 MPa	
Underkant spennarmering	Karakteristisk	-178,5 MPa	
Underkant betong	Karakteristisk	-0,9 MPa	$0,6f_{ck} = -27,0$ MPa
Underkant betong	Tilnærmet permanent	-4,9 MPa	$0,45f_{ck} = -20,3$ MPa

Tabell 9.15 Spenninger ved opplegg Stadium I

9.2.7 Rissviddebegrensning

Som spenningsresultatene over viser vil det risse opp over og ved opplegg i lengderetningen. Over opplegget vil det med armering med diameter på 20 mm overstige kravene til tillatt rissvidde.

Rissvidder	α	d	$S_{r,max}$	$\Delta\epsilon_m$	w_k	w_{max}
Over opplegg	0,265	1 363 mm	854 mm	$4,635 \cdot 10^{-4}$	0,396 mm	0,375 mm
Ved opplegg	0,772	1 363 mm	569 mm	$1,311 \cdot 10^{-4}$	0,075 mm	0,25 mm

Tabell 9.16 Rissvidder

Ved å øke overkant slakkarmering til 25 mm vil kravene til tillat rissvidde opprettholdes. Rissvidden blir da $w_k = 0,355$ mm som er innenfor kravene angitt i EK 2.

Rissviddebegrensning til brudekket ble kontrollert etter punkt 7.3.3 i EK 2. Det kommer da frem at brudekket tilfredstiller kravene til rissviddebegrensning uten direkte beregning.

9.2.8 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningen som opptrer ved karakteristisk trafiklast alene opprettholder kravet til HB N400.

$$\delta_{Trafikk} = |-11 \text{ mm}| < \frac{L}{350} = 71 \text{ mm} \quad \text{for karakteristisk trafiklast alene}$$

9.3 Kontroll av armeringsmengder

9.3.1 Brudekke

Armeringsmengden som er nødvendig for å få nok momentkapasitet per 950 mm er beregnet i kapittel 7.

	$M_{Ed,A1}$	$M_{Ed,A2}$	$M_{Ed,B1}$	$M_{Ed,B2}$	$V_{Ed,A-B}$
Last	128 KNm	115 KNm	57 KNm	91 KNm	219,92 KN
Armeringsmengde	1 405 mm ²	1 318 mm ²	602 mm ²	1 028 mm ²	

Tabell 9.17 Dimensjonerende laster og nødvendig skjærarmering for brudekke

I feltet velges det 20 mm armeringsjern, hvor antall jern som trengs for å oppnå nok kapasitet er

$$n = \frac{A_{s,A1}}{\emptyset_{20}} = 4,47$$

Maksimal senteravstand blir da

$$cc = \frac{950 \text{ mm}}{n} = 213 \text{ mm}$$

I HB N400 pkt 7.8.4.3 stilles det krav til at senteravstanden skal være maksimalt 200 mm. Dermed velges det i feltet ved både snitt A1 og A2 armeringsjern på 20 mm med en senteravstand på 200 mm. Samme beregningsmetode gjøres for de andre delsnittene.

	A1	A2	B1	B2
C/c dekke	\emptyset_{20} cc200	\emptyset_{20} cc200	\emptyset_{12} cc150	\emptyset_{16} cc150

Tabell 9.18 Valgt armering og cc i dekke

9.3.1.1 Kontroll av minimum og maksimum armerings mengder i brudekket

I EK 2 pkt. 9.2.1 (Standard, 2008c) stilles det krav til minimum og maksimum armeringsmengder.

Minimum armeringsmengde finnes av følgende uttrykk i EK 2 pkt. 9.2.1.1(1).

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

$$A_{s,min} = 413 \text{mm}^2 \geq 272 \text{mm}^2$$

Den minste tillatte armeringen i brudekket etter EK 2 er da 413 mm^2 per 950 mm . Dette er mindre en armeringsmengden beregnet tidligere, så kravet er dermed tilfredsstilt.

Kravet til største armeringsareal finnes i EK 2 pkt. 9.2.1.1(3).

$$A_{s,max} = 0,04A_c$$

$$A_{s,max} = 0,04 * 950 \text{mm} * 300 \text{mm} = 11\,400 \text{ mm}^2$$

Armeringen i brudekket er under dette kravet, og blir dermed tilfredsstilt.

9.3.2 Samvirkebjelke

Det blir kontrollert for maksimum og minimums armeringsmengder i samvirkebjelken på samme måte som for brudekke.

Maks, min armering	$A_{s,min,felt}$	$A_{s,max,felt}$	$A_{s,min,støtte}$	$A_{s,max,støtte}$
armeringsmengde	$1\,835 \text{mm}^2$	$29\,985 \text{mm}^2$	$3\,494 \text{mm}^2$	$71\,373 \text{mm}^2$

Tabell 9.19 Maks og minimum tillatt armeringsmengde for samvirkebjelke 1

Armeringsmengden som er benyttet ved kapasitetskontroll av samvirkebjelken ble tatt fra tegningsgrunnlaget av Ny Klemetsrud bru. Krav til rissbegrensning og momentkapasitet gjorde det nødvendig å øke armeringsmengden over og ved opplegg.

Armeringen i feltet som tegningsgrunnlaget gir er 12 mm armeringsjern med senteravstand på 150 mm i underkant og overkant brudekke. Over opplegget ble det valgt å beholde senteravstanden på 150 mm , med det ble nødvendig å øke armeringen til 20 mm i over og underkant brudekke.

	$A_{s,felt}$	$A_{s,støtte}$
Samvirkebjelke 1	1 979mm	5 498 mm ²

Tabell 9.20 Slakkarmeringsmengde i samvirkebjelke 1

Som tabell 9.19 og 9.20 viser tilfredsstillende samvirkebjelken kravene til maksimal og minimums armeringsmengde.

9.3.3 Maks og minimum senteravstand for skjærarmering

I EK 2 pkt. NA 9.2.2.(5) angis det at minste skjærarmeringsareal, $\rho_{w,min}$ skal ha form av bøyler. Arealet bestemmes av uttrykket

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

HB N400 pkt. 7.8.1 angir at det ikke skal benyttes armering med diameter mindre enn 12 mm. Dermed velges 12 mm skjærarmeringsbøyler, som gir senteravstand på 1 172 mm.

$$\frac{\emptyset_{12}}{\rho_{w,min}} = \frac{2 * 113}{0,1 * \frac{\sqrt{55}}{500} * 130} = 1 172 \text{ mm}$$

I EK 2 pkt. NA 9.2.2.(6) stilles det krav til største senteravstand mellom skjærarmeringsenhet $s_{l,max}$. Det bestemmes av følgende uttrykket

$$s_{l,max} = 0.6 * h' * (1 + \cot\alpha)$$

Der h' er avstanden mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer.

$$s_{l,max} = 0,6 * 1250\text{mm} = 750\text{mm}$$

Ved beregning av skjærkraftkapasitet kommer det frem til at ved en senteravstand på 150 mm er nødvendig skjærarmeringsareal på 140 mm². Armeringsarealet til 12 mm bøyler er 226 mm², som tilfredsstillende kravene over.

10 Diskusjon

I dette kapitlet diskuteres valg og forutsetninger som er gjort i oppgaven.

10.1 Forutsetninger

Forutsetningen om lineær tøyning i samvirkebjelken er essensielt for oppgaven. Det kan diskuteres om denne forutsetningen er en «god forutsetning».

Det vil i perioder for samvirkebjelken være større tøyninger i bjelken enn i brudekket, som vil hovedsakelig være tidlig i bruas levetid. Om tøyningene i brudekket etter ett år har «tatt igjen» tøyningene i bjelken, som forutsatt, vites ikke. Hvis dette ikke er tilfellet kunne det ført til krevende beregninger. Derimot etter hundre år har bjelken og brudekket vært såpass lenge i samvirke at det vil med stor sannsynlighet være lineære tøyninger fra underkant bjelke til overkant brudekke.

10.2 Eksponeringsklasse og overdekningskrav

Bjelke 1, som er bjelken det dimensjoneres for i oppgaven, er antakeligvis ikke godt nok beskyttet mot regn og saltsprut. Derfor burde bjelken vært i en strengere eksponeringsklasse, som ville ført til en økning av overdekningskravet. Likevel tilfredsstillers ikke bjelkene kravet til overdekning ved valgt eksponeringsklasse. Hadde kravene vært fulgt skulle tykkelsen av bjelkesteget vært økt. I tillegg måtte enten plasseringen av spennarmering i bjelkeflensene vært endret eller økt arealet av bjelkeflensen. Dette hadde ført til høyere stivhet og bedre kapasitet. Etersom det fremgår fra Spenncon sine nettsider (Spenncon, 2010) at MOT bjelkene er normert av Statens vegvesen, ble det tidlig antatt at kravene til overdekning ble overholdt. Det ble senere funnet at denne antakelsen ikke stemte, men det ble valgt å ikke endre tverrsnittet.

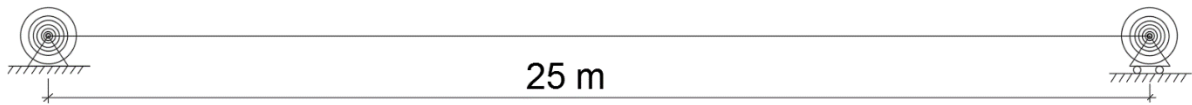
10.3 Modellering

I modellering ble det valgt å modellere med fjærstivheter som representerte stivheten av samvirkebjelken i feltet.

Bjelkestivhetene benyttet i beregning av fjærstivheter er med en langtids E-modul. I modelleringen er den samme fjærstivheten benyttet uavhengig av om det er korttid eller langtidslast. Ved å dele opp modellen i en modell for langtid og en for korttid ville antakeligvis gitt andre krefter.

Ved beregning av omlagring av momentene fra egenlasten ble det funnet at andelen av bjelkens og brudekkets egenlast som virker over et kontinuerlig system etter hundre år er på henholdsvis 39,1 % og 48,1 %. Lastene som benyttes i modelleringen virker senere enn ved påføring av brudekkets egenlast. Dermed ville disse lastene virket med en høyere andel av det kontinuerlige systemet. I stedet for å finne hvor stor denne andelen er ble det forenklet ved å benytte fjærstivheter for et kontinuerlig system. Dette er dog en ikke-konservativ antakelse, som fører til at modellen gir høyere støttemoment og lavere feltmoment enn hva det ville vært i realiteten.

En annen måte å modellere på i lengderetning kunne vært å modellere en fritt opplagt (samvirke)bjelke med rotasjonsstivheter over oppleggene, som figur 9.1 viser. Rotasjonsstivheten for ett og hundre år kunne vært beregnet, som da hadde tatt hensyn til omlagringen av momenter fra de forskjellige lastene.



Figur 10.6 Fritt opplagt bjelke med rotasjonsstivheter

Opplagerkreftene etter ett og hundre år, som påføres som linjelast i lengderetning, er svært like. Etersom forholdet til stivhetene imellom bjelkene er tilnærmet de samme etter ett og hundre år vil endringen i opplagerkreftene være minimal. Selv om det argumenteres over at ved å dele modellen opp i en modell for langtid og en for korttid kan gi andre krefter, så viser det seg at dette ikke behøver å stemme. Er forholdene imellom bjelkene like uavhengig om det er korttidsstivheter, stivhet etter ett eller hundre, så viser det seg at opplagerkreftene blir nesten det samme.

Boggilasten fra lastmodell 1 er blitt modellert kun i lengderetning, og blir dermed ikke påvirket av fjærstivhetene fra modellen i tverretning. Det fører til at lastvirkningen er lik om det betraktes etter ett eller hundre år. Ved å modellere med rotasjonsstivheter som foreslått over ville lastvirkningen vært tatt hensyn til.

10.4 Omlagring av momenter

Beregning av omlagring av egenlasten til bjelkene og brudekket viser at andelen av egenlasten som virker på det kontinuerlige systemet øker fra ett til hundre år. Det betyr at systemet blir «mer» kontinuerlig etter som tiden går. Dette virker sansynlig, og bekreftes av kreftene fra modelleringen. Den gir høyere støttemoment og lavere feltmoment etter hundre år enn etter ett år.

10.5 Dimensjonerende krefter

Det største momentet som det dimensjoneres for opptrer ved opplegget. Grunnen til dette er at spennkraften virker med full kraft ved opplegget, men over opplegget er det ikke spennkraft. I tillegg er momentet fra spennkraften større enn reduksjonen av momentet fra over opplegg til ved opplegg.

Selv om kreftene fra modelleringen gir høyere støttemoment og lavere feltmoment etter hundre år enn ett år, blir dimensjonerende støtte og feltmoment etter hundre år. Dette kan forklares med at spennkraften reduseres mer etter hundre år enn ett år, som fører til et høyere feltmoment. I tillegg er tvangsmomentet høyere etter hundre år som bidrar til ytterligere feltmoment. Ved opplegget blir dimensjonerende moment etter ett år, fordi en lavere reduksjon i spennkraft vil være ugunstig.

10.6 Bruddgrensetilstand

Ved beregninger i bruddgrensetilstand i lengderetningen ble det i første omgang beregnet med detaljer fra tegningsgrunnlaget. Hvis kapasiteten var tilstrekkelig ble ikke tverrsnittet endret. Derimot hvis opptredende kreftene oversteg kapasiteten ble det valgt å forbedre tverrsnittet. Dette ble gjort over og ved opplegg. Grunnen til at tverrsnittet måtte forbedres kan være av flere grunner. I oppgaven er det, som diskutert over, modellert med fjærstivheter for et kontinuerlig system. Dette fører til høyere støttemoment enn ved lavere stivheter. Dermed kunne en modell med lavere stivhet ført til at det ikke ville vært nødvendig å forbedre tverrsnittet. En annen grunn kan være at lastfaktorene og lastkombinasjonene er større i Eurokoden enn ved gammel Norsk Standard. I tillegg er det i oppgaven valgt å spenne opp spennkablene til maks oppspenning, som fører til et stort moment ved opplegget. Hadde oppspenningen vært redusert kunne støtte- og feltmomentet nærmet seg hverandre.

Ved dimensjonering av skjærkapasitet i brudekkets tverretning ble arealet av nødvendig slakkarmeringen, på 1405 mm^2 , funnet fra beregning av momentkapasitet benyttet. I tillegg ble boggilasten antatt å virke over en effektiv bredde på 950 mm og 1100 mm for henholdsvis lastmodell 2 og lastmodell 1. Kapasitetsberegningene viste da at skjærstrekkapasiteten ikke er tilstrekkelig. I utgangspunktet bør det da skjærarmers, men dette ville vært kostnadskrevende. Et tiltak for å unngå å skjærarmere er å øke slakkarmeringen i brudekket til $4\,075 \text{ mm}^2$. Dette er dog ikke å anbefale da brudekkets tverrsnitt ville blitt overarmert ved beregning av momentkapasitet. I tillegg vil dette også vært kostnadskrevende. Et annet tiltak kan være å gjennomføre grundigere beregninger med influenslinjer eller tabellverk. Det kan også antas at boggilastene fra lastmodell 1 og 2 virker over en større effektiv bredde.

10.7 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand var det kun kravet til nedbøyning som ble opprettholdt, ettersom kravene til både spenning- og rissviddebegrensning overstiges. Støttemomentet over opplegget blir av den størrelsen at det fører til store strekkrefter i brudekket. Det blir dermed en opprissing i betongen, som heller ikke tilfredsstillende kravene til rissviddebegrensning. Dette kan løses ved å øke armeringsarealet over opplegget enten ved å redusere senteravstanden eller ved å øke diameteren på armeringsjernene. En reduksjon av senteravstanden vil sannsynligvis føre til en økning i arbeidstimer ettersom armeringsjernene må legges tettere. Derfor foreslås det heller å velge en større diameter på armeringsjernene. Ved å øke overkant slakkarmering fra 20 mm til 25 mm blir risvidden 0,355 mm, som tilfredsstillende kravet. I tillegg forblir tverrsnittet underarmert ved beregning av momentkapasitet.

Ved opplegget overstiger spenningene i overkant brudekke strekkapasiteten med så lite som 0,1 MPa. Det fører til at det må gjøres beregninger i stadium II, hvor det antas at betongen som er i strekk ikke kan utnyttes. Strekksonen går fra overkant brudekke til bjelkeflensen, som fører til at det ikke kan regnes med bidrag til kapasiteten fra store deler av tverrsnittsarealet. Det effektive arealet er en betydelig reduksjon av det totale betongtverrsnittet som fører til at trykkspenningene i betongen overstiger grensen Eurokode 2 stiller. Tiltaket som foreslås her er å redusere oppspenningskraften. Ved å redusere oppspenningskraften med kun to prosent vil tverrsnittet være innenfor kravet til strekkapasitet

i stadium I. Dette medfører at det kan beregnes med hele betongtverrsnitt som effektivt, og det unngås opprissing i betongen. Reduksjonen av spennkraften har liten betydning for midtfelt hvor hele tverrsnittet er i trykk.

11 Videre arbeid

Ved dimensjonering av betongelementbruer vil det være flere problemstillinger enn de som er håndtert i denne oppgaven. Forslag til andre problemstillinger og kontroller som kan gjøres er:

- En grundigere analyse av brudekket i et FEM program
- Inkludere laster som vind, jordskjelv, ulykke og bremselaster
- Benytte et grundigere modelleringsprogram hvor det er mulig å modellere tverrsnitt som bygges gradvis opp
- Dimensjonere søyler i både brudd- og bruksgrensetilstand
- Ta med horisontal og vertikal kurvatur i analysen
- Beregne spaltestrekk
- Bergene horisontalt skjær
- Sett på effektene som opptrer mellom forskalingsplater og brudekket.

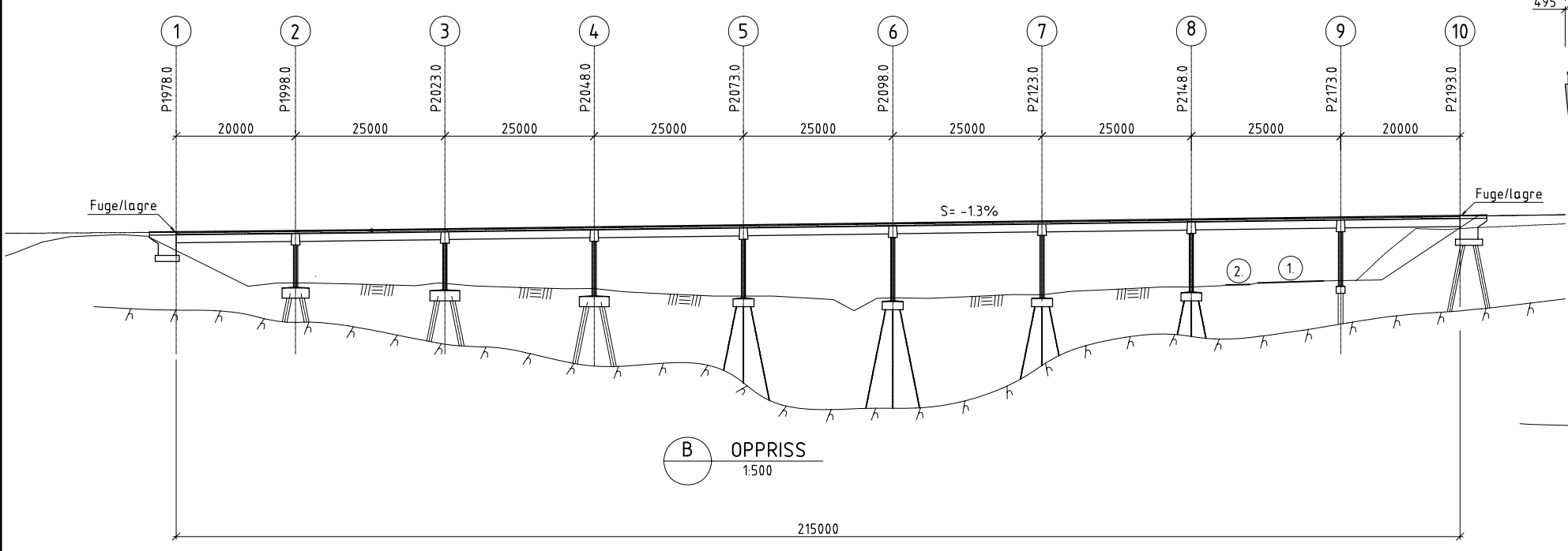
Referanseliste

- SPENNNCON. 2010. *MOT konseptet* [Online]. Available: <http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=14.1.2.1>.
- SPENNNCON. 2014. *Spennntau- Spenncon kvalitetskrav* [Online]. Available: <http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=1.0.3.1>.
- STANDARD, N. 2008a. Eurokode 1:: Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster. Termiske påvirkninger. Oslo: Standard Norge.
- STANDARD, N. 2008b. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger. Lysaker: Standard Norge.
- STANDARD, N. 2008c. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*, Lysaker, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2008d. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Lysaker: Standard Norge.
- STANDARD, N. 2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4, Allmenne laster. Vindlaster. Lysaker: Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010a. *Eurokode 1: laster på konstruksjoner, Del 2, trafikklast på bruer*, Oslo, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010b. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2 : Bruer. Lysaker: Standard Norge.
- SØRENSEN, S. I. 2010. *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Trondheim, Tapir akademisk forl.
- VEGVESEN, S. 2014. Bruprosjektering [håndbok V499]. [Oslo]: Vegdirektoratet.
- VEGVESEN, S. 2015a. Bruprosjektering: [håndbok N400]. [Oslo]: Vegdirektoratet.
- VEGVESEN, S. 2015b. *ÅDT nivå1-punkt Oslo* [Online]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/62348/binary/1031766?fast_title=Oslo%2C+%C3%A5rs-+og+m%C3%A5nedsd%C3%B8gntrafikk.pdf [Accessed 21.02.2015].

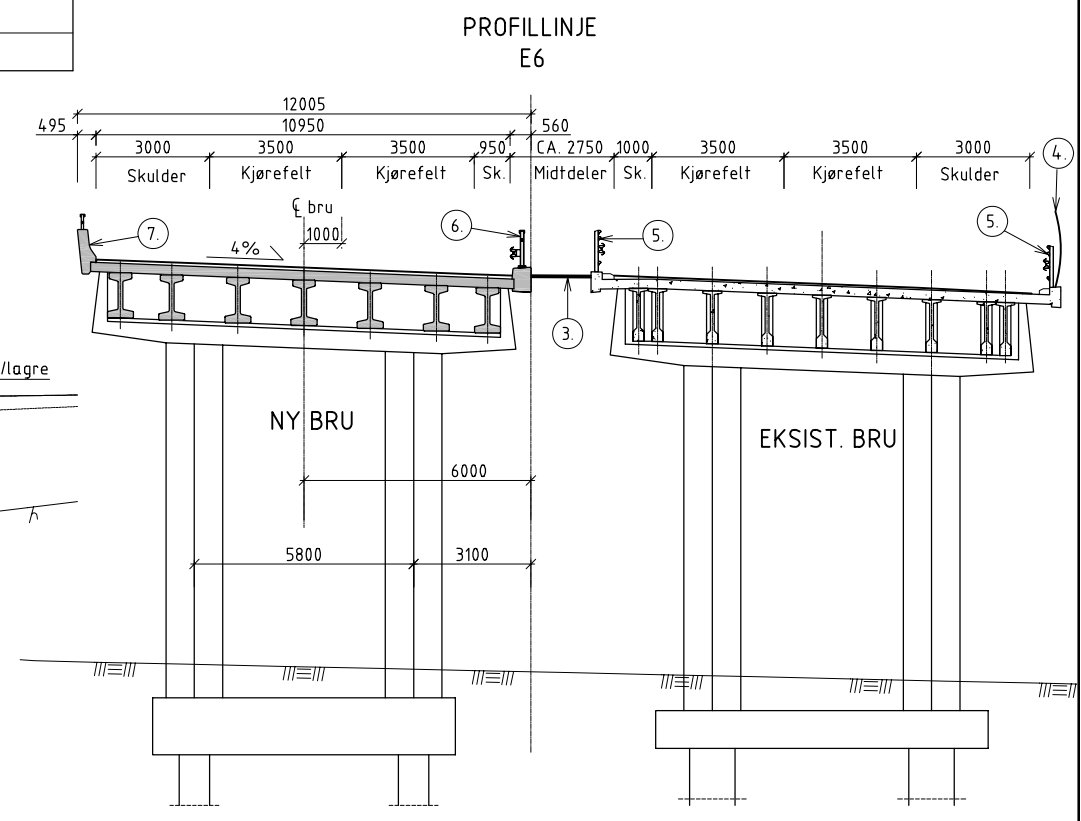
Vedlegg 1

Tegninger av Ny Klemetsrud bru

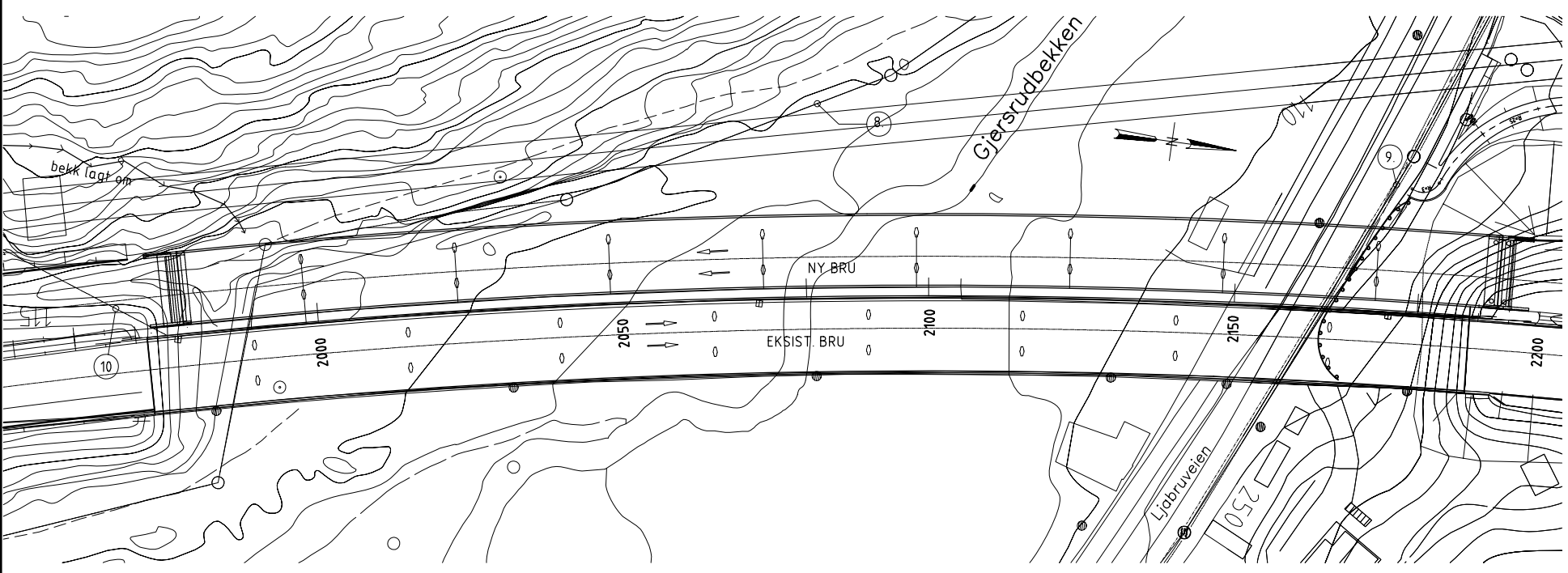
PROFILNUMMER	1970	1980	1990	2000	2010	2020	2030	2040	2050	2060	2070	2080	2090	2100	2110	2120	2130	2140	2150	2160	2170	2180	2190	2200
PROFILHØYDE	119.164			119.415					120.030					120.666					121.301					121.936
TERRENHØYDE																								
VERTIKALKURVE	R = 7350										s = -0.013													
HORISONTALKURVE	R = 1200 m																							



B OPPRISS
1:500



C SNITT P2170
1:100



A PLAN
1:500

MERKNADER

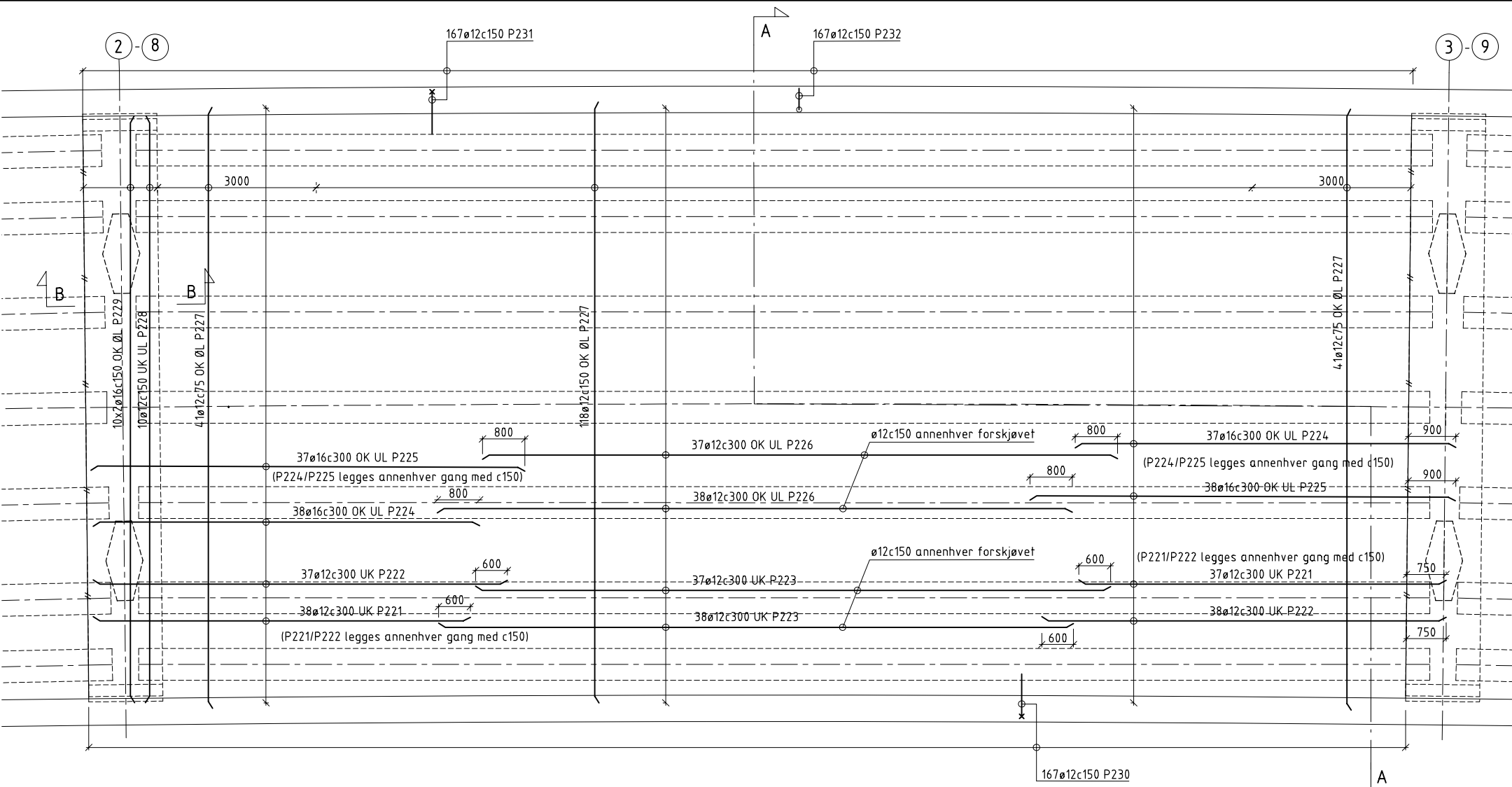
- Vegklasse H1. Føringsbredde 10.95 m
- Flerfelts bru med prefabriserte betongbjelker
- Prosjekteringsgrunnlag:
 - Håndbok 184: Lastforskrifter for bruer og ferjekaier (1995) med rettelser, endringer og tillegg Versjon 2001-1
 - Håndbok 185: Prosjekteringsregler for bruer (1996) med rettelser, endringer og tillegg Versjon 2001-1
- Fuktisolering/slitelag:
 - Belegningsklasse A3-4 iht. Håndbok 145: Asfaltslitelag og fuktisolering med PmB-baserte materialer
 - Dimensjonert for slitelagsvekt 3.0 kN/m²
- Fundamentering:
 - Akse 1 på sprengsteinsfylling
 - Akse 2-4 på fjell/stålrørspeler til fjell
 - Akse 5-8 på betongpeler til fjell
 - Akse 9 og 10 på stålrørspeler til fjell
- Kjørebane fuge og lagre i akse 1 og 10

DETALJER:

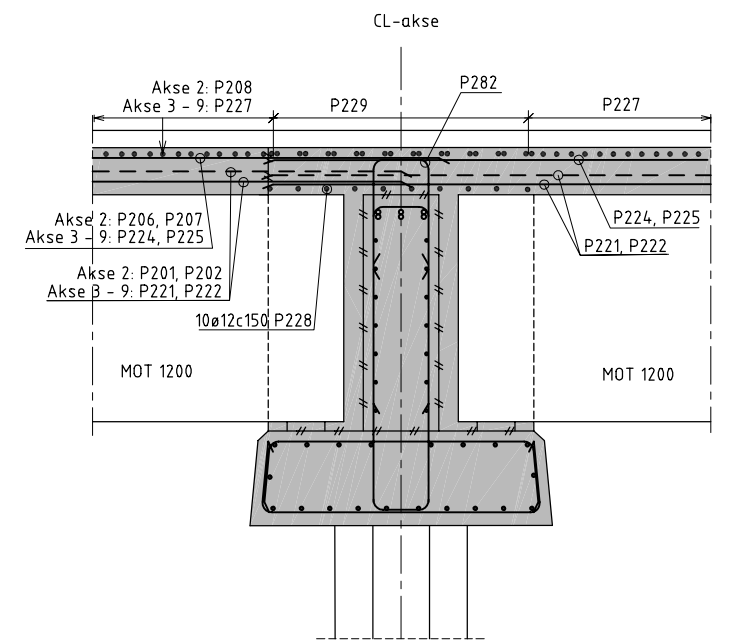
- Ljåbruveien.
- G/S-veg langs Ljåbruveien.
- Gitterrister
- Støyskjerm på eksisterende bru.
- Stålrøkkverk på eksisterende bru.
- Stålrøkkverk på ny bru.
- Betongrøkkverk med stål topprøkkverk på ny bru.
- 400 mm spillvann, ikke i bruk.
- 400 mm spillvann og 400 mm vannledning.
- Drensrør ø600 fra kum med rist.

K1100

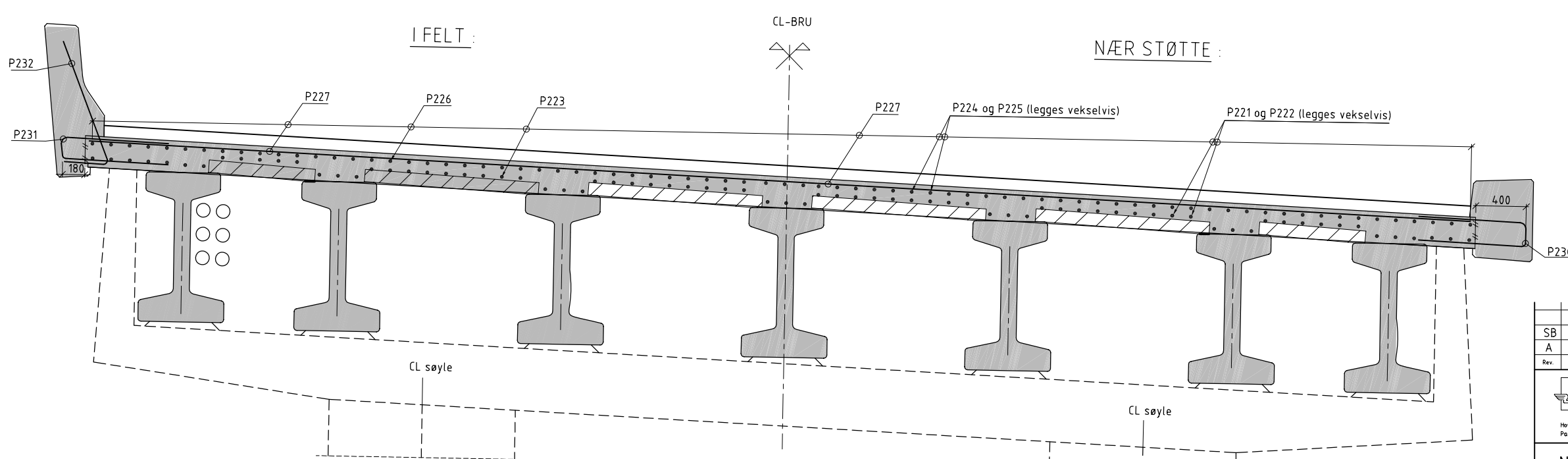
SB	Som bygd	HRA		01.10.03
A	Arbeidstegning	HRA	ADH	HRA 23.09.02
0	Anbudstegning	HRA	ADH	HRA 02.05.02
Rev.	Revisjon gjelder	Utført	Kontroll	Prosjekteringsleder
		Prosjektert av Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen		
Hovedparcell Parcell E6/01 SKI GRENSE ALNABRU Akershus grense - Klemetsrud		Date	11.01	Saksbehandler HRA
NY KLEMETSROD BRU OVERSIKT		DAK	HRA	Kontroll ADH
		Kontrollert av Bjørn P. Myhr		
		Målestokk	1:500, 100	
		Mål i	mm	
		Filnavn	e:\arkiv\Klemetsrud\Tegninger\K1100.d	
		Tegn. nr.	03-855-K1100	Rev.
		SB		
Godkjent oversiktstegning som arbeidstegning av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen Dato: 23.09.02 Brudirektor: Erik Rimehaug (sign.)				



PLAN
1:50



SNITT B
1:20



SNITT A
1:20

K1256

MERKNADER

1. Miljøklasse MA
2. Kontrollklasse: Utvidet kontroll, NS3420
3. Betongkvalitet C55 - SV40
4. Stålkvalitet B500C
5. $D_{100} = 27$ mm
6. Porevolum: $5 \pm 1,5\%$

7. Overdekning

- 40 mm til 12 mm monteringsstenger
- 55 mm til konstruktiv armering

Tillatte avvik:

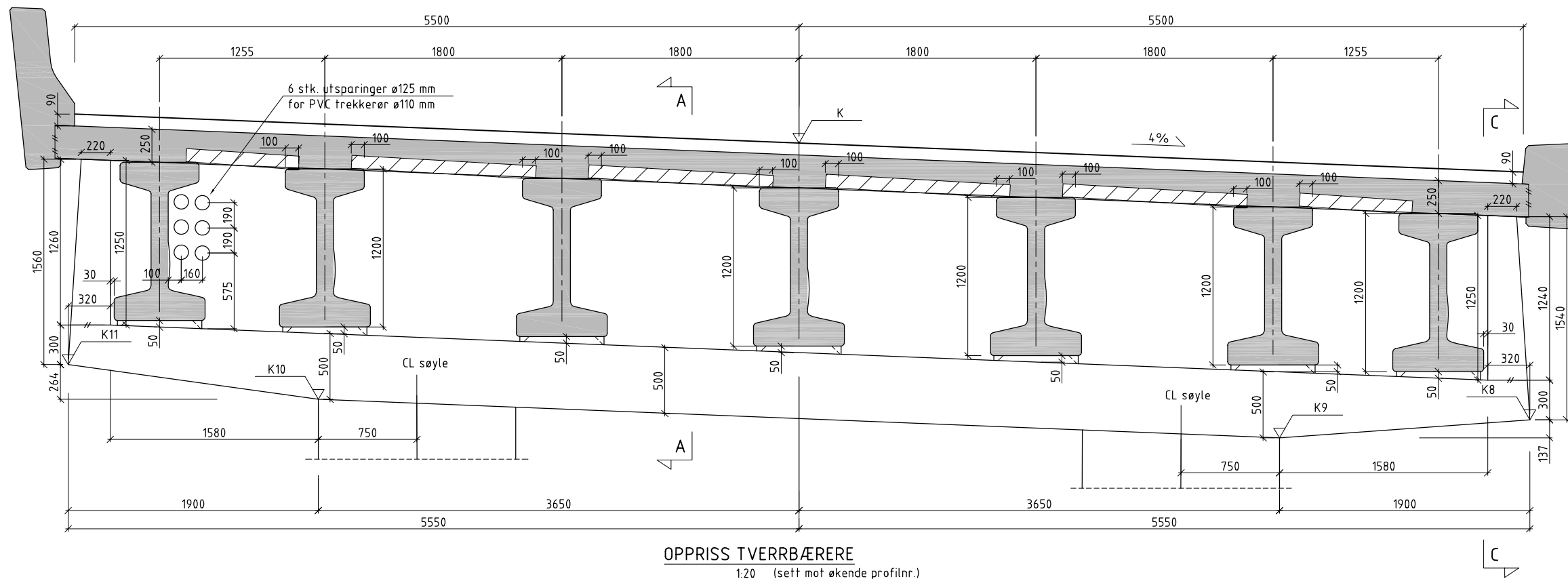
- ± 5 mm for monteringsstenger
- ± 15 mm for konstruktiv armering

HENVISNINGER

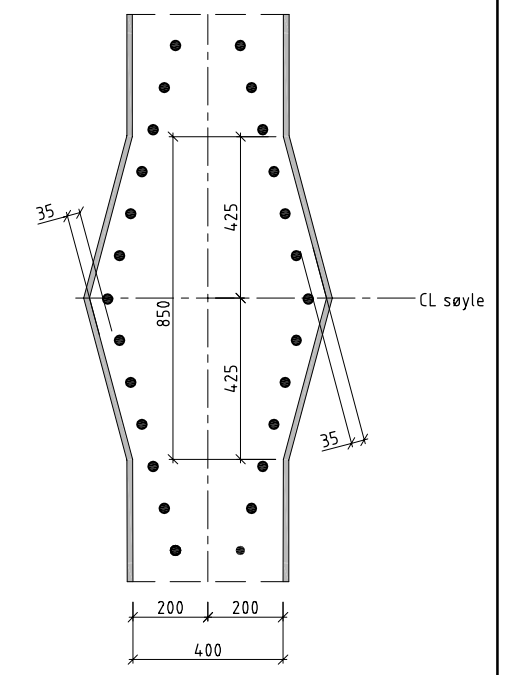
- K1100: Oversikt
- K1250: Oversikt, Tverrsnitt og detaljer, Form
- K1255: Bruplate akse 1-2, Armering
- K1257: Bruplate akse 9-10, Armering
- K1261: Tverrbærer over søyler, Armering
- K1268: Kantdrager og Befongrekkverk, Form og armering
- Bøyelister side P23-P24

SB	Som bygd	HRA			01.10.03
A	Arbeidstegning	AER	ADH	HRA	29.11.02
Rev.	Revisjon gjelder	Utført	Kontroll	Prosjektleder	Dato
Statens vegvesen Oslo		Prosjektert av Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen			
Hovedprosjekt E6/01 SKI GRÆNSE - ALNABRU Akershus grense - Klemetsrud		Dato: 06.11.02 Saksbehandler: HRA DAK: AER Kontroll: HRA			
NY KLEMETSRUD BRU Bruplate akse 2 - 9 Armering					
Prosjektleder: HRA		Målestokk: 1:50, 1:20 Mål i: mm Filnavn: K1256.dwg Tegn. nr.: 03-855- K1256 Rev.: SB			

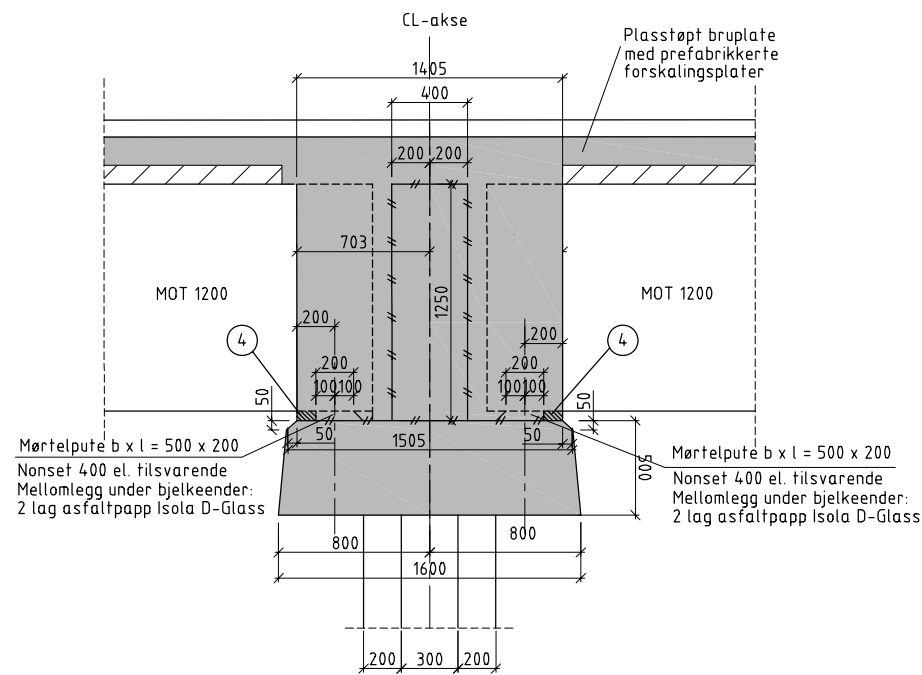
Godkjent som arbeidstegning av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen i brev av 29.11.02
Date: 29.11.02 Kontroller: Bjørn P. Myhr (sign.)



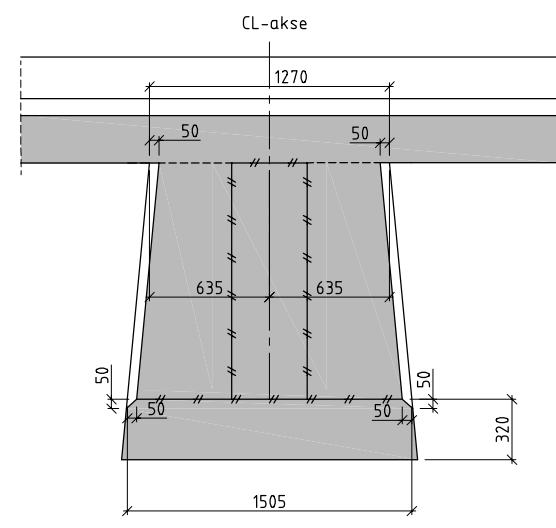
OPPRISS TVERRBÆRERE
1:20 (sett mot økende profilnr.)



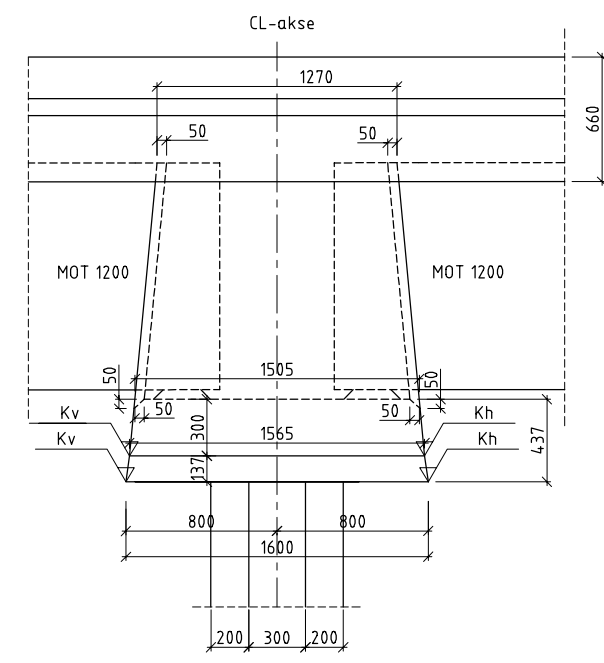
DETALJ FORSKALING TVERRVEGG OVER SØYLER
1:10



SNITT A
1:20



SNITT C
1:20



OPPRISS B
1:20

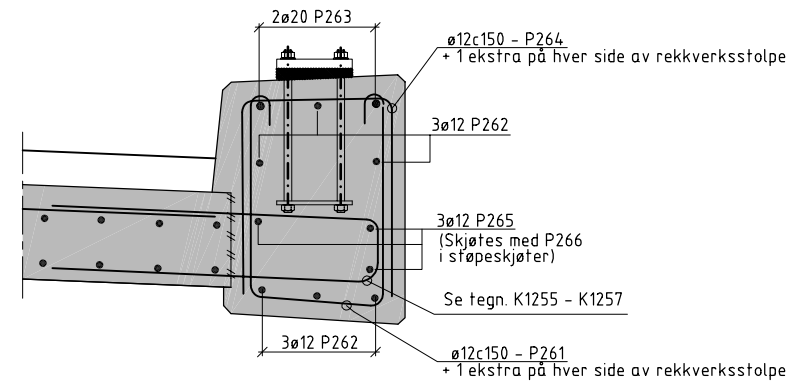
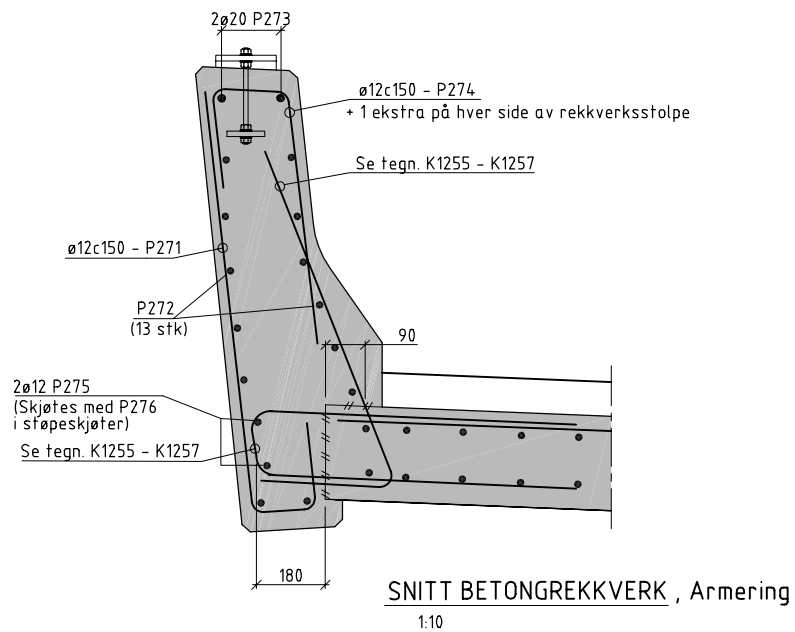
TABELL KOTEHØYDER UNDERKANT RIGEL (M)

Akse	K	Venstre	Høyre	K8v	K8h	K9v	K9h	K10v	K10h	K11v	K11h
2	119,744	1997,2	1998,8	117,637	117,653	117,500	117,516	117,792	117,808	118,056	118,072
3	120,035	2022,2	2023,8	117,926	117,946	117,789	117,809	118,081	118,101	118,345	118,365
4	120,359	2047,2	2048,8	118,250	118,270	118,113	118,133	118,405	118,425	118,669	118,689
5	120,683	2072,2	2073,8	118,574	118,594	118,437	118,457	118,729	118,749	118,993	119,013
6	121,007	2097,2	2098,8	118,898	118,918	118,761	118,781	119,053	119,073	119,317	119,337
7	121,332	2122,2	2123,8	119,223	119,243	119,086	119,106	119,378	119,398	119,642	119,662
8	121,656	2147,2	2148,8	119,547	119,567	119,410	119,430	119,702	119,722	119,966	119,986
9	121,98	2172,2	2173,8	119,871	119,891	119,734	119,754	120,026	120,046	120,290	120,310

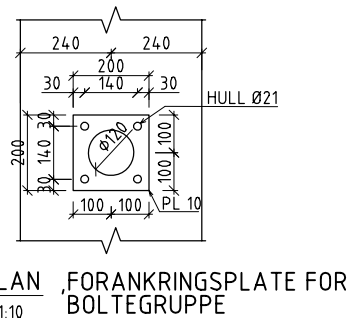
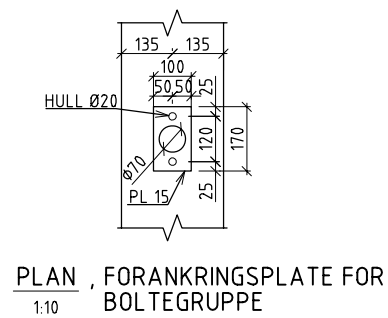
- MERKNADER**
- 1: Betongspesifikasjon C55 SV-40
Miljøklasse MA
Kontrollklasse Utvidet kontroll, NS3420
 - 2: Synlige hjørner avfases med 20 mm trekantlist hvor ikke annet er angitt
 - 3: Tverrvegg på rigel skal være støpt og ha oppnådd foreskrevet fasthet før bjelkemonteringen starter.
- SB** 4 : EPS som permanent forskaling.

- HENVISNINGER**
- K1100: Oversikt
 - K1240: Søylar: Form
 - K1250: Overbygning, Tverrsnitt og detaljer: Form
 - K1261: Tverrbærere over søylar: Armering

SB	Som bygd	HRA			01.10.03		
A	Arbeidstegning	AER	HRA	HRA	08.11.02		
Rev.	Revisjon gjelder			Utført	Kontroll	Prosjektleder	Dato
Statens vegvesen Oslo		Prosjekt av Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen		Dato	Saksbehandler	HRA	
Hovedprosjekt E6/01 SKI GRENSE - ALNABRU Akershus grense - Klemetsrud		DAK	AER	Kontroll	HRA		
NY KLEMETSRUD BRU Tverrbærere over søylar Form		Prosjektleder HRA		Målestokk	1:20		
		Mål i mm					
		Filnavn o:\arkiv\klemetsrud\tegn\K1260					
		Tegn. nr. 03-855-K1260		Rev. SB			
Godkjent som arbeidstegning av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen i brev av 11.11.02							
Date: 08.11.02 Kontroller: Bjørn P. Myhr (sign.)							



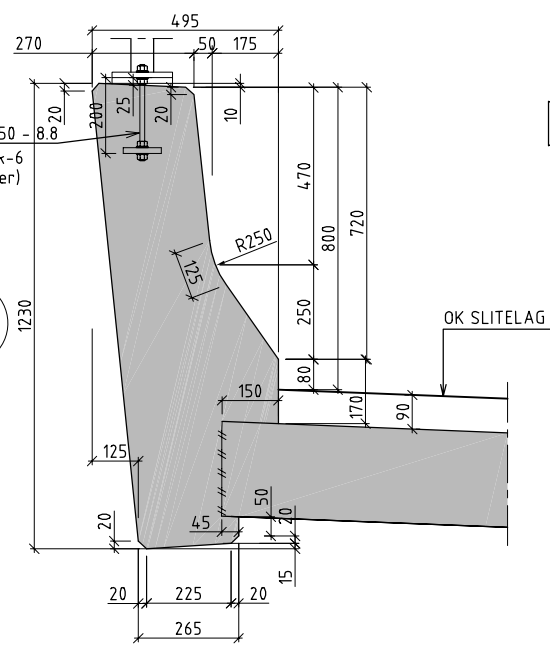
SNITT KANTDRAGER, Armering
1:10



MERKNADER

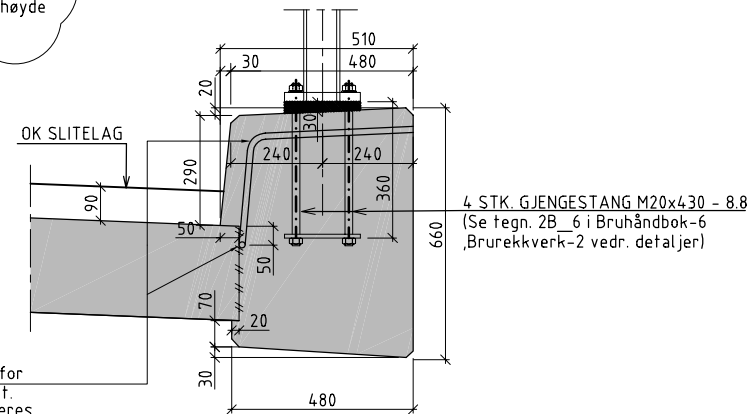
- Miljøklasse MA
- Kontrollklasse: Utvidet kontroll, NS3420
- Betongkvalitet C55 - SV40
- Stålkvalitet B500C
- D₁₀₀ = 22 mm
- Porevolum: 5 ± 1,5%
- Overdekning
40 mm til 12 mm monteringsstenger
55 mm til konstruktiv armering
- Tillatte avvik:
± 5 mm for monteringsstenger
± 15 mm for konstruktiv armering
- Lengdearmeringen legges annenhver forskjøvet med omfarlengde + 100 mm.
Omfarlengde: ø12: 500 mm
ø20: 800 mm
Utstikkende lengdearmering i støpeskjøt:
Annenhver l = omfarlengde
l = 2 x omfarlengde + 100 mm
- Det skal benyttes avstandsklosser av betong
- Synlige hjørner avfases 20x20 mm.
- Karakteristiske linjer i byggverkets lengderetning utføres i henhold til Toleranseklasse 1 (Prosesskode - 2)

K1268



SNITT BETONGREKKVERK, Form
1:10

SB Kantdrager og betongrekkverk er forskalt med konstant høyde på "nedstikk" under bruplate, dvs. oppretting av svanker i bru-platas lengderetning gir variabel totalhøyde på kantdrager og betongrekkverk.



SNITT KANTDRAGER, Form
1:10

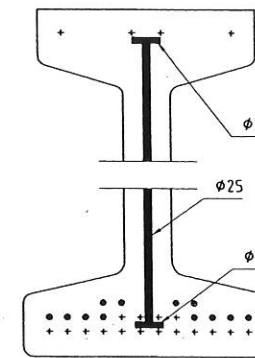
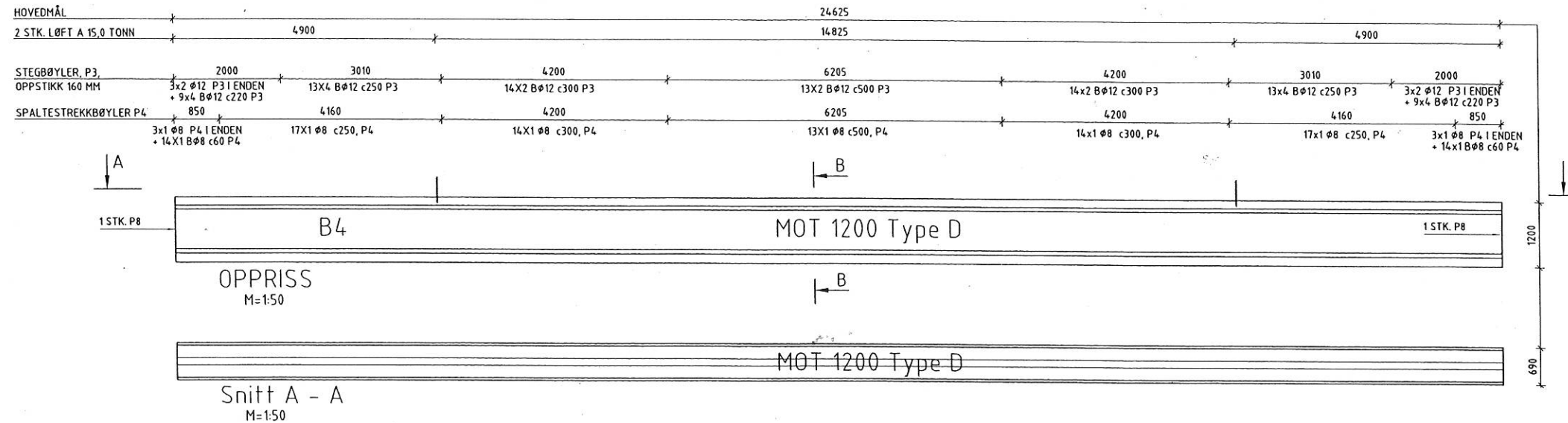
Slange med tilførsler for injisering av støpeskjøt. Injeksjonslange monteres også i vertikale skjøter mellom støpeseksjoner for kantdrager.

HENVISNINGER

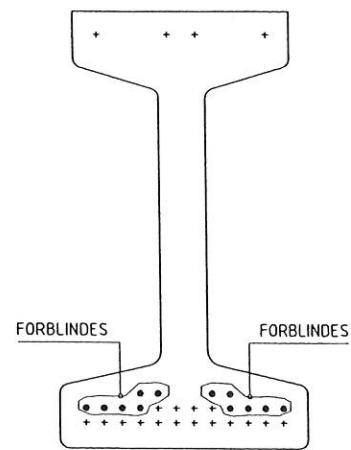
- K1100: Oversikt
 - K1255: Bruplate akse 1-2, Armering
 - K1256: Bruplate akse 2-9, Armering
 - K1257: Bruplate akse 9-10, Armering
 - K1270: Kjøresterkt stålrekkverk og kjøresterkt betongrekkverk
 - K1274: Kjøresterkt betongrekkverk, detaljer ved avslutning (For utførelse ved avslutning mot vegrekkverk)
- Bruhåndbok-6, Brurekkverk-2 (Detaljer innfesting/stolper)
Bøyeliste side P27 - P28

SB	Som bygd	HRA			01.10.03
A	Arbeidsteigning	HRA	BPM	HRA	24.04.03
Rev.	Revisjon gjelder	Utført	Kontroll	Prosjektleder	Dato
		Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen			
Hovedprosjekt E6/01 SKI GRENSE - ALNABRU Akershus grense - Klemetsrud		Dato 05.11.02		Saksbehandler HRA	
OK SLITELAG		DAK AER		Kontroll HRA	
Prosjektleder HRA					
Målestokk 1:10					
NY KLEMETSRUD BRU Kantdrager og Betongrekkverk Form og Armering					
Mål i mm					
Filnavn K1268.dwg					
Tegn. nr. 03- 855- K1268					Rev. SB

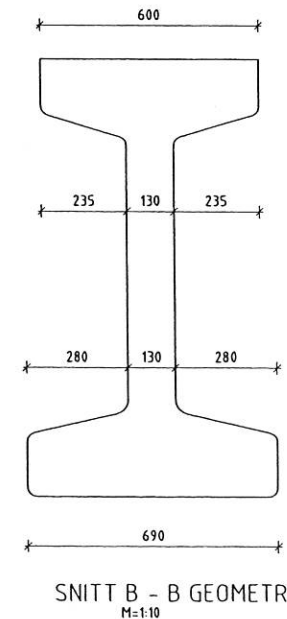
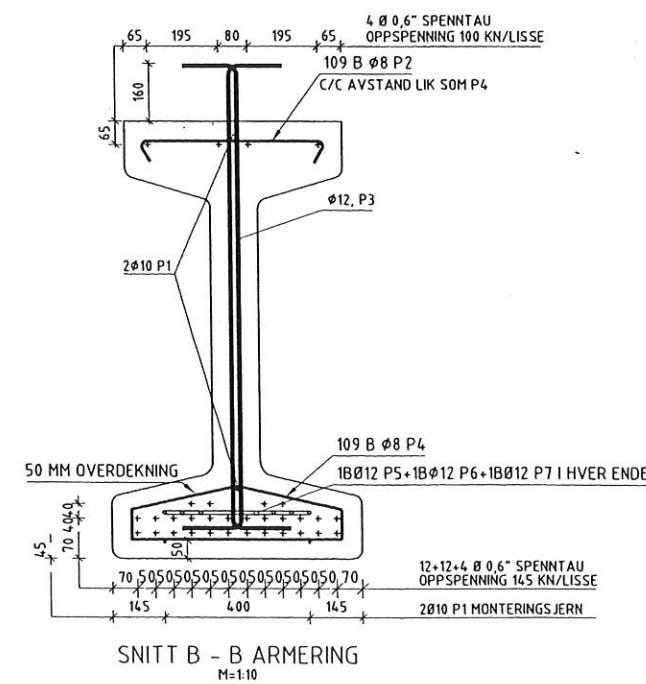
Godkjent som arbeidsteigning av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen i brev av 25.04.03
Date: 25.04.03 Kontroller: Bjørn P. Myhr (sign.)



ENDEDETALJ PGA RISS:
 P8: 2x20, 1=80 + 1x25, 1=1020
 sveises sammen til et I-tverrsnitt



NB! FORBLINDING!
 12 STK 0,6" SPENNTAU FORBLINDES SOM ANGIT
 FORBLINDINGSLÆNGDE PR. SPENNTAU: 800mm
 DETTE GJELDER I BEGGE ENDER.



ARMERINGS-BØYELISTE					
Pos nr.	Diameter	Stålkvalitet	Kapplengde	Skisse	Antall/beskrivelse
P1	10	B500C	24455		4
P2	8	B500C	660		109
P3	12	B500C	1495		270
P4	8	B500C	1635		109
P5	12	B500C	4250		2
P6	12	B500C	4200		2
P7	12	B500C	4300		2
P8	25	B500C	1180		2 SE DETALJ!

MERKES: TYPE D
 LISSEENDER ETTERBEHANDLES MED EPOXYMALING
 BETONGSPESIFIKASJON I.H.H.T. PROSESSKODE 2:
 C65 SV-30
 MAKS EFFEKTIVT MASSEFORHOLD: 0,38
 SiO₂ 8% AV SEMENTVEKT
 LUFTINNHOOLD: 3,5 ± 1,5%

Rev/Rettelser		Date	TER
B	P8 PGA RISS	28.01.03	TER
A	MARKERING AV FORBLINDING	21.08.02	TER

Min.avsp.fasthet	Toleranseklasse (BLF)	Normal
36 MPa	Betong	C65 SV-30
Utvidet	Miljøklasse	MA, PROSESSKODE 2
270 K	Betongvolum m ³	8,77
B500C/B500A	Varenummer	05814000400
SE TEGN/±10	Vekt i kg	21921
50±10 UK, 45±5 GENERELT	Antall elementer	14
STANDARD	Fas	
0,2XL	Bøyeliste nr.	SE TEGNING
	Målestokk detaljer	1:10

NY KLEMETSROD BRU
 MOT 1200 TYPE D
 B4

Målestokk 1:50

Date	Sign.
12.08.02	TER
21.08.02	HJ

Saksbeh. HJARBERG
 Moss, 14.10.02
 Sign. TER
 Prosj. 02058

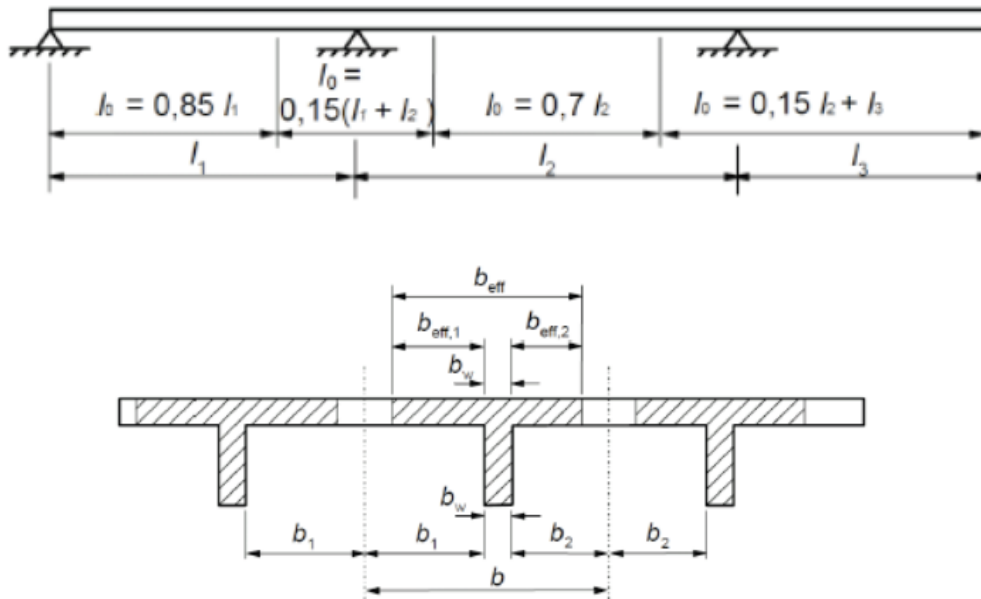
KONTOR: OSLO KOMSVEYERØY MOSS FREDRIKSTAD
 TELEFON: 23 24 89 88 62 82 34 44 69 24 44 88 69 36 45 20
 TELEFAX: 23 24 89 49 62 82 65 79 69 24 44 94 69 36 45 29

Tegnr. 14.0004.00 Rev. B

Vedlegg 2

Beregning av effektiv bredde

Beregning av effektive bredder



Beregning av effektive flensbredde for sammvirke er regnet etter EK 2 pkt 5.3.2.1

Lengde på spenn

$$l_1 := 25\text{m} \quad l_2 := 25\text{m}$$

Bredde på bjelken

$$b_w := 480\text{mm}$$

Lengdefaktorer se bilde over

$$l_{0.stø} := 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 7,5\text{ m}$$

$$l_{0.felt} := 0,7 \cdot l_2 = 17,5\text{ m}$$

Beregning av effektiv bredde er gjort med følgende formler

$$b_{eff} := \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad \text{EK 2 ligning (5.7)}$$

$$b_{eff,1} := 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \text{EK 2 ligning (5.7a)}$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad \text{EK 2 ligning (5.7b)}$$

Bjelke 1 felt

EK 2 pkt. 5.3.2.1

$$b_{1.1} := 627.5\text{mm} - \frac{b_w}{2} \qquad b_{2.1} := 685\text{mm} - \frac{b_w}{2}$$

$$b_{\text{eff.1.1}} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.1} + 0.1 \cdot l_{0.\text{felt}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{felt}}\right), b_{1.1}\right) = 0.388\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.2.1}} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.1} + 0.1 \cdot l_{0.\text{felt}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{felt}}\right), b_{2.1}\right) = 0.445\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.1.f}} := \min\left(b_{\text{eff.1.1}} + b_{\text{eff.2.1}} + b_w, 0.2 \cdot l_{0.\text{felt}}\right) = 1.313\text{ m}$$

Bjelke 1 støtte

EK 2 pkt. 5.3.2.1

$$b_{\text{eff.1.1s}} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{1.1} + 0.1 \cdot l_{0.\text{stø}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{stø}}\right), b_{1.1}\right) = 0.388\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.2.1s}} := \min\left(\min\left(0.2 \cdot b_{2.1} + 0.1 \cdot l_{0.\text{stø}}, 0.2 \cdot l_{0.\text{stø}}\right), b_{2.1}\right) = 0.445\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.1s}} := \min\left(b_{\text{eff.1.1s}} + b_{\text{eff.2.1s}} + b_w, 0.2 \cdot l_{0.\text{stø}}\right) = 1.313 \cdot \text{m}$$

Dlir regnet på samme måte for de andre bjelkene og presantert under

Felt

$$b_{\text{eff.1.f}} = 1.313\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.2.f}} := 1.528\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.3.4.5.f}} := 1.8\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.6.f}} := 1.528\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.7.f}} := 1.423\text{ m}$$

Støtte

$$b_{\text{eff.1s}} = 1.313\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.2.s}} := 1.5\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.3.4.5.s}} := 1.5\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.6.s}} := 1.5\text{ m}$$

$$b_{\text{eff.7.s}} := 1.423\text{ m}$$

Vedlegg 3

Laster

Laster

Egenlaster

Densitet betong med armering

$$\gamma_{m,b} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Areal bruplate

$$h_p := 300\text{mm}$$

$$b_p := 11\text{m}$$

$$A_{\text{plate}} := h_p \cdot b_p = 3.3 \text{ m}^2$$

Areal kantdragere

$$A_{\text{kant1}} := 0.33\text{m}^2$$

$$A_{\text{kant2}} := 0.33\text{m}^2$$

$$G_{\text{kant}} := A_{\text{kant1}} \cdot \gamma_{m,b} = 8.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlaster Øvrige

Linjelast som representerer rekkverk

$$g_{\text{rek}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Slitelag

$$g_{\text{slit}} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelaster

Lastmodel 1

Tandemsystem

$$Q_{1k} := 300\text{kN} \quad \alpha_{Q1} := 1$$

$$Q_{2k} := 200\text{kN} \quad \alpha_{Q2} := 1$$

$$Q_{3k} := 100\text{kN} \quad \alpha_{Q3} := 1$$

Jevnt fordeltlast

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \alpha_{q1} := 0.6 \quad q_1 := q_{1k} \cdot \alpha_{q1} = 5.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \alpha_{q2} := 1 \quad q_2 := q_{2k} \cdot \alpha_{q2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{3k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \alpha_{q3} := 1 \quad q_3 := q_{3k} \cdot \alpha_{q3} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastmodell 2

$$Q_{ak} := 400\text{kN} \quad \beta_Q := 1 \quad Q_a := \beta_Q \cdot Q_{ak} = 400\text{kN}$$

Temperatur last

Type 3 ifra tabell NA.6.1 EC1-5

$$T_{M.heat} := 15 \quad T_{M.cool} := 8$$

Fra tabell NA6.2 EC1-5

$$k_{sur.over} := 0.7 \quad k_{sur.under} := 1$$

$$\Delta T_{M.heat} := T_{M.heat} \cdot k_{sur.over} = 10.5$$

$$\Delta T_{M.cool} := T_{M.cool} \cdot k_{sur.under} = 8$$

Vindlaster etter EC1-4 forenklet metode

$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Lufttetthet	EK 1 pkt. NA 4.5
$c_{\text{dir}} := 1$	Retningsfaktor	EK 1 pkt. NA 4.2.2(2)P
$c_{\text{season}} := 1$	Årstidsfaktor	
$c_{\text{brob}} := 1$	Sansynlighetsfaktor	
$c_{\text{alt}} := 1$	Nivåfaktor	
$v_{b0} := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Referansevindhastighet	EK 1 pkt. NA 4(901.1)
$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{brob}} \cdot v_{b0}$	Basisvindhastighet	EK 1 pkt. NA 4.1
$c_e := 2.7$	Eksponeringsfaktor	EK 1 Fig 4.2
$c_{f,y} := 1.3$	Kraftfaktor for vindpåvirkning på brudekket for y retning	EK 1 pkt.(8.1)
$c_{f,z} := 0.9$	Kraftfaktor for vindpåvirkning på brudekket for z retning	EK 1 pkt. NA 8.3.3
$c_0 := 1$	Terrengformfaktor	
$C_1 := c_e \cdot c_{f,y} = 3.51$	Vindlastfaktor y retning	EK 1 pkt. 8.3.2(1)
$C_2 := c_e \cdot c_{f,z} = 2.43$	Vindlastfaktor z retning	
$d := 1280\text{mm}$	Antar åpen parapet og åpen sikkerhetsrekkverk	EK 1 Tab 8.1
$d_{\text{tot},y} := d + 1.2\text{m} = 2.48\text{m}$		
$b := 11.1\text{m}$	Referansebredde for kraftfaktor i z retning	
$L_{\text{spenn}} := 25\text{m}$	Største spennvidde	

$$A_{\text{ref.y}} := d_{\text{tot.y}} \cdot L_{\text{spenn}} = 62 \text{ m}^2 \quad \text{Referanseareal}$$

$$A_{\text{ref.z}} := b \cdot L_{\text{spenn}} = 277.5 \text{ m}^2$$

Vindkraft i y retning
(Horisontale krefter i tverretning på brubanen)

$$F_{W_y} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_1 \cdot A_{\text{ref.y}} = 65.83 \cdot \text{kN} \quad \text{EK 1 pkt. (8.2)}$$

Vindkrefter i y-retning
(Langsgående vindkrefter)

$$F_{W_x} := F_{W_y} \cdot 0.5 = 32.915 \cdot \text{kN} \quad \text{EK 1 pkt. NA 8.3.4}$$

Vindkraft i z-retning
(Vertikale krefter i tverretning på brubanen)

$$F_{W_z} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_2 \cdot A_{\text{ref.z}} = 203.983 \cdot \text{kN}$$

Linjelast over bjelke 1 blir da

$$f_{wz} := \frac{F_{W_z}}{L_{\text{spenn}} \cdot b} \cdot 1.313 \text{ m} = 0.97 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Modulerer i Focus og får
feltmoment i felt nr 2

$$M_{\text{ed.vind}} := 25.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment for de andre variable laster

$$M_{\text{ed.variable}} := 2358.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\%_{\text{vind}} := \frac{M_{\text{ed.vind}}}{M_{\text{ed.variable}}} = 0.011$$

Vind utgjør da bare 1,1% derfor
blir det sett bort ifra denne lasten

Lastkombinasjoner

$$\text{Likning 6,10a (ugunstig)} \quad \gamma_{Gj.sup} \cdot G_{kj.sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$\text{Likning 6,10a (gunstig)} \quad \gamma_{Gj.inf} \cdot G_{kj.inf} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$\text{Likning 6,10b (ugunstig)} \quad \varepsilon \cdot \gamma_{Gj.sup} \cdot G_{kj.sup} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

$$\text{Likning 6,10b (gunstig)} \quad \gamma_{Gj.inf} \cdot G_{kj.inf} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

Faktorer med navn og størrelse

$\gamma_{Gj.sup} := 1.35$	Egenvekt	$\gamma_{Q.1.ugun} := 1.35$	Trafikk (JFL + BL) (ugunstig)
$\gamma_{Gj.inf} := 1$	Egenvekt	$\psi_{0.1} := 0.75$	Trafikk (JFL + BL)
$\gamma_{p.gun} := 0.9$	Forspenning (gunstig)	$\gamma_{Q.2} := 1.2$	Temperatur
$\gamma_{p.ugun} := 1.1$	Forspenning (ugunstig)	$\psi_{0.2} := 0.8$	Temperatur
$\gamma_{Q.1.gun} := 0$	Trafikk (JFL + BL) (gunstig)	$\varepsilon := 0.89$	Egenvekt

De dimensjonerende lastfaktorene blir presantert i tabell under

	Egenlast	oppspenning	trafikklast	temperatur	kryp og svinn
6.10a, ugunstig	1,35	1,1/0,9	0,95	0,84	1
6.10a gunstig	1,35	1,1/0,9	-	0,84	1
6.10.b ugunstig	1,2	1,1/0,9	1,35	0,84	1
6.10.b gunstig	1,2	1,1/0,9	-	0,84	1

Den ugunstigste lastkombinasjonen som blir brukt for beregninger i brudd er da 6.10b ugunstig

Vedlegg 4

Kryp, svinn og relaksasjon

Beregninger av kryp, svinn og relaksasjon

Materialdata

Dekke

$$f_{ck.dekke} := 45\text{MPa} \quad E_{cm.dekke} := 36000\text{MPa}$$

$$f_{cm.dekke} := 53\text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8\text{MPa}$$

Betongelementer

$$f_{ck.bjelke} := 55\text{MPa} \quad E_{cm.bjelke} := 38000\text{MPa}$$

$$f_{cm.bjelke} := 63\text{MPa}$$

$$f_{ctm.bjelke} := 4.2\text{MPa}$$

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200\text{mm}$$

$$b_1 := 600\text{mm} \quad b_2 := 235\text{mm} \quad b_3 := 130\text{mm} \quad b_4 := 280\text{mm}$$

$$b_5 := 690\text{mm}$$

$$h_1 := 150\text{mm} \quad h_2 := 70\text{mm} \quad h_3 := 880\text{mm} \quad h_4 := 64\text{mm}$$

$$h_5 := 170\text{mm}$$

Dekke:

$$b_{dekke} := 1312.5\text{mm}$$

$$h_{dekke} := 300\text{mm}$$

$$h := h_b + h_{dekke} = 1500\text{mm}$$

Areal

Bjelke

$$A_{c1} := b_1 \cdot h_1 = 9 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c2} := b_2 \cdot h_2 = 1.645 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c3} := b_3 \cdot h_3 = 114400 \text{mm}^2$$

$$A_{c4} := b_4 \cdot h_4 = 1.792 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$A_{c5} := b_5 \cdot h_5 = 117300 \text{mm}^2$$

$$A_{c.\text{bjelke}} := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 356070 \cdot \text{mm}^2$$

Dekke

$$A_{c.\text{dekke}} := b_{\text{dekke}} \cdot h_{\text{dekke}} = 4 \times 10^5 \text{mm}^2$$

$$A_c := A_{c.\text{dekke}} + A_{c.\text{bjelke}} = 7.498 \times 10^5 \text{mm}^2$$

Betongens alder i døgn ved belastningstidspunkt

$$t_0 := 3$$

Betongens alder i døgn ved betraktningstidspunkt

$$t_1 := 36500 \quad t_2 := 365 \quad t_3 := 28$$

Luftfuktighet

$$RH := 70$$

$$RH_0 := 100$$

Håndbok N400 7.2.3

Krypberegninger etter EK 2

Bjelke:

$$h_{\text{steg}} := h_3 - h_2 - h_4 = 746 \text{ mm}$$

$$u_{\text{bjelke}} := 2 \left(h_1 + \sqrt{b_2^2 + h_2^2} + h_{\text{steg}} + \sqrt{b_4^2 + h_4^2} + h_5 \right) + b_5 = 3887 \text{ mm}$$

$$h_{0.\text{bjelke}} := \frac{2A_{\text{c.bjelke}}}{u_{\text{bjelke}} \cdot \text{mm}} = 183.218 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.6)}$$

$$\alpha_{1.\text{bjelke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.bjelke}}} \right)^{0.7} = 0.663 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\alpha_{2.\text{bjelke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.bjelke}}} \right)^{0.2} = 0.889 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\alpha_{3.\text{bjelke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.bjelke}}} \right)^{0.5} = 0.745 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\beta_{\text{H.bjelke}} := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \text{ RH})^{18} \right] \cdot h_{0.\text{bjelke}} + 250 \alpha_{3.\text{bjelke}}, 1500 \alpha_{3.\text{bjelke}} \right]$$

$$\beta_{\text{H.bjelke}} = 473.08 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8b)}$$

$$\beta_{\text{c.bjelke}}(t_1, t_0) := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_{\text{H.bjelke}} + t_1 - t_0} \right)^{0.3} \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.7)}$$

$$\beta_{\text{c.bjelke}}(t_1, t_0) = 0.996$$

$$\varphi_{\text{RH.bjelke}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.\text{bjelke}}}} \alpha_{1.\text{bjelke}} \right) \cdot \alpha_{2.\text{bjelke}} = 1.2 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.3b)}$$

$$\beta_{\text{f.cm.bjelke}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{\text{cm.bjelke}} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.117 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.4)}$$

$$\beta_{\text{bjelke}}(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad \beta_{\text{bjelke}}(t_0) = 0.743 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.5)}$$

$$\varphi_{0.\text{bjelke}} := \varphi_{\text{RH.bjelke}} \cdot \beta_{\text{f.cm.bjelke}} \cdot \beta_{\text{bjelke}}(t_0) = 1.888 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.2)}$$

Kryptall bjelke

$$\varphi_{\text{bjelke}}(t_1, t_0) := \varphi_{0.\text{bjelke}} \cdot \beta_{\text{c.bjelke}}(t_1, t_0) \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.1)}$$

Dekke:

$$u_{\text{dekke}} := 2 \cdot h_{\text{dekke}} + b_{\text{dekke}} + (b_{\text{dekke}} - b_1) = 2.625 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$h_{0.\text{dekke}} := \frac{2A_{\text{c.dekke}}}{u_{\text{dekke}} \cdot \text{mm}} = 300 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.6)}$$

$$\alpha_{1.\text{dekke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.dekke}}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\alpha_{2.\text{dekke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.dekke}}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\alpha_{3.\text{dekke}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm.dekke}}} \right)^{0.5} = 0.813 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8c)}$$

$$\beta_{\text{H.dekke}} := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012 \text{ RH})^{18} \right] \cdot h_{0.\text{dekke}} + 250 \alpha_{3.\text{dekke}}, 1500 \alpha_{3.\text{dekke}} \right]$$

$$\beta_{\text{H.dekke}} = 672.668 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.8b)}$$

$$\beta_{\text{c.dekke}}(t_1, t_0) := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_{\text{H.dekke}} + t_1 - t_0} \right)^{0.3} \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.7)}$$

$$\beta_{\text{c.dekke}}(t_1, t_0) = 0.995$$

$$\varphi_{\text{RH.dekke}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.\text{dekke}}}} \alpha_{1.\text{dekke}} \right) \cdot \alpha_{2.\text{dekke}} \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.3b)}$$

$$\varphi_{\text{RH.dekke}} = 1.229$$

$$\beta_{f.cm.dekke} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm.dekke} \cdot \frac{1}{MPa}}} = 2.308$$

EK 2 Tillegg B (B.4)

$$\beta_{dekke}(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}}$$

EK 2 Tillegg B (B.5)

$$\beta_{dekke}(t_0) = 0.743$$

$$\varphi_{0.dekke} := \varphi_{RH.dekke} \cdot \beta_{f.cm.dekke} \cdot \beta_{dekke}(t_0) = 2.107$$

EK 2 Tillegg B (B.2)

Kryptall dekke

$$\varphi_{dekke}(t_1, t_0) := \varphi_{0.dekke} \cdot \beta_{c.dekke}(t_1, t_0)$$

EK 2 Tillegg B (B.1)

Kryptall

$$\varphi_{dekke}(t_1, t_0) = 2.096 \quad \varphi_{bjelke}(t_1, t_0) = 1.881$$

$$\varphi_{dekke}(t_2, t_0) = 1.538 \quad \varphi_{bjelke}(t_2, t_0) = 1.469$$

$$\varphi_{dekke}(t_3, t_0) = 0.776 \quad \varphi_{bjelke}(t_3, t_0) = 0.769$$

Effektiv E-modul

$$E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0) := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke}(t_1, t_0)}$$

EK 2 pkt. 7.4.3(5)

$$E_{c.eff.dekke}(t_1, t_0) := \frac{E_{cm.dekke}}{1 + \varphi_{dekke}(t_1, t_0)}$$

Bjelke:

$$E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0) = 13192 \cdot MPa$$

$$E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0) = 15390 \cdot MPa$$

$$E_{c.eff.bjelke}(t_3, t_0) = 21476 \cdot MPa$$

Dekke:

$$E_{c,\text{eff.dekke}}(t_1, t_0) = 11629 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c,\text{eff.dekke}}(t_2, t_0) = 14186 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c,\text{eff.dekke}}(t_3, t_0) = 20268 \cdot \text{MPa}$$

Oppspenningstilstand

For krybergninger av kun bjelke er omkretsen eksponert for uttørkning endret

$$u_{\text{bjelke.oppssp.}} := 2 \left(h_1 + \sqrt{b_2^2 + h_2^2} + h_{\text{steg}} + \sqrt{b_4^2 + h_4^2} + h_5 \right) + b_5 + b_1 = 4487 \text{ mm}$$

Det gir

$$h_0 := \frac{2A_{c,\text{bjelke}}}{u_{\text{bjelke.oppssp.}} \cdot \text{mm}} = 158.717$$

Kryptall

$$\varphi_{\text{oppssp.}}(t_1, t_0) = 1.905$$

$$\varphi_{\text{oppssp.}}(t_2, t_0) = 1.509$$

$$\varphi_{\text{oppssp.}}(t_3, t_0) = 0.798$$

Effektiv E-modul

$$E_{c,\text{eff.oppssp.}}(t_1, t_0) = 13081 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c,\text{eff.oppssp.}}(t_2, t_0) = 15146 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c,\text{eff.oppssp.}}(t_3, t_0) = 21133 \cdot \text{MPa}$$

Svinnberegninger etter EK 2

Bjelke:

$$\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.02 \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.12)}$$

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

$$\alpha_{ds1} := 6 \quad \begin{array}{l} \text{Avhenger av sementklasse.} \\ \text{Har her valgt sementklasse R} \end{array}$$

$$\alpha_{ds2} := 0.11$$

$$\epsilon_{cd,0,bjelke} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm,bjelke}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\epsilon_{cd,0,bjelke} = 3.809 \times 10^{-4} \quad \text{EK 2 Tillegg B (B.11)}$$

$$h_{0,bjelke} = 158.717$$

gir

$$k_{h,bjelke} := 1 + \frac{0.85 - 1.0}{200 - 100} (h_{0,bjelke} - 100) = 0.912 \quad \text{EK 2 Tabell 3.3}$$

$$\beta_{ds,bjelke}(t_1, t_0) := \frac{t_1 - t_0}{(t_1 - t_0) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0,bjelke}^3}} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4(6)}$$

$$\beta_{ds,bjelke}(t_1, t_0) = 0.998$$

$$\epsilon_{cd,bjelke}(t_1, t_0) := \beta_{ds,bjelke}(t_1, t_0) \cdot k_{h,bjelke} \cdot \epsilon_{cd,0,bjelke} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4(6)}$$

$$\epsilon_{cd,bjelke}(t_1, t_0) = 3.466 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t_1) := 1 - e^{\left(-0.2t_1^{0.5} \right)} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

$$\beta_{as}(t_1) = 1$$

$$\epsilon_{ca.uendelig.bjelke} := 2.5 \left(\frac{f_{ck.bjelke}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 1.125 \times 10^{-4} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

$$\epsilon_{ca.uendelig.bjelke} = 1.125 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ca.bjelke}(t_1) := \beta_{as}(t_1) \cdot \epsilon_{ca.uendelig.bjelke} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

$$\epsilon_{ca.bjelke}(t_1) = 1.125 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.bjelke}(t_1, t_0) := \epsilon_{cd.bjelke}(t_1, t_0) + \epsilon_{ca.bjelke}(t_1) \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

Dekke:

$$\alpha_{ds1.dekke} := 4 \quad \text{For sementklasse N}$$

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

$$\epsilon_{cd.0.dekke} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1.dekke} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2.dekke} \cdot \frac{f_{cm.dekke}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\epsilon_{cd.0.dekke} = 3.024 \times 10^{-4}$$

EK 2 Tillegg B (B.11)

$$h_{0.dekke} = 300$$

gir

$$k_{h.dekke} := 0.75$$

EK 2 Tabell 3.3

$$\beta_{ds.dekke}(t_1, t_0) := \frac{t_1 - t_0}{(t_1 - t_0) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.dekke}^3}} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4(6)}$$

$$\beta_{ds.dekke}(t_1, t_0) = 0.994$$

$$\epsilon_{cd.dekke}(t_1, t_0) := \beta_{ds.dekke}(t_1, t_0) \cdot k_{h.dekke} \cdot \epsilon_{cd.0.dekke}$$

EK 2 pkt. 3.1.4(6)

$$\epsilon_{cd.dekke}(t_1, t_0) = 2.256 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t_1) = 1$$

$$\epsilon_{ca.uendelig.dekke} := 2.5 \left(\frac{f_{ck.dekke}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

$$\epsilon_{ca.uendelig.dekke} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca.dekke}(t_1) := \beta_{as}(t_1) \cdot \epsilon_{ca.uendelig.dekke} \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

$$\epsilon_{ca.dekke}(t_1) = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs.dekke}(t_1, t_0) := \epsilon_{cd.dekke}(t_1, t_0) + \epsilon_{ca.dekke}(t_1) \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.4 (6)}$$

Tøyninger forårsaket av svinn

$$\epsilon_{cs.bjelke}(t_1, t_0) = 4.591 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.bjelke}(t_2, t_0) = 3.945 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.bjelke}(t_3, t_0) = 1.562 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.dekke}(t_1, t_0) = 3.131 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.dekke}(t_2, t_0) = 2.297 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs.dekke}(t_3, t_0) = 8.149 \times 10^{-5}$$

Relaksjon etter EK2 3.3.2(7)

$$f_{p0.1k} := 1664 \text{MPa} \quad f_{pk} := 1860 \text{MPa}$$

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK 2 pkt. 5.10.3 (2)}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK 2 pkt. 3.3.2 (7)}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75 \quad t_{rel}(t_1) := 24 \cdot t_1$$

For spennstål i klasse 2

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad \text{EK 2 pkt. 3.3.2 (6)}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pr}}(t_1) := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{\text{rel}}(t_1)}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{\text{pi}} \quad \text{EK 2 pkt. 3.3.2 (7)}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pr}}(t_1) = 75.481 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pr}}(t_2) = 31.83 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pr}}(t_3) = 19.668 \text{ MPa}$$

Vedlegg 5

Beregning av stivhet

Beregning av bjelkestivhet

Materialdata

Dekke

$$f_{ck.dekke} := 45\text{MPa} \quad E_{cm.dekke} := 36000\text{MPa}$$

$$f_{cm.dekke} := 53\text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8\text{MPa}$$

Betongelementer

$$f_{ck.bjelke} := 55\text{MPa} \quad E_{cm.bjelke} := 38000\text{MPa}$$

$$f_{cm.bjelke} := 63\text{MPa} \quad L_{bjelke} := 25\text{m}$$

$$f_{ctm.bjelke} := 4.2\text{MPa}$$

Spennarmering (Grade 270 K)

$$f_{p0.1k} := 1664\text{MPa} \quad E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1860\text{MPa} \quad A_{p.pertau} := 140\text{mm}^2$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EK 2 Tabell 2.1N

$$A_p := 32 \cdot A_{p.pertau} = 4.48 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 6250 \cdot \text{kN}$$

EK 2 pkt. 5.10.3 (2)

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200\text{mm}$$

$$b_1 := 600\text{mm} \quad b_2 := 235\text{mm} \quad b_3 := 130\text{mm} \quad b_4 := 280\text{mm}$$

$$b_5 := 690\text{mm}$$

$$h_1 := 150\text{mm} \quad h_2 := 70\text{mm} \quad h_3 := 880\text{mm} \quad h_4 := 64\text{mm}$$

$$h_5 := 170\text{mm}$$

Dekke

$$b_{\text{dekke}} := 1312.5\text{mm}$$

$$h_{\text{dekke}} := 300\text{mm}$$

$$h := h_b + h_{\text{dekke}} = 1.5 \times 10^3 \text{mm}$$

Høyde armering

$$h_{\text{gr1}} := 70\text{mm}$$

$$h_{\text{gr3}} := 150\text{mm}$$

$$h_{\text{gr2}} := 110\text{mm}$$

$$h_{\text{gr4}} := 1135\text{mm}$$

Areal

$$A_{c1} := b_1 \cdot h_1 = 9 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c2} := b_2 \cdot h_2 = 1.645 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c3} := b_3 \cdot h_3 = 114400 \text{mm}^2$$

$$A_{c4} := b_4 \cdot h_4 = 1.792 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$A_{c5} := b_5 \cdot h_5 = 117300 \text{mm}^2$$

$$A_{c.\text{bjelke}} := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 356070 \cdot \text{mm}^2$$

Dekke

$$A_{c.dekke} := b_{dekke} \cdot h_{dekke} = 3.938 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_c := A_{c.dekke} + A_{c.bjelke} = 7.498 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Spenntau

$$A_{p1} := A_{p.pertau} \cdot 12 = 1.68 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p2} := A_{p1} = 1.68 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{p3} := A_{p.pertau} \cdot 4 = 560 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p4} := A_{p.pertau} \cdot 4 = 560 \cdot \text{mm}^2$$

Tyngdepunkt spennarmering

$$h_{p.ok} := h_{gr4} = 1.135 \times 10^3 \text{ nr } A_{p.ok} := A_{p4}$$

$$A_{p.uk} := A_{p1} + A_{p2} + A_{p3}$$

$$h_{p.uk} := \frac{h_{gr1} \cdot A_{p1} + h_{gr2} \cdot A_{p2} + h_{gr3} \cdot A_{p3}}{A_{p.uk}} = 98.571 \text{ mm}$$

$$h_p := \frac{h_{gr1} \cdot A_{p1} + h_{gr2} \cdot A_{p2} + h_{gr3} \cdot A_{p3} + h_{gr4} \cdot A_{p4}}{A_p} = 228 \text{ mm}$$

Eksentrisitet betong og stål fra underkant tverrsnitt

$$e_{c1} := h_b - \frac{h_1}{2} = 1125 \text{ mm} \quad e_{c.\text{dekke}} := h - \frac{h_{\text{dekke}}}{2} = 1350 \text{ mm}$$

$$e_{c2} := h_b - h_1 - \frac{h_2}{3} = 1026.7 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c3} := h_5 + \frac{h_3}{2} = 610 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c4} := h_5 + \frac{h_4}{3} = 191.3 \cdot \text{mm}$$

$$e_{c5} := \frac{h_5}{2} = 85 \cdot \text{mm}$$

$$h_p := \frac{h_{gr1} \cdot A_{p1} + h_{gr2} \cdot A_{p2} + h_{gr3} \cdot A_{p3} + h_{gr4} \cdot A_{p4}}{A_p} = 228 \text{ mm}$$

Beregning av tyngdepunkt kortid og langtid

Kort tid

$$\eta_{k.\text{bjelke}} := \frac{E_p}{E_{\text{cm.bjelke}}} = 5.1$$

$$\eta_{k.\text{dekke}} := \frac{E_{\text{cm.dekke}}}{E_{\text{cm.bjelke}}} = 0.9$$

$$A_{t.k} := A_{c.\text{bjelke}} + (\eta_{k.\text{bjelke}} - 1)A_p + \eta_{k.\text{dekke}} \cdot A_{c.\text{dekke}} = 7.476 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$zA_{c.\text{bjelke}.k} := A_{c1} \cdot e_{c1} + A_{c2} \cdot e_{c2} + A_{c3} \cdot e_{c3} + A_{c4} \cdot e_{c4} + A_{c5} \cdot e_{c5} = 2 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$zA_{c.\text{dekke}.k} := (\eta_{k.\text{dekke}}) \cdot A_{c.\text{dekke}} \cdot e_{c.\text{dekke}} = 503.6 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$zA_{s.k} := (\eta_{k.\text{bjelke}} - 1) \cdot (A_{p1} \cdot h_{gr1} + A_{p2} \cdot h_{gr2} + A_{p3} \cdot h_{gr3} + A_{p4} \cdot h_{gr4}) = 4.2 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$z_{t.k} := \frac{zA_{c.bjelke.k} + zA_{c.dekke.k} + zA_{s.k}}{A_{t.k}} = 948.5 \text{ mm}$$

Lang tid

Kryptall

$$\varphi_{dekke}(t_1, t_0) = 2.096 \quad \varphi_{bjelke}(t_1, t_0) = 1.881$$

$$\varphi_{dekke}(t_2, t_0) = 1.538 \quad \varphi_{bjelke}(t_2, t_0) = 1.469$$

$$\varphi_{dekke}(t_3, t_0) = 0.776 \quad \varphi_{bjelke}(t_3, t_0) = 0.769$$

Effektiv E-modul

$$E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0) := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke}(t_1, t_0)}$$

$$E_{c.eff.dekke}(t_1, t_0) := \frac{E_{cm.dekke}}{1 + \varphi_{dekke}(t_1, t_0)}$$

$$E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0) = 13192 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0) = 15390 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.eff.bjelke}(t_3, t_0) = 21476 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.eff.dekke}(t_1, t_0) = 11629 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.eff.dekke}(t_2, t_0) = 14186 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.eff.dekke}(t_3, t_0) = 20268 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{kryp.b}(t_1, t_0) := \frac{E_p}{E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0)}$$

$$\eta_{kryp.d}(t_1, t_0) := \frac{E_{c.eff.dekke}(t_1, t_0)}{E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0)}$$

$$\eta_{L.bjelke} := \eta_{kryp.b}(t_1, t_0) = 14.8$$

$$\eta_{L.dekke} := \eta_{kryp.d}(t_1, t_0) = 0.9$$

$$A_{t.L} := A_{c.bjelke} + (\eta_{L.bjelke} - 1)A_p + \eta_{L.dekke} \cdot A_{c.dekke} = 7.649 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$zA_{c.bjelke} := A_{c1} \cdot e_{c1} + A_{c2} \cdot e_{c2} + A_{c3} \cdot e_{c3} + A_{c4} \cdot e_{c4} + A_{c5} \cdot e_{c5} = 2 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

$$zA_{c.dekke} := (\eta_{L.dekke}) \cdot A_{c.dekke} \cdot e_{c.dekke} = 468.6 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$zA_s := (\eta_{L.bjelke} - 1) \cdot (A_{p1} \cdot h_{gr1} + A_{p2} \cdot h_{gr2} + A_{p3} \cdot h_{gr3} + A_{p4} \cdot h_{gr4}) = 1.4 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$z_{t.L} := \frac{zA_{c.bjelke} + zA_{c.dekke} + zA_s}{A_{t.L}} = 894 \text{ mm}$$

Beregning av treghetsmoment korttid

Betongbjelke

$$I_{z.c1.k} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_{c1} \cdot (z_{t.k} - e_{c1})^2 = 3 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{z.c2.k} := 2 \frac{1}{36} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + A_{c2} \cdot (z_{t.k} - e_{c2})^2 = 1 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{z.c3.k} := \frac{1}{12} \cdot b_3 \cdot h_3^3 + A_{c3} \cdot (z_{t.k} - e_{c3})^2 = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.c4.k} := 2 \frac{1}{36} \cdot b_4 \cdot h_4^3 + A_{c4} \cdot (z_{t.k} - e_{c4})^2 = 1 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.c5.k} := \frac{1}{12} \cdot b_5 \cdot h_5^3 + A_{c5} \cdot (z_{t.k} - e_{c5})^2 = 8.8 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.bjelke.k} := I_{z.c1.k} + I_{z.c2.k} + I_{z.c3.k} + I_{z.c4.k} + I_{z.c5.k} = 1.2 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_{z.p1.k} := (\eta_{k.bjelke} - 1)A_{p1} \cdot (z_{t.k} - h_{gr1})^2 = 5.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p2.k} := (\eta_{k.bjelke} - 1) A_{p2} \cdot (z_{t.k} - h_{gr2})^2 = 4.9 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p3.k} := (\eta_{k.bjelke} - 1) A_{p3} \cdot (z_{t.k} - h_{gr3})^2 = 1.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p4.k} := (\eta_{k.bjelke} - 1) A_{p4} \cdot (z_{t.k} - h_{gr4})^2 = 8 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p.k} := I_{z.p1.k} + I_{z.p2.k} + I_{z.p3.k} + I_{z.p4.k} = 1.2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Brudekke

$$I_{z.dekke.k} := (\eta_{k.dekke}) \cdot \frac{1}{12} \cdot b_{dekke} \cdot h_{dekke}^3 + \eta_{k.dekke} \cdot A_{c.dekke} \cdot (z_{t.k} - e_{c.dekke})^2 = 6.$$

Treghetsmoment kort tid

$$I_{z.k} := I_{z.bjelke.k} + I_{z.p.k} + I_{z.dekke.k} = 196.314 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Beregning av treghetsmoment lang tid

Betongbjelke

$$I_{z.c1} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_{c1} \cdot (z_{t.L} - e_{c1})^2 = 5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{z.c2} := 2 \frac{1}{36} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + A_{c2} \cdot (z_{t.L} - e_{c2})^2 = 2.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{z.c3} := \frac{1}{12} \cdot b_3 \cdot h_3^3 + A_{c3} \cdot (z_{t.L} - e_{c3})^2 = 1.7 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.c4} := 2 \frac{1}{36} \cdot b_4 \cdot h_4^3 + A_{c4} \cdot (z_{t.L} - e_{c4})^2 = 8.9 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.c5} := \frac{1}{12} \cdot b_5 \cdot h_5^3 + A_{c5} \cdot (z_{t.L} - e_{c5})^2 = 7.7 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.bjelke.L} := I_{z.c1} + I_{z.c2} + I_{z.c3} + I_{z.c4} + I_{z.c5} = 1.1 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_{z.p1} := (\eta_{L.bjelke} - 1) A_{p1} \cdot (z_{t.L} - h_{gr1})^2 = 1.6 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p2} := (\eta_{L.bjelke} - 1) A_{p2} \cdot (z_{t.L} - h_{gr2})^2 = 1.4 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p3} := (\eta_{L.bjelke} - 1) A_{p3} \cdot (z_{t.L} - h_{gr3})^2 = 4.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p4} := (\eta_{L.bjelke} - 1) A_{p4} \cdot (z_{t.L} - h_{gr4})^2 = 4.5 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.p.L} := I_{z.p1} + I_{z.p2} + I_{z.p3} + I_{z.p4} = 3.5 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Brudekke

$$I_{z.dekke.L} := (\eta_{L.dekke}) \cdot \frac{1}{12} \cdot b_{dekke} \cdot h_{dekke}^3 + \eta_{L.dekke} \cdot A_{c.dekke} \cdot (z_{t.L} - e_{c.dekke})^2 = 7$$

Treghetsmoment lang tid

$$I_{z.L} := I_{z.bjelke.L} + I_{z.p.L} + I_{z.dekke.L} = 217.231 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Stivhet og E-modul for tverrsnittet

Kort tid

$$EI_{bjelke.k} := E_{cm.bjelke} \cdot (I_{z.bjelke.k} + I_{z.p.k}) = 5.1 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{dekke.k} := E_{cm.dekke} \cdot I_{z.dekke.k} = 2.3 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{z.samvirke.k} := EI_{bjelke.k} + EI_{dekke.k} = 7.334 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$E_{c.eff.samvirke.k} := \frac{EI_{z.samvirke.k}}{I_{z.k}} = 37359 \cdot \text{MPa}$$

Lang tid

$$EI_{eff.bjelke} := E_{c.eff.bjelke}(t_1, t_0) \cdot (I_{z.bjelke.L} + I_{z.p.L}) = 1.9 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{eff.dekke} := E_{c.eff.dekke}(t_1, t_0) \cdot I_{z.dekke.L}$$

$$EI_{z,\text{samvirke.L}} := EI_{\text{eff.bjelke}} + EI_{\text{eff.dekke}} = 2.749 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$E_{c,\text{eff.samvirke}} := \frac{EI_{z,\text{samvirke.L}}}{I_{z.L}} = 12654 \cdot \text{MPa}$$

Fjærstivhet

$$k_{\text{fast.innspent.L}} := 2 \cdot \frac{12EI_{z,\text{samvirke.L}}}{(0.5L_{\text{bjelke}})^3} = 33.78 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Vedlegg 6

Bjelke stivheter

Vedlegg 6 Bjelkestivheter

Tabellene under viser bjelkestivheten ved forskjellige tidspunkt. Tabellene er benyttet til beregning av omlagring av momenter og ved modellering

Bjelkestivheter benyttet til beregning av omlagring av egenlast

MOT 1200 belastet etter 3 dager, betraktet etter 100 år og 1 år

Hva	Størrelse						Benevning
t	36500	36500	28	0	365	365	dager
t.0	3	28	3	0	3	28	dager
$\varphi(t,t.0)$	1,905	1,252	0,798	0	1,509	0,98	
Ec.eff	13081	16872	21133	38000	15146	19191	Mpa
I.bjelke	8,28E+10	7,967E+10	7,749E+10	7,352E+10	8,09E+10	7,84E+10	mm ⁴
Ec.eff*I	1,082E+15	1,344E+15	1,638E+15	2,794E+15	1,225E+15	1,504E+15	Nmm ²

Stivhet av samvirkebjelke belastet etter 28 dager og betraktet etter hundre år

Bjelke nr	1	2 og 6	3,4 og 5	7	Benevning
b[mm]	1312,5	1527,5	1800	1422,5	mm
Betraktningstidspunkt (t)	36500	36500	36500	36500	dager
Belastningstidspunkt (t0)	28	28	28	28	dager
Kryptall bjelke	0,769	0,769	0,769	1,236	
Kryptall dekke	0,776	0,776	0,776	1,378	
Tyngdepunkt	909,6	940,8	974,5	926,1	
Tregghetsmoment	2,10E+11	2,20E+11	2,32E+11	2,15E+11	mm ⁴
E-modul	16369	16393	16423	16381	Mpa
EI	3,430E+15	3,612E+15	3,811E+15	3,526E+15	N*mm ²
L	25	25	25	25	m
Fjærstivhet fast innspent	42,15	44,38	46,83	43,33	kN/mm
L	12,5	12,5	12,5	12,5	m
Fjærstivhet fast innspent	337,17	355,05	374,66	346,61	kN/mm

Stivhet av samvirkebjelke belastet etter 28 dager og betraktet etter ett år

Bjelke nr	1	2 og 6	3,4 og 5	7	Benevning
b[mm]	1312,5	1527,5	1800	1422,5	mm
Betraktningstidspunkt (t)	365	365	365	365	dager
Belastningstidspunkt (t0)	28	28	28	28	dager
Kryptall bjelke	0,954	0,954	0,954	0,954	
Kryptall dekke	0,997	0,997	0,997	0,997	
Tyngdepunkt	923,6	954,6	988	940	
Tregghetsmoment	2,08E+11	2,19E+11	2,30E+11	2,14E+11	mm ⁴
E-modul	18979	18998	19022	18989	Mpa
EI	3,956E+15	4,160E+15	4,383E+15	4,064E+15	N*mm ²
L	25	25	25	25	m
Fjærstivhet fast innspent	48,62	51,12	53,86	49,94	kN/mm
L	12,5	12,5	12,5	12,5	m
Fjærstivhet fast innspent	388,93	408,99	430,85	399,55	kN/mm

Bjelkestivheter benyttet til modellering og beregning av omlagring av momenter

Stivhet av samvirkebjelke belastet etter tre dager og betraktet etter hundre år

Bjelke nr	1	2 og 6	3,4 og 5	7	Benevning
b[mm]	1312,5	1527,5	1800	1422,5	mm
betraktningstidspunkt (t)	36500	36500	36500	36500	dager
belastningstidspunkt (t0)	3	3	3	3	dager
Kryptall bjelke	1,881	1,881	1,881	1,881	
Kryptall dekke	2,096	2,096	2,096	2,096	
Tyngdepunkt	894,2	925,7	960	910,9	mm
Tregghetsmoment	2,17E+11	2,29E+11	2,41E+11	2,23E+11	mm ⁴
E-modul	12654	12674	12699	12664	Mpa
EI	2,749E+15	2,898E+15	3,062E+15	2,828E+15	N*mm ²
L	25	25	25	25	m
Fjærstivhet fast innspent	33,78	35,61	37,63	34,74	kN/mm
L	12,5	12,5	12,5	12,5	m
Fjærstivhet fast innspent	270,22	284,88	301,00	277,96	kN/mm

Stivhet av samvirkebjelke belastet etter tre dager og betraktet etter ett år

Bjelke nr	1	2 og 6	3,4 og 5	7	Benevning
b[mm]	1312,5	1527,5	1800	1422,5	mm
betraktningstidspunkt (t)	365	365	365	365	dager
belastningstidspunkt (t0)	3	3	3	3	dager
Kryptall bjelke	1,469	1,469	1,469	1,469	
Kryptall dekke	1,538	1,538	1,538	1,538	
Tyngdepunkt	911,17	943,1	976,9	928,4	
Tregghetsmoment	2,15E+11	2,26E+11	2,38E+11	2,21E+11	mm ⁴
E-modul	14984	15001	15021	14993	Mpa
EI	3,223E+15	3,392E+15	3,577E+15	3,313E+15	N*mm ²
L	25	25	25	25	m
Fjærstivhet fast innspent	39,60	41,68	43,96	40,70	kN/mm
L	12,5	12,5	12,5	12,5	m
Fjærstivhet fast innspent	316,82	333,47	351,64	325,63	kN/mm

Vedlegg 7

Omlagring av momenter og tvangsmoment

Omlagring av momenter og fordeling av oppspennings- og tvangsmoment

Tversnittsdata, lengde og egenlast

$$b := 1312.5\text{mm} \quad L := 25\text{m}$$

$$h := 300\text{mm}$$

$$g_{\text{bjelke}} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{dekke}} := b \cdot h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 9.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := g_{\text{bjelke}} + g_{\text{dekke}} = 18.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Oppleggskraft

$$F_z := \frac{q \cdot L}{2} = 235.5 \cdot \text{kN}$$

Stivheter lang tid

1 år

$$EI_{\text{b.3.365}} := 1.225 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{b.28.365}} := 1.504 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{b.3.28}} := 1.638 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{s.28.365}} := 3.956 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{b.0}} := 2.794 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

100 år

$$EI_{\text{b.3.36500}} := 1.082 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{b.28.36500}} := 1.344 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{s.28.36500}} := 3.430 \cdot 10^{15} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Andel av egenlasten som virker som et kontinuerlig system

Egenlast bjelke

1 år

$$x_1 := \frac{\frac{1}{EI_{b.3.365}} - \frac{1}{EI_{b.3.28}}}{\frac{1}{5EI_{s.28.365}} + \frac{1}{EI_{b.28.365}}} = 0.288$$

100 år

$$x_{100} := \frac{\frac{1}{EI_{b.3.36500}} - \frac{1}{EI_{b.3.28}}}{\frac{1}{5EI_{s.28.36500}} + \frac{1}{EI_{b.28.36500}}} = 0.391$$

Egenlast dekke

1 år

$$x_2 := \frac{\frac{1}{EI_{b.28.365}} - \frac{1}{EI_{b.0}}}{\frac{1}{5EI_{s.28.365}} + \frac{1}{EI_{b.28.365}}} = 0.429$$

100

$$x_{2.100} := \frac{\frac{1}{EI_{b.28.36500}} - \frac{1}{EI_{b.0}}}{\frac{1}{5EI_{s.28.36500}} + \frac{1}{EI_{b.28.36500}}} = 0.481$$

Omlagring av momenter og skjærkraft fra egenlast

1 år

$$M_{\text{fritt.opplagt.1}} := (1 - x_1) \cdot \frac{g_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{8} + (1 - x_2) \cdot g_{\text{dekke}} \cdot \frac{L^2}{8} = 939.908 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fast.innspent.1}} := x_1 \cdot \frac{g_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{24} + x_2 \cdot \frac{g_{\text{dekke}} \cdot L^2}{24} = 177.42 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{omlagring.1}} := -M_{\text{fritt.opplagt.1}} - M_{\text{fast.innspent.1}} = -1117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

100 år

$$M_{\text{fritt.opplagt.100}} := (1 - x_{100}) \cdot \frac{g_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{8} + (1 - x_{2.100}) \cdot g_{\text{dekke}} \cdot \frac{L^2}{8} = 827.147 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fast.innspent.100}} := x_{100} \cdot \frac{g_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{24} + x_{2.100} \cdot \frac{g_{\text{dekke}} \cdot L^2}{24} = 215.007 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{omlagring.100}} := -M_{\text{fritt.opplagt.100}} - M_{\text{fast.innspent.100}} = -1042 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft felt 1 og 100 år

$$L_{\text{felt}} := 12.5 \text{m}$$

$$V_g(L_{\text{felt}}) := \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot L_{\text{felt}}$$

$$V_g(L_{\text{felt}}) = 0 \cdot \text{kN}$$

Momenter og skjærkraft fra egenlast over opplegg

1 år

$$M_{\text{støtte.1}} := x_1 \cdot \frac{\xi_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{12} + x_2 \cdot \frac{\xi_{\text{dekke}} \cdot L^2}{12} = 354.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

100 år

$$M_{\text{støtte.100}} := x_{100} \cdot \frac{\xi_{\text{bjelke}} \cdot L^2}{12} + x_{2.100} \cdot \frac{\xi_{\text{dekke}} \cdot L^2}{12} = 430 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft støtte 1 og 100 år

$$L_{\text{støtte}} := 0$$

$$V_g(L_{\text{støtte}}) = 236 \cdot \text{kN}$$

Momenter og skjærkraft fra egenlast ved støtte

$$L_{\text{nær.støtte}} := 1964 \text{mm}$$

1 år

$$M_{\text{nær.støtte1}} := M_{\text{støtte.1}} - \left(\frac{q \cdot L}{2} \cdot L_{\text{nær.støtte}} - q \cdot \frac{L_{\text{nær.støtte}}^2}{2} \right) = -71 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

100 år

$$M_{\text{nær.støtte100}} := M_{\text{støtte.100}} - \left(\frac{q \cdot L}{2} \cdot L_{\text{nær.støtte}} - q \cdot \frac{L_{\text{nær.støtte}}^2}{2} \right) = 4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Oppspennings- og tvangsmomenter

1 år

$$M_{0.1} := -3785 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{tvang}.1} := \left(-\frac{M_{0.1}}{EI_{b.3.365}} + \frac{M_{0.1}}{EI_{b.3.28}} \right) EI_{b.28.365} = 1172 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{tot}.1} := M_{\text{tvang}.1} + M_{0.1} = -2613 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Forholdet mellom moment fra spennkraft og tvangsmomentet

$$\frac{M_{\text{tvang}.1}}{|M_{0.1}|} = 31.0\%$$

100 år

$$M_{0.100} := -4163 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{tvang}.100} := \left(-\frac{M_{0.100}}{EI_{b.3.36500}} + \frac{M_{0.100}}{EI_{b.3.28}} \right) EI_{b.28.36500} = 1755 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{tot}.100} := M_{\text{tvang}.100} + M_{0.100} = -2408 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Forholdet mellom moment fra spennkraft og tvangsmomentet

$$\frac{M_{\text{tvang}.100}}{|M_{0.100}|} = 42.2\%$$

Vedlegg 8

Oppleggslaster

Feltmidje Snitt A-A	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	Bjelke 7
Langtidsstivhet 1 år	39,6	41,68	43,96	43,96	43,96	41,68	40,7
Egenlast slit kant kN/m	13,49	6,75	3,84	3,69	3,83	6,63	13,58
Trafikklast 5,4 kN/m	7,68	6,02	2,67	0,27	-0,28	-0,15	0
Trafikklast 2,5 kN/m	-0,31	0,98	3,22	4,46	4,58	3,81	3,27
Langtidsstivhet 100 år	33,78	35,61	37,63	37,63	37,63	35,61	34,74
Egenlast slit kant kN/m	13,26	6,97	3,9	3,59	3,89	6,84	13,36
Trafikklast 5,4 kN/m	7,66	5,98	2,7	0,32	-0,28	-0,16	-0,02
Trafikklast 2,5 kN/m	-0,3	1	3,2	4,43	4,57	3,82	3,28

L/4	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	Bjelke 7
Langtidsstivhet 1år	316,82	333,47	351,64	351,64	351,64	333,47	325,63
Egenlast slit kant kN/m	16,66	2,24	4,17	5,66	4,19	2,17	16,71
Trafikklast 5,4 kN/m	7,42	6,8	2,32	-0,27	-0,09	0,01	0
Trafikklast 2,5 kN/m	-0,22	0,56	3,49	4,65	4,6	3,69	3,23
Langtidsstivhet 100år	270,22	284,88	301	301	301	284,88	277,96
Egenlast slit kant kN/m	16,43	2,63	4,05	5,59	4,07	2,55	16,48
Trafikklast 5,4 kN/m	7,45	6,73	2,35	-0,24	-0,11	0,01	0,01
Trafikklast 2,5 kN/m	-0,24	0,6	3,46	4,65	4,6	3,7	3,23

Opplegg Snitt B-B	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	Bjelke 7
Egenlast slit,kant kN/m	19,09	-2,3	6,75	4,74	6,74	-2,3	19,09
Trafikklast 5,4 kN/m	7,06	7,56	1,88	-0,39	0,1	-0,03	0,01
Trafikklast 2,5 kN/m	-0,02	0,11	3,83	4,56	4,65	3,62	3,25

Vedlegg 9

Krefter fra Focus

Bjelke 1	1år										100år									
	Med felt	Med Støte	Med kant	Med ved kant	opplegskr aft	Ved over opplegg	Ved d ut				Med felt	Med Støte	Med kant	Med ved kant	opplegskr aft	Ved over opplegg	Ved d ut			
Oppspenning	-4272	0	4272	4272	0		0				-4163	0	4163	4163	0		0			
Omlagring egenlast	-1117	355	-71	-71	471	236	196				-1042	430	183	4	471	236	196			
Egenlast slit,rek,kant	-411	825	696	432	416	183	154				-405	815	687	419	412	182	152			
Trafkk jevnt	-325	468	403	270	203	92	77				-325	468	403	267	203	93	77			
Boggi 2 x 150 kN	-1185	631	606	556	183	291	272				-1185	631	606	556	183	291	272			
temperatur 10,5 over	-438	-376	-382	298	6	5	5				-438	-376	-382	298	6	5	5			
Temp 8 under	334	286	292	292	-5	-4	-4				334	286	292	292	-5	-4	-4			
Tvangsmoment	-1322	0	-1322	-1322	0	0	0				1755	0	1755	-1755	0	0	0			

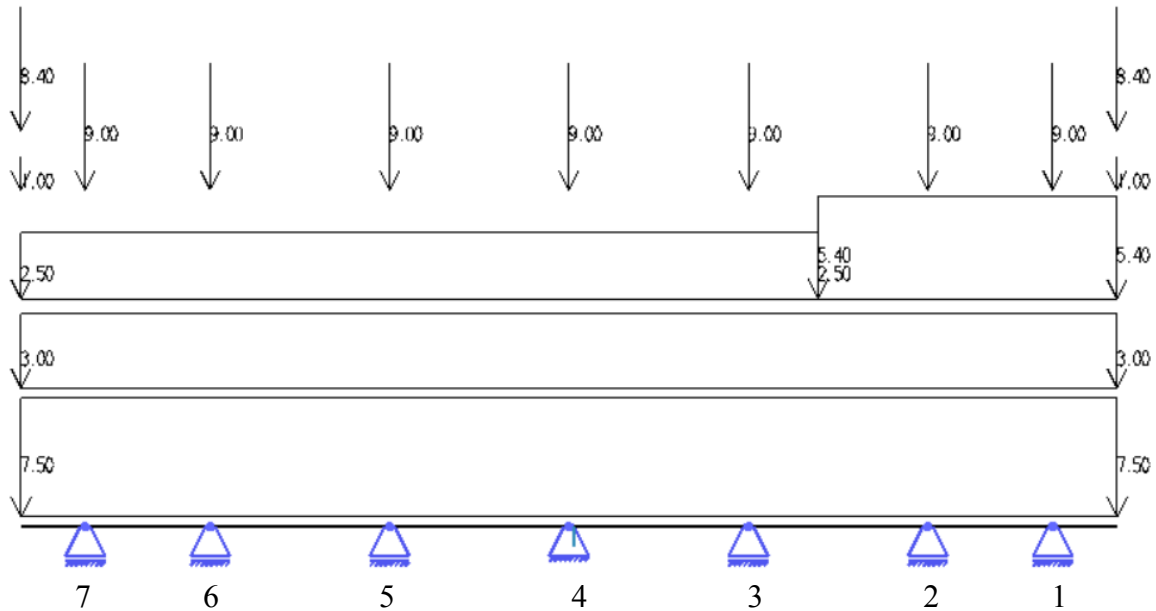
Bjelke 2	1år										100år									
	Med felt	Med Støte	Med kant	Med ved kant	opplegskra ft	Ved over opplegg	Ved d ut				Med felt	Med Støte	Med kant	Med ved kant	opplegskra ft	Ved over opplegg	Ved d ut			
Oppspenning	4468	0	4468	4468	0		0				4360	0	4360	0			0			
Omlagring egenlast	-1206	392,2	218	511,4	511,4	255,7	255,7				-1126	472,2	298	511,4	255,7	255,7	255,7			
Egenlast slit,rek,kant	-120,98	178,09	156,67	57,22	30,6	29,6	29,6				-128,77	193,16	169,56	62,52	33,71	33,71	32,8			
Trafkk jevnt	-322,96	468,63	468,63	206,31	93,66	78,09	78,09				-313,09	468,22	402,22	206,68	93,38	93,38	78,6			
Boggi 2 x 150 kN	1184,61	631,31	606,1	183,03	291	271,5	271,5				1184,61	631,31	606,1	183,03	291	271,5	271,5			
temperatur 10,5c over	-461,17	-395,85	-401,64	6,49	5	5,12	5,12				-461,17	-395,85	-401,64	6,49	5	5	5,12			
Temp 8 under	350,39	301,6	305,9	-4,94	-4	-3,9	-3,9				350,39	301,6	305,9	-4,94	-4	-4	-3,9			
Tvangsmoment	-1385	0	-1385	0	0	0	0				-1840	0	-1840	0	0	0	0			

Vedlegg 10

Verifisering av Focus

Verifisering av Focus modell

Plate



Oppleggslastene fra modellen over blir summert

$$F_{z1} := 44.88\text{kN} \quad F_{z2} := 25.19\text{kN} \quad F_{z3} := 35.58\text{kN} \quad F_{z4} := 31.05\text{kN}$$

$$F_{z5} := 34.58\text{kN} \quad F_{z6} := 21.1\text{kN} \quad F_{z7} := 41.11\text{kN}$$

$$\sum_n F_{yi} := F_{z1} + F_{z2} + F_{z3} + F_{z4} + F_{z5} + F_{z6} + F_{z7} = 233.5 \cdot \text{kN}$$

Summen av lastene i z retning

Egenlast

$$G_{\text{dekke}} := 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 11\text{m} = 82.5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{slit}} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 11\text{m} = 33 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Mot}} := 9\text{kN}$$

$$G_{\text{kant}} := 8.4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rek}} := 1 \text{ kN}$$

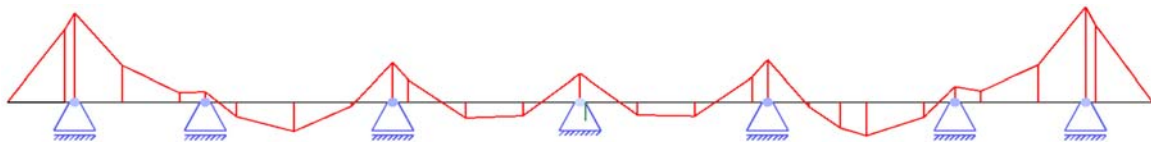
Nyttelast fra trafikk

$$Q_{\text{tra.2.5}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8 \text{ m} = 20 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tra.5.4}} := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3 \text{ m} = 16.2 \text{ kN}$$

$$\sum_n \text{last } G_{\text{dekke}} + G_{\text{slit}} + 7 \cdot G_{\text{Mot}} + 2 \cdot G_{\text{kant}} + 2 \cdot G_{\text{rek}} + Q_{\text{tra.2.5}} + Q_{\text{tra.5.4}} = 233.5 \text{ kN}$$

Oppleggskreftene er de samme som lastene så da har modellen tatt med alle lastene



Maks moment er over bjelke 1

$$M_{\text{ed.b1.f}} := 9.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ed.b1.re}} := 0.645 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN} + 0.645 \text{ m} \cdot 8.4 \text{ kN} + (7.5 \text{ kN} + 3 \text{ kN} + 5.4 \text{ kN}) \cdot \frac{(0.645 \text{ m})^2}{2} = 9.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment over bjelke 3

$$M_{\text{ed.bjelke3.focus}} := 4.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra modell}$$

$$M_{\text{ed.b1.re.1}} := 3.7 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN} + 3.7 \text{ m} \cdot 8.4 \text{ kN} + 9 \text{ kN} \cdot 1.8 \text{ m} + 9 \text{ kN} \cdot 3.055 \text{ m} + \left(7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot \frac{(3.7 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{\text{ed.b1.re2.2}} := \left(5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3\text{m}\right) \cdot \left(\frac{3\text{m}}{2} + 0.7\text{m}\right) + 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(0.7\text{m})^2}{2} - F_{z1} \cdot 3.055\text{m} + -F_{z2} \cdot 1.8\text{m}$$

$$M_{\text{ed.b1.re.tot}} := M_{\text{ed.b1.re.1}} + M_{\text{ed.b1.re2.2}} = 4.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Får det samme momentet med håndberegning som det er oppgitt i modell

Moment i felt

$$M_{\text{ed.maks.felt.focus}} := -3.32 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Fra modell}$$

$$M_{\text{ed.maks.felt.re.1}} := 2.8\text{m} \cdot 1\text{kN} + 2.8\text{m} \cdot 8.4\text{kN} + 9\text{kN} \cdot 0.9\text{m} + 9\text{kN} \cdot 2.155\text{m}$$

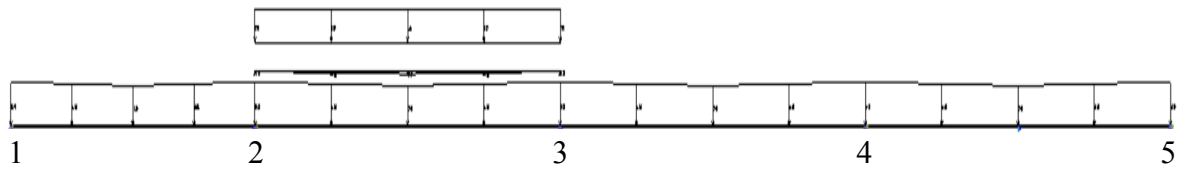
$$M_{\text{ed.maks.felt.re.2}} := \left(7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot \frac{(2.8\text{m})^2}{2} + 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(2.8\text{m})^2}{2} - F_{z1} \cdot 2.155\text{m} + -F_{z2} \cdot 0.9\text{m}$$

$$M_{\text{ed.maks.felt.re.tot}} := M_{\text{ed.maks.felt.re.1}} + M_{\text{ed.maks.felt.re.2}} = -3.244 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Differanse} := 1 - \frac{M_{\text{ed.maks.felt.re.tot}}}{M_{\text{ed.maks.felt.focus}}} = 0.023$$

Feltmomentet fra modell er 2.3% større en ved håndregning

Bjelke



Oppleggslastene fra modellen over blir summert

$$F_{zb1} := 111.93\text{kN}$$

$$F_{zb2} := 515.49\text{kN}$$

$$F_{zb3} := 519.31\text{kN}$$

$$F_{zb4} := 392.72\text{kN}$$

$$F_{zb5} := 210.55\text{kN}$$

$$\sum_n F_{ybi} := F_{zb1} + F_{zb2} + F_{zb3} + F_{zb4} + F_{zb5} = 1750\text{kN}$$

Summen av lastene i z retning

$$G_{eg.1} := 17.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{eg.2} := 15.075 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{t.1} := 7.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{t.2} := 7.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastlenger fra modellen

$$L_5 := 5\text{m}$$

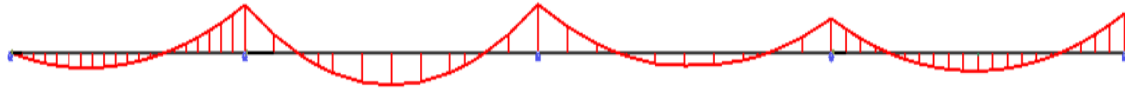
$$L_{6.25} := 6.25\text{m}$$

$$L_{20} := 20\text{m}$$

$$L_{25} := 25\text{m}$$

$$\sum_n \text{last } 6G_{eg.1} \cdot L_{6.25} + (2 \cdot G_{eg.1} + 2G_{eg.2}) \cdot L_5 + (6 \cdot G_{eg.2} + 2Q_{t.1} + 2Q_{t.2}) \cdot L_{6.25} = 1750\text{kN}$$

Oppleggskreftene er de samme som lastene så da har Focus tatt med alle lastene



Momenter hentet fra modellen

$$M_{\text{ed.akse3.focus}} := 1067.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ed.felt.lengde.focus}} := -741.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Må dele utregningen i flere biter for å få plass i Matchad

$$M_{\text{ed.a3.r.1}} := G_{\text{eg.1}} \cdot L_5 \cdot \left(L_{25} + L_{20} - \frac{L_5}{2} \right) + G_{\text{eg.2}} \cdot 2 \cdot L_5 \cdot \left(L_{25} + \frac{L_{20}}{2} \right) + G_{\text{eg.1}} \cdot L_5 \cdot \left(L_{25} + \frac{L_5}{2} \right)$$

$$M_{\text{ed.a3.r.2}} := G_{\text{eg.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \left(L_{25} - \frac{L_{6.25}}{2} \right) + G_{\text{eg.2}} \cdot 2 \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{25}}{2} + G_{\text{eg.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{6.25}}{2}$$

$$M_{\text{ed.a3.r.3}} := Q_{\text{t.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \left(L_{25} - \frac{L_{6.25}}{2} \right) + Q_{\text{t.2}} \cdot 2 \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{25}}{2} + Q_{\text{t.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{6.25}}{2}$$

$$M_{\text{ed.a3.r.4}} := -F_{\text{zb1}} \cdot (L_{20} + L_{25}) - F_{\text{zb2}} \cdot L_{25}$$

Støttemomentet over akse 3 blir da

$$M_{\text{ed.a3.r.tot}} := M_{\text{ed.a3.r.1}} + M_{\text{ed.a3.r.2}} + M_{\text{ed.a3.r.3}} + M_{\text{ed.a3.r.4}} = 1067.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Differansen mellom modellering og håndregning blir da

$$\text{Differanse}_2 := 1 - \frac{M_{\text{ed.a3.r.tot}}}{M_{\text{ed.akse3.focus}}} = 0.000060871$$

Feltmomentet fra Focus er 0,0000609% større en ved håndregning

Maks Feltmoment i felt nr 2 beregnet for hånd

$$M_{\text{ed.f.r1}} := G_{\text{eg.1}} \cdot L_5 \cdot \left(\frac{L_{25}}{2} + L_{20} - \frac{L_5}{2} \right) + G_{\text{eg.2}} \cdot 2 \cdot L_5 \cdot \left(\frac{L_{25}}{2} + \frac{L_{20}}{2} \right) + G_{\text{eg.1}} \cdot L_5 \cdot \left(\frac{L_{25}}{2} + \frac{L_5}{2} \right)$$

$$M_{\text{ed.f.r2}} := G_{\text{eg.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \left(\frac{L_{25}}{2} - \frac{L_{6.25}}{2} \right) + G_{\text{eg.2}} \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{6.25}}{2} + Q_{\text{t.1}} \cdot L_{6.25} \cdot \left(\frac{L_{25}}{2} - \frac{L_{6.25}}{2} \right)$$

$$M_{\text{ed.f.r3}} := Q_{\text{t.2}} \cdot L_{6.25} \cdot \frac{L_{6.25}}{2} - F_{\text{zb1}} \cdot \left(L_{20} + \frac{L_{25}}{2} \right) - F_{\text{zb2}} \cdot \frac{L_{25}}{2}$$

$$M_{\text{ed.f.r.tot}} := M_{\text{ed.f.r1}} + M_{\text{ed.f.r2}} + M_{\text{ed.f.r3}} = -742.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Differanse}_3 := 1 - \frac{M_{\text{ed.f.r.tot}}}{M_{\text{ed.felt.lengde.focus}}} = -0.000072864$$

Feltmomentet fra Focus er -0,0000723% mindre en ved håndregning

Vedlegg 11

Momentkapasitet ved opplegg

Beregning av momentkapasitet for samvirke ved opplegg

Materialdata

Betong

Bjelke

B55 (C65)

$$A_{c.bjelke} := 356070 \text{mm}^2$$

$$f_{ck} := 55 \text{MPa} \quad E_{cm.bjelke} := 38000 \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd.bjelke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.2 \text{MPa}$$

EK 2 pkt. 3.1.6 (1)

Dekke

B45 (C55)

$$f_{ck.dekke} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm.dekke} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd.dekke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.dekke}}{\gamma_c} = 25.5 \text{MPa}$$

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200 \text{mm}$$

$$b_1 := 600 \text{mm} \quad b_2 := 235 \text{mm} \quad b_3 := 130 \text{mm} \quad b_4 := 280 \text{mm}$$

$$b_5 := 690 \text{mm}$$

$$h_1 := 150 \text{mm} \quad h_2 := 70 \text{mm} \quad h_3 := 880 \text{mm} \quad h_4 := 64 \text{mm}$$

$$h_5 := 170 \text{mm}$$

$$z_t.bjelke := 565 \text{mm}$$

Dekke

$$b_{dekke} := 1312.5 \text{mm} \quad h_{dekke} := 300 \text{mm}$$

$$A_{c.dekke} := b_{dekke} \cdot h_{dekke} = 3.9 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$h := h_b + h_{dekke} = 1500 \text{ mm}$$

Samvirke

$$A_c := A_{c.bjelke} + A_{c.dekke}$$

$$z_t := 894 \text{ mm}$$

Slakkarmering

B500

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad c_{avstand} := 150 \text{ mm}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad h_{forskaling} := 100 \text{ mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1} \\ \text{2.4.2.4 Tabell 2.1N}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \text{MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\phi_{ok} := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{uk} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 2748.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.uk} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{uk}^2}{4} = 2748.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s.ok} + A_{s.uk} = 5497.8 \text{ mm}^2$$

$$h_{s.ok} := h - 75 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{\phi_{ok}}{2} = 1395 \cdot \text{mm}$$

$$h_{s.uk} := h_b + h_{forskaling} + 20 \text{ mm} + \frac{\phi_{uk}}{2} = 1330 \text{ mm}$$

$$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1362.5 \text{ mm}$$

$$d := h_s = 1362.5 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_{p.pertau} := 140\text{mm}^2$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{p0.1k} := 1664 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1447\text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1 3.3.6 (6)

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1 5.10.3 (2)

$$A_{p.ok} := 4 \cdot A_{p.pertau} = 560 \cdot r h_{p.uk} := 98.6\text{mm}$$

$$A_{p.uk} := 28 \cdot A_{p.pertau} = 3920\text{mm}^2$$

$$A_p := A_{p.ok} + A_{p.uk} = 4480\text{mm}^2$$

$$h_{p.ok} := 1135\text{mm}$$

Dimensjonerende tøyninger og effektive tøyninger etter tap

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7.154 \times 10^{-3} \quad \Delta\epsilon_{p.ok} := \frac{0.106 \cdot \sigma_{p0}}{E_p} = 7.583 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{p.uk} := \frac{0.286 \cdot \sigma_{p0}}{E_p} = 2.046 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p.eff.ok} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p.ok} = 6.396 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p.eff.uk} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p.uk} = 5.108 \times 10^{-3}$$

Maks tøyning etter effektiv tøyning

$$\Delta\epsilon_{p.ok.maks} := \Delta\epsilon_{p.ok} = 7.583 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{p.uk.maks} := \Delta\epsilon_{p.uk} = 2.046 \times 10^{-3}$$

Tøynignstilfellet 1: Ren trykktøyning på 2 promille

$$\varepsilon_{c2} := 2.0 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta_{bjelke.1} := \frac{E_{cm.dekke}}{E_{cm.bjelke}} = 0.95$$

$$T_{c1.dekke} := f_{cd.dekke} \cdot A_{c.dekke} = 10041 \text{ kN}$$

$$T_{c1.bjelke} := \eta_{bjelke.1} \cdot f_{cd.bjelke} \cdot A_{c.bjelke} = 10513.4 \text{ kN}$$

$$T_{s.ok} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.ok} = 1099.6 \text{ kN}$$

$$T_{s.uk} := \varepsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_{s.uk} = 1099.6 \text{ kN}$$

$$T_{p1.uk} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 1528.8 \text{ kN}$$

$$T_{p1.ok} := \varepsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 218.4 \text{ kN}$$

$$z_{s.ok} := h_{s.ok} - z_t = 501 \text{ mm}$$

$$z_{s.uk} := h_{s.uk} - z_t = 436 \text{ mm}$$

$$z_{p.ok} := h_{p.ok} - z_t = 241 \text{ mm}$$

$$z_{c.dekke} := h - \frac{h_{dekke}}{2} - z_t = 456 \text{ mm}$$

$$z_{c.bjelke} := z_t - z_{t.bjelke} = 329 \text{ mm}$$

$$z_{p.uk} := z_t - h_{p.uk} = 795.4 \text{ mm}$$

$$N_1 := T_{c1.dekke} + T_{c1.bjelke} + T_{s.ok} + T_{s.uk} + T_{p1.ok} + T_{p1.uk} = 24500.4 \text{ kN}$$

$$M_{1.1} := T_{c1.bjelke} \cdot z_{c.bjelke} + T_{p1.uk} \cdot z_{p.uk} = 4674.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1.2} := -T_{c1.dekke} \cdot z_{c.dekke} - T_{s.ok} \cdot z_{s.ok} - T_{s.uk} \cdot z_{s.uk} - T_{p1.ok} \cdot z_{p.ok} = -5661.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 := M_{1.1} + M_{1.2} = -986.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tøynigstilfellet 2: Kombinert trykk- og strekktøyning på hhv. 3.1 promille i betongen og 2.174 promille i slakkarmering

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cu2} := 3.1 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu2}} = 0.588 \quad \alpha \cdot d = 800.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_{bjelke} := 0.8 - \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 50}{400} = 0.788 \quad \text{EK 2 pkt. 3.1.7(3)}$$

$$\lambda_{dekke} := 0.8$$

$$\eta_{bjelke} := 1.0 - \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 50}{200} = 0.975 \quad \text{EK 2 pkt 3.1.7(3)}$$

$$\eta_{dekke} := 1.0$$

$$\Delta\varepsilon_{p.2.uk} := \frac{\alpha \cdot d - h_{p.uk}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu2} = 2.718 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.2.ok} := \frac{h_{p.ok} - \alpha \cdot d}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu2} = 1.293 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{yd} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$S_{s2.ok} := f_{yd} \cdot A_{s.ok} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_{s2.uk} := f_{yd} \cdot A_{s.uk} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_{p2.ok} := \Delta\varepsilon_{p.ok.maks} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 82.807 \text{ kN}$$

$$T_{p2.uk} := \Delta\varepsilon_{p.2.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 296.8 \text{ kN}$$

$$T_{c2.1b} := \eta_{bjelke} \cdot f_{cd.bjelke} \cdot b_5 \cdot h_5 = 3564 \text{ kN}$$

$$T_{c2.2b} := \eta_{bjelke} \cdot f_{cd.bjelke} \cdot (b_4 + b_3) \cdot h_2 = 872.1 \text{ kN}$$

$$h_{3,\text{eff}} := \alpha \cdot d - h_5 - h_4 = 566.9 \text{ mm}$$

$$T_{c2.3b} := \eta_{\text{bjelke}} \cdot f_{cd,\text{bjelke}} \cdot b_3 \cdot \lambda_{\text{bjelke}} \cdot h_{3,\text{eff}} = 1763.5 \text{ kN}$$

$$z_{c2.1} := z_t - \frac{h_5}{2} = 809 \text{ mm}$$

$$t_{p2} := \frac{\frac{1}{3} \cdot (2b_4 \cdot h_4) + \frac{1}{2} \cdot b_3 \cdot h_2}{2b_4 \cdot h_4 + b_3 \cdot h_2} = 0.367$$

$$z_{c2.2} := z_t - h_5 - t_{p2} \cdot h_4 = 700.5 \text{ mm}$$

$$z_{c2.3} := z_t - h_5 - h_4 - \frac{\lambda_{\text{bjelke}} \cdot h_{3,\text{eff}}}{2} = 436.8 \text{ mm}$$

$$N_2 := T_{c2.1b} + T_{c2.2b} + T_{c2.3b} + T_{p2,\text{uk}} - S_{s2,\text{ok}} - S_{s2,\text{uk}} - S_{p2,\text{ok}} = 4024 \text{ kN}$$

$$M_{2.1} := T_{c2.1b} \cdot z_{c2.1} + T_{c2.2b} \cdot z_{c2.2} + T_{c2.3b} \cdot z_{c2.3} + T_{p2,\text{uk}} \cdot z_{p,\text{uk}} = 4501 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2.2} := S_{s2,\text{uk}} \cdot z_{s,\text{uk}} + S_{s2,\text{ok}} \cdot z_{s,\text{ok}} + S_{p2,\text{ok}} \cdot z_{p,\text{ok}} = 1139.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{2.1} + M_{2.2} = 5641 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tøynigstilfellet 3: Kombinert trykk- og strekktoyning på hhv. 3.1 promille i betongen og 10 ganger karakteristisk toyning, på 2,5 prosent, i slakkarmering.

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{cu2}}{10\epsilon_{yk} + \epsilon_{cu2}} = 0.11 \quad \alpha_3 \cdot d = 150.3 \text{ mm}$$

$$\Delta\epsilon_{p.3,\text{uk}} := \frac{\alpha_3 \cdot d - h_{p,\text{uk}}}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \epsilon_{cu2} = 1.066 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\epsilon_{p.3,\text{ok}} := \frac{h_{p,\text{ok}} - \alpha_3 \cdot d}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \epsilon_{cu2} = 2.031 \times 10^{-2}$$

$$S_{s3.ok} := f_{yd} \cdot A_{s.ok} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_{s3.uk} := f_{yd} \cdot A_{s.uk} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_{p3.ok} := S_{p2.ok} = 82.8 \text{ kN}$$

$$T_{p3.uk} := \Delta \epsilon_{p.3.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 815.2 \text{ kN}$$

$$T_{c3.1} := \lambda_{bjelke} \cdot \eta_{bjelke} \cdot f_{cd.bjelke} \cdot b_5 \cdot \alpha_3 \cdot d = 2481.9 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_{c3.1} + T_{p3.uk} - S_{p3.ok} - S_{s3.uk} - S_{s3.ok} = 824 \text{ kN}$$

$$M_{3.1} := T_{c3.1} \cdot \left(z_t - \frac{\lambda_{bjelke} \cdot \alpha_3 \cdot h}{2} \right) + T_{p3.uk} \cdot z_{p.uk} + S_{p3.ok} \cdot z_{p.ok} = 2725.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3.2} := S_{s3.ok} \cdot z_{s.ok} + S_{s3.uk} \cdot z_{s.uk} = 1119.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := M_{3.1} + M_{3.2} = 3845.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment- og aksilkapasitete ved tøyningstilstand 1, 2 og 3

$$M_1 = -987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_1 = 24500 \text{ kN}$$

$$M_2 = 5641 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_2 = 4024 \text{ kN}$$

$$M_3 = 3845 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_3 = 824 \text{ kN}$$

Vedlegg 12

Momentkapasitet over opplegg

Momentkapasitet over opplegg

Materialdata

B45 (C55)

$$f_{ck.dekke} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad E_{cm.dekke} := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.8$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd.dekke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.dekke}}{\gamma_c} = 24 \text{ MPa} \quad \text{EK 2 pkt 3.1.6 (1)}$$

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200 \text{ mm}$$

Dekke

$$b_{st\ddot{o}tte} := 1312.5 \text{ mm}$$

$$h_{dekke} := 300 \text{ mm} \quad h := h_b + h_{dekke} = 1500 \text{ mm}$$

Forskalings plate

$$h_{forskaling} := 100 \text{ mm}$$

Slakkarmering

B500C

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad c_{avstand} := 150 \text{ mm}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad \text{EK 2 Tabell 2.1N}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \cdot \text{MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\phi_{ok} := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{uk} := 20 \text{ mm}$$

$$h_{s.ok} := h - 75\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{\phi_{ok}}{2} = 1395\text{mm}$$

$$h_{s.uk} := h_b + h_{forskaling} + 20\text{mm} + \frac{\phi_{uk}}{2} = 1330\text{mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{støtte}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 2748.9\text{mm}^2$$

$$A_{s.uk} := \frac{b_{støtte}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{uk}^2}{4} = 2748.9\text{mm}^2$$

$$A_s := A_{s.uk} + A_{s.ok} = 5497.8\text{mm}^2$$

$$d := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1362.5\text{mm}$$

Reduksjon av moment

$$F_{Ed.sup} := 1353\text{kN}$$

$$b_{opplegg} := 1270\text{mm}$$

$$\Delta M_{Ed} := F_{Ed.sup} \cdot \frac{b_{opplegg}}{8} = 215 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

EK 2 pkt. 5.3.2.2(4)

$$M_{Ed} := 3218\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.red} := M_{Ed} - \Delta M_{Ed} = 3003 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Trykkbrudd ved trykk og strekk i tverrsnittet

$$\lambda := 0.8 \quad \text{for } f_{ck} < 50\text{ MPa}$$

EK 2 pkt 3.1.7(3)

$$\eta := 1.0 \quad \text{for } f_{ck} < 50\text{ MPa}$$

EK 2 pkt. 3.1.7(3)

$$\epsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu2}} = 0.617 \quad \alpha_b \cdot d = 840.5\text{mm}$$

$$A_{s.b} := \lambda \cdot \frac{f_{cd.dekke}}{f_{yd}} \cdot b_{støtte} \cdot d \cdot \alpha_b = 48714\text{mm}^2$$

Tverrsnitt := if($A_s > A_{s,b}$, "overarmert" , "underarmert")

Tverrsnitt = "underarmert"

Beregning av momentkapasitet

$$S_{s.ok} := f_{yd} \cdot A_{s.ok} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_{s.uk} := f_{yd} \cdot A_{s.uk} = 1195.2 \text{ kN}$$

$$S_s := S_{s.ok} + S_{s.uk} = 2390.3 \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{S_s}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd.dekke} \cdot b_{støtte} \cdot d} = 0.07$$

$$T_c := \eta \cdot \lambda \cdot f_{cd.dekke} \cdot b_{støtte} \cdot \alpha \cdot d = 2390.3 \text{ kN}$$

$$z := d - \frac{\lambda \cdot \alpha \cdot d}{2} = 1324.6 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 3166.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{rd} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5\lambda\alpha) \cdot f_{cd.dekke} \cdot b_{støtte} \cdot d^2 = 3166.1 \cdot \text{kN}$$

Kapasitet := if($M_{Rd} > M_{Ed.red}$, "OK" , "Ikke OK")

Kapasitet = "OK"

$$\frac{M_{Ed.red}}{M_{Rd}} = 94.9\%$$

Vedlegg 13

Momentkapasitet felt

Beregning av momentkapasitet for samvirke i felt

Betong

Bjelke

$$A_{c.bjelke} := 356070 \text{mm}^2$$

$$f_{ck.bjelke} := 55 \text{MPa} \quad E_{cm.bjelke} := 38000 \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd.bjelke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.bjelke}}{\gamma_c} = 31.167 \text{MPa} \quad \text{NS-EN 1992-1-1 3.1.6 (1)}$$

Dekke

$$f_{ck.dekke} := 45 \text{MPa} \quad E_{cm.dekke} := 36000 \text{MPa}$$

$$f_{cd.dekke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.dekke}}{\gamma_c} = 25.5 \text{MPa}$$

Geometri

Bjelke:

$$h_b := 1200 \text{mm}$$

$$b_1 := 600 \text{mm} \quad b_2 := 235 \text{mm} \quad b_3 := 130 \text{mm} \quad b_4 := 280 \text{mm}$$

$$b_5 := 690 \text{mm}$$

$$h_1 := 150 \text{mm} \quad h_2 := 70 \text{mm} \quad h_3 := 880 \text{mm} \quad h_4 := 64 \text{mm}$$

$$h_5 := 170 \text{mm}$$

$$z_{t.bjelke} := 565 \text{mm}$$

Dekke

$$b_{\text{dekke}} := 1312.5\text{mm} \quad h_{\text{dekke}} := 300\text{mm}$$

$$h := h_b + h_{\text{dekke}} = 1.5 \times 10^3 \text{mm} \quad A_{\text{c.dekke}} := b_{\text{dekke}} \cdot h_{\text{dekke}} = 3.938 \times 10^5 \text{mm}^2$$

Samvirke

$$A_c := A_{\text{c.bjelke}} + A_{\text{c.dekke}}$$

$$z_t := 894\text{mm}$$

Slakkarmering

B500

$$f_{yk} := 500\text{MPa} \quad c_{\text{avstand}} := 150\text{mm}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad h_{\text{forskaling}} := 100\text{mm} \quad \text{NS-EN 1992-1-1} \\ \text{2.4.2.4 Tabell 2.1N}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\phi_{ok} := 12\text{mm}$$

$$\phi_{uk} := 12\text{mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{\text{dekke}}}{c_{\text{avstand}}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 989.602 \text{mm}^2$$

$$A_{s.uk} := A_{s.ok}$$

$$A_s := A_{s.ok} + A_{s.uk} = 1.979 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$h_{s.ok} := h - 75\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{\phi_{ok}}{\gamma} = 1.399 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$h_{s.uk} := h_b + h_{forskaling} + 20\text{mm} + \frac{\phi_{uk}}{2} = 1.326 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1.363 \times 10^3 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_{p.pertau} := 140\text{mm}^2$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1860\text{MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1664\text{MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1.447 \times 10^3 \text{ MPa}$$

NS-EN 1992-1-1 3.3.6 (6)

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1 5.10.3 (2)

$$A_{p.ok} := 4 \cdot A_{p.pertau} = 560 \cdot r_{h_{p.uk}} := 98.6\text{mm}$$

$$A_{p.uk} := 28 \cdot A_{p.pertau} = 3.92 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_p := A_{p.ok} + A_{p.uk} = 4.48 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$h_{p.ok} := 1135\text{mm}$$

$$d := h - h_{p.uk} = 1.401 \times 10^3 \text{ mm}$$

Dimensjonerende tøyninger og effektive tøyninger etter tap

$$\epsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_{\sim}} = 7.42 \times 10^{-3} \quad \Delta\epsilon_{p.ok} := \frac{0.206 \cdot \sigma_{p0}}{E_{\sim}} = 1.474 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 7.154 \times 10^{-3} \quad \Delta\epsilon_{p.uk} := \frac{0.128 \cdot \sigma_{p0}}{E_p} = 9.157 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{p.eff.ok} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p.ok} = 5.68 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p.eff.uk} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p.uk} = 6.238 \times 10^{-3}$$

Valgt makstøyning for denne oppgaven

$$\Delta\epsilon_{p.ok.maks} := \epsilon_{pd} - \epsilon_{p.eff.ok} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\epsilon_{p.uk.maks} := \epsilon_{pd} - \epsilon_{p.eff.uk} = 1.182 \times 10^{-3}$$

Tøynignstilfellet 1: Ren trykktøyning på 2 promille

$$\epsilon_{c2} := 2.0 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta_{bjelke.1} := \frac{E_{cm.dekke}}{E_{cm.bjelke}} = 0.95$$

$$T_{c1.dekke} := f_{cd.dekke} \cdot A_{c.dekke} = 10041 \text{ kN}$$

$$T_{c1.bjelke} := f_{cd.bjelke} \cdot \eta_{bjelke.1} \cdot A_{c.bjelke} = 10513 \text{ kN}$$

$$T_{p1.uk} := \epsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 1529 \text{ kN}$$

$$T_{p1.ok} := \epsilon_{c2} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 218 \text{ kN}$$

$$T_{s1} := \epsilon_{c2} \cdot E_s \cdot A_s = 792 \text{ kN}$$

$$z_s := h_s - z_t = 468.5 \text{ mm}$$

$$z_{p.ok} := h_{p.ok} - z_t = 241 \text{ mm}$$

$$z_{c.dekke} := h - \frac{h_{dekke}}{2} - z_t = 456 \text{ mm}$$

$$z_{c.bjelke} := z_t - z_{t.bjelke} = 329 \text{ mm}$$

$$z_{p.uk} := z_t - h_{p.uk} = 795.4 \text{ mm}$$

$$N_1 := T_{c1.dekke} + T_{c1.bjelke} + T_{p1.uk} + T_{p1.ok} + T_{s1} = 23093 \text{ kN}$$

Moment om tyngdepunktet

$$M_1 := T_{c1.dekke} \cdot z_{c.dekke} + T_{p1.ok} \cdot z_{p.ok} + T_{s1} \cdot z_s - T_{c1.bjelke} \cdot z_{c.bjelke} - T_{p1.uk} \cdot z_{p.uk} =$$

Tøynigstilfellet 2: Kombinert trykk- og strekktøyning på hhv. 3.5 promille i betongen og 2.174 promille i spennarmering

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu2}} = 0.617 \quad \alpha \cdot d = 864.465 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{bjelke}} := 0.8 - \frac{\frac{f_{\text{ck.bjelke}}}{\text{MPa}} - 50}{400} = 0.788 \quad \text{NS-EN 1992-1-1 3.1.7(3)}$$

$$\lambda_{\text{dekke}} := 0.8$$

$$\eta_{\text{bjelke}} := 1.0 - \frac{\frac{f_{\text{ck.bjelke}}}{\text{MPa}} - 50}{200} = 0.975 \quad \text{NS-EN 1992-1-1 3.1.7(3)}$$

$$\eta_{\text{dekke}} := 1.0$$

$$\Delta \varepsilon_s := \frac{\alpha \cdot d - (h - h_s)}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{\text{cu2}} = 2.943 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{p2.ok}} := \frac{\alpha \cdot d - (h - h_{\text{p.ok}})}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{\text{cu2}} = 2.022 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{p2.uk}} := \varepsilon_{\text{yd}} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$S_{\text{p2.uk}} := \Delta \varepsilon_{\text{p.uk.maks}} \cdot E_p \cdot A_{\text{p.uk}} = 903.625 \text{ kN}$$

$$T_{\text{s2}} := f_{\text{yd}} \cdot A_s = 860.523 \text{ kN}$$

$$T_{\text{p2.ok}} := \Delta \varepsilon_{\text{p2.ok}} \cdot E_p \cdot A_{\text{p.ok}} = 220.825 \text{ kN}$$

$$z_t = 894 \text{ mm}$$

$$T_{\text{c2.d}} := \eta_{\text{dekke}} \cdot f_{\text{cd.dekke}} \cdot A_{\text{c.dekke}} = 10041 \text{ kN}$$

$$T_{\text{c2.1b}} := \eta_{\text{bjelke}} \cdot f_{\text{cd.bjelke}} \cdot b_1 \cdot h_1 = 2735 \text{ kN}$$

$$T_{\text{c2.2b}} := \eta_{\text{bjelke}} \cdot f_{\text{cd.bjelke}} \cdot (b_2 + b_3) \cdot h_2 = 776 \text{ kN}$$

$$h_{3.\text{eff}} := \alpha \cdot d - h_{\text{dekke}} - h_1 - h_2 = 344.465 \text{ mm}$$

$$T_{c2.3b} := \eta_{bjelke} \cdot f_{cd,bjelke} \cdot b_3 \cdot \lambda_{bjelke} \cdot h_{3,eff} = 1072 \text{ kN}$$

$$z_{c2.1} := h_b - \frac{h_1}{2} - z_t = 231 \text{ mm}$$

$$t_{p2} := \frac{\frac{1}{3} \cdot (2b_2 \cdot h_2) + \frac{1}{2} \cdot b_3 \cdot h_2}{2b_2 \cdot h_2 + b_3 \cdot h_2} = 0.369$$

$$z_{c2.2} := h_b - h_1 - t_{p2} \cdot h_2 - z_t = 130.139 \text{ mm}$$

$$z_{c2.3} := z_t - \left(h - h_{dekke} - h_1 - h_2 - \frac{\lambda_{bjelke} \cdot h_{3,eff}}{2} \right) = 49.633 \text{ mm}$$

$$N_2 := T_{c2,d} + T_{c2.1b} + T_{c2.2b} + T_{c2.3b} + T_{s2} + T_{p2.ok} - S_{p2.uk} = 14801 \text{ kN}$$

$$M_{2.1} := T_{s2} \cdot z_s + T_{c2,d} \cdot z_{c,dekke} + T_{c2.1b} \cdot z_{c2.1} + T_{c2.2b} \cdot z_{c2.2} = 5714 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2.2} := T_{p2.ok} \cdot z_{p.ok} - T_{c2.3b} \cdot z_{c2.3} + S_{p2.uk} \cdot z_{p.uk} = 719 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{2.1} + M_{2.2} = 6433 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tøynigstilfellet 3: Kombinert trykk- og strekktøyning på hhv. 3.5 promille i betongen og 10 ganger karakteristisk tøyning på 2.5 prosent i spennarmering.

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$10\epsilon_{yk} = 2.5 \times 10^{-2}$$

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{cu2}}{10\epsilon_{yk} + \epsilon_{cu2}} = 0.123 \quad \alpha_3 \cdot d = 172.102 \text{ mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{s3.ok} := \frac{\alpha_3 \cdot d - (h - h_{s.ok})}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu2} = 1.446 \times \varepsilon_{yd} = 2.174 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{s3.uk} := \frac{h - \alpha_3 \cdot d - h_{s.uk}}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu2} = 3.86 \times 10^{-5}$$

$$\Delta\varepsilon_{p3.ok} := \frac{h - \alpha_3 \cdot d - h_{p.ok}}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu2} = 3.923 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p3.uk} := 10\varepsilon_{yk} = 2.5 \times 10^{-2}$$

$$T_{s3.ok} := \Delta\varepsilon_{s3.ok} \cdot E_s \cdot A_{s.ok} = 286.189 \text{ kN}$$

$$T_{c3} := \lambda_{dekke} \cdot \eta_{dekke} \cdot f_{cd.dekke} \cdot b_{dekke} \cdot \alpha_3 \cdot d = 4.608 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$S_{s3.uk} := \Delta\varepsilon_{s3.uk} \cdot E_s \cdot A_{s.uk} = 7.641 \text{ kN}$$

$$S_{p3.ok} := \Delta\varepsilon_{p.ok.maks} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 190.023 \text{ kN}$$

$$S_{p3.uk} := \Delta\varepsilon_{p.uk.maks} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 903.625 \text{ kN}$$

$$z_{s3.ok} := h_{s.ok} - z_t = 505 \text{ mm}$$

$$z_{s3.uk} := h_{s.uk} - z_t = 432 \text{ mm}$$

$$N_3 := T_{c3} + T_{s3.ok} - S_{s3.uk} - S_{p3.ok} - S_{p3.uk} = 3.793 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{3.1} := T_{c3} \cdot \left(h - \frac{\lambda_{dekke} \cdot \alpha_3 \cdot d}{2} - z_t \right) + T_{s3.ok} \cdot z_{s3.ok} = 2.62 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3.2} := -S_{s3.uk} \cdot z_{s3.uk} - S_{p3.ok} \cdot z_{p.ok} + S_{p3.uk} \cdot z_{p.uk} = 669.647 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := M_{3.1} + M_{3.2} = 3.289 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment- og aksilkapasitete ved tøyningstilstand 1, 2 og 3

$$M_1 = 327 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_1 = 23093 \text{ kN}$$

$$M_2 = 6433 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_2 = 14801 \text{ kN}$$

$$M_3 = 3289 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_3 = 3793 \text{ kN}$$

Vedlegg 14

Skjærkapasitet

Skjærkapasitet

Materialdata

Betong B45 (C55)

$$f_{ck.dekke} := 45$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$

$$h_b := 1200\text{mm}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$b_{\text{eff.dekke}} := 1312.5\text{mm}$$

$$f_{cd.dekke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.dekke}}{\gamma_c} = 26$$

Slakkarmering

$$c_c := 150\text{mm}$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{ok} := 20\text{mm}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$\phi_{uk} := 20\text{mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \cdot \text{MPa}$$

$$\phi_{\text{montering}} := 12\text{mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{\text{eff.dekke}}}{c_c} \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 2749 \text{mm}^2$$

$$A_{s.uk} := \frac{b_{\text{eff.dekke}}}{c_c} \frac{\pi \cdot \phi_{uk}^2}{4} = 2749 \text{mm}^2$$

$$h_{ok} := 75\text{mm}$$

$$h_{uk} := 65\text{mm}$$

$$d_{ok} := h - 75\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{20\text{mm}}{2} = 1395 \cdot \text{mm}$$

$$d_{uk} := h_b + 100\text{mm} + 20\text{mm} + \frac{20\text{mm}}{2} = 1330 \text{mm}$$

$$A_{s.ok.1} := \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 314 \text{mm}^2$$

$$A_{s.uk.1} := \frac{\pi \cdot \phi_{uk}^2}{4} = 314 \text{mm}^2$$

$$d := \frac{A_{s.ok.1} \cdot d_{ok} + A_{s.uk.1} \cdot d_{uk}}{A_{s.ok.1} + A_{s.uk.1}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 1363$$

Spennarmering

$$f_{p0.1k} := 1664 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{p.pertau} := 140 \text{mm}^2$$

$$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_p := 32 \cdot A_{p.pertau} = 4480 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p \cdot 1.1 = 6875 \cdot \text{kN} \quad h_{p.uk} := 98.6 \text{mm}$$

NS-EN 1992-1-1 5.10.3 (2)

$$N_{Ed} := 5061000$$

Bredde og areal

$$b_w := 130$$

$$A_{sl} := \frac{A_{s.ok} + A_{s.uk} + A_p}{\text{mm}^2} = 9978$$

$$A_{c.bjelke} := 356070$$

$$A_{c.dekke} := 300 \cdot \frac{b_{\text{eff.dekke}}}{\text{mm}} = 4 \times 10^5$$

$$A_c := A_{c.bjelke} + A_{c.dekke} = 7 \times 10^5$$

$$k_1 := 0.15 \quad \text{EC2-1-1 N.A.6.2.2}$$

Beregning av skjærkapasitet uten skjærarmering etter EK 2 pkt. 6.2.2 (1)

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0\right) = 1.38$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.02$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 6.7$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck.dekke}^{\frac{1}{2}} = 0.382$$

$$V_{Rd.c.1} := \left[C_{Rd.c} k \cdot \left(100 \rho_1 f_{ck.dekke} \right)^{\frac{1}{3}} + \left(k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \right] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{kN}{1000} \quad \text{EK 2 pkt. 6.2.2 (1)}$$

$$V_{Rd.c.1} = 311.075 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.min} := \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) b_w \cdot d \cdot \frac{kN}{1000} = 247 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c.1}, V_{Rd.c.min}) = 311 \cdot kN$$

$$V_{Ed.d} := 894 kN$$

$$\text{Skjærkapasitet} := \text{if} \left(V_{Rd.c} > V_{Ed.d}, \text{"OK"}, \text{"Må skjærarmeres"} \right)$$

$$\text{Skjærkapasitet} = \text{"Må skjærarmeres"}$$

Beregning av skjærkapasitet med skjærarmoring etter EK 2 pkt. 6.2.2 (1)

$$f_{ywd} := 0.8 f_{yk} \cdot \frac{1}{MPa} = 400$$

$$\cot \theta := 2.0$$

HB N400 7.6.2

$$\tan \theta := \frac{1}{\cot \theta} = 0.5$$

$$\nu_1 := \text{if} \left(f_{ck.dekke} \leq 60, 0.6, \max \left(0.9 - \frac{f_{ck.dekke}}{200}, 0.5 \right) \right) \quad \text{EK 2 pkt. 6.2.3 (3)}$$

$$\nu_1 = 0.6$$

$$\alpha_{cwa} := \text{if} \left[\sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd.dekke}, \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd.dekke}} \right), \text{"Ikke OK"} \right] \quad \text{EK 2 pkt NA.6.2.3 (3)}$$

$$\alpha_{cwa} = \text{"Ikke OK"}$$

$$\alpha_{cwb} := \text{if} \left(0.25 \cdot f_{cd.dekke} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd.dekke}, 1.25, \text{"Ikke OK"} \right)$$

$$\alpha_{cwb} = 1.25$$

EK 2 pkt. NA.6.2.3 (3)

$$\alpha_{cwc} := \text{if} \left[0.5 \cdot f_{cd.dekke} < \sigma_{cp} \leq 1.0 \cdot f_{cd.dekke}, \left[2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd.dekke}} \right) \right], \text{"Ikke OK"} \right]$$

$$\alpha_{cwc} = \text{"Ikke OK"}$$

EK 2 pkt. NA.6.2.3 (3)

$$\alpha_{cw} := \alpha_{cwb} = 1.25$$

$$z := d - \frac{h_{p.uk}}{\text{mm}} = 1264$$

$$s := 150$$

$$V_{Ed} := 1017 \text{ kN}$$

$$A_{sw} := \frac{\frac{V_{Ed} \cdot d}{N} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = 133$$

Velger

$$\phi_{sw} := 10$$

$$A_{sw2} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sw}^2}{4} = 157$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw2}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \cdot \frac{\text{kN}}{1000} = 1059 \cdot \text{kN}$$

EK 2 pkt. 6.2.3 (3)

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd.dekke}}{\cot \theta + \tan \theta} \cdot \frac{\text{kN}}{1000} = 1257 \cdot \text{kN}$$

EK 2 pkt 6.2.3 (3)

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd.s}, V_{Rd.max}) = 1059 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.} := \text{if}(V_{Rd} > V_{Ed}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$V_{Rd.} = \text{"OK"}$$

Minimum skjærarmering og maks senteravstand

$$\alpha := 90$$

$$\sin\alpha := 1 \quad \cot\alpha := 1$$

$$h_{\text{merket}} := d - 100 = 1263$$

$$\rho_{w,\text{min}} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{\text{ck,dekke}}}}{f_{yk}} \quad \text{EK 2 pkt. NA 9.2.2(5)}$$

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \quad \text{EK 2 pkt. 9.2.2(5)}$$

Setter ligningene mot hverandre og løser ut minimum senteravstand

$$s_{\text{min}} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\text{min}} \cdot b_w \cdot \text{MPa}} = 760$$

$$S_{b,\text{max}} := 0.6 \cdot h_{\text{merket}} \cdot (1 + \cot\alpha) = 1515 \quad \text{EK 2 pkt 9.2.2(7)}$$

$s < s_{\text{min}}$ senteravstand $s=150$ er ok

$$A_{s,\text{dbmin}} := \min(0.001 \cdot A_c, 150) = 150$$

$A_{s,\text{dbmin}}$ dette er armeringskrav for høye bjelker.
Det ble ikke sett noe mer på det

Vedlegg 15

Plate beregning

Momentkappasitet Plate

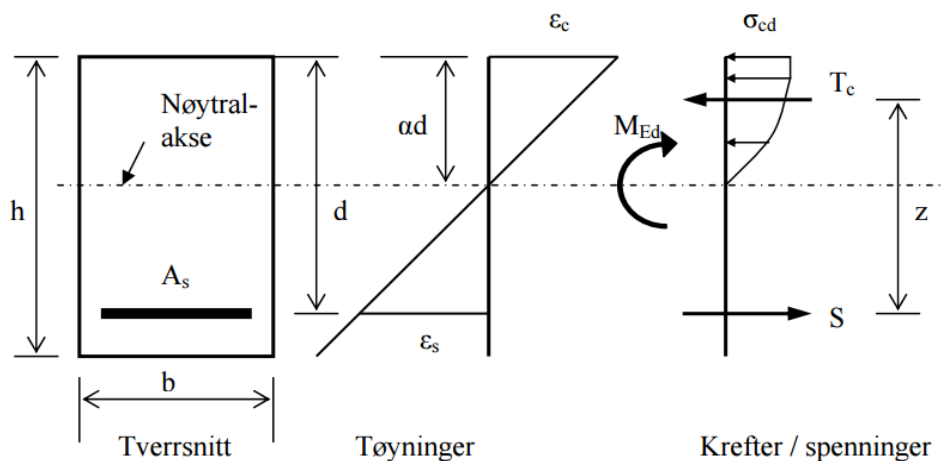


Plate dimensjoner

$$b_p := 950\text{mm}$$

$$h_p := 300\text{mm}$$

$$h_{\text{forsk}} := 100\text{mm}$$

Overdeknings krav

$$c_{\text{nom. over}} := 75\text{mm}$$

$$c_{\text{nom. under}} := 65\text{mm}$$

Avstand fra trykkrand til senter slekkarmering

$$d_{\text{ps}} := h_p - c_{\text{nom. over}} - \frac{20\text{mm}}{2} = 215\text{mm}$$

$$d_{\text{pf}} := h_p - c_{\text{nom. under}} - \frac{20\text{mm}}{2} = 225\text{mm}$$

Meterialegenskaper

$$f_{\text{ck.b}} := 55\text{MPa}$$

Karakteristik betongfasthet for elementbjelke

$$f_{\text{ck.p}} := 45\text{MPa}$$

Karakteristisk betongfasthet for påstøp

$$f_{\text{yk}} := 500\text{MPa}$$

Karakteristisk armeringsfasthet

$$\gamma_c := 1.5$$

Partialfaktor for betong

$$\gamma_s := 1.15$$

Partikulærfaktor for armering

$$f_{cd,p} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck,p}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$

EK 2 pkt. 3.1.3 (3.15)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende fasthet for armering

Slakkarmeringsdiameter

$$\emptyset_{16} := \frac{(16\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} = 201 \cdot \text{mm}^2$$

$$\emptyset_{20} := \frac{(20\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} = 314 \cdot \text{mm}^2$$

Momentkappasitet plate Felt

$$M_{edl2f} := 128 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{edsf} := 57 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Fra modell

$$M_{edf} := (M_{edl2f} \quad M_{edsf})$$

$$M_{rdf} := 0.275 \cdot f_{cd,p} \cdot b_p \cdot d_{pf}^2 = 337 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Trykksone's momentkappasitet etter lign (4,23) Sørensen

Med $< M_{rd}$ -----> trykksonen er bare delevis utnyttet

Som en tilnærming for z kan en med god nøyaktighet bruke følgende lineære tilnærming

$$z_f := \left(1 - c \cdot \frac{M_{edf}}{M_{rdf}} \right) \cdot d \quad c := 1 - \frac{z}{d}$$

følger tabell 4,5(side 44) Sørensen det gir en $c=0.17$ for betongkvalitet mellom B20-B45

$$z_f := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{edf}}{M_{rdf}} \right) \cdot d_{pf} = (210 \quad 219) \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm bestemmes etter formel 4,28 fra Boka til Sørensen

$$A_{sf} := \frac{M_{edf}}{f_{yd} \cdot z_f} = (1399 \quad 600) \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering per meter etter formel 4,27 Sørensen

Momentkapasiteten til platen over støtte

$$M_{ed12s} := 115 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{edss} := 91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Fra modell

$$M_{eds} := (M_{ed12s} \quad M_{edss})$$

$$M_{rds} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot d_{ps}^2 = 308 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Trykksonens momentkapasitet etter lign (4,23) Sørensen

Med $< M_{rd} >$ trykksonen er bare delvis utnyttet

Som en tilnærming for z kan en med god nøyaktighet bruke følgende lineære tilnærming

$$z_1 := \left(1 - c \cdot \frac{M_{eds}}{M_{rds}} \right) \cdot d \quad c := 1 - \frac{z}{d}$$

følger tabell 4,5 (side 44) Sørensen det gir en $c=0.17$ for betongkvalitet mellom B20-B45

$$z_s := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{eds}}{M_{rds}} \right) \cdot d_{ps} = (201 \quad 204) \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm bestemmes etter formel 4,28 fra Boka til Sørensen

$$A_{ss} := \frac{M_{eds}}{f_{yd} \cdot z_s} = (1314 \quad 1025) \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering per meter etter formel 4,27 Sørensen

Skjærkappasitet Plate uten beregningsmessig armering

Skjærkraft

$$V_{\text{Ed.fjær}} := 219.92$$

$$V_{\text{Ed.glide}} := 219.92$$

$$V_{\text{ed}} := V_{\text{Ed.fjær}}$$

Skjærstrekkapasitet

$$V_{\text{Rd.c}} := \left[C_{\text{Rd.c}} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] \cdot b_{\text{w}} \cdot d$$

EK 2 pkt. 6.2.2 (6.2.a)

$$V_{\text{Rd.c.min}} := \left(v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right) \cdot b_{\text{w}} \cdot d$$

EK 2 pkt. 6.2.2 (6.2.b)

Armeringsmengde

$$A_{\text{sl}} := 1400$$

Plate dimensjoner

$$d := 225 \quad b_{\text{w}} := 950$$

Materialegenskaper

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

$$\alpha_{\text{cc}} := 0.8 \quad f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}}$$

EK 2 pkt. 3.1.3 (3.15)

Skjærstrekkapasitet

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0 \right) = 1.943$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_1 := \min \left(\frac{A_{\text{sl}}}{b_{\text{w}} \cdot d}, 0.02 \right) = 6.55 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{\text{cp}} := 0$$

EK 2 pkt.6.2.2 (6.2.a)

$$C_{\text{Rd.c}} := \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.366$$

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 1.539 \times 10^5 \quad \text{EK 2 pkt. 6.2.2 (6.2.a)}$$

$$V_{Rd.c.kap} := V_{Rd.c} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \text{kN} = 154 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c.min} := \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 7.814 \times 10^4 \quad \text{EK 2 pkt. 6.2.2 (6.2.b)}$$

$$V_{Rd.c.min.kap} := V_{Rd.c.min} \cdot \frac{1 \cdot \text{kN}}{1000} = 78 \cdot \text{kN}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \quad \text{EK 2 pkt. 6.2.2(6) (6.6N)}$$

$$a_v := 0.5 \cdot d = 112.5$$

$$\beta := \frac{a_v}{2 \cdot d} = 0.25$$

Skjætrykkkapasitet

$$V_{Rd.c.c} := 0.5 b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\text{kN}}{1000} = 1262 \text{ kN}$$

$$V_{ed} := \min(V_{ed}, 0.5 b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}) = 220$$

Skjærkraft fra konsentrerte laster

Skjærkraft fra Lastmodel 1- og 2

$$V_{ed.Lm1} := 150 \text{ kN} \quad V_{ed.Lm2} := 200 \text{ kN}$$

Lastareal for Lastmodel 1

$$c_{1.Lm1} := 400 \text{ mm} \quad c_{2.Lm1} := 400 \text{ mm}$$

Lastareal for Lastmodel 2

$$c_{1.Lm2} := 350 \text{ mm} \quad c_{2.Lm2} := 600 \text{ mm}$$

Armeringsareal

$$\emptyset_{16} := 16\text{mm} \quad \emptyset_{20} := 20\text{mm}$$

$$A_{s.f2} := 754\text{mm}^2$$

Beregning av effektiv d

$$d_{\text{eff}} := \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

EK 2 pkt. 6.4.2 (6.32)

$$d_y := h_p - c_{\text{nom.under}} - \frac{\emptyset_{20}}{2} = 225\text{mm}$$

$$d_z := h_p - h_{\text{forsk}} - 20\text{mm} - \frac{\emptyset_{16}}{2} = 172\text{mm}$$

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_y + d_z}{2} = 198\text{mm}$$

Effektive skjærlengde

$$u_{1.\text{rekt}} := 4 \cdot \pi \cdot d_{\text{eff}} + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2$$

$$u_{1.Lm1} := 4 \cdot \pi \cdot d_{\text{eff}} + 2 \cdot c_{1.Lm1} + 2 \cdot c_{2.Lm1} = 4094\text{mm}$$

$$u_{1.Lm2} := 4 \cdot \pi \cdot d_{\text{eff}} + 2 \cdot c_{1.Lm2} + 2 \cdot c_{2.Lm2} = 4394\text{mm}$$

Skjærspenning

$$V_{\text{ed..1}} := \beta \frac{V_{\text{ed}}}{u_i \cdot d}$$

EK 2 pkt. 6.4.2 (6.38)

$\beta = 1$ siden det ikke er noe moment

$$V_{\text{ed.lm1}} := \frac{V_{\text{ed.Lm1}}}{u_{1.Lm1} \cdot d_{\text{eff}}} = 0.185\text{MPa}$$

$$V_{\text{ed.lm2}} := \frac{V_{\text{ed.Lm2}}}{u_{1.Lm2} \cdot d_{\text{eff}}} = 0.229\text{MPa}$$

Skjærkraftskapasitet for konsentrerte laster uten

$$V_{Rd.c2} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad \text{EK 2 pkt. 6.4.4 (6.47)}$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02 \quad b_{w1} := 900 \text{ mm}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{s1} \cdot \text{mm}^2}{b_{w1} \cdot d_{eff}} = 7.837 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{lz} := \frac{A_{s.f2}}{b_{w1} \cdot d_{eff}} = 4.221 \times 10^{-3}$$

$$\rho_l := \left(\min\left(\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}}, 0.02\right)\right) = 5.751 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd.c2} := \max\left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}, v_{min}\right] = 0.69$$

$$V_{Rd.c2.kap} := V_{Rd.c2} \cdot \text{MPa} = 0.69 \text{ MPa}$$

$V_{Rd.c2.kap}$ er større en $V_{ed.Lm2}$ og $V_{ed.Lm1}$ så vi har nok skjærkraftkapsitet

Beregning av rissvidde forenklet metode

Beregning av E_c middel for moment i A1

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + 2.098} = 11620 \text{ MPa} \quad \text{kryptal beregnet i vedlegg kryptall}$$

Fra model. laster i bruksgrense

$$M_{\text{trafikk}} := 67.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{\text{egen}} := -1.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M := 65.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$E_{c,\text{middel}} := \frac{M_{\text{egen}} + M_{\text{trafikk}}}{\frac{M_{\text{egen}}}{E_{cl}} + \frac{M_{\text{trafikk}}}{E_{cm}}} = 37944 \text{ MPa}$$

Treghetsmoment i opprisset stadium

$$A_s := 1405 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,\text{middel}}} = 5.271 \quad \rho := \frac{A_s}{950 \text{ mm} \cdot 225 \text{ mm}} = 0.0066$$

$$\eta \cdot \rho = 0.035$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot (\eta \cdot \rho)} = 0.266$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot 950 \text{ mm} \cdot (225 \text{ mm})^3 = 3.477 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c,\text{middel}} \cdot I_c = 1.319 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}^2$$

Beretning av armeringsspenning i stålet

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M \cdot (1 - \alpha) \cdot 225 \text{ mm}}{EI} = 164 \cdot \text{MPa}$$

Vedlegg 16

Spenninger ved opplegg stadium I

Materialdata

Dekke

$$f_{ck.dekke} := 45\text{MPa} \quad E_{cm.dekke} := 36000\text{MPa}$$

$$f_{cm.dekke} := 53\text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8\text{MPa}$$

Betongelementer

$$f_{ck.bjelke} := 55\text{MPa} \quad E_{cm.bjelke} := 38000\text{MPa}$$

$$f_{cm.bjelke} := 63\text{MPa} \quad L_{bjelke} := 25\text{m}$$

$$f_{ctm.bjelke} := 4.2\text{MPa}$$

Spennarmering (Grade 270 K)

$$f_{p0.1k} := 1664\text{MPa} \quad E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1860\text{MPa} \quad A_{p.pertau} := 140\text{mm}^2$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EK 2 Tabell 2.1N

$$A_p := 32 \cdot A_{p.pertau} = 4.48 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1.395 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 6250 \cdot \text{kN}$$

EK 2 pkt. 5.10.3 (2)

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200\text{mm}$$

$$b_1 := 600\text{mm} \quad b_2 := 235\text{mm} \quad b_3 := 130\text{mm} \quad b_4 := 280\text{mm}$$

$$b_5 := 690\text{mm}$$

$$h_1 := 150\text{mm} \quad h_2 := 70\text{mm} \quad h_3 := 880\text{mm} \quad h_4 := 64\text{mm}$$

$$h_5 := 170\text{mm}$$

Dekke

$$b_{\text{dekke}} := 1312.5\text{mm}$$

$$h_{\text{dekke}} := 300\text{mm}$$

$$h := h_b + h_{\text{dekke}} = 1.5 \times 10^3 \text{mm}$$

Høyde armering

$$h_{\text{gr1}} := 70\text{mm}$$

$$h_{\text{gr3}} := 150\text{mm}$$

$$h_{\text{gr2}} := 110\text{mm}$$

$$h_{\text{gr4}} := 1135\text{mm}$$

Areal

$$A_{c1} := b_1 \cdot h_1 = 9 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c2} := b_2 \cdot h_2 = 1.645 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c3} := b_3 \cdot h_3 = 114400 \text{mm}^2$$

$$A_{c4} := b_4 \cdot h_4 = 1.792 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$A_{c5} := b_5 \cdot h_5 = 117300 \text{mm}^2$$

$$A_{c.\text{bjelke}} := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 356070 \cdot \text{mm}^2$$

Dekke

$$A_{c.dekke} := b_{dekke} \cdot h_{dekke} = 3.938 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_c := A_{c.dekke} + A_{c.bjelke} = 7.498 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Spenntau

$$A_{p1} := A_{p.pertau} \cdot 12 = 1.68 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p2} := A_{p1} = 1.68 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{p3} := A_{p.pertau} \cdot 4 = 560 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p4} := A_{p.pertau} \cdot 4 = 560 \cdot \text{mm}^2$$

Tyngdepunkt spennarmering

$$h_{p.ok} := h_{gr4} = 1.135 \times 10^3 \text{ nr } A_{p.ok} := A_{p4}$$

$$A_{p.uk} := A_{p1} + A_{p2} + A_{p3}$$

$$h_{p.uk} := \frac{h_{gr1} \cdot A_{p1} + h_{gr2} \cdot A_{p2} + h_{gr3} \cdot A_{p3}}{A_{p.uk}} = 98.571 \text{ mm}$$

$$h_p := \frac{h_{gr1} \cdot A_{p1} + h_{gr2} \cdot A_{p2} + h_{gr3} \cdot A_{p3} + h_{gr4} \cdot A_{p4}}{A_p} = 228 \text{ mm}$$

Spenningsberegning ved opplegg

Momenter

Omlagret moment fra egenlasten, moment fra spennkraft og tilhørende tvangsmoment

$$M_{\text{omlagring}} := 71 \text{ kNm}$$

$$M_p := -P_0 \cdot (z_{t.L} - h_p) = -4272 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{tvang}} := 1322 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra modellering

$$M_{g2} := -432 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{trafikk}} := -(270 + 556) \text{ kNm} = -826 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{temp}} := -0.7 \cdot 298 \text{ kNm} = -208.6 \cdot \text{kNm}$$

Moment fra langttids- og korttidslast

$$M_L := M_{\text{omlagring}} + M_{\text{tvang}} + M_p + M_{g2} = -3311.3 \cdot \text{kNm}$$

$$M_k := M_{\text{trafikk}} + M_{\text{temp}} = -1034.6 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{k.tiln.perm} := 0.5 \cdot M_{\text{trafikk}} = -413 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende aksial- og momentkrefter

$$M_{Ed} := M_L + M_k = -4346 \cdot \text{kNm}$$

$$N_{Ed} := -P_0 = -6250 \text{ kN}$$

Spenninger i overkant

Kort tid

$$\sigma_{c.ok.k} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.k}} + \frac{M_{Ed} \cdot (z_{t.k} - h)}{I_{z.k}} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.p.ok.k} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.k}} + \frac{M_{Ed} \cdot (z_{t.k} - h_{p.ok})}{I_{z.k}} = -4.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pk.ok} := \frac{\sigma_{c.p.ok.k}}{E_{cm.bjelke}} \cdot E_p = -21.7 \text{ MPa}$$

Lang tid kryp

$$\sigma_{c.ok.kryp} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot (z_{t.L} - h)}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot (z_{t.k} - h)}{I_{z.k}} = 3.9 \cdot \text{MPa}$$

Slakkarmering

$$\sigma_{c.s.kryp} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot (z_{t.L} - h_s)}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot (z_{t.k} - h_s)}{I_{z.k}} = 1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s.kryp} := \frac{\sigma_{c.s.kryp}}{E_{c.eff.dekke}(t_2, t_0)} \cdot E_s = 14.5 \text{ MPa}$$

Spennarmering

$$\sigma_{c.p.kryp.ok} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot (z_{t.L} - h_{p.ok})}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot (z_{t.k} - h_{p.ok})}{I_{z.k}} = -3.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.L} := \frac{\sigma_{c.p.kryp.ok}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \cdot E_p = -46.7 \cdot \text{MPa}$$

Endring i spennkraft pga belastning og kryp i prosent

$$\Delta\sigma_{p.belastning.ok} := \frac{\Delta\sigma_{pk.ok}}{\sigma_{p0}} = -1.6 \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok\%} := \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.ok.L} - \Delta\sigma_{pk.ok}}{\sigma_{p0}} = -1.8 \cdot \%$$

Spenninger i underkant

$$\sigma_{c.uk.k} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.k}} + \frac{M_{Ed} \cdot z_{t.k}}{I_{z.k}} = -29.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.p.uk.k} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.k}} + \frac{M_{Ed} \cdot (z_{t.k} - h_{p.uk})}{I_{z.k}} = -27.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pk.uk} := \frac{\sigma_{c.p.uk.k}}{E_{cm.bjelke}} \cdot E_p = -139.5 \text{ MPa}$$

Lang tid kryp

$$\sigma_{c.uk.kryp} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot z_{t.L}}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot z_{t.k}}{I_{z.k}} = -27.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.uk.kryp.tiln.perm} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot z_{t.L}}{I_{z.L}} + \frac{M_{k.tiln.perm} \cdot z_{t.k}}{I_{z.k}} = -24.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Kryp} := \text{if} \left[\left| \sigma_{c.uk.kryp.tiln.perm} \right| < (0.45 \cdot f_{ck.bjelke}), \text{"Lin. kryp"}, \text{"Ikke-lin. kryp"} \right]$$

Kryp = "Lin. kryp"

$$\sigma_{c.p.kryp.uk} := \frac{N_{Ed}}{A_{t.L}} + \frac{M_L \cdot (z_{t.L} - h_{p.uk})}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot (z_{t.k} - h_{p.uk})}{I_{z.k}} = -25.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk.L} := \frac{\sigma_{c.p.kryp.uk}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \cdot E_p = -318 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk\%} := \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.uk.L} - \Delta\sigma_{pk.uk}}{\sigma_{p0}} = -12.8 \cdot \%$$

Spenninger forårsaket av svinn

$$\varepsilon_{cs.bjelke}(t_2, t_0) = 3.717 \times 10^{-4}$$

$$N_{svinn} := \varepsilon_{cs.bjelke}(t_2, t_0) \cdot E_p \cdot A_p = 324.7 \cdot \text{kN}$$

$$M_{svinn} := N_{svinn} \cdot (z_{t.L} - h_p) = 222 \cdot \text{kNm}$$

Overkant

Betong

$$\sigma_{c.ok.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_{t.L}} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_{t.L} - h)}{I_{z.L}} = -0.2 \cdot \text{MPa}$$

Slakkarmering

$$\sigma_{c.s.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_{t.L}} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_{t.L} - h_s)}{I_{z.L}} = -0.04 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s.svinn} := \left(-\varepsilon_{cs.dekke}(t_2, t_0) + \frac{\sigma_{c.s.svinn}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \right) \cdot E_s = -58.2 \cdot \text{MPa}$$

Spennarmering

$$\sigma_{c.p.svinn.ok} := \frac{N_{svinn}}{A_{t.L}} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_{t.L} - h_{p.ok})}{I_{z.L}} = 0.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok} := \left(-\varepsilon_{cs.bjelke}(t_2, t_0) + \frac{\sigma_{c.p.svinn.ok}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \right) \cdot E_p = -70.1 \cdot \text{MPa}$$

Tap av spennkraft i prosent fra svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok.\%} := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn.ok}}{\sigma_{p0}} = -5.\%$$

Underkant

$$\sigma_{c.uk.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_{t.L}} + \frac{M_{svinn} \cdot z_{t.L}}{I_{z.L}} = 1.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.p.svinn.uk} := \frac{N_{svinn}}{A_{t.L}} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_{t.L} - h_{p.uk})}{I_{z.L}} = 1.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.uk} := \left(-\varepsilon_{cs.bjelke}(t_2, t_0) + \frac{\sigma_{c.p.svinn.uk}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \right) \cdot E_p = -56.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.uk.\%} := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn.uk}}{\sigma_{p0}} = -4.1\%$$

Spenninger forårsaket av relaksasjon

$$\Delta\sigma_{pr} = 31.8 \text{MPa}$$

$$N_{rel} := \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = 142.6 \cdot \text{kN}$$

$$M_{rel} := N_{rel} \cdot (z_{t.L} - h_p) = 97.5 \cdot \text{kNm}$$

Overkant

$$\sigma_{c.rel.ok} := \frac{N_{rel}}{A_{t.L}} + \frac{M_{rel} \cdot (z_{t.L} - h)}{I_{z.L}} = -0.08 \text{MPa}$$

$$\sigma_{p.rel.ok} := \frac{N_{rel}}{A_{t.L}} + \frac{M_{rel} \cdot (z_{t.L} - h_{p.ok})}{I_{z.L}} = 0.08 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.rel.ok} := \frac{\sigma_{p.rel.ok}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \cdot E_p = 1.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.ok.\%} := \frac{-\Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{p.rel.ok}}{\sigma_{p0}} = -2.2\%$$

Underkant

$$\sigma_{c.rel.uk} := \frac{N_{rel}}{A_{t.L}} + \frac{M_{rel} \cdot z_{t.L}}{I_{z.L}} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.rel.p.uk} := \frac{N_{rel}}{A_{t.L}} + \frac{M_{rel} \cdot (z_{t.L} - h_{p.uk})}{I_{z.L}} = 0.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.rel.uk} := \frac{\sigma_{c.rel.p.uk}}{E_{c.eff.bjelke}(t_2, t_0)} \cdot E_p = 7 \cdot \text{MPa} \quad (3.13)$$

$$\Delta\sigma_{p.uk.\%} := \frac{-\Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{p.rel.uk}}{\sigma_{p0}} = -1.8 \cdot \%$$

Totale spenninger etter lang tid i overkant

Spenninger i overkant fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon.

$$\sigma_{c.ok.kryp} = 3.9 \text{ MPa} \quad \sigma_{c.ok.svinn} = -0.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{c.rel.ok} = -0.1 \text{ MPa}$$

Langtidsspenning

$$\sigma_{c.ok.L} := \sigma_{c.ok.kryp} + \sigma_{c.ok.svinn} + \sigma_{c.rel.ok} = 3.6 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok} := \text{if}(\sigma_{c.ok.L} < f_{ctm.dekke}, \text{"Uoppriiset"}, \text{"Oppriiset. Stadium II"})$$

$$\sigma_{c.ok} = \text{"Uoppriiset"}$$

Slakkarmering

$$\sigma_{s.kryp} = 14.5 \text{ MPa} \quad \sigma_{s.svinn} = -58.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{s.kryp} + \sigma_{s.svinn} = -43.7 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i overkant spennarmering fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon.

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.L} = -46.7 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{p.svinn.ok} = -70.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 31.8 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{p.rel.ok} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.ok} := \Delta\sigma_{p.kryp.ok.L} + \Delta\sigma_{p.svinn.ok} - \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{p.rel.ok} = -147.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\Delta\sigma_{p.ok}|}{\sigma_{p0}} = 10.6\%$$

$$\sigma_{p.L.ok} := \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p.ok} = 1247.5 \cdot \text{MPa}$$

Totale spenninger etter lang tid i underkant

Spenninger i underkant fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon.

$$\sigma_{c.uk.kryp} = -27.1 \text{ MPa} \quad \sigma_{c.uk.svinn} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.rel.uk} = 0.6 \text{ MPa}$$

Langtidsspenning

$$\sigma_{c.uk.L} := \sigma_{c.uk.kryp} + \sigma_{c.uk.svinn} + \sigma_{c.rel.uk} = -25.18 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.uk.2} := \text{if} \left[|\sigma_{c.uk.L}| < (0.6 \cdot f_{ck.bjelke}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"} \right]$$

$$\sigma_{c.uk.2} = \text{"OK"}$$

Spenningsendring i underkant spennarmering fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon.

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk.L} = -318 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{p.svinn.uk} = -56.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 31.8 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{p.rel.uk} = 7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.uk} := \Delta\sigma_{p.kryp.uk.L} + \Delta\sigma_{p.svinn.uk} - \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{p.rel.uk} = -399.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{|\Delta\sigma_{p.uk}|}{\sigma_{p0}} = 28.6\%$$

$$\sigma_{p.L.uk} := \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p.uk} = 1794.4 \cdot \text{MPa}$$

Tap av spennkraft

$$N_{\text{tap.ok}} := A_{\text{p.ok}} \cdot \Delta\sigma_{\text{p.ok}} = -82.6 \text{ kN}$$

$$N_{\text{tap.uk}} := A_{\text{p.uk}} \cdot \Delta\sigma_{\text{p.uk}} = -1565.6 \text{ kN}$$

$$N_{\text{tap.total}} := N_{\text{tap.ok}} + N_{\text{tap.uk}} = -1648.2 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.1år}} := N_{\text{Ed}} - N_{\text{tap.total}} = -4601.4 \text{ kN}$$

Moment fra spennarmering etter tap

$$M_{\text{tap}} := N_{\text{tap.total}} \cdot (z_{\text{t.L}} - h_{\text{p}}) = -1127 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{p.1år}} := N_{\text{Ed.1år}} \cdot (z_{\text{t.L}} - h_{\text{p}}) = -3146 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{L.total2}} := M_{\text{p}} - M_{\text{tap}} = -3146 \cdot \text{kNm}$$

Sjekker spenninger etter ett år

Langtid

$$M_{\text{p.1år}} = -3146 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{tvang.1år}} := 975 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{omlagring}} = 71 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{L.1år}} := M_{\text{p.1år}} + M_{\text{tvang.1år}} + M_{\text{omlagring}} + M_{\text{g2}} = -2531.6 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{trafikk}} = -826 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{Ed.1år}} := M_{\text{L.1år}} + M_{\text{k}} = -3566 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{L}} = -3311.3 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{Ed.red}} := M_{\text{Ed}} - M_{\text{Ed.1år}} = -780 \cdot \text{kNm}$$

Spenninger etter 1 år

Overkant

$$\sigma_{c.ok.1.år} := \frac{N_{Ed.1år}}{A_{t.L}} + \frac{M_{L.1år} \cdot (z_{t.L} - h)}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot (z_{t.k} - h)}{I_{z.k}} = 3.9 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} = 3.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.1.år} := \text{if}(\sigma_{c.ok.1.år} < f_{ctm.dekke}, \text{"Uopprisset"}, \text{"Opprisset. Stadium II"})$$

$$\sigma_{c.ok.1.år} = \text{"Opprisset. Stadium II"}$$

Underkant

$$\sigma_{c.uk.1.år} := \frac{N_{Ed.1år}}{A_{t.L}} + \frac{M_{L.1år} \cdot z_{t.L}}{I_{z.L}} + \frac{M_k \cdot z_{t.k}}{I_{z.k}} = -21.7 \cdot \text{MPa}$$

$$Sjekk_{trykk} := \text{if}(|\sigma_{c.uk.1.år}| < (0.6 \cdot f_{ck.bjelke}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$Sjekk_{trykk} = \text{"OK"}$$

Vedlegg 17

Spenninger ved opplegg stadium II

Beregning av spenninger i bruksgrense ved opplegg i stadium II

Betong

Bjelke

B55

(C65)

$$f_{ck.bjelke} := 55\text{MPa}$$

$$E_{cm.bjelke} := 38000\text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$E_{c.eff.bjelke} := 13120\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

Dekke

B45 (C55)

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

$$E_{cm.dekke} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{c.eff.dekke} := 15390\text{MPa}$$

$$f_{cd.dekke} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.dekke}}{\gamma_c} = 26 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjoner

Bjelke:

$$h_b := 1200\text{mm}$$

$$b_1 := 600\text{mm} \quad b_2 := 235\text{mm} \quad b_3 := 130\text{mm} \quad b_4 := 280\text{mm}$$

$$b_5 := 690\text{mm}$$

$$h_1 := 150\text{mm} \quad h_2 := 70\text{mm} \quad h_3 := 880\text{mm} \quad h_4 := 64\text{mm}$$

$$h_5 := 170\text{mm}$$

$$z_t.bjelke := 565\text{mm}$$

Areal

$$A_{c1} := b_1 \cdot h_1 = 90000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c2} := b_2 \cdot h_2 = 16450 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c3} := b_3 \cdot h_3 = 114400 \text{mm}^2$$

$$A_{c4} := b_4 \cdot h_4 = 17920 \text{mm}^2$$

$$A_{c5} := b_5 \cdot h_5 = 117300 \text{mm}^2$$

$$A_{c.\text{bjelke}} := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 356070 \cdot \text{mm}^2$$

Dekke

$$b_{\text{dekke}} := 1312.5 \text{mm} \quad h_{\text{dekke}} := 300 \text{mm}$$

$$h := h_b + h_{\text{dekke}} = 1500 \text{mm} \quad A_{c.\text{dekke}} := b_{\text{dekke}} \cdot h_{\text{dekke}} = 4 \times 10^5 \text{mm}^2$$

Samvirke

$$A_c := A_{c.\text{bjelke}} + A_{c.\text{dekke}}$$

$$z_t := 912 \text{mm}$$

Slakkarmering

B500

$$f_{yk} := 500 \text{MPa} \quad c_{\text{avstand}} := 150 \text{mm}$$

$$E_s := 200000 \text{MPa} \quad h_{\text{forskaling}} := 100 \text{mm}$$

$$\phi_{ok} := 20 \text{mm}$$

$$\phi_{uk} := 20 \text{mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{\text{dekke}}}{c_{\text{avstand}}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 2749 \text{mm}^2$$

$$A_{s.uk} := A_{s.ok}$$

$$A_s := A_{s.ok} + A_{s.uk} = 5498 \text{mm}^2$$

$$h_{s.ok} := h - 75\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{\phi_{ok}}{2} = 1395\text{mm}$$

$$h_{s.uk} := h_b + h_{forskaling} + 20\text{mm} + \frac{\phi_{uk}}{2} = 1330\text{mm}$$

$$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1363\text{mm}$$

$$d := h_s = 1363\text{mm}$$

Spennarmering

$$A_{p.pertau} := 140\text{mm}^2 \quad E_p := 195000\text{MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{p0.1k} := 1664 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{p.ok} := 4 \cdot A_{p.pertau} = 560 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.uk} := 28 \cdot A_{p.pertau} = 3920 \text{mm}^2$$

$$A_p := A_{p.ok} + A_{p.uk} = 4480 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

$$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 6250 \cdot \text{kN}$$

$$h_{p.ok} := 1135\text{mm} \quad h_{p.uk} := 98.6\text{mm}$$

$$h_p := 228\text{mm}$$

Finner trykksonen i bruksgrensetilstand opprisset tverrsnitt

$$\begin{aligned}\text{Antar en trykksone:} \quad \alpha &:= 0.772 \\ \alpha \cdot d &= 1052 \text{ mm}\end{aligned}$$

Det gir følgende effektivt areal

$$A_{c.\text{eff}} := A_{c.\text{bjelke}} - b_1(h_b - \alpha \cdot d) = 2.67 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Forhold i eksentrisitet og i E-modul til betongen i overkant (brudekke)

$$\begin{aligned}x_{p.\text{uk}} &:= \frac{\alpha \cdot d - h_{p.\text{uk}}}{\alpha \cdot d} = 0.906 & \eta_s &:= \frac{E_s}{E_{c.\text{eff.dække}}} = 13 \\ x_{p.\text{ok}} &:= \frac{h_{p.\text{ok}} - \alpha \cdot d}{\alpha \cdot d} = 0.079 & \eta_p &:= \frac{E_p}{E_{c.\text{eff.bjelke}}} = 14.9\end{aligned}$$

$$x_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 0.295$$

Forholdet i mellom slakk-og spennarmeringsareal og effektivt betongareal

$$\rho_{p.\text{uk}} := \frac{A_{p.\text{uk}}}{A_{c.\text{eff}}} = 0.015 \quad \rho_{p.\text{ok}} := \frac{A_{p.\text{ok}}}{A_{c.\text{eff}}} = 2.096 \times 10^{-3}$$

$$\rho_s := \frac{A_s}{A_{c.\text{eff}}} = 0.021$$

Indre momentarm

$$z_c := \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d = 1012 \text{ mm}$$

$$z_{p.\text{uk}} := d - h_{p.\text{uk}} = 1264 \text{ mm}$$

$$z_{p.\text{ok}} := d - h_{p.\text{ok}} = 228 \text{ mm}$$

Aksialkraft fra svinn og relaksasjon, se spenningsberegning i stadium 1

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok} := 70.1\text{MPa} \quad \Delta\sigma_{p.svinn.uk} := 56.5\text{MPa}$$

$$N_{svinn} := A_{p.ok} \cdot \Delta\sigma_{p.svinn.ok} + A_{p.uk} \cdot \Delta\sigma_{p.svinn.uk} = 261\text{ kN}$$

$$\sigma_{pr} := 31.8\text{MPa}$$

$$N_{rel} := \sigma_{pr} \cdot A_p = 142\text{ kN}$$

Dimensjonerende aksial- og momentkraft med ytre momentarm

$$N_L := P_0 - N_{svinn} - N_{rel} = 5846\text{ kN}$$

$$M_{Ed.bruks} := 4346\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$e := d - z_t = 451\text{ mm}$$

$$M_{Ed} := M_{Ed.bruks} + N_{rel} \cdot e + N_{svinn} \cdot e = 4528 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

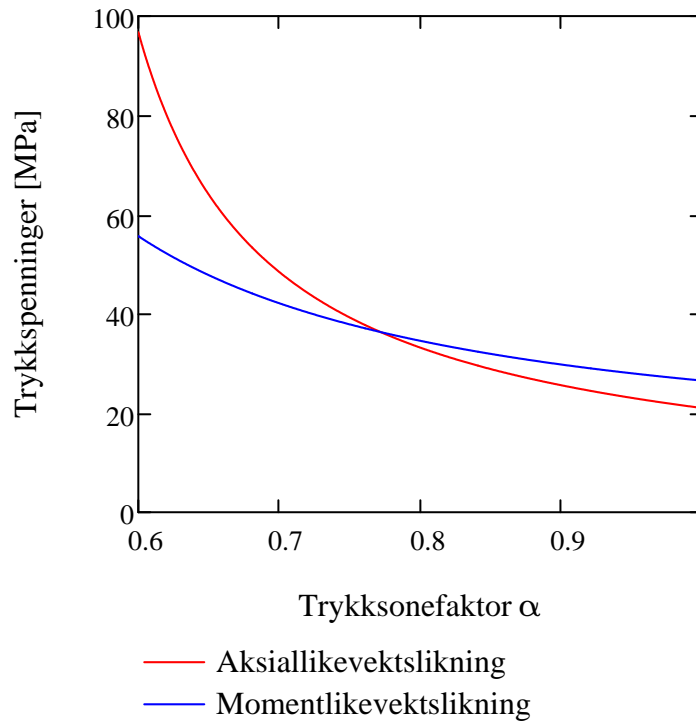
$$a_2 := \frac{M_{Ed}}{N_L} = 774\text{ mm}$$

Beregning av trykksonehøyde med hensyn på dimensjonerende aksial- og momentkraft

$$\sigma_{cA} := \frac{N_L}{A_{c.eff}} \frac{1}{\frac{1}{2} + (\eta_p - 1) \cdot \rho_{p.uk} \cdot x_{p.uk} - \eta_p \rho_{p.ok} \cdot x_{p.ok} - \eta_s \cdot \rho_s \cdot x_s} = 36.30\text{ MPa}$$

$$\sigma_{cM} := \frac{N_L \cdot (e + a_2)}{A_{c.eff}} \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot z_c + (\eta_p - 1) \rho_{p.uk} \cdot x_{p.uk} \cdot z_{p.uk} - \eta_p \cdot \rho_{p.ok} \cdot x_{p.ok} \cdot z_{p.ok}}$$

$$\sigma_{cM} = 36.30\text{ MPa}$$



Spenningskontroll

Spenninger i betongen

$$\sigma_c := \sigma_{cM} = 36.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.} := \text{if}(\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck, \text{bjelke}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\sigma_{c.} = \text{"IKKE OK"}$$

Spenninger i slakkarmeringen

Tøyninger

$$\epsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{c, \text{eff. dekke}}} = 2.359 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \epsilon_s := x_s \cdot \epsilon_c = 6.966 \times 10^{-4}$$

Spenninger overkant slakkarmering

$$\epsilon_{c, \text{svinn}} := 4.45 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_s := (\Delta\varepsilon_s - \varepsilon_{c.svinn}) \cdot E_p = 49 \text{ MPa}$$

Krav

$$\sigma_s := \text{if}(\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\sigma_s = \text{"OK"}$$

NS-EN 1992-1-1 7.2.(5)

Spennarmering

Tøyninger

$$\Delta\varepsilon_{p.ok} := x_{p.ok} \cdot \varepsilon_c = 1.865 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.uk} := x_{p.uk} \cdot \varepsilon_c = 2.138 \times 10^{-3}$$

Spenninger overkant spennarmering

$$\Delta\sigma_{p.ok} := (\Delta\varepsilon_{p.ok} - \varepsilon_{c.svinn}) \cdot E_p - \sigma_{pr} = -82 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft

$$\frac{\Delta\sigma_{p.ok}}{\sigma_{p0}} = -5.9\%$$

Spenninger underkant spennarmering

$$\Delta\sigma_{p.uk} := (-\Delta\varepsilon_{p.uk} - \varepsilon_{c.svinn}) \cdot E_p - \sigma_{pr} = -535 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft

$$\frac{\Delta\sigma_{p.uk}}{\sigma_{p0}} = -38.4\%$$

Vedlegg 18

Spenninger over støtte stadium I og II

Spenninger over støtte

Dekke

$$f_{ck.dekke} := 45\text{MPa} \quad E_{cm.dekke} := 36000\text{MPa}$$

$$f_{cm.dekke} := 53\text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8\text{MPa}$$

$$b_{dekke} := 1312.5\text{mm}$$

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

$$A_{c.opplegg} := b_{dekke} \cdot h = 2 \times 10^6 \text{mm}^2$$

Slakkarmering

B500

$$f_{yk} := 500\text{MPa} \quad c_{avstand} := 150\text{mm}$$

$$\phi_{ok} := 20\text{mm} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\phi_{uk} := 20\text{mm}$$

$$h_{dekke} := 300\text{mm}$$

$$h_{forskaling} := 100\text{mm}$$

$$h_{s.ok} := h - 75\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{\phi_{ok}}{2} = 1.395 \times 10^3 \text{mm}$$

$$h_{s.uk} := 1200\text{mm} + h_{forskaling} + 20\text{mm} + \frac{\phi_{uk}}{2} = 1.33 \times 10^3 \text{mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \frac{\pi \cdot \phi_{ok}^2}{4} = 2.749 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$A_{s.uk} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{uk}^2}{4} = 2.749 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s.uk} + A_{s.ok} = 5.498 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1363 \text{ mm}$$

Annen dimensjoneringsdata

$$RH := 70$$

Håndbok N400 7.2.3

$$RH_0 := 100$$

Betongens alder i døgn ved belastningstidspunkt

$$t_0 := 3$$

Betongens alder i døgn ved betraktningstidspunkt

$$t_1 := 36500 \quad t_2 := 365 \quad t_3 := 28$$

Krypberegninger etter NS-EN 1992-1-1

Ettersom det over støtte er først montert tverrbærere, som vil fungere som en forskaling for den plasstøpte betongen over opplegg, blir kun oversiden av dekke eksponert for uttørkning.

$$u_{\text{opplegg}} := b_{\text{dekke}} = 1.313 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$h_{0.\text{opplegg}} := \frac{2A_{c.\text{opplegg}}}{u_{\text{opplegg}} \cdot \text{mm}} = 3000$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.6)

$$\alpha_{1.\text{opplegg}} := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm.\text{dekke}}} \right)^{0.7} = 0.748$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.8c)

$$\alpha_{2,\text{opplegg}} := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm.dekke}}} \right)^{0.2} = 0.92$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.8c)

$$\alpha_{3,\text{opplegg}} := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm.dekke}}} \right)^{0.5} = 0.813$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.8c)

$$\beta_{\text{H.opplegg}} := \min \left[1.5 \left[1 + (0.012\text{RH})^{18} \right] \cdot h_{0,\text{opplegg}} + 250\alpha_{3,\text{opplegg}}, 1500\alpha_{3,\text{opplegg}} \right]$$

$$\beta_{\text{H.opplegg}} = 1.219 \times 10^3$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.8b)

$$\beta_{\text{c.opplegg}}(t_1, t_0) := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_{\text{H.opplegg}} + t_1 - t_0} \right)^{0.3}$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.7)

$$\beta_{\text{c.opplegg}}(t_1, t_0) = 0.99$$

$$\varphi_{\text{RH.opplegg}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,\text{opplegg}}}} \alpha_{1,\text{opplegg}} \right) \cdot \alpha_{2,\text{opplegg}} = 1.064$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.3b)

$$\beta_{\text{f.cm.opplegg}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{\text{cm.dekke}} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.308$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.4)

$$\beta_{\text{opplegg}}(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}}$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.5)

$$\beta_{\text{opplegg}}(t_0) = 0.743$$

$$\varphi_{0,\text{opplegg}} := \varphi_{\text{RH.opplegg}} \cdot \beta_{\text{f.cm.opplegg}} \cdot \beta_{\text{opplegg}}(t_0) = 1.82$$

NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.2)

Kryptall opplegg

$$\varphi_{\text{opplegg}}(t_1, t_0) := \varphi_{0.\text{opplegg}} \cdot \beta_{c.\text{opplegg}}(t_1, t_0)$$

*NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.1 (B.1)*

Kryptall

$$\varphi_{\text{opplegg}}(t_1, t_0) = 1.806$$

$$\varphi_{\text{opplegg}}(t_2, t_0) = 1.172$$

$$\varphi_{\text{opplegg}}(t_3, t_0) = 0.565$$

E-modul

$$E_{c.\text{eff.opplegg}}(t_1, t_0) := \frac{E_{c.m.\text{dekke}}}{1 + \varphi_{\text{opplegg}}(t_1, t_0)}$$

$$E_{c.\text{eff.opplegg}}(t_1, t_0) = 1.283 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.\text{eff.opplegg}}(t_2, t_0) = 1.658 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{c.\text{eff.opplegg}}(t_3, t_0) = 2.301 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Beregning av tyngdepunkt og treghetsmoment kort tid

$$\eta_k := \frac{E_s}{E_{c.m.\text{dekke}}} = 5.556$$

$$z_c := \frac{h}{2} = 750 \text{ mm}$$

$$A_{t.k} := A_{c.\text{opplegg}} + (\eta_k - 1)A_s = 1.994 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$z_{tk} := \frac{A_{c.\text{opplegg}} \cdot z_c + (\eta_k - 1)A_s \cdot h_s}{A_{t.k}} = 757.694 \text{ mm}$$

$$I_{zk} := \frac{b_{\text{dekke}} \cdot h^3}{12} + A_{\text{c.opplegg}} \cdot (z_c - z_{\text{tk}})^2 + (\eta_k - 1) A_s \cdot (h_s - z_{\text{tk}})^2 = 3.784 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Beregning av tyngdepunkt og treghetsmoment

$$\eta(t_1, t_0) := \frac{E_s}{E_{\text{c.eff.opplegg}}(t_1, t_0)}$$

$$\eta(t_1, t_0) = 15.588$$

$$\eta(t_2, t_0) = 12.066$$

$$\eta(t_3, t_0) = 8.693$$

$$\eta_{\text{kryp}} := \eta(t_1, t_0) = 15.588$$

$$A_t := A_{\text{c.opplegg}} + (\eta_{\text{kryp}} - 1) A_s = 2 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$z_t := \frac{A_{\text{c.opplegg}} \cdot z_c + (\eta_{\text{kryp}} - 1) A_s \cdot h_s}{A_t} = 773.975 \text{ mm}$$

$$I_z := \frac{b_{\text{dekke}} \cdot h^3}{12} + A_{\text{c.opplegg}} \cdot (z_c - z_t)^2 + (\eta_{\text{kryp}} - 1) A_s \cdot (h_s - z_t)^2 = 3.981 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Stivhet

Kort tid

$$E_{\text{cm.dekke}} \cdot I_{\text{zk}} = 1.362 \times 10^{16} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Lang tid

$$EI_{\text{opplegg}}(t_1, t_0) := E_{\text{c.eff.opplegg}}(t_1, t_0) \cdot I_{\text{z}}$$

$$EI_{\text{opplegg}}(t_1, t_0) = 5.107 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{opplegg}}(t_2, t_0) = 6.598 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{opplegg}}(t_3, t_0) = 9.158 \times 10^{15} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Momenter

$$M_{\text{omlagring}} := -430 \text{ kNm}$$

Moment fra modellering

$$M_{\text{g2}} := -815 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{trafikk}} := -(468 + 630) \text{ kN} \cdot \text{m} = -1.098 \times 10^3 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{temp}} := -0.7 \cdot 286 \text{ kN} \cdot \text{m} = -200 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra langtids- og korttidslast

$$M_{\text{L}} := M_{\text{omlagring}} + M_{\text{g2}} = -1.245 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{k}} := M_{\text{trafikk}} + M_{\text{temp}} = -1298 \cdot \text{kNm}$$

Dimensjonerende momentkrefter

$$M_{\text{Ed}} := M_{\text{L}} + M_{\text{k}} = -2543 \cdot \text{kNm}$$

Spenningsberegning

Stadium 1

Spenninger i overkant

$$\sigma_{c.ok.kryp} := \frac{M_L \cdot (z_t - h)}{I_z} + \frac{M_k \cdot (z_{tk} - h)}{I_{zk}} = 4.817 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.s.kryp} := \frac{M_L \cdot (z_t - h_s)}{I_z} + \frac{M_k \cdot (z_{tk} - h_s)}{I_{zk}} = 3.916 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.kryp} := \frac{\sigma_{c.s.kryp}}{E_{c,eff.opplegg}(t_1, t_0)} \cdot E_s = 61.037 \text{ MPa}$$

Spenninger i underkant

Kort tid

$$\sigma_{c.uk.kryp} := \frac{M_L \cdot z_t}{I_z} + \frac{M_k \cdot z_{tk}}{I_{zk}} = -5.02 \text{ MPa}$$

Kryp := if ($|\sigma_{c.uk.kryp}| < 0.45 \cdot f_{ck,dekke}$, "Lin. kryp" , "Ikke-lin. kryp")

Kryp = "Lin. kryp"

Beregning av svinn etter NS-EN 1992-1-1 3.1.4 og Tillegg B

$$\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.02$$

*NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.2 (B.12)*

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

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

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

$$\epsilon_{cd.0.opplegg} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm.dekke}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\epsilon_{cd.0.opplegg} = 3.024 \times 10^{-4}$$

*NS-EN 1992-1-1
Tillegg B B.2 (B.11)*

$$h_{0.opplegg} = 3 \times 10^3$$

gir

$$k_{h.opplegg} := 0.70$$

*NS-EN 1992-1-1 Tabell
3.3*

$$\beta_{ds.opplegg}(t_1, t_0) := \frac{t_1 - t_0}{(t_1 - t_0) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.opplegg}^3}}$$

NS-EN 1992-1-1 3.1.4 (6)

$$\beta_{ds.opplegg}(t_1, t_0) = 0.847$$

$$\epsilon_{cd.opplegg}(t_1, t_0) := \beta_{ds.opplegg}(t_1, t_0) \cdot k_{h.opplegg} \cdot \epsilon_{cd.0.opplegg}$$

$$\epsilon_{cd.opplegg}(t_1, t_0) = 1.794 \times 10^{-4}$$

NS-EN 1992-1-1 3.1.4 (6)

$$\beta_{opplegg}(t_1) = 0.121$$

$$\epsilon_{ca.uendelig.opplegg} := 2.5 \left(\frac{f_{ck.dekke}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

NS-EN 1992-1-1 3.1.4 (6)

$$\epsilon_{ca.uendelig.opplegg} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca.opplegg}(t_1) := \beta_{opplegg}(t_1) \cdot \epsilon_{ca.uendelig.opplegg}$$

NS-EN 1992-1-1 3.1.4 (6)

$$\epsilon_{ca.opplegg}(t_1) = 1.057 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs.opplegg}(t_1, t_0) := \epsilon_{cd.opplegg}(t_1, t_0) + \epsilon_{ca.opplegg}(t_1)$$

NS-EN 1992-1-1 3.1.4 (6)

Tøyninger forårsaket av svinn

$$\varepsilon_{cs.opplegg}(t_1, t_0) = 1.9 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs.opplegg}(t_2, t_0) = 3.714 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.opplegg}(t_3, t_0) = 4.354 \times 10^{-5}$$

Spenninger forårsaket av svinn

$$N_{svinn} := \varepsilon_{cs.opplegg}(t_1, t_0) \cdot E_s \cdot A_s = 208.893 \cdot \text{kN}$$

$$M_{svinn} := N_{svinn} \cdot (z_t - h_s) = -122.938 \cdot \text{kNm}$$

Overkant

$$\sigma_{c.ok.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_t} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_t - h)}{I_z} = 0.326 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c.s.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_t} + \frac{M_{svinn} \cdot (z_t - h_s)}{I_z} = 0.284 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s.svinn} := \left(-\varepsilon_{cs.opplegg}(t_1, t_0) + \frac{\sigma_{c.s.svinn}}{E_{c.eff.opplegg}(t_1, t_0)} \right) \cdot E_s = -33.573 \cdot \text{MPa}$$

Underkant

$$\sigma_{c.uk.svinn} := \frac{N_{svinn}}{A_t} + \frac{M_{svinn} \cdot z_t}{I_z} = -0.14 \cdot \text{MPa}$$

Totale spenninger etter lang tid i overkant

Spenninger i overkant fra belastning, kryp, svinn og relaksasjon.

$$\sigma_{c.ok.kryp} = 4.817 \text{ MPa} \quad \sigma_{c.ok.svinn} = 0.326 \text{ MPa}$$

Langtidsspenning

$$\sigma_{c.ok.L} := \sigma_{c.ok.kryp} + \sigma_{c.ok.svinn} = 5.144 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok} := \text{if}(\sigma_{c.ok.L} < f_{ctm.dekke}, \text{"Uoppriiset"}, \text{"Oppriiset. Stadium II"})$$

$$\sigma_{c.ok} = \text{"Oppriiset. Stadium II"}$$

Spenninger i armering

$$\sigma_{s.kryp} = 61.037 \text{ MPa} \quad \sigma_{s.svinn} = -33.573 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \sigma_{s.kryp} + \sigma_{s.svinn} = 27.464 \text{ MPa}$$

$$\text{Krav} := \text{if}(\sigma_s < f_{yk}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\text{Krav} = \text{"OK"}$$

Totale spenninger etter lang tid i underkant

Spenninger i underkant

$$\sigma_{c.uk.kryp} = -5.02 \text{ MPa} \quad \sigma_{c.uk.svinn} = -0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.uk.L} := \sigma_{c.uk.kryp} + \sigma_{c.uk.svinn} = -5.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.uk} := \text{if} \left[\left| \sigma_{c.uk.L} \right| < \left(0.45 \cdot f_{ck.dekke} \right), \text{"Lin. kryp"}, \text{"Ikke-lin. kryp"} \right]$$

$$\sigma_{c.uk} = \text{"Lin. kryp"}$$

$$\sigma_{c.uk.2} := \text{if} \left[\left| \sigma_{c.ok.L} \right| < \left(0.6 \cdot f_{ck.dekke} \right), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"} \right]$$

$$\sigma_{c.uk.2} = \text{"OK"}$$

Stadium 2

$$\eta_{\text{std2}} := \eta(t_1, t_0) = 15.588$$

$$d := h_s = 1.363 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$\rho := \frac{A_s}{b_{\text{dekke}} \cdot d} = 3.074 \times 10^{-3}$$

Finner trykksonehøyden

$$\alpha := \sqrt{(\eta_{\text{std2}} \cdot \rho)^2 + 2\eta_{\text{std2}} \cdot \rho} - \eta_{\text{std2}} \cdot \rho = 0. \alpha \cdot d = 361.547 \text{ mm}$$

$$I_{z2} := 0.5 \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b_{\text{dekke}} \cdot d^3 = 106.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Utfører nye spenningsberegninger

$$M_{\text{tiln.perm}} := M_{\text{omlagring}} + M_{g2} + 0.5M_{\text{trafikk}} = -1.794 \times 10^3 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = -2.543 \times 10^3 \cdot \text{kNm}$$

Spenninger i stadium 2

Spenninger i overkant armering

$$\sigma_{\text{std2.c.s.kryp}} := \frac{M_{\text{Ed}} \cdot (z_t - h_s)}{I_{z2}} = 14.049 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2.s.kryp}} := \frac{\sigma_{\text{std2.c.s.kryp}}}{E_{\text{c.eff.opplegg}}(t_1, t_0)} \cdot E_s = 218.992 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2.c.s.svinn}} := \frac{N_{\text{svinn}}}{A_t} + \frac{M_{\text{svinn}} \cdot (z_t - h_s)}{I_{z2}} = 0.781 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2.s.svinn}} := \left(-\varepsilon_{\text{cs.opplegg}}(t_1, t_0) + \frac{\sigma_{\text{std2.c.s.svinn}}}{E_{\text{c.eff.opplegg}}(t_1, t_0)} \right) \cdot E_s = -25.82 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2.L}} := \sigma_{\text{std2.s.kryp}} + \sigma_{\text{std2.s.svinn}} = 193.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2}} := \text{if}(\sigma_{\text{std2.L}} < 0.8 \cdot f_{\text{yk}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\sigma_{\text{std2}} = \text{"OK"}$$

Spenninger i underkant

$$\sigma_{\text{std2.c.uk.kryp}} := \frac{M_{\text{Ed}} \cdot z_t}{I_{z2}} = -18.475 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{std2.c.uk.svinn}} := \frac{N_{\text{svinn}}}{A_t} + \frac{M_{\text{svinn}} \cdot z_t}{I_{z2}} = -0.791 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{c.std2.L}} := \sigma_{\text{std2.c.uk.kryp}} + \sigma_{\text{std2.c.uk.svinn}} = -19.267 \text{ MPa}$$

Sjekk av trykkspenninger i betongen

$$0.45 \cdot f_{\text{ck.dekke}} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.dekke}} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{c.std2}} := \text{if}(|\sigma_{\text{c.std2.L}}| < 0.45 \cdot f_{\text{ck.dekke}}, \text{"Lin. kryp"}, \text{"Ikke-lin. kryp"})$$

$$\sigma_{\text{c.std2}} = \text{"Lin. kryp"}$$

$$\sigma_{\text{c.std2.2}} := \text{if}(|\sigma_{\text{c.std2.L}}| < (0.6 \cdot f_{\text{ck.dekke}}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\sigma_{\text{c.std2.2}} = \text{"OK"}$$

Vedlegg 19

Rissvidde over støtte

Beregning av rissvidde etter EK 2 pkt. 7.3.4

Betong

Bjelke

B55 (C65)

$$A_{c.bjelke} := 356070 \text{mm}^2$$

$$f_{ck} := 55 \text{MPa}$$

$$E_{cm.bjelke} := 38000 \text{MPa}$$

$$h_b := 1200 \text{mm}$$

Dekke

B45 (C55)

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

$$E_{cm.dekke} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8 \text{MPa}$$

Dekke

$$b_{dekke} := 1312.5 \text{mm}$$

$$h_{dekke} := 300 \text{mm}$$

$$h := h_b + h_{dekke} = 1500 \text{mm}$$

$$A_{c.dekke} := b_{dekke} \cdot h_{dekke} = 4 \times 10^5 \text{mm}^2$$

Samvirke

$$A_c := A_{c.bjelke} + A_{c.dekke}$$

$$z_t := 894 \text{mm}$$

Slakkarmering

B500

$$f_{yk} := 500 \text{MPa}$$

$$c_{avstand} := 150 \text{mm}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$h_{forskaling} := 100 \text{mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \cdot \text{MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{MPa}$$

$$\phi_{s.ok} := 25 \text{mm}$$

$$\phi_{s.uk} := 20 \text{mm}$$

$$\phi_s := \frac{\phi_{s.ok} + \phi_{s.uk}}{2} = 23 \text{ mm}$$

$$A_{s.ok} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s.ok}^2}{4} = 4295 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.uk} := \frac{b_{dekke}}{c_{avstand}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s.uk}^2}{4} = 2749 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s.ok} + A_{s.uk} = 7044 \text{ mm}^2$$

$$h_{s.ok} := h - 75 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{\phi_{s.ok}}{2} = 1393 \text{ mm}$$

$$h_{s.uk} := h_b + h_{forskaling} + 20 \text{ mm} + \frac{\phi_{s.uk}}{2} = 1330 \text{ mm}$$

$$h_s := \frac{A_{s.ok} \cdot h_{s.ok} + A_{s.uk} \cdot h_{s.uk}}{A_s} = 1368 \text{ mm}$$

$$d := h_s = 1368 \text{ mm}$$

Trykksonefaktor fra stadium 2 beregninger

$$\alpha := 0.265$$

Trykksone

$$\alpha \cdot d = 363 \text{ mm}$$

Strekksone

$$(1 - \alpha) \cdot d = 1 \times 10^3 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_{p.pertau} := 140 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1664 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1447 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1395 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{p.ok} := 4 \cdot A_{p.pertau} = 560 \cdot r_{p.uk} := 98.6 \text{ mm}$$

$$A_{p.uk} := 28 \cdot A_{p.pertau} = 3920 \text{ mm}^2$$

$$A_p := A_{p.ok} + A_{p.uk} = 4480 \text{ mm}^2$$

$$h_{p.ok} := 1135 \text{ mm}$$

$$\phi_{p.wire} := 15.24 \text{ mm}$$

Beregning av rissvidde

Største endelige rissavstand

$$k_1 := 1.6 \quad k_2 := 0.5 \text{ for bøyning}$$

EK 2 7.3.4(3)

$$k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

EK 2 NA. 7.3.4(3)

$$\xi := 0.6$$

EK 2 Tabell 6.2

$$\phi_p := 1.20 \cdot \phi_{p.wire} = 18 \text{ mm} \quad \text{for tau med 7 tråder}$$

EK 2 6.8.2(2)P

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = 1$$

EK 2 7.3.2(3)

$$h_{c.eff.1} := 2.5 \cdot (h - d) = 330 \text{ mm}$$

$$h_{c.eff.2} := \frac{h - \alpha \cdot d}{3} = 379 \text{ mm}$$

$$h_{c.eff.3} := \frac{h}{2} = 750 \text{ mm}$$

$$h_{c.eff.min} := \min(h_{c.eff.1}, h_{c.eff.2}, h_{c.eff.3}) = 330 \text{ mm}$$

$$h_{c.eff} := \max[h_{c.eff.min}, (h - d + 1.5 \cdot \phi_s)] = 330 \text{ mm}$$

EK 2 NA. 7.3.4(3)

$$A_{c.eff} := h_{c.eff} \cdot b_{dekke} = 432765 \text{ mm}^2$$

$$A'_p := 0$$

$$\rho_{p.\text{eff}} := \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p}{A_{c.\text{eff}}} = 0.016$$

$$c_{\text{overdekning}} := 75\text{mm} + 12\text{mm} = 87\text{mm}$$

$$5 \cdot \left(c_{\text{overdekning}} + \frac{\phi_s}{2} \right) = 491\text{mm}$$

$$s_{r.\text{max}} := k_3 \cdot c_{\text{overdekning}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.\text{eff}}} = 766\text{mm}$$

Rissvidde

$$\sigma_s := 154.5\text{MPa}$$

$$k_t := 0.4 \quad \text{for langvarig belastning}$$

$$f_{c.t.\text{eff}} := f_{c.t.m.\text{dekke}} = 3.8\text{MPa}$$

EK 2 pkt. 7.3.2(2)

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{c.m.\text{dekke}}} = 5.6$$

$$\Delta\varepsilon_m := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{c.t.\text{eff}}}{\rho_{p.\text{eff}}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.\text{eff}})}{E_s} = 2.634 \times 10^{-4}$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 4.635 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_m := \max \left(\Delta\varepsilon_m, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 4.635 \times 10^{-4}$$

$$w_k := s_{r.\text{max}} \cdot \Delta\varepsilon_m = 0.355 \cdot \text{mm}$$

Beregner maks tillatte rissvidde

$$c_{\text{min.dur}} := 60\text{mm}$$

$$c_{\text{nom}} := 75\text{mm}$$

$$k_c := \frac{c_{\text{nom}}}{c_{\text{min.dur}}} = 1.25 \quad \text{Ved } k.c = 1.3 \text{ vil rissene være innenfor kravet til maks opprissing}$$

Tabell N.A7.1N angir følgende maks tillatte rissvidde for overkant brudekke

$$w_{\text{max}} := 0.30 \cdot 1.25 \cdot \text{mm} = 0.375 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Krav}_{\text{rissvidde}} := \text{if}(w_k < w_{\text{max}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"})$$

$$\text{Krav}_{\text{rissvidde}} = \text{"OK"}$$

Vedlegg 20

Overføringslengde

Overføringslengde

Beregning av overføringslengde av førøppspente kabler etter Eurokode 2 punkt 8.10.2

Fasthet i betong ved kapping av tau

$$s := 0.20$$

$$t := 3 \quad \text{Antar kapping etter 3 dager}$$

$$\beta_{cc,t} := e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right]} = 0.66$$

EK 2 3.1.2 (6)

$$f_{ctm} := 4.2 \text{ MPa}$$

EK 2 Tabell 3.1

$$\alpha := 1 \quad \text{for } t < 28$$

$$f_{ctm,t} := \beta_{cc,t}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 2.78 \cdot \text{MPa}$$

EK 2 3.1.2 (9)

Finner konstant heftspenning f_{bpt} etter *NS-EN 1992-1-1 8.10.2.2 (1)*

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

EK 2 N.A.3.1.6(2) P

$$f_{ctd,t} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm,t}}{\gamma_c} = 1.1 \text{ MPa}$$

EK 2 8.10.2.2 (1)

$$\eta_1 := 1$$

$$\eta_{p1} := 3.2 \quad \text{for tau med 3 og 7 tråder. Antar 7 tråder}$$

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd,t} = 3.53 \text{ MPa}$$

EK 2 8.10.2.2 (1)

Grunnverdien av overføringslengden l_{pt} etter EK 2 8.10.2.2 (2)

$$\alpha_1 := 1.25 \quad \text{for plutselig avspenning}$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad \text{for tau med 3 og 7 tråder. Antar 7 tråder}$$

$$\phi_p := 15.24 \text{ mm}$$

$$f_{p0.1k} := 1664\text{MPa} \quad f_{pk} := 1860\text{MPa}$$

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1395 \cdot \text{MPa} \quad \text{EK 2 5.10.3 (2)}$$

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{p0}}{f_{bpt}} = 1429 \text{ mm} \quad \text{EK 2 8.10.2.2 (2)}$$

$$l_{pt2} := 1.2 l_{pt} = 1714 \text{ mm} \quad \text{EK 2 8.10.2.2 (3)}$$