

Dimensjonering av betongdekket til Hamnevegen bru

Structural Design of the Concrete Slab of Hamnevegen Bridge

Trondheim Mai 2022

Hege Andersen
Celine Spånberg
Hilde Bjørsmo Østeraas

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Bjørnar Melby

Prosjektnr.:
2022-22

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

Som bacheloroppgave har gruppen bestemt i samråd med ekstern og intern veileder å skrive en oppgave som er direkte knyttet til en betongbru i Verdal. Brua består av en tofeltsvei og gangvei, og den knytter E6, et industriområde og sentrum i Verdal sammen. Dette er dermed en veldig trafikkert bru som er utsatt for mye tungtrafikk, og ettersom den i tillegg har fire spenn, kan den bli en utfordring å regne på.

Målet med prosjektet er å finne best mulig løsning på dimensjoneringen av Hamnevegen bru over E6 i Verdal. I begynnelsen av oppgaven skal vi se på ulike lasttilfeller og finne de mest kritiske momentene og skjærkreftene. Dette innebærer at vi må forstå statikken til brua og hvilke laster den blir utsatt for. Ut fra det vi anslår som de mest kritiske lasttilfellene, skal vi dimensjonere brudekket. Brudekket skal dimensjoneres med både slakkarmering og spennarmering. Deretter skal vi sammenligne og reflektere over hva som er den beste løsningen for brua i Verdal.

For å holde dimensjoneringen så reell som mulig, kommer vi til å ta utgangspunkt i de målsatte tegningene og snittene vi har fått av Hamnevegen bru. Dette, sammen med en befarings, gir oss målene og utformingen av brua. Vårt hovedfokus vil dermed bli å finne nødvendig armeringsmengde i brudekket, samt opprettholde de kravene som stilles til betongen. Dimensjoneringen skal ivareta kravene gitt i Eurokode og Nasjonalt tillegg.

Stikkord fra prosjektet:

Brudimensjonering, betongdekke, bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand, slakkarmering, spennarmering, strekkarmering, trykkarmering, skjærarmering, nedbøying, riss, spenninger.

i) Forord

Denne oppgaven er skrevet i samarbeid mellom tre studenter fra studieretningen bygg og miljø med fordypning innenfor konstruksjonsteknikk. Rapporten markerer avslutningen for bachelorgraden ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, NTNU, i Trondheim.

Hovedmålet med oppgaven var å få inngående kunnskap i et tema som inneholder flere elementer som har stått sentralt i undervisningsplanen for byggingeniørstudiet, da hovedsakelig knyttet til konstruksjonsdelen. Kunnskap relatert til fagområder som mekanikk og betongkonstruksjoner har vært høyst relevant for gjennomføringen av rapporten. Resultatet skal gjenspeile en ingeniørfaglig problemstilling som blir diskutert, dette gjennom dokumentasjon i form av beregninger og faglig teori.

Samarbeid har vært en viktig faktor for utførelsen av oppgaven. Som et resultat av et stort beregningsarbeid som grunnlag for refleksjon, har et metodisk arbeid spilt en betydelig rolle. Hyppige møter og utarbeidelse av statusrapporter var tiltak som ble tatt i bruk for å kartlegge framdriften av arbeidet. Gruppen har dermed i stor grad sett viktigheten av god kommunikasjon og samhandling for å kunne utføre et større prosjekt på en tilfredsstillende måte.

Videre ønsker gruppen å rette en stor takk til vår interne veileder fra NTNU, Arne Mathias Selberg, og eksterne veileder fra NOKR, Bjørnar Melby. Med god veiledning både før og underveis i arbeidet med bacheloroppgaven, har vi i gruppen fått oppleve en større faglig forståelse og gode erfaringer med næringslivet som vi vil ta med oss videre.

Trondheim, 20. mai 2022

Hege Andersen

Hege Andersen

Celine Spånberg

Celine Spånberg

Hilde B. Østeraas

Hilde Bjørsmo Østeraas

ii) Sammendrag på engelsk

In our bachelor thesis, we wanted to do a structural design of a concrete bridge. After conversations with our internal supervisor in October/November 2021, we decided to go for Hamnevegen bridge in Verdal. To narrow down the thesis, we decided to dimension only the concrete slab of the bridge, but we wanted to do the structural design with both normal and prestressed reinforcement to determine the best alternative for this construction.

Planning of the project and necessary preliminary work began in January 2022 and lasted for two months. Then, in March, we started the design process by defining the statics of the construction, followed by studying different relevant load cases. A computer program is usually used for load calculations by simulating different load cases to find the worst combination of loads for the construction. Not having access to this kind of program, all calculations regarding the structural design have been done almost without the help of computer programs. The only exception is Focus Construction – a FEM (finite element method) program used for modelling the selected load cases giving out the bending moment and shear force diagrams. The results from Focus have been verified by manual calculations.

The requirements given in Eurocode and by Statens Vegvesen have changed since the bridge was built in the 1970's, traffic loads have increased, and the construction industry has gone digital. In our thesis, we have chosen to follow only the requirements given in Eurocode. We have, in addition, made various simplifications in order to make it possible to do the necessary calculations by hand. The combination of all these factors may cause differences between our results and the original results from the 70's.

As a simplification, we pictured the concrete slab as two separate and independent beams, one in the longitudinal direction and the other transversal. Calculations of one beam were made regardless of the other. Both the longitudinal and the transversal beam were checked for the ultimate limit state (ULS) and the serviceability limit state (SLS). Necessary reinforcement, both normal and prestressed, was calculated according to the requirements given by Eurocode 2. For the SLS-calculations, i.e. deflection, cracking and stresses, "Betongkonstruksjoner" by Sørensen was frequently used as supporting literature in addition to Eurocode 2.

Based on our calculations with multiple simplifications, we concluded that the longitudinal beam should be prestressed, while normal reinforcement was considered the best option for the transversal beam. This is favorable not only to avoid a strongly oversized quantity of reinforcement, but also regarding practical reasons for building the construction, which in

reality is a slab. The SLS-calculations showed that the maximum deflection requirement was not satisfied for two of the spans for the longitudinal beam using normal reinforcement, while all the deflection requirements were within the limits for prestressed reinforcement. Cracking was considered within the limits for normal reinforcement, but the tension stresses were above the allowed value. Calculation of stresses for prestressed reinforcement in stage I, uncracked section, proved that the tension stresses were below the maximum allowed value. Therefore, stage II, cracked section, has not been calculated to limit our project. As shear reinforcement, we decided to use shear links $2\phi 16$, although the calculations were based on $2\phi 10$, since $\phi 16$ is a more common shear diameter for bridge constructions.

The final report presents a more detailed description of the methodical design of the bridge, as well as explanations of all the simplifications that have been made. At the end of the report, we have reflected upon our choices and in what way they have influenced our calculations and results. Furthermore, we have reflected on what could have been done differently in order to get a more precise result. We have also mentioned various factors that have been disregarded to limit our thesis. Normally, these factors would have been taken into consideration. A brief reflection on their influence has therefore been included.

iii) Innholdsfortegnelse

i) Forord	1
ii) Sammendrag på engelsk	2
iii) Innholdsfortegnelse	4
a) Tabelloversikt.....	5
b) Figuroversikt.....	6
c) Vedleggsoversikt.....	7
1.0 Innledning	8
1.1 Bakgrunn for valg av oppgave	8
1.2 Avgrensninger	8
1.3 Oppgavens innhold og oppbygning	8
2.0 Statikk	10
3.0 Lastberegninger.....	15
4.0 Dimensjonering.....	26
4.1 Slakkarmering	27
4.1.1 Tverretning	27
4.1.2 Lengderetning.....	31
4.2 Spennarmering	34
4.2.1 Tverretning	34
4.2.2 Lengderetning.....	42
5.0 Refleksjon av resultater.....	48
6.0 Konklusjon.....	55
7.0 Referanser	57

a) Tabelloversikt

Tabell 1: Lastverdier for egenvekt	16
Tabell 2: Lastverdier for rekkverk	16
Tabell 3: Karakteristiske lastverdier for kjørefelt	18
Tabell 4: Lastverdier for kjørefelt	19
Tabell 5: Lastverdier for gangtrafikk	19
Tabell 6: Lastverdier for gangtrafikk, med og uten samtidig trafikklast	20
Tabell 7: Lastverdier for tjenestekjøretøy	20
Tabell 8: Dimensjonerende verdier i tverretning	27
Tabell 9: Nedbøying i tverretning for slakkarmering	30
Tabell 10: Dimensjonerende verdier i lengderetning	31
Tabell 11: Nedbøying i lengderetning for slakkarmering	33
Tabell 12: Dimensjonerende verdier i tverretning	34
Tabell 13: Nødvendig oppspenningskraft i tverretning	36
Tabell 14: Tillatte spenninger i tverretning	38
Tabell 15: Spenninger i tverretning pga. forspenningen	38
Tabell 16: Korttidsspenninger i tverretning pga. oppspenningskraft, egenvekt og rekkverk	39
Tabell 17: Langtidsspenninger i tverretning pga. oppspenningskraft, egenvekt, rekkverk og trafikklast	39
Tabell 18: Prosentvis reduksjon av spennkraft for tverretningen	40
Tabell 19: Nedbøying i tverretning for spennarmering	41
Tabell 20: Dimensjonerende verdier i lengderetning	42
Tabell 21: Nødvendig oppspenningskraft i lengderetning	43
Tabell 22: Tillatte spenninger i lengderetning	45
Tabell 23: Spenninger i lengderetning pga. forspenning	45
Tabell 24: Korttidsspenninger i lengderetning pga. oppspenningskraft og egenvekt	45
Tabell 25: Langtidsspenninger i lengderetning pga. oppspenningskraft, egenvekt og trafikklast	46
Tabell 26: Reduksjon av spennkraft for lengderetningen	46
Tabell 27: Nedbøying i lengderetning for spennarmering	47

b) Figuroversikt

Figur 1: Skisse av statikken til brua i tverretning ved søylene, akse B, C og D.....	11
Figur 2: Skisse av statikken til brua i tverretning ved landkarene, akse A og E	11
Figur 3: Skisse av statikken til brua i lengderetning.....	12
Figur 4: Skisse av statikken til bjelken i tverretning ved søylene, akse B, C og D	13
Figur 5: Skisse av statikken til bjelken i tverretning ved landkarene, akse A og E.....	13
Figur 6: Skisse av statikken til bjelken i lengderetning	13
Figur 7: Skisse av tverrsnittet til bjelkene i tverretning og lengderetning	14
Figur 8: Skisse av last i tverretning som følge av konstruksjonens egenvekt, bruddgrensetilstand.	21
Figur 9: Skisse av last i tverretning som følge av rekkverk, bruddgrensetilstand.	21
Figur 10: Skisse av last i tverretning i henhold til lastmodell 4, bruddgrensetilstand.	21
Figur 11: Skisse av lastkombinasjon av trafikklast i kjørebane og tjenestekjøretøy i gangfeltet, bruddgrensetilstand.	22
Figur 12: Skisse av last i lengderetning som følge av konstruksjonens egenvekt, bruddgrensetilstand.	22
Figur 13: Skisse av last i lengderetning som følge av trafikklast, bruddgrensetilstand.....	22
Figur 14: Skisse av last i lengderetning som følge av gangtrafikk, bruddgrensetilstand	23
Figur 15: Skisse av tverrsnitt med slakkarmering i tverretning, i feltene	28
Figur 16: Skisse av oppriss med slakkarmering i tverretning	28
Figur 17: Skisse av tverrsnitt med slakkarmering i lengderetning, i feltene	32
Figur 18: Skisse av oppriss med slakkarmering i lengderetning	32
Figur 19: Skisse av tverrsnitt med spennarmering i tverretning, midt i felt 2 og 3	37
Figur 20: Skisse av oppriss med spennarmering i tverretning	37
Figur 21: Skisse av tverrsnitt med spennarmering i lengderetning, midt i feltene	44
Figur 22: Skisse av oppriss med spennarmering i lengderetning	44
Figur 23: Skisse av valgt armering i tverretning.....	56
Figur 24: Skisse av valgt armering i lengderetningen	56

c) Vedleggsoversikt

Vedlegg 1: Symbolliste

Vedlegg 2: Målsatt tegning av brua

Vedlegg 3: Lastdiagrammer i bruddgrensetilstand

Vedlegg 4: Lastberegninger

Vedlegg 5: Momentdiagrammer i bruksgrensetilstand

Vedlegg 6: Momentdiagrammer i bruddgrensetilstand, kun jevnt fordelte laster

Vedlegg 7: Generelle formler og verdier

Vedlegg 8: Dimensjonering av slakkarmering, tverretning

Vedlegg 9: Dimensjonering av slakkarmering, lengderetning

Vedlegg 10: Dimensjonering av spennarmering, tverretning

Vedlegg 11: Dimensjonering av spennarmering, lengderetning

Vedlegg 12: Nye beregninger av skjærarmering med $\phi 16$

Vedlegg 13: Artikkel

Vedlegg 14: Poster

1.0 Innledning

1.1 Bakgrunn for valg av oppgave

Kravene som stilles til dimensjonering av ulike konstruksjoner er mye strengere i dag enn det de var for 50 år siden. Dette skyldes blant annet at det kontinuerlig opparbeides mer og mer kunnskap innen dette feltet. Resultatet av dette er at konstruksjoner som ble bygget for 50 år siden muligens ikke tilfredsstiller kravene som stilles i dagens regelverk, og at de derfor kanskje hadde blitt dimensjonert annerledes i dag. På bakgrunn av dette ville vi skrive en oppgave hvor vi sammenlignet to typer armering i en eksisterende betongkonstruksjon, for å finne ut hvilken type armering som ville vært mest gunstig å bruke, ut ifra dagens krav til dimensjonering. Som et forslag til oppgaven, nevnte ekstern veileder Hamnevegen bru. Hamnevegen bru over E6 i Verdal er en betongbru som ble bygget på 1970-tallet, altså rundt 50 år siden. Vi synes det virket interessant å finne ut hvilken type armering som passet best til betongdekket til denne brua, ved å ta utgangspunkt i de faktiske dimensjonene og dimensjonere den ut ifra regelverket som gjelder i dag.

1.2 Avgrensninger

For å avgrense oppgaven har vi valgt å ta utgangspunkt i det som står i Eurokode sine standarder og valgt å se bort ifra håndbøkene til Statens vegvesen. Reelt sett burde begge blitt brukt for å dimensjonere bruplata, ettersom dette ville gitt et mer korrekt resultat med tanke på oppgaven vår, men da hadde også oppgaven blitt mye mer tidkrevende. Vi har også begrenset tilgang på beregningsprogrammer, noe som resulterte i at de fleste beregninger har blitt gjort for hånd. I den forbindelse har det blitt gjort en del forenklinger for å gjøre beregningene gjennomførbare. For å beregne moment- og skjærkraftdiagrammer ble det brukt et beregningsprogram ved navn Focus Konstruksjon, som vi har hatt tilgang til via NTNU. Vi har også valgt at bruplata skal være etteroppspent når den dimensjoneres med spennarmering.

1.3 Oppgavens innhold og oppbygning

Oppgaven begynner med å fastsette statikken til brua, som et grunnlag for de videre beregningene. Deretter blir de ulike lastene som forekommer på brua funnet og satt sammen, i ulike kombinasjoner, til lasttilfeller som vi mener er de mest kritiske. Disse brukes til å finne dimensjonerende momenter og skjærkrefter som forekommer på brua, ut ifra moment- og skjærkraftdiagrammer. De dimensjonerende verdiene brukes så videre til å dimensjonere

bruplata med slakkarmering og spennarmering, i både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Til slutt blir resultatene fra dimensjoneringen av de to armeringstypene sammenlignet, og det blir reflektert over eventuelle endringer som kunne ha blitt gjort, før vi kommer med en konklusjon.

2.0 Statikk

Noe av det første som må gjøres når man skal dimensjonere en konstruksjon, er å bestemme statikken. Dette gjøres for å kontrollere at konstruksjonen er stabil nok til å kunne stå av seg selv, uten å kollapse. Lastene som virker på konstruksjonen har også en innvirkning på dette, da ulike statiske modeller påvirkes forskjellig av ulike laster, med tanke på bøyemomenter og skjærkrefter. Derfor ble disse faktorene tatt hensyn til når vi skulle bestemme statikken til brua i denne oppgaven.

I oppgaven ble det bestemt å se på brua i hovedretningen, som videre kalles lengderetningen, og på tvers av hovedretningen, som videre kalles tverretningen. Vi fikk tilsendt målsatte tegninger av brua av ekstern veileder, og disse ble brukt til å sette mål på alle spennene i begge retningene, i tillegg til høydene på søylene. Målsettingen ble gjort med oppgitte verdier fra tegningen. Etersom tegningene manglet noen mål og dimensjoner, gjorde vi noen grove målinger fra tegningen med en linjal for å finne omtrentlige verdier for de ukjente avstandene (Vedlegg 2, s.1).

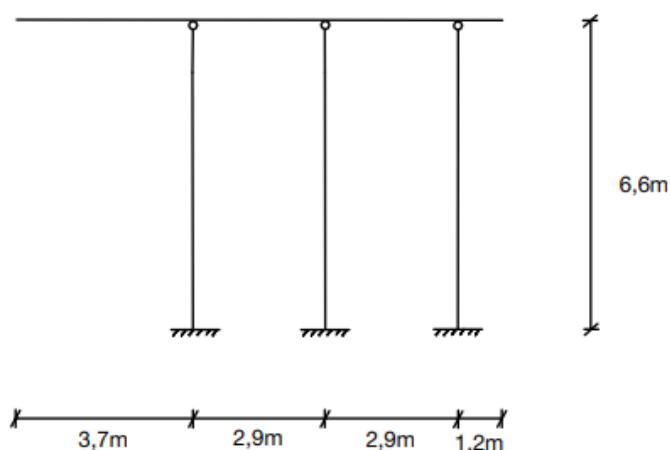
Hamnevegen bru er en fire-felts bru som består av en kontinuerlig betongplate som holdes oppe av landkar i hver ende og tre rader med søyler under. Den midterste søyleraden, i akse C, skiller seg fra de to andre ved at den består av to tykke søyler, mens de andre radene består av tre tynnere søyler. Med to spenn på 12 m ytterst, og to spenn på 23 m midt på brua, blir oppbygningen symmetrisk (Vedlegg 2, s.1).

For å forenkle beregningene i oppgaven ble raden med to søyler, akse C, gjort om til å bestå av de samme tre søylene som på de andre radene. Dette var også gunstig med tanke på at vi visste at brua ville få størst bøyemoment på midten, altså ved denne søyleraden. Vi anså det derfor som mest naturlig å ha tre søyler også her, for å kunne ta opp dette bøyemomentet (Vedlegg 2, s.1).

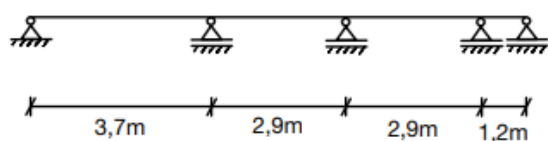
Det ble bestemt å gjøre noen endringer med tanke på plassering av kjørefelt, gangfelt og rekkverk på brua for å forenkle beregningene i tverretningen. Gangfeltet ble satt til 2,9 m, som oppgitt på tegningen, mens de to kjørefeltene ble satt til 3,9 m hver for å dekke den resterende delen av brua. Rekkverkene ble plassert helt ut på kanten av hver ende av brua (Vedlegg 2, snitt A-A, s.1).

Statikken til brua er i utgangspunktet bestemt ut ifra hvordan den er utformet. I dette tilfellet ble det vanskelig å se hvordan statikken egentlig er, både ut ifra tegningene og ved å se på selve brua, i tillegg til at vi ikke hadde tilgang på noe informasjon om dette. I stedet for å tolke hvordan statikken faktisk er, basert på lite informasjon, valgte vi å bestemme statikken ut ifra hvordan vi synes at den burde ha vært.

I tverretningen, ved akse B, C og D, ble søylene satt til å være fast innspent i bunnen med ledd øverst, hvor den kontinuerlige bruaplata kunne ligge oppå leddene i søylene, se Figur 1. Ved landkarene, i akse A og E, ble det derimot satt opp fire rullelager og ett fast opplager, som vist på Figur 2 (Vedlegg 2, s.1).

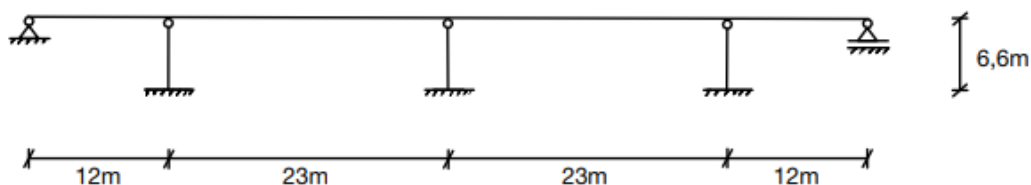


Figur 1: Skisse av statikken til brua i tverretning ved søylene, akse B, C og D



Figur 2: Skisse av statikken til brua i tverretning ved landkarene, akse A og E

I lengderetningen ble det også valgt at søylene skulle være fast innspent i bunnen med ledd øverst, hvor bruaplata kunne ligge oppå leddene i søylene. Her ble det bestemt at det skulle være et fast opplager ved akse A og et rullelager ved akse E, se Figur 3 (Vedlegg 2, s.1).



Figur 3: Skisse av statikken til brua i lengderetning

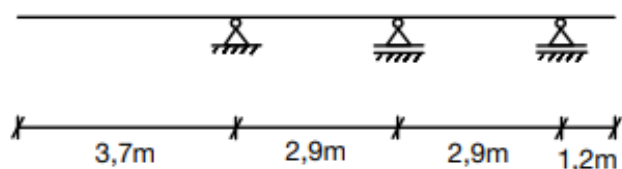
I realiteten er søylene momentstivt festet til plata, men løsningen med ledd ble valgt fordi den hadde flere fordeler. Denne løsningen gjør det mulig for plata å kunne bevege seg litt i forhold til søylene. Slike bevegelser er vanlig blant annet på grunn av dynamiske krefter fra kjøretøyene på brua, og som følge av at årlige temperaturendringer gjør at betongen i plata utvider seg og trekker seg sammen. Leddene i søylene vil også redusere bøyemomentet som overføres fra bruplata og ned i søylene, ettersom ledd i teorien bare kan overføre krefter og ikke momenter. Dette resulterer i at søylene kan dimensjoneres noe mindre med tanke på liten momentpåvirkning, noe som gjør at man trenger mindre betong til søylene. Dette gir derimot større bøyemoment i plata, rett over søylene.

I praksis er det vanskelig å oppnå en leddet forbindelse framfor en stiv forbindelse mellom plata og søylene. Det ville vært lettere å plassere leddene i bunnen av søylene, og i stedet ha fast innspenning i toppen, ettersom fast innspenning i bunnen også er vanskelig å få til i praksis. Vi har likevel valgt å ha fast innspenning i bunnen og ledd i toppen for å forenkle beregningene, ettersom det er bruplata, og ikke søylene, som er fokuset i denne oppgaven. Ved å gjøre det på denne måten, blir det dermed mindre belastning på søylene og større belastning på plata. I tillegg vil fast innspenning i bunnen av søylene føre til at søylene er godt forankret i bunnen, slik at konstruksjonen blir stabil.

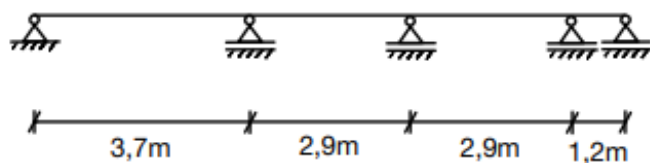
Et alternativ kunne vært å dele opp plata i flere ett-felts bjelker, noe som ville gitt null bøyemoment over søylene og størst moment på spennene. Vi valgte å ikke gjøre dette for å få den statiske modellen så lik virkeligheten som mulig, uten at beregningene ble for kompliserte for oppgaven.

For beregningene og dimensjoneringen av bruplata, ble det bestemt å dele opp plata i to bjelker, en i tverretning og en i lengderetning. I tverretningen valgte vi å ta utgangspunkt i statikken over søylene i akse B, C og D, som grunnlag for de videre beregningene. Dette med tanke på at statikken ved landkarene, i akse A og E, mest sannsynlig gir lavere opptrædende bøyemomenter, ettersom det her er to opplagere mer enn over søylene, se Figur 4 og 5. Over

søylene blir den statiske modellen en to-felts kontinuerlig bjelke med utkragere i begge ender, der de tre søylene er representert som et fast opplager og to rullelager, se Figur 4. Dette gjør at den statiske modellen har fire ukjente reaksjonskrefter, som, i kombinasjon med tre tilgjengelige likevektslikninger, gjør at modellen er én gang statisk ubestemt (Vedlegg 2, s.1).

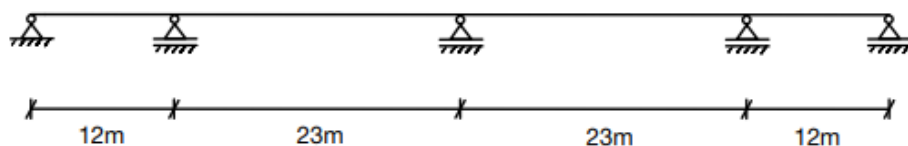


Figur 4: Skisse av statikken til bjelken i tverretning ved søylene, akse B, C og D



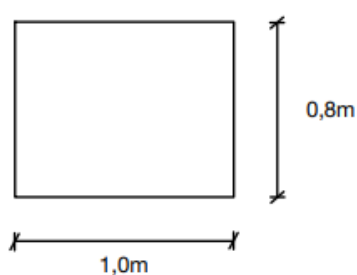
Figur 5: Skisse av statikken til bjelken i tverretning ved landkarene, akse A og E

I lengderetningen blir den statiske modellen en fire-felts kontinuerlig bjelke der landkaret ved akse A er representert som et fast opplager. Søylene ved akse B, C og D, samt landkaret ved akse E, er representert som rullelager, se Figur 6. Dette gjør at den statiske modellen har seks ukjente reaksjonskrefter, som, i kombinasjon med tre tilgjengelige likevektslikninger, gjør at den statiske modellen er tre ganger statisk ubestemt (Vedlegg 2, s.1).



Figur 6: Skisse av statikken til bjelken i lengderetning

I virkeligheten er ikke brudekket utformet som et enkelt, rektangulært tverrsnitt, se Vedlegg 2. Tykkelsen på dekket under gangfeltet er egentlig noe smalere enn under kjørebanelen, og utformingen er noe annerledes. Vi har forenklet platetverrsnittet til å være homogent langs hele opprisset i begge retninger, med en høyde på 0,8 m. For at tverrsnittene til de to bjelkene ikke skulle ha for stor bredde i forhold til høyde, valgte vi å dimensjonere med én meter bredde for begge bjelkene, se figur 7. Dette gjør at armeringsmengden vi kommer frem til gjelder per meter av brua. Ettersom høyden er den samme for hele brudekket, får begge bjelkene det samme tverrsnittet.



Figur 7: Skisse av tverrsnittet til bjelkene i tverretning og lengderetning

I bruksgrensetilstanden valgte vi en annen statisk oppbygning for bjelkene, for å kunne gjennomføre beregningene for hånd. I stedet for å se på de to bjelkene som kontinuerlige, delte vi dem opp i ett-felts bjelker. For at ett-felts bjelkene skulle gi en korrekt representasjon av de kontinuerlige bjelkene, satte vi inn fast innspenning i snittene hvor de kontinuerlige bjelkene ble delt opp. På denne måten ble momentene, som opprinnelig fant sted over søylene for de kontinuerlige bjelkene, ivaretatt av innspenningsmomentene. I tverretningen ble de to ytterste spennene representert som utkragere med fast innspenning i den ene enden, mens de to midterste spennene ble representert som bjelker med fast innspenning i begge ender. I lengderetningen ble de to ytterste spennene representert som bjelker med fast innspenning i den ene enden og et rullelager i den andre enden, mens de to midterste spennene ble representert som bjelker med fast innspenning i begge ender (Vedlegg 5).

3.0 Lastberegninger

Etter å ha bestemt statikken til brua, var neste steg å se på ulike laster som kan opptre på brua og ulike tilfeller av lastkombinasjoner som kan oppstå. Her var målet å prøve å finne de minst gunstige tilfellene, dette for videre å kunne dimensjonere brua ut ifra de største moment- og skjærbelastningene som kan oppstå.

Som utgangspunkt for å finne opptredende laster skiller vi mellom to lasttyper; egenlast og nyttelast. Egenlastene er de lastene som opptrer som følge av konstruksjonen og dens egenvekt i seg selv, mens nyttelastene er de ytre lastpåkjenningene som forekommer på konstruksjonen.

Egenvekten ble funnet ved å beregne tyngden til betongen i tverrsnittet og det 7 cm tykke laget med asfalt over (Vedlegg 2, s.1). Tyngden til betongdekket og asfalten ble deretter multiplisert med sitt tilhørende tverrsnitt og lagt sammen, hvor resultatet ble gjort om til kN/m. Ettersom tverrsnittet i både lengderetningen og tverretningen er like, blir egenvekten like stor i begge retningene. For beregning i bruddgrensetilstand ble det brukt sikkerhetsfaktor lik 1,2 (Norsk standard, 2002a, tabell NA.A.1.2(B)). I bruksgrensetilstand var sikkerhetsfaktoren lik 1,0 (Norsk Standard, 2002a, tabell NA.A.1.2(B)). Se figur 8 og 12.

Tyngde av betong og asfalt:

$$2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ (Standard Norge, 2002b, tabell A1 og A6)}$$

Egenvekt betongtverrsnitt i bruksgrensetilstand:

$$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,0 \text{ m} * 0,8 \text{ m} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt asfalt i bruksgrensetilstand:

$$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,0 \text{ m} * 0,07 \text{ m} = 1,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt brudekket i bruksgrensetilstand:

$$20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 21,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tabell 1: Lastverdier for egenvekt

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Egenvekt	21,75 kN/m	26,1 kN/m

På brudekket er det montert rekkverk på begge sider. Siden dette i teorien alltid vil virke opptredende, valgte vi å se på rekkverk som en permanent nyttelast. For å finne lasten til rekkverkene på brua, tok vi utgangspunkt i et standard rekkverk fra Ørstad rekkverk. Vi valgte varianten Vik SVV1, som har en tyngde på 0,61 kN/m (Vik Ørsta AS, u.å.). I henhold til definisjonen av nyttelaster er det blitt brukt sikkerhetsfaktor lik 1,5 for beregning i bruddgrensetilstand (Norsk Standard, 2002a, tabell NA.A.1.2(B)). I bruksgrensetilstand brukes en sikkerhetsfaktor lik 1,0 (Norsk Standard, 2002a, tabell NA.A.1.2(B)). Rekkverket vil kun virke dimensjonerende i tverretning, 1 m inn i planet. Se figur 9.

Tabell 2: Lastverdier for rekkverk

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Rekkverk	0,61 kN	0,92 kN

Hamnevegen bru blir i realiteten utsatt for flere permanente nyttelaster, slik som gatebelysning og vegskilt. Dette har vi dog valgt å se bort ifra for å forenkle lastberegningene.

Snølast og vindlast er nyttelaster som i utgangspunktet må tas hensyn til på utendørs konstruksjoner. Snølast for Verdal kommune er satt til 3,5 kN/m² i henhold til tabell NA.4.1(901) Eurokode 1 del 1-3. Etter samtaler med intern veileder, valgte vi å se bort fra snølast siden denne ikke vil opptre samtidig som trafikklaster. Snølasten er mye mindre enn trafikklaster og vil dermed ikke bli dimensjonerende. Derfor har den ikke blitt sett på som et eget lasttilfelle. Referansevindhastighet for Verdal er 26 m/s (Standard Norge, 2005, tabell NA.4(901.1)). Siden brua er forholdsvis kort, vil vindlasten ha lite innvirkning på dimensjoneringen. Dermed vil det ikke være nødvendig å ta hensyn til denne lasten i beregningene.

Etter vår vurdering er det derfor laster som forekommer grunnet trafikk og ferdsel over brua som, sammen med egenvekt og rekkverk, utgjør lastbildet. Dette er nyttelaster som vil virke i varierende omfang; både med ulike belastninger, ved ulike tidspunkt og i ulike kombinasjoner. For å få best mulig tilnærming til virkelighetsbildet, skiller vi mellom lastene som kan opptre på gangfeltet og lastene som kan opptre i kjørebane. Som for rekkverk vil disse lastene beregnes med sikkerhetsfaktor 1,5 i bruddgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand.

Lasttilfeller for bruas kjørebane

For å bestemme ulike lasttilfeller på bruas kjørebane, tok vi utgangspunkt i framgangsmåten gitt i Eurokode 1 del 2 punkt 4.3. I henhold til 4.3.1(2) er det listet opp fire ulike lastmodeller som tar hensyn til ulike kritiske tilfeller som kan oppstå ved trafikk over brua.

- Lastmodell 1: Inkluderer en jevnt fordelt trafikklaster samt en dobbel aksellaster. Denne modellen tar hensyn til det daglige trafikkbildet som inkluderer ytre påkjenning fra personbiler og lastebiler.
- Lastmodell 2: Inkluderer en høy aksellaster plassert vilkårlig på konstruksjonen. Denne modellen tar hensyn til de dynamiske effektene som kan oppstå ved store punktbelastninger.
- Lastmodell 3: Inkluderer aksellaster grunnet spesialkjøretøy. Benyttes kun dersom det vurderes relevant for det enkelte prosjekt.
- Lastmodell 4: Denne modellen tar hensyn til en stor folkemengde som ytre påkjenning, da i form av en jevnt fordelt last. Benyttes kun dersom det vurderes relevant for det enkelte prosjekt.

For vår oppgave har vi valgt å begrense oss til å kun ta hensyn til Lastmodell 1 og Lastmodell 4, ettersom disse er mest relevante.

LASTMODELL 1

Lastene varierer for de ulike kjørefeltene. I vårt tilfelle, der vi har to kjørefelt, vil de karakteristiske lastverdiene være som vist i tabellen nedenfor (Standard Norge, 2003a, tabell 4.2).

Tabell 3: Karakteristiske lastverdier for kjørefelt

	Jevnt fordelt trafikklast	Aksellast
Kjørefelt 1	9 kN/m ²	300 kN
Kjørefelt 2	2,5 kN/m ²	200 kN

Akselavstanden settes til 1,2 m for boggie og hjulavstanden settes lik 2 m (Standard Norge, 2003a, fig. 4.2 b; fig. 4.2 a).

Den jevnt fordelte lasten til kjørefelt 1 i tabellen skal multipliseres med en korreksjonsfaktor lik 0,6 ifølge Eurokode 1 del 2 punkt NA. 4.3.2. Der Eurokode oppgir en aksellast, vil denne lasten fordeles likt på hvert av de to hjulene som er koblet til akselen. Dette gjør at punktlaster for hvert hjul tilsvarer halvparten av den oppgitte aksellasten. Vi tar utgangspunkt i de akselavstandene og hjulavstandene som er oppgitt under lastmodell 1 for plassering av punktlaster for de ulike lasttilfellene.

Siden vi kun ser én meter inn i planet, begrenser dette hvor mange akslinger og antall hjul vi ser på i de ulike lasttilfellene, i henholdsvis tverretning og lengderetning. I tverretningen tar vi dermed utgangspunkt i kun én aksling, mens vi i lengderetningen ser på kun ett hjul per aksling, se figur 11 og 13.

Kjørefelt 1:

Jevnt fordelt trafikklast i bruksgrensetilstand:

$$9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,6 = 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Standard Norge, 2003a, tabell 4.2; pkt. NA.4.3.2)}$$

Punktlast som følge av trafikklast i bruksgrensetilstand:

$$\frac{300}{2} \text{ kN} = 150 \text{ kN} \text{ (Standard Norge, 2003a, tabell 4.2)}$$

Kjørefelt 2:

Jevnt fordelt trafikklast i bruksgrensetilstand:

$$2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Standard Norge, 2003a, tabell 4.2)}$$

Punktlast som følge av trafikklast i bruksgrensetilstand:

$$\frac{200}{2} \text{ kN} = 100 \text{ kN (Standard Norge, 2003a, tabell 4.2)}$$

Tabell 4: Lastverdier for kjørefelt

	Jevnt fordelt last		Punktlast	
	<i>Bruksgrense-tilstand</i>	<i>Bruddgrense-tilstand</i>	<i>Bruksgrense-tilstand</i>	<i>Bruddgrense-tilstand</i>
Kjørefelt 1	5,4 kN/m	8,1 kN/m	150 kN	225 kN
Kjørefelt 2	2,5 kN/m	3,75 kN/m	100 kN	150 kN

LASTMODELL 4

For tilfellet med gangtrafikk på hele brua, er lastverdien uavhengig av kjørefelt. Den karakteristiske gangtrafikklasten settes dermed til 5 kN/m^2 over hele kjørebanelen (Standard Norge, 2003a, tabell 4.3.5). Se figur 10 og 14.

Tabell 5: Lastverdier for gangtrafikk

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Gangtrafikk	5 kN/m	7,5 kN/m

Lasttilfeller for bruas gangfelt

For å bestemme mulige lasttilfeller for bruas gangfelt, tok vi utgangspunkt i framgangsmåten gitt i (Standard Norge, 2003a, pkt. 5.3.2.1). I henhold til dette punktet er det to ulike lasttilfeller som vi mener er aktuelle for vår oppgave.

- 1) Jevnt fordelt last grunnet folkemengde. Verdien for denne lasten avhenger av om man ser på et tilfelle med samtidig opptredende trafikklast eller ikke, og er henholdsvis 2,5 kN/m² og 5 kN/m² (Standard Norge, 2003a, pkt. NA:5.3.2.1).

Tabell 6: Lastverdier for gangtrafikk, med og uten samtidig trafikklast

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Gangtrafikk - uten samtidig trafikklast	5 kN/m	7,5 kN/m
Gangtrafikk - med samtidig trafikklast	2,5 kN/m	3,75 kN/m

- 2) Last fra tjenestekjøretøy. Her skal man ta hensyn til to akslinger på henholdsvis 80 kN og 40 kN, med akselavstand lik 3 m. Hjulavstanden skal settes til 1,3 m. (Standard Norge, 2003a, pkt. NA. 5.3.2.3)

Tjenestekjøretøy vil kun virke dimensjonerende i tverretningen, og siden vi i vårt tilfelle kun ser én meter inn i planet, vil vi kun ta utgangspunkt i én aksling. Se figur 11.

Punktlast som følge av tjenestekjøretøy i bruksgrensetilstand:

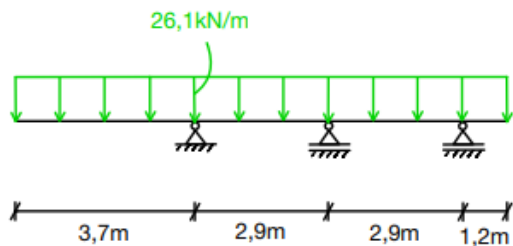
$$\frac{80}{2} \text{ kN} = 40 \text{ kN (Standard Norge, 2003a, pkt. NA.5.3.2.3)}$$

Tabell 7: Lastverdier for tjenestekjøretøy

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand
Tjenestekjøretøy	40 kN	60 kN

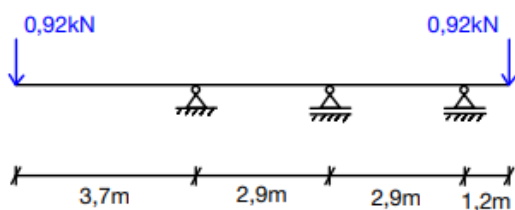
Laster i tverretning (verdier gitt i bruddgrensetilstand):

Egenvekt



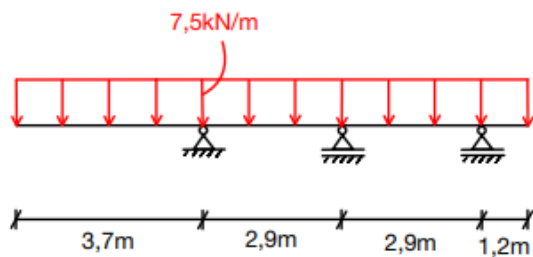
Figur 8: Skisse av last i tverretning som følge av konstruksjonens egenvekt, bruddgrensetilstand.

Rekkverk



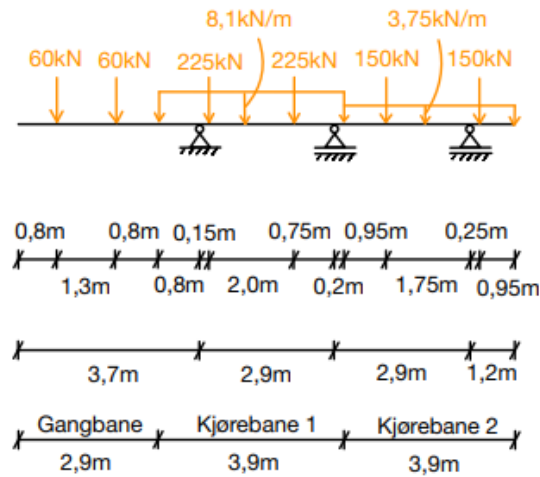
Figur 9: Skisse av last i tverretning som følge av rekkverk, bruddgrensetilstand.

Gangtrafikk



Figur 10: Skisse av last i tverretning i henhold til lastmodell 4, bruddgrensetilstand.

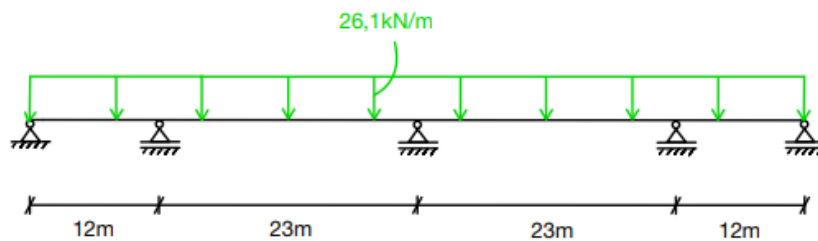
Kjøretøy



Figur 11: Skisse av lastkombinasjon av trafikklast i kjørebane og tjenestekjøretøy i gangfeltet, bruddgrensetilstand.

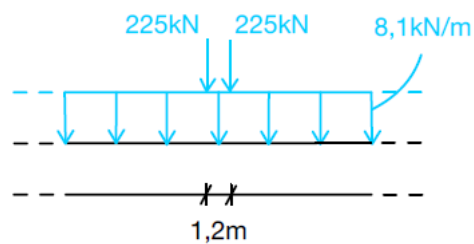
Laster i lengderetning (verdier gitt i bruddgrensetilstand):

Egenvekt



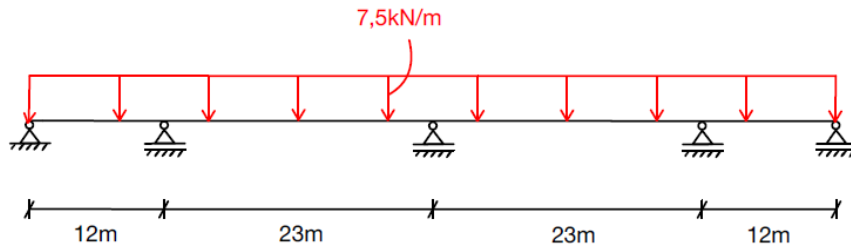
Figur 12: Skisse av last i lengderetning som følge av konstruksjonens egenvekt, bruddgrensetilstand.

Kjøretøy



Figur 13: Skisse av last i lengderetning som følge av trafikklast, bruddgrensetilstand

Gangtrafikk



Figur 14: Skisse av last i lengderetning som følge av gangtrafikk, bruksgrensetilstand

Laster i bruksgrensetilstand:

I bruksgrensetilstanden har vi valgt å kun ta hensyn til egenvekten, lasten som følge av rekkverket og den jevnt fordelte trafikklaster. Punktlaster som følge av trafikklaster ble sett bort fra siden disse er korttidslaster. De vil følgelig ikke virke representative for den langsiktige nedbøyningen (Vedlegg 5).

I tverretningen valgte vi å gjøre noen forenklinger av virkeområdet til de ulike lastene, dette for å kunne forenkle håndberegningene. I realiteten vil noe av den jevnt fordelte trafikklaster fra kjørebanelen virke opptredende i felt 1, samtidig med lasten i gangfeltet. Dette gjelder kun 0,8 m fra den faste innspenningen, og trafikklaster gir kun en økning på 0,4 kN/m. Derfor tenkte vi at vår forenkling med å bare inkludere gangtrafikk i hele dette feltet, ikke påvirker resultatet utenfor rimelighetens grenser (Vedlegg 5, s. 1).

I kjørefelt 2 og 3 er den jevnt fordelte trafikklaster satt i henhold til belastningen på kjørefelt 1 i lastmodell 1. Her har vi valgt å gå bort fra Eurokode 2 sin anbefaling om reduksjon av trafikklaster ved flere kjørefelt, for å regne mest mulig konservativt på belastningene som kan oppstå i hvert felt (Vedlegg 5, s. 3).

Beregninger som følge av langtidslaster:

I tillegg har vi sett på lasttilfeller som kun inneholder egenvekt, punktlaster fra rekkverkene og jevnt fordelt trafikklaster i begge retninger. Dette gjorde vi for å kunne se hvor mye moment som opptrer når man ser bort fra de korttidsvirkende punktlaster fra trafikken. Disse resultatene ble brukt for beregninger i bruksgrensetilstanden for begge armeringstyling (Vedlegg 6).

Beregninger av moment og skjærkraft i bruddgrensetilstand:

For å understøtte håndberegninger og få et bilde på moment- og skjærkraftdiagrammene i bruddgrensetilstanden, benyttet vi oss av beregningsprogrammet Focus Konstruksjon. Dette er et FEM analyseprogram som benytter elementmetoden for beregning av konstruksjoner. Vi startet med å modellere ulike lasttilfeller i Focus, både for tverretningen og lengderetningen, som vi tenkte kunne gi de største moment- og skjærkreftene. Egenvekten til brua, samt punktlastene som følge av rekkverket, er permanente laster. De vil ha lik plassering for alle lasttilfellene. I tverretningen er utstrekningen til de jevnt fordelte trafikklaster begrenset av kjørefeltene og gangfeltet. I lengderetningen kan derimot lastens utstrekning variere, avhengig av hvilke felt det er ønskelig at lasten skal opptre i. Punktlaster som følge av trafikklaster vil også ha fast plassering i tverretningen. I lengderetningen kan kjøretøyet plasseres vilkårlig innenfor den jevnt fordelte trafikklasterens utstrekning. For å finne maksimalt moment- og skjærkraft, har punktlaster blitt plassert midt i feltet eller like ved støttene. Vedlegg 3 viser de ulike lasttilfellene med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram som har blitt sett på i bruddgrensetilstanden. Vi endte opp med 14 tilfeller totalt; seks for tverretningen og åtte for lengderetningen.

Etter å ha modellert i Focus sammenlignet vi de ulike M- og V-diagrammene, for å finne de tilfellene som ga de mest kritiske moment- og skjærpåkjenningene på brua. Basert på diagrammene valgte vi ut tre lasttilfeller per retning etter lastmodell 1, og ett tilfelle per retning etter lastmodell 4. Dette ga oss totalt åtte lasttilfeller som vi ville kontrollregne for hånd for å verifisere resultatene vi fikk fra Focus.

Vedlegg 4 viser hvordan vi utførte håndberegningene. Beregningene tok utgangspunkt i 3-momentlikningen for å finne momentene og skjærkreftene ved opplagerne. Snittmetoden ble benyttet for å finne momentene på endene av utkragerne i tverretningen, samt skjærkreftene ved endene. I lengderetningen måtte 3-momentlikningen benyttes 3 ganger siden konstruksjonen er 3 ganger statisk ubestemt. I tverretningen var det tilstrekkelig å bruke likningen én gang, siden denne bjelken kun er én gang statisk ubestemt. Etter å ha sammenlignet verdiene vi regnet for hånd med resultatene fra Focus, kunne vi konkludere med at disse samstemte i stor grad. Noen av verdiene hadde et lite avvik, men siden disse var forholdsvis små, antok vi at de kunne skyldes avrundingsfeil. For lasttilfelle 12 fikk vi derimot et avvik i verdien for M_C på hele 50 kNm (Vedlegg 3, s. 12; Vedlegg 4, s.23). Denne beregningen ble gjentatt flere ganger for å utelukke håndberegningsfeil, uten at dette ga noen endring av resultatet. Ettersom avviket lå på kun 2,67%, kunne det dermed anses som likt nok, særlig med tanke på at denne verdien ikke ble brukt videre i noen av beregningene. For de

tilfellene hvor det oppstod avvik mellom håndberegningene og Focus, valgte vi å bruke den høyeste verdien i de videre beregningene.

For beregning av moment i bruddgrensetilstanden uten punktlastene som skyldes trafikk og rekkverk, valgte vi å bruke kun Focus for å finne de dimensjonerende momentverdiene (Vedlegg 6).

I bruksgrensetilstanden brukte vi først Focus for å få et bilde av de ulike momentpåkjenningene, for deretter å kontrollere beregningene for hånd med formler gitt i «Stålkonstruksjoner profiler og formler» (Aalberg, Clausen og Larsen, 2003, tabell 3.2 og tabell 3.3). Se Vedlegg 5 for beregninger.

Det er mange andre lasttilfeller og snitt vi kunne valgt å se på for å finne dimensjonerende M- og V-verdier. I arbeidslivet benyttes dataprogram som simulerer ulike lasttog over brua, og på denne måten analyserer alle mulige lastkombinasjoner for så å gi ut de største momentene og skjærkraftene. I arbeidet med oppgaven har vi ikke hatt tilgang til et slikt program. Vi valgte derfor å løse oppgaven slik vi har gjort, altså modellere ulike lasttilfeller vi tenker vil gi verst moment og skjærkraft i Focus, for så å kontrollere resultatene for hånd. Å finne lastplasseringer er ikke hovedpoenget med vår oppgave, og det er derfor naturlig å begrense tiden som brukes på dette, da det er en tidkrevende prosess.

Etter at bjelkene ble modellert i Focus, kunne vi se at både M- og V-diagrammene generelt sett så ut slik vi hadde forventet på forhånd. Vi sa oss derfor fornøyde med disse diagrammene.

4.0 Dimensjonering

Ettersom det ble bestemt å dimensjonere bruaplata som to bjelker, valgte vi å følge kravene som stilles til bjelker under dimensjonering. Dimensjonering med både slakkarmering og spennarmering baserer seg på bestemmelsene gitt i Eurokode 2. Læreboka «Betongkonstruksjoner» av Sørensen tar også utgangspunkt i Eurokode 2, og har følgelig blitt benyttet i arbeidet med oppgaven sammen med standarden. Siden dette kun er en teoretisk oppgave, har vi valgt å ikke ta hensyn til bestemmelsene i Statens Vegvesen sine håndbøker, og heller forholde oss til kun ett regelverk. Bakgrunnen for dette er blant annet å begrense bruk av tid på å lete gjennom mange ulike standarder for å finne nødvendige verdier, krav og metoder for dimensjonering, slik at hovedfokuset heller kan rettes mot dimensjoneringen av brua og sammenligning av de to armeringstypene.

Etter veiledning hos ekstern veileder ble det besluttet å bruke fasthetsklasse B55 for betongen. Det å ha samme utgangspunkt gir et bedre grunnlag for å kunne sammenligne resultatene fra dimensjoneringen, og fasthetsklasse B55 ble dermed benyttet både for dimensjonering med slakkarmering og spennarmering. For armeringsstålet valgte vi B500NC, som er det vanligste armeringsstålet som brukes i Norge (Sørensen, 2013, s. 19).

Hamnevegen bru har ifølge Eurokode 2 tabell 4.1 eksponeringsklasse XD3 for overkant og sidene av dekket, og XC4 for underkant (Standard Norge, 2004, tabell 4.1). Vanlig praksis for brudimensjonering er å sette dimensjonerende brukstid til 100 år. Derfor valgte vi å bruke denne verdien videre i beregningene.

For dimensjonering med både slakkarmering og spennarmering har vi tatt utgangspunkt i kun maksimal moment- og skjærkraftverdi. Dette har blitt gjort som en konservativ forenkling for å begrense oppgaven, siden vi ikke får sett på alle mulige lasttilfeller. Maksimalt moment opptrer over søylene både for tverretningen og lengderetningen, mens maksimal skjærkraft opptrer rett ved søylene. Siden disse verdiene har blitt benyttet som dimensjonerende verdier langs hele opprisset, vil derfor armeringsmengden være den samme langs hele bjelken.

Vi har ikke benyttet den reduserte verdien for skjærkraft, $V_{Ed,red}$, for kontroll av skjærstrekkapasitet. Eurokode 2 sier at «For konstruksjonsdeler som påvirkes hovedsakelig av en jevnt fordelt belastning, er det ikke nødvendig å påvise kapasiteten for skjærkraft i en avstand mindre enn d fra kanten av opplegget» (Standard Norge, 2004, pkt. 6.2.2(8)). I vårt tilfelle er brudekket utsatt for flere punktlaster, som følge av rekkverk og aksellast, noe som gjør at vi ikke faller innenfor kriteriene for å kunne redusere den dimensjonerende skjærkraften.

Det ble bestemt at skjærarmeringen skulle plasseres ut som vertikale skjærbøyler. Dette er lettere å utføre i praksis sammenlignet med skrå skjærbøyler. Beregnede senteravstander rundes ned til hele cm, da dette er hensiktsmessig med tanke på praktisk gjennomføring.

4.1 Slakkarmering

Ettersom brudekket har samme eksponeringsklasser for både tverretningen og lengderetningen, vil krav til overdekning være den samme i begge retningene. I henhold til Eurokode 2, beregnet vi en overdekning $c_{nom} = 60$ mm for overkant og sidene av brua. På grunn av forskjellige eksponeringsklasser, vil underkant av brua få et litt mindre krav til overdekning. Vi valgte likevel, som en konservativ forenkling, å legge inn samme overdekning på 60 mm for hele tverrsnittet, selv om det er vanlig praksis å ha forskjellig overdekning for oversiden og undersiden. Videre valgte vi å dimensjonere tverrsnittet som underarmert, siden dette er vanlig praksis i Norge.

4.1.1 Tverretning

4.1.1.1 Bruddgrense

For dimensjonering av slakkarmering i bruddgrensetilstanden i tverretningen, ble maksimalt opptredende moment og skjærkraft hentet fra Vedlegg 3, s. 6. Tabellen under viser verdiene som blir benyttet videre i beregningene.

Tabell 8: Dimensjonerende verdier i tverretning

Dimensjonerende moment, M_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}
454,65 kNm	485,34 kN

Det ble først gjennomført overslagsberegninger for å finne omtrentlig mengde nødvendig armering. Dette ble gjort ved å ta utgangspunkt i en omtrentlig verdi for den effektive tverrsnittshøyden d , basert på tverrsnitt, overdekning og antatt dimensjon for armeringsstengene. På bakgrunn av overslagsberegningene kom vi frem til strekkarmering $\phi 16$ fordelt på ett lag, og skjærbøyler $2\phi 10$. Med utgangspunkt i denne armeringsdimensjonen, ble det beregnet en ny verdi for effektiv tverrsnittshøyde. Dette, sammen med dimensjonerende moment, ga nødvendig armeringsmengde lik $1707 \text{ mm}^2/\text{m}$. $9\phi 16$ gir en faktisk

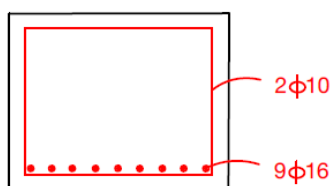
armeringsmengde på $1810 \text{ mm}^2/\text{m}$, altså større enn nødvendig mengde. Dette gir en total utnyttelse på 94%, se beregning under.

$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{1707 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1810 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,94 = 94\%$$

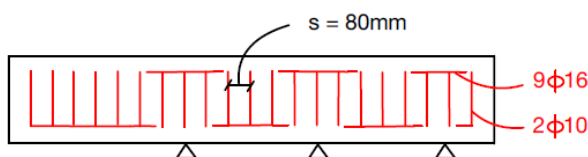
Kontroller i henhold til Eurokode 2 viste at armeringsmengden var innenfor både minimums- og maksimumskravene. Kontroll av horisontalavstand viste at strekkarmeringen kunne legges i ett lag med opptredende horisontalavstand lik $89,5 \text{ mm}$, da dette er større en kravet på 32 mm . Det ble også utarbeidet en skisse av tverrsnittet med armeringsstenger for å lettere synliggjøre at det er tilstrekkelig plass i tverrsnittet, se figur 15. Videre ble trykksonens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd} = 4062 \text{ kNm}$. Dette er betydelig større enn dimensjonerende moment, $M_{Ed} = 455 \text{ kNm}$, og det er følgelig ikke behov for å legge inn armering i trykksonen. Se Vedlegg 8, s. 1-5 for fullstendige beregninger for strekk- og trykkarmering.

Kontroll av skjærstrekkkapasitet viste at det var behov for skjærarmering da $V_{Rd,c,min}$ ble mindre enn V_{Ed} , se Vedlegg 8, s. 6-7. Nødvendig mengde skjærarmering ble beregnet, og ved kontroll mot minimums- og maksimumskrav kom vi fram til at $2\phi 10$ med en senteravstand på 80 mm var tilstrekkelig (Vedlegg 8, s. 7-8).

For kontroll av skjærtrykkkapasitet ble θ satt lik 45 grader, som gav $V_{Rd,maks} = 5730 \text{ kN}$. Dette er betydelig større enn V_{Ed} , og skjærtrykkkapasiteten er dermed innenfor kravet, se Vedlegg 8, s 9.



Figur 15: Skisse av tverrsnitt med slakkarmering i tverretning, i feltene



Figur 16: Skisse av oppriss med slakkarmering i tverretning

4.1.1.2 Bruksgrense

Som nevnt tidligere ble bjelken delt opp i ett-felts bjelker for beregningene i bruksgrensetilstanden. For å finne maksimal nedbøyning valgte vi å sette tiden t lik uendelig, dvs. 500 000 timer, og summere nedbøyning på grunn av kryp og svinn. Først ble E_{middel} beregnet til $15\,134\text{ N/mm}^2$, se Vedlegg 8, s. 10-14. For å finne E_{middel} ble det bestemt at rekkverk og betongens egenvekt skulle begynne å virke ved t_0 lik 28 dager. Tilsvarende variabel for den jevnt fordelte trafikklaster ble satt til 90 dager. Som nevnt tidligere ekskluderes punktlaster som skyldes trafikk for å forenkle håndberegningene. Momentene som inngår i formelen for E_{middel} er følgelig de karakteristiske momentene som skyldes rekkverk og egenvekten til betong, i tillegg til den jevnt fordelte trafikklaster, se Vedlegg 5, s.1 for verdier. Videre ble det bestemt at relativ luftfuktighet, RH, skulle settes lik 80% da det her er snakk om en utendørs konstruksjon.

Maksimal nedbøyning på grunn av kryp ble beregnet for både uopprisset og opprisset tverrsnitt. De samme nedbøyingsformlene ble benyttet for begge tilfellene, men verdien for 2. arealmoment, I , varierer. For uopprisset tverrsnitt ble I satt lik I_{c1} , som beskrevet i Sørensen s. 122, mens I for opprisset tverrsnitt ble satt lik I_c , som beskrevet i Sørensen s. 118. For fullstendige beregninger for nedbøyning på grunn av kryp for uopprisset og opprisset tverrsnitt, se Vedlegg 8, s. 14-17. Verdiene for nedbøyningen er presentert i tabell 9.

For å beregne nedbøyning på grunn av svinn ble det bestemt å bruke sementklasse N, siden denne typen anses som vanlig i Norge. Svinntøyning på grunn av uttørking samt autogen svinntøyning, ble beregnet for å finne total svinntøyning, se Vedlegg 8, s. 17-19. Deretter ble svinnskrumningen beregnet på samme måte som vist i eksempelet på s. 136 i Sørensen. Verdien for I er også beregnet i henhold til eksempelet på s. 136. For å finne nedbøyningen på grunn av svinn, tar eksempelet utgangspunkt i prinsippet om virtuelle forskyvninger og krefter. Den virtuelle kraften, $P_{\text{virt}} = 1$, gir et virtuelt moment, $M_{\text{virt}} = PL/4$, for den fritt opplagte bjelken i eksempelet. Bjelken i brukonstruksjonen er derimot ikke fritt opplagt, og følgelig er ikke nedbøyingsformelen, gitt i eksempelet i Sørensen s. 136, gyldig for vår konstruksjon. I mangel på en mer korrekt metode for beregning av nedbøyningen på grunn av svinn, ble formelene i Sørensen likevel benyttet som en forenkling for å finne et grovt anslag på nedbøyningene i de ulike feltene. I henhold til fremgangsmåten i eksempelet, ble svinnskrumningen multiplisert med det virtuelle momentet over bjelkens lengde L , integrert. Fullstendige beregninger for svinnskrumning og nedbøyning på grunn av svinn kan finnes i Vedlegg 8, s. 19-21, og total nedbøyning i Vedlegg 8, s. 22-24. Resultatene er fremstilt i tabell 9, sammen med kravet til maksimal nedbøyning som ble satt til $L/500$ for hvert felt (Standard Norge, 2004, pkt. 7.4.1(5)).

Tabell 9: Nedbøying i tverretning for slakkarmering

	Nedbøying pga. kryp, uopprisset	Nedbøying pga. kryp, opprisset	Nedbøying pga. svinn	Total nedbøying, uopprisset	Total nedbøying, opprisset	Krav til maksimal nedbøying
Felt 1	0,99 mm	4,57 mm	0,072 mm	1,06 mm OK	4,64 mm OK	7,40 mm
Felt 2 og 3	$7,73 \cdot 10^{-3}$ mm	0,035 mm	0,044 mm	0,052 mm OK	0,079 mm OK	5,80 mm
Felt 4	0,011 mm	0,053 mm	$7,61 \cdot 10^{-3}$ mm	0,019 mm OK	0,061 mm OK	2,40 mm

For å kunne beregne riss uten bruk av dataprogram, ble det brukt forenklet rissviddekontroll. Kontrollen ble utført for opprisset tverrsnitt, og derfor ble I lik I_c fra Sørensen s. 118 benyttet. Rissviddekravet ble funnet ved å ta utgangspunkt i verdier for overkant bru, herunder verdier for C_{nom} og $C_{min,dur}$ i tillegg til eksponeringsklassen. Videre ble tabell 7.2N og 7.3N benyttet for å finne tillatt armeringsspenning, $\sigma_{s, tillatt} = 240 \text{ N/mm}^2$. Opptredende armeringsspenning, $\sigma_s = 148 \text{ N/mm}^2$, ble deretter beregnet som vist i Vedlegg 8, s. 27, og kontrollert mot kravene, se Vedlegg 8, s. 27-28. Dette viste at rissviddekontrollen var OK og at uakseptabel opprissing med hensyn til utseende kunne antas unngått. Betongspenninger for å unngå riss i lengderetningen ble også kontrollert. Til slutt ble betongspenningene kontrollert mot betongens krav til trykk- og strekkfasthet. Alle verdiene var innenfor kravene, se Vedlegg 8, s. 28-31.

4.1.2 Lengderetning

Dimensjonering av slakkarmering i lengderetningen følger samme fremgangsmåte som for tverretningen. Maksimalt opptredende moment og skjærkraft er hentet fra Vedlegg 3, s. 9 og 12, og verdiene er presentert i tabellen under.

Tabell 10: Dimensjonerende verdier i lengderetning

Dimensjonerende moment, M_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}
2497,98 kNm	644,85 kN

4.1.2.1 Bruddgrense

Overslagsberegningene for lengderetningen ga strekkarmering $\phi 25$ fordelt på to lag, og skjærarmering $2\phi 10$. Med utgangspunkt i denne armeringsdimensjonen ble det beregnet en ny verdi for effektiv tverrsnittshøyde, d . Effektiv tverrsnittshøyde og dimensjonerende moment ga nødvendig armeringsmengde lik $9865 \text{ mm}^2/\text{m}$. Med utgangspunkt i nødvendig armeringsmengde og armeringsdimensjon $\phi 25$ viste det seg at det var nødvendig med 20,08 stenger. Siden armeringsstengene skal fordeles på to lag, og det er ønskelig med symmetri, ble antall stenger rundet opp til 22. $22\phi 25$ fordelt på to lag, gir en faktisk armeringsmengde på $10799 \text{ mm}^2/\text{m}$, altså større enn nødvendig mengde. Dette gir en total utnyttelse på 91%, se beregning under.

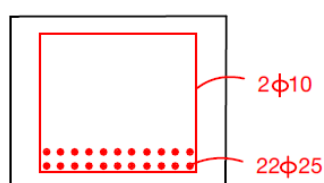
$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{9865 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{10799 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,91 = 91\%$$

Kontroller i henhold til Eurokode 2 viste at armeringsmengden var innenfor både minimums- og maksimumskravene. Kontroll av horisontalavstand viste at strekkarmeringen kunne legges med opptredende horisontalavstand lik 58,55 mm, da dette er større en kravet på 50 mm. Minstekravet for vertikalavstand mellom de to lagene ble 37,5 mm. Det ble også utarbeidet en skisse av tverrsnittet med armeringsstenger for å lettere synliggjøre at det er tilstrekkelig plass i tverrsnittet, se figur 17. Videre ble trykksoneens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd} = 3670 \text{ kNm}$. Dette er større enn dimensjonerende moment, $M_{Ed} = 2498 \text{ kNm}$, og det er følgelig ikke behov

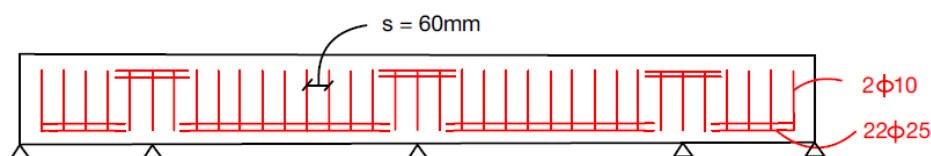
for å legge inn armering i trykksonen. Se Vedlegg 9, s. 1-6 for fullstendige beregninger for strekk- og trykkarmering.

Kontroll av skjærstrekkkapasitet viste at det var behov for skjærarmering da $V_{Rd,c}$ ble mindre enn V_{Ed} , se Vedlegg 9, s. 7-8. Nødvendig mengde skjærarmering ble beregnet, og ved kontroll mot minimums- og maksimumskrav kom vi fram til at $2\phi 10$ med en senteravstand på 60 mm var tilstrekkelig (Vedlegg 9, s. 8-9).

For kontroll av skjærtrykkkapasitet ble θ satt lik 45 grader, noe som gav $V_{Rd,max}$ lik 5446 kN (Vedlegg 9, s. 10). Dette er betydelig større enn V_{Ed} , og skjærtrykkkapasiteten er dermed innenfor kravet.



Figur 17: Skisse av tverrsnitt med slakkarmering i lengderetning, i feltene



Figur 18: Skisse av oppriss med slakkarmering i lengderetning

4.1.2.2 Bruksgrense

I bruksgrense ble maksimal nedbøying, rissviddekontroll og spenninger kontrollert på samme måte som for tverretningen. Parameterne t , t_0 for betong og rekkverk, t_0 for trafikklast, og RH er de samme som for tverretningen, henholdsvis 500 000 timer, 28 døgn, 90 døgn og 80%.

Først ble E_{middel} beregnet til 15 161 N/mm², se Vedlegg 9, s. 11-15. Momentene som inngår i formelen for E_{middel} er de karakteristiske momentene som skyldes egenvekten til betong, i tillegg til den jevnt fordelte trafikklasten. Se Vedlegg 5, s. 9 for verdier.

Maksimal nedbøying på grunn av kryp ble igjen beregnet for både uopprisset og opprisset tverrsnitt, med I lik henholdsvis I_{c1} og I_c , i likhet med tverretningen. For fullstendige beregninger for nedbøying på grunn av kryp for uopprisset og opprisset tverrsnitt, se Vedlegg 9, s. 15-17. Verdiene for nedbøyingen er presentert i tabell 11.

Nedbøying på grunn av svinn beregnes på samme måte som for tverretningen, og gir samme verdi for total svinntøyning, se Vedlegg 9, s. 18-20. Videre følges eksempelet på s. 136 i Sørensen med samme fremgangsmåte og forenklinger som presisert for tverretningen.

Fullstendige beregninger for svinnkrumning og nedbøying på grunn av svinn er vist i Vedlegg 9, s. 20-21, og total nedbøying i Vedlegg 9, s. 22-23. Resultatene er fremstilt i tabell 11, sammen med kravet til maksimal nedbøying som er $L/500$ for hvert felt (Standard Norge, 2004, pkt. 7.4.1(5)).

Tabell 11: Nedbøying i lengderetning for slakkarmering

	Nedbøying pga. kryp, uopprisset	Nedbøying pga. kryp, opprisset	Nedbøying pga. svinn	Total nedbøying, uopprisset	Total nedbøying, opprisset	Krav til maksimal nedbøying
Felt 1 og 4	4,55 mm	6,69 mm	3,02 mm	7,57 mm OK	9,71 mm OK	24,00 mm
Felt 2 og 3	29,52 mm	43,36 mm	11,11 mm	40,63 mm OK	54,47 mm IKKE OK	46,00 mm

Rissviddekontroll og spenninger følger også samme fremgangsmåte som beskrevet i avsnittet for tverretningen. Tabell 7.2N og 7.3N gir tillatt armeringsspenning $\sigma_{s, \text{tillatt}} = 200 \text{ N/mm}^2$ for lengderetningen. Opptrædende armeringsspenning, $\sigma_s = 192 \text{ N/mm}^2$, ble deretter beregnet som vist i Vedlegg 9, s. 26, og kontrollert mot kravene, se Vedlegg 9, s. 26-27. Dette viste at rissviddekontrollen var OK og at uakseptabel opprissing med hensyn til utseende kunne antas unngått. Betongspenninger for å unngå riss i lengderetningen ble også kontrollert på samme måte som for tverretningen. Til slutt ble betongspenningene kontrollert mot betongens krav til trykk- og strekkspenninger. Alle kravene var OK, bortsett fra strekkspenningene i felt 2 og 3 for uopprisset tverrsnitt, se Vedlegg 9, s. 27-29.

4.2 Spennarmering

Mangel på informasjon og større usikkerheter har gjort at vi har valgt å se bort fra noen beregninger som er vanlig praksis å inkludere i dimensjoneringen. Ved beregning av tap av spennkraft har vi valgt å kun se på tidsavhengige tap. Vi ser ikke på tap som forekommer grunnet tøyningsdifferanse, dvs. låsetap, friksjonstap og tap pga. temperaturdifferanse. Vår vurdering er at dette ikke vil gi store utslag for dimensjoneringen, ettersom tap av tøyningsdifferanse generelt gjelder tap av spennkraft helt i begynnelsen av bruas levetid.

For spennarmering vil størrelsen på armeringen virke dimensjonerende for overdekningen, og dermed vil overdekningskravet variere i lengde- og tverretningen.

4.2.1 Tverretning

4.2.1.1 Bruddgrense

For dimensjonering av spennarmering i bruddgrensetilstanden, ble følgende verdier for maksimalt opptredende moment- og skjærkraft brukt i beregningene, se Vedlegg 3, s. 6 og Vedlegg 6, s. 3.

Tabell 12: Dimensjonerende verdier i tverretning

Dimensjonerende moment, M_{Ed}	Dimensjonerende moment, kun jevnt fordelt last, $M_{Ed,q}$	Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}
454,65 kNm	229,99 kNm	485,34 kN

Mengden spennarmering ble dimensjonert med hensyn til momentet som opptrer som følge av egenvekt og de jevnt fordelte trafikklasterne (Vedlegg 6). Det resterende momentet som opptrer grunnet punktlasterne fra trafikken og rekkverkene, tenkte vi kunne tas opp av nødvendig strekkarmering i strekksonen dersom spennarmeringen ikke hadde tilstrekkelig kapasitet. Dette vil redusere armeringsmengden i bjelken generelt, og man slipper unødvendig overdimensjonering i snitt der momentpåkjeningen er betraktelig mindre enn ved maksimalt opptredende moment.

Basert på overslagsberegninger kom vi frem til at 12-taus kabler tilfredsstilte kravet til nødvendig armeringsmengde. I utgangspunktet så vi at denne dimensjonen kunne vært mye mindre med tanke på kapasiteten den hadde i forhold til det maksimale momentet. Vi valgte likevel å forholde oss til 12-taus kabler, da denne størrelsen er vanlig å bruke i brukonstruksjoner. Som for dimensjonering med slakkarmering, valgte vi å ta utgangspunkt i skjærbøyler $2\phi 10$. Kravet til nødvendig overdekning ble 145 mm for spennarmeringen, som følge av størrelsen på spennkablene (Vedlegg 10, s. 1-2). Deretter beregnet vi effektiv tverrsnittshøyde d , og kontrollerte at verdien var innenfor kravet (Vedlegg 10, s. 2-3). Med dette som utgangspunkt fant vi at nødvendig spennarmeringsareal i tverrsnittet var $312 \text{ mm}^2/\text{m}$ (Vedlegg 10, s. 3). Én 12-taus kabel, hvor hvert tau har et tverrsnittsareal på 140 mm^2 , gir en faktisk armeringsmengde på $1680 \text{ mm}^2/\text{m}$. Dette resulterte i en total utnyttelse på 19%, se beregning under.

$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{312 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1680 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,19 = 19\%$$

Ut ifra disse resultatene beregnet vi reviderte verdier basert på den faktiske armeringsmengden i tverrsnittet. Dette ble gjort for å bekrefte at den beregnede mengden armering tilfredsstilte alle kravene.

Basert på utnyttelsesgraden til armeringen, så vi at tverrsnittet var veldig overdimensjonert med tanke på momentet vi hadde tatt utgangspunkt i. På bakgrunn av dette antok vi at valgt armeringsmengde var tilstrekkelig for å kunne oppta det maksimale momentet som forekommer dersom man inkluderer punktlastene fra trafikken. Nye beregninger viste at nødvendig armeringsmengde for å kunne ta opp maksimalt opptredende moment ble $558 \text{ mm}^2/\text{m}$ (Vedlegg 10, s. 11). Dette ga en ny total utnyttelse på 33%, se beregning under.

$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{558 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1680 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,33 = 33\%$$

Siden tverrsnittet fortsatt var overdimensjonert, ble det ikke aktuelt å legge inn strekkarmering i tillegg til spennarmeringen, som først antatt. Videre ble trykksonens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd} = 2900$ kNm. Dette var større enn dimensjonerende moment, $M_{Ed} = 455$ kNm, og det var følgelig ikke behov for armering i trykksonen. Se Vedlegg 10, s. 12 for fullstendig beregning av trykkarmering.

Maksimal oppspenningskraft i spennkablene, som avhenger av armeringsmengden og de største tillatte spenningene som spennarmeringen kan ha, ble beregnet som vist i Vedlegg 10, s. 5. For å finne nødvendig oppspenningskraft, ble bjelken delt opp i ett-felts bjelker. Disse bjelkene ble sett på som statisk bestemte, slik at vi kunne ta i bruk formlene på formelarket i emnet Betongkonstruksjoner 2, for å finne nødvendig oppspenningskraft i hvert felt. Denne forenklingen gjorde også at vi slapp å ta hensyn til sekundært moment, som forekommer i statisk ubestemte konstruksjoner. Eksentrisiteten som spennkabelen kan ha i forhold til tverrsnittets nøytralakse er $e = 210$ mm på det maksimale (Vedlegg 10, s. 3). Sammen med de opprettede lastene, ga dette nødvendig oppspenningskraft for de ulike feltene på bjelken, se tabell nedenfor. Deretter sjekket vi at verdiene var mindre enn kravet til maksimal oppspenningskraft.

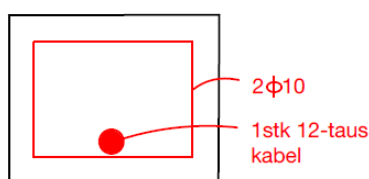
Tabell 13: Nødvendig oppspenningskraft i tverretning

	Nødvendig oppspenningskraft	Tillatt oppspenningskraft
Felt 1	1095,20 kN	2479,68 kN
Felt 2 og 3	85,6 kN	
Felt 4	117,26 kN	

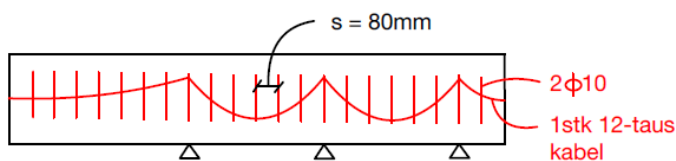
Ved dimensjonering av skjærarmering for spennarmerte konstruksjoner må det tas hensyn til aksialkraften som oppstår ved oppspenning av spennstålet. Siden vi har valgt å se på dette som en ytre spennkraft, skal aksialkraften multipliseres med en lastfaktor på 0,9. I tillegg skal man ta hensyn til tapet av spennkraft som oppstår over tid. Siden vi ikke har en konkret kilde på hva som er rimelig å sette dette tapet til i vårt tilfelle, har vi valgt å neglisjere det. Dette gjorde at spennkraften ble noe høyere enn den ville ha vært i praksis. Denne forenklingen vil følgelig gi et konservativt resultat for videre beregninger av skjærarmering (Vedlegg 10, s. 13).

Ut fra skjærberegningene og sammenligning med kravene, kom vi frem til at det var beregningsmessig behov for skjærarmering i tverrsnittet (Vedlegg 10, s. 13-14). Basert på dette ble det beregnet at skjærbøyler $2\phi 10$ med en senteravstand på 80 mm var tilstrekkelig (Vedlegg 10, s. 14-16).

Til slutt foretok vi en kontroll av skjærtrykkkapasiteten. Valgt verdi for θ på 45 grader ga skjærtrykkkapasitet $V_{Rd,maxs} = 5344$ kN. Dette var betydelig større enn maksimal opptrødende skjærkraft (Vedlegg 10, s. 16).



Figur 19: Skisse av tverrsnitt med spennarmering i tverretning, midt i felt 2 og 3



Figur 20: Skisse av oppriss med spennarmering i tverretning

4.2.1.2 Bruksgrense

Beregninger i bruksgrensetilstanden for spennarmering gikk ut på å kontrollere tverrsnittet for maksimal nedbøying, riss og spenninger. Akkurat som for slakkarmering, ble konstruksjonen sett på som oppdelt ved hver søyle, slik at hvert felt kunne regnes på separat. Punktlast som skyldes trafikklast, var fortsatt ekskludert som en forenkling. Den store forskjellen fra bruksgrense for slakkarmering, var at for spennarmering ble ikke nedbøyingen beregnet direkte. I stedet ble det beregnet en spenningsendring som ble brukt til å finne prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen over tid på grunn av både kryp, svinn og relaksasjon. Deretter fant vi intitiell oppbøying av bjelken, i tillegg til oppbøying med den reduserte spennkraften, som subtrahert med hverandre ga nedbøying av bjelken over tid. For

spenningsberegningene gjelder generelt at negativt fortegn betyr trykkspenning, mens positivt fortegn betyr strekkspenning.

Vi startet med å gjennomføre en spenningskontroll av de maksimale spenningene på grunn av kryp. I henhold til Sørensen s. 252-255, ble kun spenninger som skyldes forspenningen inkludert siden dette vil gi de største spenningene. Disse ble deretter kontrollert mot kravene til betongens trykk- og strekkspenninger, se fullstendige beregninger som vist i Vedlegg 10, s. 17-19. Kravene og resultatene for trykk- og strekkspenningene er presentert i tabellene nedenfor.

Tabell 14: Tillatte spenninger i tverretning

Tillatt trykkspenning	Tillatt strekkspenning
-33,00 N/mm ²	4,2 N/mm ²

Tabell 15: Spenninger i tverretning pga. forspenningen

Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 210 mm
-3,47 N/mm ²	0,77 N/mm ²	-2,46 N/mm ²

Alle spenningene er innenfor kravene til betongens trykk- og strekkspenninger, som vist i tabellene over. På bakgrunn av dette kan konstruksjonen antas å være i stadium I, da spenninger godt innenfor kravene ikke vil gi dannelse av riss. I praksis skal man alltid regne på stadium II i tillegg fordi konstruksjonen kan risse opp på et senere tidspunkt. Vi har derimot valgt å ikke regne på stadium II som en avgrensning av oppgaven. På bakgrunn av dette kan både spenningskontroll og rissviddekontroll anses som tilfredsstillt.

For å finne prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen som følge av kryp, ble det først beregnet korttidsspenninger på grunn av oppspenning, egenvekt og rekkverk, i henhold til eksempelet i Sørensen s. 256. Se Vedlegg 10, s. 20-24. Deretter fant vi langtidsspenninger som skyldes trafikklast i tillegg til forspenning, egenvekt og rekkverk, som vist i Sørensen s. 258-259. Se Vedlegg 10, s. 25-34. Spenningene ble beregnet både for overkant og underkant av tverrsnittet, samt på nivå med spennarmeringen. Det er spenningene beregnet ved spennarmeringen, som senere har blitt benyttet til å finne reduksjon av spennkraft. De beregnede korttids- og langtidsspenningene er presentert i tabellene nedenfor.

Tabell 16: Korttidsspenninger i tverretning pga. oppspenningskraft, egenvekt og rekkverk

	Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 210 mm
Felt 1 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>R = 0,61 kN</i>	-1,88 N/mm ²	-0,82 N/mm ²	-1,63 N/mm ²
Felt 2 og 3 <i>g = 21,75 kN/m</i>	-3,40 N/mm ²	0,70 N/mm ²	-2,42 N/mm ²
Felt 4 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>R = 0,61 kN</i>	-3,32 N/mm ²	0,62 N/mm ²	-2,38 N/mm ²

Tabell 17: Langtidsspenninger i tverretning pga. oppspenningskraft, egenvekt, rekkverk og trafikklast

	Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 210 mm
Felt 1 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>p = 5 kN/m</i> <i>R = 0,61 kN</i>	-1,72 N/mm ²	-0,94 N/mm ²	-1,54 N/mm ²
Felt 2 og 3 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>p = 5,4 kN/m</i>	-3,32 N/mm ²	0,70 N/mm ²	-2,36 N/mm ²
Felt 4 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>p = 5,4 kN/m</i> <i>R = 0,61 kN</i>	-3,22 N/mm ²	0,60 N/mm ²	-2,31 N/mm ²

Verdiene for betongspenninger ved spennarmeringen ble benyttet til å beregne korttidstøyning og langtidstøyning, som multiplisert med E_p ga korttids- og langtidsspenninger. Spenningsendringen ble dermed beregnet ved å subtrahere korttidsspenningene fra langtidsspenningene. Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen på grunn av kryp ble deretter regnet ut basert på spenningsendringen, se Vedlegg 10, s. 25-34 for fullstendig beregning for alle felt. Resultatet er vist i tabellen nedenfor.

Tabell 18: Prosentvis reduksjon av spennkraft for tverretningen

Reduksjon av spennkraft pga. kryp, felt 1	Reduksjon av spennkraft pga. kryp, felt 2 og 3	Reduksjon av spennkraft pga. kryp, felt 4
0,78%	1,22%	1,19%

Spenningsendring i spennarmeringen på grunn av svinn ble beregnet i henhold til eksempelet på s. 260-261 i Sørensen. Beregnet endring i svinntøyning, multiplisert med E_p ga en spenningsendring, som deretter ble benyttet til å beregne reduksjon av spennkraft på samme måte som for kryp. Reduksjonen av kraft i spennarmeringen på grunn av svinn er lik for alle feltene i tverretningen, og har en verdi på 3,21%. For fullstendige beregninger, se Vedlegg 10, s. 35-36.

For beregning av spenningsendring i spennarmeringen på grunn av relaksasjon tok vi utgangspunkt i relaksasjonsklasse 2, siden alle aktuelle spennstål for bruk i Norge er lav-relaksasjonsstål, dvs. klasse 2 (Johansen, 2016, s. 45). Spenningsendringen ble beregnet på samme måte som vist i eksempelet i Sørensen s. 262-264, og den ble deretter benyttet til å regne reduksjon av spennkraft på tilsvarende måte som for kryp og svinn. Reduksjonen av kraft i spennarmeringen på grunn av relaksasjon har en verdi på 4,60%, og er lik for alle felt. Beregninger er vist i Vedlegg 10, s. 37-38.

Sørensen viser ikke hvordan reduksjonen av spennkraft brukes for å regne nedbøying av en bjelke. Etter veiledning hos intern veileder ble det derfor bestemt å regne nedbøying for hvert felt ved å først beregne initiell oppbøying, som vist i Sørensen s. 226, og deretter regne oppbøying på nytt med den reduserte spennkraften. Formelen for oppbøying forutsetter lik eksentrisitet for hele bjelkeelementet. For denne brukonstruksjonen vil det være ulik eksentrisitet i bjelkeendene for noen av feltene. Da boka ikke viste en alternativ formel for tilfeller med ulik eksentrisitet, ble det besluttet å bruke den samme oppbøyingformelen for alle feltene som en forenkling.

Den reduserte spennkraften ble beregnet med utgangspunkt i opprinnelig oppspenningskraft og tapet av spennkraft på grunn av både kryp, svinn og relaksasjon. Nedbøyingen ble deretter beregnet ved å ta initiell oppbøyning minus oppbøyningen som følge av den reduserte spennkraften. Resultatene er presentert i tabellen nedenfor, og fullstendige beregninger er vist i Vedlegg 10, s. 39-43.

Tabell 19: Nedbøyning i tverretning for spennarmering

	Total reduksjon av oppspenningskraft	Initiell oppbøyning	Oppbøyning som følge av redusert spennkraft	Total nedbøyning, pga. kryp, svinn og relaksasjon	Krav til maksimal nedbøyning
Felt 1	8,59%	0,41 mm	0,37 mm	0,040 mm OK	7,40 mm
Felt 2 og 3	9,03%	0,25 mm	0,23 mm	0,020 mm OK	5,80 mm
Felt 4	9,00%	0,043 mm	0,039 mm	$4,00 \cdot 10^{-3}$ mm OK	2,40 mm

4.2.2 Lengderetning

4.2.2.1 Bruddgrense

For dimensjonering av spennarmering i bruddgrensetilstanden, ble følgende verdier for maksimalt opptredende moment- og skjærkraft brukt i beregningene, se Vedlegg 3, s. 9 og 12 og Vedlegg 6, s. 9.

Tabell 20: Dimensjonerende verdier i lengderetning

Dimensjonerende moment, M_{Ed}	Dimensjonerende moment, kun jevnt fordelt last, $M_{Ed,q}$	Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}
2497,98 kNm	1720,54 kNm	644,85 kN

På samme måte som for tverretningen, dimensjonerte vi mengden spennarmering med hensyn til momentet som opptrer som følge av egenvekt og den jevnt fordelte trafikklasten (Vedlegg 6). Der kapasiteten til spennarmeringen ikke er stor nok til å ta opp punktlastene fra trafikken i tillegg, legges det inn strekkarmering.

Basert på overslagsberegninger anslo vi at 15-taus kabler ville være tilstrekkelig i forhold til nødvendig armeringsmengde. I likhet med dimensjonering av slakkarmering valgte vi å ta utgangspunkt i skjærbøyler $2\phi 10$. Krav til nødvendig overdekning for spennarmeringen ble beregnet til 160 mm ut fra størrelsen på spennkabelen (Vedlegg 11, s. 1-2). Deretter beregnet vi effektiv tverrsnittshøyde d , og kontrollerte at verdien var innenfor kravet (Vedlegg 11, s. 2-3). Med dette som utgangspunkt fant vi at nødvendig spennarmeringsmengde i tverrsnittet ble $2409 \text{ mm}^2/\text{m}$. Én 15-taus kabel, der hvert tau har et tverrsnittsareal på 140 mm^2 , ga en opptredende armeringsmengde på $2100 \text{ mm}^2/\text{m}$. Det var derfor nødvendig med to 15-taus kabler for å tilfredsstille kravet til nødvendig armeringsmengde. Faktisk armeringsmengde ble dermed $4200 \text{ mm}^2/\text{m}$. Dette ga en total utnyttelse på 57%, se beregning under.

$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{2409 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{4200 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,57 = 57\%$$

Deretter beregnet vi reviderte verdier basert på den faktiske armeringsmengden, for å bekrefte at beregnet mengde fortsatt var gyldig. Dette viste at valgt armeringsmengde tilfredstilte alle kravene.

Basert på utnyttelsesgraden til armeringen, så vi at tverrsnittet var veldig overdimensjonert med tanke på momentet vi hadde tatt utgangspunkt i. På bakgrunn av dette valgte vi, som for tverretningen, å sjekke om de to 15-taus kablene var tilstrekkelig for å ta opp det maksimale momentet som forekommer dersom man inkluderer punktlastene fra trafikken. Beregningene viste at nødvendig armeringsmengde i dette tilfellet var $3543 \text{ mm}^2/\text{m}$ (Vedlegg 11, s. 10). Dette ga en ny total utnyttelse på 84%, se beregning under.

$$Utnyttelse = \frac{A_{n\ddot{o}dvendig}}{A_{faktisk}} = \frac{3543 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{4200 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,84 = 84\%$$

Siden tverrsnittet fortsatt var overdimensjonert, var det ikke aktuelt å regne med strekkarmering i tillegg. Videre ble trykksonens momentkapasitet beregnet til $M_{Rd} = 2713 \text{ kNm}$. Dette var større enn dimensjonerende moment, $M_{Ed} = 2498 \text{ kNm}$, og det var følgelig ikke behov for å legge inn armering i trykksonen. Se Vedlegg 11, s. 11 for fullstendig beregning for trykkarmering.

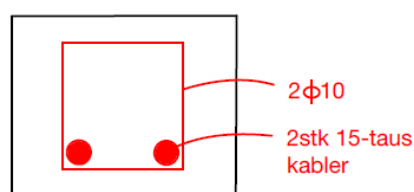
Deretter ble maksimal oppspenningskraft beregnet, se tabell 21. Ved bruk av samme fremgangsmåte som for tverretningen, ble eksentrisiteten beregnet til 190 mm på det maksimale (Vedlegg 11, s. 3). De opptredende lastene, sammen med eksentrisiteten, ble brukt til å finne nødvendig oppspenningskraft for de ulike feltene på bjelken. Til slutt sjekket vi at verdiene var mindre enn kravet til maksimal oppspenningskraft.

Tabell 21: Nødvendig oppspenningskraft i lengderetning

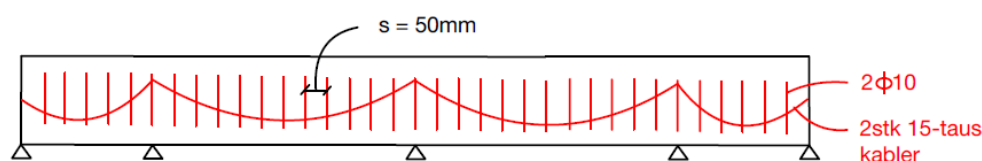
	Nødvendig oppspenningskraft	Tillatt oppspenningskraft
Felt 1 og 4	2160,00 kN	6199,20 kN
Felt 2 og 3	5951,25 kN	

Kontroll av beregningsmessig behov for skjærarmering ble gjort på samme måte som for tverretningen, med de samme forenklingene (Vedlegg 11, s. 12-13). Basert på dette kom vi frem til at skjærbøyler $2\phi 10$ med en senteravstand på 50 mm var tilstrekkelig (Vedlegg 11, s. 13-15).

Til slutt foretok vi en kontroll av skjærtrykkkapasiteten. Valgt verdi for θ på 45 grader ga skjærtrykkkapasitet $V_{Rd,maxs} = 4624$ kN. Dette var betydelig høyere enn maksimalt opptredende skjærkraft (Vedlegg 11, s. 15-16).



Figur 21: Skisse av tverrsnitt med spennarmering i lengderetning, midt i feltene



Figur 22: Skisse av oppriss med spennarmering i lengderetning

4.2.2.2 Bruksgrense

Beregninger i bruksgrensetilstanden for spennarmering i lengderetningen følger samme fremgangsmåte som for tverretningen, i tillegg til at de samme forenklingene er lagt til grunn. For lengderetningen ble det først gjennomført en spenningskontroll av maksimale spenninger på grunn av kryp, der kun spenninger som skyldes oppspenningen er inkludert. Fullstendig beregning er vist i Vedlegg 11, s. 17-19. Kravene og resultatene for trykk- og strekkspenninger er presentert i tabellene nedenfor.

Tabell 22: Tillatte spenninger i lengderetning

Tillatt trykkspenning	Tillatt strekkspenning
-33,00 N/mm ²	4,2 N/mm ²

Tabell 23: Spenninger i lengderetning pga. forspenning

Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 190 mm
-17,40 N/mm ²	3,05 N/mm ²	-12,03 N/mm ²

Alle spenningene var innenfor kravene til betongens trykk- og strekkspenninger, som vist i tabellene over. På bakgrunn av dette kan konstruksjonen antas å være i stadium I, som for tverretningen, og både spenningskontroll og rissviddekontroll ble følgelig ansett som tilfredsstillt.

Korttids- og langtidsspenninger, for å beregne prosentvis reduksjon av spennkraft på grunn av kryp, ble beregnet på samme måte som for tverretningen. Se Vedlegg 11, s. 20-30. De beregnede verdiene er presentert i tabellene nedenfor.

Tabell 24: Korttidsspenninger i lengderetning pga. oppspenningskraft og egenvekt

	Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 190 mm
Felt 1 og 4 <i>g = 21,75 kN/m</i>	-15,39 N/mm ²	0,99 N/mm ²	-11,09 N/mm ²
Felt 2 og 3 <i>g = 21,75 kN/m</i>	-13,02 N/mm ²	-1,43 N/mm ²	-9,98 N/mm ²

Tabell 25: Langtidsspenninger i lengderetning pga. oppspenningskraft, egenvekt og trafikklaster

	Underkant y = 800/2 mm	Overkant y = -800/2 mm	Ved spennarmeringen y = e = 190 mm
Felt 1 og 4 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>p = 5,4 kN/m</i>	-16,92 N/mm ²	0,31 N/mm ²	-10,18 N/mm ²
Felt 2 og 3 <i>g = 21,75 kN/m</i> <i>p = 5,4 kN/m</i>	-11,08 N/mm ²	-2,69 N/mm ²	-8,88 N/mm ²

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen på grunn av kryp ble deretter beregnet på tilsvarende måte som for tverretningen. Se Vedlegg 11, s. 24-30 for fullstendige beregninger for alle felt. Resultatet er vist i tabellen nedenfor.

Tabell 26: Reduksjon av spennkraft for lengderetningen

Reduksjon av spennkraft pga. kryp, felt 1 og 4	Reduksjon av spennkraft pga. kryp, felt 2 og 3
5,01%	4,27%

Spenningsendring i spennarmeringen på grunn av svinn beregnes fremdeles i henhold til eksempelet på s. 260-261 i Sørensen. Reduksjonen av kraft i spennarmeringen på grunn av svinn er lik for alle feltene i lengderetningen, og har en verdi på 3,03%. For fullstendige beregninger, se Vedlegg 11, s. 31-32.

Reduksjonen av kraft i spennarmeringen på grunn av relaksasjon har samme verdi som for tverretningen, altså 4,60%, og er lik for alle felt også her. Fullstendige beregninger er vist i Vedlegg 11, s. 33-34.

Nedbøyningen i lengderetningen ble beregnet med samme fremgangsmåte som for tverretningen. Resultatene er presentert i tabellen nedenfor, og fullstendige beregninger er vist i Vedlegg 11, s. 35-38.

Tabell 27: Nedbøying i lengderetning for spennarmering

	Total reduksjon av oppenningskraft	Initiell oppbøying	Oppbøying som følge av redusert spennkraft	Total nedbøying pga. kryp, svinn og relaksasjon	Krav til maksimal nedbøying
Felt 1 og 4	12,64%	20,98 mm	18,32 mm	2,66 mm OK	24,00 mm
Felt 2 og 3	11,90%	77,06 mm	67,89 mm	9,17 mm OK	46,00 mm

5.0 Refleksjon av resultater

For å finne den beste løsningen for dimensjoneringen av brudekket, skal vi se på resultatene fra beregningene som ble gjort i dimensjoneringsdelen for begge retningene. Her vil resultatene fra både brudd- og bruksgrensetilstand inngå i vurderingen. Videre skal vi reflektere over de valgene vi har gjort og hvordan de har påvirket resultatene, i tillegg til å påpeke hva vi kunne ha gjort annerledes.

Vi starter med å sammenligne resultatene i tverretningen. Krav til nødvendig armeringsmengde for slakkarmering ble beregnet til $1707 \text{ mm}^2/\text{m}$, mens det tilsvarende kravet for spennarmering ble $558 \text{ mm}^2/\text{m}$. Kravet til nødvendig armeringsmengde for slakkarmeringen er dermed betydelig høyere sammenlignet med spennarmeringen. Basert på dimensjonene vi valgte, kom vi frem til et armeringsareal for slakkarmering og spennarmering på henholdsvis $1810 \text{ mm}^2/\text{m}$ og $1680 \text{ mm}^2/\text{m}$. Forholdet mellom slakk- og spennarmeringsmengde er betydelig mindre enn forholdet mellom de nødvendige armeringsmengdene. Dette skyldes den høye overdimensjoneringen av spennarmering i tverrsnittet. På bakgrunn av dette kan man se at mengden armeringsstål er betraktelig bedre utnyttet for det slakkarmerte tverrsnittet. Her ligger grad av utnyttelse på 94%, mens det spennarmerte tverrsnittet er nede på 33%.

Mengden skjærarmering ble beregnet til $2\phi 10$ med en senteravstand på 80 mm for begge armeringstypene. Trykkarmering er ikke aktuelt for noen av tilfellene. Dette vil dermed ikke spille noen rolle for vurderingen av armeringsvalget.

Krav til nedbøyning ble opprettholdt for begge tilfellene. Det var bedre marginer for spennarmeringen, men beregnet nedbøyning var godt innenfor de maksimalt tillatte verdiene for slakkarmering også. Med tanke på riss var utfallet tilnærmet det samme. Den spennarmerte konstruksjonen ble regnet som teoretisk uopprikket siden strekkspenningene var innenfor kravene. For slakkarmering var det noe riss, men disse var langt unna å overstige rissviddekravene i henhold til Eurokode 2.

Betongspenningene påvirkes i større grad av armeringstypen. Maksimale trykkspenninger i tverrsnittet er generelt noe høyere i den spennarmerte konstruksjonen, som følge av trykkraften som oppstår i forbindelse med oppspenningen. Disse overskrider dog ikke kravene som stilles for den valgte betongkvaliteten. Strekkspenninger er derimot noe lavere for dimensjonering med spennarmering, siden det hovedsakelig er trykk i tverrsnittet. Både den slakkarmerte og spennarmerte bjelken oppfyller kravene til betongspenninger.

I lengderetningen ser vi på de samme parameterne som i tverretningen. Ved å sammenligne krav til armeringsmengde for slakkarmering med krav til spennarmering, kan man se tydelige forskjeller. Disse arealene ble beregnet til henholdsvis 9865 mm²/m og 3543 mm²/m. Valgene vi tok under dimensjoneringen, førte til at vi fikk et opptredende armeringsareal på 10 799 mm²/m for den slakkarmerte konstruksjonen. For den spennarmerte er mengden mer enn halvert, da den ligger på bare 4200 mm²/m. Grad av utnyttelse med tanke på armeringsmengde er 91% for slakkarmering, mens den er 84% for spennarmering. Basert på disse verdiene kan vi si at ingen av tilfellene skiller seg ut med tanke på overdimensjonering, men den spennarmerte bjelken vil gi et tverrsnitt med betraktelig mindre armeringsmengde. Som i tverretningen, tok vi utgangspunkt i skjærarmering 2φ10 med en senteravstand på 60 mm for den slakkarmerte bjelken, og 50 mm for den spennarmerte bjelken. Trykkarmering er ikke aktuelt for noen av tilfellene.

Basert på resultatene fra bruksgrensetilstanden kan vi si at krav til nedbøyning i lengderetningen vil være av større betydning for vurderingen. I motsetning til den spennarmerte konstruksjonen, er ikke krav til nedbøyning tilfredsstilt for alle felt i slakkarmeringen. Felt 2 og 3 for opprisset tverrsnitt har en nedbøyning som er større enn maksimalt tillatt verdi, med et avvik på 8,47 mm. Ellers er de resterende feltene også utsatt for større nedbøyninger sammenlignet med bruk av spennarmering, men opprettholder kravene med god margin. Spennarmeringen vil også virke fordelaktig med hensyn til riss, da bjelken er dimensjonert som uopprisset. Selv om det er beregnet at det vil oppstå noe riss for slakkarmeringen, viser rissviddekontrollen at mulig opprissing ligger innenfor kravene for akseptabel opprissing.

Med tanke på spenninger var både trykk- og strekkspenninger innenfor kravene for den spennarmerte konstruksjonen. For dimensjonering med slakkarmering viste resultatene at krav til strekkspenninger ikke var tilfredsstilt for felt 2 og 3 for uopprisset tverrsnitt, mens trykkspenninger var OK. Generelt vil strekkspenninger være noe høyere for den slakkarmerte konstruksjonen, siden den spennarmerte konstruksjonen i hovedsak påvirkes av trykkspenninger.

Beregningene som har blitt utført har tatt utgangspunkt i faktorer som vi på forhånd har valgt å låse oss fast til, deriblant tverrsnittsdimensjon, betongkvalitet og stålkvalitet. Alle disse verdiene står sentralt i flere av utregningene, og en justering av disse ville gitt andre resultater. Utformingen av Hamnevegen bru bærer preg av at den ble prosjektert på 70-tallet. Med nye og generelt strengere krav, i forbindelse med for eksempel trafikklast og konstruksjoners funksjonsdyktighet, er det ikke gitt at dagens kriterier for dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand vil kunne opprettholdes for den forholdsvis slanke bruplata. Ut fra våre

beregninger og antagelser var nedbøyning og strekkspenninger i felt 2 og 3, for det slakkarmerte brutverrsnittet, den eneste kontrollen i bruksgrensetilstand som ikke tilfredsstilte kravene i Eurokode 2.

En høyere betongkvalitet vil gi en høyere momentkapasitet i trykksonen. Dette påvirker også nedbøyningen, da en høyere fasthetsklasse vil gi en større elastisitetsmodul, altså økt stivhet mot deformasjon. Momentkapasiteten i tverrsnittet påvirker også momentutnyttelsesgraden til bjelken. Forholdet mellom opptredende moment og momentkapasitet skal være ≤ 1 i alle snitt i konstruksjonen, og med tanke på optimalisering av tverrsnittet bør disse verdiene være så lik hverandre som mulig. Her kan varierende utforming av tverrsnittet langs bjelken, gjøre det mulig å tilpasse bjelkens momentkapasitet i forhold til det varierende momentet som virker opptredende, som illustrert av momentdiagrammene. Et tiltak kan dermed være å justere høyden av tverrsnittet langs opprisset, siden høyden har en proporsjonal sammenheng med momentkapasiteten.

Stålkvaliteten påvirker armeringsmengden i tverrsnittet, men siden B500NC er utbredt for bruk i konstruksjoner i Norge, ser vi på dette valget som logisk. Valg av sementklasse virker også noe utslagsgivende på resultatene i bruksgrensetilstanden, da spesifikt knyttet til kryptall og svinntøyning. Her kunne vi i stedet for sementklasse N, også valgt enten R eller S. Uten noen ytre indikatorer på hva som er mest riktig i vårt tilfelle, valgte vi N fordi den tallmessig opptrer som en gjennomsnittsverdi for de tre ulike klassene.

Som et resultat av at vi ikke har tilgang til ulike beregningsprogrammer som er vanlige i arbeidslivet, har det blitt gjort flere forenklinger for lettere å kunne gjennomføre håndberegninger. Dette vil nok ha påvirket resultatene noe, for eksempel at det ikke har blitt tatt hensyn til aksellastene i bruksgrensetilstanden, som en forenkling av beregningene. De beregnede verdiene for nedbøyning, riss og spenninger antas derfor å avvike noe fra realiteten. Siden punktlastene på grunn av kjøretøy er ekskludert, vil faktisk nedbøyning av bjelken trolig bli noe større enn beregningene tilsier. Dette gjelder både tverretningen og lengderetningen, men vil være mest utslagsgivende i lengderetningen som har de største spennene. Større nedbøyning vil igjen kunne gi mer rissdannelse i konstruksjonen. Beregningene med slakkarmering i lengderetningen viser at rissviddekravet akkurat er tilfredsstilt. Dersom aksellastenes påvirkning inkluderes, er det ikke lenger sikkert at rissviddekontrollen er tilfredsstilt, og det er dermed mulig at konstruksjonen får uønsket opprissing. Nedbøyning og kontroll av rissviddekrav burde derfor kontrolleres også for full belastning på konstruksjonen, der også aksellastene inngår i lastbildet. Aksellastene vil dessuten føre til større spenninger i betongen. Gjennomførte spenningsberegninger viser at kravene er tilfredsstilt med god margin

for dimensjonering med spennarmering, og vi antar følgelig at tilleggsspenninger på grunn av aksellastene ikke er nok til at kravene overskrides. For den slakkarmerte konstruksjonen var strekkspenninger i felt 2 og 3 ikke OK i utgangspunktet. Trykkspenningene kan likevel antas å være innenfor kravene også for slakkarmeringen.

For å kunne gjøre håndberegninger for spennkraft, spenninger og nedbøyinger for spennarmering, måtte vi gjøre noen forenklinger. Konstruksjonen er i utgangspunktet statisk ubestemt. Sørensen viser kun hvordan spennkraft beregnes for fritt opplagte ett-felts bjelker, og i mangel på en annen fremgangsmåte ble bjelkene delt opp ved hvert opplager slik at hvert felt ble sett på som fritt opplagt. Tidligere i oppgaven har det blitt innført fast innspenning ved denne oppdelingen, og følgelig er de ulike feltene, med unntak av utkragerne i tverretningen, fortsatt statisk ubestemt. Dette var uproblematisk for beregning av nedbøyning for slakkarmering, men for spennarmeringen forutsetter formlene i læreboka en statisk bestemt konstruksjon for å kunne regne spenninger og dermed nedbøyning. For å kunne regne på dette for hånd har vi derfor tatt utgangspunkt i formlene som gjelder for statisk bestemte konstruksjoner. Dette vil gi et beregningsavvik, men vi antar at verdiene er innenfor det som kan regnes som akseptable avvik, dvs. rundt 10 %. En statisk bestemt konstruksjon vil få større oppbøyning og nedbøyning enn en statisk ubestemt konstruksjon, som er fastholdt i innspenningen. Forenklingen vi har gjort er dermed konservativ.

Vi har som nevnt tidligere valgt å regne på bruplata som to bjelker i stedet for en plate. Eurokode 2 stiller litt andre krav til platedimensjonering. En faktor vi har valgt å se bort fra ved bjelkedimensjonering, som en avgrensing av oppgaven, er torsjon. Dette må man ta hensyn til ved platedimensjonering. For plater vil lastene fordele seg utover i alle retninger, i motsetning til bjelker. Dimensjonering som plate kunne dermed gitt noe lavere nedbøyning enn vi fikk for bjelkene. Plate har derimot mye større fare for oppbøyning i hjørnene, som kan oppstå for noen utvalgte lastplasseringer, og torsjon må derfor kontrolleres. Det er viktig å unngå oppbøyning av hjørnene og endene av bruplata for å hindre at ulykkesituasjoner kan oppstå, dersom bruplata løftes i forhold til resten av veggen. For å unngå oppbøyning er det vanlig at betongens egenvekt er minst like stor som oppbøyingkraften.

En faktor som kan øke faren for oppbøyning er om en konstruksjon er veldig stiv. For å unngå store nedbøyinger er det ønskelig med en stiv konstruksjon i lengderetningen. Dersom det legges inn mye tverrarmering, vil konstruksjonen også bli veldig stiv i tverretningen. Dette vil øke faren for oppbøyning av bruplata, spesielt i kombinasjon med tung belastning. Dette er viktig å ha i bakhodet ved dimensjonering av armeringsmengde, men faller ikke innenfor grensene av vår oppgave.

Andre faktorer som ikke har blitt tatt hensyn til i denne oppgaven er blant annet svingninger, vibrasjoner og dynamikk. En veldig stiv konstruksjon er mindre bevegelig. Forklart med andre ord kan man si at jo stivere konstruksjonen er, desto mindre amplitude får man på svingningene. Ved tung belastning kan det derfor oppstå vibrasjoner i brua, og en følelse av at brua «rister». Det er derfor ønskelig med en litt mykere konstruksjon i tverretningen. På denne måten får man en nedbøying på grunn av den tunge lasten, men når lasten forsvinner går konstruksjonen tilbake til opprinnelig posisjon. Vedvarende tung belastning over tid vil gi langvarig nedbøying, som har blitt kontrollert i denne oppgaven.

Som nevnt tidligere har vi i denne oppgaven valgt å kun forholde oss til de kravene som fremgår av Eurokode 2, og ikke forholde oss til Statens Vegvesen sine håndbøker. Hensikten med oppgaven var å dimensjonere betongdekket til Hamnevegen bru, og derfor valgte vi å se bort fra håndbøkene for å spare tid. Det mest riktige hadde nok likevel vært å forholde seg til begge deler. Statens Vegvesen stiller i noen tilfeller litt andre krav til prosjekteringen, som gjelder spesielt for dimensjonering av bruer i Norge, sammenlignet med Eurokode 2.

For spennarmerte konstruksjoner er det ønskelig med kun trykk i tverrsnittet for å unngå riss. Som man kan se av spenningsberegningene er det strekk noen steder langs bjelken, avhengig av hvilket felt man ser på. Disse er imidlertid innenfor kravet til strekkspenninger, og konstruksjonen regnes derfor kun i stadium I som tidligere nevnt. Andre steder er det trykk i hele tverrsnittet, som ønsket. Statens Vegvesen stiller strengere krav enn Eurokode 2 til trykk i hele tverrsnittet, og vil at det skal legges inn strekkarmering der det eventuelt måtte oppstå strekkspenninger (Statens Vegvesen, 2015, s. 162). Eurokode 2 tar ikke hensyn til dette, og følgelig har det ikke blitt lagt inn strekkarmering i strekksonene.

Et annet eksempel på krav som får betydning for dimensjoneringen er overdekningen til brua. Ifølge kravene gitt av Eurokode 2, kom vi frem til et overdekningskrav på 60 mm for overkant og sidene av konstruksjonen når vi dimensjonerer med slakkarmering. Statens Vegvesen stiller derimot krav om 75 mm overdekning for brukonstruksjoner. SVVs krav om 75 mm overdekning er likevel oppfylt for dimensjonering med spennarmering, fordi dimensjonen på spennkablene førte til et betydelig større krav til overdekning enn for slakkarmering. Dersom vi hadde tatt hensyn til Statens Vegvesen sitt krav til overdekning i beregningene, ville vi derimot fått et litt annet resultat for beregningene med slakkarmering. Større overdekning ville gitt en mindre effektiv tverrsnittshøyde, og følgelig en mindre indre momentarm. Dette ville videre resultert i at kravet til nødvendig armeringsmengde ville økt. På bakgrunn av dette er det ikke sikkert at valgt armeringsmengde er tilstrekkelig. Det kan dermed være behov for flere armeringsstenger, eventuelt større kamstørrelse. Økt overdekning vil i tillegg resultere i mindre

gjenværende plass i tverrsnittet for plassering av armeringsstengene. Dette kan bli problematisk med tanke på krav til horisontalavstand mellom armeringsstengene, og det er mulig at flere stenger eller større kamstørrelse kan føre til at antall lag med armering må økes. Krav til vertikalavstander bør likevel ikke bli noe problem, ettersom overdekningen ikke øker med mer enn 15 mm. Redusert indre momentarm vil også gi økt krav til nødvendig mengde skjærarmering. Dette kan løses ved å enten øke kamstørrelsen eller ved å redusere senteravstanden.

Økt armeringsmengde og redusert effektiv tverrsnittshøyde vil også påvirke beregningene gjort i bruksgrensetilstanden. Betongens arealtrehetsmoment for både uopprisset og opprisset tverrsnitt, vil følgelig minke. Dette fører igjen til økt nedbøying av bjelkene, i tillegg til større fare for rissdannelse og større spenninger. Med 60 mm overdekning var det kun felt 2 og 3, for opprisset tverrsnitt i lengderetningen, som ikke var innenfor kravene til nedbøying. Det samme gjelder kontroll av strekkspenninger for uopprisset tverrsnitt. Dersom man tar hensyn til Statens Vegvesen sitt krav om 75 mm overdekning, vil feltene i både tverretning og lengderetning få større nedbøying og spenninger, og det er fare for at flere felt kan komme til å overskride nedbøyingskravet.

Som nevnt tidligere har vi i denne oppgaven tatt utgangspunkt i krav som stilles i Eurokode 2 for dimensjonering av bjelker, og vi har følgelig benyttet $\phi 10$ for skjærarmering. For brukonstruksjoner er det derimot ikke vanlig med mindre enn $\phi 16$ som dimensjon for skjærbøylene. Det er heller ikke ønskelig med en senteravstand på under 100 mm med tanke på praktisk utførelse. Ved å øke kamstørrelsen fra 10 til 16, får man en betydelig økning av nødvendig senteravstand, slik at denne ikke er under 100 mm (Vedlegg 12). Ettersom endringen i kamstørrelsen bare er på 6 mm, vil ikke dette utgjøre en stor forskjell med tanke på resten av dimensjoneringen for de to armeringstypene. Følgelig antar vi at det vil være lite problematisk å bytte ut skjærbøyer $2\phi 10$ med $2\phi 16$ i tverrsnittet. Ved å øke dimensjonen, blir det også lettere å få støpt ut betongen korrekt rundt armeringen. Små senteravstander vanskeliggjør dessuten korrekt vibrering av betongen som støpes ut mellom skjærbøylene.

Som en forenkling har vi valgt å legge inn skjærbøyer med samme dimensjon og senteravstand i hele bjelkens lengderetning, for alle tilfellene vi har regnet på. Valgt dimensjon og senteravstand for skjærarmeringen har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp maksimal opptredende skjærkraft ved søylene. Mot midten av spennene går skjærkraften derimot mot null, og følgelig vil det ikke være like stort behov for skjærarmering her som ved støttene. En bedre løsning, for å optimalisere med hensyn til armeringsmengde, ville vært å øke senteravstanden mot midten av bjelken slik at armeringsmengden reduseres i takt med redusert skjærkraft. På denne måten

ville man unngått overdimensjonering midt i feltene hvor skjærkraften er null, ved å heller legge inn krav til minimumsarmering her.

Et annet tiltak for optimalisering av armeringsmengde som er vanlig praksis innen konstruksjonsfaget, er å kutte toppene på momentdiagrammene over søylene. Siden den kontinuerlige bruplata i oppgaven dimensjoneres som to kontinuerlige bjelker, en i tverretning og opplagernengderetning, kunne momentene dermed reduseres over søylene. En slik momentreduksjon tar utgangspunkt i å fordele momentet over opplageret jevnt over oppleggsflaten. Dermed får man en jevn flate over opplageret, i stedet for en spiss topp (Sørensen, 2013, s. 190). Vi har som en forenkling valgt å ta utgangspunkt i maksimalt opptredende moment for beregning av armeringsbehov. Ved å redusere maksimalt moment, som opptrer over søylene for denne konstruksjonen, vil armeringsbehovet dermed bli mindre. Dersom denne metoden skulle blitt benyttet, måtte man ha kontrollert om noen av feltmomentene ville blitt større enn det reduserte momentet over opplageret, og i så fall benyttet feltmomentet som dimensjonerende moment i stedet.

Det er vanlig at betongbruer, og andre betongkonstruksjoner, som bygges i henhold til dagens standard er svært overdimensjonert. Bakgrunnen for dette er at man har noe mindre kunnskap om betong sammenlignet med blant annet tre og stål. Det er derfor større usikkerhet knyttet til beregninger med betong, som igjen gir strengere dimensjoneringskrav. Det er også veldig vanlig i ingeniøryrket å gjøre forskjellige forenklinger og antagelser i beregningene for å kunne komme frem til et svar. For å være på den sikre siden er slike forenklinger og antagelser i all hovedsak konservative, noe som også bidrar til overdimensjonerte konstruksjoner. Av hensyn til faktorer som for eksempel økonomi, utslipp tilknyttet byggeprosjektet, samt økt fokus på miljø og bærekraft, bør man tilstrebe å optimalisere innenfor sikkerhetens grenser for å unngå unødvendig stort material- og ressursforbruk. På grunn av strenge krav i byggebransjen, blant annet for materialer, er ikke gjenbruk alltid like aktuelt. Det er derfor viktig å ha et bevisst forhold til mengden materialer som benyttes i prosjektet. Da brua ble bygd på 70-tallet var det ikke noe særlig fokus på miljø og bærekraft, og det var viktigere å få en robust bru opp raskt. I dag ville man heller brukt lenger tid på å optimalisere konstruksjonen. Selv om vi dimensjonerer brua etter dagens krav, har vi valgt å se bort fra optimalisering og miljøhensyn som en avgrensning av oppgaven.

6.0 Konklusjon

Basert på beregninger og refleksjoner som fremkommer i rapporten, kan vi konkludere med at det er en god løsning å kun ha spennarmering i én retning. Dette kan begrunnes både på bakgrunn av beregnede armeringsmengder og med hensyn ta de to bjelkene vi har regnet på uavhengig av hverandre, i realiteten er en plate.

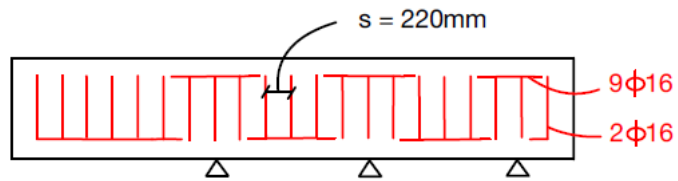
I tverretningen var det et betydelig lavere krav til nødvendig armeringsmengde for spennarmering enn for slakkarmering, men på bakgrunn av våre beregninger kan man se at det blir lagt inn omtrent like mye armering i begge tilfellene. Dette fører til store forskjeller i utnyttelsesgrad; 94% for slakkarmering mot 33% for spennarmering. Alle gjennomførte kontroller i bruksgrensetilstanden, herunder nedbøying, riss og spenninger, er godt innfor kravene i begge tilfeller. Dermed falt valget på slakkarmering i tverretningen, både for å unngå unødvendig overdimensjonering og av praktiske årsaker.

I lengderetningen viser beregningene at nødvendig armeringsmengde er mer enn 2,5 ganger så stor for slakkarmering som for spennarmering. Faktisk armeringsmengde for spennarmeringen på 4200 mm²/m, er mer enn halvparten av faktisk mengde slakkarmering. Med omtrent lik utnyttelsesgrad for begge typene er det liten tvil om at spennarmering, på bakgrunn av armeringsmengde, er det foretrukne valget. Kontroller i bruksgrensetilstanden underbygger denne konklusjonen, der alle nedbøyinger og spenninger var innenfor kravene for spennarmering for uopprisset tverrsnitt. For dimensjonering med slakkarmering var derimot krav til nedbøying ikke godkjent for felt 2 og 3. Det samme gjaldt krav til strekkspenninger. Rissviddekontrollen var likevel innenfor kravene. På bakgrunn av dette konkluderer vi med at spennarmering er den beste løsningen i lengderetningen.

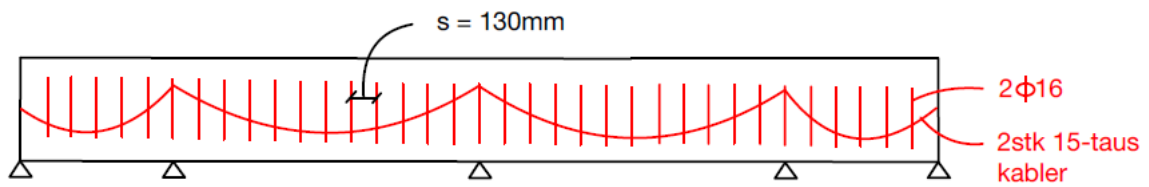
For skjærarmering velger vi skjærbøyler 2φ16, selv om det i hovedsak har blitt regnet på 2φ10. Dette medfører at mengden skjærarmering blir noe større for dimensjonering med spennarmering enn med slakkarmering. Siden 2φ16 gir senteravstander over 100 mm, som sikrer korrekt utstøping og vibrasjon av betongen i praksis, og dette dermed å foretrekke.

På grunn av konservative forenklinger, i kombinasjon med at det kun har blitt tatt hensyn til krav i Eurokode 2, vil beregningene avvike noe fra realiteten. I tillegg vil konstruksjonen være overdimensjonert. Vi antar likevel at avvikene er innenfor hva som kan regnes som akseptable avvik. Tilgang til beregningsprogrammer, samt fokus på optimalisering og inkludering av Statens Vegvesen sine krav, ville gitt et noe annet resultat. På bakgrunn av våre beregninger velger vi å legge inn spennarmering i lengderetningen, 2 stk. 15-tauskabler, slakkarmering i

tverretningen, $9\phi 16$, og skjærbøylor $2\phi 16$ i begge retninger med en senteravstand på 130 mm i lengderetningen og 220 mm i tverretningen. Det er ikke behov for trykkarmering.



Figur 23: Skisse av valgt armering i tverretning



Figur 24: Skisse av valgt armering i lengderetningen

7.0 Referanser

Aalberg, A., Clausen, A.H. og Larsen, P.Kr. (2003) *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler*. 3. utg. Trondheim: Fagbokforlaget.

Bell, K. (2017) *Konstruksjonsmekanikk. Del 2 Fasthetslære*. Trondheim: Fagbokforlaget.

Johansen, H. (2016) *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Standard Norge (2002a) *NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=391500> (Hentet: 25. mars 2022).

Standard Norge (2002b) *NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=391500> (Hentet: 25. mars 2022).

Standard Norge (2003a) *NS-EN 1991-2 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikk på bruer*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=425440> (Hentet: 25. mars 2022).

Standard Norge (2003b) *NS-EN 1991-1-3 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster. Snølaster*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=324906> (Hentet: 25. mars 2022).

Standard Norge (2004) *NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701> (Hentet: 18. januar 2021).

Standard Norge (2005) *NS-EN 1991-1-4 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=391500> (Hentet: 25. mars 2022).

Standard Norge (2008) *NS-EN 1992-1-1 Nasjonalt tillegg NA, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701> (Hentet: 18. januar 2021).

Statens Vegvesen (2015) *Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. (Håndbok N400). Oslo: Statens Vegvesen. Tilgjengelig fra:

<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-n400-bruprosjektering.pdf> (Hentet 24. mars 2022)

Sørensen, S.I. (2013) *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Trondheim: Fagbokforlaget.

Vik Ørsta AS (u.å.) *Rekkverk. Vik SVV1*. Tilgjengelig fra:

https://pdfmyurl.com/saveaspdf?inline=true&url=https%3A%2F%2Fwww.vikorsta.no%2FRekkverk%2Fprodukt%2Fvik-svv1%2F&css_media_type=print&filename=vik-svv1 (Hentet 24. mars 2022)