

# Anvendelse av fiberarmering i betongbruer

Sammenligning av alternative utførelser

**Ole Sondre Bondahl**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk



## MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11.06.2012	ANTALL SIDER: 101
------------------------------------	---------------------	----------------------

TITTEL:

**Anvendelse av fiberarmering i betongbruer**  
**Sammenligning av alternative utførelser**

Application of Fibre Reinforcement in Concrete Bridges  
Comparison of Alternative Designs

UTFØRT AV:

Ole Sondre Bondahl



SAMMENDRAG:

Denne rapporten omhandler alternativ utførelse av ei bruplate i et hullkassetverrsnitt i betong. Det er gjennomført lastberegninger og utført dimensjonering i både brudd- og bruksgrensetilstand for platas tverretning. For begge grensetilstandene er det utført en sammenligning mellom tradisjonell utførelse og utførelse med 0,5 vol.-% stålfiberarmering i kombinasjon med stangarmering. Det er gjort beregninger for to ulike platebredder. Den utkragede delen er holdt konstant lik 1600 mm, mens beregninger for midtfeltet er gjort med både 5100 mm og 6300 mm spenn. Platetykkelsen er valgt til 350 mm.

Alle lastberegninger er utført i henhold til Eurocode 1, mens materialparametre og dimensjonering er utført etter Eurocode 2. For dimensjonering med armert fiberbetong er det brukt foreslåtte dimensjoneringsregler fra Coin Project Report 29. Beregningene er i hovedsak gjennomført med håndberegninger.

Resultatet av beregningene viser at bruk av stålfiberarmering i kombinasjon med vanlig stangarmering gir redusert behov for armering i alle tverrsnittsdelenene. Den største reduksjonen fås i forbindelse med rissviddebegrensning. Her gir bruk av 0,5 vol.-% stålfiberarmering en halvering i nødvendig armeringsmengde i midtfeltet. I bruddgrensedimensjoneringen viser beregningene en reduksjon på ca 17 % lengdearmering. Skjærstrekkkapasiteten økes med ca 40 %.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



## **Forord**

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU våren 2012, som en avsluttende del av sivilingeniørutdanningen på studieprogrammet Bygg og miljøteknikk. Arbeidet er utført over en tidsperiode på 20 uker og utgjør en arbeidsbelastning på 30 studiepoeng. Oppgaven er definert i samarbeid med Professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk.

Rapporten tar for seg lastberegninger og dimensjonering i tverretningen av en bruplate i et hullkassetverrsnitt i betong. Dimensjoneringen er utført med tradisjonell stangarmering og stangarmering i kombinasjon med stålfiberarmering.

Gjennom arbeidet med rapporten har jeg fått en bedre forståelse av hvordan dimensjonering av betongbruer gjennomføres i brudd- og bruksgrensetilstand. I tillegg har jeg tilegnet meg kunnskaper innen dimensjonering av fiberarmerte betongkonstruksjoner.

Jeg har fått en bedre forståelse av hvordan regelverket for laster er organisert i Eurocode 1, samt utviklet ferdighetene innen håndberegninger etter Eurocode 2.

En stor takk rettes til Terje Kanstad for veiledning og svar på de mange spørsmålene som har dukket opp underveis.

Trondheim, juni 2012

---

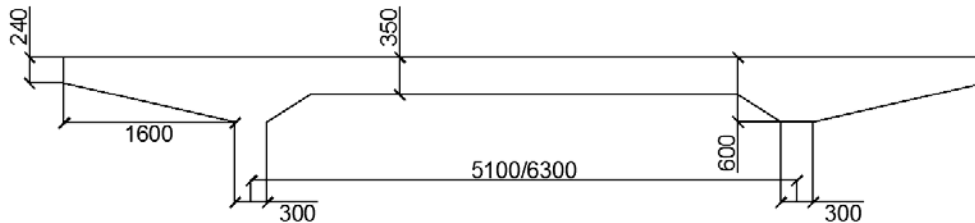
Ole Sondre Bondahl



## Sammendrag

Temaet for denne rapporten har vært praktisk dimensjonering i tverretningen av bruplata i et hullkassetverrsnitt i betong.

I oppgaven er det gjennomført lastberegning og dimensjonering i tverretningen for bruplata i et typisk hullkassetverrsnitt for norske vegbruer. Dimensjoneringen er utført med tradisjonell armering, samt tradisjonell armering i kombinasjon med og 0,5 vol.-% stålfiberarmering. Resultatene er så sammenlignet. Tverrsnittet det er regnet på er vist i figuren under



I beregningene er tverrsnittet delt opp i to deler; utkraget del og midtfelt. Det er regnet på to forskjellige lengder i midtfeltet; 5100 mm og 6300 mm.

Det er dimensjonert med betongkvalitet B55 og B55-R0,83, hvor sistnevnte er B55-betong med 0,5 vol.-% stålfiberarmering, som gir en karakteristisk rest strekkfasthet,  $f_{tk, res2,5}$  på 0,83 MPa. Materialparametrene for betong er hentet fra Eurocode 2, og lastkombineringen er utført i henhold til Eurocode 1. Fiberarmeringens rest strekkfasthet er beregnet etter formel 3-1 i Coin Project Report 17. Det er beregnet nødvendig armering både i brudd- og bruksgrensetilstand. Lastene som er vurdert er egenlast og trafikklast for utkraget del og det korteste midtfeltet. Da det viste seg at tverrsnittsdimensjoner og laster gav begrensede rissvidder, ble lengden av midtfeltet økt til 6300 mm, og det ble lagt på slitelag og belegning i tillegg til opprinnelige laster. Trafikklastandelen ble i tillegg økt fra 0,5 som gitt i Eurocode 1 til 0,6, og svinntøyningene ble inkludert i beregningene. Resultatet av lastberegningene er vist i tabellen under.

Tv.snittsdel	Lastvirkning	Dimensjonerende verdi ULS	Dimensjonerende verdi SLS
Utkraget del	Moment	158,8 kNm/m	74,7 kNm/m
	Skjær	173 kN/m	115,5 kN/m
Midtfelt 5100 mm	Moment	108,3 kNm/m	38,1 kNm/m
	Skjær	204,1 kN/m	87,5 kN/m
Midtfelt 6300 mm	Moment	191,8 kNm/m	96,4 kNm/m

Gjennom beregninger etter Eurocode 2 og Coin Project Report 29, er det funnet at det er behov for følgende armeringsmengder på strekksiden i de forskjellige tverrsnittsdelenene:

Tv.snittsdel	Utførelse	$A_s$ [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ]	Valgt armering
<b>Utkraget del</b>	Tradisjonell	2293	$\phi 25\text{s}200 \rightarrow 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Fiber + $\phi 20$	1534	$\phi 20\text{s}200 \rightarrow 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$
<b>Midtfelt 5100 mm</b>	Tradisjonell	1201	$\phi 16\text{s}160 \rightarrow 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Fiber + $\phi 16$	894	$\phi 16\text{s}220 \rightarrow 914 \text{ mm}^2/\text{m}$
<b>Midtfelt 6300 mm</b>	Tradisjonell	2856	$\phi 20\text{s}110 \rightarrow 2856 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Fiber + $\phi 20$	1428	$\phi 20\text{s}220 \rightarrow 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$

Beregninger for evt. armering utover minimumsarmering på trykksiden i de forskjellige delene er ikke gjennomført.

Kontrollen for skjærkapasitet viser at det er beregningsmessig behov for skjærstrekkarmering i midtfeltet, som armeres med minimumsarmering etter Eurocode 2. Dette behovet faller bort når det benyttes fiberarmering.

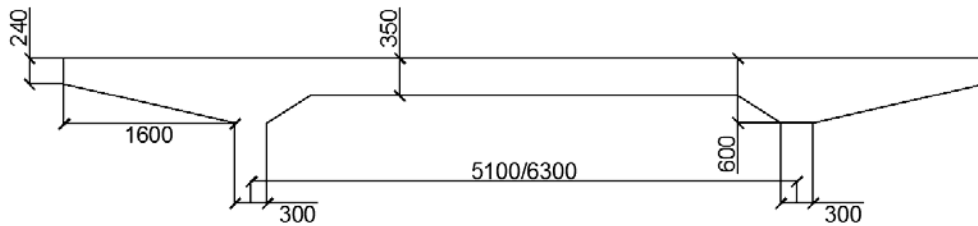
Resultatene viser at stålfiberarmeringen har størst effekt på rissviddebegrensningene, men den bidrar også til å redusere nødvendig stangarmering i bruddgrensetilstanden.



## Abstract

This report shows an example of practical design in the transverse direction of the top flange on a box girder bridge in concrete.

The report deals with calculation of design loads and design in transverse direction of the top flange in a typical Norwegian box girder bridge. The design is made with both traditional reinforcement and a combination of traditional reinforcement and 0,5 vol.-% steel fibre reinforcement. The two cases are compared to get an indication of the effect from the steel fibres. The cross section is shown below



The different parts of the cross section are designed separately. The middle part is designed with widths of both 5100 mm and 6300 mm.

The section is made by concrete with strength C55/67. The characteristic strength for 0,5 vol.-% steel fibres,  $f_{tk, res2,5}$ , is 0,83 MPa. The design loads are calculated according to Eurocode 1, and the material parameters for concrete are taken from Eurocode 2. The residual stress of the steel fibre reinforcement is calculated according to equation 3-1 in Coin Project Report 17. Calculation of necessary reinforcement is made according to both ultimate limit state, (ULS), and serviceability limit state, (SLS). The loads are taken from self-weight and traffic load. The calculations from the cantilevered part and the short midspan (5100 mm) shows no or very small crack widths. The span width was therefore enlarged to 6300 mm, and loads from wearing course and coating were added. In addition were also shrinkage strains added in the calculation of crack widths, and the combination factor for traffic load was set to 0,6 instead of 0,5 as given in Eurocode 1.

Part of cross section	Load effect	Design value ULS	Design value SLS
<b>Cantilever</b>	Moment	158,8 kNm/m	74,7 kNm/m
	Shear	173 kN/m	115,5 kN/m
<b>Midspan 5100 mm</b>	Moment	108,3 kNm/m	38,1 kNm/m
	Shear	204,1 kN/m	87,5 kN/m
<b>Midspan 6300 mm</b>	Moment	191,8 kNm/m	96,4 kNm/m

Necessary reinforcement is found by designing the different parts according to Eurocode 2 and Coin Project Report 29. The table below shows the necessary amounts of reinforcement in the tension side of each part.

Part of cross section	Type of reinforcement	Reinforcement needed [mm <sup>2</sup> /m]	Chosen reinforcement
<b>Cantilever</b>	Traditional	2293	φ25s200 -> 2454 mm <sup>2</sup> /m
	Fiber + φ20	1534	φ20s200 -> 1571 mm <sup>2</sup> /m
<b>Midspan 5100 mm</b>	Traditional	1201	φ16s160 -> 1257 mm <sup>2</sup> /m
	Fiber + φ16	894	φ16s220 -> 914 mm <sup>2</sup> /m
<b>Midspan 6300 mm</b>	Traditional	2856	φ20s110 -> 2856 mm <sup>2</sup> /m
	Fiber + φ20	1428	φ20s220 -> 1428 mm <sup>2</sup> /m

In some cases is a higher amount of reinforcement than the required minimum reinforcement needed also in the compression side. This is not calculated in this report.

The control for shear capacity shows that the midspan does not have sufficient capacity with traditional design. By using fibre reinforcement, the residual strength is increased and shear reinforcement is not longer needed.

The largest effect from fibre reinforcement is seen in the reduction of crack widths, but the fibres also have good effect on capacity calculations.

# Innhold

Forord .....	i
Sammendrag .....	iii
Abstract .....	v
Figurliste .....	ix
Tabelliste .....	ix
1 Innledning .....	1
2 Materialer og regelverk .....	3
2.1 Betong B55 .....	3
2.2 Armeringsstål B500 NC .....	3
2.3 Stålfiber .....	4
2.4 Fiberbetong .....	4
2.5 Fiberbetong i bruer .....	5
2.6 Regelverk, håndbøker og standarder .....	6
3 Effekt av varierende lengde på utkragende del .....	7
4 Dimensjonering .....	9
4.1 Tverrsnittet .....	9
4.1.1 Bruplater generelt .....	9
4.1.2 Opplagerbetingelser .....	10
4.2 Laster .....	10
4.2.1 Generelt .....	10
4.2.2 Lastmodeller .....	12
4.2.3 Lastkombinering .....	14
Dimensjonerende snitt .....	15
4.3 Bruddgrensetilstanden .....	16
4.3.1 Bestemmelse av $f_{tk, res2,5}$ .....	16
4.3.2 Momentkapasitet for armert fiberbetong .....	17
4.3.3 Skjærdimensjonering .....	18
Skjærtrykkapasitet .....	18
Skjærstrekkapasitet .....	18
Skjærkapasitet for armert fiberbetong .....	19
4.4 Bruksgrensetilstanden .....	20
4.4.1 Rissviddeberegning .....	20
4.4.2 Beregning av rissvidder .....	21

4.4.3 Beregning av rissvidde med armert fiberbetong .....	23
4.4.4 Bergrensning av rissvidder med armert fiberbetong .....	23
4.4.5 Modifikasjoner av tverrsnittet .....	24
5 Beregninger .....	27
5.1 Generelt .....	27
5.2 Lastberegning .....	27
5.2.1 Utkraget del .....	29
Momentbidrag .....	29
Skjærbidrag .....	30
5.2.2 Midtfeldt 5100 mm .....	33
Momentbidrag .....	33
Skjærbidrag .....	34
5.2.3 Midtfelt 6300 mm .....	36
5.3 Bruddgrensedimensjonering .....	38
5.4 Bruksgrensedimensjonering .....	39
6 Resultater .....	41
7 Sammenligning og konklusjon .....	43
7.1 Sammenligning .....	43
7.2 Konklusjon .....	43
7.3 Forslag til videre arbeid .....	44
8 Kilder .....	45
8.1 Standarder .....	45
8.2 Håndbøker fra statens vegvesen .....	45
8.3 Andre bøker og oppslagsverk .....	45
9. Vedlegg .....	47
Vedlegg A, Laster .....	47
A1 Laster midtfelt .....	47
A2 Lastkombinering midtfelt ULS .....	48
A3 Lastkombinering midtfelt SLS .....	49
Vedlegg B, Rissviddeberegninger .....	50
B1 Rissviddeberegning 5100 mm .....	50
B2 Rissviddeberegning 6300 .....	51
B3 Rissvidder med fiber .....	52
Vedlegg C, Håndberegninger .....	53

## Figurliste

Figur 1 Splitting pga konsentrert last [3.7] .....	6
Figur 2 Utkraget plateflens .....	7
Figur 3 Moment og skjærkraft ved varierende utkragerlengde .....	8
Figur 4 Tverrsnitt .....	9
Figur 5 LM1 [1.2] .....	13
Figur 6 LM2 [1.2] .....	14
Figur 7 Kritisk snitt .....	16
Figur 8 Momentkapasitet for armert fiberbetong [3.1] .....	17
Figur 9 Armeringsføring [2.2] .....	20
Figur 10 Armert betongstav med riss [3.3] .....	21
Figur 11 Spenningstilstand Stadium II .....	23
Figur 12 Laster og mål på utkraget del .....	29
Figur 13 Influensdiagram for moment fra aksellast LM1 utkraget del .....	29
Figur 14 $K_v$ -faktor for skjærkraft LM1 .....	30
Figur 15 $K_v$ -faktor for skjærkraft LM2 .....	31
Figur 16 Laster og mål med spennvidde på 5100 mm .....	33
Figur 17 Influensdiagram for moment fra aksellast midtfelt 5100 mm .....	33
Figur 18 $K_v$ -faktor for skjærkraft i midtfelt 5100 mm .....	34
Figur 19 Laster og mål med spennvidde på 6300 mm .....	36
Figur 20 Influensdiagram for moment fra aksellast midtfelt 6300 mm .....	36

## Tabelliste

Tabell 1 Materialeegenskaper B55 .....	3
Tabell 2 Moment og skjærkrefter ved varierende utkragerlengde .....	8
Tabell 3 Klassifisering av påvirkninger .....	11
Tabell 4 Kombinasjonsfaktorer .....	11
Tabell 5 Verdier for BL og JFL i LM1 [1.2] .....	12
Tabell 6 Lastintensiteter .....	15
Tabell 7 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, utkraget del .....	32
Tabell 8 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, midtfelt 5100 mm .....	35
Tabell 9 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, midtfelt 6300 mm .....	37
Tabell 10 Tverrarmering i ULS .....	38
Tabell 11 Nødvendig armering SLS .....	39
Tabell 12 Dimensjonerende laster .....	41
Tabell 13 Armeringsmengder .....	41



# 1 Innledning

Fiberarmering i betongkonstruksjoner har de senere årene blitt vanlig å bruke i ikkebærende konstruksjoner, som fortau, gulv på grunn og påstøp på hulldekker og brudekker. Denne måten å armere betongen på har vist seg å ha gunstig effekt på bestandighet styrke og tetthet. For å bruke fiberarmering, enten alene eller i kombinasjon med vanlig stangarmering, også i bærende konstruksjoner trengs det et standardisert regelverk for dimensjonering. Et norsk regelverk finnes ikke per i dag, men arbeidet med å utarbeide dette er godt i gang. I denne oppgaven er det benyttet foreslåtte dimensjoneringsregler, gitt i Coin Project Report 29 [3.1]. Coin er et forskningsprosjekt hvor SINTEF og NTNU samarbeider om å komme fram til et norsk regelverk for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner.

Betongbruer er kraftige konstruksjoner som er påført store krefter, og de er ofte eksponert for tøft miljø. Dette medfører at det må legges inn store mengder armering for å ta opp kreftene og begrense rissviddene slik at skadelige stoffer ikke trenger inn i konstruksjonen. Ved å benytte fiberarmering kan armeringsmengden reduseres samtidig som kapasitet og tetthet opprettholdes. Det er i denne oppgaven utført lastberegninger og dimensjonering i tverretningen av bruplata i et hullkassetverrsnitt. Lastene er beregnet i henhold til Eurocode 1[1.2], og kombinert etter NS-EN 1990 [1.1]. Dimensjoneringen er gjort i henhold til Eurocode 2 [1.3], Statens vegvesens Håndbok 185 [2.1] og Coin Project Report 29 [3.1].

Ved å se på hvor mye armeringsmengden kan reduseres ved å bruke stålfiberarmering i tillegg til vanlig stangarmering, kan det utføres kostnadsvurderinger som avgjør om det er økonomisk gunstig å benytte armert fiberbetong. I tillegg til redusert armeringsmengde gir bruk av armert fiberbetong også besparelser i arbeidstid i forbindelse med jernbinding. Krankapasitet, som ofte er en kritisk parameter for effektiv produksjon, blir også frigjort. Om disse besparelsene kan forsvare den økte betongprisen er ikke vurdert i denne oppgaven.

I oppgaven er det beregnet armeringsmengder for både tradisjonell dimensjonering med normalbetong og betong med 0,5 vol.-% stålfiberarmering. Det er gjennomført beregninger for to forskjellig platebredder. Utkragerlengden er 1600 mm for begge tilfellene, mens midtfeltet er dimensjonert med lengder på 5100 mm og 6300 mm. Tykkelsen på plata er valgt til 350 mm. Beregningene er utført med håndberegninger i tillegg til at det er laget excelark som beregner armeringsmengder og rissvidder.





## 2 Materialer og regelverk

I dette kapitlet gis det en oversikt over materialene som er brukt i dimensjoneringen.. Verdier for materialegenskaper for betong er hentet fra Eurokode 2 [1.3], og rest strekkfastheten for 0,5 vol.-% stålfiber er beregnet som i kapittel 3.2.2 i Coin Project Report 17 – 2009 [3.2]. Kamstålet forutsettes å ha materialegenskaper som tilfredsstiller kravene i NS 3576 slik det er påkrevd i HB185 [2.1].

### 2.1 Betong B55

Det er valgt å bruke betongkvalitet B55. Pga store trykkspenninger fra forspenning er høy betongkvalitet nødvendig for store brukonstruksjoner. Egenvekten for slike konstruksjoner utgjør en stor del av den totale lasten, og ved å bruke en høy betongkvalitet kan man bygge slankere konstruksjoner samtidig som kapasiteten opprettholdes. Eurokode 2, tabell 3.1 gir følgende verdier for betongkvalitet B55:

**Tabell 1 Materialegenskaper B55**

$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk, 0,05}$ [MPa]	$f_{ctk, 0,95}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$\epsilon_{c1}$ [‰]	$\epsilon_{cu1}$ [‰]	$\epsilon_{c2}$ [‰]	$\epsilon_{cu2}$ [‰]	$n$	$\epsilon_{c3}$ [‰]	$\epsilon_{cu3}$ [‰]
55	67	63	4,2	3	5,5	38	2,5	3,2	2,2	3,1	1,75	1,8	3,1

Sikkerhetsfaktor  $\gamma_c$  for betong er 1,5 og i tillegg er  $\alpha_{cc}$  og  $\alpha_{ct}$  0,85. Dimensjonerende betongtrykkspenning,  $f_{cd}$ , finnes med følgende formel:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{55}{1,5} = 31,1 \text{MPa}$$

$\alpha$ -faktorene tar hensyn til langtidsvirkninger fra lastene på trykk- og strekkfastheten, samt ugunstige virkninger av lastpåføringen.[3.6]

### 2.2 Armeringsstål B500 NC

Det er brukt stålqualität B500NC, som har en karakteristisk flytespenning på 500 Mpa og en E-modul på 200 GPa. Sikkerhetsfaktoren  $\gamma_s$  er 1,15. Dette gir dimensjonerende flytespenning,  $f_{yd}$ :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434 \text{MPa}$$

## 2.3 Stålfiber

Det er ikke fastsatt noen spesifikke parametre på fibertypen som er brukt, men det forutsettes at fibrene er produsert i samsvar med, og tilfredsstillende krav gitt i gjeldende europeiske normer, EN. Der er i beregningene brukt en B55- betong med 0,5 vol.-% stålfiber.  $f_{tk, res2,5}$  er beregnet til 0,83 MPa. Sikkerhetsfaktoren  $\gamma_m$  for stålfiber er 1,55. Dermed blir dimensjonerende rest strekkfasthet:

$$f_{td, res2,5} = \frac{f_{tk, res2,5}}{\gamma_m} = \frac{0,83}{1,55} = 0,53 \text{MPa}$$

## 2.4 Fiberbetong

På grunn av betongens dårlige strekkapasitet trenger de aller fleste betongkonstruksjoner armering for å klare å ta opp strekkspenninger som oppstår. Unntaket er konstruksjoner som kun er påkjent av trykkrefter, som mindre fundamenter og banketter. Ved bruk av kun tradisjonell strekkarmering nås betongens maksimale strekktøyning før en stor nok andel av kreftene er overført til armeringsstålet, slik at det vil oppstå rissdannelse før armeringen er tilstrekkelig aktivert. Rissene som da oppstår kan redusere konstruksjonens levetid og svekke funksjonskravene, samtidig som det er estetisk sjenerende. Ved å benytte stålfiberarmering i tillegg til tradisjonell stangarmering, vil konstruksjonens egenskaper med tanke på oppsprekking forbedres siden stålfiberarmeringen aktiveres ved langt lavere betongtøyninger enn kamstål. Bruk av fiberarmering gir også en bedre fordeling av rissene.

Det er i lengre tid blitt benyttet fiberarmering av ulike materialer og i ulike geometriske utførelser i betongkonstruksjoner. Spesielt i dekker på grunn har fiberarmering i selvkomprimerende betong, SKB, vist seg å ha god effekt på rissfordeling og begrenning av rissvidder, samtidig som det reduserer arbeidsmengden for de som utfører armerings- og støpearbeidene. Det brukes også i påstøp på hulldekker og plattendekker, i tillegg til i sprøytebetong i tunneller. Fiberarmering kan benyttes alene, eller sammen med tradisjonell armering. Det skiller da mellom fiberarmert betong (kun fiberarmering), og armert fiberbetong (både fiber og stangarmering).

I bærende konstruksjoner har bruken av fiberbetong ikke vært like utbredt. Fiberarmert betong er benyttet i bunnplate på pelegrupper i en del prosjekter, og i Baltikum er det blitt bygget etasjebygg med stålfiberarmering [3.1]. Coin Project Report 29 – 2011 [3.1] nevner også en del andre konstruksjonstyper hvor fiberbetong benyttes.

## 2.5 Fiberbetong i bruer

Det er de senere årene forsket og skrevet mye om både fiberarmert betong og armert fiberbetong, samt bruken av dette i forskjellige konstruksjonsdeler og i ulike typer konstruksjoner. I Coin Project Report 17 [3.2] er det laget en oversikt over beregningsregler og regnet eksempler på dimensjonering av fundament, vegg, søyle og dekke. Rapporten inneholder også en sammenligning for disse utførelsene:

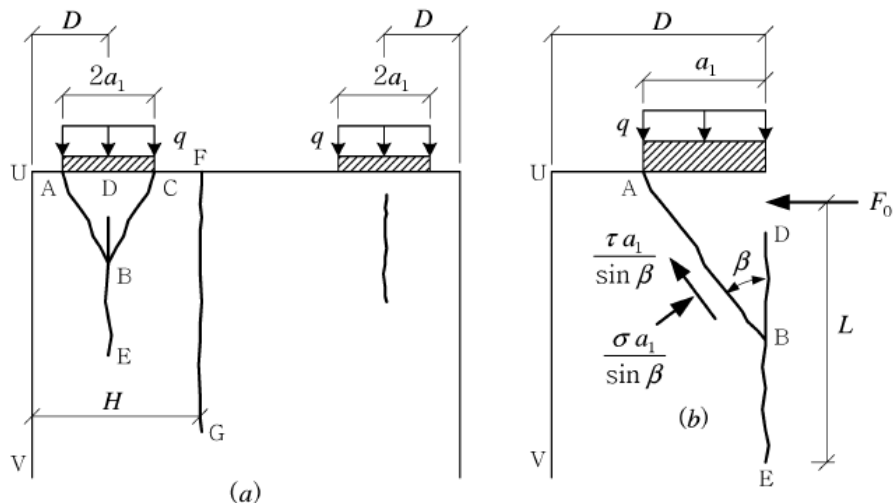
1. Tradisjonell armering etter NS 3473
2. 1,0 vol.-% stålfiber og tradisjonell armering
3. Kun stålfiberarmering

Det er også i denne rapporten brukt de foreslåtte dimensjoneringsreglene i Coin Project Report 29 [3.1]. For eksempelet med flatdekke konkluderer rapporten med følgende ved bruk av betong B30 og 1,0 vol.-% stålfiberarmering:

- Lengdearmeringsbehovet reduseres med ca 20 %
- Ikke behov for skjærarmering (251 mm<sup>2</sup> ved tradisjonelt design)

Disse resultatene er relevante også for brudimensjonering, siden en bruplate har store likhetstrekk med et dekke.

Når det gjelder litteratur rundt bruk av fiberbetong brukt i brutverrsnitt, er tilgangen begrenset. Lutfi Ay har skrevet en doktoravhandling ved KTH, Stockholm [3.7] der han ser på muligheten for å bygge hullkassebruer med spennarmert høyfast betong og fiberarmering. Denne rapporten er delt i to deler, der første del beskriver materialegenskaper og mekaniske egenskaper for høyfast betong med fiberarmering. Denne delen tar for seg proporsjonering, egenskaper for fersk betong, styrkeutvikling, og frostbestandighet, og beskriver de betongteknologiske egenskapene. I andre del undersøkes det om betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp de store kreftene som må overføres ved forankring av spennarmeringen. I dette området påføres betongen store trykkspenninger i spennarmeringsretningen. Dette medfører strekkspenninger normalt på denne retningen, som igjen kan føre til splitting og rissdannelse parallelt med spennarmeringen (se figur 1).



**Figur 1 Splitting pga konsentrert last [3.7]**

En låseplate overfører strekkraftene i spennarmeringen til trykkrefter i betongen. For å sikre god kraftinnføring brukes et spiralformet armeringsjern inn mot låseplaten. Denne låseplaten har begrenset areal, slik at det oppstår store spenninger i dette området. Tradisjonelle armeringsbøyler som omkranser spennkablene tar opp kreftene slik at en unngår splitting. I sin rapport konkluderer Ay med at fiberarmert betong har tilstrekkelig kapasitet til å eliminere annen armering i forankringssonene.

## 2.6 Regelverk, håndbøker og standarder

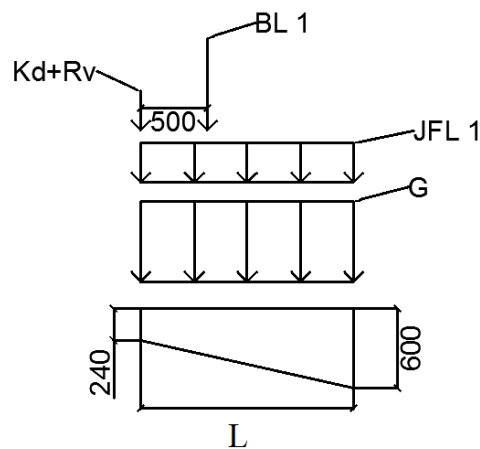
Til beregningene er det brukt følgende standarder og håndbøker:

- NS-EN 1990 [1.1]
  - Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
  - Endringsblad A1
- Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, (EC1-1) [1.2]
  - Del 2: Trafikklast på bruer, (EC1-2)
- Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
  - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (EC2-1-1) [1.3]
  - Del 2: Bruer, (EC2-2) [1.4]
- Statens vegvesens håndbøker
  - Håndbok 185: Bruprosjektering [2.1]
- Forslag til retningslinjer for fiberarmerte betongkonstruksjoner, Coin Project Report 29 – 2011 [3.1]
- Steel fibres in load – carrying concrete structures. Guideline survey and practical examples, Coin Project report 17 – 2009 [3.2]

### 3 Effekt av varierende lengde på utkragende del

Det er her undersøkt hvilken effekt økende lengde på den utkragende delen av bruplata har på momentet og skjærkraften ved innspenningen til steget i kassetverrsnittet. Intuitivt vil det være logisk å anta at innspenningsmomentet øker med økende utkragerlengde. Siden det her ses på krefter pr meter i lengderetningen er resulterende skjærkraftutvikling ved innspenningen avhengig av hvilken av lastene som dominerer. Jevnt fordelte laster bidrar til en økende skjærkraft når utkragerlengden øker, mens skjærkraften pr lengdeenhet fra punktlaster vil avta når punktlastes avstand fra innspenningen øker. Grunnen til dette er at kreftene "sprer" seg utover i lengderetningen slik at kraften pr lengdeenhet blir mindre når lasten flyttes lenger fra innspenningen.

Det er påført både jevnt fordelte laster i egenlast av bruplata pluss et slitelag og jevnt fordelt trafikklast, JFL, samt punktlaster fra boggilast, BL og stripelast fra rekkverk og kantdrager. Lastene er påført som vist på figur 2. Trafikklasten er ugunstig plassert i henhold til LM1. Lastvirkningene fra BL er funnet ved bruk av influenslinjer, momentet fra Pucher [3.4] og skjærkraften fra Norsk betongforening [3.5]. Skjærkraftbidraget fra BL ble kontrollert både med LM 1 og LM2, og det ble funnet at LM1 gir det største bidraget. Lastmodellene er beskrevet i kapittel 4.2.2.



**Figur 2** Utkraget plateflens

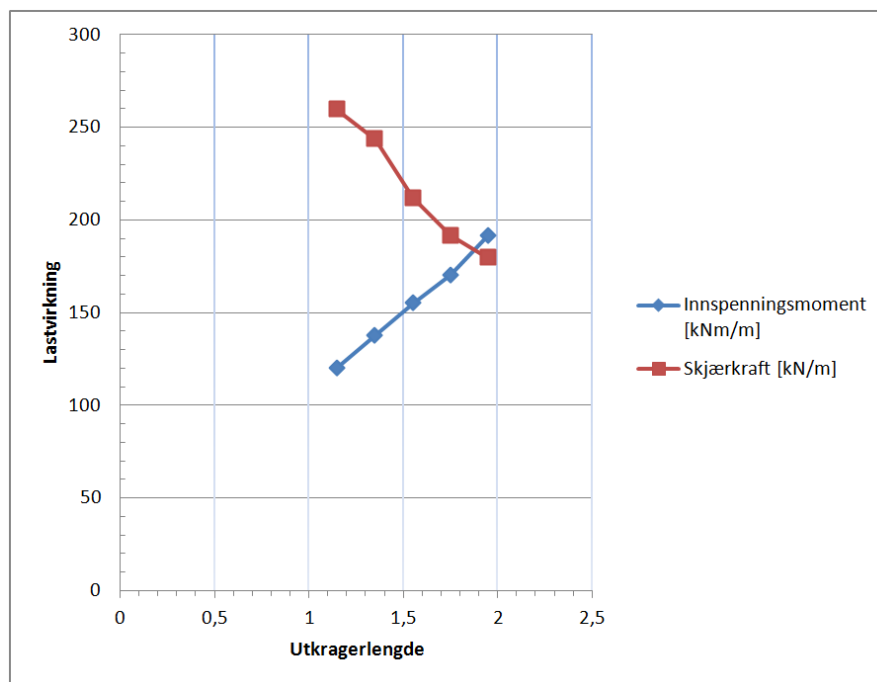
Det er regnet på utkragerlengder mellom  $1,15$  m og  $1,95$  m med intervaller på  $0,2$  m. Tabell 2 viser moment- og skjærbidragene uten kombinasjon- og partialfaktorer.

**Tabell 2 Moment og skjærkrefter ved varierende utkragerlengde**

Utkragerlengde [m]	Innspenningsmoment [kNm/m]	Skjærkraft [kN/m]
1,15	120	260
1,35	138	244
1,55	155	212
1,75	170	192
1,95	192	180

Tabell 2 viser at antagelsen om økende moment med økende utkragerlengde stemmer. Grafen i figur 3 viser at økningen er tilnærmet lineær. Grunnen til dette er det dominerende bidraget fra BL. De jevnt fordelte lastene som gir en eksponentiell økning i momentdiagrammet inn mot innspenningen er små i forhold til punktlasten fra BL. Økningen i innspenningsmomentet følger derfor en lineær utvikling lik økningen fra BL alene.

For skjærkraften er tendensen motsatt. Her avtar skjærkraften med økende utkragningslengde siden BL dominerer utviklingen også her. Lasten spres utover i lengderetningen, og man får dermed en mindre skjærkraft pr lengdeenhet. Resultatene stemmer godt overens med konstruksjonslæren som sier at skjærkraft er kritisk for store laster påført nært opplegg, som f.eks konsoller.



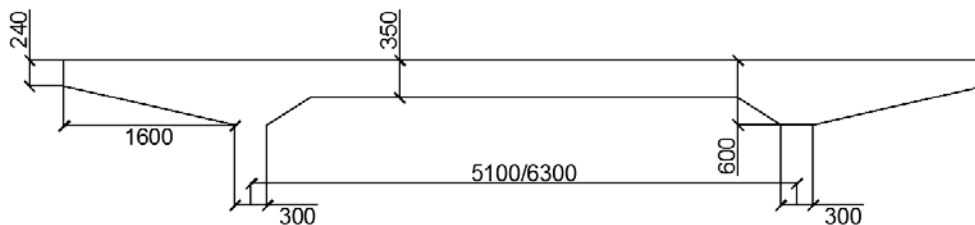
**Figur 3 Moment og skjærkraft ved varierende utkragerlengde**

## 4 Dimensjonering

I dette kapitlet beskrives formlene som benyttes i lastberegningene og dimensjoneringen. Det er også beskrevet hvordan noen av problemene som dukket opp under beregningene er løst.

### 4.1 Tverrsnittet

For å kunne regne på et realistisk tverrsnitt er midtsnittet på Hundvåkøybrua brukt som en modell. Hundvåkøybrua er en fritt frembyggbru, bygd med hullkassetverrsnitt. Dermed varierer tverrsnittet langs bruas lengde med et kraftig tverrsnitt over støttene, og gradvis slankere utover mot midtsnittet. Beregningene og dimensjoneringen er ikke gjort med et identisk tverrsnitt, men tverrsnittet i midtsnittet er brukt som et utgangspunkt for å regne på et realistisk tverrsnitt. Dimensjonene for tverrsnittet det er utført beregninger for i denne oppgaven er vist i figur 4



Figur 4 Tverrsnitt

#### 4.1.1 Bruplater generelt

Bruoverbygninger utføres med ulike tverrsnittstyper. Bruas lengde og spennvidder avgjør i hovedsak hvilken tverrsnittstype som blir benyttet i det enkelte prosjekt, men økonomi, byggemetode, terreng og laster kan også være avgjørende faktorer. Det benyttes i hovedsak tre tverrsnittstyper for vegbruer i betong; platebru, bjelkebru og hullkassebru. Platebruer benyttes ved korte spenn (< 20m), som motorveikryssinger og overganger. Ved mellomlange spenn (15m – 30m) er ofte bjelkebru det beste valget, mens hullkassetverrsnittet er et naturlig valg ved store spenn (> 30m), og er velegnet til å takle de vekslende spenningstilstandene ved fritt frembygg.

Selv om tverrsnittene er forskjellige, består de alle av en plate på toppen med variasjoner i opplagerbetingelsene for denne plata. Platebrua kan være opplagt kun i endene, og dermed virke som en envis plate, eller den kan være oppstøttet av søyler. Bjelkebrua har 2 eller flere bjelker langsetter brua og kan også ha tverrbjelker for bedre stivhet i tverretningen samt bedre stabilitet og torsjonsstivhet. Plata i et hullkassetverrsnitt ligger opplagt på stegene, men brua er som regel inndelt i ”skott” som betyr at det er støpt tverrdragere med jevne mellomrom i bruas lengderetning.

### 4.1.2 Opplagerbetingelser

For beregningene i denne oppgaven antas betraktet snitt å ligge så langt fra en slik tverrdrager at den ikke spiller inn på stivheten i snittet. Den utkragede platedelen antas å være fast innspent i steget, mens feltet regnes som fritt opplagt. Det virkelige systemet vil ligge en plass i mellom disse ytterpunktene, men siden fast innspenning gir større innspenningsmoment enn en delvis innspent er dette en grei og konservativ antagelse ved håndberegninger. Det er også konservativt å anta at midtfeltet er fritt opplagt på stegene, da dette gir et større feltmoment enn om bruaplata regnes som delvis innspent.

## 4.2 Laster

### 4.2.1 Generelt

Det er mange typer laster som virker på en konstruksjon. En brukonstruksjon i betong påvirkes av vertikale laster fra egenlast, nyttelast og snølast, samt horisontale laster fra bremse- og akselasjonslast, vindlast og evt. sentrifugalkrefter dersom brua har horisontalkurvatur. I tillegg kommer tvangskrefter fra temperaturoyninger, evt. støttesenking, spennkraft og langtidseffekter som kryp, svinn og relaksasjon. Ved en full prosjektering må alle disse faktorene tas hensyn til og kombineres etter gjeldende regelverk for å finne den dimensjonerende lasten som virker på konstruksjonen.

Ved beregning av dimensjonerende lasttilfelle må ulike lastvirkninger settes sammen, vektet og kombineres for å finne ut hva som gir den mest ugunstige totalvirkningen. NS-EN 1990, Endringsblad A1 [1.1] gir kombinasjonsfaktorer  $\psi_i$  for hvert lastbidrag og partialfaktorer  $\gamma_{i,j}$  for hver påvirkning. Eurokoden [1.1] deler dimensjonerende situasjoner inn i grensetilstander som gir krav til konstruksjonens funksjon i kritiske situasjoner.

**Bruddgrensetilstand, ULS** - Grensetilstand med betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet.

**Brukgrensetilstand, SLS** – Grensetilstand med betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort, og/eller konstruksjonens utseende.

Lastene deles inn i grupper for å samle lastene som gir samme type påvirkning på konstruksjonen. Partialfaktoren  $\gamma_{i,j}$  kombineres så med hver påvirkningsgruppe for å få en mest mulig korrekt dimensjonerende last. Det er for eksempel større usikkerhet forbundet med nyttelaster og naturlaster enn egenlast, slik at  $\gamma_{G,j}$  som regel er mindre enn  $\gamma_{Q,j}$ . En oversikt over påvirkningene er gitt i tabell 3.



**Tabell 3 Klassifisering av påvirkninger**

Påvirkning	Symbol	Eksempel
Permanent	G	Egenlast
Variabel	Q	Nyttelast, naturlaster
Deformasjon	P	Forspenning, kryp, svinn
Ulykke	A	Støt, eksplosjon

Ofte er det mer enn en variabel last som må tas med i beregningene. Da defineres en av de variable lastene som dominerende variabel last, mens de andre representeres ved kombinasjonsverdier etter sannsynligheten for at de opptrer samtidig. Kombinasjonsfaktoren for den enkelte lasten settes enten lik 1,0 eller velges etter beskrivelsen gitt i tabell 6.

For å kunne dimensjonere slik at ingen av grensetilstandene overskrides, brukes dimensjonerende verdier for laster, materialer og geometriske data sammen med *partialfaktormetoden*. For å finne den dimensjonerende verdien  $F_d$ , for en last  $F$  med karakteristisk verdi  $F_k$ , gir Eurokode 6.3.1 [1.1] følgende formel:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}$$

og

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k$$

der

- $F_{rep}$  er lastens relevante representative verdi;
- $\gamma_f$  er en partialfaktor for lasten som tar hensyn til mulige ugunstige avvik mellom lastens verdi og de representative verdiene
- $\psi$  er enten 1,0 eller  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  eller  $\psi_2$

**Tabell 4 Kombinasjonsfaktorer**

Kombinasjonsfaktor	Funksjon
$\psi_0$	Faktor for kombinasjonsverdi, ULS og irreversible SLS
$\psi_1$	Faktor for ofte forekommende verdi, ULS inkl. påvirkning A og irreversible SLS
$\psi_2$	Faktor for tilnærmet permanent verdi, ULS inkl. påvirkning A og irreversible SLS

#### 4.2.2 Lastmodeller

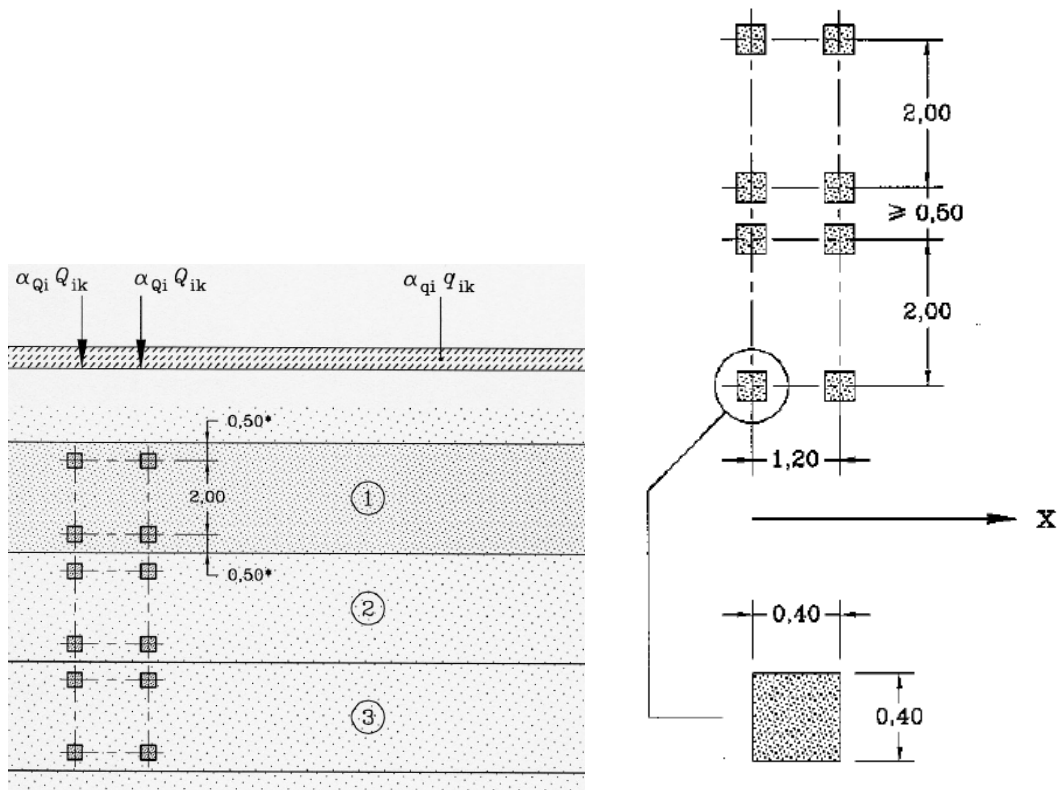
For å beregne den vertikale nyttelasten fra trafikklastene på en bru, benyttes det forskjellige lastmodeller. De forskjellige lastmodellene er beskrevet i EC1-2 [1.2]

- **Lastmodell 1** - Konsentrert og jevnt fordelt last, dekker de fleste effekter fra lastebiler og personbiler. Modellen brukes for generell dimensjonering og lokale påvisninger.
- **Lastmodell 2** - En enkelt aksellast påsatt med spesifiserte kontaktareal. Dekker de dynamiske effektene for normal trafikk for korte konstruksjonsdeler.
- **Lastmodell 3** - Et sett av aksellaster som skal representere spesialkjøretøyer
- **Lastmodell 4** - Samling av mennesker, kun for generell dimensjonering.

Det er her brukt Lastmodell 1 (LM1). Lastmodell 2 (LM2) ble sjekket med tanke på skjærkraft fra boggilasten (BL) på den utkragede delen, men resultater fra influenslinjer [3.5] viste at LM1 ga den største skjærkraften. Figur 5 viser føringsbredde og lastplassering for LM1, og Tabell 5 viser verdier for BL og jevnt fordelt last (JFL) i de forskjellige sporene.

Tabell 5 Verdier for BL og JFL i LM1 [1.2]

Kjørebane	Boggilast, BL		JFL	
	Aksellast	$Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$	(kN/m <sup>2</sup> )
Spor 1		300		9
Spor 2		200		2,5
Spor 3		100		2,5
Andre spor		0		2,5
Resterende areal( $q_{rk}$ )		0		2,5



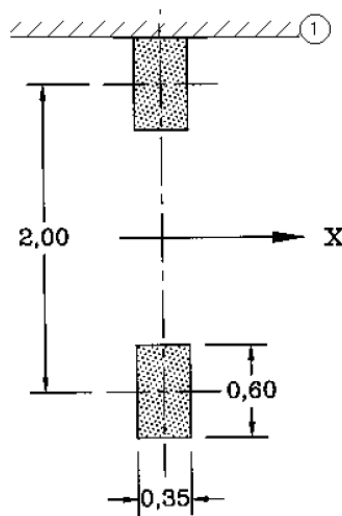
Figur 5 LM1 [1.2]

For spennvidder som er større enn 10 meter tillates det at boggilastene slås sammen i lengderetningen, slik at en får en aksellast i hvert spor. Størrelsen på de sammenslåtte aksellastene skal da være

- $600 \alpha_{Q1}$  kN for spor 1
- $400 \alpha_{Q2}$  kN for spor 2
- $200 \alpha_{Q3}$  kN for spor 3

I følge EC1-2, NA.4.3.2 og NA.4.3.3 [1.2] skal alle  $\alpha_{Qi}$  og  $\alpha_{qi}$  ha en verdi lik 1,0 bortsett fra  $\alpha_{q1}$  som skal settes lik 0,6.  $\beta_Q$  settes lik 1,0.

I LM2 settes det kun på en aksellast på  $400 \beta_Q$  kN eller  $200 \beta_Q$  kN for et hjul.



Figur 6 LM2 [1.2]

### 4.2.3 Lastkombinering

#### *Grunnlag*

Dimensjonerende lastsituasjon beregnes ved hjelp av lastkombinering etter NS-EN 1990, og NS-EN 1990 Annex A2 (Endringsblad A1) [1.1]. Endringsblad A1 gir regler for vei-, fotgjenger- og jernbanebruer. Metoden som benyttes er partialfaktormetoden. Her kombineres de forskjellige lastene på brua etter sannsynlighet for å opptre samtidig. Lastkombineringen er vist i Vedlegg A.

#### *Påvisning av kapasitet*

Baserer seg på NS-EN 1990 [1.1] kapittel 6.4 *Bruddgrensetilstander*.

- 6.4.1 (1)P  
Her brukes STR bruddgrensetilstanden som baseres på brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen.
- 6.4.2 (3)P  
I et snitt i konstruksjonen skal det påvises at  $E_d \leq R_d$ .

#### *Lastkombinering*

- 6.4.3.1 (1)P  
For et hvert kritisk tilfelle skal de dimensjonerende verdiene for lastvirkningene ( $E_d$ ) bestemmes ved å kombinere verdiene for de lastene som kan opptre samtidig.
- 6.4.3.1 (2)  
Hvert lasttilfelle har en dominerende variabel last, i tillegg til permanente laster og de andre variable lastene. Partialfaktorer velges deretter.

- A2.2.1 (3)  
Lastkombinasjonsformlene 6.9a til 6.12b skal brukes for å finne dimensjonerende last i bruddgrensetilstand. Siden det her kontrolleres etter STR, brukes formlene 6.10a og 6.10b.

### Dimensjonerende last

Den minst gunstige verdien av:

$$E_d = \left\{ \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ (formel 6.10a)}$$

Eller

$$E_d = \left\{ \sum_{j>1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ (formel 6.10b)}$$

- Lastfaktorene som inngår hentes fra NS-EN1990, Endringsblad A1 [1.1].
- Lastene er vist i tabell 6.

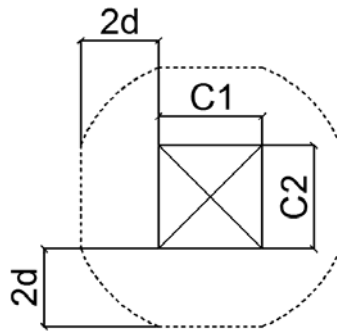
Der det skilles mellom gunstig eller ugunstig virkning av permanente laster og forspenning, skal det også skilles mellom bruken av partialfaktorer;  $\gamma_{G,inf}$  eller  $\gamma_{G,sup}$ .

**Tabell 6 Lastintensiteter**

Last	Intensitet
G [kN/m <sup>3</sup> ]	25,0
KD+RV [kN/m]	9,5
Belegning [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5
Slitelag [mm]	60,0
JFL 1 [kN/m <sup>2</sup> ]	5,4
JFL 2 [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5
BL 1 [kN]	2x300
BL 2 [kN]	2x200

### Dimensjonerende snitt

For den utkragede delen av bruplata er dimensjonerende snitt med tanke på bøyemoment lagt ved innspenningen, ved steget, siden momentdiagrammet øker eksponentielt inn mot innspenningen. Kritisk snitt rundt konsentrerte laster med tanke på skjærbrudd skal i følge EC2 [1.3] legges en avstand 2d fra kanten av den konsentrerte lasten med utbredelseslengder C<sub>1</sub> og C<sub>2</sub>, se figur 7.



**Figur 7 Kritisk snitt**

For midtsnittet er det beregnet lastvirkninger og dimensjonert for bøyemoment midt i feltet, mens dimensjonerende skjærkraft er beregnet inne ved steget. Det er sett bort fra den økende tverrsnittstykkelsen inn mot steget, og dimensjonert med en tykkelse på 350 mm siden størsteparten av skjærkreftene påføres utenfor denne økende tykkelsen.

### 4.3 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden, ULS, er det gjennomført lastkombinering og dimensjonert for bøyemoment, med og uten fiberarmering, i alle tverrsnittsdeler. Skjærkraftdimensjonering med og uten fiber er utført for den utkragede delen og midtfeltet på 5100 mm. HB 185 [2.1] angir at største tillatte senteravstand for stangarmering,  $s_{maks} = 200$  mm. Dette kravet er overholdt når det er dimensjonert kun med kamstål, men kravet er valgt å ses bort fra ved dimensjonering med armert fiberbetong. Ved kombinasjon av kamstål og fiber oppstår det en annen kraftfordeling i konstruksjonen, og større senteravstander kan tillates.

#### 4.3.1 Bestemmelse av $f_{tk,res2,5}$

Styrkeparameteren  $f_{tk,res2,5}$  beskriver rest strekkfastheten i stålfiberarmeringen ved 2,5 mm rissbredde. I Coin Project Report 17 [3.2] er det gitt følgende formel for å bestemme denne faktoren:

$$f_{tk,res} = \eta_0 \cdot v_f \cdot \sigma_{fk,mid}$$

hvor

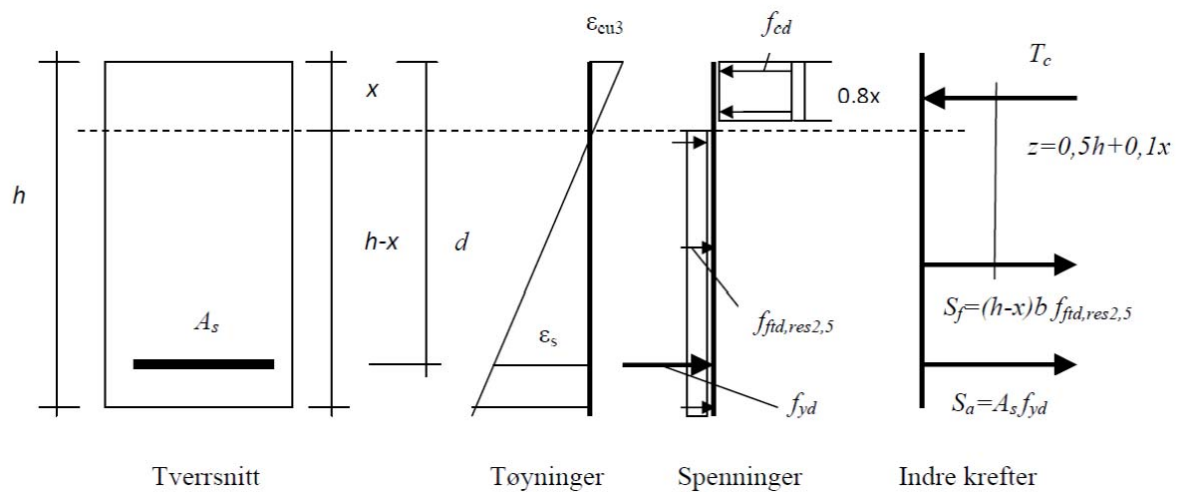
$\eta_0 = 1/3$  for tilfeldig 3D fordeling og orientering av fibre

$v_f$  = volumforholdet mellom fiber og betong, her 0,5

$\sigma_{fk,mid}$  er midlere spenning i alle fibre over et riss, her  $500 \text{ N/mm}^2$

### 4.3.2 Momentkapasitet for armert fiberbetong

Til kapasitetskontroll av minimumsarmeringen og for utregning av nødvendig armeringsmengde i midtfeltet på 6300 mm, er denne beregningsmodellen fra [3.1] benyttet:



Figur 8 Momentkapasitet for armert fiberbetong [3.1]

Bidragene fra betongtrykkresultanten og kamstålet regnes som for normalbetong, mens bidraget fra fiberarmeringen regnes med en konstant spenning over hele strekksonen. Aksiell likevekt gir:

$$T_c - S_f - S_a = 0$$

Ved å sette inn for  $T_c$ ,  $S_f$  og  $S_a$  i likevektsligningen og flytte om på faktorene (trinnene er vist i håndberegningene), får vi følgende uttrykk for  $x$ :

$$x = \frac{f_{td, res2,5} A_c + f_{yd} A_s}{0,8f_{cd} + f_{td, res2,5}}$$

Ved å regne momentlikevekt om betongtrykkresultanten,  $T_c$ , finnes momentkapasiteten:

$$M_{Rd} = S_f (0,5h + 0,1x) + S_a (d - 0,4x) = f_{td, res2,5} (h - x) b (0,5h + 0,1x) + f_{yd} A_s (d - 0,4x)$$

For å finne nødvendig armeringsmengde for midtfeltet med lengde 6300 mm ble excelfunksjonen "solver" benyttet. Ved å sette  $M_{Rd} = M_{Ed}$  finner funksjonen nødvendig armeringsmengde for å oppfylle kravet om momentlikevekt.

### 4.3.3 Skjærdimensjonering

Det er dimensjonert etter EC2 [1.3] og HB185 [2.1], samt Coin Prosjekt Report 29 [3.1] som beskriver foreslåtte dimensjoneringsregler for fiberarmert betong og armert fiberbetong. EC2-1-1, 6.2 [3.1] gir regler for beregning av skjærkapasiteter i bjelker og plater. Skjærkapasiteten deles i *skjærtrykkkapasitet* og *skjærstrekkkapasitet*.

#### Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten er gitt som  $V_{Rd,cc} = 0,5b_w v f_{cd}$

hvor

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

$b_w$  er minste tverrsnittsbredde i strekksonen

$f_{cd}$  er dimensjonerende sylindetrykkfasthet

$f_{ck}$  er karakteristisk sylindetrykkfasthet

Kapasitetskravet er at  $V_{Rd,cc} \geq V_{ed}$ , hvor  $V_{ed}$  er teoretisk skjærkraft ved opplegg.

Skjærtrykkkapasiteten er kun avhengig av betongkvaliteten og geometrien på konstruksjonsdelen, og det er ikke mulig å armere seg vekk fra et skjærtrykkproblem. I grove konstruksjoner som bruer er det kun unntaksvis for lav skjærtrykkkapasitet.

#### Skjærstrekkkapasitet

Skjærstrekkkapasitet for konstruksjonsdeler uten skjærarmoring er gitt ved følgende formel:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} b_w d$$

hvor

$f_{ck}$  er karakteristisk sylindetrykkfasthet

$b_w$  er minste tverrsnittsbredde i strekksonen

$C_{Rd,c} = k_2 / \gamma_c$ ,  $k_2 = 0,18$  for betong med største tilslagsstørrelse  $D \geq 16$  mm

$k_2 = 0,15$  ellers

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

$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0,02$ ,  $A_{sL}$  er lengdearmoring med tilstrekkelig forankring



Dersom  $V_{ed} > V_{Rd,c}$  må konstruksjonsdelen skjærarmes.

For konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering stiller EC2 følgende krav:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

hvor

$f_{ywd}$  er dimensjonerende skjærarmeringsspenning

$A_{sw}$  er arealet av skjærarmeringen

$s$  er avstanden mellom skjærarmeringsenhetene

$z$  er indre momentarm, kan settes lik  $0,9d$  (EC2-1-1,6.2.3(1))

$\theta$  er rissvinkelen, vinkelen mellom horisontalaksen og risset. Denne kan velges fritt innenfor gitte grenseverdier;  $1,0 \leq \theta \leq 2,5$ .

$\alpha$  er vinkelen mellom skjærarmeringen og horisontalaksen (for vertikal skjærarmering er  $\alpha = 90^\circ$ )

Det vanligste er å bruke vertikale skjærarmeringsenheter slik at  $\alpha = 90^\circ$ , og

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

### Skjærkapasitet for armert fiberbetong

Fiberarmeringen bidrar ikke til noen økning i skjærtrykkapasiteten. Skjærstrekkapasiteten er i Coin Project Report 29[3.1] delt i to bidrag. Ett fra konstruksjonsdeler uten skjærarmering,  $V_{Rd,c}$ , og ett bidrag fra fiberarmeringen i tillegg:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf}$$

$$V_{Rd,ct} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} b_w d$$

$$V_{Rd,cf} = 0,6 f_{td,res2,5} b_w h$$

$f_{td,res2,5}$  er fiberarmeringens dimensjonerende rest strekkfasthet

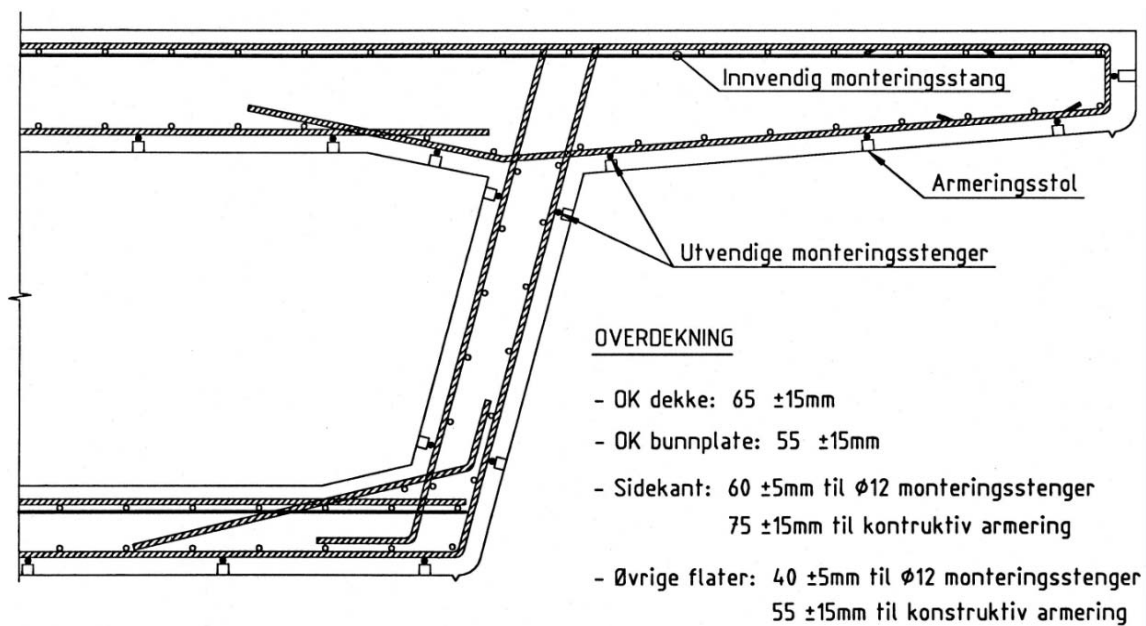
## 4.4 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden er det regnet på to forskjellige spennlengder i midtfeltet, 5100 mm og 6300 mm. Da geometrien på den utkragede delen er slik at tverrsnittet har en stor tykkelse ved innspenningen der momentet og faren for opprissing er størst, er det beregnet rissmoment og rissvidder midt i midtfeltet. Kravet til størrelse på rissvidden,  $w_k$  ble i samråd med veileder Terje Kanstad satt til 0,2 mm. Det generelle kravet i EC2-1-1[1.3] er 0,3 mm, men det ble valgt å sette et strengere krav for å få et bedre bilde av virkningen fra fiberarmeringen.

### 4.4.1 Rissviddeberegning

I en brukonstruksjon hvor spennvidden i lengderetningen er langt større enn i tverretningen, vil deformasjoner i tverretningen normalt ikke være dimensjonerende. Ved en full dimensjonering er dette en kontroll som må være med, men den er utelatt her. Rissdannelse og størrelse på rissene henger til en viss grad sammen med størrelsen på nedbøyningene, men med strenge rissviddekrav kan nedbøyningskravet være tilfredsstillt uten at rissviddekravet er det. I den oppgaven er det beregnet rissvidder med tradisjonell armering og med 0,5 vol.-% stålfiberarmering. Der rissviddekravet ikke var tilfredsstillt er det beregnet hvor mye ekstra stangarmering som må legges inn for å tilfredsstille kravet på 0,2 mm.

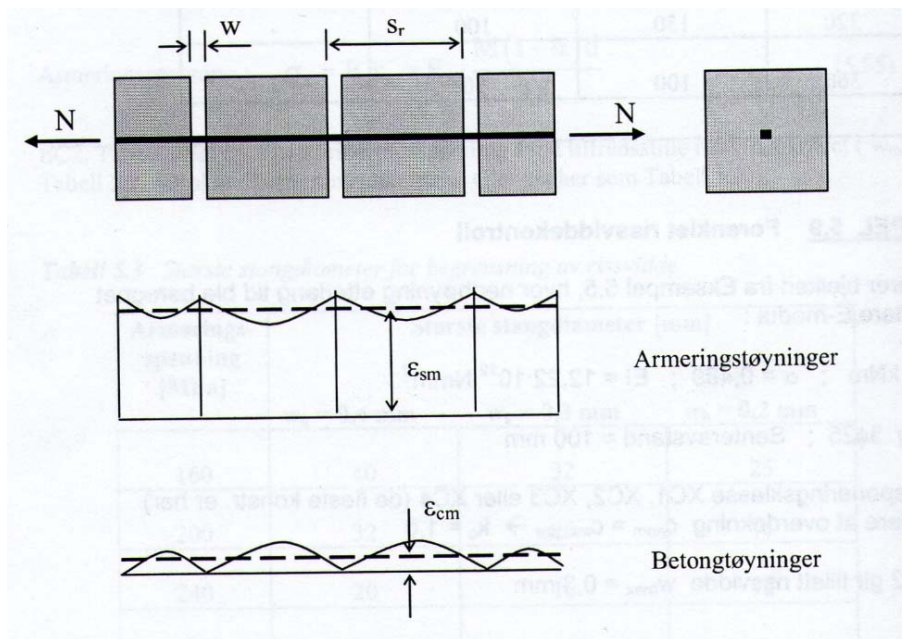
For en brukonstruksjon som er utsatt for stor slitasje og et aggressivt miljø er det viktig å forsikre seg om at man bygger en robust og rissfri konstruksjon. Dette gjøres ved å sørge for stor overdekning samt større krav til minimumsarmering. Statens vegvesens interne rapport nr. 1731 av 1994 [2.2] gir retningslinjer for sikring av tilstrekkelig overdekning i betongkonstruksjoner. Et tillegg i denne rapporten viser et eksempel på overdekningsmål for et hullkassetverrsnitt, se figur 9. Kravet til robusthet er også ivarettatt gjennom EC2, NA.9.2.1.1(1): ”Der det i plater legges særlig vekt på tetthet bør minimumsarmeringen være dobbelt så stor”.



Figur 9 Armeringsføring [2.2]

#### 4.4.2 Beregning av rissvidder

Riss oppstår når betongen når maksimal strekktoyning. Når betongen har risset er det ikke lenger samme toyning i betongen og armeringsstålet. Armeringstøyningene er størst i risset og mindre mellom rissene, mens betongtøyningen er null i risset, og størst midt mellom to riss, se figur 10.



Figur 10 Armert betongstav med riss [3.3]

Siden tøyningene varierer mellom rissene, brukes middelveiene  $\epsilon_{sm}$  og  $\epsilon_{cm}$  når rissvidden skal beregnes. Ut fra denne modellen kan rissvidden beregnes ved å multiplisere differansen mellom tøyningene med rissavstanden.

Rissviddeberegningene er utført etter EC2-1-1, 7.3.4 [1.3], som gir følgende formel for rissvidden,  $w_k$ :

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

der

$s_{r,max}$  er største rissavstand

$\epsilon_{sm}$  er midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningene av stivhetsøkning fra betong mellom rissene. Det er kun tillegget i strekk-tøyning ut over null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå som tas i betraktning

$\epsilon_{cm}$  er midlere tøyning i betongen mellom riss

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  kan beregnes ut fra følgende uttrykk:

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

der

$\sigma_s$  er spenningen i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt. For førøppspente konstruksjonsdeler kan  $\sigma_s$  erstattes av  $\Delta\sigma_p$ , spenningsendringen i spennkablene i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå

$\alpha_e$  er forholdet  $E_s/E_{cm}$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$$

$A_p'$  og  $A_{c,eff}$  er definert i 7.3.2 (3)

$\xi_1$  i overensstemmelse med uttrykk (7.5)

$k_t$  er en faktor som avhenger av lastens varighet

$k_t = 0,6$  for kortvarig belastning

$k_t = 0,4$  for langvarig belastning

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \{2,5(h-d); (h-\alpha d)/3; h/2\} \geq b(h-d+1,5\phi) \text{ ifølge N.A.7.3.4}$$

$$\sigma_s = E_s \frac{M_{SLS}(1-\alpha)d}{EI}$$

$M_{SLS}$  er dimensjonerende moment i bruksgrensetilstanden.

For senteravstand  $\leq 5(c + \phi/2)$ , hvor  $c$  er overdekningen og  $\phi$  er armeringens diameter er

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

hvor

$k_1 = 0,8$  for kamstål

$k_2 = 0,5$  for bøyning

$k_2 = 1,0$  for rent strekk

$k_3 = 3,4$  og  $k_4 = 0,425$  etter N.A.7.3.4(3)

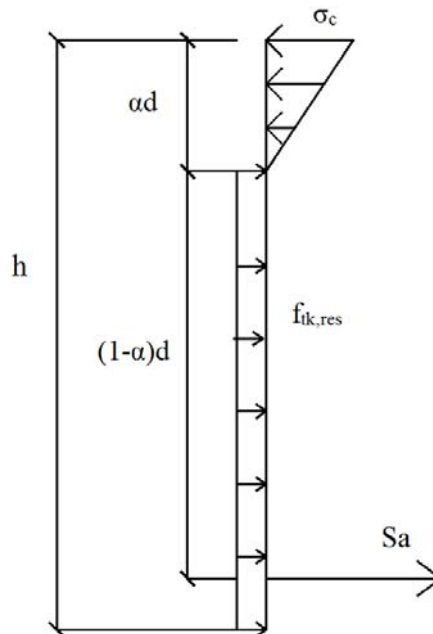
#### 4.4.3 Beregning av rissvidde med armert fiberbetong

Siden stålfiberen aktiveres ved lavere tøyninger enn kamstålet, vil fiberarmering ha en positiv effekt på rissvidden. Fiberbidraget tas hensyn til ved å innføre en faktor  $k_5$  i uttrykket for  $S_{r,max}$ :

$$k_5 = 1 - \frac{f_{tk,res2,5}}{f_{ctm}}$$

Denne faktoren er ennå ikke verifisert, men dette er under arbeid [3.8]. I sin masteroppgave fra 2011 anbefaler Nordhus, Simpson og Steinnes å bruke  $f_{tk,res0,5}$  fremfor  $f_{tk,res2,5}$  ved rissviddeberegninger fordi beregningene skjer ved et lavere lastnivå enn bruddgrenseberegninger hvor  $f_{tk,res2,5}$  blir brukt. Det videre arbeidet med å verifisere faktoren  $k_5$  vil også gi svar på hvilken verdi for rest strekkfasthet som skal brukes. Her brukes  $f_{tk,res2,5}$  siden den er brukt i Coin Project Report 29 [3.1].

#### 4.4.4 Bergrensning av rissvidder med armert fiberbetong



Figur 11 Spenningstilstand Stadium II

Det er også i risset tilstand aksiell likevekt mellom betong i trykk og armering og fiberarmering i strekk, men spenningsfordelingen er noe forskjellig fra urisset tilstand. Fra spenningene vist i figur 11 kan det settes opp følgende likevektslikning:

$$\frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - S_a - f_{tk,res} (h - \alpha d) b = 0$$

Ved å bearbeide ligningen står vi igjen med  $\epsilon_c$  og  $\alpha$  som eneste ukjente faktorer (trinnene er vist i håndberegningene).

$$\frac{1}{2} E_c \epsilon_c \alpha d b - E_s \epsilon_c \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s - f_{tk, res} (h - \alpha d) b = 0$$

Verdier for  $\epsilon_c$  og  $\alpha$  kan finnes ved å bruke *lamellmetoden*, men her brukes funksjonen ”solver” i excel for å finne ut hvilke kombinasjoner av  $\epsilon_c$  og  $\alpha$  som gir aksiell likevekt. Gjennom en itereringsprosess er det dermed mulig å løse ligningen med to ukjente faktorer. Rent praktisk er dette gjort ved å velge en verdi for  $\epsilon_c$ . Excel beregner så hvilken  $\alpha$  som oppfyller kravet om aksiell likevekt,  $f(\epsilon_c, \alpha) = 0$ . Deretter er momentkapasiteten beregnet ved å ta momentlikevekt om betongtrykkresultanten ved bruk av ligningen

$$M_{Rd} = \left[ E_s \epsilon_c \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \right] + \left[ f_{tk, res} (h - \alpha d) b \left( \frac{d}{2} - \frac{\alpha d}{6} \right) \right]$$

Nye verdier for  $\epsilon_c$  velges og  $\alpha$  og  $M_{Rd}$  beregnes inntil verdiene av  $\epsilon_c$  og  $\alpha$  som gir  $M_{Rd} \approx M_{SLS}$  er funnet. Verdien av  $\epsilon_c$  og  $\alpha$  som gir  $M_{Rd} \approx M_{SLS}$  settes inn i excelarket som beregner rissvidden. Dersom rissviddekravet ikke er tilfredsstillt med armeringsmengden fra bruddgrensedimensjoneringen, må denne økes. Deretter gjentas prosedyren og inntil armeringsmengden som tilfredsstiller rissviddekravet er funnet. Rissviddeberegninger er vist i Vedlegg B og excelarket med ”solverfunksjonen” ligger vedlagt på CD.

#### 4.4.5 Modifikasjoner av tverrsnittet

På grunn av stor forskjell i dimensjonerende moment i brudd- og bruksgrensetilstand, viste det seg at rissviddene i begrenset grad overskred det allerede strenge kravet på 0,2 mm. I samråd med veileder Terje Kanstad ble tverrsnittet med midtfelt på 6300 mm derfor modifisert for å øke rissviddene, og dermed få en mer synlig effekt av fiberarmeringen. Modifiseringen bestod i å:

- Øke trafikkandelen fra 0,5 til 0,6
- Ta med svinntøyninger i rissviddeberegningene

Siden det dominerende momentbidraget kommer fra boggilasten blir bruddgrensemomentet mye større enn bruksgrensemomentet på grunn av den store differansen på lastfaktorene. Konsekvensen av dette er stort armeringsbehov fra bruddgrensedimensjoneringen. Stort armeringsareal gjør konstruksjonen sterk og robust, og hindrer eller begrenser rissdannelse. I en virkelig konstruksjon er dette positivt, siden riss forringer levetiden ved at skadelige stoffer lettere trenger inn til den konstruktive armeringen. Da denne oppgave går ut på å undersøke hvilken effekt fiberarmering har på blant annet rissvidde, forutsetter det at sammenligningsgrunnlaget har en viss rissvidde. Modifikasjonene nevnt over ble derfor valgt.

I følge EC2-1-1[1.3] skal svinntøyningene ikke tas med i rissviddeberegningen. Den norske betongstandarden NS 3473, som var gyldig frem til Eurocode ble innført i 2010, sier det motsatte. Her er formelen for rissvidde utformet slik:  $w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot (\epsilon_{sm} + |\epsilon_{cs}|)$  [3.10]

hvor

$\beta$  er en faktor som relaterer midlere rissvidde til realistisk verdi

$S_{rm}$  er midlere rissavstand

$\epsilon_{sm}$  er midlere tøyningdifferanse mellom armering og betong

$\epsilon_{cs}$  er svinntøyningen

Med bakgrunn i denne formelen ble det valgt å ta med svinntøyningene for å få større rissvidder slik, at effekten av fiberarmering kommer bedre frem.





## 5 Beregninger

Dette kapittelet inneholder forklaringer til håndberegningene som er utført. Det vises hvordan lasten er påsatt de forskjellige tverrsnittsdelenes og avlesninger fra influensdiagram. Laster og armeringsmengder i de ulike delene er også vist. Håndberegningene er vist i Vedlegg C.

### 5.1 Generelt

For beregningene i denne oppgaven er det brukt en overdekning på 50 +15 mm for innvendig overdekning og 60 +5 mm for oversiden av brudekket slik det er beskrevet i Tabell 5.4, HB 185 [2.1]. Begge disse kravene resulterer i en overdekning,  $c$ , på 65 mm. Det er antatt at det blir behov for kamstål med diameter 20 mm, slik at effektiv tverrsnittshøyde,  $d$ , er:

$$d = c + \frac{\phi}{2} = 65 + \frac{20}{2} = \underline{75\text{mm}}$$

### 5.2 Lastberegning

I brudd- og bruksgrensetilstanden for utkraget del og midtfelt på 5100 mm er det tatt med følgende laster:

- Egenvekt
- Kantdrager
- Rekkverk
- Trafikklast

I rissviddeberegningene for tverrsnitt med midtspenn på 6300 mm er det i tillegg tatt med:

- Svinntøyninger
- Slitelag
- Belegning

For lastbidraget fra konstruksjonens tyngde er egenvekten til armert betong, både med og uten fiber, satt til  $25 \text{ kN/m}^3$ . Rekkverket er antatt å virke som en linjelast med en intensitet på  $1 \text{ kN/m}$ . Arealet av kantdrageren er ut fra tegningene til Statens Vegvesen, hentet fra Magerøy [3.6], beregnet til å være  $0,34 \text{ m}^2$ . Det er antatt et brua har en ÅDT på mer enn 2000 biler, og at spennvidden i lengderetningen er mellom 35 m og 200 m. Ut i fra disse antagelsene skal det i følge Tabell 2.3 i HB 185 [2.1] regnes med en belegningslast på minimum  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , og i følge Tabell 7.1 i HB 185 [2.1] legges et slitelag på 60 mm.

For trafikklasten er det brukt Lastmodell 1 fra EC2. Denne inneholder to bidrag, en jevnt fordelt trafikklast, JFL, og en boggilast, BL, som skal simulere akseltrykk fra lastebiler. I følge EC1-2, NA.4.3.2 [1.2] skal JFL i hovedfeltet reduseres med en faktor 0,6.

Moment- og skjærkraftbidraget fra boggilasten er funnet ved å bruke influenslinjer fra hhv Pucher 1964 [3.4] og Norsk betongforening 1978 [3.5].

Figur 12, 16 og 19 viser laster og mål på de tre ulike tilfellene det er regnet på, og tabell 7, 8 og 9 viser verdien på lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer.

Forklaring til lastfigurer:

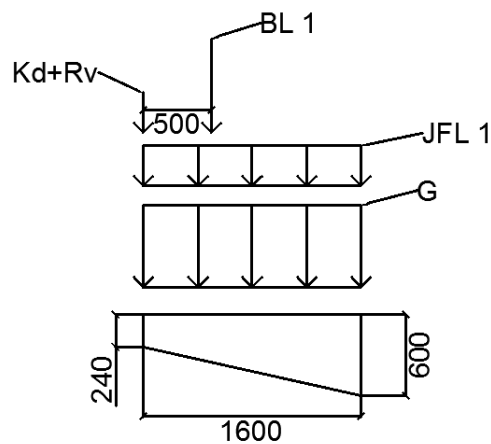
- G: Egenvekt av bruplate, slitelag og belegning
- Kd+Rv: Last fra kantdrager og rekkverk
- JFL 1: Jevnt fordelt trafikklaster i hovedfelt, spor 1,  $JFL\ 1 = 0,6 \cdot 9 = 5,4\text{ kN/m}^2$
- JFL 2: Jevnt fordelt trafikklaster i spor 2,  $JFL\ 2 = 2,5\text{ kN/m}^2$
- BL 1: Boggilaster i spor 1, BL 1=300 kN/aksel
- BL 2: Boggilaster i spor 2, BL 2=200 kN/aksel

Dimensjonerende moment og skjærkraft finnes ved å kombinere bidragene fra Tabell 7, 8 og 9 etter Eurokode, lign 6.10b) [1.1]. I bruddgrensetilstanden skal det brukes

$\gamma_G = 0,89 \cdot 1,35 = 1,2$  og  $\gamma_Q = 1,35$ . I bruksgrensetilstanden skal alle partialfaktorer for ugunstige laster og gunstige egenlastbidrag være 1,0 mens gunstige nyttelastbidrag ikke skal tas med,  $\gamma_Q = 0$ . Nyttelastandelen i rissberegninger er 50 %,  $\psi_Q = 0,5$  (0,6 for midtfelt 6300 mm).

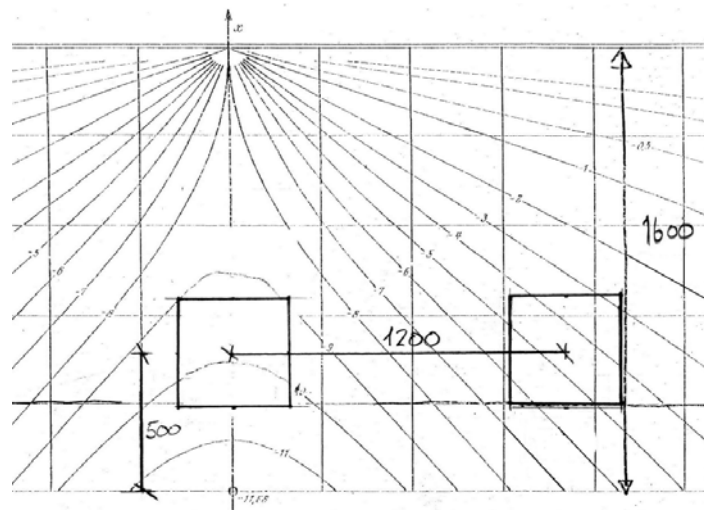
Beregninger av lastvirkningene fra G, JFL 1 og Kd+Rv på den utkragede delen vises i håndberegningene, mens for midtsnittene er lastvirkningene funnet ved å bruke Fokus 2D. Alle bidrag fra BL er funnet fra influenslinjer. Fokusmodellene er vedlagt på CD.

## 5.2.1 Utkraget del



Figur 12 Laster og mål på utkraget del

## Momentbidrag



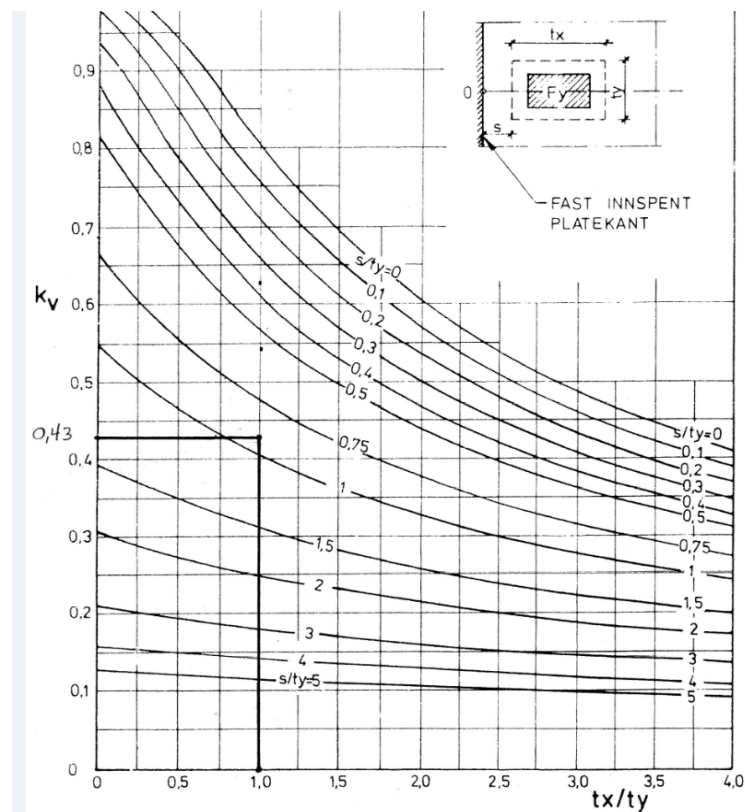
Figur 13 Influensdiagram for moment fra aksellast LM1 utkraget del

Momentbidraget blir beregnet ved hjelp av influenslinjer utarbeidet av Pucher [3.4]. Området i figur 13 blir skalert til å representere den virkelige geometrien, og det leses av en  $\mu$ -verdi fra hvert av lastarealene som her er 400x400 mm. Momentet finnes så ved å multiplisere den gjennomsnittlige  $\mu$ -verdien med den totale lasten som blir påført gjennom lastarealene, og dividere på  $8\pi$ . Fra influenslinjene beregnes følgende momentbidrag:

$$\mu_{\text{middel}} = \frac{1}{2}(9,8 + 4,5) = 7,15$$

$$M_{\text{BL}} = \frac{\mu_{\text{middel}}}{8\pi} P = \frac{7,15}{8\pi} \cdot 300 = \underline{\underline{85,3 \text{ kNm/m}}}$$

## Skjærbidrag



Figur 14  $K_v$ -faktor for skjærkraft LM1

Det er her brukt  $d$  for gjennomsnittlig platetykkelse. Til forskjell fra resten av beregningene er det i beregningene av skjærbidragene brukt  $d = h_{\text{middel}} - 60\text{mm} = 360\text{mm}$ . Avlesning fra figur 14 og beregninger beskrevet i [3.5] gir skjærkraftbidragene fra LM1 og LM2:

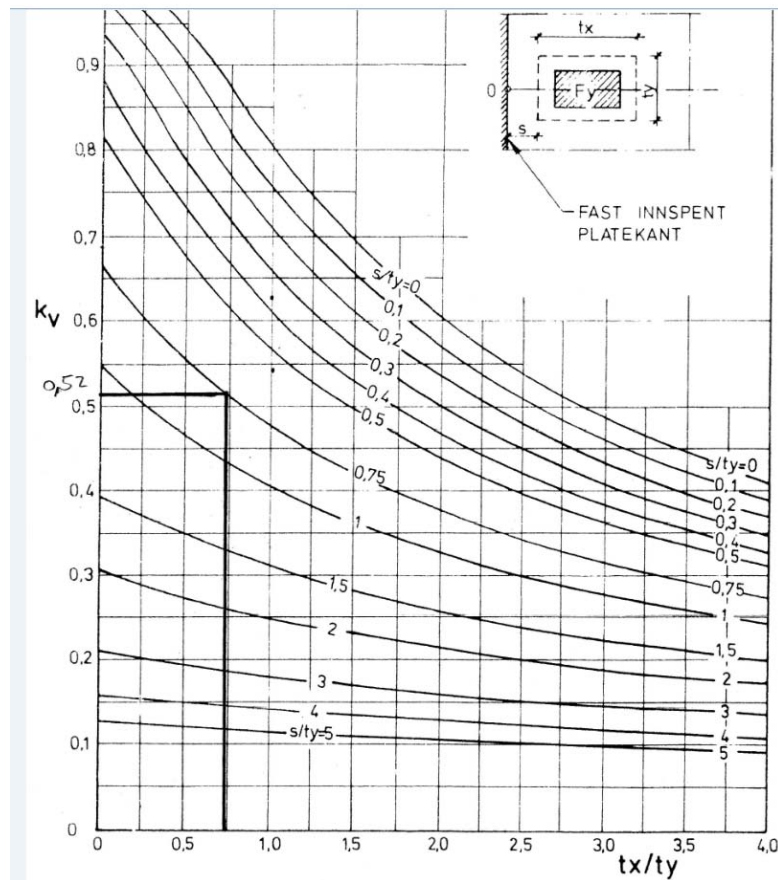
$$s = 1600 - 500 - \frac{1}{2}(400 + 360) = 720\text{mm} \geq d \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{400 + 360}{400 + 360} = 1$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{720}{400 + 360} = 0,95 \rightarrow K_v = 0,43$$

$$V_{\text{BL,LM1}} = \frac{K_v \cdot P}{t_y} = \frac{0,43 \cdot 300}{0,4 + 0,36} = \underline{\underline{169,7\text{kN/m}}}$$

For korte konstruksjonsdeler skal den største verdien for skjærkraft fra LM1 og LM2 benyttes. Figur 15 viser avlesning av  $K_v$ -faktor for LM2.



Figur 15  $K_v$ -faktor for skjærkraft LM2

$$s = 2d = 2 \cdot 360 = 720 \text{ mm}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{350 + 360}{600 + 360} = 0,74$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{720}{600 + 360} = 0,75 \rightarrow K_v = 0,52$$

$$V_{BL,LM2} = \frac{0,52 \cdot 200}{600 + 360} = \underline{108,3 \text{ kN/m}}$$

Ser at LM1 gir en større skjærkraft enn LM2, og verdien fra LM1 blir brukt i lastkombineringen.

**Tabell 7 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, utkraget del**

<b>Last</b>	<b>Moment [kNm/m]</b>		<b>Skjær [kN/m]</b>	
G [kN/m <sup>3</sup> ]	13,4	<b>28,6</b>	16,8	<b>26,3</b>
KD+RV [kN/m]	15,2		9,5	
JFL 1 [kN/m <sup>2</sup> ]	6,9	<b>92,2</b>	8,6	<b>178,3</b>
BL 1 [kN]	85,3		169,7	

Egenlasten for den utkragede delen er regnet uten slitelag og belegning. Selv om tverrsnittstykkelsen og dermed også egenlasten varierer, er det regnet med en konstant last tilsvarende gjennomsnittlig platetykkelse på 420 mm slik at den påførte lasten har en verdi på  $G \cdot h = 25 \cdot 0,42 = 10,5 \text{ kN/m}^2$ . JFL 1 er påført over hele utkragerlengden.

BL 1 har et lastareal på 400x400 mm, og er påført med lastsenter 500 mm fra den frie enden av plateutstikket. Faktorer fra influenslinjer ved beregning av moment og skjærkraft fra BL er vist i figur 13 og 14. Det ble kontrollert hvilken av lastene fra LM1 og LM2 som ga den største skjærkraften. Beregninger og avlesning fra influenslinjer [3.5] viser at den største skjærkraften fås ved å benytte LM1. Når lastbidragene fra tabell 7 kombineres etter Eurokode, lign 6.10b) fås følgende dimensjonerende verdier

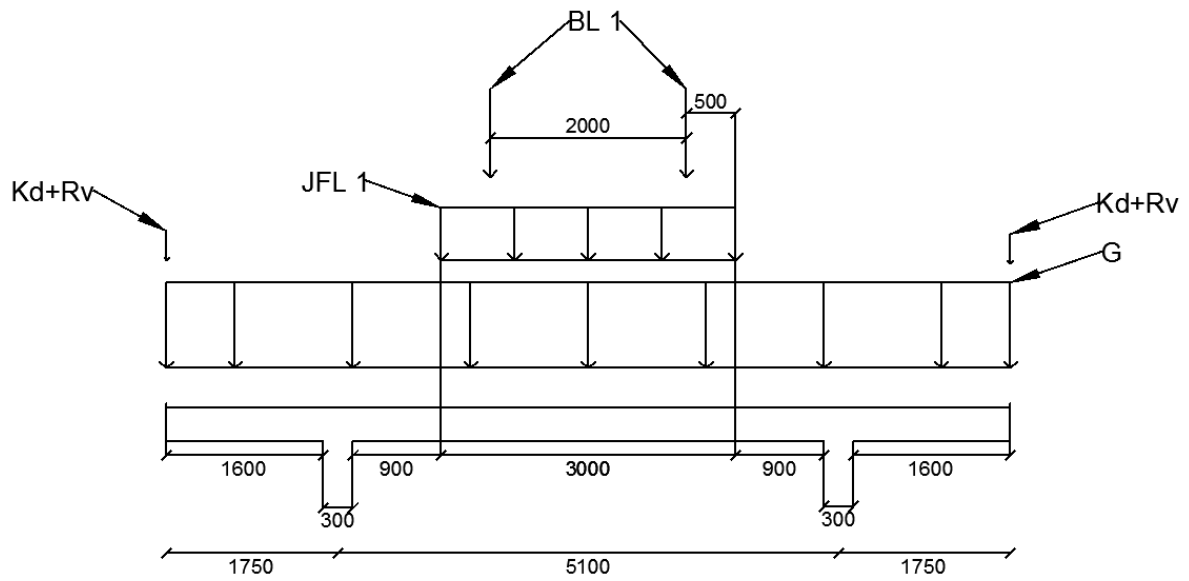
$$M_{Ed} = 1,2(28,6) + 1,35(92,2) = \underline{158,8 \text{ kNm/m}}$$

$$V_{Ed} = 1,2(26,3) + 1,35(178,3) = \underline{173 \text{ kN/m}}$$

$$M_{SLS} = 1,0(28,6) + 0,5(92,2) = \underline{74,7 \text{ kNm/m}}$$

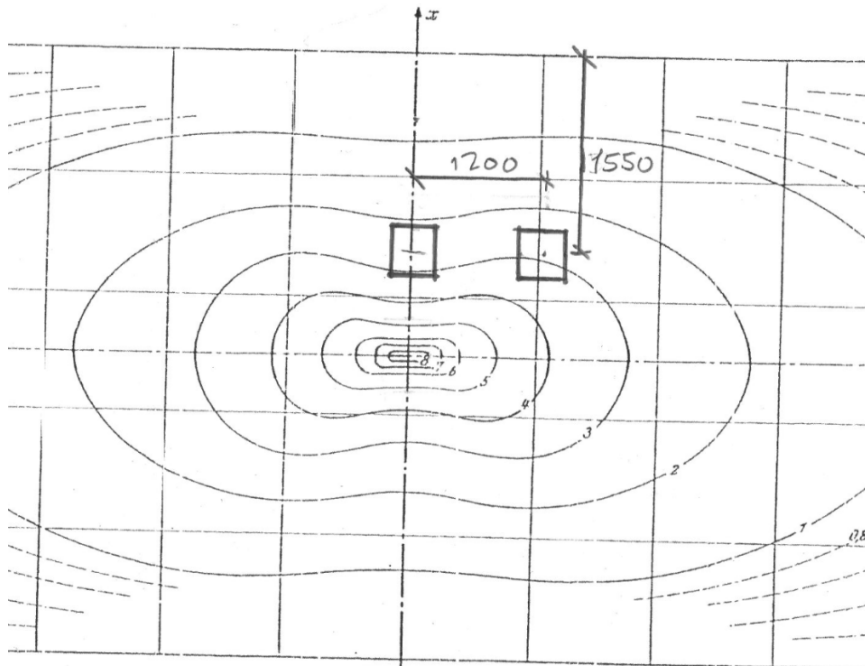
$$V_{SLS} = 1,0(26,3) + 0,5(178,3) = \underline{115,5 \text{ kN/m}}$$

### 5.2.2 Midtfeldt 5100 mm



Figur 16 Laster og mål med spennvidde på 5100 mm

### Momentbidrag



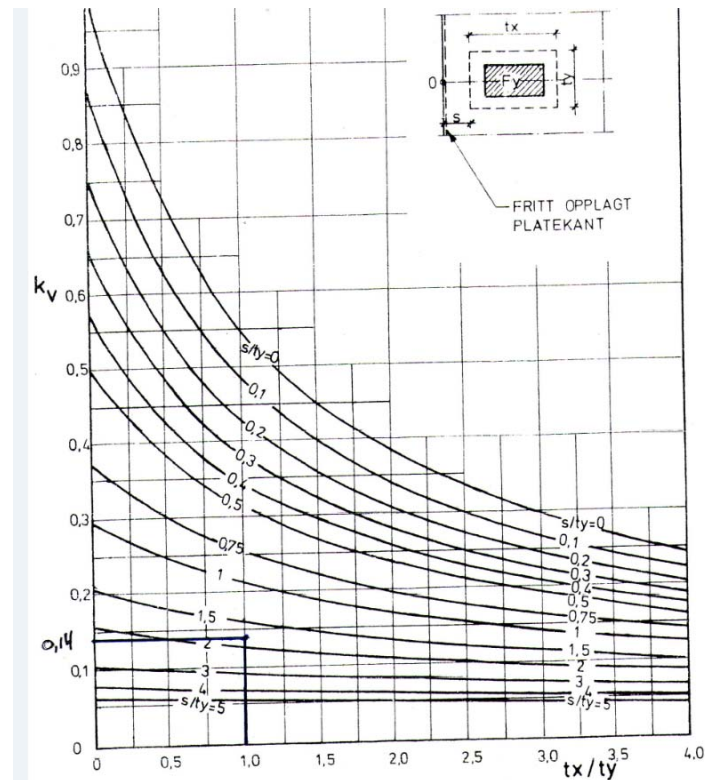
Figur 17 Influensdiagram for moment fra aksellast midtfelt 5100 mm

Diagrammet i figur17 gir  $\mu$ -verdier for utregning av momentet midt i feltet. Siden aksellasten er plassert symmetrisk om midtsnittet ser det tilstrekkelig å finne  $\mu$ -verdier for to av de fire punktlastene, for så å doble verdien for  $\mu_{\text{middel}}$  og beregne momentbidraget.

$$\mu_{\text{middel}} = \frac{1}{2}(2,8 + 2,6) = 2,7$$

$$M_{\text{BL}} = \frac{\mu_{\text{middel}}}{8\pi} P = 2 \cdot \frac{2,7}{8\pi} \cdot 300 = \underline{64,5 \text{ kNm/m}}$$

## Skjærbidrag



Figur 18  $K_v$ -faktor for skjærkraft i midtfelt 5100 mm

Avlesning av diagrammet i figur 18 gir  $K_v$  med  $d=275$  mm. Skjærkraften ved opplegget fra BL blir dermed:

$$s = 1550 - \frac{400}{2} - \frac{275}{2} = 1212,5$$

$$\frac{t_x}{t_y} = \frac{400 + 275}{400 + 275} = 1$$

$$\frac{s}{t_y} = \frac{1212,5}{400 + 275} = 1,8 \rightarrow K_v = 0,14$$

$$V_{\text{LMI}} = \frac{K_v \cdot P}{t_y} = 2 \cdot \frac{0,14 \cdot 300}{400 + 275} = \underline{124,4 \text{ kN/m}}$$



**Tabell 8 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, midtfelt 5100 mm**

Spennlengde [mm]	Last	Moment [kNm/m]		Skjær [kN/m]	
<b>5100</b>	G	15,1	<b>-1,5</b>	21,2	<b>21,2</b>
	KD+RV	-16,6		0	
	JFL	14,6	<b>79,1</b>	8,1	<b>132,5</b>
	BL	64,5		124,4	

Egenlasten er også her uten slitelag og belegning. Den er påført med konstant intensitet over hele tverrsnittsbredden selv om den i realiteten varierer med tverrsnittstykkelsen. Ved beregning av egenlasten er det brukt en tykkelse på 350 mm, som gir enn last på  $25 \cdot 0,35 = 8,75 \text{ kN/m}^2$ . JFL 1 og BL 1 er påsatt sentrisk om tverrsnittets symmetriakse. Ligning 6.10b) og Tabell 8 gir disse dimensjonerende verdiene

$$M_{Ed} = 1,2(15,1) - 1,0(16,6) + 1,35(79,1) = \underline{108,3 \text{ kNm/m}}$$

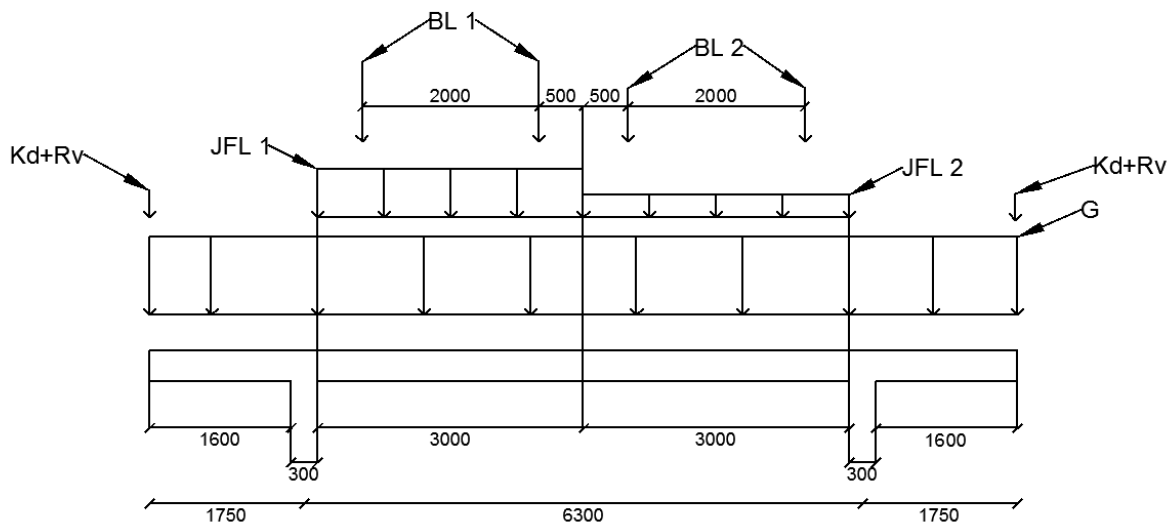
$$V_{Ed} = 1,2(21,2) + 1,35(132,5) = \underline{204,1 \text{ kN/m}}$$

$$M_{SLS} = 1,0(-1,5) + 0,5(79,1) = \underline{38,1 \text{ kNm/m}}$$

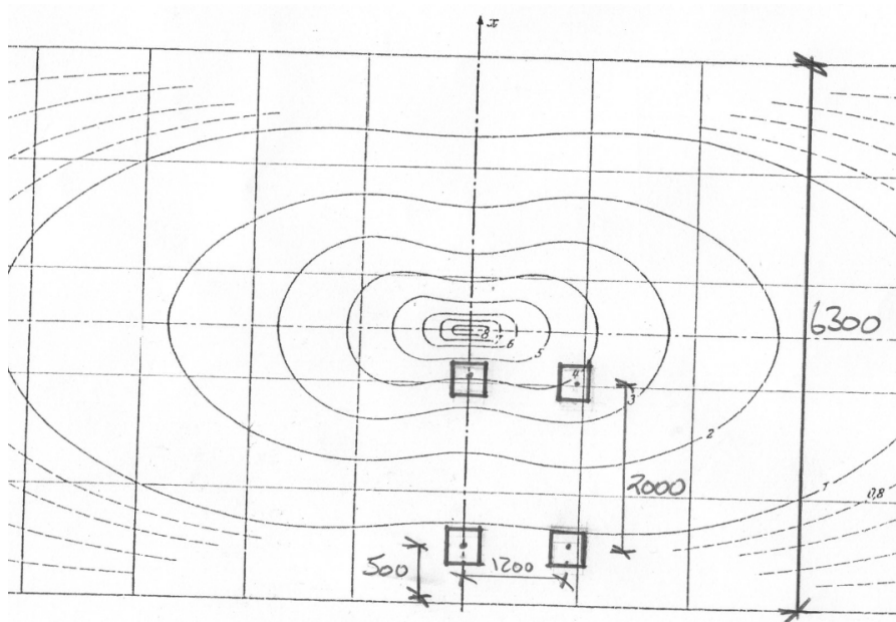
$$V_{SLS} = 1,0(21,2) + 0,5(132,5) = \underline{87,5 \text{ kN/m}}$$

Skjærbidraget er noe høyt siden det er regnet med at begge aksler virker med full last i det ene hjulsporet. Siden lastene i realiteten virker med to meters avstand vil ikke lasten fra hjulparet lengst unna opplegget virke med samme kraft som hjulparet som ligger to meter nærmere. Den høye verdien kan likevel forsvares ved å anta at boggilastene kan virke nærmere opplegget, og ikke sentrisk i hovedsporet slik det er angitt i figur 16.

### 5.2.3 Midtfelt 6300 mm



Figur 19 Laster og mål med spennvidde på 6300 mm



Figur 20 Influensdiagram for moment fra aksellast midtfelt 6300 mm

Der er også her symmetri om punktet hvor maks moment oppstår slik at verdien på  $\mu$ -verdiene er de samme for begge spor, men verdien på lastene varierer. Den totale lastsummen fra BL 1 er 600 kN, mens den er 400 kN for BL 2. Avlesning fra figur 20 gir følgende momentbidrag:

$$\mu_{\text{middel}} = \frac{1}{4}(4,2 + 3,8 + 0,8 + 0,8) = 2,4$$

$$M_{\text{BL}} = \frac{\mu_{\text{middel}}}{8\pi} P = 2 \cdot \frac{2,4}{8\pi} (300 + 200) = \underline{95,5 \text{ kNm} / \text{m}}$$

**Tabell 9 Lastvirkningene uten kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer, midtfelt 6300 mm**

Spennlengde [mm]	Last	Moment [kNm/m]	
<b>6300</b>	G	30,0	<b>27,1</b>
	KD+RV	-16,6	
	Belegning	8,6	
	Slitelag	5,1	
	JFL	20	<b>115,5</b>
	BL	95,5	

For dette tverrsnittet er det regnet egenlast inkludert slitelag og belegning. Egenlasten fra dekketykkelsen på 350 mm, slitelaget og belegning er påført over hele bredden, og gir en total lastverdi på  $25 \cdot (0,35 + 0,06) + 2,5 = 12,75 \text{ kN/m}^2$ . Nyttelasten er påført i to spor mellom stegene. Det er kun gjort rissviddeberegninger for dette tverrsnittet. Kombinering av verdiene i tabell 9 gir følgende dimensjonerende momenter:

$$M_{Ed} = 1,2(30 + 8,6 + 5,1) - 1,0(16,6) + 1,35(115,5) = \underline{191,8 \text{ kNm/m}}$$

$$M_{SLS} = 1,0(27,1) + 0,6(115,5) = \underline{96,4 \text{ kNm/m}}$$

Det er ikke beregnet skjærkraft for denne tverrsnittsdelen siden effekten av fiberarmering er vist for midtfeltet på 5100 mm.

### 5.3 Bruddgrensedimensjonering

Det er utført bruddgrensedimensjonering for moment- og skjærkapasitet for den utkragede delen og midtfeltet på 5100 mm. Armeringsmengder er beregnet for tradisjonell armering samt stangarmering i kombinasjon med 0,5 vol.-% stålfiberarmering. Det er også dimensjonert for momentkapasitet for midtfeltet på 6300 mm. Det er valgt å dimensjonere etter et ”normalarmert” tverrsnitt, og fra Sørensen, 4.2.3 [3.3] er  $K=0,250$  og  $\alpha=0,383$  for betongkvalitet B55. Resultatet fra dimensjoneringen av momentkapasitet vises i Tabell 10.

**Tabell 10 Tverrarmering i ULS**

Tv.snittsdel	$M_{ed}$ [kNm/m]	Utførelse	$A_{s,nødv}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m]	Valgt armering
Utkraget del	158,8	Tradisjonell	734	2293	φ25s200 -> 2454 mm <sup>2</sup> /m
		Fiber + φ20		1534	φ20s200 -> 1571 mm <sup>2</sup> /m
Midtfelt 5100 mm	108,3	Tradisjonell	953	1201	φ16s160 -> 1257 mm <sup>2</sup> /m
		Fiber + φ16		894	φ16s220 -> 914 mm <sup>2</sup> /m
Midtfelt 6300 mm	191,8	Tradisjonell	1703	1201	φ20s180 -> 1745 mm <sup>2</sup> /m
		Fiber + φ20	1422	894	φ20s220 -> 1428 mm <sup>2</sup> /m

Det er ikke beregnet nødvendig armeringsmengde med fiber for utkraget del og midtfelt på 5100 mm, men det er kontrollert om momentkapasiteten med minimumsarmering er tilstrekkelig. Det er utført kontroll både for skjærtrykkkapasitet og skjærstrekkkapasitet. Kontrollen viser at midtsnittet må skjærarmeres. For den utkragede delen er det kritiske snittet lagt en avstand  $2d$  fra randen av boggilasten. Selv om de fordelte lastene har lavere intensitet i dette punktet enn ved innspenningen, er det likevel regnet med skjærbidraget ved innspenningen siden boggilasten dominerer. Minimumskravet gir den største armeringsmengden,  $1,48\text{mm}^2 / (\text{mm}\cdot\text{m})$ . Foreslått armeringstype er vertikale kroker med diameter 12 mm. Det er foreslått å sette armeringskrokene med en avstand  $d=275$  mm i begge retninger, slik at valgt skjærarmering blir  $3,7\phi 12s275$ , som gir et armeringsareal på  $1,52\text{mm}^2 / (\text{mm}\cdot\text{m})$ . Med fiberarmering er det ikke lenger behov for skjærarmering. For den utkragende delen er det ikke behov for skjærarmering, verken med eller uten fiberarmering.

Det er også beregnet armeringsmengde for midtfeltet på 6300 mm i ULS, siden denne faktoren inngår i beregningen av rissvidden. Fra kontrollen for minimumsarmeringen med 0,5 vol.-% fiber ble momentkapasiteten beregnet til 134 kNm/m. Da dette er mindre enn det dimensjonerende momentet på 191,8 kNm/m må ekstra stangarmering legges inn. Ved å bruke ”solver”-funksjon i excel ble nødvendig armeringsareal funnet til å være 1422 mm<sup>2</sup>/m.

## 5.4 Bruksgrensedimensjonering

Det er beregnet rissmoment for alle de tre tverrsnittsdelenene. Den utkragede delen hadde et rissmoment som var langt høyere enn bruksgrensemomentet, som betyr at riss ikke vil oppstå i denne delen. For midtfeltet på 5100 mm oppsår det heller ikke riss for tykkelse på 350 mm. Det ble først forsøkt å redusere tykkelsen, og dermed også rissmomentet, uten å redusere momentet pga mindre egenvekt, for å få rissdannelse. Det ble her laget et excelark som regner ut rissmomentet og rissvidder for en gitt tverrsnittstykkelse. Excelarket er vedlagt på CD.

Ved å redusere tykkelsen til 225 mm oppstår rissdannelse, men beregnede rissvidder er innenfor kravet på 0,2 mm.

Spennvidden ble derfor økt til 6300 mm og det ble lagt på last fra slitelag og belegning. I tillegg ble trafikklastandelen økt fra 0,5 til 0,6, og tøyninger fra svinn ble inkludert i beregningene. Med disse modifikasjonene ble rissviddene beregnet til å være 0,34 mm. Excelmodellen ble så brukt til å finne nødvendig armeringsmengde for å tilfredsstillere rissviddekravet før dette ble kontrollert med håndberegninger.

For å bestemme om det evt. må legges inn tilleggsarmering for å tilfredsstillere rissviddekravet for utførelse med 0,5 vol.-% stålfiber, ble funksjonen "solver" i excel benyttet. Denne metoden er nærmere beskrevet i kapittel. 4.4.2.

Resultatene fra "solver" og rissviddeberegningene viser at armeringsmengden fra bruddgrensedimensjoneringen gir rissvidder som er innenfor kravet.

Tabell 11 viser nødvendige armeringsmengder for å tilfredsstillere rissviddekravet på 0,2 mm for midtfeltet med lengde 6300 mm.

**Tabell 11 Nødvendig armering SLS**

Utførelse	Valgt armering	Rissvidde
Tradisjonell stangarmering	$\phi 20s110 \rightarrow 2856\text{mm}^2/\text{m}$	0,20 mm
0,5 vol.-% stålfiber + stangarmering $\phi 20$	$\phi 20s220 \rightarrow 1428\text{mm}^2/\text{m}$	0,19 mm



## 6 Resultater

Fra lastberegningene og kombineringsen for tverretningen er det kommet frem til at de ulike tverrsnittsdelenes er utsatt for følgende dimensjonerende lastvirkninger:

**Tabell 12 Dimensjonerende laster**

Tv.snittsdel	Lastvirkning	Dimensjonerende verdi ULS	Dimensjonerende verdi SLS
Utkraget del	Moment	158,8 kNm/m	74,7 kNm/m
	Skjær	173 kN/m	115,5 kN/m
Midtfelt 5100 mm	Moment	108,3 kNm/m	38,1 kNm/m
	Skjær	204,1 kN/m	87,5 kN/m
Midtfelt 6300 mm	Moment	191,8 kNm/m	96,4 kNm/m

Gjennom dimensjonering etter EC2-1-1 og Coin Project Report 29 er det kommet frem til disse armeringsmengdene:

**Tabell 13 Armeringsmengder**

Dimensjoneringstilstand	Tv.snittsdel	Utførelse	$A_s$ [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ]	Valgt armering
ULS	Utkraget del	Tradisjonell	2293	$\phi 25s200 \rightarrow 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
		Fiber + $\phi 20$	1534	$\phi 20s200 \rightarrow 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Midtfelt 5100 mm	Tradisjonell	1201	$\phi 16s160 \rightarrow 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$
		Fiber + $\phi 16$	894	$\phi 16s220 \rightarrow 914 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Midtfelt 6300 mm	Tradisjonell	1703	$\phi 20s180 \rightarrow 1745 \text{ mm}^2/\text{m}$
		Fiber + $\phi 20$	1422	$\phi 20s220 \rightarrow 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$
SLS	Midtfelt 6300 mm	Tradisjonell	2856	$\phi 20s110 \rightarrow 2856 \text{ mm}^2/\text{m}$
		Fiber + $\phi 20$	1428	$\phi 20s220 \rightarrow 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$

For midtfeltet på 5100 mm og utkraget del blir minimumskravet gjeldende for armeringsbehovet både med og uten fiberarmering.

Det er kun beregningsmessig behov for skjærarmering i midtfeltet. Dette behovet er ikke lenger til stede ved bruk av 0,5 vol.-% stålfiber.





## 7 Sammenligning og konklusjon

### 7.1 Sammenligning

Resultatene viser som forventet at bruk av 0,5 vol.-% stålfiberarmering reduser behovet for konvensjonell stangarmering betraktelig. I bruddgrensetilstanden reduseres armeringsbehovet med 17 %. Dette samsvarer godt med Coin Project Report 17, hvor bruk av 1,0 vol.-% stålfiberarmering gav ca 20 % armeringsreduksjon for et 200 mm tykt flatdekke. I tillegg til å redusere tverrarmeringsbehovet, økes også skjærstrekkkapasiteten med 40 %, og skjærarmering er ikke nødvendig. Dette samsvarer også med reulteatene fra Coin Project Report 17.

Rissviddeberegningene viser at armeringsmengden kan reduseres med hele 50 % ved bruk av 0,5 vol.-% stålfiberarmering. Det er også mulig å tilfredsstillere rissviddekravet med en ytterligere reduksjon av tradisjonell armering ved å gå ned på armeringsdimensjonen, og legge armeringen tettere. Ved å legge 16 mm jern med en senteravstand på 150 mm, fås et armeringsareal på 1340 mm<sup>2</sup>/m. Dette gir i følge excelarket gitt i Vedlegg B3 en rissvidde på 0,19 mm. Denne armeringsmengden tilfredsstiller ikke bruddgrensekravet som er beregnet til 1422mm<sup>2</sup>/m. Bruddgrensetilstanden er altså dimensjonerende, slik at ved optimal kombinasjon av fiberarmering og kamstål kan det gjøres ytterligere besparelser.

### 7.2 Konklusjon

Gjennom denne oppgaven har jeg tilegnet meg kunnskaper om hvordan brudekker dimensjoneres i tverretningen, samt hvordan beregningsmodellene for konstruksjoner med armert fiberbetong er bygd opp.

Gjennom arbeidet har jeg satt meg inn i lastmodellene som er gitt i NS-EN 1991-2, samt hvordan kombinasjonsfaktorer og partialfaktorer fra NS-EN 1990 inkludert Tillegg A1 brukes til å kombinere de forskjellige lastbidragene som virker på en bru. Beregningsmodeller for armert fiberbetong er også studert.

Bruk av fiberarmering i tillegg til vanlig stangarmering har stor effekt på begrensning av rissviddene, og dermed fås en tett og robust konstruksjon. Bruer er ofte utsatt for kjemiske angrep fra veisalt, slik at en tett konstruksjon er viktig for å sikre lang levetid.

I tillegg til å bidra til god bestandighet bidrar fiberarmerte konstruksjoner til å redusere arbeidsmengden med armering og jernbinding. Dette er tungt arbeid som ofte må utføres i ugunstige og uergonomiske arbeidsstillinger. Med dagens fokus på arbeidsmiljø samt et stadig større krav til effektivitet vil en halvering av armeringsmengden, som beregningene i oppgaven viser, gi positive effekter på både arbeidsmiljø og effektivitet.

### 7.3 Forslag til videre arbeid

- Denne rapporten slår fast at bruk av fiberarmering i tillegg til konvensjonell stangarmering først og fremst reduserer behovet for rissarmering. Denne konklusjonen er trukket på et tynt grunnlag, hvor det kun er regnet med én mengde fiber og med få variasjoner av tverrsnittsparmetre. Dette gjør det nødvendig å utføre flere beregninger der fibermengde og tverrsnittshøyde varieres for å få et mer fylldig konklusjonsgrunnlag.
- Bruk av armeringsstål med høyere fasthet er også en aktuell problemstilling. Det finnes kamstål på markedet med karakteristisk fasthet  $f_{yk} = 900\text{N/mm}^2$ . Problemet med dette stålet er at det trenger større tøyninger enn vanlig armeringsstål før en stor nok del av strekkspenningene tas opp. Dermed vil konstruksjonen få betydelig rissdannelse før armeringen aktiveres tilstrekkelig. Ved å kombinere dette stålet med fiberarmering kan det være mulig å redusere armeringsbehovet ytterligere.
- Fastholdingsriss er en problemstilling som forekommer når det støpes ut nye konstruksjonsdeler på allerede herdet betong. Et eksempel på dette er kantdrageren som støpes på tuppen av bruplata. Problemet ligger i at herdeprosessen utvikler varme, slik at den nystøpte betongen utvider seg før den har fått heft mot underlaget. Når herdeprosessen avtar vil temperaturen synke, og dette fører til at konstruksjonsdelen trekker seg sammen. Pga at det nå er etablert heft mellom ny og gammel betong, vil det oppstå strekkspenninger og rissdannelse dersom spenningene overstiger den lave strekkfastheten til ung betong. Tiltak for å forebygge dette er som oftest å redusere temperaturdifferansen mellom ny og gammel betong, enten ved å varme opp den gamle støpen eller kjøle den herdende betongen. Ved å benytte armert fiberbetong økes strekkfastheten ved små tøyninger og rissmotstanden økes. En studie på om det er mulig å kombinere fiberarmering og armeringsstål med høyere fasthet hadde derfor vært av interesse.

## **8 Kilder**

### **8.1 Standarder**

[1.1] NS-EN 1990:2002+NA2008+ Tillegg A1 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

[1.2] NS-EN 1991-2:2003+NA2010 Laster på konstruksjoner, Trafikklast på bruer

[1.3] NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner

[1.4] NS-EN 1992-2:2005+NA2010 Prosjektering av betongkonstruksjoner, Bruer

### **8.2 Håndbøker fra statens vegvesen**

[2.1] Håndbok 185. Brudimensjonering. Eurokodeutgave 2011

[2.2] Intern rapport nr. 1731. Sikring av overdekning for armering. Sept. 1994

### **8.3 Andre bøker og oppslagsverk**

[3.1] Kanstad et al. Coin Project Report 29 – 2011, Forslag til retningslinjer for fiberarmerte betongkonstruksjoner

[3.2] Klausen, Anja Birgitta Estensen. Coin Project report 17 – 2009, Steel fibres in load – carrying concrete structures. Guideline survey and practical examples,

[3.3] Sørensen, Svein Ivar. Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2

[3.4] Pucher, Adolf. Einflußfelder elastischer Platten, Springer 1964

[3.5] Norsk betongforenings Publikasjon nr 6, Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster. Norsk betongforenings Brokomitè 1978

[3.6] Magerøy, Aja Anta Faal. Beregning av fritt frembyggbruer, Masteroppgave 2010

[3.7] Ay, Lutfi. Steel Fibrous Cement Based Composites, Doktorgrad 2004

[3.8] Samtale med Terje Kanstad, mai 2012

[3.9] Nordhus, Simpson og Steinnes. Fiberarmerte betongkonstruksjoner, prøving av bjelker og plater av selvkomprimerende duktil fiberbetong, Masteroppgave 2011

[3.10] 55620020 – Prosjektering av betongkonstruksjoner etter NS-ENV 1992 og NS-ENV 206. 4-6 januar 1995. Bruksgrensetilstanden (7). Forelest av Terje Kanstad



## 9. Vedlegg

### Vedlegg A, Laster

#### A1 Laster midtfelt

Spennlengde	Last	Moment [kNm/m]		Skjær [kN/m]	
5100	G	15,1	-1,5	21,2	21,2
	KD+RV	-16,6		0	
	JFL	14,6	79,1	8,1	132,5
	BL	64,5		124,4	
6300	G	30,0	27,1		
	KD+RV	-16,6			
	Belegning	8,6			
	Slitelag	5,1			
	JFL	20	115,5		
	BL	95,5			

## A2 Lastkombinering midtfelt ULS

		Vedvarende og forbigående dimensjoneringen de laster	Permanente laster		Dominerende variabel last		Resultat [kNm]	Dimensjonerende last				
		Ugunstig	Ugunstig	Gunstig	Gunstig	Gunstig						
		Ligning 6.10 a)	$Y_{Gj,sup} G_{k,j,sup}$	$Y_{Gj,int} G_{k,j,int}$	$Y_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$Y_{Q,1} Q_{k,1}$						
		Ligning 6.10 b)	$\xi Y_{Gj,sup} G_{k,j,sup}$	$Y_{Gj,int} G_{k,j,int}$	$Y_{Q,1} Q_{k,1}$							
			$\xi$	$Y_{Gj,sup}$	$M_{g+ag}$ [kNm]	$Y_{Gj,int}$	$M_{kdrv}$ [kNm]	$Y_{Q,1}$	$\psi_{0,1}$	$M_{Q,1}$ [kNm]		
5100	Moment	a	1,0	1,35	15,1	1,0	-16,6	1,35	0,7	79,1	78,5	108,3
		b	0,89	1,35	15,1	1,0	-16,6	1,35	1,0	79,1	108,3	
	Skjær	a	1,0	1,35	21,2	1,0	0	1,35	0,7	132,5	153,8	204,3
		b	0,89	1,35	21,2	1,0	0	1,35	1,0	132,5	204,3	
6300	Moment	a	1,0	1,35	43,7	1,0	-16,6	1,35	0,7	115,5	151,5	191,8
		b	0,89	1,35	43,7	1,0	-16,6	1,35	1,0	115,5	191,8	

### A3 Lastkombinering midtfelt SLS

	Permanent laster			Dominerende variabel last			Dimensjonerende last
	Ugunstig	Gunstig		Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	
	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	
	$\xi$	$\gamma_{G,j,sup}$	$M_{g+ag}$ [kNm]	$\gamma_{G,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf}$	$M_{Q,1}$ [kNm]	
<b>5100</b>	1,0	1,0	15,1	1,0	1,0	79,1	<b>38,1</b>
<b>6300</b>	1,0	1,0	43,7	1,0	1,0	115,5	<b>96,4</b>

## Vedlegg B, Rissviddeberegninger

### B1 Rissviddeberegning 5100 mm

<b>Konstanter</b>	
<b>b</b> [mm]	1000
<b>E<sub>s</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	2,0E+05
<b>E<sub>c</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	3,8E+04
<b>f<sub>ctm</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	4,2
<b>f<sub>yk</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	500
<b>η<sub>1</sub></b>	5,26
<b>M<sub>sls</sub></b> [kNm/m]	38,1
<b>M<sub>ed</sub></b> [kNm/m]	108,3
<b>K</b>	0,25
<b>F<sub>cd</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	31,1
<b>F<sub>yd</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	434
<b>E<sub>c,middel</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	38000
<b>Variabler</b>	
<b>h</b> [mm]	225
<b>d</b> [mm]	150
<b>A<sub>c</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	2,25,E+05
<b>M<sub>Rd</sub></b> [kNm/m]	<b>175</b>
<b>z</b> [mm]	134
<b>0,95d</b> [mm]	143
<b>A<sub>s,nødv</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	<b>1859</b>
<b>A<sub>s,min</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	<b>655,2</b>
<b>αd</b> [mm]	114,1
<b>I<sub>c1</sub></b> [mm <sup>4</sup> ]	9,50E+08
<b>I<sub>s1</sub></b> [mm <sup>4</sup> ]	2,40E+06
<b>M<sub>r</sub></b> [kNm/m]	<b>36,4</b>
<b>η<sub>2</sub></b>	5,26
<b>ρ</b>	0,01240
<b>η<sub>2</sub>ρ</b>	0,06524
<b>α</b>	0,30182
<b>I<sub>c</sub></b> [mm <sup>4</sup> /m]	1,38E+08
<b>EI</b> [Nmm <sup>2</sup> /m]	5,3E+12
<b>σ<sub>s</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	151,89
<b>h<sub>c,eff</sub></b> [mm]	105,0
<b>A<sub>c,eff</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	105000
<b>ρ<sub>c,eff</sub></b>	0,0177
<b>ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub></b>	2,4E-04
<b>0,6σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	4,6E-04
<b>s<sub>r,max</sub></b> [mm]	413,0
<b>w<sub>k</sub></b> [mm]	<b>0,19</b>



## B2 Rissviddeberegning 6300

<b>Konstanter</b>	
<b>b</b> [mm/m]	1000
<b>E<sub>s</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	2,0E+05
<b>E<sub>c</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	3,8E+04
<b>f<sub>ctm</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	4,2
<b>f<sub>yk</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	500
<b>η<sub>1</sub></b>	5,26
<b>M<sub>sls</sub></b> [kNm/m]	96,4
<b>M<sub>ed</sub></b> [kNm/m]	191,8
<b>K</b>	0,25
<b>F<sub>cd</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	31,1
<b>F<sub>yd</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	434
<b>E<sub>c,middel</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	29571
<b>Variabler</b>	
<b>h</b> [mm]	350
<b>d</b> [mm]	275
<b>A<sub>c</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	3,50,E+05
<b>M<sub>Rd</sub></b> [kNm/m]	<b>588</b>
<b>z</b> [mm]	260
<b>0,95d</b> [mm]	261
<b>A<sub>s,nødv</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	<b>1701</b>
<b>A<sub>s,min</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	<b>1201,2</b>
<b>αd</b> [mm]	177,5
<b>I<sub>c1</sub></b> [mm <sup>4</sup> ]	3,58E+09
<b>I<sub>s1</sub></b> [mm <sup>4</sup> /m]	1,62E+07
<b>M<sub>r</sub></b> [kNm/m]	<b>89,1</b>
<b>η<sub>2</sub></b>	6,76
<b>ρ</b>	0,00619
<b>η<sub>2</sub>ρ</b>	0,04184
<b>α</b>	0,25046
<b>I<sub>c</sub></b> [mm <sup>4</sup> /m]	5,98E+08
<b>EI</b> [Nmm <sup>2</sup> /m]	1,8E+13
<b>σ<sub>s</sub></b> [N/mm <sup>2</sup> ]	224,80
<b>h<sub>c,eff</sub></b> [mm]	105,0
<b>A<sub>c,eff</sub></b> [mm <sup>2</sup> /m]	105000,0
<b>ρ<sub>c,eff</sub></b>	0,0162
<b>ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub></b>	5,5E-04
<b>ε<sub>cs</sub></b>	2,6E-04
<b>0,6σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	6,7E-04
<b>s<sub>r,max</sub></b> [mm]	430,8
<b>w<sub>k</sub></b> [mm]	<b>0,348</b>

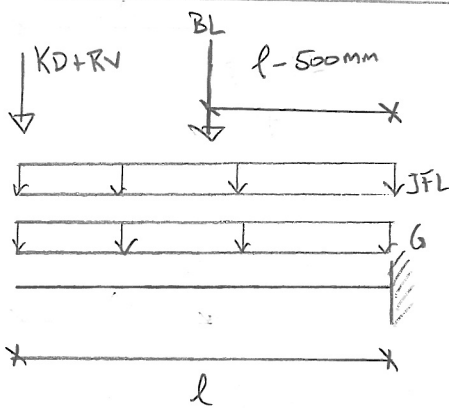
## B3 Rissvidder med fiber

	φ16	φ20	φ20
$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,0E+05	2,0E+05	2,0E+05
$f_{tk, res2,5}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,83	0,83	0,83
$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4,2	4,2	4,2
$b$ [mm]	1000	1000	1000
$h$ [mm]	350	350	350
$d$ [mm]	275	275	275
$\epsilon_u$	3,4E-04	3,3E-04	3,4E-04
$\alpha$	0,2686	0,2756	0,2669
$A_{s, n\sigma dv}$ [mm <sup>2</sup> /m]	1340	1428	1309
$\eta_2$	6,76	6,76	6,76
$h_{c, eff}$ [mm]	99,0	105,0	105,0
$A_{c, eff}$ [mm <sup>2</sup> /m]	99000	105000	105000
$\rho_{c, eff}$	0,0135	0,0136	0,0125
$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	185,1	173,4	186,8
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2,48E-04	1,93E-04	2,03E-04
$\epsilon_{cs}$	2,60E-04	2,60E-04	2,60E-04
$k_s$	0,802	0,802	0,802
$s_{r, max}$ [mm]	382,2	421,6	439,8
$w_k$ [mm]	<b>0,194</b>	<b>0,191</b>	<b>0,204</b>

## **Vedlegg C, Håndberegninger**

# MOMENT ULS

## Utkraget del



$$l_1 =$$

$$l = 1600 \text{ mm}$$

$$t_{\text{flans}} = 600 \text{ mm}$$

$$t_{\text{stupp}} = 240 \text{ mm}$$

$$g_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\text{RV}} = 1 \text{ kN/m}$$

$$JFL = 0,6 \cdot 9 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

$$BL = 300 \text{ kN}$$

### Kantdrager:

$$A_{\text{KD}} \approx 0,6 \cdot 0,57 \text{ m}^2 = \underline{0,34 \text{ m}^2}$$

$$g_{\text{KD}} = 0,34 \cdot 25 = \underline{8,5 \text{ kN/m}}$$

$$M_{\text{KD+RV}} = (8,5 + 1,0) \text{ kN/m} \cdot 1,6 \text{ m} = \underline{15,2 \text{ kNm/m}}$$

### Flenstupp:

$$g_f = \frac{1}{2} (600 + 240) \cdot 25 = \underline{10,5 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_{g.f} = \frac{1}{2} \cdot 10,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,6 \text{ m})^2 = \underline{13,4 \text{ kNm/m}}$$

### Trafikklast:

$$\underline{JFL}: M_{\text{JFL}} = \frac{1}{2} \cdot 5,4 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,6 \text{ m})^2 = \underline{6,9 \text{ kNm/m}}$$

$$\underline{BL}: M_{\text{BL}} = \underline{85,3 \text{ kNm/m}}$$

Fra influenslinjer

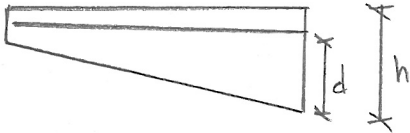
6.10 b)

$$M_{\text{Ed},f} = 0,89 \cdot 1,35 (15,2 + 13,4) + 1,35 (6,9 + 85,3) \text{ kNm/m}$$

$$= \underline{\underline{159 \text{ kNm/m}}}$$

# MOMENKAP, $M_{rd}$

## Uthruget del



$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 525 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 159 \text{ kNm/m}$$

B55

B500NC

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{55}{1,5} = \underline{31,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = \underline{434 \text{ N/mm}^2}$$

### Momenttrykkap:

Antar normalarm. tv.snitt:  $\alpha = \underline{0,383}$

$$M_{rd} = 0,8\alpha(1-0,4\alpha)f_{cd}bd^2$$
$$= 0,250 \cdot 31,1 \cdot 1000 \cdot 525^2 \cdot 10^{-6} = \underline{2143 \text{ kNm/m}}$$

$$\underline{M_{rd} > M_{Ed}}$$

Delvis utnyttet trykzone:

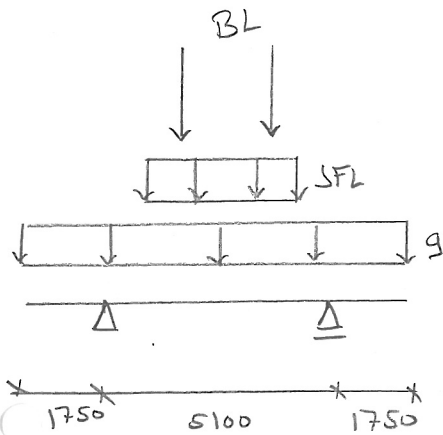
$$z = 1 - 0,17 \frac{M_{Ed}}{M_{rd}} d$$
$$= 1 - 0,17 \cdot \frac{159}{2143} d = 0,99d$$

$$z \leq 0,95d \rightarrow z = 0,95d = 0,95 \cdot 525 = \underline{499 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{159 \cdot 10^6}{434 \cdot 499} = \underline{\underline{734 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

MOMENTKAP,  $M_{Ed}$   
+ NØDV. ARMERING

Midtfelt,  $l = 5100$



$$t = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

Fra Fokus  $M_{Ed} = \underline{108 \text{ kNm/m}}$   
+ Influenslinjer:  $V_{Ed} = \underline{204 \text{ kN/m}}$

Momentkap:

$$M_{Ed} = 0,25 \cdot 31,1 \cdot 1000 \cdot 275^2 \cdot 10^{-6} = \underline{588 \text{ kNm/m}}$$

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{115}{588}\right) d = \underline{0,97d} > 0,95d$$

$$\rightarrow z = 0,95d = 0,95 \cdot 275 = \underline{261 \text{ mm}}$$

Nødv. arm:

$$A_s = \frac{108 \cdot 10^6}{261 \cdot 434}$$

$$= \underline{\underline{953 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

# MINIMUMSARMERING, $A_{s,min}$

ELZ 1-1, NA 9.2.1.1.(1):

Plater med krav til tetthet bør ha dobbelt så mye minimumsarmering som allminnelige konstruksjoner.

$$\rightarrow A_{s,min} = 2 \cdot 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d \geq 2 \cdot 0,0013 b \cdot d$$

Midtfelt:

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 2 \cdot 0,26 \cdot \frac{4,2}{500} \cdot 1000 \cdot 275 \geq 2 \cdot 0,0013 \cdot 1000 \cdot 275 \\ &= \underline{\underline{1201 \text{ mm}^2/\text{m}}} \geq 715 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{A_{s,min} \rightarrow A_s = 953 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

$$A_{c,midt} = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 350 \cdot 10^3 = \underline{\underline{14000 \text{ mm}^2/\text{m}}} > A_s$$

NA 9.3.1.1.(3)

$$s_{max,slab} = z_h \leq 250 \text{ mm} = \underline{\underline{250 \text{ mm}}}$$

HB185, 5.3.7.6.5

$$s_{max} = \underline{\underline{200 \text{ mm}}}$$

$$\underline{\underline{A_s = \phi 16 \text{ s } 160 \rightarrow A_s = 1257 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

$A_{s,min}$

Uttaget del

$$d = 525 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 2 \cdot 0,26 \cdot \frac{4,2}{500} \cdot 1000 \cdot 525 \geq 2 \cdot 0,0013 \cdot 1000 \cdot 525$$
$$= \underline{2293 \text{ mm}^2/\text{m}} \geq 1365 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 734 < A_{s,min} \rightarrow \underline{A_s = A_{s,min}}$$

$$A_{s,utstikk} = 600 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 600 \cdot 10^3 = \underline{24000 \text{ mm}^2/\text{m}} > A_s$$

NA. 9.3.11.(3)

HB 185, s. 3. 765

$$s_{max} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 200 \text{ mm}$$

Valgt armering:  $\underline{\underline{\phi 25 \leq 200 \rightarrow A_s = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}}}$



# SKJÆRKRAFT ULS

Utvæget del

Kantdrager + Rekkverk:

$$V_{kd+rw} = (8,5 + 1) \text{ kN/m} = \underline{9,5 \text{ kN/m}}$$

Flenstupp:

$$V_{g,f} = 10,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 \text{ m} = \underline{16,8 \text{ kN/m}}$$

Trafikklast:

IFL:

$$V_{IFL} = 5,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 \text{ m} = \underline{8,6 \text{ kN/m}}$$

Fra influensdiagr:

BL:

$$LM1: V_{BL}^{LM1} = \underline{169,7 \text{ kN/m}}$$

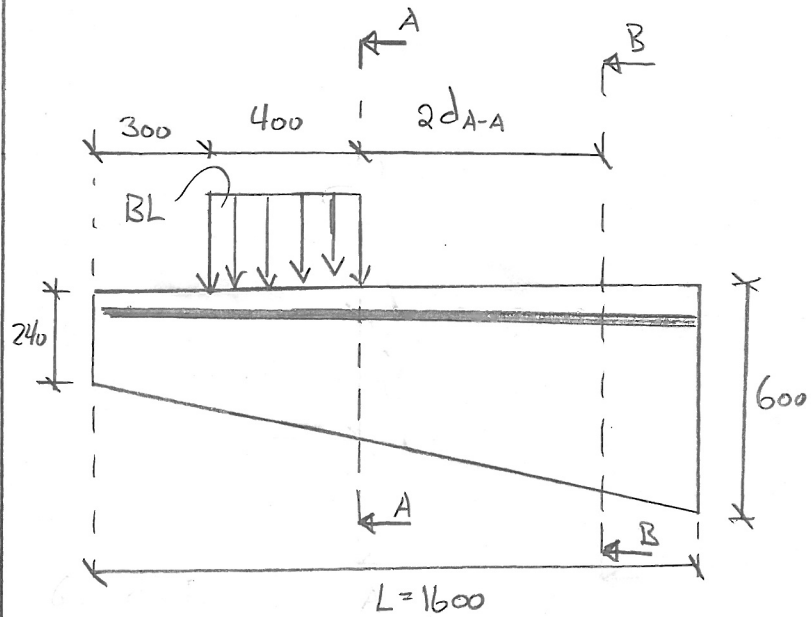
$$LM2: V_{BL}^{LM2} = \underline{136,8 \text{ kN/m}}$$

6.10 b)

$$V_{Ed,f} = 0,89 \cdot 1,35 \cdot (9,5 + 16,8) + 1,35 (8,6 + 169,7) \\ = \underline{\underline{273 \text{ kN/m}}}$$

KRITISK SNITT JED  
SKJÆRKRAFT KAP.

Utkraget del



$$\text{Generelt} : d = h - 75 \text{ mm}$$

$$h_{A-A} = 240 + \frac{600 - 240}{1600} (300 + 400) = \underline{397,5 \text{ mm}}$$

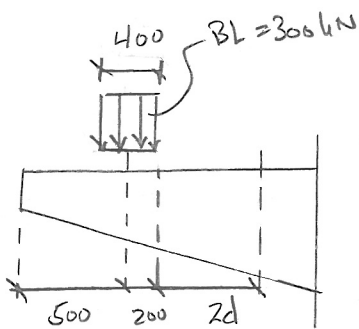
$$d_{A-A} = 397,5 - 75 = \underline{322,5 \text{ mm}}$$

$$h_{B-B} = 397,5 + \frac{600 - 240}{1600} \cdot 2 \cdot 322,5 = \underline{542,6 \text{ mm}}$$

$$d_{B-B} = 542,6 - 75 = \underline{\underline{467,6 \text{ mm} \approx 468 \text{ mm}}}$$

# SKJÆRTRYKKAP.

Utkraget det + Midtfelt,  $l = 5100$



$$f_{cd} = 31,7 \text{ kN/mm}^2$$

Plateutstikk: Krittisk snitt ved  $f_a$  BL = :

$$d = \underline{468 \text{ mm}}$$

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ct}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{55}{250} \right) = \underline{0,47}$$

$$V_{rd,cc} = 0,5 k_w d v f_{cd}$$

$$= 0,5 \cdot 1000 \cdot 322,5 \cdot 0,47 \cdot 31,7 = \underline{3420 \text{ kN/m}}$$

$$\underline{V_{rd,cc} > V_{Ed} = 204 \text{ kN/m}} \Rightarrow \underline{\underline{\text{Skjærtrykkap ok}}}$$

Felt: Krittisk snitt ved steg,  $d = \underline{275 \text{ mm}}$

$$V_{rd,cc} = 0,5 k_w d v f_{cd}$$

$$= 0,5 \cdot 1000 \cdot 275 \cdot 0,47 \cdot 31,7 = \underline{2010 \text{ kN/m}}$$

$$\underline{V_{rd,cc} > V_{Ed} = 212 \text{ kN/m}}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Skjærtrykkap ok}}}$$

# SKJÆRSTREKKAP.

Utbraget del + Midtfelt,  $l = 5100$

$$d = 468 \text{ mm}$$

$$k_2 = 0,18$$

$$A_{sL} = A_{s,min}$$

$$A_{s,min}^{utstikk} = 2337 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_L \cdot f_{ctk})^{1/3} \cdot l_{wd}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{f_{ct}} = \frac{0,18}{1,5} = \underline{0,12}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{468}} = \underline{1,65} < 2,0$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{l_{wd}} = \frac{2337}{1000 \cdot 468} = \underline{0,005} < 0,02$$

$$V_{Rd,c}^{utstikk} = 0,12 \cdot 1,79 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 55)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 468 = \underline{303 \text{ kN/m}}$$

$$\underline{V_{Rd,c} > V_{Ed} = 273 \text{ kN/m}}$$

⇒ ikke behov for skjærarmering

$$A_{s,min}^{utstikk} = 1201 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 275$$

Felt:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{l_{wd}} = \frac{1201}{1000 \cdot 275} = \underline{0,0044}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{275}} = \underline{1,85} < 2,0$$

$$V_{Rd,c}^{\text{Felt}} = 0,12 \cdot 1,85 \cdot (100 \cdot 0,0044 \cdot 55)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 275 = \underline{177 \text{ kN/m}}$$

$$\underline{V_{Rd,c} < V_{Ed} = 204 \text{ kN/m}}$$

⇒ Behov for skjærarmering

# NØDV. SKJÆRARMERING

Midtfelt,  $l = 5100$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$\cot \theta = 2,5$$

$$V_{Ed} = 212 \text{ kN/m}$$

EC 2-1-1, (6.8)

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

EC 2-1-1, 6.2.3 (1):  $z = 0,9d$

— " — NA. 6.2.3:  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$

$$\rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}$$

$$= \frac{212 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 275 \cdot 434 \cdot 2,5} = \underline{0,79 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm} \cdot \text{m}}}$$

Vertikal skjærm:

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha = 1,0$$

Minimumsarm:

$$S_{w,min} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = S_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

$$S_{w,min} = \frac{(0,1 \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{0,1 \sqrt{55}}{500} = \underline{0,00148}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 0,00148 \cdot 1000 \cdot 1 = \underline{1,48 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm} \cdot \text{m}}}$$

$$\text{Velger } \phi 12 \rightarrow a_s = \frac{12^2 \pi}{4} = \underline{113,1 \text{ mm}^2}$$

$$\text{Velger } s = d = 275 \text{ mm}$$

$$\text{antall} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{275} = \underline{3,64/m}$$

$$s = \frac{\text{antall} \cdot a_s}{\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min}} = \frac{3,64 \cdot 113,1}{1,48} = \underline{278,2 \text{ mm}}$$

$$A_{sw} = \underline{3,7 \phi 12 \text{ s } 275}$$

# REST STREKKFASTHET

0,5 vol.-% stålfiber

Velger 0,5% stålfiber

COIN 17, 3.2.2

$$f_{zk, res} = \eta_0 v_f \eta_1 \sigma_{fk, max} = \eta_0 v_f \sigma_{fk, mid}$$

$$v_f = \frac{V_f}{V_c} = 0,5\% = \underline{0,005}$$

$$\eta_0 = \underline{\frac{1}{3}}$$

$$\sigma_{fk, mid} = \underline{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{zk, res} = \frac{1}{3} \cdot 0,005 \cdot 500 = \underline{0,83 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{zd, res} = \frac{f_{zk, res}}{f_m} = \frac{0,83}{1,55} = \underline{\underline{0,53 \text{ N/mm}^2}}$$

NØDV. MINIMUMSARMERING  
MED 0,5 vol.-% FIBER

Midtfelt,  $l = 5100$

COIN 29, 6.4.2.3

$$A_c = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk, \text{res } 2,5} = 0,83 \text{ N/mm}^2$$

EL 2, 1-1, NA 9.2.1.1(1)

$$A_{s, \text{min}} \geq 0,26 A_c (f_{ctm} - 2,1 f_{tk, \text{res } 2,5}) / f_{yk}$$
$$A_{s, \text{min}} \geq 0,0013 A_c (1 - 2,1 f_{tk, \text{res } 2,5} / f_{ctm})$$

$$A_{s, \text{min}} \geq \left[ \begin{array}{l} 0,26 \cdot 350 \cdot 10^3 (4,2 - 2,1 \cdot 0,83) / 500 = \underline{447 \text{ mm}^2/\text{m}} \\ 0,0013 \cdot 350 \cdot 10^3 (1 - \frac{2,1 \cdot 0,83}{4,2}) = \underline{264 \text{ mm}^2/\text{m}} \end{array} \right]$$

$$A_{s, \text{min, bro}} = 2 \cdot A_{s, \text{min}}$$

$$\rightarrow A_{s, \text{min}} = 2 \cdot 447 \text{ mm}^2 = \underline{894 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

COIN 29, 6.4.2.3

$$s_{\text{max}} \leq 8 \cdot h \leq 1,2 \text{ m}$$

$$\rightarrow 8 \cdot h = 8 \cdot 350 = 2800 \geq 1,2 \text{ m} \rightarrow s_{\text{max}} = \underline{1200 \text{ mm}}$$

$$\underline{\underline{\text{Velger } \phi 16 \text{ s } 220 \rightarrow A_s = 914 \text{ mm}^2/\text{m}}}$$

MOMENT KAP FOR MINIMUMSARMERING  
+ 0,5 vol.-% FIBER

Midtfelt,  $l = 5100$

$$f_{cd} = 31,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{td, \text{resz}, 5} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

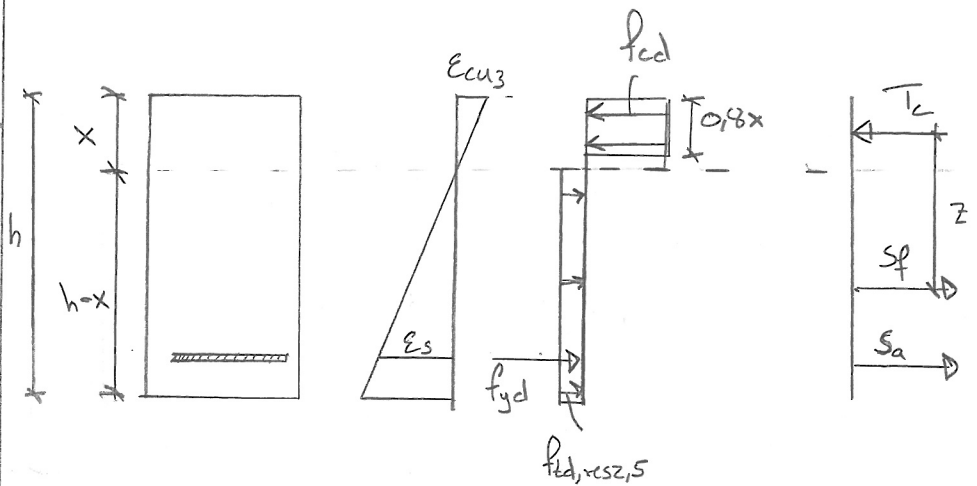
$$h = 350 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{min}} = 894 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$z = 0,5h + 0,1x$$



$$\sum F_x = 0$$

$$T_c = S_f + S_a$$

$$0,8x \cdot f_{cd} \cdot b = (h-x) \cdot b \cdot f_{td, \text{resz}, 5} + f_{yd} \cdot A_{s, \text{min}}$$

$$(0,8 f_{cd} + f_{td, \text{resz}, 5}) \cdot b \cdot x = f_{td, \text{resz}, 5} \cdot b \cdot h + f_{yd} \cdot A_{s, \text{min}}$$

$$x = \frac{0,53 \cdot 350 \cdot 10^3 + 434 \cdot 894}{(0,8 \cdot 31,1 + 0,53) \cdot 10^3} = \underline{\underline{22,6 \text{ mm}}}$$

$$M_{rd} = S_f \cdot z + S_a (d - 0,4x)$$

$$= (h-x) \cdot b \cdot f_{td, \text{resz}, 5} (0,5h + 0,1x) + f_{yd} \cdot A_{s, \text{min}} (d - 0,4x)$$

$$= (350 - 22,6) \cdot 10^3 \cdot 0,53 (0,5 \cdot 350 + 0,1 \cdot 22,6)$$

$$+ 434 \cdot 894 (275 - 0,4 \cdot 22,6)$$

$$= \underline{\underline{134 \text{ kNm/m}}}$$

$$\underline{\underline{M_{rd} > M_{ed} = 108 \text{ kNm/m}}}$$



NØDV. MINIMUMSARMERING  
MED 0,5 vol.-% FIBER

Uthæget del

$$A_c = 600 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \geq \left[ \begin{array}{l} 0,26 \cdot 600 \cdot 10^3 (4,2 - 2,1 \cdot 0,83) / 500 = 767 \text{ mm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \cdot 600 \cdot 10^3 \left( 1 - \frac{2,1 \cdot 0,83}{4,2} \right) = 456 \text{ mm}^2/\text{m} \end{array} \right]$$

$$A_{s,min,bro} = 2 \cdot 767 \text{ mm}^2/\text{m} = 1534 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{max} = 1200 \text{ mm}$$

Velges:  $\phi 20$  s 200  $\rightarrow A_s = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$G = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 525 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 31,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{td,rs2,5} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow T_c = S_f + S_a$$

$$0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = (h - x) \cdot b \cdot f_{td,rs2,5} + A_{s,min} \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{0,53 \cdot 10^3 \cdot 600 + 1571 \cdot 434}{(0,8 \cdot 31,1 + 0,53) \cdot 10^3} = 39,4 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = S_f \cdot z + S_a (d - 0,4x)$$

$$= (600 - 39,4) \cdot 10^3 \cdot 0,53 \cdot (0,5 \cdot 600 - 0,4 \cdot 39,4)$$

$$+ 434 \cdot 1571 (525 - 0,4 \cdot 39,4) = 435 \text{ kNm/m}$$

$M_{rd} > M_{Ed} = 159 \text{ kNm/m}$

# SKJÆRSTREKKAP MED 0,5 vol.-% FIBER

Midfelt,  $l = 5100$

COIN 29 , 6.2.6.2

Tilleggskap. fra fiber :

$$V_{ed,cf} = 0,6 f_{td,fas 25} \cdot b_w \cdot h$$

$$= 0,6 \cdot 0,53 \cdot 1000 \cdot 350 = \underline{111,3 \text{ kN/m}}$$

Skjærstrekkap uten skjærarmring: 177 kN/m

Total skjærstrekkap :

$$V_{rd,c} = V_{rd,ct} + V_{ed,cf} = 177 + 111 = \underline{288 \text{ kN/m}}$$

$$V_{rd,c} > V_{ed} = \underline{204 \text{ kN/m}}$$

→ Ikke behov for skjærarmring

# LASTER, SLS

SSV HB185

tab. 2.1

Kombinasjon 2:

$$\psi_1 = 0,5$$

Lastkombinasjon:

$$1,0 \cdot P + 1,0 \cdot D + \psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \sum \psi_1 \cdot Q_n$$

$$\text{Her: } 1,0 \cdot G + \psi_1 \cdot LM1$$

Utlagget del:

$$M_{SLS} = 1,0(15,2 + 13,4) + 0,5(6,9 + 85,3) \\ = \underline{74,7 \text{ kNm/m}}$$

$$V_{SLS} = 1,0(9,5 + 16,8) + 0,5(8,6 + 169,7) \\ = \underline{115,5 \text{ kN/m}}$$

$$M_{Kd+Rv} = -16,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_G = 15,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{JFL} = 14,6 \text{ "}$$

$$M_{BL} = 64,5 \text{ "}$$

$$V_G = 21,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{JFL} = 13,5 \text{ "}$$

$$V_{BL} = 124,4 \text{ "}$$

Felt: Fra fokus + influensdiagr.

$$M_{SLS} = 1,0(15 - 16,6) + 0,5(14,6 + 64,5) = \underline{38,1 \text{ kNm/m}}$$

$$V_{SLS} = 1,0 \cdot 21,2 + 0,5(8,1 + 124,4) = \underline{87,5 \text{ kN/m}}$$

# RISSMOMENT

Utvæget del

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 525 \text{ mm}$$

$$A_c = 600 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2293 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 38000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

Sørensen (5.13)

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{38000} = \underline{5,26}$$

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot 0,5h + \eta A_s d}{A_c + \eta A_s}$$
$$= \frac{600 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 600 + 5,26 \cdot 2293 \cdot 525}{600 \cdot 10^3 + 5,26 \cdot 2293} = \underline{304,4 \text{ mm}}$$

$$\bar{I}_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2$$
$$\approx \frac{1000 \cdot 600^3}{12} = \underline{18 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$\bar{I}_{s1} = A_s (d - \alpha d)^2 = 2293 (525 - 304,4)^2$$
$$= \underline{0,112 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

Rissmoment:

Sørensen (5.26)

$$M_r = \frac{\bar{I}_{c1} + \eta \bar{I}_{s1}}{h - \alpha d} f_{ctm} = \frac{(18 + 5,26 \cdot 0,112) \cdot 10^9}{600 - 304,4} \cdot 4,2$$
$$= \underline{264 \text{ kNm/m}}$$

$$M_r > M_{sLS} = 75 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Risser ikke}$$

# RISSMOMENT

Mittelfeld,  $l = 5100$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$A_s = 1201 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_c = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 38000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{38000} = \underline{5,26}$$

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

$$= \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 350 + 5,26 \cdot 1201 \cdot 275}{350 \cdot 10^3 + 5,26 \cdot 1201} = \underline{176,8 \text{ mm}}$$

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$\approx \frac{1000 \cdot 350^3}{12} = \underline{3,573 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$I_{s1} = A_s (d - \alpha d)^2$$

$$= 1201 (275 - 176,8)^2 = \underline{11,58 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$M_r = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} f_{ctm}$$

$$= \frac{3,573 \cdot 10^9 + 5,26 \cdot 11,58 \cdot 10^6}{350 - 176,8} \cdot 4,2 = \underline{88,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}$$

$$\underline{M_r > M_{sLS} = 38,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \rightarrow \text{Risser ibke}}$$

# RISSMOMENT

Midtfelt,  $h = 225 \text{ mm}$ ,  $l = 5100$

$$h = 225 \text{ mm}$$

$$d = 150 \text{ mm}$$

$$A_s = 1859 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_c = 225 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 38\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 5,26$$

Fra Excelark (vedlegg 2):  $A_s = 1859 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$\alpha_d = \frac{225 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 225 + 5,26 \cdot 1859 \cdot 150}{225 \cdot 10^3 + 5,26 \cdot 1859} = \underline{114,1 \text{ mm}}$$

$$\bar{I}_{c1} \approx \frac{1000 \cdot 225^3}{12} = \underline{0,949 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$\bar{I}_{s1} = 1859 (150 - 114,1)^2 = \underline{2,40 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$M_r = \frac{0,949 \cdot 10^9 + 5,26 \cdot 2,40 \cdot 10^6}{225 - 114,1} \cdot 4,2 = \underline{36,4 \text{ kNm/m}}$$

$$\underline{\underline{M_r < M_{sLS} = 38,1 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Risser}}}$$

# LANGTIDS E-MODUL

Midtfelt,  $l = 5100$

$$A_c = 225 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/m$$

$$l_0 = 7 d_{ogn}$$

$$E_{cm} = 38000 \text{ N/mm}^2$$

EC 2-1-1, fig 3.1 b)

$$u = 2 \cdot 1000 = \underline{2000 \text{ mm/m}}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{h_0} = \frac{2 \cdot 225 \cdot 10^3}{2000} = \underline{225 \text{ mm}}$$

$$\phi(\alpha, t) = 1,5$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\alpha, t)} = \frac{38000}{1 + 1,5} = \underline{15200 \text{ N/mm}^2}$$

$$E_{c,middel} = \frac{\sum M}{\sum \left( \frac{M_i}{E_{eff,i}} \right)}$$

$$M_g = 15,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{kd+rs} = -16,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{JFL} = 14,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{BL} = 64,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_a = 15,1 - 16,6 = \underline{-1,5 \text{ kNm/m}}$$

$$M_{\alpha} = 24,3 + 64,5 = \underline{79,1 \text{ kNm/m}}$$

$$E_{c,middel} = \frac{-1,5 + 79,1}{\frac{-1,5}{15200} + \frac{79,1}{38000}} = \underline{39135 \text{ N/mm}^2}$$

$$E_{c,middel} > E_{cm} = 38000 \text{ N/mm}^2$$

$\Rightarrow$  Bruker  $E_{cm}$  i videre beregninger

# BØYESTIVHET

Midtfelt,  $h = 225 \text{ mm}$ ,  $l = 5100$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c,middel} = 38\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 1857 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 150 \text{ mm}$$

Sørensen 5.2.2:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200\,000}{38\,000} = \underline{5,26}$$

$$\xi = \frac{A_s}{bd} = \frac{1857}{1000 \cdot 150} = \underline{0,0124}$$

$$\eta\xi = 5,26 \cdot 0,0124 = \underline{0,065}$$

$$\alpha = \sqrt{(2\xi)^2 + 2\eta\xi} - \eta\xi$$
$$= \sqrt{0,065^2 + 2 \cdot 0,065} - 0,065 = \underline{0,301}$$

Sørensen 5.3.2: Art. 2

(5.9)

$$I_c = \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b d^3$$
$$= \frac{1}{2} \cdot 0,301^2 \left(1 - \frac{0,301}{3}\right) \cdot 1000 \cdot 150^3 = \underline{137,53 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

(5.10)

$$EI = E_{c,middel} \cdot I_c$$
$$= 38\,000 \cdot 137,53 \cdot 10^6$$
$$= \underline{\underline{5,22 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}}}$$



# ARMERINGSSPENNING + TØYNINGSDIFFERANSE

Midtfelt,  $h = 225 \text{ mm}$ ,  $l = 5100$

$$M_{sLS} = 38,1 \text{ kNm/m}$$

$$\alpha = 0,301$$

$$d = 150 \text{ mm}$$

$$EI = 5,22 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 1859 \text{ mm}^2/\text{m}$$

EC2, fig 7.1

NA 7.3.4

Braker  $\phi = 20 \text{ mm}$

EC2 (7.9)

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$k_t = 0,4$$

$$\alpha_c = 5,26$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

Armeringsspenning: Sørensen (5.55)

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \frac{M(1-\alpha)d}{EI} \\ &= 200\,000 \cdot \frac{38,1 \cdot 10^6 (1-0,301) \cdot 150}{5,22 \cdot 10^{12}} = \underline{153,1 \text{ N/mm}^2} \end{aligned}$$

Rissviddebergn. EC2-1-1, 7.3.4:

$$\begin{aligned} h_{c,eff} &= \min \{ 2,5(h-d); (h-\alpha d)/3; \gamma_z \} \geq (h-d+1,5\phi) \\ &= \min \{ 187,5; 59; 112,5 \} \geq \underline{105} \end{aligned}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \cdot 105 = \underline{105 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$s_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1859}{105 \cdot 10^3} = \underline{0,0177}$$

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

$$= \frac{168,3 - 0,4 \frac{4,2}{0,0177} (1 + 5,26 \cdot 0,0177)}{200\,000} \geq 0,6 \frac{153,1}{200\,000}$$

$$= 3,23 \cdot 10^{-4} \geq 4,59 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow E_{sm} - E_{cm} = \underline{4,59 \cdot 10^{-4}}$$

# RISSVIDDE

Midthelt,  $h = 225 \text{ mm}$ ,  $\rho = 5100$

EC2 (7.11)

Braker  $\phi 20$

$c = 65 \text{ mm}$

$k_1 = 0,8$

$k_2 = 0,5$

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

} NA.7.3.4

$s_{p,eff} = 0,0177$

EC2, (7.8)

$E_{sm} - E_{cm} = 4,59$

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

$$= 3,4 \cdot 65 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20 / 0,0177 = \underline{413,1 \text{ mm}}$$

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

$$= 413,1 \cdot 4,59 \cdot 10^{-4} = \underline{0,19 \text{ mm}}$$

$$w_k \leq w_{k,max} = 0,20 \text{ mm}$$

Rissviddekrav tilfredsstillt

# NØDV. ARMERING

Midtfelt,  $l = 6300 \text{ mm}$

Fra lastanalyse og kombinasjon:

$$M_{Ed} = 192 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sLS} = 96 \text{ kNm/m}$$

ULS:

$$z = \left(1 - 0,17 \frac{M_{Ed}}{M_{EdA}}\right) d = \left(1 - 0,17 \frac{192}{588}\right) 275 = \underline{259,7 \text{ mm}}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{192 \cdot 10^6}{259,7 \cdot 434} = \underline{1703 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 2 \cdot 0,126 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \geq 0,0013 b d$$

$$= 2 \cdot 0,126 \cdot \frac{4,2}{500} \cdot 1000 \cdot 275 = \underline{1201 \text{ mm}^2/\text{m}} > 358 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s_{max} = 200$$

$$\underline{A_{s,reqd} = 1703 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

# RISSMOMENT

Midtfelt,  $l = 6300$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$A_s = 1703 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_c = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 38\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 5,26$$

$$\alpha_d = \frac{A_c \cdot 0,5h + \eta A_s d}{A_c + \eta A_s}$$

$$= \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 350 + 5,26 \cdot 1703 \cdot 275}{350 \cdot 10^3 + 5,26 \cdot 1703} = \underline{177,5}$$

$$\bar{I}_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \alpha_d - \frac{h}{2} \right)^2 \approx \frac{1000 \cdot 350^3}{12} = \underline{3,573 \cdot 10^9 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}}$$

$$\bar{I}_{s1} = A_s (d - \alpha_d)^2 = 1703 (275 - 177,5)^2 = \underline{16,19 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$M_r = \frac{\bar{I}_{c1} + \eta \bar{I}_{s1}}{h - \alpha_d} f_{ctm}$$

$$= \frac{3,573 \cdot 10^9 + 5,26 \cdot 16,19 \cdot 10^6}{350 - 177,5} \cdot 4,2 = \underline{89,1 \text{ kNm/m}}$$

$M_r < M_{sLS} = 96 \text{ kNm/m} \rightarrow$  Riss oppstår

# BEREGNING AV MIDLERE E-MODUL

Midtfelt,  $l = 6300$

$$E_{c,eff} = 15200 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 38000 \text{ N/mm}^2$$

$$M_G = 27,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_Q = 115,5 \text{ kNm/m}$$

$$E_{c,middel} = \frac{\sum M_i}{\sum \left( \frac{M_i}{E_{eff,i}} \right)}$$

$$= \frac{27,1 + 115,5}{\frac{27,1}{15200} + \frac{115,5}{38000}} = 29571 \text{ N/mm}^2$$

Sørensen 5.2.2

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{29571} = 6,763$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1703}{1000 \cdot 275} = 0,00619$$

$$\eta \rho = 6,763 \cdot 0,00619 = 0,0419$$

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

$$= \sqrt{0,0419^2 + 2 \cdot 0,0419} - 0,0419 = 0,251$$

Sørensen 5.3.2

Art 2

$$I_c = \frac{1}{2} \alpha^2 \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) b d^3 = \frac{1}{2} \cdot 0,251^2 \left( 1 - \frac{0,251}{3} \right) \cdot 1000 \cdot 275^3$$

$$= 0,6 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}$$

$$EI = E_{c,middel} \cdot I_c$$

$$= 29571 \cdot 0,6 \cdot 10^9 = 1,775 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

ARMERINGSSPENNING  
 + TØYNINGSDIFFERANSE  
 Midtfelt,  $l = 6300$

$$M_{sks} = 96 \text{ kNm/m}$$

$$\alpha = 0,251$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$EI = 1,775 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2/\text{m}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

Sørensen (S.55):

$$\sigma_s = E_s \frac{M(1-\alpha)d}{EI}$$

$$= \frac{200\,000 \cdot 96 \cdot 10^6 (1-0,251) \cdot 275}{1,775 \cdot 10^{13}} = \underline{\underline{222,8 \text{ N/mm}^2}}$$

Rissvidde: EC2-1-1, 7.3.4:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d); (h-d)/3; \frac{h}{2} \right\} \geq h-d + 1,5\phi$$

$$= \min \{ 187,5; 93,7; 175 \} \geq \underline{105}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = \underline{105 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$s_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1703}{105 \cdot 10^3} = \underline{0,0162}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{s_{p,eff}} (1 + \alpha_e s_{p,eff})}{E_s}$$

$$= \frac{222,8 - 0,4 \cdot \frac{4,2}{0,0162} (1 + 6,76 \cdot 0,0162)}{200\,000}$$

$$= \underline{\underline{5,39 \cdot 10^{-4}}}$$

Brukes  $\phi 20$

$$f_{ct,eff} = f_{ct,m} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$k_t = 0,4$$

$$\alpha_e = 6,76$$

# SVINNTØYNING

Midtfelt,  $l = 6300$

Braker:

$$RH = 80\%$$

$$t = \infty$$

$$h_0 = 350 \text{ mm}$$

$$f_{cm} = 63 \text{ N/mm}^2$$

$$RH_0 = 100\%$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_{ds1} = 4 \\ \alpha_{ds2} = 0,12 \end{array} \right\} \text{Normal sement}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

EC2-1-1, 3.1.4:

Annex B:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{80}{100} \right)^3 \right] = \underline{0,756}$$

$$\begin{aligned} E_{cd,0} &= 0,85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{\left( -\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ &= 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot 4) e^{\left( -0,12 \cdot \frac{63}{10} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 0,756 \\ &= \underline{1,99 \cdot 10^{-4}} \end{aligned}$$

EC2-1-1, tab 3.3 Linear interpolation:

$$k_h = 0,75 - \frac{(0,75 - 0,70)}{500 - 300} \cdot (350 - 300) = \underline{0,738}$$

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

$$t = \infty \rightarrow \beta(\infty, t_s) = \underline{1,0}$$

$$E_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot E_{cd,0}$$

$$= 1,0 \cdot 0,738 \cdot 1,99 \cdot 10^{-4} = \underline{1,47 \cdot 10^{-4}}$$

# SVINNTØYNING

forts.

$$f_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$$

$$t = \infty$$

EC 2-1-1, 3.1.4:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,12 t^{0,5})}$$

$$t = \infty \rightarrow \beta_{as}(\infty) = \underline{1,0}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{ca}(\infty) &= 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ &= 2,5(55 - 10) \cdot 10^{-6} = \underline{1,13 \cdot 10^{-4}} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty)$$

$$= 1,0 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} = \underline{1,13 \cdot 10^{-4}}$$

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

$$= (1,147 + 1,13) 10^{-4} = \underline{\underline{2,60 \cdot 10^{-4}}}$$



RISSANSTAND  
+ RISSVIDDE  
Midtfelt,  $l = 6300$

EC2 (7.11)

Braker  $\varnothing 20$

$$c = 65 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$\left. \begin{array}{l} k_3 = 3,4 \\ k_4 = 0,425 \end{array} \right\} \text{NA 7.3.4}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 5,39 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs} = 2,6 \cdot 10^{-4}$$

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

$$= 3,4 \cdot 65 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20 / 0,0162 = \underline{430,9 \text{ mm}}$$

$$w_k = [(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) + \epsilon_{cs}] s_{r,max}$$

$$= [(5,39 + 2,6) \cdot 10^{-4}] \cdot 430,9 = \underline{0,34 \text{ mm}}$$

$$w_k > w_{k,max} = 0,20 \text{ mm}$$

→ Rissviddekrav ikke tilfredsstillt

# REDUKSJON AV RISSJIDDE I ØKT ARMERINGSMENNGDE

Middelfelt,  $l = 6300$

HB185, S. 3.7.6.5

$$\text{Fra ULS: } A_s = 1703 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi_{\min} = 12 \text{ mm}, S_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$\phi 20 \leq 180 \rightarrow A_s = \underline{1745 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$A_s = 1745 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \underline{w_k = 0,34 \text{ mm}}$$

$$\phi 20 \leq 110 \rightarrow A_s = \underline{2856 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$\rightarrow \underline{w_k = 0,20}$$

Excelark  
(vedlegg 2)

Kontroll:

$$\alpha d = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 350 + 5,26 \cdot 2856 \cdot 275}{350 \cdot 10^3 + 5,26 \cdot 2856} = \underline{179,1 \text{ mm}}$$

$$\bar{I}_{c1} = \frac{1}{12} 1000 \cdot 350^3 + 1000 \cdot 350 (179,1 - 175)^2 = \underline{3,58 \cdot 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$\bar{I}_{s1} = 2865 (275 - 179,1)^2 = \underline{26,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$M_r = \frac{3,58 \cdot 10^9 + 5,26 \cdot 26,3 \cdot 10^6}{350 - 179,1} \cdot 4,2 = \underline{91,4 \text{ kNm}/\text{m}}$$

$$\underline{M_r < M_{sLS} = 96,4 \text{ kNm}/\text{m} \rightarrow \text{Risser}}$$

$$\begin{aligned} h &= 350 \text{ mm} \\ d &= 275 \text{ mm} \\ \rho &= 1000 \text{ mm}/\text{m} \\ \eta &= 5,26 \end{aligned}$$

# RISSVIDDE MED

$\phi 20 \text{ s } 110$

Midtfelt,  $l = 6300$

$$\eta = 6,76$$

$$A_s = 2856 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$b = 1000 \text{ mm}/\text{m}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$E_{c, \text{middel}} = 29571$$

$$s = \frac{2856}{1000 \cdot 275} = \underline{0,0104}$$

$$\eta s = 6,76 \cdot 0,0104 = \underline{0,0703}$$

$$\alpha = \sqrt{0,0703^2 + 2 \cdot 0,0703} - 0,0703 = \underline{0,311}$$

$$I_c = 0,5 \cdot 0,311^2 \left(1 - \frac{0,311}{3}\right) 1000 \cdot 275^3 = \underline{901,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

$$EI = 901,5 \cdot 10^6 \cdot 29571 = \underline{2,67 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2/\text{m}}$$

$$M_{SLS} = 96,4 \text{ kNm}/\text{m}$$

$$\sigma_s = 200000 \cdot \frac{96,4 \cdot 10^6 \cdot (1 - 0,311) \cdot 275}{2,67 \cdot 10^{13}} = \underline{136,8 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{c, \text{eff}} = 105000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{p, \text{eff}} = \frac{2856}{105000} = \underline{0,0272}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{136,8 - 0,4 \cdot \frac{4,2}{0,0272} (1 + 6,76 \cdot 0,0272)}{200000} = \underline{3,18 \cdot 10^{-4}}$$

$$\epsilon_{cs} = 2,6 \cdot 10^{-4}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) + \epsilon_{cs} = (3,18 + 2,6) = \underline{5,78 \cdot 10^{-4}}$$

$$0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{136,8}{200000} = \underline{4,10 \cdot 10^{-4}}$$

RISSVIDDE

Ø20 s110

forts.

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

$$c = 65 \text{ mm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$s_{p, \text{eff}} = 0,0272$$

$$(E_{sm} - E_{cm}) + E_{cs} = 5,78 \cdot 10^{-4}$$

$$s_{r, \text{max}} = \frac{3,4 \cdot 65 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20}{0,0272} = \underline{\underline{346,0 \text{ mm}}}$$

$$w_k = 5,78 \cdot 10^{-4} \cdot 346,0 = \underline{\underline{0,20 \text{ mm}}}$$

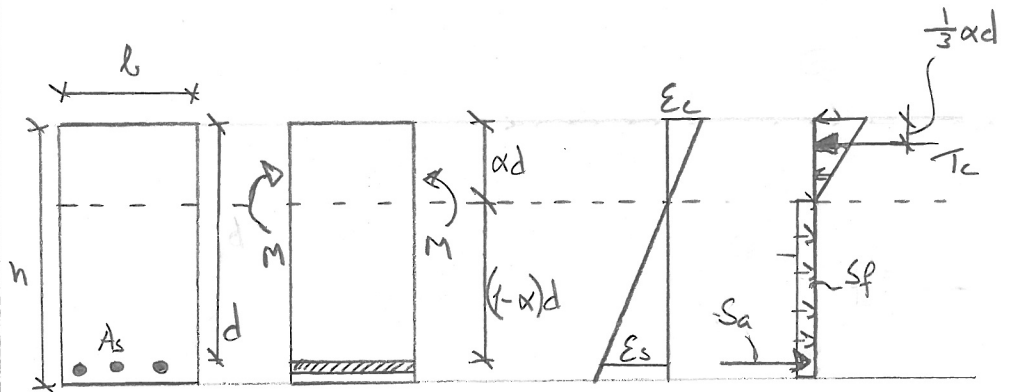
$$w_k \leq w_{k, \text{max}} = 0,20 \text{ mm}$$

⇒ Rissviddekrav tilfredsstillt ved

bruk av Ø20 s110 ( $A_s = 2856 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

# BEREGNINGSMODELL ARMERT FIBERBETONG

## Beregningsmodell Stadium II



Absciell liberekt:

$$\sum \bar{F}_x = 0$$

$$T_c - S_a - S_f = 0$$

$$\frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - \sigma_s A_s - (h - \alpha d) \cdot b \cdot f_{th, res 2,5} = 0$$

$$\frac{1}{2} E_c \epsilon_c \alpha d b - E_s \epsilon_s A_s - (h - \alpha d) \cdot b \cdot f_{th, res 2,5} = 0$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \left[ \frac{(1-\alpha)d}{\alpha d} \right] = \underline{\underline{\epsilon_c \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)}}$$

$$\underline{\underline{\frac{1}{2} E_c \epsilon_c \alpha d b - E_s \epsilon_c \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) A_s - (h - \alpha d) \cdot b \cdot f_{th, res 2,5} = 0}}$$

$$N = A \cdot \sigma$$

Hookes lov

MOMENT KAP MED 0,5 VOL-% FIBER

$$+ \phi 20 \leq 220 \rightarrow A_s = 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Midtfelt, } l = 6300 \text{ mm}$$

$$f_{td, res 2,5} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 31,1 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = 350 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$x = \frac{f_{td, res 2,5} A_c + f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} + f_{td, res}}$$

$$= \frac{0,53 \cdot 350 \cdot 10^3 + 434 \cdot 1428}{(0,8 \cdot 31,1 + 0,53) \cdot 10^3} = \underline{\underline{31,7 \text{ mm}}}$$

$$M_{rd} = f_{td, res 2,5} (h-x) b (0,5h + 0,1x) + f_{yd} \cdot A_s (d - 0,4x)$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm/m}$$

$$= [0,53 (350 - 31,7) \cdot 1000 (0,5 \cdot 350 + 0,1 \cdot 31,7) + 434 \cdot 1428 (275 - 0,4 \cdot 31,7)] \cdot 10^{-6} = \underline{\underline{192,6 \text{ kNm/m}}}$$

$$\underline{\underline{M_{rd} > M_{Ed} = 191,8 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{ok}}}$$

RISSVIDDE MED 0,5 VOL-% FIBER

$$+ \phi 20 \leq 220 - B A_s = 1428 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Midtfelt,  $l = 6300 \text{ mm}$

Fra excel 'solver' med  $A_s = 1428$ ,  $\phi 20$ :

$$\epsilon_c = 0,00033 \rightarrow \alpha = 0,2756 \rightarrow \underline{M_{red} = 96,0 \text{ kNm/m}}$$

$$\Rightarrow \underline{w_k = 0,191 \text{ mm}}$$

Kontroll

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{c,eff} = 105\,000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$f_{ctm} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_c = 6,76$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 3,3 \cdot 10^{-4} \left( \frac{1-0,2756}{0,2756} \right) = \underline{8,67 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s = 200\,000 \cdot 8,67 \cdot 10^{-4} = \underline{173,5 \text{ N/mm}^2}$$

$$s_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1428}{105\,000} = \underline{0,0136}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{s_{p,eff}} (1 + \alpha_c s_{p,eff})}{E_s}$$

$$= \frac{173,5 - 0,4 \cdot \frac{4,2}{0,0136} (1 + 6,76 \cdot 0,0136)}{200\,000} = \underline{1,93 \cdot 10^{-4}}$$

$$k_5 = 1 - \left( \frac{f_{tk, res 2,5}}{f_{ctm}} \right) = 1 - \frac{0,83}{4,2} = \underline{0,802}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 k_2 k_4 k_5 \phi / s_{p,eff}$$
$$= 3,4 \cdot 65 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 0,802 \cdot 20 / 0,0136 = \underline{421,5 \text{ mm}}$$

$$w_k = \left[ (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) + |\epsilon_{cs}| \right] s_{r,max}$$
$$= (1,93 + 2,6) \cdot 10^{-3} \cdot 421,5 = \underline{0,19 \text{ mm}}$$

$$w_k < w_{k,max} = 0,70 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Rissvidde krav til Rødsstift med  $\phi 20 \leq 220$