NTNU
Kunnskap for en bedre verden

Analyse og kapasitetskontroll av betongelementbru med omfattende korrosjonsskader

Ulf Forseth Indgaard

Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2018
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Institutt for konstruksjonsteknikk
Fakultet for ingeniørvitenskap
NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET
Åpen

MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE:	DATO:	ANTALL SIDER:
Betongkonstruksjoner	08. Juni 2018	160

TITTEL:

Analyse og kapasitetskontroll av betongelementbru med omfattende korrosjonsskader
Prefabricated Concrete Element Bridges with Severe Corrosion Damage: Structural Analysis and Capacity Control

UTFØRT AV:

Ulf Forseth Indgaard

SAMMENDRAG:

Hafrsfjord bru mellom Stavanger og Sola kommune i Rogaland er en betongelementbru med prefabrikerte spennbetongbjelker og plasstøpt bruplate. Den totale lengden av brua 206 meter fordelt på 10 spenn, med hovedspenn på 26,7 meter. Brua har tydelige skader forårsaket av armeringskorrosjon. På grunn av disse skadene er brua forsterket med en ekstern forspenning.

Det er i denne oppgaven studert utforming av betongelementbruer i et historisk perspektiv, og hvilke utfordringer og skadeproblematikker som er aktuelle for denne type bruer. Det er også gjort en kort studie på alternative metoder for å forsterke eksisterende brukonstruksjoner.

Det antatt kritiske spennet, hovedspennet, med tilstøtende spenn er modellert i Focus Konstruksjon for å finne lastvirkninger. Lastvirkningene er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 bruklassifisering. Moment- og skjærkapasiteten til hovedspennet er beregnet i hovedsak i henhold til NS3473. Det er gjort kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand for både det prosjekterte og det korrosjonsskadede tverrsnittet. Kapasiteten er også kontrollert med effekten av den eksterne forspenningen.

Resultatene fra beregningene viser at hovedspennets kapasitet er tilstrekkelig. Det prosjekterte tverrsnittet har stor restkapasitet. Kapasitetsberegningene med redusert armering på grunn av korrosjon viser også at brua har tilstrekkelig kapasitet i dagens tilstand. Resultatene tyder på at brua har betydelig restlevetid.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en del av masterstudiet i Bygg- og miljøteknikk ved Norsk teknisk- naturvitenskaplige universitet (NTNU), og er gjennomført i løpet av vårsemesteret i 2018, og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU.

Oppgaven omhandler kapasitetskontroll og vurdering av tilstanden til Hafrsfjord bru mellom Stavanger og Sola kommune i Rogaland. Brua har betydelige korrosjonsskader, kapasiteten er kontrollert i opprinnelig og skadet tilstand.

Gjennom masteroppgaven har jeg lært svært mye om beregning av bruer generelt, og betongelementbruer spesielt. Jeg har også fått ett godt innblikk i vanlige skader på denne type bruer, og hvordan ytre miljøpåvirkninger påvirker betongens bestandighet. Det har vært motiverende og inspirerende å jobb med en eksisterende bru, der det på grunn av skader og reparasjoner har vært mange varierende oppgaver å ta tak i.

Jeg ønsker å rette en stor takk til professor Terje Kanstad ved institutt for konstruksjonsteknikk som har vært min veileder i forbindelse med oppgaven. Han har vært til svært god hjelp gjennom hele gjennomføringen av masteroppgaven.

Trondheim, 8. juni 2018

Ulf Forseth Indgaard

Sammendrag

Hafrsfjord bru mellom Stavanger og Sola kommune i Rogaland er en betongelementbru med prefabrikerte spennbetongbjelker og plasstøpt bruplate. Den totale lengden av brua 206 meter fordelt på 10 spenn, med hovedspenn på 26,7 meter. Brua har tydelige skader forårsaket av armeringskorrosjon. På grunn av disse skadene er brua forsterket med en ekstern forspenning.

Det er i denne oppgaven studert utforming av betongelementbruer i et historisk perspektiv, og hvilke utfordringer og skadeproblematikker som er aktuelle for denne type bruer. Det er også gjort en kort studie på alternative metoder for å forsterke eksisterende brukonstruksjoner.

Det antatt kritiske spennet, hovedspennet, med tilstøtende spenn er modellert i Focus Konstruksjon for å finne lastvirkninger. Lastvirkningene er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 bruklassifisering. Moment- og skjærkapasiteten til hovedspennet er beregnet i hovedsak i henhold til NS3473. Det er gjort kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand for både det prosjekterte og det korrosjonsskadede tverrsnittet. Kapasiteten er også kontrollert med effekten av den eksterne forspenningen.

Resultatene fra beregningene viser at hovedspennets kapasitet er tilstrekkelig. Det prosjekterte tverrsnittet har stor restkapasitet. Kapasitetsberegningene med redusert armering på grunn av korrosjon viser også at brua har tilstrekkelig kapasitet i dagens tilstand. Resultatene tyder på at brua har betydelig restlevetid.

Abstract

Hafrsfjord Bridge in Rogaland in Norway is a concrete element bridge with prefabricated beams with pretensioned reinforcement. The total length of the bridge are 206 meters divided over 10 spans, with a main span of 26.7 meters. The bridge has visible severe corrosion damage. Because of these damages, the bridge has been reinforced with external post-tensioning.

In this thesis the design of concrete element bridges is described in a historical perspective, and challenges and damage that commonly occur in these constructions are studied. A short study of methods for strengthening of existing bridges is also carried out.

To find the forces acting on the bridge, the assumed critical span, the main span, with connecting spans was modeled using the program Focus Konstruksjon. The load effects are calculated according to handbook R412 from Statens vegvesen. Capacity of the bridge is evaluated in the Ultimate Limit State (ULS) in accordance with the national standard NS3473 Concrete Structures (1977). The capacity is evaluated in ULS for the original projected state and the damaged state. The capacity is also evaluated including the effect of the external post-tensioning.

The capacity control shows that the capacity of the main span is sufficient for shear and bending moment. In the original projected state, the utilization of moment capacity is only 67%. The capacity control in the corrosion damaged state shows that the capacity also is sufficient in today's state. The results indicate that the bridge has a substantial remaining lifespan

Innhold

Kapittel 1

Innledning

Det er i dag over 1100 bruer med prefabrikerte betongbjelker i Norge. Mange av disse er bygd før 1990, da kravene til betongens bestandighet og påvirkninger fra miljøpåkjenninger var betydelig mindre enn i dag. Derfor ser vi i dag både større og mindre skader på eldre bruer på grunn av bestandighetsproblemer. Bruer i værharde kystmiljø er særlig utsatte.

Et av de største bestandighetsproblemene for betongelementbruer i kystmiljø er armeringskorrosjon grunnet kloridinntrenging fra sjøvann. Armeringskorrosjon kan føre til redusert armeringstverrsnitt, rissdannelser og avskalling av betongen. Skadene kan videre føre til redusert bæreevne og bestandighet.

En av de mange utsatte betongelementbruene på norskekysten er Hafrsfjord bru mellom Stavanger og Sola, bygd i 1967. Det er store skader som følge av armeringskorrosjon på brua. På grunn av skadene er det blitt utført omfattende vedlikehold på brua. Den har blitt forsterket med en ekstern forspenning for å ivareta kapasiteten. I denne oppgaven blir det gjennomført kapasitetskontroll for opprinnelig tilstand, korrosjonsskadet tilstand, og der effekten av ekstern forspenning blir inkludert. Kapasitetskontrollen er begrenset til bruas hovedspenn.

Kapittel 2

Betongelementbruer

2.1 Utbredelse

Betongelementbruer ble i perioden 1960-1990 mer og mer utbredt. I de siste tiårene har derimot betongelementbruer fått en relativt lav status. Mye av dette er på grunn av estetiske hensyn. [1]

Det finnes mer enn 1100 bruer med prefabrikerte betongbjelker i Norge. Over halvparten av dem er eldre enn 34 år. 36% av disse bruene ligger i kyststrøk, med varierende eksponering til sjøvann som inneholder klorider. Det betyr at flere av disse vil kreve omfattende vedlikehold de neste årene. [2]

I dag er betongelementbruer mer aktuelle igjen på grunn av at «Nye Veier» forsøker å standardisere og effektivisere større vegprosjekter. Standardiserte bruer av prefabrikerte betongelementer er da en billig og effektiv måte å bygge bruer på som krever liten lokal tilpassing. Dette egner seg godt for bruer som skal bygges i stort antall, og der det er lite ønskelig at det estetiske inntrykket skal bli for dominerende. Dette passer godt med større motorveiprosjekter, som for eksempel «Nye Veier» sine E6-prosjekter i Trøndelag. «Nye Veier» estimerer at de på sine prosjekter må bygge 134 bruer, og de ønsker å benytte flere prefabrikerte løsninger. [3]

Fordi elementene produseres i fabrikk, og ikke på brostedet, har man bedre kontroll på støpeprosessen og får en bedre kvalitetskontroll. Det tillater også at forberedende arbeid på byggeplassen kan utføres parallelt med elementproduksjonen. Denne byggemetoden er også mer forutsigbar både med tanke på tidsbruk og kostnad. Et viktig poeng er at man også får kortere trafikkavbrudd ved montering eller utskifting av bruer.

2.2 Utforming

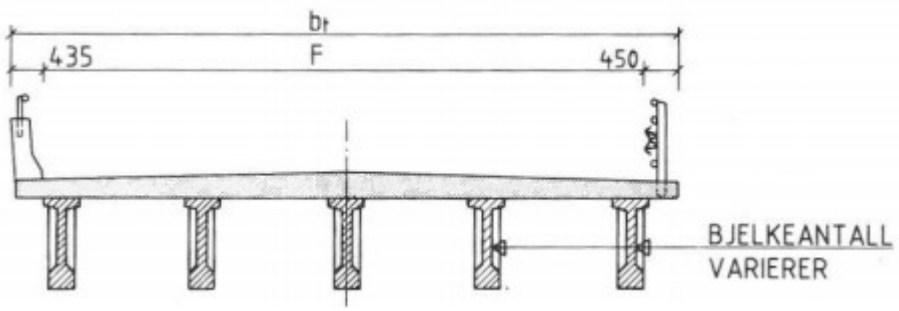
Betongelementbruer virker som en kontinuerlig samvirkekonstruksjon laget av prefabrikerte spennbetongbjelker med plasstøpt bruplate. Betongelementbruer er spesielt praktiske i konstruksjoner med bare ett spenn, men er også aktuelle for bruer med flere spenn. Spennene kan være mellom 5 og 32 meter. Det er vanligst å plassere skjøtene over søyler, men de kan også plasseres i felt.

Bruene kan utformes slik at bjelkene blir tilnærmet fritt opplagt, eller tilnærmet kontinuerlig over søylene. For å oppnå tilnærmet fritt opplagte bjelker på støttene kan man for eksempel legge inn en fuge i den plasstøpte bruplata over støtten. For å oppnå et kontinuerlig system støpes mellomrommet mellom brubjelkene ut når bruplata støpes. Fordi bjelkene i dette tilfellet vil være fritt opplagte da de plasseres, og over tid blir monolittisk forbundet vil det oppstå en omlagring av momentene fra egenlast og spennarmering.

2.3 Historiske tverrsnitt

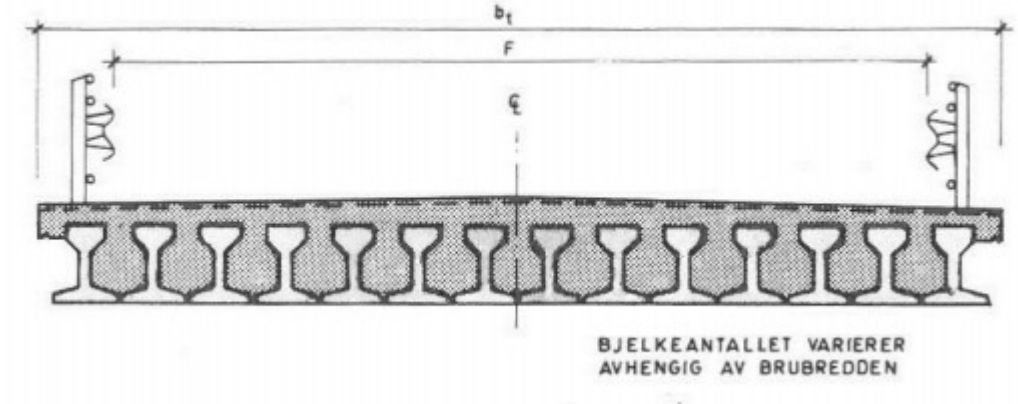
Mellom ca. 1960 og 1980 ble det bygget et økende antall betongelementbruer bestående av prefabrikerte spennbetongbjelker og plasstøpt bruplate. På 1960-tallet ble betongelementer til bruk i bruer normalisert av Norsk Betongforening. I 1967 ble I-bjelker av spennbetong, kalt NIB, normerte. Deretter omvendte T-bjelker, kalt NOB. NIB og NOB bruer ble senere standardisert av vegdirektoratet, disse standardiseringene ble utgitt i Bruhåndboken i 1975 og 1976. [4]

NIB-bruer besto normalt av 3-8 I-bjelker under en plasstøpt bruplate.



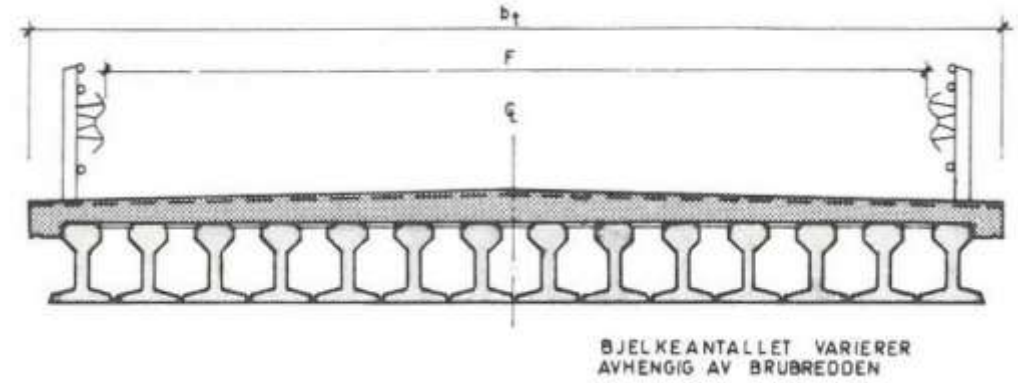
Figur 2.1 Typisk brutverrsnitt med normerte I-bjelker, NIB [5]

NOB-bruer hadde normalt to forskjellige utforminger. Et av alternativene var å benytte de omvendte T-bjelkene som forskaling da bruplaten skulle støpes, slik at man fikk ett massivt tverrsnitt.



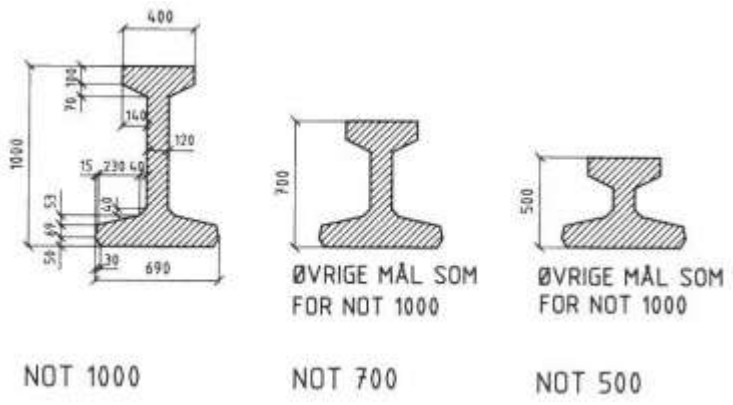
Figur 2.2 Typisk tverrsnitt for NOB-bru med massivt tverrsnitt [6]

Det andre alternativet var å støpe bruplaten slik at man fikk et hulromtverrsnitt.



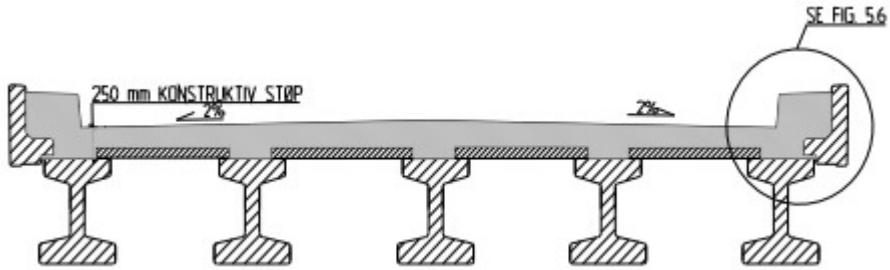
Figur 2.3 Typisk tverrsnitt for NOB-bru med hulromtverrsnitt [6]

De standardiserte tverrsnittene ble gjennom årene tilpasset for å tilfredsstille nye og endrede krav i standarder. I 1990 ble NOB-tverrsnittene erstattet med NOT-tverrsnitt. Disse kom i tre forskjellige høyder, men alle andre mål var standardiserte for de forskjellige bjelkene. Det vil si at det kun var steglengden som skilte. [7]



Figur 2.4 Utforming av NOT 1000, NOT 700 og NOT 500 [7]

En ny bruhåndbok av vegdirektoratet utgitt i 2002 tok utgangspunkt i to nye normerte elementtyper. MOT-bjelker og PLA-elementer. MOT-bjelkene inngikk i en helhetlig løsning som inkluderte slakkarmerte forskalingselementer og kantelementer, som vist i figur 2.5. PLA-elementene besto av prefabrikerte og forspente plateelementer.



(a)

(b)

Figur 2.5 Typiske tverrsnitt for MOT- (a) og PLA-bru (b) [1]

2.4 Brubjelkeprosjektet

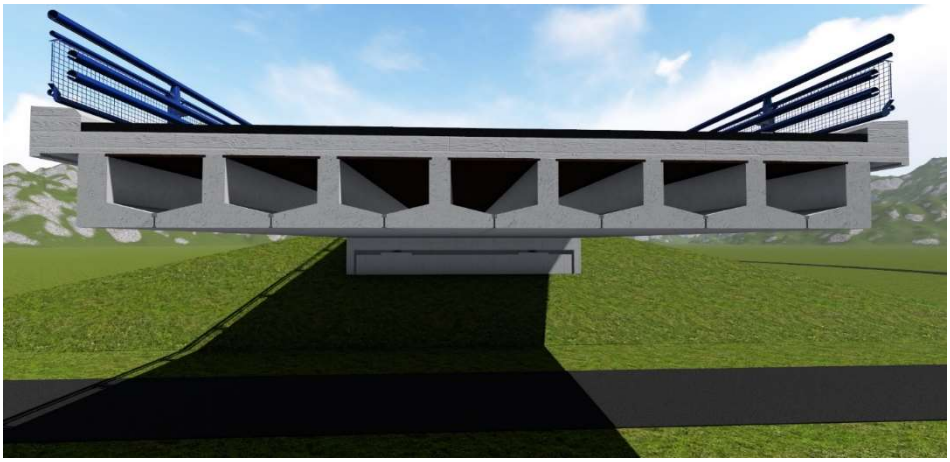
Vegdirektoratet og betongelementforeningen startet i 2016 et nytt prosjekt med mål om å lage nye normer for prefabrikerte brubjelker. Målet med prosjektet var å lage regler for ny normert

bjelke (NTB) og kantbjelke (KTB) med lengst mulig spenn, maksimal transportvekt på 50 tonn, maksimal oppspenningskraft på 700kN, og forbedret teknisk og estetisk ytelse. [8]

Tabell 2.1 NTB Bruelementer [9]

Elementhøyde [mm]	Elementbredde [mm]	Spennvidde [m]	Minste føringsbredde for 2-felts bru [mm]
600	1240	14 - 18	7766
800	1240	17 - 24	7774
1000	1240	23 - 28	7782
1200	1040	27 - 33	7632
1400	840	32 - 40	7920

Så langt har man kommet frem til 5 forskjellige bjelkehøyder med spenn på opptil 40 meter. Det forventes at disse skal være ferdig med konstruksjonstegninger, detaljer, tabeller og endelige godkjenninger i løpet av 2018



Figur 2.6 - Betongelementbru med NTB- og KTB-elementer [9]

2.5 Generelle utfordringer med betongelementbruer

Som tidligere nevnt har estetikken til betongelementbruer blitt ansett som et problem. Dette er noe som lett kan unngås ved å velge «rett bru til rett sted». For eksempel ved å bygge brua uten synlige støpeskjøter, det vil si med kantbjelke og plateutstikk, eller en utenpåliggende plasstøpt vinge. Et annet tiltak for å bedre estetikken er å unngå for store landkar og søyler som blir en visuell hindring. [9]

Det er også en større risiko for skader under frakt og ved montering. På grunn av tverrsnittenes utforming er bruene mer sårbar for påkjøringsskader, og kan være vanskelige å reparere. Uheldige elementløsninger kan føre til at salter «samler» seg i flensene, noe som er spesielt uheldig i kombinasjon med lav overdekning. [9]

Figur 2.7 - Påkjøringsskade på betongelementbru

Figur 2.8 - Elementløsning som «samler» salter i flenser

2.6 Skadestatus på betongelementbruer i Norge

Mange av de eldre betongelementbruene i Norge er bygd med svært lav betongoverdekning. Kravene til betongoverdekning har variert gjennom årene, men helt frem til 1988 var det tillatt med så lav som 30mm overdekning. Dette gjør disse bruene svært utsatt for armeringskorrosjon. I kombinasjon med at mange av bruene ligger i utsatt kystklima, innebærer dette at ca. 24% av

de prefabrikerte, forspente bruene i Norge kan være spesielt utsatt for kloridinitiert korrosjon. [2]

På bruer i utsatt kystklima er det observert korrosjon på både spennarmering og bøylearmering. Korrosjonsflekker, opprissing og avskalling av betongen forekommer for det meste i underkant av bjelkens flens. De mest alvorlige tilfellene av avskalling er blitt observert nært bjelkenes ender. Dette antyder at det er her det er mest korrosjon. Grunnen til at dette er tilfelle er ikke godt kjent, men noen av grunnene kan være at det ved bjelkens opplegg er mer, og dermed tettere, armering, noe som kan påvirke den lokale betongkvaliteten. En annen forklaring kan være problemer med stål-betong samvirket i overføringslengden til spennarmeringen. [2]

Noen typer av skader som er observert på betongelementbruer i Norge

Hulvågbrua på Atlanterhavsveien, en føroppspent NIB-bjelkebru, er en av de mest miljøpåkjente bruene i Norge. Der er det store korrosjonsskadet som følge av kloridinntrenging, spesielt på tverrbærerne. Det er langsgående riss og utfelling av rust fra armeringen i underkant på flere av tverrbærerne. De verste rissene har målt rissvidde på over 6mm. På bruoverbyggingen er det er antydning til skjærriss i en av bjelkene, og utfelling av rust fra armering i bruplaten som følge av kloridangrep. [10]

På Kyllingstad bru i Rogaland, er det synlig korrosjon på bøylearmeringen. I store deler av bjelkene har armeringen i praksis ingen overdekning. I en av de prefabrikerte bjelkene har det oppstått skjærriss i bjelkesteget. [11] Det er utført reparasjoner på brulagrene, da disse har glidd ut av posisjon.

Dalselv bru i Rana i Nordland er en NIB-bjelkebru der det er svært stor avskalling av betong, og lange langsgående riss i underkant av bjelken forårsaket av kloridinitiert armeringskorrosjon. Kloridinnholdet er målt til 1,3% av betongvekten.

Kapittel 3

Bestandighet

Bestandighet er byggematerialets evne til å beholde sin styrke og sitt utseende over den forutsatte dimensjonerende brukstiden uten store vedlikeholdsutgifter. [12]

3.1 Betong

Betong består av vann, sement, tilslag, tilsetningsmaterialer og tilsetningsstoffer. Vann og sement danner sementlimet som utgjør omtrent 30% av det totale volumet. Tilslag består av sand og stein i ulike fraksjoner og utgjør omtrent 70% av volumet. De vanligste tilsetningsmaterialene er silikastøv og flyveaske, disse går under fellesbetegnelsen pozzolaner. Tilsetningsmaterialene blir brukt som erstatning eller supplement for noe av sementen. Tilsetningsstoffene er kjemiske stoffer som tilsettes i mindre mengder for å påvirke betongens egenskaper.

Vektforholdet mellom bestanddelene i sementlimet angis som v/c tallet, vannmengde delt på sementmengde. Forholde mellom betongens bestanddeler justeres for å oppnå ønskede egenskaper i fersk, herdende og herdet betong.

Når betongen herder foregår det en kjemisk reaksjon mellom vannet og sementen som kalles for hydratisering. Det er i denne fasen betongen utvikler sine mekaniske egenskaper. Hydratisering er en eksoterm reaksjon, det vil si en prosess som avgir varme. Økende temperatur gjør at betongen herder raskere, men herding ved temperaturer over 40°C vil kunne føre til betong av dårligere kvalitet sammenlignet med lengre herdetid på lavere temperatur. [13]

3.2 Skademekanismer

3.2.1 Armeringskorrosjon

Normalt har betong god beskyttelse mot armeringskorrosjon på grunn av den høye alkaliteten i porevannet, pH-verdier på omtrent 13. Ved disse forholdene dannes en passivfilm på armeringen, dette er en tynn film av korrosjon på armeringsstålet som hindrer videre korrosjon.

Når denne passivfilmen blir ødelagt, og armeringen begynner å korrodere oppstår forskjellige typer skader. Redusert armeringstverrsnitt svekker kapasiteten til armeringen, korrosjonen fører også til dårligere heft mellom armering og betong. Korrosjonsproduktene har større volum en armeringsstål, dette gjør at armeringskorrosjon gir et indre trykk i betongen som fører til riss og avskalling av betongen. [13]

Figur 3.1 - Armeringskorrosjon på Hafrsfjord bru

Armeringskorrosjon oppstår da passivfilmen ikke lengre er intakt. Dette kan skje om pH-verdien i betongen synker til omtrent 9, eller ved tilstedeværelse av kloridioner.

Korrosjon er en elektrokjemisk prosess, det må foregå både en anodisk og katodisk reaksjon. Ved anoden oppløses stålet og rust dannes. Korrosjonsproduktet kan variere mellom produkter med stort volum som fører til riss og avskalling, og viskøse produkter med mindre volum som ikke nødvendigvis fører til synlige skader. [13]

Anodereaksjon:

$$\mathrm{Fe} \rightarrow \mathrm{Fe}^{2+} + 2\mathrm{e}^{-}$$

Katodereaksjon:

$$2\mathrm{H_2O} + 4\mathrm{e}^{-} + \mathrm{O_2} \rightarrow 4\mathrm{OH}^{-}$$

Karbonatiseringinitiert korrosjon

Den høye pH-verdien i porevannet i betongen er på grunn av store mengder kalsiumhydroksid dannet under hydratiseringen og oppløsningen av alkalieioner fra sementen. Hovedgrunnen til reduksjon av pH-verdien er karbonatisering. Der betongen er i kontakt med luft vil

karbondioksid diffundere inn i betongen og reagere med det basiske porevannet og danne uoppløselig kalsiumkarbonat.

$$CO_2 + 2OH^- \rightarrow CO_3^{2-} + H_2O$$
$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow CaCO_3$$

Kalsiumkarbonat utfelt i betongens poresystem resulterer normalt til økt fasthet i betongen. Etter hvert som kalsiumkarbonat dannes synker pH-verdien i porevannet, når pH-verdien når omtrent 9 vil passivfilmen rundt armeringen løses opp.

Karbonatiseringen starter ved betongens overflate, og vil gradvis bevege seg innover etter hvert som karbondioksid diffunderer lengre inn i betongen. Karbonatiseringens dybde kan estimeres som med utrykket

$$x = kt^{1/2}$$

Der x er dybden, k er en konstant, og t er tiden. Hastigheten til karbonatiseringen avhenger av betongens sammensetning, poresystem og fuktinnhold. Karbonatiseringen skjer raskest ved en relativ fuktighet på 60-70% [13]

Kloridinitiert korrosjon

Kloridinitiert armeringskorrosjon er anses som det største bestandighetsproblemet for armerte betongkonstruksjoner. Kloridinnholdet i betong kommer enten fra kloridholdige delmaterialer eller fra omgivelsene, for eksempel fra sjøvann eller veisalt. Det vil si at bruer langs kysten er spesielt utsatte. Standardene setter krav til maksimalt tillatt kloridinnhold i fersk betong. [14]

Kloridinnholdet som er nødvendig for å initiere armeringskorrosjon avhenger av betongen sammensetning, fuktinnholdet og karbonatisering. Muligheten for, og hastigheten til korrosjon er redusert ved lav relativ luftfuktighet på grunn av begrenset konduktivitet. Ved høy relativ luftfuktighet er også muligheten for korrosjon redusert på grunn av begrenset tilgang på oksygen.

Kloridinntrenging foregår enten ved at kloridholdig vann trenger inn i betongen, eller ved diffusjon av kloridioner inn i porevæsken. [13]

Korrosjonsmekanismen ved kloridinitiert armeringskorrosjon kalles pittingkorrosjon. I motsetning til karbonatiserinsinitiert korrosjon som utvikler seg relativt jevnt over hele overflaten av armeringen, vil pittingkorrosjon føre til lokal korrosjon av armeringen. [14] Pittingkorrosjon er vanligvis mer kritisk med tanke på reduksjon av tverrsnittsareal.

Pittingkorrosjon starter ved at klorioner reager med, og bryter ned passivfilmen. Etter at passivfilmen er oppløst kan kloridionene begynne å bryte ned armeringen. Det vil da oppstå to konkurrerende reaksjoner, ett kloridangrep og en «reparasjon» av passivfilmen.

$$\mathrm{Fe} + 2\mathrm{Cl}^- \rightarrow \mathrm{FeCl}_2 + 2\mathrm{e}^-$$

$$\mathrm{Fe} + 2\mathrm{OH}^- \rightarrow \mathrm{Fe(OH)}_2 + 2\mathrm{e}^-$$

Forholdet mellom Cl^- og OH^- vil bestemme hvor raskt stålet korroderer. Ett høyere Cl^-/OH^- forhold fører til raskere korrosjon. Ved lave forhold vil passivfilmen gjendannes og hindre videre korrosjon.

3.3 Fysiske påkjenninger

3.3.1 Frostangrep

Betong har vanligvis et porevolum på 120-180 liter per kubikkmeter. Størrelsen og strukturen til disse porene er slik at de fleste kan, og vil, gradvis bli fylt med vann når betongen er utsatt for vann. Porene ved betongoverflaten vil være spesielt utsatt. Når vann fryser til is øker volumet med omtrent 9%. Dette fører da til et indre trykk i betongen som igjen kan føre til strekkspenninger som overskrider betongens strekkfasthet. Om dette skjer vil man få en frostsprengning, det vil si at det vil oppstå riss og avskalling i betongen. [13]

3.3.2 Temperaturpåkjenning

Betong utvider seg ved økende temperaturer, og trekker seg sammen ved avkjøling. I konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som er fastholdt vil det oppstå tvangskrefter på grunn av temperatursvingninger. Dersom tvangskreftene overskrider betongens fasthet vil betongen risse. Siden betongens strekkfasthet er lavere enn trykkfastheten er det strekkrefter på grunn av temperaturpåkjenninger som er mest kritiske. [13]

3.4 Tiltak for å øke bestandigheten

3.4.1 Overdekning

Armerigsoverdekning er en viktig faktor for at betongkonstruksjoner skal oppnå den bestandighet konstruksjonen er dimensjonert for. Armeringsoverdekningen beskytter armeringsstålet slik at det tar lengre tid for karbonatisering av betongen og inntrenging av

klorider i å nå stålet, og man vil dermed minske armeringskorrosjon og de konsekvensene det fører med seg. Den nødvendige tykkelsen på overdekningen avhenger av miljøforhold. Aggressivt miljø, som f.eks. bruer og kaier på kysten, krever ekstra tykk overdekking slik at de beskyttes mot klorider i sjøvann. [13]

I 1977 utgaven av NS3473 som er benyttet i denne oppgaven var kravet til overdekning 25mm for utendørs ubeskyttede konstruksjoner med fasthetsklasse C25. [15]

I dagens normal fra Statens Vegvesen, Håndbok N400 bruprosjektering, er kravene til minimumsoverdekning 60-100mm på brukonstruksjoner, avhengig av eksponering. I værharde kyststrøk skal konstruksjoners overdekning være på 100mm til en høyde på minst 12m over høyeste astronomiske tidevann. I tillegg skal det legges inn et tillat avvik på 20mm. [12]

3.4.2 Rissvidder

Dersom det oppstår riss i konstruksjonen øker det faren for kloridinntrenging i betongen. Riss kan dermed føre til økt armeringskorrosjon. Den aktuelle NS3473 jeg benytter gir ingen krav til maksimalt tillatte rissvidder. Dette var noe som først kom inn i 1989-versonen av standarden.

3.4.3 Permeabilitet

Permeabiliteten til en betong beskriver evnen den har til å transportere væske og gass. Høy permeabilitet fører til at skadelige stoffer lettere kan trenge inn i betongen og reagere med armering, tilslag og sementpasta. Permeabiliteten til betongen styres i hovedsak av forholdet mellom bestanddelene vann og sement, v/c-tallet. Dersom man har v/c-tall på mer enn 0,4 vil det være et overskudd av vann ved herding, og det resterende vannet blir liggende igjen som porevann, og dermed øke porøsiteten og permeabiliteten til betongen. Tilslaget i betongen har også stor betydning på hvordan permeabiliteten til betongen er. [13]

3.4.4 Andre tiltak

Andre tiltak som kan bidra til at betongkonstruksjoner øker sin bestandighet er:

- Overflatebehandling
- Katodisk beskyttelse
- Rustfri armering

Kapittel 4

Forsterkning av eksisterende konstruksjoner

I konstruksjoner som ikke lengre har tilstrekkelig kapasitet kan det ofte være gunstig å forsterke den eksisterende konstruksjonen fremfor å rive og bygge nytt. Dette kan for bruer for eksempel være aktuelt der mengden og tyngden på trafikken har økt utover dimensjoneringen, eller om brua er utsatt for skader som for eksempel armeringskorrosjon.

4.1 Ekstern forspenning

Ekstern forspenning er spennarmering som ligger utenfor betongtverrsnittet og derfor ikke har heftforbindelse med betongen. For eksempel kan ekstern forspenning plasseres inne i kassetverrsnitt eller på siden av eller under betong og stålbjelker. Spennkablene i eksterne forspenningssystem legges vanligvis i plast- eller stålrør som blir injisert med korrosjonsbeskyttende materiale. Kablene festes til konstruksjonen ved hjelp av lagerpunkter, sadler, som vanligvis også gir kabelen en vinkelendring. Sadlene har som hensikt å være kraftoverføringspunkter mellom kablene og konstruksjonen. Sadlene plasseres der man vil ha en vinkelendring på spennarmeringen. Kablene føres som regel gjennom sadlene i innstøpte stålrør. Mellom sadlene er kablene vanligvis ikke fastholdte og vil derfor være rettvinklet. I hovedsak virker den eksterne forspenningen på samme måte som intern spennarmering uten heftforbindelse, men det er forskjeller på både utføring og beregningsmetode.

Ekstern forspenning som forsterkning av eksisterende bruer har blitt brukt siden 1950-tallet. Det kan være et godt alternativ der det er behov for å forsterke eksisterende bruer. Noen av fordelene er kort monteringstid med få eller ingen avbrekk i trafikken, lav egenvekt, fleksibilitet i utføring og lav pris. Forsterkning med ekstern forspenning er heller ikke forbeholt betongkonstruksjoner. Med riktige tilpasninger kan det også benyttes til å forsterke stål og trebruer. [16]

Ved forsterkning ved hjelp av ekstern forspenning festes stålkabler på utsiden av tverrsnittet gjennom fastholdningspunkter. Både forankringer og sadler må tilpasses hvert enkelt tilfelle, men kan for eksempel være stålprofiler skrudd inn i konstruksjonen eller påstøpte sadler mellom betongbjelker. Når spennkabelen påføres spennkraft vil konstruksjonen påføres en aksialkraft og bøyemoment. Størrelsen av bøyemomentet bestemmes av oppspenningskraften,

og plasseringen og vinkelendring på sadlene. Påføringen av aksialkraften og bøyemomentet har som mål å forbedre skjær- og momentkapasiteten til konstruksjonen. Forsterkningen fører også til økt stivhet, og kan hindre videre nedbøyning, vibrasjoner og svingninger. Ekstern forspenning kan også brukes til å redusere lokalt høyt belastede punkter og dermed begrense utmattelse og lokale deformasjoner.

Utfordringene med ekstern forspenning er at kablene som regel blir liggende svært utsatte. Dette kan være problematisk og føre til større skaderisiko ved ulykker og brann, men også skader som følge av hærverk eller sabotasje. En annen utfordring er plassering av fastholdningspunkter og forankringer. Spennkreftene må overføres til den konstruksjonen uten at det oppstår for store konsentrerte krefter på den eksisterende konstruksjonen. [16]

4.2 Fiberarmerte polymerer

Kompositttmaterialer er en samlebetegnelse på materialer som er sammensatt av flere delmaterialer med forskjellige egenskaper. Poenget med å lage kompositttmaterialer er å danne nye materialer som har bedre egenskaper til sammen enn det hvert av materialene har alene.

Fiberarmerte polymerer, FRP, er et kompositttmateriale bestående av plastmaterialer, kalt matrise, forsterket med fibrer.

Fibrenes hovedfunksjon i kompositttmaterialer er å gi styrke og stivhet. De har som regel svært gode styrke- og stivhetsegenskaper, samtidig har de mye lavere densitet en konvensjonelle armeringsmaterialer. Fibrene har svært liten diameter, 5-20μm, men kan ha lengde på flere meter. Dette sørger for effektiv lastoverføring mellom fibrene og matrisen. Karbonfiber er best egnet til bruk i bygningskonstruksjoner. Høy elastisitetsmodus, lav densitet og bra motstand mot termiske, kjemiske og miljøeffekter gjør karbonfiber godt egnet. [17]

Matrisen har tilnærmet ingen bidrag til kompositttmaterialet sin styrke eller stivhet, men er viktig for å binde sammen og holde fibrene på plass i komposittet. Matrisen bidrar også til å beskyte fibrene mot skader og miljøpåkjenninger, og å overføre og omfordele krefter til fibrene. Siden matrisen utgjør den største volumandelen av FRP-materialet vil man som regel velge matriser lavest mulig densitet for å begrense egenvekten av kompositten. Matrisen i fiberarmerte kompositter som benyttes i bygningskonstruksjoner er som regel av polymere herdeplaster. Herdeplaster har god termisk stabilitet ved vanlige temperaturer, bra kjemisk motstand mot nedbrytning og gode kryp- og relaksasjonsegenskaper i forhold til de fleste

termoplastene. De vanligste typene herdeplaster brukt i FRP er polyester, vinylester og epoksy. [17]

Forholdet mellom fibrer og matrise er avgjørende for egenskapene til FRP-materialet. Volumforholdet mellom fiber og matrise brukes til å estimere elastisitetsmodul og styrke til FRP-kompositter. Et høyere fiberforhold gir høyere elastisitetsmodul og strekkapasitet, men om forholdet blir for høyt vil heft mellom delkomponentene bli svekket.

FRP kan benyttes til forsterkning på en rekke områder, vegger, bjelker, søyler, dekker etc. Som forsterkning av betongkonstruksjoner kan FRP-kompositter limes direkte på betongoverflaten i strekksonen med epoksylim. Limet skal sørge for god heft mellom komposittet og betongen slik at samvirke oppnås. For forsterkning av betongbjelker kan FRP limes under og eventuelt rundt den nedre flensen for å øke bjelkens momentkapasitet. Man kan også øke bjelkenes skjærkapasitet ved å montere FRP i striper på eller rundt bjelkesteget. [18]

FRP-materialer flyter ikke, og får heller ikke plastiske deformasjoner før brudd. Dette betyr selv om en forsterkning kan gi betydelig økning i styrke, så kan det også gi nedsatt duktilitet for konstruksjonen.

Fordelene med forsterkning med FRP-kompositter er svært stor designfrihet, kompositten kan spesialtilpasses til hvert tilfelle. Materialet er svært formbart, som gjør at det kan brukes i konstruksjoner med alle former. Lav egenvekt er også en av fordelene. [18]

Utfordringer med bruk av FRP til forsterkning er lav duktilitet og dårlig brannmotstand. I tillegg er materialkostnadene for FRP per kg som regel flere ganger så høy som for stål.

Kapittel 5

Standarder og regelverk

I dette kapitelet gis det en oversikt over aktuelle standarder og regelverk som benyttes i denne oppgaven.

5.1 Standarder

5.1.1 NS3473

NS3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner [15], var i perioden 1973 til2010 den gjeldende dimensjoneringsstandard for betong. Det er i denne oppgaven valgt å basere beregningene i hovedsak på reglene i denne standarden. Selv om brua ble bygd før denne standarden trådte i kraft er det antatt at beregningsmetodene ligner de som ble brukt da Hafrsfjord bru ble prosjektert. Det er 2. utgave av standarden, utgitt i 1977, som er benyttet, da detter er den eldste som kunne bli oppdrevet. Denne standarden er heretter kun betegnet NS3473. For enkelte beregninger der det er ansett som relevant har også 6. utgave, utgitt i 2003 [19], blitt benyttet. Denne er heretter betegnet NS3473:2003.

5.1.2 NS-EN 1992

NS3473 ble i 2010 erstattet av NS-EN 1992, Prosjektering av betongkonstruksjoner [20], som dimensjoneringsstandard for betong. Denne er heretter betegnet EK2. Standarden ble innført som en del av et standardiseringsprosjekt i Europa som hadde som mål å gjøre det lettere å arbeide på tvers av landegrenser. EK2 innførte mange nye kontroller og beregningsmetoder, disse ble naturlig nok ikke benyttet i prosjekteringen av Hafrsfjord bru i 1967. I enkelte beregninger er det likevel valgt å regne etter reglene i EK2.

5.1.3 Andre standarder

I tillegg til NS3473 og EK2 er NS-EN 1991, Laster på konstruksjoner, benyttet til å bestemme enkelte lastvirkninger. Denne er heretter betegnet EK1.

5.2 Håndbøker fra Statens Vegvesen

Statens vegvesen gir ut håndbøker på to nivåer, nivå 1 og nivå 2, som omfatter henholdsvis normaler og retningslinjer, og veiledninger. Håndbøkene på nivå 1 er kravdokumenter som må følges på alle av Statens vegvesens prosjekter. Retningslinjene gjelder også for konsulenter og entreprenører som gjør oppdrag for Statens vegvesen. Veiledningene er hjelpedokumenter som understøtter normalene og retningslinjene. [21]

I denne oppgaven er det benyttet to av håndbøkene, N400 Bruprosjektering og R412 Bruklassifisering.

5.2.1 N400 Bruprosjektering

Håndbok N400 [12] er en normal som beskriver prosjekteringsregler for både nye og eksisterende bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet. Håndboka er et supplement til standardene. Reglene i håndboka gjelder for alle faser av konstruksjonens bygge- og brukstid. Dette inkluderer reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne og pålitelighet.

5.2.2 R412 Bruklassifisering

Håndbok R412 [22] inneholder retningslinjer for bestemmelse av maksimalt tillatte laster på eksisterende bruer. Dette omfatter i hovedsak størrelser og plassering av trafikklaster. For bestemmelse av de fleste andre laster henvises det til N400. R412 inneholder også retningslinjer for lastkombinering for eksisterende bruer, og en veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer. De viktigste reglene fra N400 og R412 som anses som relevante er oppsummert i kapittel 5.3

5.3 Laster på bruer

N400 klassifiserer laster etter deres variasjon over tid. Lastene klassifiseres som permanente-, variable-, eller ulykkespåvirkninger. I tillegg kommer deformasjonslaster. Det er den karakteristiske verdien av disse som benyttes som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkning.

5.3.1 Permanente laster

Permanente laster er de påvirkningene som forventes å være tilnærmet konstante over tidsrommet som betraktes. Disse påvirkningene inkluderer egenvekt av konstruksjonen og permanent utstyr, ytre vanntrykk og jordtrykk. De permanente lastene fra jordtrykk og vanntrykk antas å ikke være relevant for denne oppgaven.

Egenlast

Egenlast er etter N400 definert som tyngden på alle permanente deler av konstruksjonen. For Hafrsfjord bru omfatter dette vekten av brubjelkene, bruplatene, søylene, fundamentene, belegning og rekkverk. Gjennom det utførte vedlikeholdsarbeidet er det påført sprøytebetong på bjelkene og ekstern forspenning. Egenvekten av dette vil være liten sammenlignet med resten av konstruksjonen, og der derfor sett bort fra. Egenvekt av armert betong er i håndbøkene satt til 25kN/m^3. N400 gir også krav til dimensjonerende vekt av belegning.

5.3.2 Variable laster

Variable laster er de påvirkningene som varierer over tid. Dette inkluderer trafikklaster, snølast, vindlast, temperaturlast og andre naturlaster. Snølast regnes ikke å opptre samtidig som trafikklast, den anses derfor ikke å være relevant for denne oppgaven. Det sees også bort fra andre naturlaster som seismiske påvirkninger, strøm og bølger.

Trafikklast

For eksisterende bruer beregnes maksimal tillatt trafikklast etter Statens Vegvesens Håndbok R412 Bruklassifisering. Trafikklast inkluderer belastninger i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane og midtdeler. Fra både fotgjengere og lette og tunge kjøretøyer.

I hovedsak gis alle bruer en bruksklasse som gjenspeiler den brukslast som kan trafikkere brua uten restriksjoner.

Vertikal last

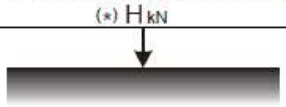
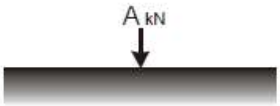
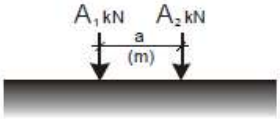
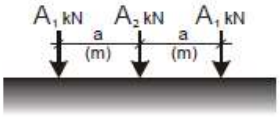
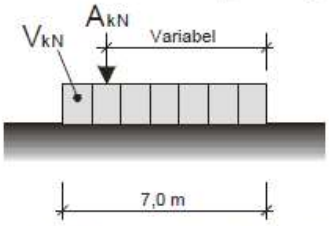
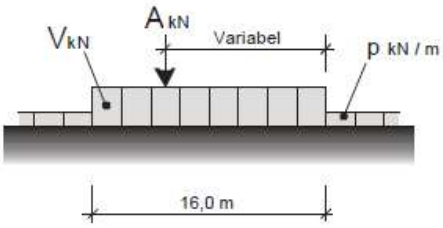
Ved klassifisering av bruer benyttes følgende bruksklasser:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)

- Bruksklasse 6 (Bk6)

Hver av bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggielast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Disse lastene er gjengitt i figur 5.1. I bruas lengderetning plasseres lastene slik at ugunstigste lastvirkning for det undersøkte snitt oppstår. For det enkelte konstruksjonselement er det kun en av de lastene, den som gir ugunstigste lastvirkning, som skal betraktes. I praksis vil dimensjonerende laster for korte bruer være bestemt av aksel-, boggi- eller trippelboggielasten. For lengre bruer vil hovedkonstruksjonen i praksis bli bestemt av kjøretøy eller vogntoglasten.

Kjøretøylast og vogntoglast er omgjort til en jevnt fordelt last og en aksellast. Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling innenfor henholdsvis 7,0m og 16,0m. Foran og/eller bak vogntoglasten tas det med en jevnt fordelt last på 6kN/m per lastfelt som representerer lettere blandet trafikk, dersom denne virker ugunstig.

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser				
			Bk10	3kT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A_1	65	40	40	30
		A_2	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A_1	70	60	50	40
		A_2	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

(*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanen.

Figur 3.2-1 Bruksklasser (inkl. dynamisk tillegg)

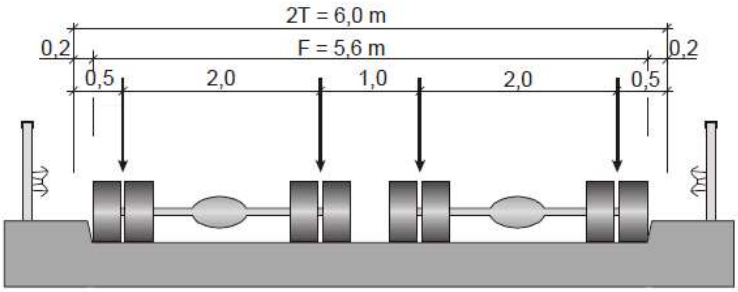
Figur 5.1 - Laster på bruer etter R412

I tverretning plassers bruksklassenes vertikale laster i ugunstigste stilling innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

Føringsavstanden er den minste horisontale bredde av:

- Avstand mellom kantstein
- Avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- Avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringskinner

Bredden av et lastfelt med tunge kjøretøy er 3,0 meter. Den jevnt fordelte lasten på 6kN/m regnes å oppta ett lastfelt med bredde 2,0 meter. Maksimalt to felter belastes med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntoglaster. Øvrige felt belastes kun med den jevnt fordelte laste på 6kN/m.



Figur 5.2 - Plassering av to vogntoglaster i tverretning

Horisontal last

De horisontale kreftene kan ikke opptre uten de tilhørende vertikale kreftene.

Virkningen av kjøretøyers bremsing og akselerasjon i et lastfelt beregnes på grunnlag av en horisontallast B1 ved brulengde = 10 meter og B2 ved brulengde = 40 meter. Størrelsen på B1 og B2 avhenger av bruksklassen. Bremselasten virker i bruas lengderetning. Virkningen av skjev eller usymmetrisk bremsing beregnes med en vilkårlig plassert sidelast S = 25% av bremsekraften. Sidelasten virker vinkelrett på bruas lengderetning.

Sentrifugalkraft virker samtidig med vertikalkreftene, men ikke samtidig som bremsekraften.

$$S_C = v^2 \cdot \frac{V}{127 \cdot R} = 0{,}2 \cdot V \quad (3.2)$$

Der v = maksimum hastighet (km/t), R er horisontalkurvaturens radius (m), V er vertikallasten i kN for aksellastene og kN/m for den jevnt fordelte lasten.

Virkningen av de horisontale kreftene er neglisjert i denne oppgaven.

Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast som opptrer periodevis. Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes etter N400 og NS-EN 1991-1-4. For betongbruer er vindlasten vanligvis liten sammenlignet med egenlasten. Det er derfor valgt å se bort fra vindlast i denne oppgaven.

Termiske laster

Temperaturlast er en variabel naturlast som opptrer periodevis og skyldes naturforhold. For å sikre at termiske bevegelser ikke fører til at konstruksjonen overbelastes skal bærende konstruksjonsdeler kontrolleres. Påvirkningene av termiske bevegelser må enten tas hensyn til under dimensjonering, eller tas opp i bevegelsesfuger. De termiske variasjonene i konstruksjonsdelene avhenger av daglige og årstidsavhengige variasjoner i blant annet lufttemperatur, solstråling og utstråling. Størrelsen på de termiske påvirkningene avhenger av lokale klimatiske forhold, konstruksjonens orientering og total masse og overflate.

N400 gir termiske påvirkninger som den sammensatte virkningen av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler

De ulike temperaturandelene og samtidigheten av disse beregnes etter EK1 og N400. R412 gir ingen egne regler på beregning av termiske laster, den henviser til N400 og øvrig regelverk. Hafrsfjord brus plassering, orientering og sammensetning gjør at det kun er jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt varierende temperaturandel som må vurderes.

Jevnt fordelt temperaturandel

Årstidsvariasjoner i temperatur fører til en lengdeendring i av konstruksjonen. Når temperaturen øker vi det medføre utvidelse, mens når den minker oppstår det sammentrekning av konstruksjonsdelene. For statisk bestemte konstruksjoner vil effekten kun bli en lengdeendring av konstruksjonen som må tas hensyn til ved dimensjonering av fuger og glidelagre. For statisk ubestemte konstruksjoner vil det oppstå tvangskrefter da brua ekspanderer eller trekker seg sammen, disse må tas hensyn til i lastanalysen.

Vertikal varierende temperaturandel

Vertikale temperaturdifferanser mellom over og underside av tverrsnittet skyldes døgnvariasjoner i temperatur. Dette medfører en gradient over tverrsnittet som fører til at det oppstår krefter som fastholder mot krumning. Den vertikalt varierende temperaturandelen kan etter EK1 beregnes etter to ulike metoder, lineært eller ikke-lineært.

Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser

I de tilfeller det er nødvendig å ta hensyn til samvirke av både jevnt fordelt brutemperaturandel og temperaturdifferanse skal disse kombineres etter regler i EK1.

5.3.3 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykker eller unormale hendelser. Eksempel på disse lastene er påkjøringslaster fra kjøretøy, skip eller jernbanetrafikk, brann, eksplosjon, skred og flom. Det vil ikke bli regnet på ulykkeslaster i denne oppgaven.

5.3.4 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper. Disse lastene inkluderer forspenning, svinn, kryp, relaksasjon, setninger og deformasjoner fra laster. Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige, den karakteristiske lasten defineres som den største forventede verdien innenfor tidsrommet som betraktes.

Forspenning

Forspenning er strekkspenningene som påføres spennarmeringen, som igjen overføres som trykkspenninger i betongen gjennom forankring og heft mellom spennarmeringen og betongen. Lastvirkningene av forspenningen består av både last som virker direkte på den oppspente konstruksjonsdelen, men også indirekte virkninger, tvangskrefter, som oppstår som følge av forspenning av statisk ubestemte konstruksjoner.

Forspenningskraften langs en kabel vil over tid bli mindre enn den opprinnelige oppspenningskraften som følge av spennkrafttap. Tap av spennkraft er omtalt i kapitel 9.

Kryp

Kryp er en deformasjon som oppstår når betongen over lang tid utsettes for trykk eller strekkrefter. Når trykkreftene påføres vil det umiddelbart oppstå en sammentrykking, deretter vil betongen fortsette å trykkes sammen ved langvarig belastning.

Svinn

Uttørking av betong fører til at den krymper, denne krympingen kalles svinn. Svinntøyningene er uavhengige av lastnivå og lastvarighet. Den totale svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet er en funksjon av fukttransport gjennom herdnet betong og utvikler seg langsomt. Autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, mesteparten av dette skjer rett etter utstøping. Svinntøyning beregnes etter EK2.

Relaksasjon

Relaksasjon er spenningsfall som oppstår når stålet utsettes for en konstant tøyning over lang tid. Relaksasjonstapet beregnes etter EK2

5.4 Lastkombinering

Lastkombinasjoner blir benyttet for å ta høyde for at det er usannsynlig at alle lastene virker samtidig med sine maksimalverdier. Lastkombinering for eksisterende bruer blir gjennomført etter R412.

Det kan være aktuelt å foreta kontroll for følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Det skal som et minimum foretas en kontroll i bruddgrensetilstanden. De øvrige grensetilstandene skal kontrolleres i den grad de anses å være relevante.

Det vil i denne oppgaven bli sett bort i fra ulykkesgrensetilstand og utmattingsgrensetilstand.

5.4.1 Bruddgrensetilstand

Ved bruklassifisering skal det som et minimum foretas kontroll i bruddgrensetilstanden. [12] Det skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, a og b. Den ugunstigste av kombinasjonene a og b legges til grunn for dimensjoneringskontroll. Lastfakturer er angitt i tabell 5.1.

Tabell 5.1 - Lastfaktorer for bruddgrensetilstand

Lastgruppe	Permanente laster, P		Deformasjonslaster,	Variable laster,
Kombinasjon	Jordtrykklast, J	Andre	D	Q
a	1,0	1,15	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0{,}8 \cdot \sum Q_n$

γ_D = 1,1/0,9 for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er γ_D = 1,0

γ_1 = 1,4 for brukslaster

= 1,2 for spesialtransporter

= 1,15 for mobilkraner

= 1,1 for engangstransport

= 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje

= 1,6 for øvrige variable laster

γ_2 = 1,2 for brukslaster

= 1,1 for spesialtransporter

= 1,05 for mobilkraner

= 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje

= 1,3 for øvrige variable laster

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes

Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen

5.4.2 Bruksgrensetilstand

Etter R412 skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene a og b, om det ved bruklassifisering stilles spesielle bruksgrensekrav. Lastfaktorene er her gjengitt i tabell 5.2

- Kombinasjon a antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid og anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvninger og liknende.
- Kombinasjon b antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, og anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

Tabell 5.2 - Lastfaktorer for bruksgrensetilstand

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons-laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast T	Naturlast E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0{,}7 \cdot \sum Q_n$		1,0
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0{,}7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$		

Kombinasjonsfaktorene, Ψ_1, er gitt i tabell 5.3.

Tabell 5.3 - Kombinasjonsfaktorer

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer Ψ_1
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

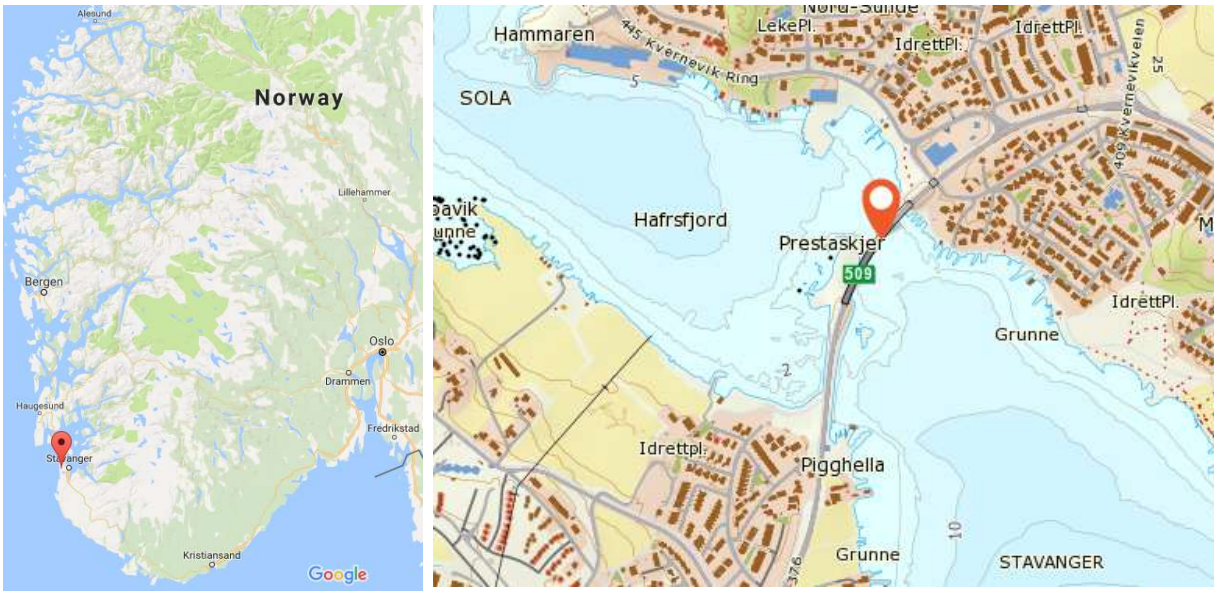
For bruer med planlagt restlevetid på mindre enn 25 år er rissviddekontroll normalt unødvendig, også med kloridbelastning. Ved middels høy kloridbelastning og planlagt restlevetid på over 25 år bør rissvidden vurderes for følgende elementer med tanke på bestandighet:

- Slakkarmerte bjelker
- Bjelker med forspent armering med direkte heft til betongen og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen
- Brudekker med slitelag uten membran

For øvrige konstruksjonselementer stilles det normalt ikke krav til rissvidder. Hvis utnyttelsen i bruddgrensetilstand ikke overskrider 90% av armeringskapasitetene kan rissviddekontroll utelates.

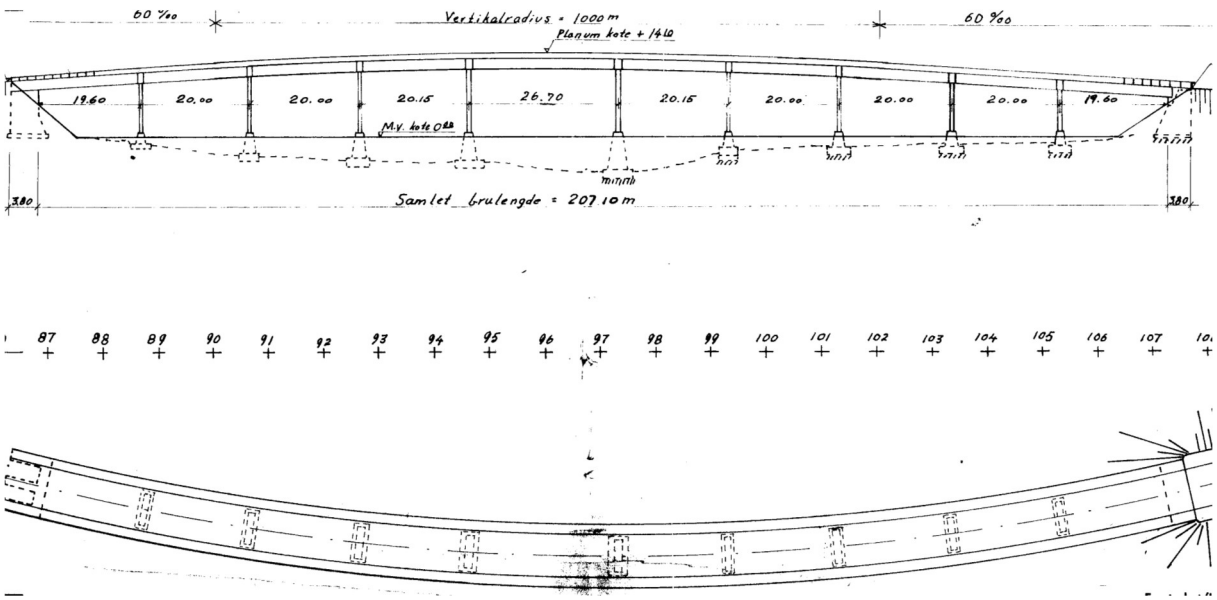
Kapittel 6

Hafrsfjord bru



Figur 6.1 - Hafrsfjord brus plassering nasjonalt (Google Maps), og lokalt (Norgeskart)

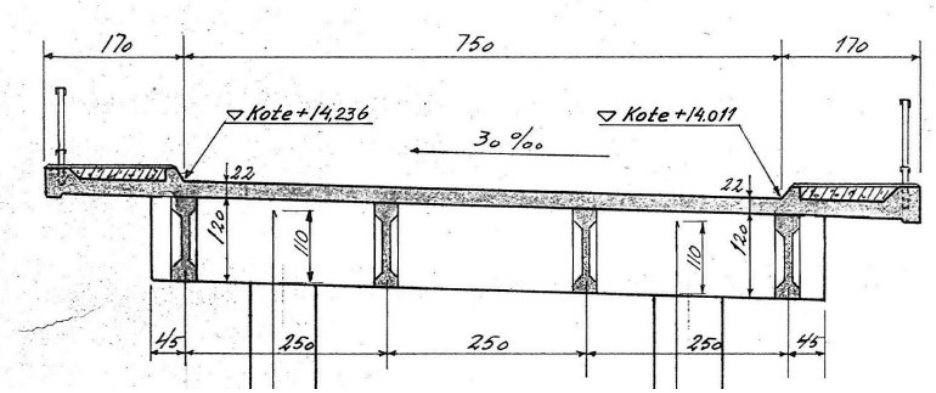
Beskrivelsen av Hafrsfjord bru i denne oppgaven er basert på brutegninger produsert av Johs. Holt i 1965-1968. Hafrsfjord bru ligger på riksveg 509 i mellom Stavanger og Sola kommune. Brua går over Hafrsfjord og ble bygget i 1967. Den er en betongelementbru med prefabrikerte bjelker, med både før og etteroppspenning, og plasstøpt dekke. Den totale lengden av brua er 206,2 meter fordelt på 10 spenn. Spennene varierer fra 19,6 meter, for de ytterste spennen, til 26,7 meter for midtspennet. Seilingshøyden i midtspennet er 12,5 meter. Oppriss og grunnriss fra ferdigbrutegninger er gjengitt i figur 6.2.



Figur 6.2 Oppriss og grunnriss Hafrsfjord bru

Brua har en vertikalkurvatur med radius på 1000 meter og en horisontalkurvatur med radius på 450 meter.

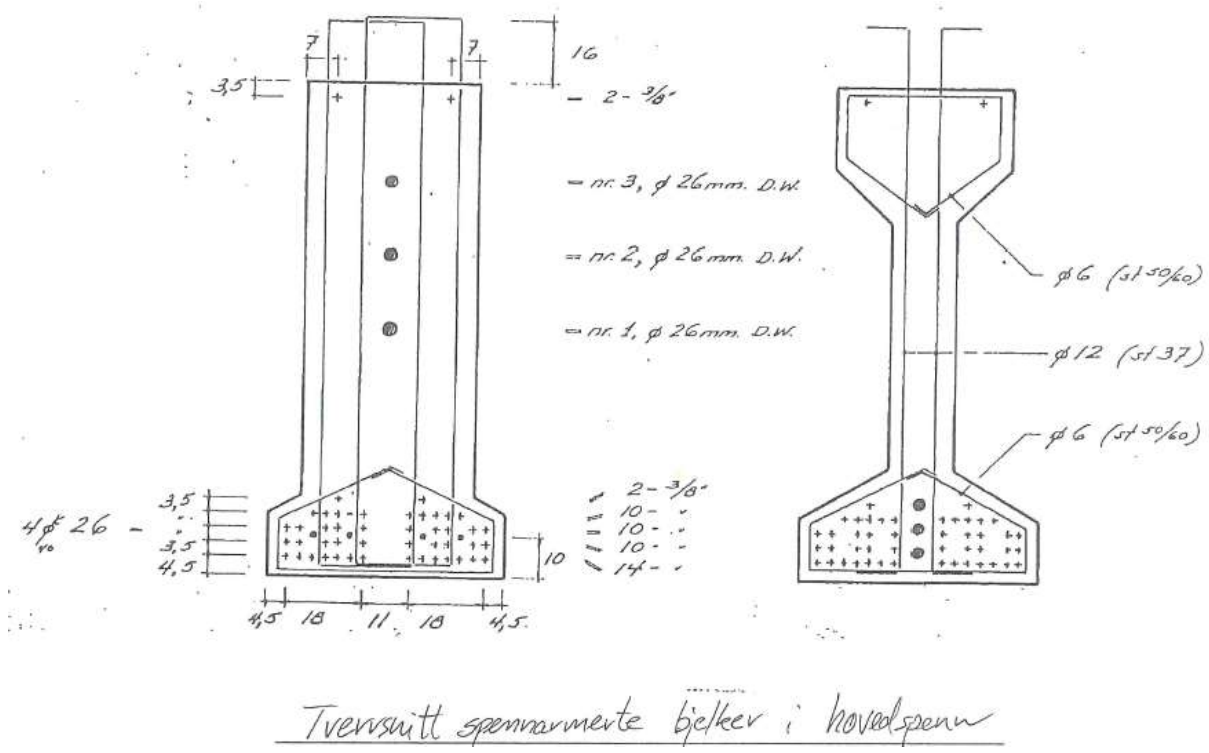
Brutverrsnittet er bygget opp av fire prefabrikerte I-bjelker med høyde 1200mm som er både før og etteroppspent, og plasstøpt bruplate med tykkelse 220mm. Bruas totale bredde er 10,9 meter, den har to kjørefelter med total føringsbredde 7,5 meter. Brudekket har en helning på 30‰. Brutverrsnittet er vist i figur 6.3.



Figur 6.3 - Tverrsnitt av Hafrsfjord bru

Spennbetongbjelkene er produsert av A/S Stormbull Spennbetong. Det er benyttet tre typer bjelker for de varierende spennlengdene. Type 1 for hovedspennet i akse 6-7, type 2 for endespennene i akse 1-2 og 10-11, og type 3 i de øvrige spennene. Bjelkene er armert med en kombinasjon av slakkarmering, forspente tau (Ø3/8''), hovedspennet har også tre etteroppspente kabler (Ø26 mm). I de forskjellige bjelkene er det ulik mengde forspente tau, 46

i type 1, 41 i type 2 og 45 i type 3. [23] Bjelkens steg er forsterket ved støtte. Tverrsnittstegning av bjelke type 1 er vist i figur 6.4.



Figur 6.4 Tverrsnittstegning av bjelkene i hovedspenn [23]

6.1 Tilstand

Tilstandsvurderingen av Hafrsfjord bru er basert på flere inspeksjoner av brua og tilgjengelig bildemateriell. Med det tilgjengelige materialet har det vært vanskelig å gjennomføre tilstandsvurderingen på hver enkelt komponent, tilstanden vurderes derfor i mer generelle betraktninger.

Hovedproblemet med Hafrsfjord bru er liten betongoverdekning. Prosjektert overdekning på bjelkene varierer fra 20 til 30 mm. Dette er langt fra minimumskravene i de nyeste standardene. Dette gjør bjelkene utsatte for karbonisering og kloridinntrengning.

Målinger av kloridinnhold i bjelken i 1996 fant at kloridinnholdet på nivå med armeringen var opp til 0,1% av betongvekten. Det ble også funnet at kloridinnholdet både på overflate og ved spennarmering var høyere for innerbjelkene enn ytterbjelkene. Dette kan forklares med at kloridene i ytterbjelkene kan bli utvasket av regn. [2]

Før vedlikeholdsarbeidene utført i 2000 ble det påvist betydelige korrosjonsskader i armeringen på betongbjelkene. Det er spesielt de forspente tauene som ligger i det ytterste laget ut mot overflaten, og underkant av skjærarmeringen som er utsatt for korrosjon. Det ble under inspeksjonen funnet brudd i noen av armeringstauene i bjelkens underkant.

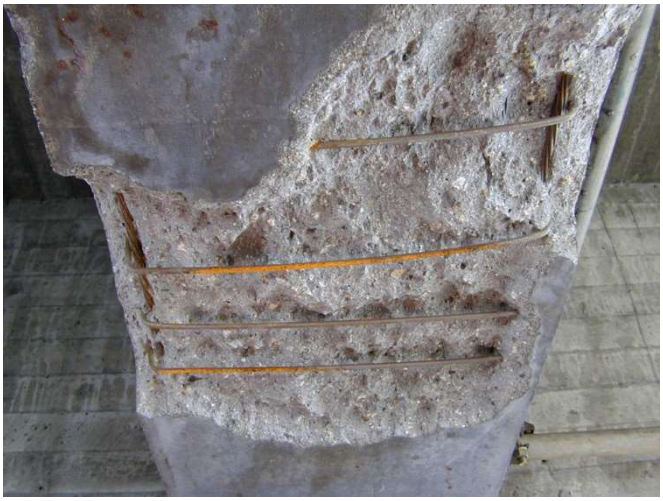
Figur 6.5 Brudd i spennarmeringstau

Det var mest tegn til korrosjon ved bjelkeendene, både misfarging og avskalling av betongen. Det ble også observert skader i felt, korrosjonsinitierte sprekker langs spennarmeringen i bjelkens underkant. Betongoverdekningen ble fjernet noen steder uten synlige tegn på korrosjon, dette avdekket pittingkorrosjon i bøylearmeringen. [2]

Figur 6.6 - Korrosjon på spenntauene ved bjelkeenden

Bilder tatt under vedlikeholdsarbeidet i 2000 viser tydelig pittingkorrosjon på skjærarmering i bjelkesteget (figur 6.7) og korrosjon på skjærarmeringen i underkant av bjelken (figur 6.8)

Figur 6.7 Pittingkorrosjon på skjærarmerng i bjelkesteget



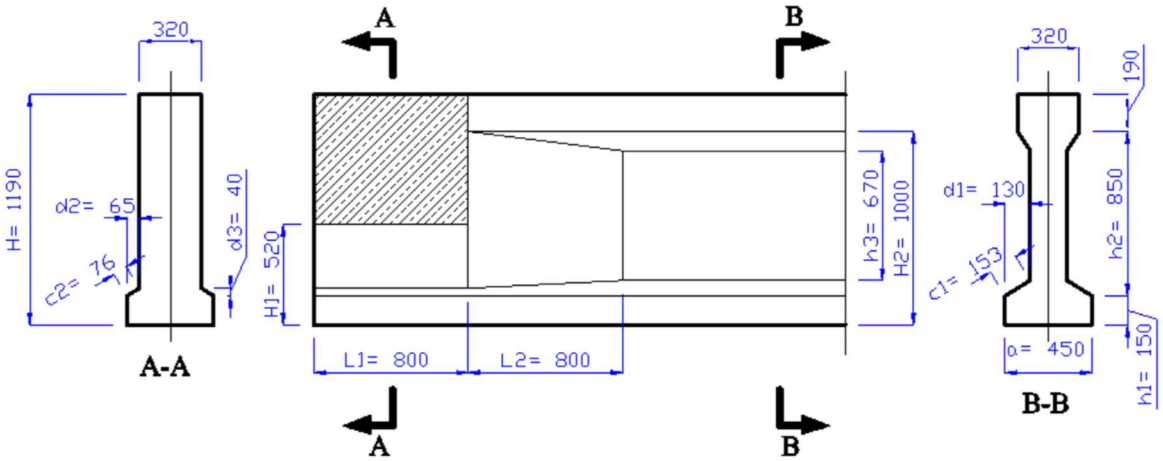
Figur 6.8 Korrodert skjærarmering i bjelkens underkant

Bilder fra inspeksjon i 2012 avdekker avskalling av betongen i felt på grunn av korrosjon.

Figur 6.9 Avskalling av betong i bjelkens underkant i felt

I september 2017 ble det utført visuell inspeksjon av bjelkene fra bakken og fra brulift, tverrsnittsmålinger av brubjelkene og potensialmålinger. [11]

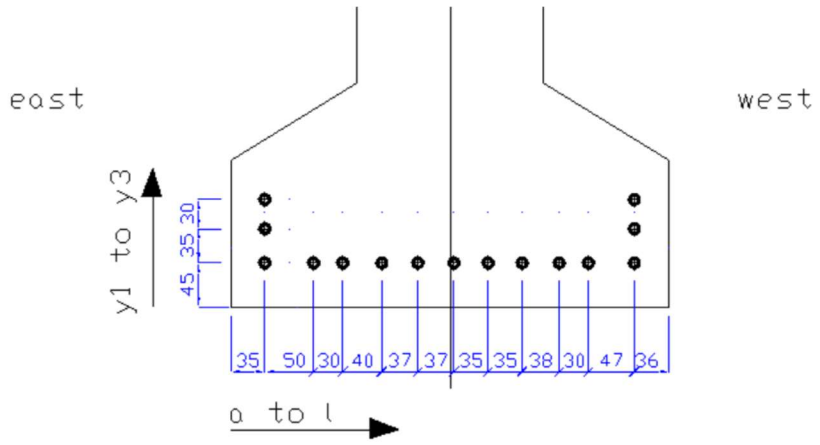
De utførte tverrsnittsmålingene viste seg å avvike fra tverrsnittstegningene i figur 6.4. Bjelkenes høyde ser ut til å stemme, men bredde av både flenser og steg, samt armeringsmengde, samsvarte ikke med tegningene. Målingene ble utført på bjelkene i endespennene, som er de korteste spennene på brua. Det ble ikke foretatt målinger av tverrsnittene i de andre spennene.



Figur 6.10 - Tverrsnittstegninger av bjelker i endespenn basert på målinger [11]

Betongoverdekningen ble målt med «cover meter», for bøylearmeringen er den målt til 17-35mm 800mm fra støtte. På grunn av sprøytebetongen på stegene påført ved vedlikeholdsarbeidene i år 2000 er overdekningen på det største opp mot 90mm. For

spennarmeringen er overdekningen fra underkant av flensen til det nederste armeringslaget mellom 15 og 27mm.



Figur 6.11 - Målt betongoverdekning [11]

Visuelt ble det observert tegn til lokal korrosjon i form av riss og avskalling av betongen. Avskalling hadde i hovedsak skjedd ved støtte, men opprissing av betongoverdekningen ble observert i underkant av bjelken på tilfeldige steder.

Figur 6.12 Riss og korrosjon ved opplegg i akse 9

Figur 6.13 Avskalling av betong ved opplegg i akse 9

Figur 6.14 Avskalling av betong og synlig armeringskorrosjon på spennarmering i spenn 2-3

6.2 Vedlikehold

På grunn av skadene ble det utført omfattende vedlikehold i 2000. Flere søyler ble byttet ut og det ble utført lokale mekaniske reparasjoner på betongen. Løs og dårlig betong ble meislet bort og erstattet. Steget på bjelkene ble påført 25mm sprøytemørtel, og bjelken ble overflatebehandlet med et tykkfilmsbelegg.

Det mest omfattende vedlikeholdsarbeidet var en montering av ekstern forspenning. Den ettermonterte eksterne forspenningen ble prosjektert for å ivareta mulig korrosjonstap på

nederste lag av eksisterende spennarmering. [23] Den etteroppspente forsterkningen består av 7 stykk Ø0,5'' spenntau per brubjelke. Forspenningen er tilknyttet konstruksjonen gjennom påstøpte sadler mellom betongbjelkene, som vist i figur 6.15 og 6.16

Figur 6.15 - Ekstern forspenning i felt

Figur 6.16 - Ekstern forspenning ved støtte

Kapittel 7

Dimensjoneringsgrunnlag

7.1 Materialer

7.1.1 Betong

I følge tegningene er det brukt betong av kvalitet B300 på alle bruelementene foruten fundamentene, der det er benyttet B350. Dette er en ikke betegnelser for betongkvaliteter som brukes i dag, men håndbok R412 [22] gir oversikt over betongens konstruksjonsfasthet for trykk og materialfastheter som skal brukes avhengig av bruas byggeår og betongens fasthetsklasse. Etter R412 tilsvarer betongkvalitet B300 fasthetsklasse C25 i NS3473. Kontstruksjonsfasthet og materialfaktorer er hentet fra R412, øvrige materialparametere er hentet fra NS3473. Oversikt over materialegenskapene til betongen er gjengitt i tabell 7.1.

Tabell 7.1 Materialegenskaper for betongen

Egenskaper betong C25		
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	16,8 MPa
Konstruksjonsfasthet for skjær	f_{vn}	0,4 MPa
Konstruksjonsfasthet for heft	f_{tn}	2,5 MPa
Terningtrykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	25 MPa
Materialfaktor, bruddgrensetilstand	γ_m	1,40
Materialfaktor, bruksgrensetilstand	γ_m	1,0
Maksimaltøyning	ε_{cu}	3,5‰
Elastisitetsmodul for betong	E_{cm}	25 000 MPa

For beregninger benyttes dimensjonerende fastheter. Forskjellen mellom de dimensjonerende og karakteristiske fasthetene er at de dimensjonerende fasthetene er redusert med en materialkoeffisient, γ_m, som tar hensyn til usikkerheter i materialfasthet, beregninger og utførelse. Formlene for beregning av de dimensjonerende fasthetene for trykk, skjær og heft er ifølge NS34473:

$$f_c = \frac{f_{cn}}{\gamma_m}$$

$$f_v = \frac{f_{vn}}{\gamma_m}$$

$$f_b = \frac{f_{bn}}{\gamma_m}$$

Betongens strekkfasthet er betydelig mindre enn betongens trykkfasthet. Etter reglene i NS3473 skal derfor betongstrekksonen regnes spenningsløs. Det vil si at alle strekkrefter skal tas opp av armeringen.

Betongens elastisitetsmodul skal ifølge NS3473 ved beregning av formendring og snittkrefter under korttidslast regnes etter formelen:

$$E_c = 5000\sqrt{f_{ck}}$$

På grunn av kryp vil betongens elastisitetsmodul reduseres over tid. Ved beregning av kryptall i NS3473 tas det hensyn til belastningstidspunkt og relativ fuktighet. Kryptallet skal også økes eller reduseres med 25% for konstruksjonsdeler som er henholdsvis 750mm eller større og 150 mm eller mindre. På grunn av et ønske om mer nøyaktige kryptall for å blant annet beregne momentomlagringen er det valgt å regne kryptall etter EK2. Kryptallberegning etter EK2 tar også hensyn til belastningstidspunkt, betongkvalitet og mer nøyaktig geometri. Beregningene i EK2 benytter noen materialparametere som ikke er definerte i NS3473. Det er da benyttet verdier fra EK2 for betongkvalitet med samme terningtrykkfasthet som i NS3473.

7.1.2 Slakkarmering

I følge tegningene er det slakkarmeringen utført med både kamstål (Ks) og glattstål (St) med varierende diameter. Armeringskvalitetene som er benyttet i konstruksjonen er KS.40 og ST.00. R412 angir armeringens karakteristiske fasthet og materialfaktorer, men det oppgis bare en kvalitet på glattstål, ST.37, derfor er det valgt å benytte verdiene for denne. Armeringsegenskapene er oppsummert i tabell 7.2.

Tabell 7.2 Materialegenskaper for slakkarmeringen

Egenskaper slakkarmering		
Materialfaktor, bruddgrensetilstand	γ_m	1,25
Materialfaktor, bruksgrensetilstand	γ_m	1,0
Elastisitetsmodul	E_s	210000 MPa
KS.40		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{sk}	400 MPa
ST.37		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{sk}	230 MPa

I likhet med betong benyttes dimensjonerende fastheter i beregninger:

$$f_s = \frac{f_{sk}}{\gamma_m}$$

Armeringsstålets dimensjonerende fasthet gjelder for både strekk og trykkpåkjenninger.

Armeringens maksimaltøyning settes i NS3473 til å være ε_{sk} + *5‰* der $\varepsilon_{sk} = f_{sk}/E_s$

7.1.3 Spennarmering

I Hafrsfjord bru er betongbjelkene spennarmerte med både før og etteroppspenning. Føroppspenningen består av 41-46 spenntau, etteroppspenningen består av 3 spennkabler. Armeringskvaliteten som er benyttet i spennarmeringen er ukjent. Det er derfor antatt at det er brukt spennarmering med karakteristisk fasthet 1650 MPa. Antatte materialegenskaper for spennarmeringen er oppsummert i tabell 7.3.

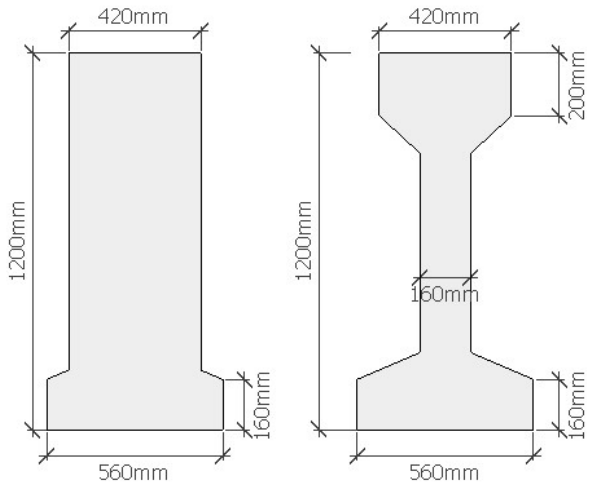
Tabell 7.3 - Materialegenskaper for spennarmeringen

Egenskaper spennarmering		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1650 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,2%-grense	$f_{p0,2k}$	1500 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,2%-grense	f_{pd}	1304 MPa
Materialfaktor, bruddgrensetilstand	γ_m	1,15
Materialfaktor, bruksgrensetilstand	γ_m	1,0
Elastisitetsmodul for spenntau	E_p	195000 MPa

7.2 Tverrsnitt

7.2.1 Brubjelker

De prefabrikerte brubjelkene er utformet som I-bjelker med forsterket steg ved opplager. Forsterkningen er innen en avstand på 1200mm fra opplager.



Figur 7.1 - Brubjelkens tverrsnitt over henholdsvis opplager og i midtspenn

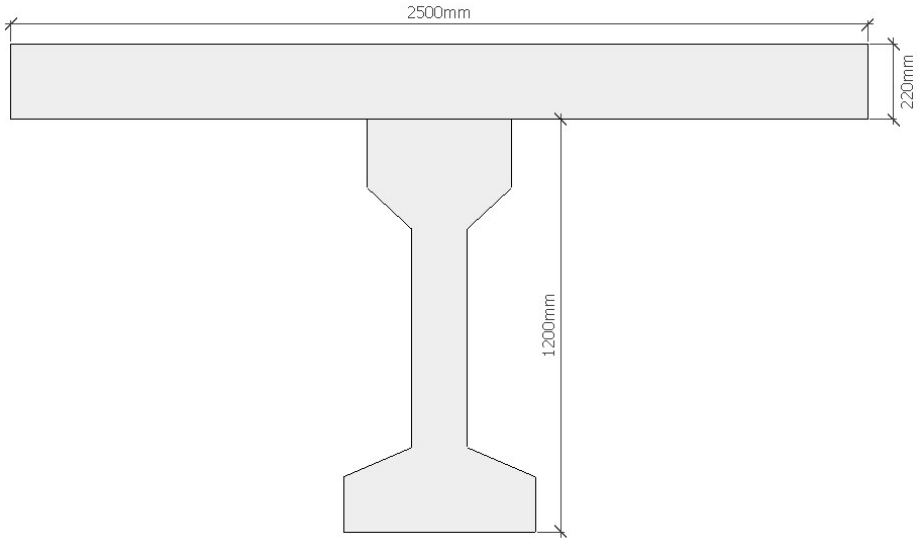
Ut av tverrsnittstegningen i figur 6.4 finner man at de føroppspente tauene er fordelt i totalt 5 lag, sett fra underkant av bjelken har hvert lag henholdsvis 14, 10, 10, 10 og 2 tau. Samlet armeringstyngdepunkt er 92 mm over bjelkens underkant. De to spenntauene i bjelkens overkant utgjør forsvinnende lite av den totale armeringen, de er derfor sett bort ifra. De etteroppspente kablene har tyngdepunkt 775mm over bjelkens underkant ved opplegg og 130 mm over bjelkens underkant i midtspenn. Det er ut fra dette antatt at kabelen er plassert som en parabel. I beregningene forenkles armeringsplasseringen til ett spenntau og en spennkabel som tilsvarer hele armeringen. Det antas at bjelkene også er slakkarmerte.

7.2.2 Bruplate

Bruplaten er 220mm tykk. Det er støpt opp kanter for gangbane og rekkverk, men disse er små og er derfor forenklet bort. Bruplaten ses derfor på som en kontinuerlig 220mm tykk plate med bredde 10,9 meter. Bruplaten er armert i over og underkant med armeringsjern KS.40 med diameter 12mm og senteravstand 200mm. Over støtte er ytterligere forsterket med et lag armering med diameter 16mm og senteravstand 200mm i overkant av plata. Tyngdepunktet til den samlede slakkarmeringen i bruplata over støtte ligger 85mm under platen overkant.

7.2.3 Betraktet tverrsnitt

Det antas at lastene har like stor virkning på hver av de fire brubjelkene. Som nevnt i kapittel 6.2 er det målt større kloridinnhold i de indre spennbetongbjelken, disse er derfor mest utsatt for korrosjon. Derfor vil det videre i oppgaven bli sett på en av de midterste brubjelkene, med tilhørende bruplate. Betraktet tverrsnitt er vist i figur 7.2.



Figur 7.2 - Tverrsnitt av samvirketverrsnitt i felt

Tverrsnittsparameterne for brubjelkens betongtverrsnitt er oppsummerte i tabell 7.4.

Tabell 7.4 – Tverrsnitsparametere for brubjelke og samvirke, i felt og ved støtte

I felt			Ved støtte		
Brubjelke					
Areal	$A_{c.b.f}$	345600 mm^2	Areal	$A_{c.b.s}$	528500 mm^2
Tyngdepunkt	$y_{c.b.f}$	570 mm	Tyngdepunkt	$y_{c.b.s}$	576 mm
Annet arealmoment	$I_{c.b.f}$	$58{,}96 \cdot 10^9$ mm^4	Annet arealmoment	$I_{c.b.s}$	$66{,}5 \cdot 10^9$ mm^4
Samvirke					
Areal	$A_{c.f}$	895600 mm^2	Areal	$A_{c.s}$	1078500 mm^2
Tyngdepunkt	$y_{c.f}$	1024 mm	Tyngdepunkt	$Y_{c.s}$	950 mm
Annet arealmoment	$I_{c.f}$	$1{,}77 \cdot 10^{11}$ mm^4	Annet arealmoment	$I_{c.s}$	$2{,}14 \cdot 10^{11}$ mm^4

7.3 Tidshistorie

Tidsforløpet for støpning av elementer og bygging av brua er ukjent. Det antas at bjelkeelementene belastes med føroppspenning ved t = 3 døgn. Etteroppspenningen gjøres på

byggeplass og er antatt å skje ved t = 28 døgn. Deretter antas det at bruplaten støpes, og vi får et kontinuerlig system ved t = 28 døgn.

Brua sto ferdig i 1967, konstruksjonen betraktes etter lang tid ved t = 50 år, noe som tilsvarer t = 18250 døgn.

Kapittel 8

Beregning av karakteristiske lastvirkninger

I dette kapitlet følger beskrivelser av hvordan karakteristiske lastvirkninger som opptrer på brua blir beregnet. Det er antatt at moment- og skjærbelastninger i overbygningens hovedspenn er mest kritisk for Hafrsfjord bru. Det er derfor kreftene i dette spennet det er lagt størst vekt på. Dette spennet har en total lengde på 26,7 meter. Kreftene er funnet ved en kombinasjon av håndberegninger og modelleringer gjort i analyseprogrammet Focus Konstruksjon.

8.1 Modell i Focus Konstruksjon

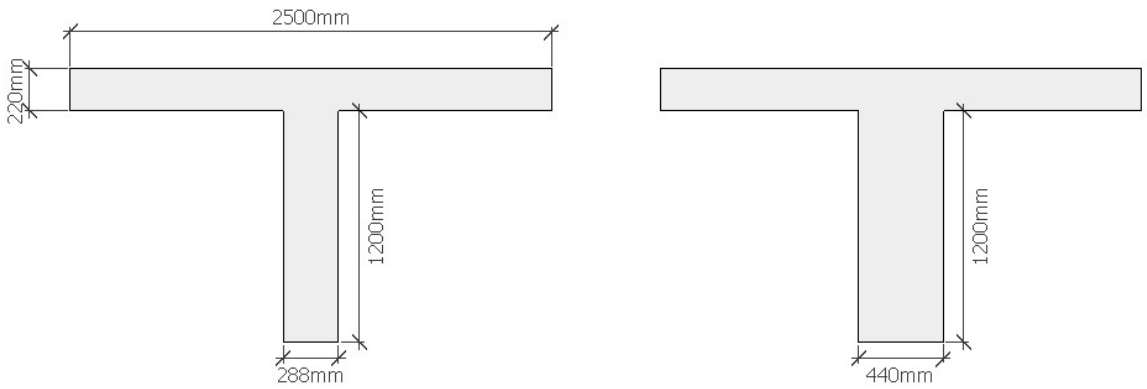
Utgangspunktet for oppbyggingen av modellen i Focus Konstruksjon er ferdigbrutegningene og tverrsnittstegningene. I modellen, og i de videre beregningene, er det valgt å kun betrakte en av de indre brubjelkene med tilhørende bruplate. Det antas at lastene vil fordele seg tilnærmet likt over de fire brubjelkene. På grunn av oppbygningen og byggeprosessen til Hafrsfjord bru er det benyttet to modeller for beregning av krefter i Focus Konstruksjon. En modell der bjelkene er fritt opplagte, og en modell der bjelken er kontinuerlig over støttene. I praksis betyr dette at det er satt inn ledd i knutepunktene i den fritt opplagte modellen. I modellen er hovedspennet og spennene som grenser til hovedspennet inkludert. Det er valgt å bare modellere bruas overbygning, ikke tverrbærere og søyler, det er antatt at dette har liten betydning for de opptredende kreftene i hovedspennet.

Figur 8.1 - Statisk system

I modellen er både bruas horisontale og vertikale kurvatur forenklet.

I Fokus Konstruksjon er det mulig å velge mellom en rekke forhåndsdefinerte tverrsnitt, men ingen av disse svarer til det betraktede tverrsnittet i Hafrsfjord bru. Tverrsnittet må derfor egendefineres. Begrensninger i geometri for egendefinerte tverrsnitt gjør at det ble valgt å forenkle tverrsnittet til et T-tverrsnitt. For analyser av både egenlast og temperaturlast vil det være mest korrekt å opprettholde tverrsnittets areal i forenklingen. Det ble definert to forenklede

tverrsnitt, ett for den forsterkede delen av bjelken ved støtte, og ett for resten av bjelken. De forenklede tverrsnittene er vist i figur 8.2.



Figur 8.2 Forenklet tverrsnitt i steg og ved støtte

8.2 Laster

Det antas at alle laster har like stor virkning på alle bjelker.

8.2.1 Egenlaster

Fordi vi i modellen i Focus Konstruksjon har definert tverrsnittet til Hafrsfjord bru kan analyseprogrammet selv bestemme egenlastene. Slik at det ikke er nødvendig å påføre lastene på modellen manuelt. Man må definere betongens tyngdetetthet i programmet. Betongens tyngdetetthet er etter regler i R412 satt til 25kN/m^3 [22]

Egenlastene fra bjelke og brudekke blir påført den fritt opplagte modellen. Karakteristiske lastvirkninger hentes direkte ut av modellen. For beregningene av omlagringsmoment behøves likevel den jevnt fordelte lasten av egenvekten til bjelken (g_1), og brudekket (g_2). Lastene er oppsummert i tabell 8.1.

Slitelag og rekkverk er ikke inkludert i egenlasten i modellen og påføres derfor modellen som linjelaster. Det er antatt at disse lastene påføres etter samvirke da bjelkene er kontinuerlige over støttene. Det fremkommer ikke av konstruksjonstegningene hvilken belegning som benyttes, det er derfor valgt å bruke minimumsverdier fra N400. Disse er 1.5kN/m^2 for fortau og 3.5kN/m^2 for kjørebane. Det gir en total belastning på 7.8kN/m per bjelke.

For rekkverk er det antatt at egenvekten vil være 1kN/m per rekkverk.

Tabell 8.1 Påførte egenlaster

Lasttype		Belastning per bjelke
Brubjelke	g_1	8.9kN/m
Bruplate	g_2	15kN/m
Slitelag	g_4	7.8kN/m
Rekkverk	g_5	0.5kN/m

8.2.2 Trafikklast

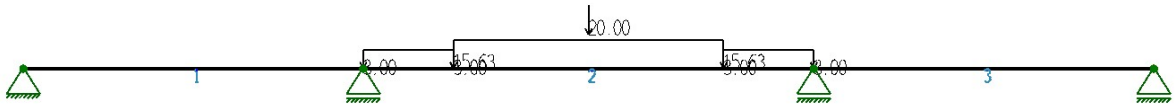
Ved beregning av trafikklasten antas det at det er vogntoglast fra figur 5.1 som er den dimensjonerende lasten, i lengre bruer er det som regel vogntoglast eller kjøretøylast som er dimensjonerende [22]. I henhold til R412 faller alle bruer bygd etter 1969 innunder bruksklasse 10, selv om Hafrsfjord bru ble bygd før dette antas det at den faller inn under bruksklasse 10.

Føringsbredden til Hafrsfjordbru er 7,5m, noe som gir to lastfelt. For lastens plassering i tverretning plasserer R412 to møtende vogntog. Det vil si at det er symmetrisk lastfordeling i tverretningen. Det antas derfor at en fjerdedel av trafikklasten vil bli tatt opp av hver brubjelke. For å finne dimensjonerende krefter i midtsnittet og ved støtte på hovedspennet beregnes lastvirkningen fra trafikklasten med to plasseringer, for størst feltmoment og størst støttemoment. Vogntoglasten består av et vogntog som representeres med en jevnt fordelt last over 16 meter, en aksellast som plasseres i ugunstigste posisjon innenfor 16 meter. Om det virker ugunstig skal man inkludere en jevnt fordelt last som representerer lettere blandet trafikk. Vogntoglastene er oppsummerte i tabell 8.2.

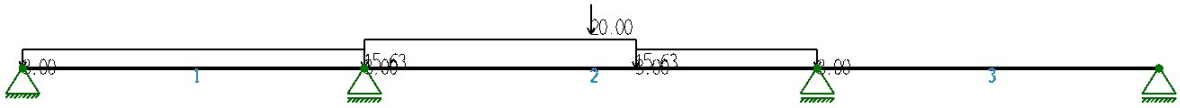
Tabell 8.2 Trafikklast - Vogntoglast

Laster		Verdier
Aksellast	A	20 kN
Vogntog	v	15,6 kN/m
Lettere fordelt trafikk	p	3,0 kN/m

Focus konstruksjon har en funksjon som kalles lasttog som kan benyttes til å finne ugunstigste plassering av trafikklast, men denne funksjonen fungerer bare ved beregninger etter reglene i Eurokode. Derfor har aksellast, vogntoglast og laster for lettere fordelt trafikk blitt plassert på modellen manuelt. Plasseringene er valgt for å finne størst feltmoment og størst støttemoment.



(a) Plassering av traffiklaster for størst feltmoment



(b) Plassering av traffiklaster for størst støttemoment

Figur 8.3 Plassering av traffiklaster

8.2.3 Temperaturlast

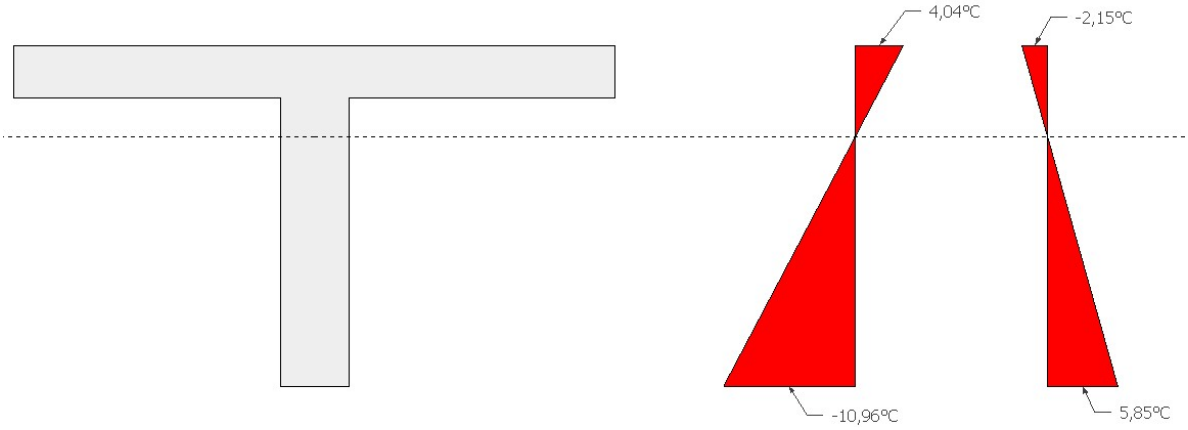
I det valgte statiske systemet er brubjelken fri til å bevege seg i lengderetning. Det vil derfor ikke oppstå noen temperaturlaster på grunn av sesongvariasjoner i temperatur. Det kan derimot oppstå tvangsmoment på grunn av forskjeller i temperaturen på oversiden og undersiden av tverrsnittet.

Vertikalt varierende temperaturdifferanser regnes lineært etter EK1. Verdier for ΔT_M finnes i Tabell NA.6.1, disse verdiene gjelder for bruer med belegg på 50mm. For belegg av annen størrelse må disse verdiene multipliseres med faktoren k_{sur}. Det kommer ikke frem av tegningene av Hafrsfjord bru hvor tykk belegget er, derfor regnes det med 50mm.

$$\Delta T_{M,\,heat} = 15°C$$

$$\Delta T_{M,\,cool} = 8°C$$

For å finne momentet fra den vertikalt varierende temperaturdifferansen påføres det i Focus en temperaturlast på over og undersiden av tverrsnittet. Slik som vist i figur 8.4.



Figur 8.4 Temperaturlast på over og underkant av tverrsnittet

Temperaturlastene fører til tvangsmomenter på tverrsnittet.

8.2.4 Spennkrefter

I likhet med egenlasten av bjelke og plate vil både før og etteroppspenningen foregå før bjelken er kontinuerlig. Oppspenningskraften er ukjent, etter låsetap antas den å være P_{max} som regnes etter formel i EK2:

$$P_{max} = min\left\{0.8f_{pk}, 0.9f_{p0.1k}\right\} \cdot A_p \quad (8.1)$$

Siden bjelkene er fritt opplagt da spennkreftene påføres vil det ikke umiddelbart oppstå noen tvangsmomenter. Etter støping av bruplate og etablering av kontinuitet vil det på grunn av kryp oppstå tvangsmomenter. Dette er omtalt i kapittel 10.

Føroppspenning:

Føroppspenningen består av 46 spenntau med diameter 3/8'' i bjelkens underkant. Total oppspenningskraft er antatt å være 4327kN, regnet etter formel 8.1. Føroppspenningen kuttes 3 dager etter støping av betongelementene. Armeringens eksentrisitet er 478mm fra bjelkens tyngdepunkt, og 929 mm fra samvirkets globale tyngdepunkt.

Etteroppspenning

Etteroppspenningen består av tre spennkabler med diameter 26 mm. Total oppspenningskraft er antatt til å være 2102kN, regnet etter formel 8.1. Det er antatt at etteroppspenningen påføres

28 dager etter støping. Etteroppspenningen er krum, men tverrsnittstegningene oppgir bare armeringens plassering ved bjelkeendene og i midtsnittet. Der ligger armeringens tyngdepunkt henholdsvis 775 mm og 130 mm over bjelkens underkant. Dette tilsvarer en eksentrisitet fra samvirkets globale tyngdepunkt ved bjelkeende og i midtsnitt på henholdsvis 254 mm og 899 mm. Det er antatt at etteroppspenningen ligger som en parabel.

Når en spennarmering ikke er rettlinjet vil det føre til en fordelt tverrkraft på betongen og konsentrerte krefter ved spennarmeringens endeforankringer. Disse kraftvirkningen på betongen kalles ekvivalente krefter. En parabelformet spennarmering vil gi en jevnt fordelt vertikal løftekraft som virker på betongbjelken:

$$q = \frac{8Ph}{L^2} \quad (8.2)$$

Der

P = Oppspenningskraften

h = Den vertikale avstanden mellom høyeste og laveste punkt på spennarmeringen.

L = Lengden av bjelken

Ved spennarmeringens endeforankringer vil forankringskraften P virke parallelt med helningen θ på spennarmeringen. Kraften dekomponeres til en vertikal og horisontal komponent:

$$\begin{aligned} P_h &= P\cos\theta \sim P \\ P_h &= P\cos\theta \sim P \cdot \theta \end{aligned} \quad (8.3)$$

Eksentrisiteten mellom spennarmeringen og tverrsnittet vil gi eksentrisitetsmoment i endene av bjelken:

$$M_p = Pe \quad (8.3)$$

Der *e* er eksentrisiteten mellom spennarmering og tyngdepunktsaksen ved bjelkeenden.

De ekvivalente kreftene fra etteroppspenningen er oppsummert i tabell 8.3.

Tabell 8.3 Ekvivalente krefter

Lasttype		**Verdier**
Jevnt fordelt løftekraft	q	15kN/m
Horisontal forankringskraft	P_h	2102kN
Vertikal forankringskraft	P_v	406.2kN
Eksentrisitetsmoment	M_p	533.9kNm

8.3 Analyse

Focus Konstruksjon har mulighet til å utføre beregninger for lastkombinasjoner. Lastkombinasjonene kan bygges opp manuelt med eller genereres etter gjeldende standard. For analyse av Hafrsfjord kan dette derimot ikke gjøres siden lastene påføres to ulike modeller, fritt opplagt og kontinuerlig over støttene. I tillegg vil det komme til et tvangsmoment som følge av momentomlagring. Derfor er Focus kun benyttet til å finne opptredende krefter i kritiske snitt for hvert av lasttilfellene, uten lastfaktorer. Resultatene fra analysen finnes i tabell 8.4.

Tabell 8.4 Karakteristiske laster

Lastilfeller	**Feltmoment**	**Støttemoment**	**Skjærkraft**
Egenlast	1988 kNm	0	301 kN
Sekundære egenlaster	237 kNm	-480 kNm	110 kN
Temperaturlast, overkant varmest	870 kNm	870 kNm	0
Temperaturlast, underkant varmest	-464 kNm	-464 kNm	0
Trafikklast, maksimalt feltmoment	790 kNm	-556 kNm	149 kN
Trafikklast, maksimalt støttemoment	636 kNm	-608 kNm	192 kN

Kapittel 9

Tap av spennkraft

Både for beregning av omlagringsmoment som beskrevet i kapittel 10, og for beregning av bruas kapasitet må spennkraften som virker på bjelkene være kjent. Den målte jekkraften ved oppspenning vil reduseres over tid som følge av en rekke effekter. Denne reduksjonen kan fordeles i tre hovedgrupper:

- Tap av tøyningsdifferanse mellom spennarmering og betong
- Spenningsendring på grunn av korttidslast
- Tidsavhengige tap

Det er valgt å beregne tap av spennkraft i henhold til EK2.

Tap av spennkraft i Hafrsfjord bru er beregnet for hovedspennet, betongelementbjelken har 46 spenntau med diameter 3/8'' i underkant ($A_{p.før}$ = $3248mm^2$), og to i overkant. Siden armeringsmengden i overkant er så mye mindre enn den i underkant er det valgt å se bort fra disse. Bjelken er også armert med tre etteroppspente spennkabler med diameter 26 mm ($A_{p.etter}$ = $1593mm^2$). Kvaliteten på spennstålet er ukjent, det er antatt at kvaliteten på spenntauene og spennkablene er den samme. E-modulen (E_p) er antatt å være 195000 MPa og den karakteristiske strekkfastheten (f_{pk}) 1650 MPa. Oppspenningskraften er også ukjent, etter låsetap antas den å være P_{max} som regnes etter formel 8.1.

Det antas videre at føroppspenningen kuttes når betongen har 3-dagers fasthet, og at etteroppspenningen påføres etter 28 dager.

9.1 Beregning av tap

Korttidstap, det vil si tap av tøyningsdifferanse og tap på grunn av korttidslast er beregnet hver for seg for før og etteroppspenningen. Det er valgt å beregne langtidstapene på grunn av svinn, kryp og relaksasjon for før- og etteroppspenning samlet.

9.1.1 Tap av tøyningsdifferanse

Tap av tøyningsdifferanse er tap som skjer når det ikke er heft mellom spennarmering og betong. Dette inkluderer låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Det er antatt at den beregnede

oppspenningskraften er etter låsetap. Friksjonskraften på de etteroppspente kablene er også neglisjert fordi kablene er relativt korte.

Temperaturtap i spennarmeringen oppstår på grunn av oppvarming av oppspent armering i føroppspente elementer. Oppvarmingen skyldes herdevarme fra betongen. Siden det ennå ikke er etablert heft mellom betong og spennarmering vil varmen føre til at stålet i armeringen kan utvide seg fritt. Avkjølingen skjer da det er etablert heftforbindelse, og som regle etter at spenntauene er kappet. Siden betong og stål har omtrent lik temperaturutvidelseskoeffisient vil ikke spenningene endre seg ved avkjøling, spenningsfallet i spenntauene ved oppvarming vil derfor gi et permanent spennkrafttap.

Tap av spennkraft på grunn av temperaturdifferanse regnes slik:

$$\Delta P_T = \Delta T \cdot k_t \cdot E_p \cdot A_{p.før} \quad (9.1)$$

Der:

ΔT = Temperaturendring under herding, denne er antatt å være 40°C

k_t = Stålets temperaturutvidelseskoeffisient, 10^{-5} per °C

$A_{p.før}$ = Totalt armeringsareal for føroppspenningen

Beregning av temperaturtap:

Tap pga. temperaturdifferanse:

Initiell spennkraft: (etter låsetap)

$$P_{0.før} := min\left(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}\right) \cdot A_{p.før} = 4326.6\ kN$$

$$\Delta T := 40 \qquad k_t := 10^{-5} \qquad \Delta\varepsilon_T := \Delta T \cdot k_t = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta P_T := \Delta T \cdot k_t \cdot E_p \cdot A_{p.før} = 255.7\ kN$$

Spennkraft etter temperaturtap:

$$P'_{0.før} := P_{0.før} - \Delta P_T = 4071\ kN$$

9.1.2 Spenningsendring på grunn av korttidslast

Ved kapping av spenntauene vil bjelken påføres en trykkraft gjennom heftspenninger mellom armering og betong. Denne kraften fører til en felles trykktøyning i betong og spennarmering. Tøyningen gjør at spenntauene slakkes og mister kraft.

For å beregne tapet beregnes først spenningen i nivå med spennarmeringen:

$$\sigma_{c.p} = \frac{-P'_0}{A_t} - \frac{P'_0(e_p - y_t)^2}{I_t} \quad (9.2)$$

Der

P'_0 = Spennkraften etter temperaturtap

e_p = Spennarmeringens eksentrisitet fra betongtverrsnittets tyngdepunktakse

A_t = Transformert tverrsnitt, hvor armeringstverrsnittet uttrykkes som et ekvivalent betongtverrsnitt:

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (9.3)$$

y_t = Avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse, og det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse:

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e_p}{A_t} \quad (9.4)$$

I_t = Det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment:

$$I_t = I_c + A_c \cdot {y_t}^2 + (\eta - 1)A_p \cdot (e_p - y_t)^2 \quad (9.5)$$

A_t, y_t og I_t avhenger alle av forholdet mellom spennarmeringens og betongens E-modul, η. Siden betongens E-modul er avhengig av alder, vil også A_t, y_t og I_t endre seg over tid. Beregninger av kryptall, langtids e-moduler og transformerte tverrsnitt regnet etter formlene presentert her finnes i vedlegg B

Tøyningsreduksjonen i spennarmeringen finnes som:

$$\Delta\varepsilon_p = \left|\frac{\sigma_{c.p}}{E_{c.b}}\right| \quad (9.6)$$

Der $E_{c.b}$ er betongens korttids E-modul i bjelken.

Tap av spennkraft på grunn av sammentrykking av betongen:

$$\Delta P_{trykk} = \Delta\varepsilon_p E_p A_p \quad (9.6)$$

For beregning av spennkrafttapet i det føroppspenningen kuttes etter tre dager, må armeringstverrsnittet til føroppspenningen, $A_{p.før}$, og betongens korttids E-modul etter tre dager, $E_{c.b.3}$, benyttes for å bestemme tverrsnittsparameterne for det transformerte tverrsnittet.

Beregning av tap på grunn av korttidslast:

Tap pga. sammentrykking av betongen:

$$N := -P'_{0.før} = -4071\ kN$$

$$M_t := -P'_{0.før} \cdot \left(e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3}\right) = -1809.8\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(y_{c.b.f} - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = -26\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(\left(y_{c.b.f} - h_b\right) - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = 7.7\ MPa$$

Spenning i nivå med spennarmering:

$$\sigma_{c.p} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = -23.5\ MPa$$

Tøyningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \left|\frac{\sigma_{c.p}}{E_{c.b.3}}\right| = 1.06 \cdot 10^{-3}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p = 207\ MPa$$

$$\Delta P_{trykk} := \Delta\sigma_p \cdot A_{p.før} = 678.4\ kN$$

Spennkraft i føroppspenning etter korttidsstap:

$$P_{m0.før} := P'_{0.før} - \Delta P_{trykk} = 3392.5\ kN$$

For etteroppspenning oppstår spenningsendringer på grunn av korttidslast der hvor flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt som for eksempel i fritt frambygg bru. Det er derfor ikke aktuelt i Hafrsfjord bru.

Etter EK2 er den maksimale initielle forspenningskraften, P_{m0}, satt til:

$$P_{m0} = min\{0.75 f_{pk}, 0.85 f_{p0,1k}\} A_p \quad (9.7)$$

Tilsvarende begrensning gjaldt også når brua ble bygget, og velger å benytte denne også for etteroppspenningen.

9.1.3 Tidsavhengige tap

Tidsavhengige tap er tap som skyldes kryp og svinn i betongen, og relaksasjon i spennstålet. Dette er tap som utvikler seg over tid. De tidsavhengige tapene blir betraktet etter 50 år. For beregning av langtidstapene på spennarmeringen i Hafrsfjord bru ses det på samlet armering, det antas dermed at armeringsarealet er $A_p = A_{p.før} + A_{p.etter}$, og at spennkraften etter korttidstap,

$P_{m0} = P_{m0.før} + P_{m0.etter}$ påføres etter 28 døgn. Det vil si at eventuelle tidsavhengige tap i føroppspenningen mellom dag 3 og dag 28 neglisjeres.

Kryp

Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykkingen som oppstår når lasten påføres. Denne sammentrykkingen vil føre til tøyningsendringer i betongen, som igjen fører til spenningsendringer som gir tap av spennkraft. Tapet beregnes ved å finne spenningen i spennarmeringen etter kort tid (28 døgn) og lang tid (50 år). Ved spenningsberegningen etter lang tid må spenningsbidrag fra hver lastvirkning inkluderes. Spenningene i nivå med spennarmeringen beregnes, og tøyningene etter henholdsvis kort tid og 50 år finnes som:

$$\varepsilon_{c.p.k} = \frac{\sigma_{c.p.k}}{E_{c.b.28}}$$
$$\varepsilon_{c.p.50} = \frac{\sigma_{c.p.50}}{E_{c.b.28.18250}} \quad (9.8)$$

Tøyningsdifferansen i spennarmeringen blir da:

$$\Delta\varepsilon_{p.kryp} = \varepsilon_{c.p.50} - \varepsilon_{c.p.k} \quad (9.9)$$

Tap av spennkraft på grunn av kryp kan da finnes som:

$$\Delta P_{kryp} = \Delta\varepsilon_{p.kryp} E_p A_p \quad (9.10)$$

Beregning av betongspenninger etter lang og kort tid:

Betongspenninger etter lang tid:

$$N := -P_{m0} = -5363.6\ kN$$

Langtidsmoment:

$$M_g := 1988\ kN \cdot m + 237\ kN \cdot m + 0.4 \cdot 790\ kN \cdot m = 2541\ kN \cdot m$$

$$M_t := -P_{m0} \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right) + M_g = 665.7\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.p.50} := \frac{N}{A_{t.b.f.28.18250}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right)}{I_{t.b.f.28.18250}} = -8.7\ MPa$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$N := -P_{m0} = -5363.6\ kN$$

$$M_g := 1988\ kN \cdot m$$

$$M_t := -P_{m0} \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28}\right) + M_g = -288.5\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.p.k} := \frac{N}{A_{t.b.f.28}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28}\right)}{I_{t.b.f.28}} = -16\ MPa$$

Beregning av tap av spennkraft på grunn av kryp:

Betongtøyning ved spennarmering:

Korttid:

$$\varepsilon_{c.p.k} := \frac{\sigma_{c.p.k}}{E_{c.b.28}} = -6.41 \cdot 10^{-4}$$

Langtid:

$$\varepsilon_{c.p.50} := \frac{\sigma_{c.p.50}}{E_{c.b.28.18250}} = -1.09 \cdot 10^{-3}$$

Tøyningsdifferanse i spennarmering:

$$\Delta\varepsilon_{c.p} := \varepsilon_{c.p.50} - \varepsilon_{c.p.k} = -4.4 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta P_{kryp.50} := \Delta\varepsilon_{c.p} \cdot E_p \cdot A_p = -422.1\ kN$$

Svinn

Etter hvert som betongen tørker utvikler det seg svinntøyninger. På samme måte som for kryp vil denne tøyningen føre til spenningsendringer i betongen. I motsetning i til kryp er svinn uavhengig av lastnivå. Den totale For å beregne svinntøyningen påføres armeringen en fiktiv kraft som gir samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| E_p A_p \quad (9.11)$$

Der ε_{cs} er fri svinntøyning i et uarmert tverrsnitt. Fri svinntøyning kan regnes etter EC2. Total svinntøyning er summen av svinntøyning ved uttørking og autogen svinntøyning.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (9.12)$$

Der

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (9.13)$$

Og

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2{,}5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (9.14)$$

Verdier for k_h og $\varepsilon_{cd,o}$ er hentet fra tabell 3.2 og 3.3 i EK2. Antar at 50 år er lang nok tid til at man kan benytte formlene for svinntøyning etter lang tid. Uttørkingssvinnet avhenger av relativ luftfuktighet, denne er antatt til å være 80%.

Med den fiktive kraften kan tøyningsendringene i nivå med spennarmeringen beregnes:

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_c A_t} + \frac{N_s (e_p - y_t)^2}{E_c I_t} \quad (9.15)$$

Tap av spennkraft blir:

$$\Delta P_{svinn} = \Delta\varepsilon_{p.svinn} E_p A_p \quad (9.16)$$

Beregning av tap av spennkraft på grunn av svinn:

Tap pga. svinn:

$k_h := 0.825 \qquad \varepsilon_{cd.0} := 0.0003$

$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 2.475 \cdot 10^{-4}$

$\varepsilon_{ca} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 3.75 \cdot 10^{-5}$

$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.85 \cdot 10^{-4}$

$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 270.7\ kN$

$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.b.28.18250} \cdot A_{t.b.f.28.18250}} + \frac{N_s \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right)^2}{E_{c.b.28.18250} \cdot I_{t.b.f.28.18250}} = 4.12 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 80.4\ MPa$

$\Delta P_{svinn.50} := -\Delta\sigma_{p.svinn} \cdot A_p = -391.6\ kN$

Relaksasjon

Relaksasjon av spennstål er spenningsfall som oppstår når stålet utsettes for konstant tøyning over langt tid. Spenningsfallet som oppstår gjør at spennkraften reduseres. Størrelsen på spenningsfallet avhenger av stålets relaksasjonsklasse, i Hafrsfjord bru er det antatt å være av klasse 2. EK2 gir da at spenningstapet på grunn av relaksasjon er:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0{,}66\rho_{1000} e^{9{,}1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} \sigma_{pi} \cdot 10^{-5} \quad (9.7)$$

Der

P_{1000} = Relaksasjonstapet i prosent 1000 timer etter oppspenning. For klasse 2 er P_{1000}=2,5%

σ_{pi} = Armeringsspenningen etter korttidstap, denne er her satt til $\sigma_{pm0} = P_{m0}/A_p$

μ = Forholdet mellom armeringsspenningen etter korttidstap og spennstålets strekkfasthet $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$

t = Tid etter oppspenning i timer (50år = 438000 timer)

Tap av spennkraft regnes som:

$$\Delta P_{rel} = \Delta\sigma_{pr} A_p \quad (9.18)$$

Beregning av tap av spennkraft på grunn av relaksasjon:

Tap pga. relaksasjon:

Anntar lav relasksasjon (klasse 2)

$\rho_{1000} := 2.5\%$ $\quad t := 438000$ $\quad \sigma_{pi} := \frac{P_{m0}}{A_p} = 1101.2\ MPa$

$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.667$

$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-3} = 36\ MPa$

$\Delta P_{rel.50} := -\Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = -175.2\ kN$

9.2 Oppsummering av tap

Tap av spennkraft fra hver enkelt effekt, og summen av langtidstapene er oppsummert i tabell 9.1.

Tabell 9.1 Oppsummering av tap av spennkraft

Tap av spennkraft	**Verdi**
Temperaturtap	256 kN
Tap pga. sammentrykking av betongen	532 kN
Tap pga. kryp	468 kN
Tap pga. svinn	373 kN
Tap pga. relaksasjon	196 kN
Sum av langtidstap (ΔP_2)	**1037 kN**

Utviklingen av spennkraften i bjelkene over tid er vist i tabell 9.10. Spennkreftene er opplistet i kronologisk rekkefølge etter tidspunkt de opptrer på.

Tabell 9.2 Oppsummering av spennkrefter på ulike tidspunkt

Spennkraft		**Verdi**
Oppspenningskraft føroppspenning	$P_{0.før}$	4327 kN
Etter temperaturtap	$P'_{0.før}$	4070 kN
Etter umiddelbar sammentrykking av betongen	$P_{m0.før}$	3539 kN
Etter påføring av etteroppspenning	P_{m0}	5510 kN
Etter 50 år	P_{50}	4473 kN

For komplette beregninger av tap av spennkraft henvises det til vedlegg B

Kapittel 10

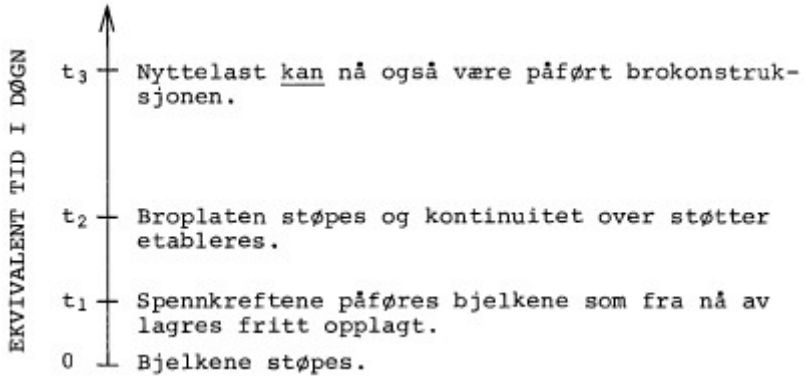
Omlagring av moment

Fra brubjelkene blir støpt og opplagt til bruplaten blir støpt og kontinuitet mellom bjelker og dekke etableres, utvikler krypdeformasjonene seg fra egenlasten som i en fritt opplagt bjelke. Etter etablering av kontinuitet fastlåses bjelkeendene mot videre rotasjon slik at krypdeformasjonene forhindres fra å utvikle seg slik de ville gjort uten fastlåsing. Dette fører til at noe av opprinnelig feltmoment i tiden etter samvirke omlagres til støttemoment. Denne omlagringen er en kontinuerlig prosess som er avhengig av tiden og betongens kryptall. Omlagringen fra feltmoment til støttemoment er størst kort tid etter låsing, og avtar etter hvert som kryptøyingen avtar.

Omlagring av moment er i denne oppgaven regnet etter Norsk betongforenings publikasjon nr. 10 «Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer» fra 1981.

Metoden i publikasjon 10 antar at betongelementene spenner fritt fra søyle til søyle før dekket støpes. Når dekket er støpt over bjelkene dannes et kontinuerlig system med samvirke mellom bjelke og dekke. Det antas at egenvekten fra bjelkene og brudekket bæres av bjelkene i et fritt opplagt system, og at egenvekt fra slitelag og nyttelaster bæres av et kontinuerlig system. I det fritt opplagte systemet vil bjelkeendene rotere på grunn av krypdeformasjoner og virkninger fra spennkraften. Etter samvirke vil bjelkeendene være låst mot ytterligere rotasjoner. I stedet for direkte å beregne rotasjon og riss ved bjelkeendene, beregnes det i publikasjon 10 et støttemoment (M_o) som må påføres bjelkeendene i det fritt opplagte systemet for å motvirke rotasjoner i tiden etter låsing. Dette momentet omtales heretter som omlagringsmoment. Omlagringsmomentet virker deretter som en egen lastvirkning og inkluderes i lastkombineringen med de øvrige momentene.

For beregningene i publikasjon 10 forutsettes det at støping av de prefabrikerte bjelkene og den plasstøpte betongen er foresatt etter tidsskjema vist i figur 10.1.



Figur 10.1 Tidsskjema for utstøping og belastning av bjelken [4]

Fordi byggehistorikken til Hafrsfjord bru ikke er kjent er det i samråd med veileder antatt at spennkreftene fra føroppspenning påføres bjelkene tre døgn etter utstøping (t_1), og at etteroppspenningen påføres og broplaten støpes etter 28 døgn (t_2). Den endelige krypomlagringen er betraktet etter 50 år.

Det finnes i publikasjonen to metoder for å beregne støttemoment, en generell metode og en forenklet metode. Den forenklede metoden kan benyttes for normerte NIB- og NOB-elementer, parameterne i formelen kan da hentes ut fra tabeller og grafer. I den generelle metoden må parameterne beregnes. Den generelle metoden er benyttet i denne oppgaven. Det er antatt at omlagringsmomentet for hver av brubjelken er tilnærmet likt.

Omlagringsmomentet regnes i publikasjon 10 etter følgende formel:

$$M_O = -\frac{g_1 L^2}{12}\frac{\varphi'_2}{1+\kappa\varphi_2} - \frac{(g_2+g_4)L^2}{12}\frac{\varphi_2}{1+\kappa\varphi_2}$$

$$+(P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2})\frac{\varphi'_2}{1+\kappa\varphi_2} + \Delta P_2 e'_{u2} + F_{o3}(y'_{o2} - \frac{h_p}{2})\frac{1}{1+\kappa\varphi_{pl}} \quad (10.1)$$

Der

g_1	=	Bjelkens egenvekt
g_2	=	Påstøpens egenvekt
g_4	=	Øvrige egenvekter påført før samvirke
P_1	=	Samlet spennkraft i underkant av bjelke umiddelbart før samvirke etableres
P_{o2}	=	Samlet spennkraft i overkantarmering med reduksjon på grunn av svinn, kryp og relaksasjon
ΔP_2	=	Endringen i spennkraften i underkant av bjelke etter etablert samvirke
F_{03}	=	Kraft for en elastisk tøyning lik svinndifferansen mellom bjelke og påstøp
φ_2	=	Kryptallet for bjelken for tidsintervallet t_2 til t_3 for belastning påført ved t_2
φ'_2	=	Kryptallet for bjelken for tidsintervallet t_2 til t_3 for belastning påført ved t_1
φ_{pl}	=	Kryptallet for platen for tidsintervallet t_2 til t_3 for belastning påført ved t_2
L	=	Bjelkens lengde
e'_{u2}	=	Underkantarmeringens eksentrisitet til det armerte tverrsnittets tyngdepunkt
e'_{u2}	=	Underkantarmeringens eksentrisitet til det armerte tverrsnittets tyngdepunkt
y'_{o2}	=	Avstand fra overkant bjelke til armerte tverrsnittets tyngdepunkt
h_p	=	Påstøpens tykkelse
κ	=	Relaksasjonskoeffisient, som i publikasjon 10 er satt til 0,8

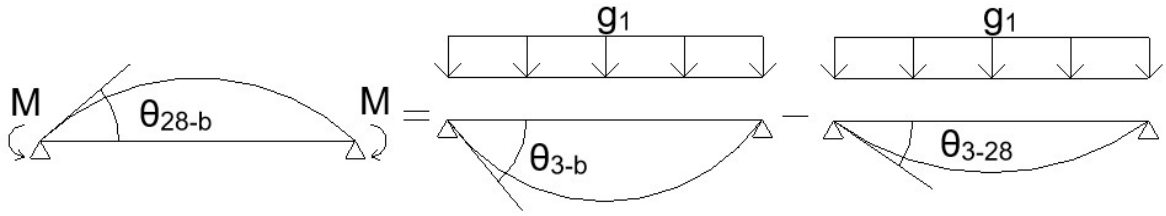
Publikasjon 10 går ikke nærmere inn på bakgrunnen for formelens oppbygning. For å få en mer inngående forståelse av krypomlagringen er formelen forsøkt utledet og illustrert.

10.1 Utledning

10.1.1 **Første** ledd

$$-\frac{g_1 L^2}{12}\frac{\varphi'_2}{1+\kappa\varphi_2} \quad (10.2)$$

Det første leddet i utrykket beregner omlagring av moment fra bjelkens egenvekt.



Figur 10.2 - Illustrasjon av utledning av første ledd

Fra dag 3 til dag 28 bærers egenvekten av bjelken av et fritt opplagt system. Da burplaten støpes etter 28 dager låses bjelkeendene fra å rotere. Denne motstanden mot ytterligere rotasjoner ved bjelkeendene vil føre til et støttemoment. Rotasjonen fra momentet som må påføres for å holde bjelken i ro må dermed tilsvare rotasjonen som oppstår i det fritt opplagte systemet fra 3 dager til betraktningstidspunktet, minus rotasjonen som oppstår fra 3 til 28 dager. Med kjente formler for rotasjon av bjelkeendene for en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last kan dette utrykket settes opp:

$$\frac{ML}{2EI_{28-b}} = \frac{g_1 L^3}{24EI_{3-b}} - \frac{g_1 L^3}{24EI_{3-28}} \quad (10.3)$$

Der g_1 er egenvekten til bjelken og b symboliserer betraktingstidspunktet. EI er bøyestivhet uttrykt ved hjelp av effektive E-moduler som inkluderer effekten av kryp i betongen. Støttemomentet finnes ved å løse med hensyn på M:

$$M = \frac{g_1 L^2}{12}\frac{\frac{1}{EI_{3-b}} - \frac{1}{EI_{3-28}}}{\frac{1}{EI_{28-b}}} \quad (10.4)$$

Vi antar at annet arealmoment ikke endres over tid, disse kan derfor strykes. De effektive E-modulene vil endres over tid, og vil være forskjellige for hvert av tidsintervallene på grunn av effekten av kryp. Tidsavhengig effektiv E-modul regnes etter EK2 som:

$$E_{cl} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (10.5)$$

Der

E_{cm}	=	Sekant E-modul
φ	=	Kryptall
t	=	Betraktningstidspunkt
t_0	=	Belastningstidspunkt

Ved å sette dette inn i utrykket får vi:

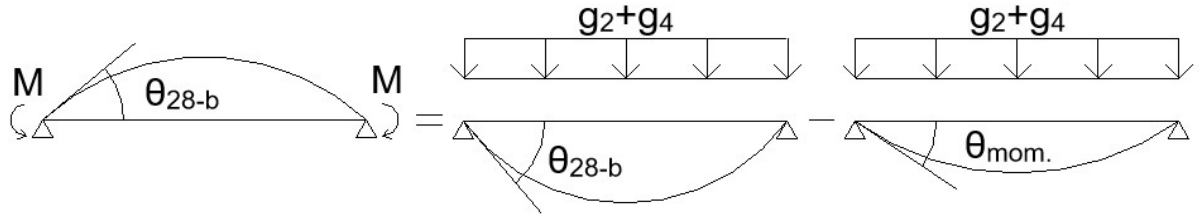
$$M_{O,1} = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{(1 + \varphi_{3-b}) - (1 + \varphi_{3-28})}{1 + \varphi_{28-b}} = \frac{g_1 L^2}{12} \frac{\varphi_{3-b} - \varphi_{3-28}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (10.6)$$

Der $\varphi_{3\text{-}b}$- $\varphi_{3\text{-}28}$ tilsvarer φ'_2, og $\varphi_{28\text{-}b}$ tilsvarer φ_2 i publikasjon 10. Siden dette momentet skal motvirke nedbøyningen til en fritt opplagt bjelke, som får strekk i underkant, må det gi strekk i overkant. Derfor er det gitt negativt fortegn i formelen for omlagringsmoment.

10.1.2 Andre ledd

$$-\frac{(g_2 + g_4)L^2}{12} \frac{\varphi_2}{1 + \kappa\varphi_2} \quad (10.7)$$

Det andre leddet beregner omlagring av moment fra påstøp- og eventuelle andre egenvekter påført før samvirke.



Figur 10.3 - Illustrasjon av utledning av andre ledd

Her antas det at påføringen av disse egenvektene skaper en momentan rotasjon av bjelkeendene, og at denne rotasjonen blir fastlåst umiddelbart. Som for første ledd settes rotasjonen fra

momentet som må påføres bjelkeenden for å fastholde rotasjonen lik rotasjonen som oppstår fra 28 dager til betraktningstidspunktet minus den momentane rotasjonen.

$$\frac{ML}{2EI_{28-b}} = \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24EI_{28-b}} - \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24EI} \quad (10.8)$$

Der g_2 og g_4 er henholdsvis påstøpens egenvekt og andre egenvekter påført før samvirke. I Hafrsfjord bru er det antatt at alle andre egenvekter enn bjelke og påstøp antatt påført etter samvirke. Løser ut for M og setter inn tidsavhengige E-moduler på samme måte som for første ledd. Dermed får man følgende utrykk:

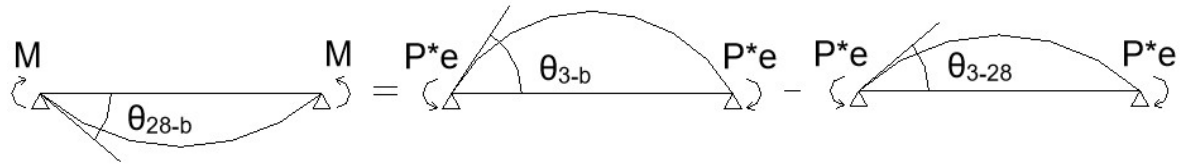
$$M_{O,2} = \frac{(g_2 + g_4)L^2}{12} \frac{\varphi_{28-b}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (10.9)$$

Som i første ledd blir fortegnet negativt i formelen siden momentet gir strekk i overkant.

10.1.3 Tredje ledd

$$(P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{o2}) \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa\varphi_2} \quad (10.10)$$

Formelens tredje ledd beregner omlagring av spennkreftene. Siden bjelkene i Hafrsfjordbrua er både før- og etteroppspent, der spennkraften påføres etter henholdsvis 3 og 28 dager, må dette leddet regnes hver for seg for hver av de to oppspenningene.



Figur 10.4 - Illustrasjon av utledning av tredje ledd

Fra dag 3 til dag 28 er bjelken fritt opplagt, og momentet fra føroppspenningen vil føre til at bjelkeendene roterer. Når dekket støpes etter 28 dager låses bjelken fra å rotere videre. Utledningen blir tilsvarende som for første ledd, men med rotasjonsformler for fritt opplagt bjelke med påsatt endemoment:

$$\frac{ML}{2EI_{28-b}} = \frac{PeL}{2EI_{3-b}} - \frac{PeL}{2EI_{3-28}} \quad (10.11)$$

Der P er spennkraft og e er avstand fra spennkablenes tyngdepunkt til samvirketverrsnittets tyngdepunkt. Ved å løse ut for M og sette inn uttrykk for tidsavhengige E-moduler får vi:

$$M_{O,3.før} = Pe\frac{\varphi_{3-b} - \varphi_{3-28}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (10.12)$$

I publikasjon 10 er eksentrisitetsmomentet fra både overkant- og underkantarmeringen utrykt som $P_1 e'_{u2} - P_{o2} e'_{02}$. Bidraget fra underkantarmeringen regnes som positiv fordi momentet som skal motvirke rotasjonen som vil gi strekk i underkant. I overkant vil det være motsatt, og fortegnet blir derfor negativt. Publikasjon 10 gir ingen begrunnelse for at underkantarmeringen skal regnes med korttidstap og overkantarmeringen skal regnes med langtidstap, men en forklaring kan være at det antas at mengden overkantarmering vil være liten sammenlignet med underkantarmeringen, og at denne forenklingen ikke medfører store avvik. Langtidstapene i underkantarmeringen blir tatt hensyn til i fjerde ledd i formelen. I Hafrsfjord bru er det valgt å se bort fra de føroppspente tauene i overkant.

I Hafrsfjord bru er det også en etteroppspenning som er antatt påført etter 28 dager. Da dette er noe som ikke er inkludert i publikasjon 10 er det her forsøkt å utlede hvordan omlagringen som følge av etteroppspenningen vil utvikle seg. Det antas at påføringen av spennkraften skaper en momentan rotasjon i bjelkeendene som deretter blir fastlåst umiddelbart. Dette vil være likt utledningen av andre ledd:

$$\frac{ML}{2EI_{28-b}} = \frac{PeL}{2EI_{28-b}} - \frac{PeL}{2EI} \quad (10.13)$$

Løser ut for M:

$$M = Pe\frac{\varphi_{28-b}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (10.14)$$

Siden spennkabelen ligger som en parabel vil eksentrisiteten være variabel. For å ta høyde for dette regnes omlagringen for eksentrisitetsmomentet og for den jevnt fordelte løftekraften hver for seg. Omlagringen av eksentrisitetsmomentet vil bli tilsvarende som for føroppspenningen. Den jevnt fordelte løftekraften kan sees på som en ekstern jevnt fordelt last, og kan derfor regnes tilsvarende som egenlastene i formelens første og andre ledd:

$$M_{O,3.etter} = Pe\frac{\varphi_{28-b}}{1 + \varphi_{28-b}} + \frac{qL^2}{12}\frac{\varphi_{28-b}}{1 + \varphi_{28-b}} \quad (10.15)$$

Der

q = Jevnt fordelt løftekraft fra spennarmeringen

Siden både før og etteroppspenningen vil føre til en strekk på oversiden av bjelken vil omlagringsmomentet føre til strekk på undersiden av bjelken. Omlagringen av spennkreftene vil derfor ha positivt fortegn.

10.1.4 Fjerde ledd

$$M_{O,4} = \Delta P_2 e'_{u2} \quad (10.16)$$

Utrykkets fjerde ledd tar hensyn til langtidstapene svinn, kryp og relaksasjon i underkantarmeringen. ΔP_2 utrykker endringen i spennkraften i underkantarmeringen i bjelken etter etablert samvirke. Spennkrafttapene i bjelken er beregnet i kapittel 9. Spennkraften vil reduseres over tid, derfor vil faktoren være negativ.

10.1.5 Femte ledd

$$M_{O,5} = F_{o3}(y'_{o2} - \frac{h_p}{2})\frac{1}{1 + \kappa\varphi_{pl}} \quad (10.19)$$

Femte ledd beregner omlagringsmomentet som følge av svinndifferansen mellom bjelke å påstøp. På grunn av at bjelken og påstøpen blir støpt til forskjellige tider vil svinntøyningene utvikle seg ulikt for de ulike komponentene. Svinndifferansen vil gi en kraft, som virker på påstøpen som vil gi tvangsmoment som forsøker å rotere bjelkeendene. Siden dette skjer etter at samvirke er etablert vil bjelken fastholdes mot rotasjon, denne fastholdningen må tilsvare rotasjonen som følge av svinndifferansen:

$$\frac{ML}{2EI_{28-b}} = \frac{FyL}{2EI} \quad (10.20)$$

Der

F = Kraftresultanten på grunn av svinndifferansen

y = Avstanden fra påstøpens lokale tyngdepunkt og samvirketverrsnittets tyngdepunkt

Siden svinnkraften vil oppstå relativt raskt antas det at man kan bruke tverrsnittets korttidsstivhet for å beregne rotasjonen. Rotasjonen på grunn av omlagringsmomentet avhenger

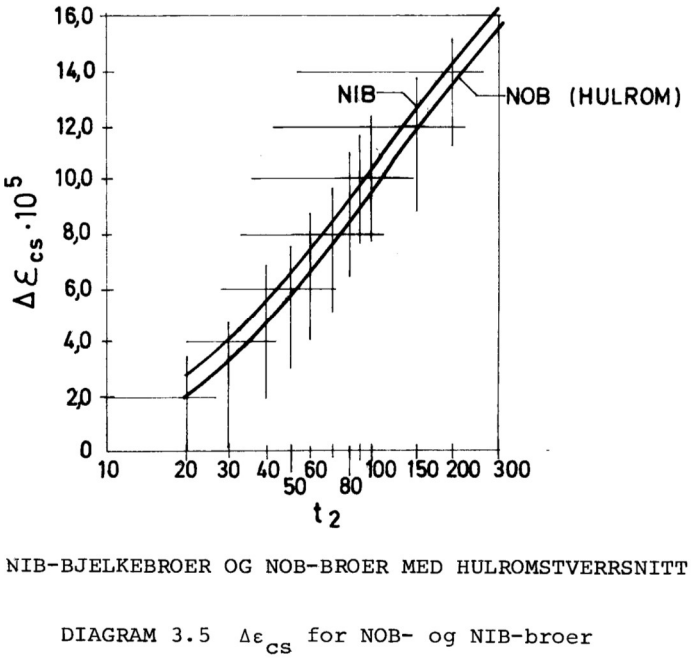
av samvirketverrsnittets effektive elastisitetsmodul, i publikasjon 10 er samvirkets kryptall satt lik påstøpens kryptall. Ved å løse ut for M og inkludere effektiv elastisitetsmodul for påstøpen får vi da:

$$M = Fy\frac{1}{1+\varphi_{pl}} \quad (10.21)$$

I publikasjon 10 er kraftresultanten $F_{o3} = \Delta\varepsilon_{cs}E_{c3}A'_{c3}$, der $\Delta\varepsilon_{cs}$ er svinndifferansen mellom bjelke og dekke, E_{c3} er påstøpens elastisitetsmodul og A'_{c3} er tverrsnittsarealet av påstøpen. Momentarmen, y, er i publikasjon 10 satt til $y'_{o2}-h_p/2$, som er avstanden fra overkant dekke til nøytralaksen minus halve dekketykkelsen.

Svinndifferansen vil føre til moment som gir strekk i underkant av bjelken. Omlagringsmomentet som skal motstå dette momentet og får dermed strekk i overkant.

I den forenklede beregningsmetoden kan verdien til svinndifferansen $\Delta\varepsilon_{cs}$ for NIB-bjelker finnes fra diagrammer i publikasjon 10. Det er antatt at disse verdiene også kan benyttes for bjelkene i Hafrsfjord bru. Det relevante diagrammet fra publikasjon 10 er gjengitt i figur 10.5.



Figur 10.5 - Verdier for svinndifferanse mellom NIB-bjelker og bruplate [4]

10.2 Beregning av omlagringsmoment

Formelen for omlagring av moment inkluderer lengden av spennene, siden spennene i Hafrsfjord bru har ulike lengder vil det oppstå ved beregning av omlagringsmoment i flere spenn oppstå hopp i momentdiagrammet over knutepunktene. Dette vil ikke være en reel situasjon, men siden vi betrakter det kritiske snittet midt på midtspennet beregnes momentomlagringen bare for dette spennet. Derfor er det valgt å benyttes den faktiske lengden av dette spennet. Videre er det antatt at de sekundære egenlastene blir påført etter samvirke, disse inkluderes derfor ikke i beregningen av omlagring.

Omlagringen betraktes etter 50 år, det vil si b = 18250 døgn.

Bidragene fra hvert enkelt effekt og det totale omlagringsmomentet er oppsummert i tabell 10.1 For fullstendige beregninger henvises det til vedlegg B.

Tabell 10.1 Omlagringsmoment

Omlagring	**Verdi**
Omlagring av bjelkens egenvekt	-379 kNm
Omlagring av påstøpens egenvekt	-702 kNm
Omlagring av spennkreftene	3181 kNm
Omlagring pga. kryp, svinn og relasksasjon i underkantarmeringen	-884 kNm
Omlagring pga. svinndifferanse mellom bjelke og dekke	-54 kNm
Sum omlagringsmoment	**1162 kNm**

Kapittel 11

Lastkombinering

Lastkombinasjoner bergenes etter regler gjengitt i kapittel 5.4. I lastkombineringen inkluderes omlagringsmomentet som en lastvirkning med lastfaktor 0,9 eller 1,1 avhengig av om lasten er gunstig eller ikke. Siden omlagringsmomentet over tid fører til mindre støttemoment og større feltmoment bør kapasiteten ved støtte også kontrolleres uten effekten av omlagringsmomentet. For spennkraften er det kun tvangsmoment som bidrar til dimensjonerende moment, da primærmomentene bidrar på kapasiteten.

Maksimale feltmoment på grunn av ulike påvirkninger er oppsummert i tabell 11.1.

Tabell 11.1 - Oppsummering av maksimale moment i midtsnitt

Lastvirkning	Karakteristisk verdi
Egenlast	2225 kNm
Omlagringsmoment	1162 kNm
Trafikklast	790 kNm
Temperaturlast	870 kNm

Maksimale støttemoment av ulike påvirkninger er oppsummert i tabell 11.2.

Tabell 11.2 Oppsummering av maksimale moment ved støtte

Lastvirkning	Karakteristisk verdi
Egenlast	-480 kNm
Omlagringsmoment	1162 kNm
Trafikklast	-608 kN
Temperaturlast	-464 kN

Maksimal skjærkraft fra ulike påvirkninger er oppsummert i tabell 11.2.

Tabell 11.2 Oppsummering av maksimale skjærkrefter

Lastvirkning	Karakteristisk verdi
Egenlast	411 kN
Trafikklast	192 kN

Aktuelle multiplikasjonsfaktorer for lastkombinering i brudd og bruksgrensetilstand er vist i tabell 11.3.

Tabell 11.3 Lastfaktorer for lastkombinering

	Bruddgrense		**Bruksgrense**	
Laster	**Lastkomb. a**	**Lastkomb. b**	**Lastkomb. a**	**Lastkomb. b**
Egenlast	1,15	1	1	1
Omlagringsmoment	0,9/1,1	0,9/1,1	1	1
Trafikklast	1,4	1,2	1	0,5
Temperaturlast	0	0,8	0,7	0,35

11.1 Bruddgrensetilstand

For feltmomentet virker omlagringsmomentet ugunstig på totalmomentet, det skal derfor benyttes lastfaktor 1,1. Lastkombinasjon b blir dimensjonerende. Hvert bidrag til, og totalt dimensjonerende feltmoment er vist i tabell 11.4.

Tabell 11.4 Bidrag til dimensjonerende feltmoment

	Lastfaktor	**Feltmoment**
Egenlast	1,0	2225 kNm
Omlagringsmoment	1,1	1278 kNm
Trafikklast	1,2	948 kNm
Temperaturlast	0,8	696 kNm
Totalt		**5147 kNm**

For støttemomentet virker omlagringsmomentet gunstig på totalmomentet og multipliseres med lastfaktor 0,9. Dimensjonerende støttemoment uten omlagring regnes for å kontrollere kapasitet rett etter bygging. Hvert bidrag til, og totalt dimensjonerende støttemoment er vist i tabell 11.5

Tabell 11.5 Bidrag til dimensjonerende støttemoment

	Lastfaktor	Støttemoment etter 50 år	Lastfaktor	Støttemoment etter kort tid
Egenlast	1,0	-480 kNm	1,0	-480 kNm
Omlagringsmoment	0,9	1046 kNm	-	0
Trafikklast	1,2	-730 kNm	1,2	-730 kN
Temperaturlast	0,8	-371 kNm	0,8	-371 kN
Totalt		**-535 kNm**		**-1581 kNm**

Maksimal skjærkraft ved støtte oppstår når trafikklasten er plassert som i figur 8.3 (b). Bidrag til, og total dimensjonerende skjærkraft ved støtte er vist i tabell 11.6.

Tabell 11.6 Bidrag til dimensjonerende skjærkraft

	Lastfaktor	Skjærkraft
Egenlast	1,15	472 kN
Trafikklast	1,4	269 kN
Totalt		**741 kN**

11.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand vil det for beregningene utført i denne oppgaven være kombinasjon b som er den relevante å se på. Det er denne lasttilstanden som etter R413 skal anvendes til rissviddekontroll.

Bidragene til, og totalt dimensjonerende feltmoment i bruddgrensetilstand er vist i tabell 11.7

Tabell 11.7 Bidrag til dimensjonerende feltmoment i bruksgrensetilstand

	Lastfaktor	Feltmoment
Egenlast	1,0	2225 kNm
Omlagringsmoment	1,0	1162 kNm
Trafikklast	0,35	277 kNm
Temperaturlast	0,5	435 kNm
Totalt		**4099 kNm**

Dimensjonerende støttemoment etter lang og kort tid er vist i tabell 11.8

Tabell 11.8 Bidrag til dimensjonerende støttemoment i bruksgrensetilstanden

	Lastfaktor	**Støttemoment etter 50 år**	**Lastfaktor**	**Støttemoment etter kort tid**
Egenlast	1,0	-480 kNm	1,0	-480 kNm
Omlagringsmoment	1,0	1162 kNm	-	0
Trafikklast	0,35	-213 kNm	0,35	-213 kNm
Temperaturlast	0,5	-232 kNm	0,5	-232 kNm
Totalt		**237 kN**		**-925 kN**

Kapittel 12

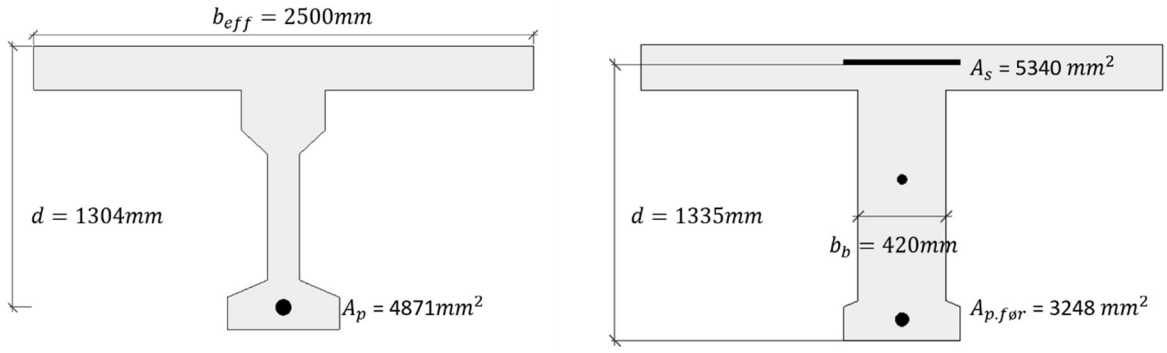
Kapasitetsberegninger

12.1 Bruddgrensetilsand

12.1.1 Momentkapasitet

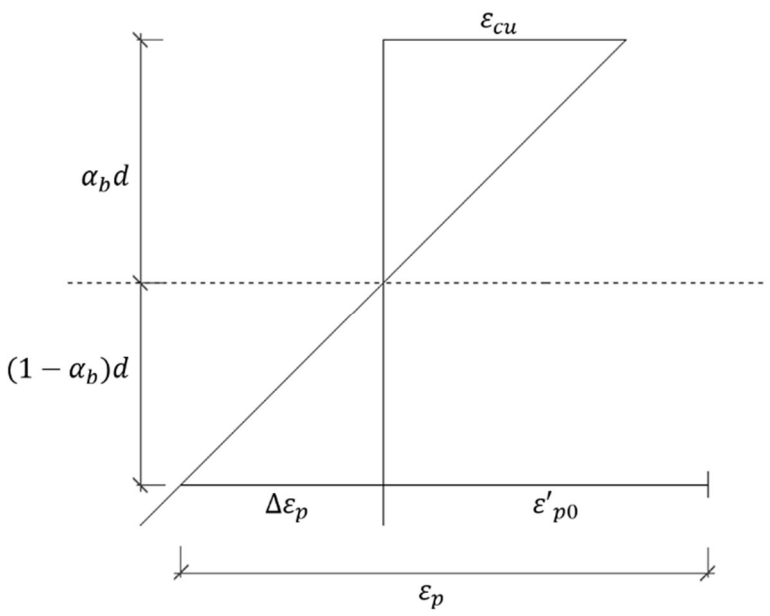
Momentkapasiteten kontrolleres i felt og ved støtte opp mot dimensjonerende moment. Kontrollene gjøres ved likevektsberegninger der flytespenning i armeringen i strekk oppnås samtidig som betongen i trykksonen går til knusing. Den maksimale kapasiteten til tverrsnittet ved strekkbrudd oppnås om tverrsnittet er underarmert. Da vil strekkarmeringen flyte før betongen knuses. En annen fordel med dette er at konstruksjonen utøver en viss «seighet» før brudd, noe som gjør at man får et forvarsel om et forekommende brudd gjennom deformasjoner og synlige riss. Det er derfor vanlig praksis i Norge å benytte underarmerte tverrsnitt.

Figur 12.1 viser aktuelle tverrsnittsparametere for beregning av momentkapasitet i felt og ved støtte.



Figur 12.1 – Aktuelle tverrsnittsparametere for beregning av momentkapasitet

Tverrsnittsparameterne for brubjelken er hentet fra [23], overkantarmeringen i bjelken er forsvinnende liten sammenlignet med underkantarmeringen. Denne er derfor sett bort ifra i beregningene. Slakkarmeringen i bruplata er hentet fra konstruksjonstegning. Både spennarmeringen og slakkarmeringens plassering er forenklet til ett lag.



Figur 12.2 - Tøyninger ved brudd for balansert armeringstverrsnitt

Kontroll av underarmert tverrsnitt i felt for spennarmert betong:

For å kontrollere om tverrsnittet er over- eller underarmert beregnes et balansert spennarmeringstverrsnitt. Dette defineres som når spennstålet når flytning samtidig som betongen når trykkbruddtøyningen. α_b i figur 12.2 beregnes etter formel 12.1.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} \quad (12.1)$$

Der

α_b = Balansert trykksone

ε_{cu} = Maksimal trykktøyning i betongen

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \quad (12.2)$$

Der

f_{pd} = Dimensjonerende strekkfasthet til spennarmeringen

E_p = E-modul for spennarmering

ε'_{p0} = Forhåndstøyning

Tverrsnittet er underarmert dersom α er mindre eller lik α_b. α for underarmerte tverrsnitt beregnes etter formel 12.3.

$$\alpha = \frac{f_{pd} A_p}{0{,}8 f_{cd} b_{eff} d} \quad (12.3)$$

Der

α = Virkelig trykksone

A_p = Spennarmeringens tverrsnittsareal

f_{cd} = Dimensjonerende trykkfasthet betong

b_{eff} = Betongtverrsnittets effektive bredde

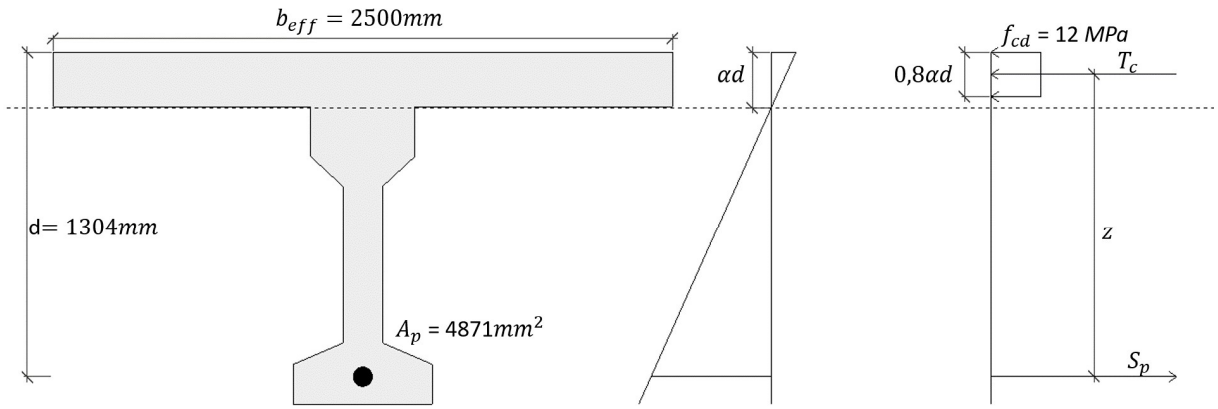
d = Avstand fra trykksonens overkant til spennarmeringens tyngdepunkt

Momentkapasiteten til et underarmert tverrsnitt kan settes lik trykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = T_c \cdot z = 0{,}8(1 - 0{,}4\alpha)\alpha b_{eff} d^2 f_{cd} \quad (12.4)$$

Momentkapasitet i felt

For tverrsnittet i Hafrsfjord bru er $\alpha \ll \alpha_b$. Trykksonen blir derfor liten. Virkelig trykksonehøyde og tøyningene over tverrsnittet er vist i figur 12.3.



Figur 12.3 - Tøyning i samvirketverrsnittet for maksimal momentkapasitet i felt f_{pd}=1304MPa

Trykksonehøyden, 0.8αd blir 209mm, det vil si at hele trykksonen blir liggende i bruplata (220mm), kapasiteten kan derfor regnes som for et rektangulært tverrsnitt.

Beregning av momentkapasitet i felt:

Momentkapasitet i felt:

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.771$$

Faktisk α

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d} = 0.201 \quad < \alpha_b \text{ Tverrsnittet er underarmert}$$

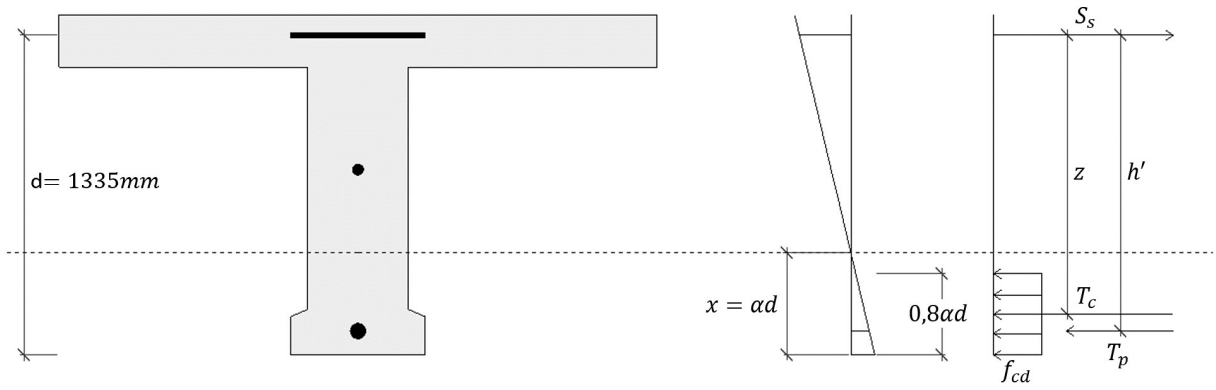
$$M_{Rd.f} := 0.8\,(1 - 0.4\,\alpha)\,\alpha \cdot b_{pl} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 7685\ kN \cdot m$$

Momentkapasiteten til samvirkebjelken midt i felt beregnes til $M_{Rd} = 7685kNm$.

Dimensjonerende felemoment er beregnet til $M_{Ed} = 5147kNm$, utnyttelsesgraden er dermed 67%

Momentkapasitet ved støtte

Momentkapasiteten ved støtte blir er mest kritisk rett etter at samvirke er etablert. Dette er fordi krypomlagringen fører til en reduksjon av støttemomentet over tid. Momentkapasiteten ved støtte blir beregnet som for et slakkarmert tverrsnitt. Trykksonehøyden blir bestemt ut fra flyt i armeringen i bruplata. Spennarmeringen i brubjelkens underkant har lav forspenning på grunn av innføringslengden og inkluderes derfor som trykkarmering. Arealet av flensene i underkant neglisjeres. Tøyning i underkantarmeringen bestemmes ut fra den kjente tøyningen i underkant og formlike trekanter. Virkelig trykksone og tøyningene over tverrsnittet er vist i figur 12.4



Figur 12.4 - Tøyning over samvirketverrsnittet for maksimal momentkapasitet ved støtte

Momentkapasiteten settes lik trykksonens momentkapasitet.

$$M_{Rd} = T_c \cdot z + T_p = 0{,}8(1 - 0{,}4\alpha)\alpha b_{eff} d^2 f_{cd} + A_{p.før} \cdot \varepsilon_p \cdot E_p \cdot h' \quad (12.5)$$

Der

$$\varepsilon_p = \frac{x - y_{p.før}}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (12.6)$$

Beregning av momentkapasitet ved støtte:

Momentkapasitet ved støtte:

Balansert tverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} = 0.697$$

Faktisk α

$$\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_b \cdot d_s} = 0.318$$

$$x := \alpha \cdot d_s = 423.9 \ mm$$

$$\varepsilon_{p.uk} := \frac{x - y_{p.før}}{x} \varepsilon_{cu} = 2.74 \cdot 10^{-3}$$

$$h' := d_s - y_{p.før} = 1243 \ mm$$

$$M_{Rd.s} := 0.8\ (1 - 0.4\ \alpha)\ \alpha \cdot b_b \cdot d_s^{\ 2} \cdot f_{cd} + \varepsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.før} \cdot h' = 4169\ kN \cdot m$$

Momentkapasiteten til samvirkebjelken ved støtte beregnes til $M_{Rd} = 4169kNm$.

Dimensjonerende støttemoment er beregnet til $M_{Ed} = 1581kNm$, utnyttelsesgraden er dermed 38%

12.1.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten er beregnet etter regler i NS3473:1977, men med en justering. Spennkraften fra føroppspenningen vil gradvis overføres til tverrsnittet over en innføringslengde. Denne effekten er ikke inkludert i de første utgavene av standarden. Siden aksialkraft gir en gunstig effekt på skjærkapasiteten er det ikke konservativt å se bort fra denne effekten. Det er derfor valgt å inkludere denne effekten ved å regne kapasiteten ved enden av innføringslengden. Innføringslengden er beregnet etter regler in NS3473:2003.

Beregning av innføringslengde

For oppspente, enkle armeringsenheter skal overføringslengden for spennkraften settes lik:

$$l_{bp} = \alpha\emptyset + \beta\sigma_p\emptyset/f_{bc} \quad (12.7)$$

Der

α , β = Faktorer avhengig av armeringstype og avspenning, angitt i NS3473:2003

$\emptyset$ = Armeringsdiameter

σ_p = Stålspenningen fra oppspenningen

og

$$f_{bc} = k_1 k_2 f_{td}(\frac{1}{3} + \frac{2c}{3\emptyset}) \quad (12.8)$$

Der

k_1 , k_2 = Faktorer avhengige av armeringstype og plassering, angitt i NS3473:2003

c = Minsteverdi av overdekning eller halvparten av senteravstand mellom stenger

f_{td} = Dimensjonerende strekkfasthet for betongkonstruksjoner

NS3473 opererer ikke med strekkfasthet for betong, denne er derfor hentet fra NS3473:2003

Beregning av innføringslengde:

Innføringslengde: (regnet etter NS3473:2003)

Spenntau, antar rask avspennig

$\alpha := 5$ $\beta := 0.17$

$\phi := 9.5\ mm$ $\sigma_p := 1320\ MPa$

$k_1 := 1.2$ $k_2 := 1.0$ $c := 15\ mm$

$f_{td} := \frac{1.4}{1.4}\ MPa$

$f_{bc} := k_1 \cdot k_2 \cdot f_{td} \cdot \left(\frac{1}{3} + 2 \cdot \frac{c}{3 \cdot \phi}\right) = 1.663\ MPa$

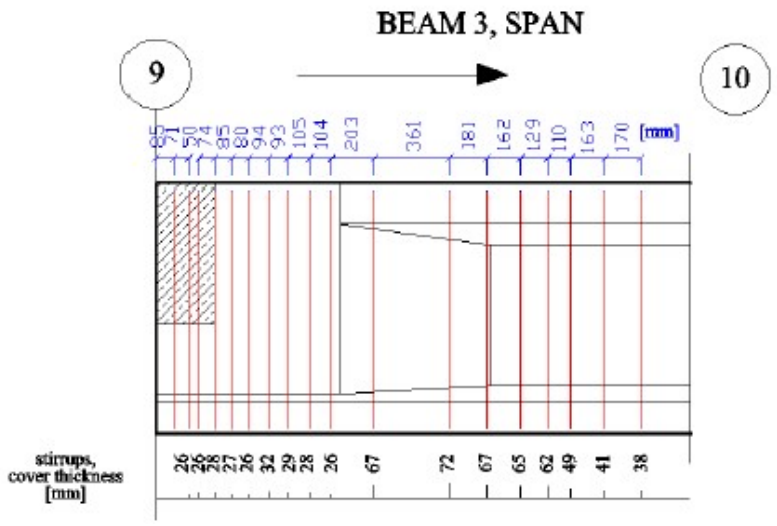
$l_{pb} := \alpha \cdot \phi + \beta \cdot \sigma_p \cdot \frac{\phi}{f_{bc}} = 1329.3\ mm$

Siden innføringslengden er 1,3 meter vil full aksialkraft oppstår først i et snitt utenfor det forsterkede området ved bjelkeendene.

Skjærarmering

Tilgjengelige brutegninger oppgir ikke skjærarmering i brubjelkene, tverrsnittstegningene [23] har markert på armering Ø12 av kvalitet st37 fra under føroppspenningen og inn i påstøpen, i bjelkeflensen er det markert på armering Ø6. Disse tegningene oppgir ikke senteravstand på skjærarmeringen, men i rapporten «Hafrsfjord bridge excurtion» [11] er det laget

armeringstegninger for bøylearmeringen basert på overdekningsmålinger og observasjoner. Det er videre antatt at armeringen markert på tverrsnittstegningene har tilsvarende fordeling som i figur 12.5.



Figur 12.5 - Plassering av bøylearmering [11]

Bøylearmering som inkluderes i beregningen er armeringen som krysser et mulig skjærriss fra det betraktede snittet. Det mulige skjærrisset antas å gå fra bjelkens underkant i ved innføringslengden, og ha en vinkel på 45°. Skjærarmering per lengdeenhet beregnes med det til $A_{sv} = 1.73mm^2/mm$

Beregning av skjærkapasitet

Etter NS3473 skal skjærkraft kontrolleres for strekk og trykkbrudd. Tverrsnitt som er utsatt for aksialkrefter, for eksempel fra forspenning vil ha en høyere skjærkapasitet.

Skjærkraftkapasiteten ved trykkbrudd skal regnes å være:

$$V_d = 0{,}3 f_c b d \quad (12.9)$$

Der

f_c = Dimensjonerende betongfasthet

b = Bredden på bjelkens steg

d = Den effektive høyden til tverrsnittet, det vil si avstanden fra trykksonens kant til strekkareringens tyngdepunkt.

Ved støtte er det strekk i samvirketverrsnittets overkant, derfor er den effektive høyden til tverrsnittet avstanden fra underkant av bjelkeflensen til tyngdepunktet til slakkarmeringen i bruplaten.

Skjærkraftkapasiteten ved strekkbrudd regnes som:

$$V_{d0} = f_v(bd + 75A_s) + f_s A_{sv} h' \leq 2f_v bd + f_s A_{sv} h' \quad (12.10)$$

Der

f_v = Dimensjonerende skjærfasthet for betong, definert i NS3473

f_s = Dimensjonerende stekkfasthet for armeringsstål

A_s = Tverrsnittsareal på strekkarmering

A_{sv} = Tverrsnittsareal på skjærarmering per lengdeenhet

h' = Avstanden mellom strekk og trykkarmering

Spennarmeringen i bjelkens flens vil være trykkarmering ved støtte.

Skjærkraftkapasiteten for et tverrsnitt utsatt for skjær og aksialkraft regnes som:

$$V_d = V_{d0} + 0.2V_\gamma h \frac{N_\gamma}{M_\gamma} \leq (2f_v + 0.2\frac{N_\gamma}{A_c})bd + f_s A_{sv} h' \quad (12.11)$$

Der

h = Høyden på betongtverrsnittet

V_γ, M_γ *og* N_γ er dimensjonerende krefter i det betraktede snittet. Verdien for disse ved enden av innføringslengden er hentet fra analysen i Focus Konstruksjon, og lastkombineringen i kapittel 11. De dimensjonerende kreften i ved enden av innføringslengden er oppsummert i tabell 12.1.

Tabell 12.1 Dimensjonerende krefter ved enden av innføringslengden

Dimensjonerende krefter		**Verdi**
Skjærkraft	V_γ	668 kN
Bøyemoment	M_γ	662 kNm
Aksialkraft	N_γ	4375 kN

Beregning av skjærkraftkapasitet:

Skjærkapasitet etter NS3473

Grunnlag:

$f_s := 320\ MPa \qquad A_c := 895600\ mm^2 \qquad A_{sv} := 1.73\ \frac{mm^2}{mm}$

Skjærkapasitet ved trykkbrudd:

$b := 160\ mm \qquad d := 1335\ mm \qquad f_c := 12\ MPa$

$V_d := 0.3 \cdot f_c \cdot b \cdot d = 769\ kN$ 5.2.2

Skjærkapasitet ved strekkbrudd

$f_{vn} := 0.4\ MPa \qquad f_v := \frac{f_{vn}}{1.4} = 0.286\ MPa \qquad A_s := 5340\ mm^2 \qquad h' := 1225\ mm$

$V_{d0} := f_v \cdot (b \cdot d + 75\ A_s) + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 853.6\ kN$ 5.2.3

$V_{d0.max} := 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 800.2\ kN$

$V_{d0} := min(V_{d0.max}, V_{d0}) = 800.217\ kN$

Skjærkapasitet ved strekbrudd for tverrsnitt med samtidig aksialtrykk

$V_\gamma := 668\ kN \qquad N_\gamma := 0.9 \cdot 4375\ kN \qquad M_\gamma := 662\ kN \cdot m \qquad h := 1420\ mm$

$V_{d1} := V_{d0} + 0.2\ V_\gamma \cdot h \cdot \frac{N_\gamma}{M_\gamma} = 1928.6\ kN$ 5.2.4

$V_{d1.max} := \left(2 \cdot f_v + 0.2\ \frac{N_\gamma}{A_c}\right) b \cdot d + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 988\ kN$

$V_d := min(V_{d1.max}, V_{d1}) = 988\ kN$

Skjærkapasiteten for trykkbrud beregnes til $V_{Rd.t} = 769kN$, og for strekkbrudd til $V_{Rd} = 988kN$

12.2 Bruksgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden forutsettes det at hele samvirketverrsnittet fungerer som en monolittisk enhet for all samlet last. Dette skiller seg fra bruksgrensetilstanden, der må det etter NS3473 tas hensyn til om lastene påføres før eller etter samvirke er etablert.

For brukonstruksjoner der brubjelkene og brudekket er støpt til ulik tid er det krevende å gjøre en fullstendig kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand. Siden bjelken må bære både bjelkens og dekkets egenlast før samvirke er etablert vil spenningene først fordele seg over kun bjelketverrsnittet før dekket etter hvert begynner å bidra med stivhet. Da dekket har utviklet stivhet vil spenningene etter hvert fordeles til dekket på grunn av kryp og andre effekter. Dette gjør det vanskelig å ha full oversikt over spenningene i tverrsnittet.

I beregningseksemplene i publikasjon 10 benyttes en forenklet metode for å kontrollere spenninger i bruksgrensetilstanden. Denne metoden legger til grunn at det er lineær spenningsfordeling i hele samvirketverrsnittet og at all last regnes på korttidstverrsnittet. [4]

$$\sigma_u = -\frac{P_{u2} + P_{o2}}{A'_c} - \frac{P_{u2} \cdot e'_{u2} + P_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{u2}} - \frac{M_B}{W'_{u2}}$$
$$\sigma_o = -\frac{P_{u2} + P_{o2}}{A'_c} + \frac{P_{u2} \cdot e'_{u2} + P_{o2} \cdot e'_{o2}}{W'_{o2}} + \frac{M_B}{W'_{o2}} \qquad (12.12)$$

Der

σ_u	=	Spenninger i tverrsnittets underkant
σ_o	=	Spenninger i tverrsnittets overkant
P_{u2}	=	Spennkraft i underkant redusert for kryp, svinn og relaksasjon
P_{o2}	=	Spennkraft i underkant redusert for kryp, svinn og relaksasjon
M_B	=	Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstanden
A'_c	=	Det armerte tverrsnittets areal
W'_{u2}	=	Det armerte tverrsnittets motstandsmoment i underkant
W'_{o2}	=	Det armerte tverrsnittets motstandsmoment i overkant
e'_{u2}	=	Underkantarmeringens eksentrisitet til det armerte tverrsnittets tyngdepunkt
e'_{o2}	=	Overkantarmeringens eksentrisitet til det armerte tverrsnittets tyngdepunkt

Kontroll av spenninger i samvirketverrsnittet i bruksgrensetilstanden er her gjort etter denne metoden.

I henhold til R412 brukes bruksgrensetilstandens lastkombinasjon b for kontroll av riss.

Under bygging, før etablering av samvirke, bærer bjelkene alle lastene. Det er derfor også foretatt spenningsberegninger i bjelketverrsnittet på flere tidspunkt under bygging. Det er foretatt kontroll av spenningstilstanden i brubjelkene tre dager etter støping, for å kontrollere spenningene i det spennkraften fra føroppspenningen påføres. Deretter er det foretatt kontroll av spenningene i betongen etter 28 dager, etter at etteroppspenningen er påført og bruplaten er støpt, men før samvirke er etablert. Spenningene er kontrollerte både i felt og ved støtte. Spenningene ved støtte er beregnet ved innføringslengden, der full spennkraft opptrer.

Etter etablering av samvirke kontrolleres spenningene både etter kort tid og etter 50 år. Siden momentomlagringen over tid fører til mindre støttemoment og større feltmoment vil den ugunstigste spenningssituasjonen ved støtte oppstå umiddelbart etter samvirke. Derfor er det i

situasjonen etter kort tid regnet helt uten omlagringsmoment, men med øvrige laster i bruksgrensetilstanden. Spenningsberegningene er oppsummerte i tabell 12.2. For fullstendige beregninger henvises det til vedlegg B.

Tabell 12.2 Oppsummering av spenninger

	I felt		Ved støtte	
	OK	**UK**	**OK**	**UK**
Bjelke etter 3 dager	-1.8 MPa	-15.1 MPa	6.6 MPa	-17.0 MPa
Bjelke etter 28 dager	-12.8 MPa	-12.6 MPa	-3.9 MPa	-13.0 MPa
Samvirke etter kort tid	-1.9 MPa	-14.6 MPa	3.2 MPa	-20.1 MPa
Samvirke etter 50 år	-3.7 MPa	-5.0 MPa	0.5 MPa	-12.4 MPa

NS3473 stiller krav til at trykkspenningene i bruksgrensetilstanden skal være lavere enn $0{,}5f_{ck}$ i hele tverrsnittet. Dette kravet vil i Hafrsfjord bru være på 12.5MPa.

For å forstå situasjonen ved enden av bjelken bedre er spenningstilstanden der også kontrollert uten spennkraften fra føroppspenningen, og uten spennkraften fra før- og etteroppspenningen. Oppspenningskraften fra føroppspenningen vil gradvis overføres til betongen over en innføringslengde. På grunn av dette vil det ved bjelkeenden ikke virke noen spennkraft fra føroppspenningen på samvirketverrsnittet. Etteroppspenningen er antatt oppspent med bjelken som mothold, slik at det ikke vil være noen innføringslengde. Spenningssituasjonen uten før- og etteroppspenningen er en mulig tilstand på overflaten av bjelkeenden. Spenningsberegningene ved støtte er oppsummerte i figur 12.3.

Tabell 12.3 Spenningstilstand ved bjelkeenden

	OK	**UK**
Samvirke etter kort tid	3.6 MPa	-21.0 MPa
Samvirke etter kort tid, uten føroppspenning	0.8 MPa	-6.7 MPa
Samvirke etter kort tid, uten før- og etteroppspenning	1.9 MPa	-3.6 MPa
Samvirke etter 50 år	1.0 MPa	-13.2 MPa
Samvirke etter 50 år, uten føroppspenning	-1.3 MPa	-1.5 MPa
Samvirke etter 50 år, uten før- og etteroppspenning	-0.5 MPa	0.9 MPa

Kapittel 13

Kapasitetsberegninger med korrosjonsskadet tverrsnitt

Som beskrevet i kapittel 6 er det korrosjonsskader på armeringen på Hafrsfjord bru. Særlig er spenntauene i nederste lag av brubjelken korroderte, det er også brudd i noen av disse armeringstauene. Dette har i størst grad innvirkning på momentkapasiteten i felt. Det er også observert armeringskorrosjon på bøylearmeringen.

13.1 Momentkapasitet

13.1.1 Momentkapasitet for tverrsnitt uten nederste lag spennarmering

Den mest konservative måten å regne den reduserte momentkapasiteten på er å fjerne all armering som antas å være skadet, og regne kapasiteten etter samme metode som i kapittel 12.

I bjelken ligger armeringen i totalt 5 lag med 14, 10, 10, 10 og 2 stenger i hvert lag. Det er det nederste laget med 14 armeringstau det er observert skader på.

Hele det nederste laget fjernes, total armeringsmengde reduseres og armeringens tyngdepunkt justeres:

Fjerner nederste laget med armering:

$$\phi_{før} := 9.525\ mm$$

$$A_{p1} := 14 \cdot \frac{\phi_{før}^{\ 2}}{4} \cdot \pi = 998\ mm^2 \qquad y_{p1} := 45\ mm$$

$$A_{p.red} := A_p - A_{p1} = 3872\ mm^2$$

Justert tyngdepunkt for armeringen:

$$y_{p.red} := y_{p.f} \cdot \frac{A_p}{A_{p.red}} - A_{p1} \cdot \frac{y_{p1}}{A_{p.red}} = 119\ mm$$

$$d := h - y_{p.red} = 1301\ mm$$

Det nederste armeringslaget utgjør omtrent 20% av den totale armeringsmengden.

Berenger deretter ny momentkapasitet med redusert armeringsmengde:

Momentkapasitet i felt med redusert armeringsmengde:

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.771$$

Faktisk α

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.red}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d} = 0.162 \quad < \alpha_b \text{ Tverrsnittet er underarmert}$$

$$M_{Rd.f} := 0.8\,(1 - 0.4\,\alpha)\,\alpha \cdot b_{pl} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6144\ kN \cdot m$$

Momentkapasiteten for bjelken med redusert armeringsmengde er $M_{Rd.red} = 6144kNm$.

13.1.2 Momentkapasitet med generell reduksjon i armeringens tverrsnittsareal

En alternativ metode for å beregne kapasiteten av det korrosjonsskadede tverrsnittet er å regne med at all armeringen korroderer slik at det totale armeringsarealet kan reduseres med en faktor, f. Der $f = 1$ tilsvarer ukorrodert og $f = 0$ tilsvarer at all armering har korrodert bort. Momentkapasiteten regnes med samme metode som i kapittel 12.

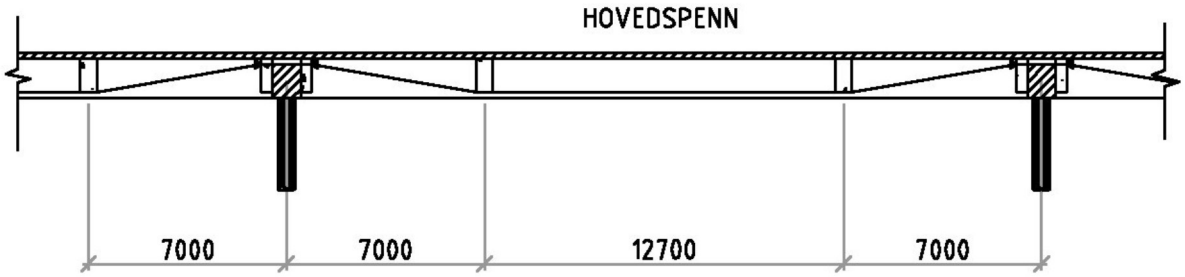
13.2 Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasiteten vil også påvirkes av armeringskorrosjon. Skjærkapasiteten for strekkbrudd avhenger av både strekkarmeringen og skjærarmeringen. I Hafrsfjord bru er det ikke observert korrosjonsskader i slakkarmeringen i dekket. Det er derimot observert korrosjon på skjærarmeringen. For å justere skjærkapasiteten til Hafrsfjord bru regnes det med at armeringsarealet reduseres med en faktor, f.

Kapittel 14

Ekstern forspenning

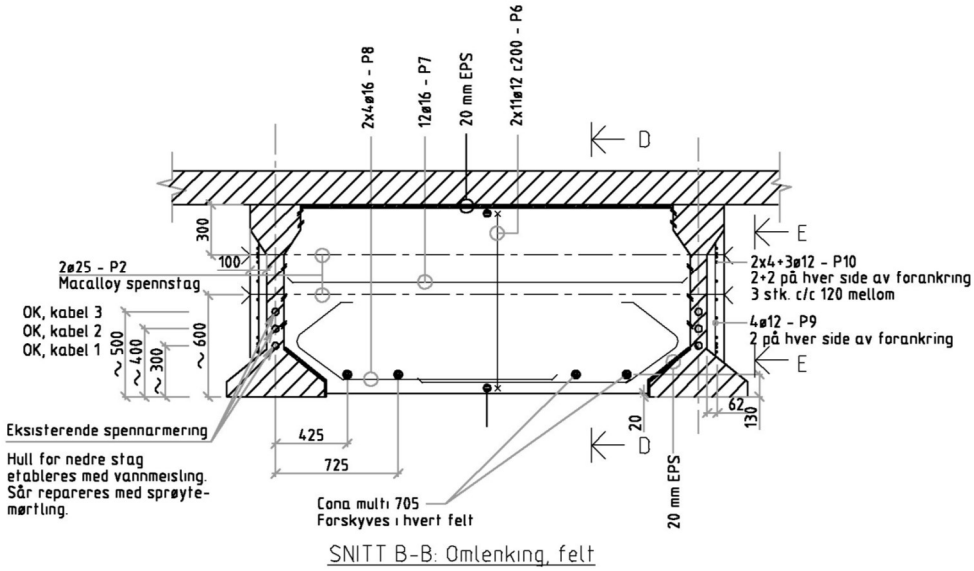
Som beskrevet i kapittel 6 er det påført en ekstern forspenning på brubjelkene. Dette ble gjort for å ivareta mulig korrosjonstap på det nederste laget av den eksisterende spennarmeringen. [23] Den eksterne forspenningens plassering over hovedspennet er vist i figur 14.1



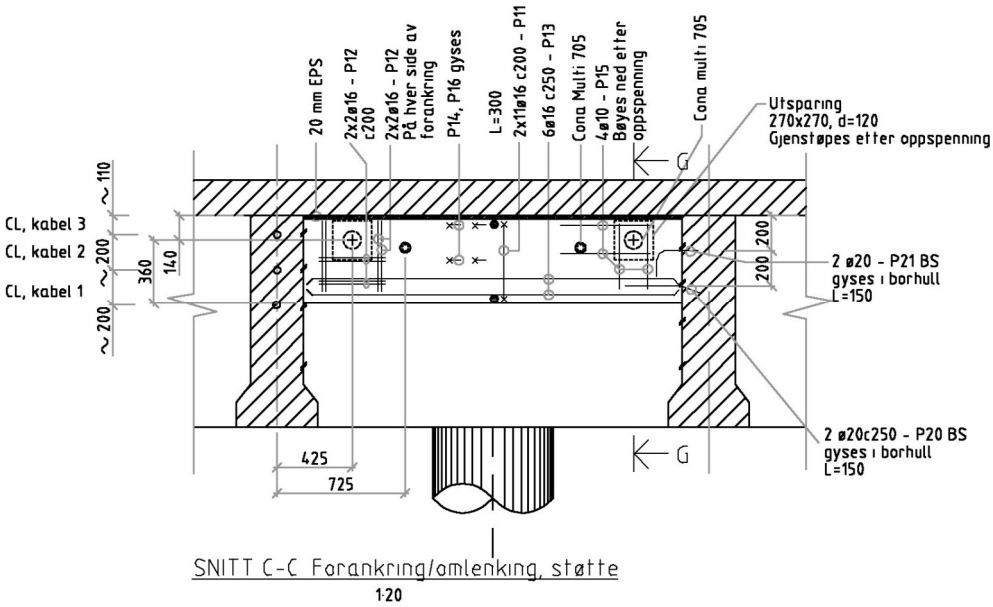
Figur 14.1 Plassering av ekstern forspenning i hovedspenn

Etteroppspenningen består av 7 spenntau med diameter 0.5'' av typen Cona Multi 705. I følge konstruksjonstegningene spennes kabelen opp til 850kN, kompensert for alle tap.

Etteroppspenningen er ført med variabel eksentrisitet. Tverrsnitt for bjelkene med ekstern forspenning er vist i figur 14.2. Den eksterne forspenningen er plassert 140mm under bjelkens overkant ved støtte, og 130mm over bjelkens underkant i spennet. Det vil si en eksentrisitet fra samvirkets globale tyngdepunkt på henholdsvis 31mm og 899mm.



(a) Tverrsnitt i felt med plassering av ekstern forpenning



(b) Tverrsnitt ved støtte med plassering av ekstern forspenning

Figur 14.2 - Tverrsnitt med plassering av ekstern forspenning

De ekvivalente kreftene beregnes på samme måte som for etteroppspenningen i kapittel 8. Siden det ikke er heft mellom betongen og den eksterne etteroppspenningen vil spennkraften kun overføres til konstruksjonen ved sadlene. Sadelkraften beregnes som:

$$F_v = P \cdot \theta \quad (14.1)$$

Der

F_v = Vertikal kraft overført til konstruksjonen ved sadel

P = Oppspenningskraft

θ = Vinkelen på sadelen

De ekvivalente kreftene er oppsummerte i tabell 14.1.

Tabell 14.1 Ekvivalente krefter fra ekstern forspenning

Ekvivalente krefter		
Sadelkraft	F_v	-113 kN
Eksentrisitetsmoment	M_p	26 kNm

Kreftene settes på modellen i Fokus Konstruksjon for å finne karakteristiske lastvirkninger. De karakteristiske lastvirkningene er oppsummerte i tabell 14.2

Tabell 14.2 Karakteristiske lastvirkninger fra ekstern forspenning

Lastvirkning	**Verdi**
Feltmoment	-145 kNm
Støttemoment	645 kN
Skjærkraft	-113 kN

Det er mest hensiktsmessig at kraften fra den eksterne forspenningen regnes som en ytre last, og ikke som en indre motstand, slik som den interne forspenningen. Det vil si at de dimensjonerende kreftene regnes som et eget lasttilfelle og inkluderes i lastkombineringen med en faktor på 0.9 eller 1.1, om kraften virker gunstig eller ugunstig.

Kapittel 15

Resultater

I dette kapittelet presenteres resultatene fra kapasitetsberegningene av opprinnelig og korrosjonsskadet tverrsnitt fra henholdsvis kapittel 12 og 13. Virkningen av den eksterne forspenningen på kapasiteten blir også presentert her. Kapasitetene blir kontrollert mot de dimensjonerende lastvirkningene fra kapittel 11. Alle kapasiteter og lastvirkninger gjelder for en av de fire brubjelkene i hovedspennet med tilhørende bruplate.

15.1 Kapasitet opprinnelig tverrsnitt

De beregnede kapasitetene og lastvirkningene i bruddgrensetilstand til det opprinnelige tverrsnittet er oppsummerte i tabell 15.1.

Tabell 15.1 Kapasiteter og dimensjonerende lastvirkninger for opprinnelig tverrsnitt

	Kapasitet	Dimensjonerende lastvirkning	Utnyttelsesgrad
Moment i felt	7685 kNm	5147 kNm	67%
Moment ved støtte	-4169 kNm	-1581 kNm	38%
Skjærkraft, strekkbrudd	988 kNm	662 kNm	67%

Resultatene viser at det opprinnelige tverrsnittet i Hafrsfjord bru i bruddgrensetilstanden har betydelig overkapasitet.

Momentkapasiteten ved støtte er særlig stor sammenlignet med det dimensjonerende momentet. Det maksimale negative støttemomentet i tabell 15.1 oppstår når omlagringsmomentet er på sitt minimum, kort tid etter samvirke. Støttemomentet etter lang tid vil være $M_{Ed} = -535kN$. Utnyttelsesgraden vil dermed være lavere etter lang tid.

Skjærkraftkapasiteten er kontrollert mot dimensjonerende skjærkraft i avstand 1,3 meter fra bjelkeenden. NS3473 stiller krav til at skjærarmeringen skal ta opp minst 50% av dimensjonerende skjærkraft. Ved full kapasitet kan skjærarmeringen ta opp hele skjærkraften.

15.2 Kapasitet korrosjonsskadet tverrsnitt

15.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til det korrosjonsskadde tverrsnittet er i kapittel 13 beregnet på to forskjellige måter, ved at det nederste laget med spennarmering er fjernet, og med en generell reduksjon i armeringens tverrsnittsareal

Momentkapasitet for tverrsnitt uten nederste lag spennarmering

Det er antatt at hele det nederste laget med spennarmering er uvirksomt på grunn av korrosjon. Dette er i samsvar med antagelsen som ble gjort ved dimensjoneringen av etteroppspenningen. [23] Kapasiteten av det korrosjonsskadede tverrsnittet er gjengitt i tabell 15.2

Tabell 15.2 Kapasitet og utnyttelsesgrad av tverrsnitt uten nederste lag spennarmering

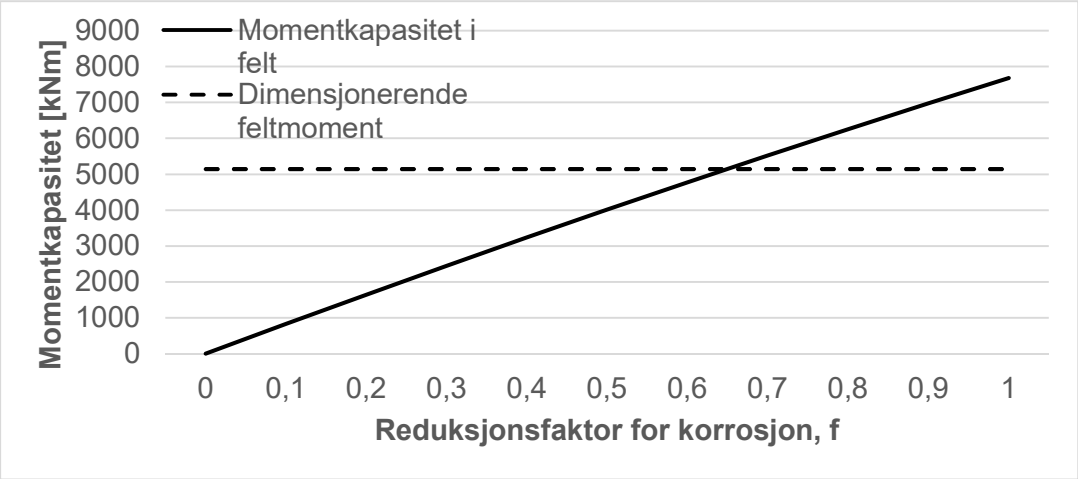
	Kapasitet	**Dimensjonerende lastvirkning**	**Utnyttelsesgrad**
Moment i felt	6144 kNm	5147 kNm	84 %

Momentkapasiteten i felt er tilstrekkelig selv uten det nederste laget med spennarmering.

I denne beregningen er det antatt at det er brudd i alle spenntauene i det nederste laget, men at resten av armeringen er intakt. I realiteten er det korrosjonsskader på flere av spenntauene, spesielt de som ligger ut mot betongoverflaten, men ikke alle har så store skader at det har blitt brudd.

Momentkapasitet med generell reduksjon i armeringens tverrsnittsareal

I kapasitetsberegningen med en generell reduksjon av armeringens tverrsnittsareal er spennarmeringens tverrsnittetsareal redusert med en reduksjonsfaktor for korrosjon. Figur 15.1 viser hvordan momentkapasiteten varierer med korrosjonsfaktoren, f.

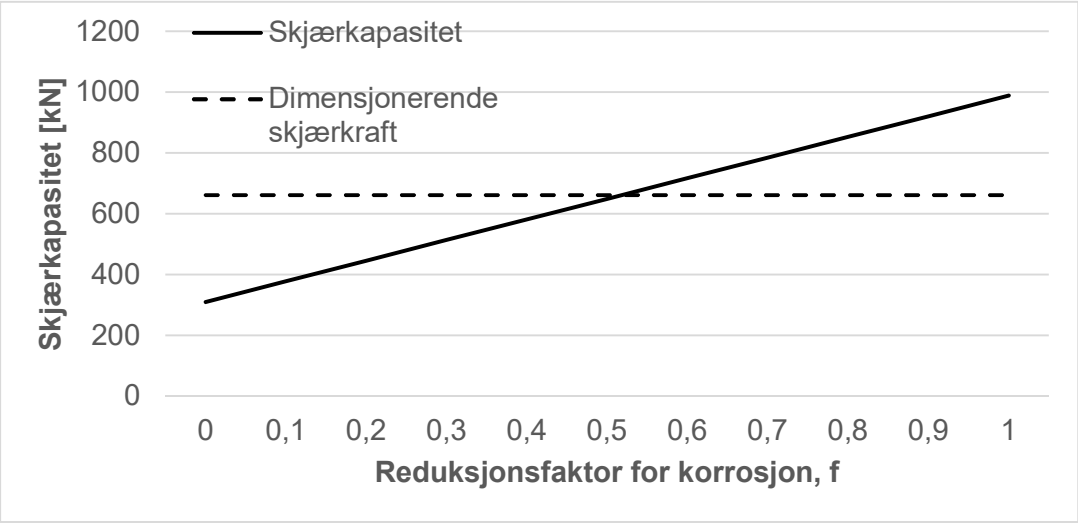


Figur 15.1 Momentkapasitet i felt som funksjon av f, utnyttelsesgraden er 100% for f = 0.66

Den horisontale grafen viser dimensjonerende moment i felt (M_{Ed} = *5147 kNm*). Krysningspunktet mellom grafene representerer en utnyttelsesgrad på 100%. Dette inntreffer når korrosjonsfaktoren f = *0.66*. Det vil si at ifølge beregningene tåler bjelken en tverrsnittsreduksjon av spennarmeringen på 34% før kapasiteten er nådd.

15.2.2 Skjærkapasitet

I beregningene av skjærkraftkapasitet til det korrosjonsskadede tverrsnittet er skjærarmeringen redusert med en reduksjonsfaktor for korrosjon. Figur 15.2 viser hvordan skjærkapasiteten varierer med korrosjonsfaktoren, *f*.



Figur 15.2 Skjærkapasitet for strekkbrudd med samtidig aksialtrykk som funksjon av f. Utnyttelsesgraden er 100% for f = 0.54

Den horisontale grafen representerer den dimensjonerende skjærkraften i en avstand 1,3 meter fra bjelkeenden (V_{Ed} = *662 kNm*). Krysningspunktet mellom grafene representerer en utnyttelsesgrad på 100%. Dette inntreffer når korrosjonsfaktoren $f = 0,54$. Det vil si at ifølge beregningene kan skjærarmeringen reduseres med 46% før kapasiteten er nådd. Om skjærarmeringen reduseres vil fortsatt skjærarmeringen ta opp 55% av dimensjonerende skjærkraft, kravet i NS3473 er derfor opprettholdt.

15.3 Effekten av ekstern forspenning på kapasitet

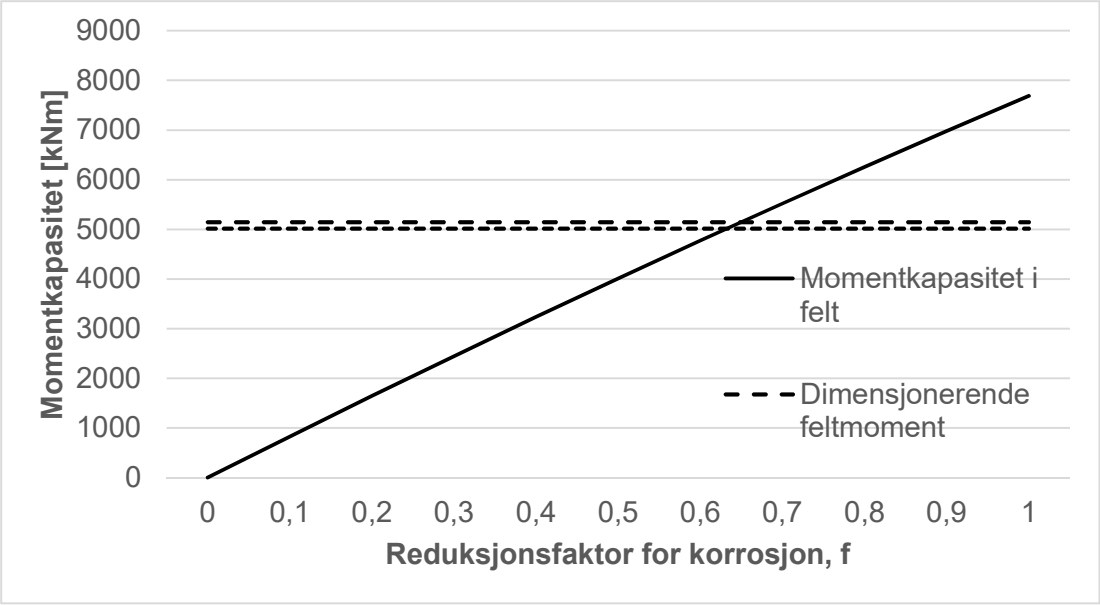
Den eksterne forspenningen betraktes som en ytre last. Lastvirkningene vil gi en gunstig virkning på de dimensjonerende kreftene. Lastvirkningene oppsummerte i tabell 14.2 kombineres med de dimensjonerende lastvirkningene fra kapittel 11 med kombinasjonsfaktor 0.9. Dimensjonerende lastvirkninger med effekten av ekstern forspenning er oppsummert i tabell 15.3

Tabell 15.3 Dimensjonerende lastvirkninger med ekstern forspenning

	Dimensjonerende lastvirkning
Feltmoment	5017 kNm
Støttemoment	46 kNm
Skjærkraft	550 kNm

Den dimensjonerende lastvirkningen med ekstern forspenning fører til et positivt støttemoment. Dette momentet er svært lite, men kan potensielt sett være større i andre lastkombinasjoner. Betongbjelken har ifølge konstruksjonstegningene 4 stykk Ø26 armeringsjern i underkant i bjelkeenden som skjøtes over støtte. Denne armeringen vil ta opp det positive støttemomentet. Ved større positive støttemoment kan det oppstå en situasjon der det positive momentet omlagres slik at feltmomentet blir redusert.

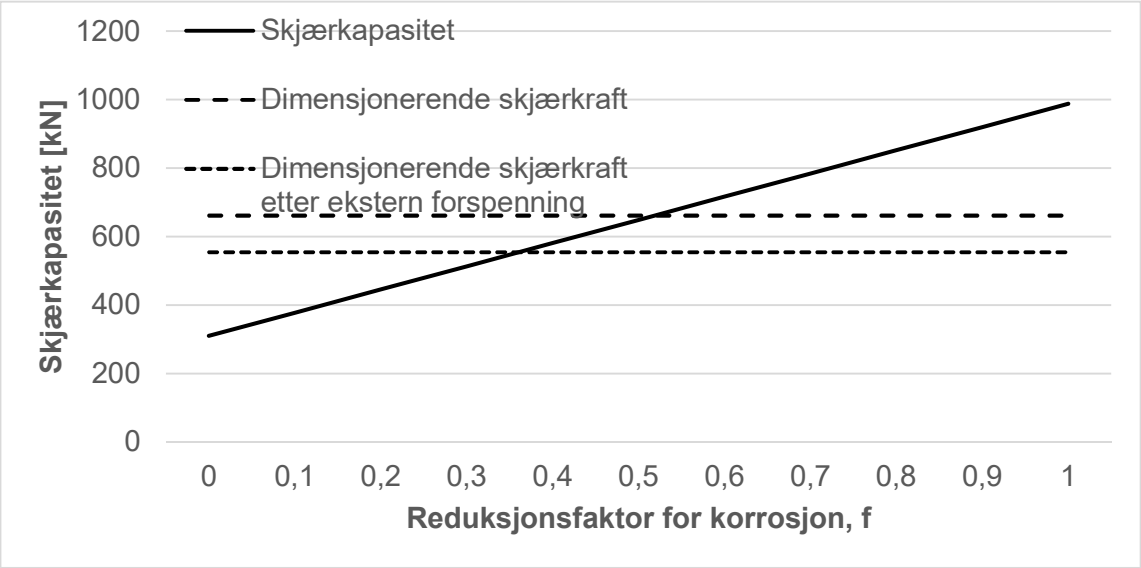
Den eksterne forspenningen fører til en liten reduksjon i dimensjonerende feltmoment. I figur 15.3 er det reduserte dimensjonerende feltmomentet ($M_{Ed.red}$ = *5017kN*) representert med den horisontalt heltrukne grafen.



Figur 15.3 Momentkapasitet i felt som funksjon av f, med dimensjonerende feltmoment redusert på grunn av ekstern forspenning

100% utnyttelsesgrad for det forsterkede tverrsnittet inntreffer for f = 0.62. Det vil si at med den eksterne forspenningen tillates bare 4 % mer korrosjon på den interne spennarmeringen før kapasitet er nådd. Den eksterne forspenningen vil også gi en liten økning av momentkapasiteten på grunn av aksialkraften, men det er antatt at denne effekten er liten og det er derfor ikke utført videre beregninger av det.

Siden den eksterne forspenningen fører til redusert dimensjonerende skjærkraft vil den tillate ytterligere reduksjon i skjærarmeringstverrsnittet. I figur 15.4 representerer den nederste horisontale grafen den reduserte dimensjonerende skjærkraften $V_{Ed.red} = 550\ kNm$



Figur 15.4 Skjærkapasitet for strekkbrudd med samtidig aksialtrykk som funksjon av f. Med dimensjonerende skjærkraft redusert på grunn av ekstern forspenning

100% utnyttelsesgrad for det forsterkede tverrsnittet inntreffer for $f = 0.35$. Det vil si at skjærarmeringen kan reduseres med 19% ekstra, sammenlignet med den opprinnelige dimensjonerende skjærkraften, før kapasiteten blir nådd. Med skjærarmeringen redusert med 65% vil skjærarmeringen bare ta opp 43% av skjærkraften, noe som overskrider kravet i NS3473.

15.4 Kontroll av spenninger i bruksgrensetilstand

Spenningstilstanden på forskjellige tidspunkt er vist i tabell 12.2. De viktigste verdiene er gjengitt der de er aktuelle for vurderingen av spenningene i bruksgrensetilstand.

Etter 3 døgn, når føroppspenningen kuttes og spennkraften overføres til bjelken, oppstår det store trykkspenninger i underkant av bjelken (*-17.0 MPa*). I overkant av bjelken oppstår det ved støtte store strekkspenninger (*6.6 MPa*). Trykkspenningene i bjelkens underkant overskrider kravet i NS3473, men siden bjelkene er produserte i fabrikk vil dette sannsynligvis ha liten betydning da man i fabrikk har man bedre kontroll med utførelse og betongkvalitet. Strekkspenningene ved støtten i bjelkens overkant vil føre til riss, men disse rissene vil lukke seg igjen ved påføring av bruplata.

Rett etter etablering av samvirke oppstår det store trykkspenninger i underkant av bjelken (*-20.1 MPa*). Det er i denne situasjonen antatt at krypomlagringen ikke har ført til omlagringsmoment ennå, men at samvirket er belastet med alle nyttelaster. Reelt sett vil det gå en tid fra samvirke er etablert til nyttelastene påføres, slik at et omlagringsmoment har oppstått. Dette vil føre til både mindre stekk- og trykkspenninger i samvirket etter kort tid.

Etter både lang og kort tid oppstår det strekkspenninger ved støtte (henholdsvis *0.5 MPa* og *3.2 MPa*). NS3473 regner betongen som spenningsfri i strekksonen, men som det er endret til i senere standarder, vil betongen tåle litt strekkspenninger. I bruplaten vil det uansett være tilstrekkelig armering som kan ta opp strekkspenningene, men små riss kan forekomme.

Spenningstilstanden ved enden av bjelken oppsummert i tabell 12.3 viser at det har stor betydning for spenningstilstanden ved enden av bjelken om det blir tatt høyde for innføringslengden til forspenningen. Om spenningstilstanden blir beregnet med full spennkraft vil både strekk- og trykkspenninger bli betydelig større. Dette har spesielt stor betydning for spenningstilstanden i samvirke etter kort tid, der forskjellen i beregning med eller uten føroppspenningen avgjør om tverrsnittet ligger utenfor eller trygt innenfor kravene i NS3473 (*-20.0 MPa* mot *-6.7 MPa*).

Kapittel 16

Diskusjon og konklusjon

Denne oppgaven tar utgangspunkt i ferdigbrutegningene for Hafrsfjord bru for å modellere brua i analyseprogrammet Focus Konstruksjon 2018 for å finne lastvirkningene på brua. Tilstandsrapportene [23] [11] og bilder tatt ved tidligere inspeksjoner av bru er benyttet til å vurdere skadeomfanget. Brua har omfattende skader forårsaket av armeringskorrosjon, men skadeomfanget er ikke kvantifisert. På grunn av skadeomfanget ble det utført omfattende vedlikehold i 2001, med lokale reparasjoner og påføring av ekstern forspenning.

Det er i beregningene valgt å fokusere på bruas hovedspenn fordi det er antatt at dette er det kritiske spennet på brua. Etterfølgende diskusjon og konklusjon er basert på dette. Utfyllende beregninger av hele brua bør gjennomføres på tilsvarende måte før endelige konklusjoner kan trekkes.

Lastvirkningene på brua er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbok R412 Bruklassifisering som skal anvendes for eksisterende bruer. Det er gjort forenklinger i lastmodellen slik at det kun er regnet med egenlaster, trafikklaster, temperaturlaster og tvangskrefter. Det antas likevel at lastvirkningene gir et godt bilde av den aktuelle lastsituasjonen på brua. De karakteristiske lastvirkningene er funnet ved en forenklet modell i Focus Konstruksjon. Forenklingene er gjort slik at modellen fortsatt representerer brua på en realistisk måte. På grunn av byggemetoden for Hafrsfjord bru, der prefabrikerte spennbetongbjelker først er fritt opplagte før bruplate støpes, samvirke etableres og kontinuitet over støttene oppstår, er det benyttet to forskjellige modeller i Focus Konstruksjon. Det er modellert både et fritt opplagt system og et kontinuerlig system. Der egenlastene fra spennbetongbjelke og bruplaten bæres av det fritt opplagte systemet, og nyttelastene bæres av det kontinuerlige systemet. På grunn av krypdeformasjoner i betongen etter at kontinuitet er etablert vil det over tid bygges opp ett støttemoment. Dette støttemomentet er beregnet etter metode i Norsk Betongforenings publikasjon 10. Lastkombinering er gjort i henhold til håndbok R412.

Kapasitetskontrollen er hovedsakelig basert på NS3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner (1977 utg.). Det er utført kapasitetskontroll av hovedspennet i bruddgrensetilstanden, og

kontroll av spenningene i buksgrensetilstanden. Videre er det gjort en vurdering av hvilken betydning armeringskorrosjon og forsterkningen av brua har på kapasiteten.

Resultatene som er presentert i kapittel 15 viser at brua som prosjektert har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand. Utnyttelsesgraden er størst for feltmoment og skjærkraft, 67%. Spenningsberegningene viser at kravet i NS3473 til maksimale trykkspenninger i bruksgrensetilstanden overskrides ved flere tidspunkt under bygging. Ved støtte er trykkreftene i underkant også nært kravet ved betraktning etter lang tid. Dette kan være grunnen til at kapasiteten i bruddgrensetilstand er så stor.

Kapasitetsberegningene av det korrosjonsskadede tverrsnittet viser at tverrsnittet har tilstrekkelig momentkapasitet i felt selv uten det nederste laget med spenntau. Spennarmeringen tåler en reduksjon av tverrsnittsareal på 34% før kapasiteten er nådd. Tilsvarende tåler skjærarmeringen en reduksjon 46%. Virkningen av korrosjon er dermed mest kritisk for momentkapasiteten i felt. Med de observasjoner som er gjort av korrosjonen på brua, virker en så stor reduksjon i armeringstverrsnittet lite sannsynlig. Armeringskorrosjon kan også føre til redusert duktilitet og dårligere heft mellom armering og betong, dette er noe som også kan ha innvirkning på kapasiteten, og er noe som bør studeres videre.

Den eksterne forspenningen øker skjærkapasiteten til brua ytterligere, men har liten betydning for momentkapasiteten i felt.

Totalt sett kan det basert på beregningene konkluderes med at kapasiteten til overbyggingen i Hafrsfjord bru har tilstrekkelig kapasitet. Beregningene tyder på at brubjelkene tåler betydelig mer armeringskorrosjon før kapasiteten blir nådd. Resultatene samsvarer med de observerte skadene på brua, der det har oppstått riss og avskalling av betong på grunn av armeringskorrosjon. Det er ikke tegn på deformasjoner, bøyeriss eller skjærriss på konstruksjonen. Brua har tilstrekkelig kapasitet og sannsynligvis betydelig restlevetid, selv om korrosjonsskadene er omfattende.

Referanser

[1] Statens Vegvesen, Håndbok 100, Bruhåndbok-3, Elementbruer, 2002.

[2] M. Paciorek, «Prefabricated beams with pretensioned reinforcement in Norwegian bridges in coastal climate: Durability status and consequences of corrosion,» 2017.

[3] K. W. L. Alsén, «Flere prefabrikkerte bruer i fremtiden,» Samferdsel Infrastruktur, [Internett]. Available: https://samferdselinfra.no/artikler/flere-prefabrikkerte-bruer-i-fremtiden/407220. [Funnet 5 Juni 2018].

[4] Norsk betongforening, «Publikasjon nr. 10, Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer,» 1981.

[5] Statens Vegvesen, Håndbok 100, Bruprosjektering-08, NIB-Bruer, 1989.

[6] Statens Vegvesen, Håndbok 100, Bruprosjektering-09, NOB-Bruer, 1983.

[7] Statens Vegvesen, Håndbok 100, Bruprosjektering-09, NOT-Bruer, 1990.

[8] J.-E. Reiersen, *Prefabrikkerte broelementer,* 2017.

[9] S. Persson, *Brubjelkeprosjektet,* 2017.

[10] S. H. Opedal, «Evaluering av korrosjonsskadet betongbru med betydelig skadeomfang,» 2016.

[11] M. Paciorek, «Hafrsfjord Bridge Excurtion,» 2017.

[12] Statens Vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering, 2015.

[13] S. Jacobsen, TKT4215 Concrete Tecnology 1, Trondheim: NTNU, 2012.

[14] SINTEF byggforsk, «520.061 Armeringskorrosjon,» 2009.

[15] Norsk Standardiseringsforbund, NS3473 Prosjektering av Betongkonstruksjoner, 2. utg., 1977.

[16] D. A. F. Daly og I. W. Witarnawan, «Strengthening of bridges using external post-tensioning,» 1997.

[17] A. Andersen og R. Stokke, «Kompositt-/sandwichmaterialer for bruk i fiskeflåten,» 2004.

[18] R. Irwin og A. Rahman, «FRP Strengthening of concrete structures - Design constraints and practical effects on construction detailing,» 2002.

[19] Norges standardiseringsforbund, NS3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 6. utg., 2003.

[20] Standard Norge, «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstrukjsoner, Del 1-1,» 2008.

[21] Statens Vegvesen, «Om håndbøkene,» [Internett]. Available: https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/om-handbokene. [Funnet 30 Mai 2018].

[22] Statens Vegvesen, Håndbok R412 Bruklassifisering, 2014.

[23] Statens Vegvesen, «Spesialinspeksjon Hafrsfjord bru,» 2014.

[24] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2010.

Vedlegg A

Tegninger av Hafrsfjord bru

Vedlegget inkluderer

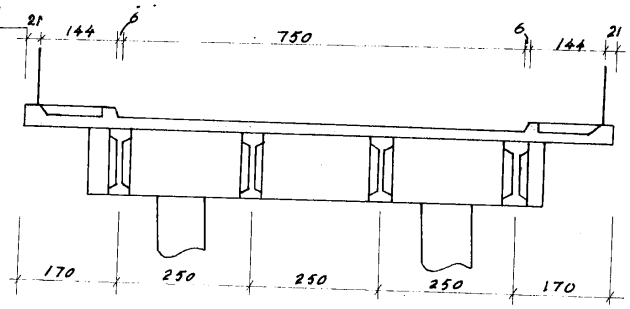
- Ferdigbrutegning
- Oversikt, hovedmål
- Armering i kjørebanen
- Vedlikehold betong
- Forsterking hovedspenn

676

Ferdigbrutegning

Hafrsfjord bru	Riksveg	509		1967	Arkiv nr.
Sandnes – Madlakrossen		nr.	Byggenr.	Bygd år	68 L 509/10
Fylke: Rogaland	Herred: Stavanger	Kilometrering (beliggende): 5,0 km for Madlakrossen 03-10.799/76			

Tverrsnitt M = 1:100



Brusystem: Kontinuerlig plate på spennbetongdragere kontinuerlig for trafikklast

Konstruksjon (materialer): Spennbetongdragere

Brudekke: Armert betong — Slitedekke:

Underbygning (materialer): Armert betong

Fundamentering: Armert betong på fjell og fast grunn

Spennvidde/~~Lysvidde~~: 19,60 + 2 à 20,00 + 20,15 + 26,70 + 20,15 + 3 à 20,00 + 19,60 m — L_t = 207,10 m

Kurveutv. b =	Gangbaner G =	Føringsavst. F =
m	2 à 1,50 m	7.50 m

Fri bredde over føring	Fri bredde over rekkv.	Fri høyde over pl.	Fri høyde ℄ bru	Fritt seilløp
10,50 m	∞ m	∞ m	∞ m	12.5 m

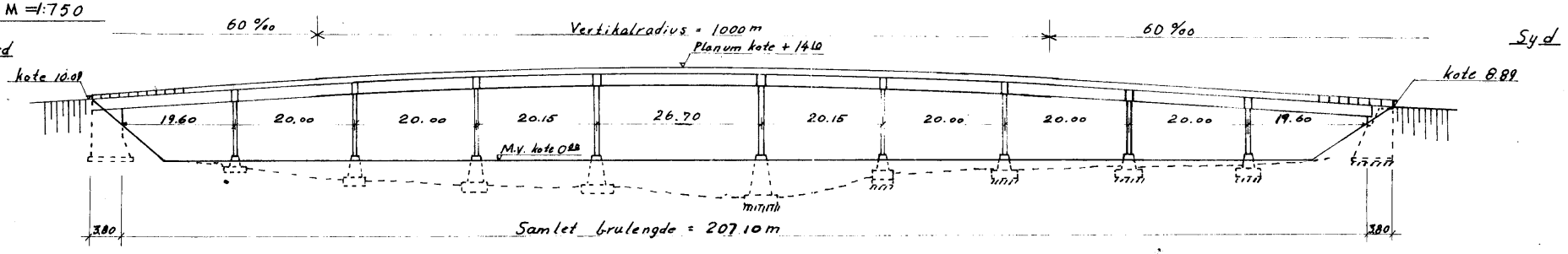
Konstruert for lastkl. 1/1958:
Konstruert for akseltrykk: 13 tonn

Endringer av lastkl./akseltr. 1973 - BK10/BK10

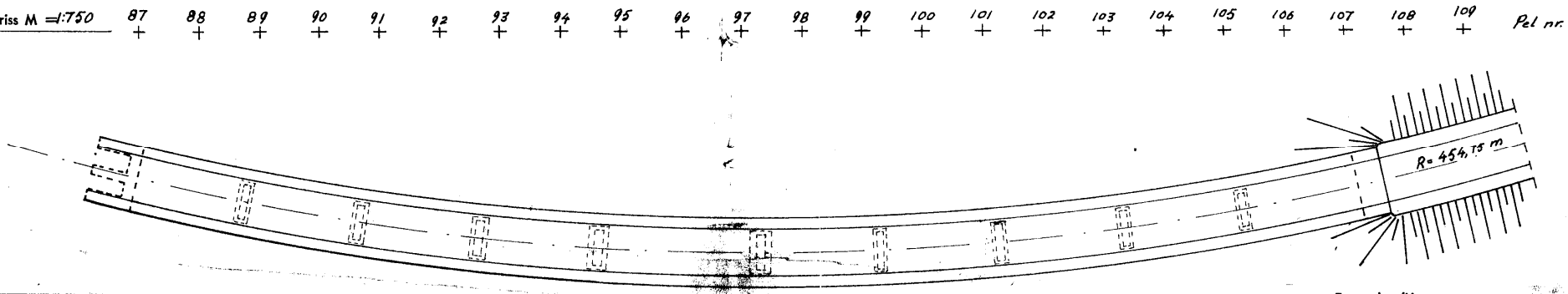
Overbygning:
Konstruert av: sivilingeniør Johs. Holt
Bygd av: A/S Betong, Sandnes

Underbygning:
Konstruert av: sivilingeniør Johs. Holt
Bygd av: A/S Betong, Sandnes

Oppriss M = 1:750



Grunnriss M = 1:750



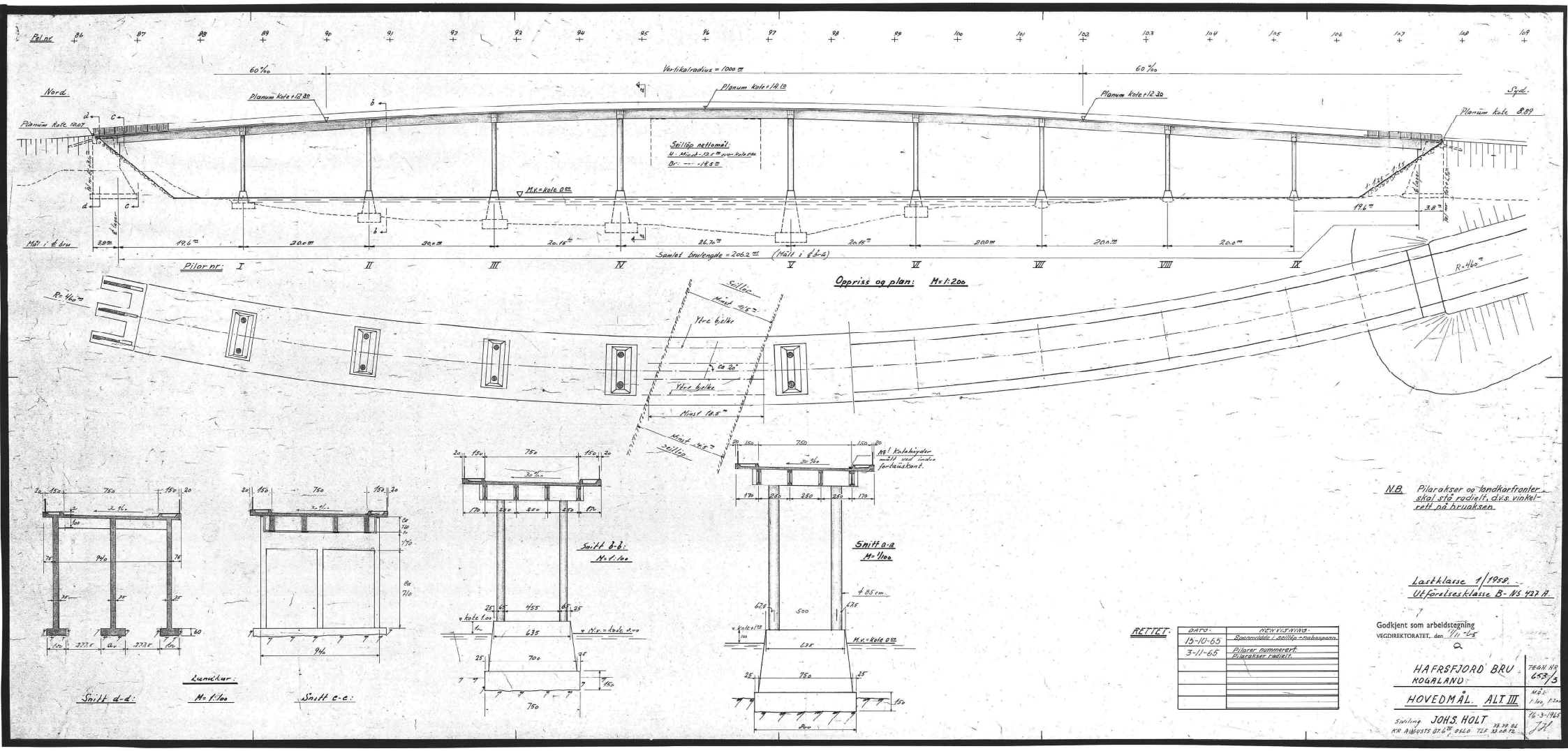
Skisse vegkurvatur:

Forsterket/Utv.:

Tegnet den 11 januar 1966
av: K. Flatlandsmo

STATENS VEGVESEN

R. A. 14000. 12-60.



NB. Pilaraksen og landkortfronten skal stå radielt, dvs. vinkelrett på bruaksen.

Lastklasse 1/1959.
Utførelsesklasse B- NS 437 A.

Godkjent som arbeidstegning
VEGDIREKTORATET, den 1/11 -65

RETTET:

DATO:	REVISJONS:
15-10-65	Spennvidde i sprillop + nabospenn.
3-11-65	Pilarer nummerert. Pilaraksen radielt.

HAFRSFJORD BRU
ROGALAND

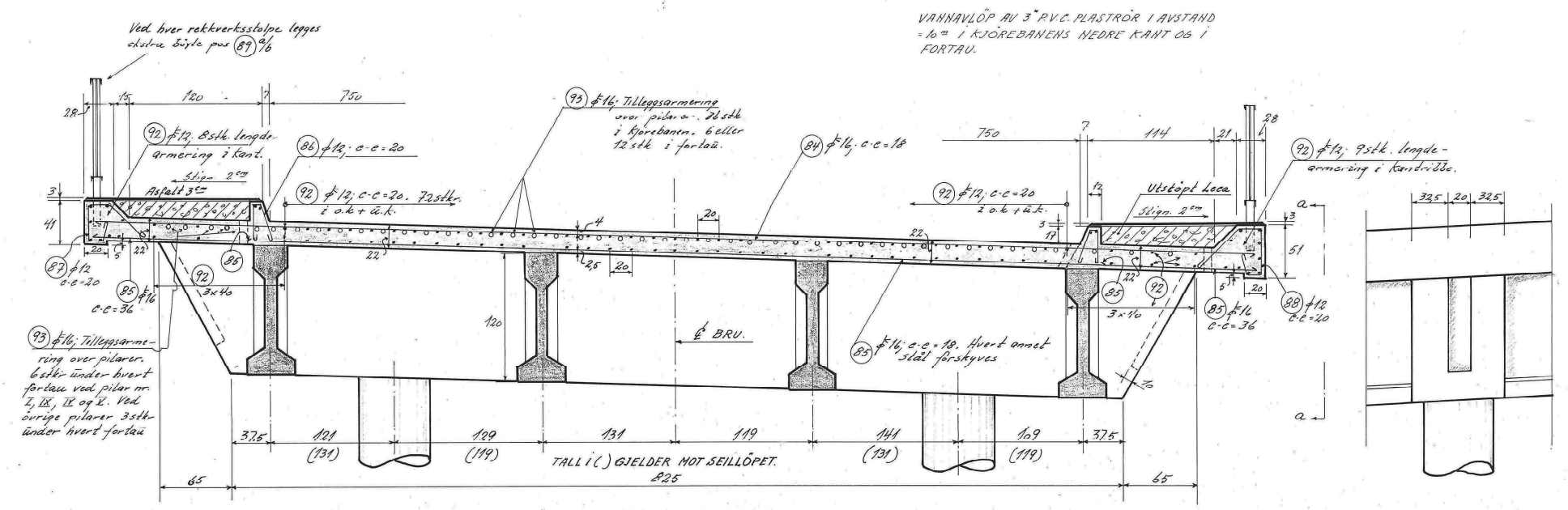
TEGN. NR 653/3

HOVEDMÅL. ALT. III

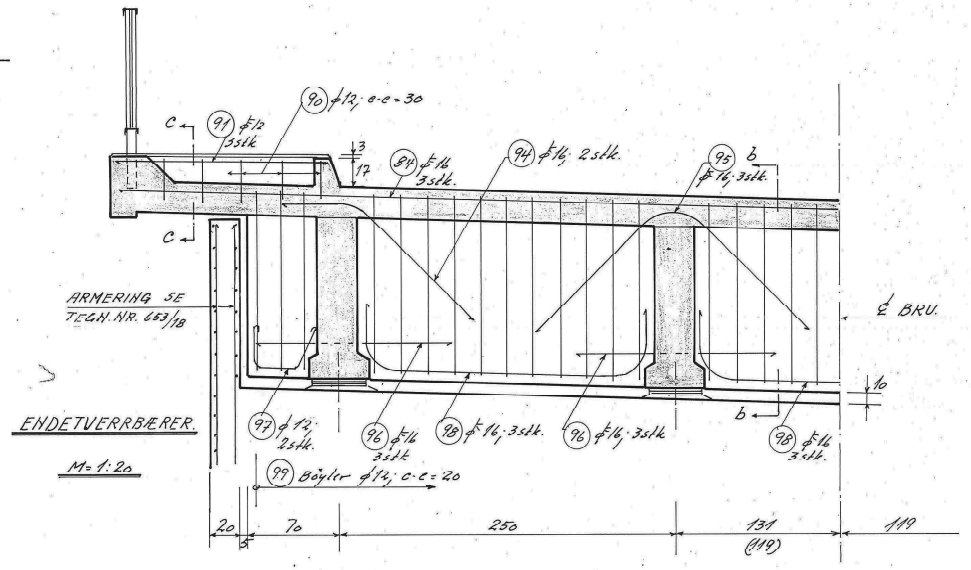
MÅL: 1:100, 1:200

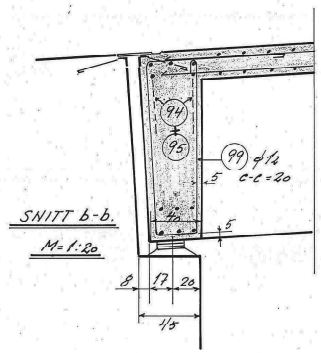
Sivilingeniørene JOHS. HOLT
KR. AUGUSTS GT. 6 OSLO TLF. 33 39 94 33 08 72

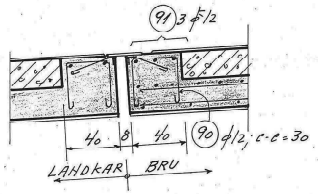
16-3-1965



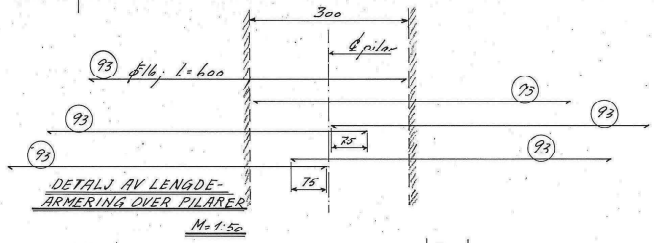
BETONG B-300
KAMSTÅL KS. 40
GLATT STÅL ST. 00.

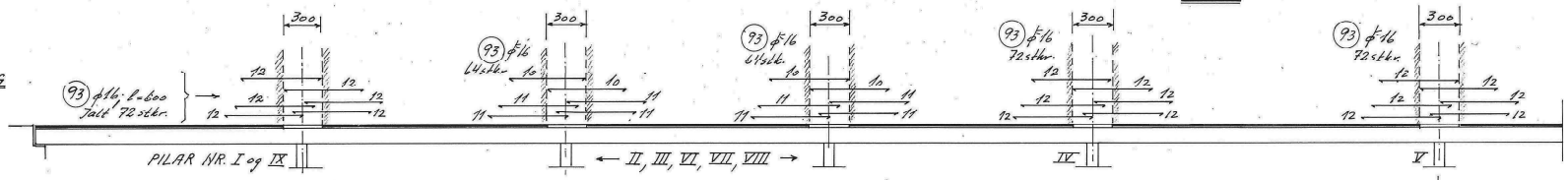




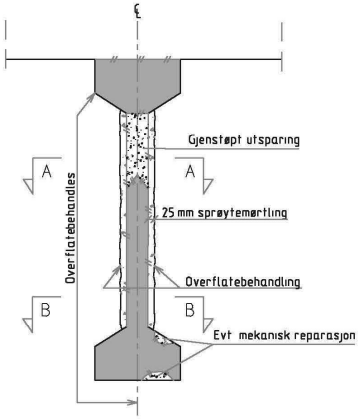


TVERRARMERING I KJØREBANEN LEGGES RADIELT OG MED SAMME SENTERAVSTAND OVER HELE BRUA. SENTERAVSTAND MÅLES VED BRUAS SENTERLINJE.
OVER HVER PILAR SETTES IGJEN ET ÅPENT, 30cm BREDT FELT HVOR ALL LENGDEARMERING SKJØTES. TILLEGGSARMERING LEGGES OG SKJØTES SOM VIST PÅ NEDENSTÅENDE DETALJER. ORDINÆR LENGDEARMERING SKJØTES MED OMFARING ≈ 0,50m PÅ TILFELDIGE STEDER INNEN SAMME FELT. UNDRE LAG AV ORDINÆR LENGDEARMERING BRYTES HELT OVER ℄ TVERRBÆRERE. SE TEGN. 653/20

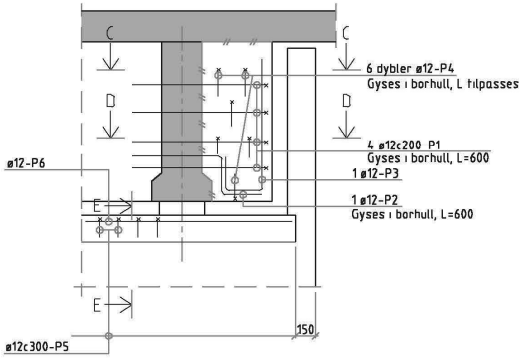




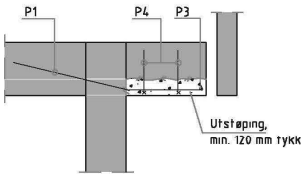
HAFRSFJORD BRU ROGALAND	TEGN. NR. 653/21
ARMERING I KJØREBANEN. ENDETVERRBÆRER.	MÅL: 1:20
SIVILING. JOHS. HOLT KR. AUGUSTS GT. 6 IV OSLO. TLF. 33 34 26 / 33 08 12	28. 2. 1966



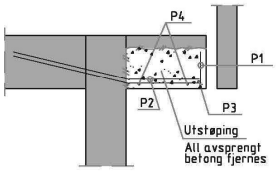
SNITT - BJELKE TYPE 2 OG 3
1.10



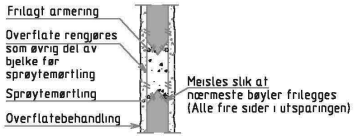
SNITT - TVERRBÆRER AKSE 10, PÅSTØP DRYPPNESE
1:20



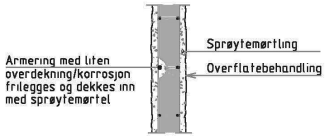
SNITT C-C
1:20



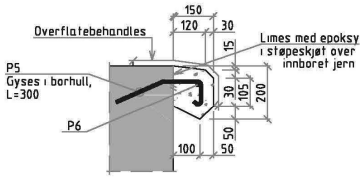
SNITT D-D
1:20



SNITT A-A
1.10



SNITT B-B
1.10



SNITT E-E DRYPPNESE, LANDKARVEGG
1.10

MERKNADER

FORBEHANDLING
Løs og dårlig betong meisles bort. Betong skal fjernes bak armering slik at denne lar seg omstøpe.
Øvrige flater det skal støpes/sprøytes mot rengjøres slik at slamhud fjernes og tilslag delvis frilegges

ARMERING
Armeringskvalitet. B500C
Overdekning. 40 mm

BETONG - UTSTØPING
Betong: C45 - SV40 MA
D_{100}maks: 16 mm

BETONG - SPRØYTEMØRTLING
Tykkelse 22,5 mm ±2,5 mm
Skjæres med rettholt og pusses slik at den fremstår tilsvarende brettskurt flate

ETTERBEHANDLING/TYKKFILMSBELEGG
Et strøk tykkfilmsbelegg påføres umiddelbart etter sprøyting
Ikke-sprøytede flater primes og påføres et strøk tykkfilms-belegg. Hele flaten behandles med et sammenhengende topp-strøk til slutt

GJENSTØPING AV UTSPARINGER
Utsparing meisles opp i frakteform fra hver side.
Flater rengjøres med sandblåsing.
Flater limes med epoksy, forskales og utstøpes umiddelbart etter.
Forskaling må ha luftehull for evakuering av luft.
Utstøpes med overtrykk på støp

K101

Rev	Revisjon gjelder	Utført	Kontrollert	Prosjekt-/arbeidsleder	Dato
A	Arbeidstegning	KNG	THS	KNG	22 06 00
0	Anbudstegning	KNG			15 03 00

Statens vegvesen
Rogaland

Hovedperson
Personlig

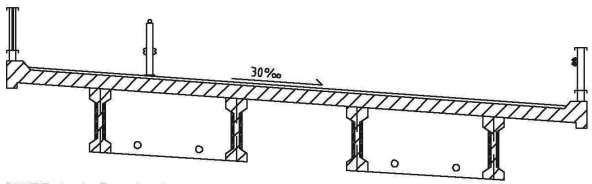
Prosjekterende: Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen
Dato: 02 00
Saksbehandler: KNG
DAK: IMJ
Kontrollert: THS
Prosjektansvarlig/leder: KNG
Målestokk: 1:20, 1:10
Nivå i: mm
Filnavn: BARDGV\HAFRSFJORD\K101

HAFRSFJORD BRU

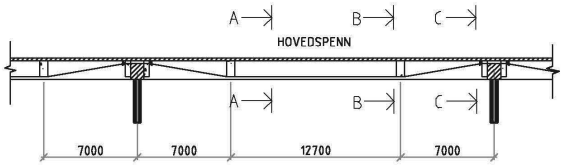
Vedlikehold betong

Tegn. nr: 11-0676-K101
Rev: A

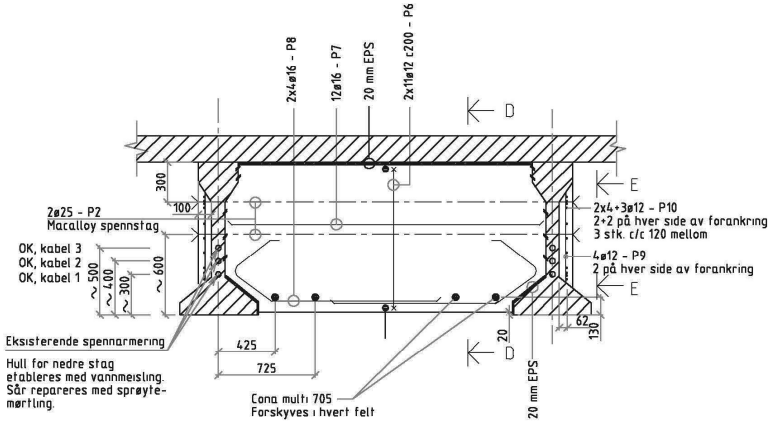
Dato: 23/6-00 Kontrollør: Olav Grindland (sign.)



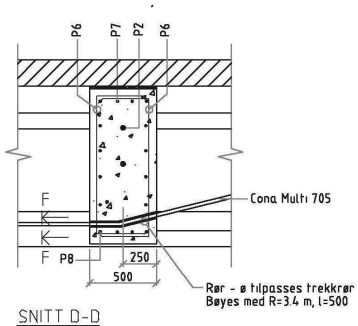
SNITT A-A Forsterkning
150



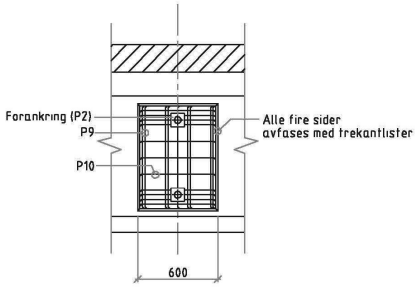
LENGDESNITT - Forsterkning
1:200



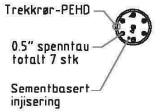
SNITT B-B: Omlenking, felt
1:20



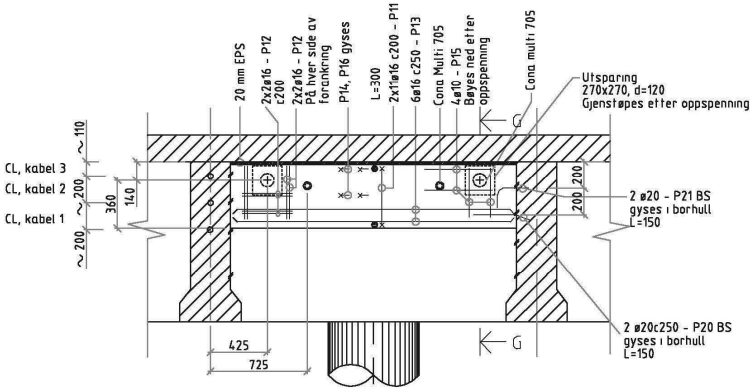
SNITT D-D
1:20



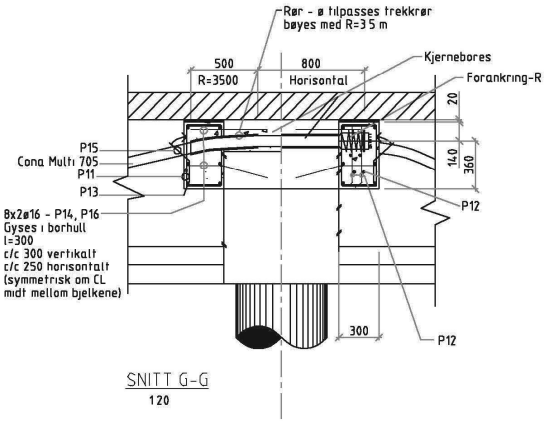
SNITT E-E
1:20



SNITT F-F



SNITT C-C Forankring/omlenking, støtte
1:20



SNITT G-G
1:20

K105

MERKNADER

ARMERING	Slakkarmering B500 C Spennstag Macalloy Stainless - 25 mm Spennkabler Cona Multi 705 Horisontale og oppadvendt dybler gyses med Hilti Hit 100 eller liknende
BETONG	C55 SV-40
OVERDEKNING	55 +/- 15 mm til bærende armering
FORBEHANDLING	Betong det skal støpes mot skal sandblåses på forhånd og forvannes evt
TVERRSTAG.	Alt stål inklusive plater og forankringer i stainless kvalitet.
MACALLOY	Hull gjennom bjelker gyses etter oppspenning Forankring skal være kon mot ankerplate for å unngå vinkel endringer
CONA MULTI	Spennes til 850 kN pr kabel Oppspemming i to etapper 1: Begge kabler til 400 kN 2: Begge kabler til 850 kN (kompensert for alle tap) Korrosjonsbeskyttelse av PEHD-trekkrør injisert med sementbasert mørtel. Forankringer gjenstøpes. Toleranse, boring av hull i tverrbærere. +/- 25 mm

Rev	Revisjon gjelder	Utført	Kontroll	Prosjekt-/arbeidsleder	Dato
A	Arbeidstegning	KNG	HP	KNG	20 07 00

Statens vegvesen
Rogaland

Hovedparsell
Parsell

Prosjekterte av: Statens vegvesen Vegdirektoratet Bruavdelingen

Dato	07 00	Saksbehandler	KNG
DAK	IMJ	Kontroll	HP
Prosjektarbeidsleder			KNG

HAFRSFJORD BRU

Vedlikehold betong
Forsterkning hovedspenn

Målestokk	1:20, 1:50, 1:200
Nivå i	mm
Filnavn	BorterVlafrsfjord bruK105
Tegn. nr	11-0676-K105
Rev	A

Godkjent som arbeidstegning av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruavdelingen i tråd av 20.07.00

Dato 20.07.00 Kontrollør Knut Næss (sign.)

Vedlegg B

Beregninger

Vedlegget inneholder:

- Vedlegg B1 Kryptall
- Vedlegg B2 E-moduler og tverrsnittsparametre
- Vedlegg B3 Tap av spennkraft
- Vedlegg B4 Beregning av omlagringsmoment
- Vedlegg B5 Momentkapasitet
- Vedlegg B6 Skjærkapasitet
- Vedlegg B7 Spenningsberegninger

Vedlegg B1. Kryptall

For beregning av kryptall benyttes NS-EN 1992
Grunnlag:

$f_{cm} := 33\ MPa$ Fra EC2 da R412/NS3473 ikke oppgir verdi

$A_{c.b.f} := 345600\ mm^2$

Belastningstidspunkt: $t_{0.b} := \begin{bmatrix} 3 \\ 3 \\ 28 \end{bmatrix}$ Betrakningstidspunkt: $t := \begin{bmatrix} 28 \\ 18250 \\ 18250 \end{bmatrix}$

Kryptall for bjelkene:

Omkrets av betong utsatt for tørking:

$$u_b := \begin{bmatrix} 3757\ mm \\ 3337\ mm \\ 3337\ mm \end{bmatrix}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_{0.b} := 2 \cdot \frac{A_{c.b.f}}{u_b} = \begin{bmatrix} 184 \\ 207 \\ 207 \end{bmatrix} mm$$ EC2 B.6

Relativ fuktighet:

$RH := 70\%$ N400 7.2.3

Virkning av relativ fuktighet på normert kryptall

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0.b}}{mm}}} = \begin{bmatrix} 1.53 \\ 1.51 \\ 1.51 \end{bmatrix}$$ EC2 B.3a

Virkning av betongfasthet på normert kryptall

$$\beta_{f.cm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{\frac{f_{cm}}{MPa}}} = 2.92$$ EC2 B.4

Virkning av betongens alder ved pålasting på normert kryptall

$$\beta_{t.0} := \frac{1}{0.1 + t_{0.b}^{\ 0.2}} = \begin{bmatrix} 0.74 \\ 0.74 \\ 0.49 \end{bmatrix}$$

Normert kryptall

$$\varphi_0 := \overrightarrow{\left(\varphi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t.0}\right)} = \begin{bmatrix} 3.32 \\ 3.28 \\ 2.15 \end{bmatrix}$$

$$\beta_H := 1.5 \left(1 + \left(0.012\ RH \cdot 100\right)^{18}\right) \frac{h_{0.b}}{mm} + 250 = \begin{bmatrix} 537.93 \\ 574.17 \\ 574.17 \end{bmatrix}$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_{0.b}}{\beta_H + t - t_{0.b}}\right)^{0.3} = \begin{bmatrix} 0.393 \\ 0.991 \\ 0.991 \end{bmatrix}$$

Kryptall

$$\varphi_b := \overrightarrow{(\varphi_0 \cdot \beta_c)} = \begin{bmatrix} 1.3 \\ 3.24 \\ 2.13 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varphi_{b.3.28} \\ \varphi_{b.3.18250} \\ \varphi_{b.28.18250} \end{bmatrix} := \varphi_b = \begin{bmatrix} 1.304 \\ 3.245 \\ 2.133 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varphi_{b.3.28} \\ \varphi_{b.3.18250} \\ \varphi_{b.3.18250} - \varphi_{b.3.28} \\ \varphi_{b.28.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.304 \\ 3.245 \\ 1.941 \\ 2.133 \end{bmatrix}$$

Kryptall for bruplaten

$t_{0.pl} := 28$ $\qquad$ $t_{pl} := 18250$

$A_{c.pl} := 550000\ mm^2$ $\qquad$ $u_{pl} := 4580\ mm$

$$h_{0.pl} := 2 \cdot \frac{A_{c.pl}}{u_{pl}} = 240.2\ mm$$

$$\varphi_{RH.pl} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{0.pl}}{mm}}} = 1.483 \qquad \beta_{t.0.pl} := \frac{1}{0.1 + t_{0.pl}^{\ 0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_{0.pl} := \varphi_{RH.pl} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t.0.pl} = 2.118$$

$$\beta_{H.pl} := 1.5\left(1 + (0.012\ RH \cdot 100)^{18}\right)\frac{h_{0.pl}}{mm} + 250 = 625.881$$

$$\beta_{c.pl} := \left(\frac{t_{pl} - t_{0.pl}}{\beta_{H.pl} + t_{pl} - t_{0.pl}}\right)^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{pl} := \varphi_{0.pl} \cdot \beta_{c.pl} = 2.097$$

Oppsummering kryptall:

$$\begin{bmatrix} \varphi'_2 \\ \varphi_2 \\ \varphi_{pl} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \varphi_{b.3.18250} - \varphi_{b.3.28} \\ \varphi_{b.28.18250} \\ \varphi_{pl} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.941 \\ 2.133 \\ 2.097 \end{bmatrix}$$

Vedlegg B2. E-moduler og tverrsnittsparametre

Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Kryptall.mcdx

E-moduler:

Betongens E-modul

$$f_{ck} := 25\ MPa$$

$$E_{cm} := 5000 \cdot \sqrt[2]{f_{ck} \cdot MPa} = 25000\ MPa$$

Korttids E-moduler:

Bjelkens E-modul etter 3 og 28 døgn:

$$t := \begin{bmatrix} 3 \\ 28 \end{bmatrix} \quad s := 0.2$$

$$\beta_{cc.3} := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)} = \begin{bmatrix} 0.663 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$f_{cm.3} := \beta_{cc.3} \cdot f_{cm} = \begin{bmatrix} 21.9 \\ 33 \end{bmatrix} MPa$$

$$E_{c.b.k} := \left(\frac{f_{cm.3}}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} = \begin{bmatrix} 22099.9 \\ 25000 \end{bmatrix} MPa$$

$$\begin{bmatrix} E_{c.b.3} \\ E_{c.b.28} \end{bmatrix} := E_{c.b.k}$$

Langtids E-moduler:

Bjelkens E-modul etter 28 dager ved belastning etter 3 dager

$$E_{c.b.3.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{b.3.28}} = 10827.2\ MPa$$

Bjelkens E-modul etter 50 år ved belastning etter 28 dager

$$E_{c.b.28.18250} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{b.28.18250}} = 7971.1\ MPa$$

Bjelkens E-modul etter 50 år ved belastning etter 3 dager

$$E_{c.b.3.18250} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{b.3.18250}} = 5882.2\ MPa$$

Platens E-modul etter 50 år ved belastning etter 28 dager

$$E_{c.pl.28.18250} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{pl}} = 8073.5\ MPa$$

Sammendrag E-moduler i bjelke:

$$E_{c.b} := \begin{bmatrix} E_{c.b.3} \\ E_{c.b.28} \\ E_{c.b.3.28} \\ E_{c.b.28.18250} \\ E_{c.b.3.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 22100 \\ 25000 \\ 10827 \\ 7971 \\ 5882 \end{bmatrix} MPa$$

Materialstivhetsforhold:

$E_p := 195000\ MPa$

$$\eta_p := \frac{E_p}{E_{c.b}} = \begin{bmatrix} 8.824 \\ 7.8 \\ 18.01 \\ 24.463 \\ 33.151 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \eta_{p.b.3} \\ \eta_{p.b.28} \\ \eta_{p.b.3.28} \\ \eta_{p.b.28.18250} \\ \eta_{p.b.3.18250} \end{bmatrix} := \eta_p = \begin{bmatrix} 8.824 \\ 7.8 \\ 18.01 \\ 24.463 \\ 33.151 \end{bmatrix}$$

Tverrsnittsparametre for brubjelkene:

Tverrsnitt ved støtte:

$b_1 := 420\ mm \qquad h_1 := 1200\ mm$

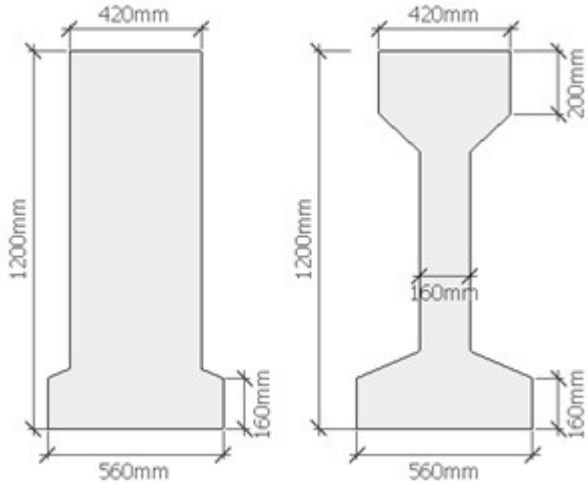
$b_2 := 70\ mm \qquad h_2 := 160\ mm$

$b_3 := 70\ mm \qquad h_3 := 30\ mm$

$A_1 := b_1 \cdot h_1 \qquad y_1 := \frac{h_1}{2}$

$A_2 := b_2 \cdot h_2 \qquad y_2 := \frac{h_2}{2}$

$A_3 := \frac{b_3 \cdot h_3}{2} \qquad y_3 := h_2 + \frac{h_3}{3}$



Tverrsnittsareal ved støtte:

$A_{c.b.s} := A_1 + 2 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3 = 528500\ mm^2$

Tverrsnittets tyngdepunkt ved støtte:

$$y_{c.b.s} := \frac{A_1 \cdot y_1 + 2 \cdot A_2 \cdot y_2 + 2 \cdot A_3 \cdot y_3}{A_{c.b.s}} = 576.3\ mm$$

Tverrsnittets annet arealmoment ved støtte:

$$I_{c.b.s} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1 \cdot (y_1 - y_{c.b.s})^2 + \frac{2 \cdot b_2 \cdot h_2^3}{12} + 2 \cdot A_2 \cdot (y_2 - y_{c.b.s})^2 + \frac{2 \cdot b_3 \cdot h_3^3}{36} + A_3 \cdot (y_3 - y_{c.b.s})^2$$

$I_{c.b.s} = (66.5 \cdot 10^9)\ mm^4$

Tverrsnitt i felt:

$b_1 := 160\ mm \qquad h_1 := 1200\ mm \qquad A_1 := b_1 \cdot h_1 \qquad y_1 := \frac{h_1}{2}$

$b_2 := 200\ mm \qquad h_2 := 160\ mm \qquad A_2 := b_2 \cdot h_2 \qquad y_2 := \frac{h_2}{2}$

$b_3 := 200\ mm \qquad h_3 := 110\ mm \qquad A_3 := \frac{b_3 \cdot h_3}{2} \qquad y_3 := h_2 + \frac{h_3}{3}$

$b_4 := 130\ mm \qquad h_4 := 200\ mm \qquad A_4 := b_4 \cdot h_4 \qquad y_4 := h_1 - \frac{h_4}{2}$

$b_5 := 130\ mm \qquad h_5 := 120\ mm \qquad A_5 := \frac{b_5 \cdot h_5}{2} \qquad y_5 := h_1 - h_4 - \frac{h_5}{3}$

Tverrsnittsareal i felt:

$A_{c.b.f} := A_1 + 2 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3 + 2 \cdot A_4 + 2 \cdot A_5 = 345600\ mm^2$

Tverrsnittets tyngdepunkt i felt:

$$y_{c.b.f} := \frac{A_1 \cdot y_1 + 2 \cdot A_2 \cdot y_2 + 2 \cdot A_3 \cdot y_3 + 2 \cdot A_4 \cdot y_4 + 2 \cdot A_5 \cdot y_5}{A_{c.b.f}} = 570\ mm$$

Tverrsnittets annet arealmoment i felt:

$$I_{c.b.f.1} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1 \cdot (y_1 - y_{c.b.f})^2 + \frac{2 \cdot b_2 \cdot h_2^3}{12} + 2 \cdot A_2 \cdot (y_2 - y_{c.b.f})^2 + \frac{2 \cdot b_3 \cdot h_3^3}{36} + 2 \cdot A_3 \cdot (y_3 - y_{c.b.f})^2$$

$$I_{c.b.f.2} := \frac{2 \cdot b_4 \cdot h_4^3}{12} + 2 \cdot A_4 \cdot (y_4 - y_{c.b.f})^2 + \frac{2 \cdot b_5 \cdot h_5^3}{36} + 2 \cdot A_5 \cdot (y_5 - y_{c.b.f})^2 = 0.017\ m^4$$

$$I_{c.b.f} := I_{c.b.f.1} + I_{c.b.f.2} = (58.962 \cdot 10^9)\ mm^4$$

Føroppspenning:

Ligger i 5 lag med hhv 14, 10, 10, 10 og 2 tau

$$\phi_{før} := 9.525\ mm$$

$$A_{p.1} := 14 \cdot \frac{\phi_{før}^2}{4} \cdot \pi \qquad y_{p.1} := 45\ mm$$

$$A_{p.2} := 10 \cdot \frac{\phi_{før}^2}{4} \cdot \pi \qquad y_{p.2} := 80\ mm$$

$$A_{p.3} := 10 \cdot \frac{\phi_{før}^2}{4} \cdot \pi \qquad y_{p.3} := 105\ mm$$

$$A_{p.4} := 10 \cdot \frac{\phi_{før}^2}{4} \cdot \pi \qquad y_{p.4} := 140\ mm$$

$$A_{p.5} := 2 \cdot \frac{\phi_{før}^2}{4} \cdot \pi \qquad y_{p.5} := 175\ mm$$

$$A_{p.før} := A_{p.1} + A_{p.2} + A_{p.3} + A_{p.4} + A_{p.5} = 3278\ mm^2$$

$$y_{p.før} := \frac{A_{p.1} \cdot y_{p.1} + A_{p.2} \cdot y_{p.2} + A_{p.3} \cdot y_{p.3} + A_{p.4} \cdot y_{p.4} + A_{p.5} \cdot y_{p.5}}{A_{p.før}} = 92\ mm$$

$$e_{p.b.før} := y_{c.b.f} - y_{p.før} = 478\ mm \qquad e_{p.b.før.s} := y_{c.b.s} - y_{p.før} = 484\ mm$$

Etteroppspenning:

Ligger i 3 lag

$$\phi_{etter} := 26\ mm \qquad A_{p.n.etter} := \frac{\phi_{etter}^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{p.etter} := 3 \cdot A_{p.n.etter} = 1593\ mm^2$$

Spennkablenes plassering i felt:

$$y_{p.1.f} := 70\ mm \qquad y_{p.2.f} := 130\ mm \qquad y_{p.3.f} := 190\ mm$$

$$y_{p.etter.f} := \frac{y_{p.1.f} + y_{p.2.f} + y_{p.3.f}}{3} = 130\ mm$$

$$e_{p.b.etter.f} := y_{c.b.f} - y_{p.etter.f} = 440\ mm$$

Spennkablenes plassering ved støtte

$$y_{p.1.s} := 600\ mm \qquad y_{p.2.s} := 775\ mm \qquad y_{p.3.s} := 950\ mm$$

$$y_{p.etter.s} := \frac{y_{p.1.s} + y_{p.2.s} + y_{p.3.s}}{3} = 775\ mm$$

$$e_{p.b.etter.s} := y_{c.b.s} - y_{p.etter.s} = -199\ mm$$

Transformerte tverrsnitt for føroppspenning:

I felt:

$$A_{t.før.f} := A_{c.b.f} + (\eta_p - 1)\ A_{p.før} = \begin{bmatrix} 371 \cdot 10^3 \\ 368 \cdot 10^3 \\ 401 \cdot 10^3 \\ 423 \cdot 10^3 \\ 451 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.før.b.f.3} \\ A_{t.før.b.f.28} \\ A_{t.før.b.f.3.28} \\ A_{t.før.b.f.28.18250} \\ A_{t.før.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := A_{t.før.f} = \begin{bmatrix} 371 \cdot 10^3 \\ 368 \cdot 10^3 \\ 401 \cdot 10^3 \\ 423 \cdot 10^3 \\ 451 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

Ved støtte:

$$A_{t.før.s} := A_{c.b.s} + (\eta_p - 1)\ A_{p.før} = \begin{bmatrix} 554 \cdot 10^3 \\ 551 \cdot 10^3 \\ 584 \cdot 10^3 \\ 605 \cdot 10^3 \\ 634 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.før.b.s.3} \\ A_{t.før.b.s.28} \\ A_{t.før.b.s.3.28} \\ A_{t.før.b.s.28.18250} \\ A_{t.før.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := A_{t.før.s} = \begin{bmatrix} 554 \cdot 10^3 \\ 551 \cdot 10^3 \\ 584 \cdot 10^3 \\ 605 \cdot 10^3 \\ 634 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

Det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse for føroppspenning:

I felt:

$$y_{t.før.f} := \frac{(\eta_p - 1)\ A_{p.før} \cdot e_{p.b.før}}{A_{t.før.f}} = \begin{bmatrix} 33 \\ 28.9 \\ 66.3 \\ 86.9 \\ 111.6 \end{bmatrix} mm$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.før.b.f.3} \\ y_{t.før.b.f.28} \\ y_{t.før.b.f.3.28} \\ y_{t.før.b.f.28.18250} \\ y_{t.før.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := y_{t.før.f} = \begin{bmatrix} 32.987 \\ 28.933 \\ 66.341 \\ 86.927 \\ 111.591 \end{bmatrix} mm$$

Ved støtte:

$$y_{t.før.s} := \frac{(\eta_p - 1)\ A_{p.før} \cdot e_{p.b.før.s}}{A_{t.før.s}} = \begin{bmatrix} 22.4 \\ 19.6 \\ 46.2 \\ 61.5 \\ 80.5 \end{bmatrix} mm$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.før.b.s.3} \\ y_{t.før.b.s.28} \\ y_{t.før.b.s.3.28} \\ y_{t.før.b.s.28.18250} \\ y_{t.før.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := y_{t.før.s} = \begin{bmatrix} 22.411 \\ 19.598 \\ 46.216 \\ 61.522 \\ 80.514 \end{bmatrix} mm$$

Det armerte tverrsnittets annet arealmoment for føroppspenning:

I felt

$$I_{t.før.f} := I_{c.b.f} + A_{c.b.f} \cdot y_{t.før.f}^{\ 2} + \overrightarrow{\left(\eta_p - 1\right) A_{p.før} \cdot \left(e_{p.b.før} - y_{t.før.f}\right)^2} = \begin{bmatrix} 64.406 \cdot 10^9 \\ 63.737 \cdot 10^9 \\ 69.911 \cdot 10^9 \\ 73.309 \cdot 10^9 \\ 77.379 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.før.b.f.3} \\ I_{t.før.b.f.28} \\ I_{t.før.b.f.3.28} \\ I_{t.før.b.f.28.18250} \\ I_{t.før.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := I_{t.før.f} = \begin{bmatrix} 6.441 \cdot 10^{10} \\ 6.374 \cdot 10^{10} \\ 6.991 \cdot 10^{10} \\ 7.331 \cdot 10^{10} \\ 7.738 \cdot 10^{10} \end{bmatrix} mm^4$$

Ved støtte:

$$I_{t.før.s} := I_{c.b.s} + A_{c.b.s} \cdot y_{t.før.s}^{\ 2} + \overrightarrow{\left(\eta_p - 1\right) A_{p.før} \cdot \left(e_{p.b.før.s} - y_{t.før.s}\right)^2} = \begin{bmatrix} 72.238 \cdot 10^9 \\ 71.518 \cdot 10^9 \\ 78.331 \cdot 10^9 \\ 82.248 \cdot 10^9 \\ 87.109 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.før.b.s.3} \\ I_{t.før.b.s.28} \\ I_{t.før.b.s.3.28} \\ I_{t.før.b.s.28.18250} \\ I_{t.før.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := I_{t.før.s} = \begin{bmatrix} 7.224 \cdot 10^{10} \\ 7.152 \cdot 10^{10} \\ 7.833 \cdot 10^{10} \\ 8.225 \cdot 10^{10} \\ 8.711 \cdot 10^{10} \end{bmatrix} mm^4$$

Transformert tverrsnitt for før og etterroppspenning:

I felt:

$$A_p := A_{p.før} + A_{p.etter} = 4871\ mm^2$$

$$y_{p.f} := \frac{y_{p.før} \cdot A_{p.før} + y_{p.etter.f} \cdot A_{p.etter}}{A_p} = 104\ mm \qquad e_{p.b} := y_{c.b.f} - y_{p.f} = 465\ mm$$

$$A_{t.f} := A_{c.b.f} + \left(\eta_p - 1\right) A_p = \begin{bmatrix} 384 \cdot 10^3 \\ 379 \cdot 10^3 \\ 428 \cdot 10^3 \\ 460 \cdot 10^3 \\ 502 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.b.f.3} \\ A_{t.b.f.28} \\ A_{t.b.f.3.28} \\ A_{t.b.f.28.18250} \\ A_{t.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := A_{t.f} = \begin{bmatrix} 384 \cdot 10^3 \\ 379 \cdot 10^3 \\ 428 \cdot 10^3 \\ 460 \cdot 10^3 \\ 502 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

Ved støtte:

$$A_{t.s} := A_{c.b.s} + (\eta_p - 1)\ A_p = \begin{bmatrix} 567 \cdot 10^3 \\ 562 \cdot 10^3 \\ 611 \cdot 10^3 \\ 643 \cdot 10^3 \\ 685 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.b.s.3} \\ A_{t.b.s.28} \\ A_{t.b.s.3.28} \\ A_{t.b.s.28.18250} \\ A_{t.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := A_{t.s} = \begin{bmatrix} 567 \cdot 10^3 \\ 562 \cdot 10^3 \\ 611 \cdot 10^3 \\ 643 \cdot 10^3 \\ 685 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

Det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse for før og etterroppspenning:

I felt:

$$y_{t.f} := \frac{(\eta_p - 1)\ A_p \cdot e_{p.b}}{A_{t.f}} = \begin{bmatrix} 46.2 \\ 40.7 \\ 89.9 \\ 115.6 \\ 145 \end{bmatrix} mm$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.b.f.3} \\ y_{t.b.f.28} \\ y_{t.b.f.3.28} \\ y_{t.b.f.28.18250} \\ y_{t.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := y_{t.f} = \begin{bmatrix} 46.19 \\ 40.675 \\ 89.939 \\ 115.58 \\ 145.03 \end{bmatrix} mm$$

Ved støtte:

$$y_{t.s} := \frac{(\eta_p - 1)\ (A_{p.før} \cdot e_{p.b.før} + A_{p.etter} \cdot e_{p.b.etter.s})}{A_{t.s}} = \begin{bmatrix} 17.2 \\ 15.1 \\ 34.7 \\ 45.6 \\ 58.6 \end{bmatrix} mm$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.b.s.3} \\ y_{t.b.s.28} \\ y_{t.b.s.3.28} \\ y_{t.b.s.28.18250} \\ y_{t.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := y_{t.s} = \begin{bmatrix} 17.2 \\ 15.1 \\ 34.7 \\ 45.6 \\ 58.6 \end{bmatrix} mm$$

Det armerte tverrsnittets annet arealmoment for før og etteroppspenning:

I felt:

$$I_{t.f} := I_{c.b.f} + A_{c.b.f} \cdot y_{t.f}^2 + \overrightarrow{(\eta_p - 1)\ A_p \cdot (e_{p.b} - y_{t.f})^2} = \begin{bmatrix} 66.39 \cdot 10^9 \\ 65.5 \cdot 10^9 \\ 73.42 \cdot 10^9 \\ 77.54 \cdot 10^9 \\ 82.27 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.b.f.3} \\ I_{t.b.f.28} \\ I_{t.b.f.3.28} \\ I_{t.b.f.28.18250} \\ I_{t.b.f.3.18250} \end{bmatrix} := I_{t.f} = \begin{bmatrix} 66.39 \cdot 10^9 \\ 65.5 \cdot 10^9 \\ 73.42 \cdot 10^9 \\ 77.54 \cdot 10^9 \\ 82.27 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

Ved støtte:

$$I_{t.s} := I_{c.b.s} + A_{c.b.s} \cdot y_{t.s}^2 + \overrightarrow{(\eta_p - 1)\ A_{p.før} \cdot (e_{p.b.før} - y_{t.s})^2} + \overrightarrow{(\eta_p - 1)\ A_{p.etter} \cdot (e_{p.b.etter.s} - y_{t.s})^2}$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.b.s.3} \\ I_{t.b.s.28} \\ I_{t.b.s.3.28} \\ I_{t.b.s.28.18250} \\ I_{t.b.s.3.18250} \end{bmatrix} := I_{t.s} = \begin{bmatrix} 72.67 \cdot 10^9 \\ 71.88 \cdot 10^9 \\ 79.55 \cdot 10^9 \\ 84.18 \cdot 10^9 \\ 90.21 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

Tverrsnitt med samvirke mellom påstøp og bjelker:

Påstøp:

$b_{pl} := 2500\ mm$ $\quad h_{pl} := 220\ mm$ $\quad E_s := 210000\ MPa$

$A_{pl} := b_{pl} \cdot h_{pl}$ $\quad y_{pl} := 1310\ mm$

Armering i påstøpen:

I felt: Armering i 2 lag, med senteravstand 200mm, 40mm og 200mm fra overkant

$\phi_s := 12\ mm$ $\quad A_{s.n} := \frac{\phi_s^2}{4} \cdot \pi$ $\quad n := \frac{b_{pl}}{200\ mm} = 12.5$

$A_{s.f} := 2 \cdot A_{s.n} \cdot n = 2827\ mm^2$

$h := 1420\ mm$

$y_{s.1} := h - 40\ mm$ $\quad y_{s.2} := h - 200\ mm$ $\quad y_{s.f} := \frac{y_{s.1} + y_{s.2}}{2} = 1300\ mm$

Ved støtte: Ekstra armering med senteravstand 200mm, 45mm fra overkant

$\phi_{s.ekstra} := 16\ mm$ $\quad A_{s.ekstra.n} := \frac{\phi_{s.ekstra}^2}{4} \cdot \pi$ $\quad n_{s.ekstra} := \frac{b_{pl}}{200\ mm} = 12.5$

$A_{s.ekstra} := A_{s.ekstra.n} \cdot n_{s.ekstra} = 2513\ mm^2$ $\quad y_{s.ekstra} := h - 45\ mm$

$A_{s.s} := A_{s.f} + A_{s.ekstra} = 5341\ mm^2$

$y_{s.s} := \frac{y_{s.f} \cdot A_{s.f} + y_{s.ekstra} \cdot A_{s.ekstra}}{A_{s.s}} = 1335\ mm$

Transformert tverrsnitt for samvirke: Etter kort og lang tid

Grunnlag:

$$\eta_{s.k} := \frac{E_s}{E_{c.b.28}} \qquad \eta_{s.28.18250} := \frac{E_s}{E_{c.b.28.18250}}$$

$$\eta_s := \begin{bmatrix} \eta_{s.k} \\ \eta_{s.28.18250} \\ \eta_{s.k} \\ \eta_{s.28.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.4 \\ 26.3 \\ 8.4 \\ 26.3 \end{bmatrix}$$

Marialstivhetsforhold

$$A_b := \begin{bmatrix} A_{t.b.f.28} \\ A_{t.b.f.28.18250} \\ A_{t.b.s.28} \\ A_{t.b.s.28.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 378.7 \cdot 10^3 \\ 459.9 \cdot 10^3 \\ 561.6 \cdot 10^3 \\ 642.8 \cdot 10^3 \end{bmatrix} mm^2$$

Transformerte arealer bjelke

$$y_b := \begin{bmatrix} y_{t.b.f.28} \\ y_{t.b.f.28.18250} \\ y_{t.b.s.28} \\ y_{t.b.s.28.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 40.7 \\ 115.6 \\ 15.1 \\ 45.6 \end{bmatrix} mm$$

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og det armerte tverrsnittets tyngdepunkt i bjelke

$$I_b := \begin{bmatrix} I_{t.b.f.28} \\ I_{t.b.f.28.18250} \\ I_{t.b.s.28} \\ I_{t.b.s.28.18250} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 65.5 \cdot 10^9 \\ 77.5 \cdot 10^9 \\ 71.9 \cdot 10^9 \\ 84.2 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

Armerte tverrsnittets annet arealmoment for bjelke

$$A_s := \begin{bmatrix} A_{s.f} \\ A_{s.f} \\ A_{s.s} \\ A_{s.s} \end{bmatrix} \qquad y_s := \begin{bmatrix} y_{s.f} \\ y_{s.f} \\ y_{s.s} \\ y_{s.s} \end{bmatrix}$$

Slakkarmering i bruplate og slakkarmeringens avstand fra underkant bjelke

Transformert areal:

$$A_{t.samv} := A_b + A_{pl} + \overrightarrow{(\eta_s - 1) \cdot A_s} = \begin{bmatrix} 949.64 \cdot 10^3 \\ 1.08 \cdot 10^6 \\ 1.15 \cdot 10^6 \\ 1.33 \cdot 10^6 \end{bmatrix} mm^2$$

$$\begin{bmatrix} A_{samv.f} \\ A_{samv.f.28.18250} \\ A_{samv.s} \\ A_{samv.s.28.18250} \end{bmatrix} := A_{t.samv} = \begin{bmatrix} 949.64 \cdot 10^3 \\ 1.08 \cdot 10^6 \\ 1.15 \cdot 10^6 \\ 1.33 \cdot 10^6 \end{bmatrix} mm^2$$

Det transformerte arealets tyngdepunkt:

$$y_{samv} := \frac{\overrightarrow{A_b \cdot (y_{c.b.f} - y_b)} + A_{pl} \cdot y_{pl} + \overrightarrow{(\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot y_s}}{A_{t.samv}} = \begin{bmatrix} 998 \\ 945 \\ 942 \\ 932 \end{bmatrix} mm$$

$$\begin{bmatrix} y_{samv.f} \\ y_{samv.f.28.18250} \\ y_{samv.s} \\ y_{samv.s.28.18250} \end{bmatrix} := y_{samv} = \begin{bmatrix} 998 \\ 945 \\ 942 \\ 932 \end{bmatrix} mm$$

Det transformerte arealets annet arealmoment:

$$I_{t.samv} := I_b + \overrightarrow{A_b \cdot \left(\left(y_{c.b.f} - y_b\right) - y_{samv}\right)}^2 + \frac{b_{pl} \cdot h_{pl}^3}{12} + \overrightarrow{A_{pl} \cdot \left(y_{pl} - y_{samv}\right)}^2 + \overrightarrow{\left(\eta_s - 1\right) \cdot A_s \cdot \left(y_s - y_{samv}\right)}^2$$

$$\begin{bmatrix} I_{samv.f} \\ I_{samv.f.28.18250} \\ I_{samv.s} \\ I_{samv.s.28.18250} \end{bmatrix} := I_{t.samv} = \begin{bmatrix} 207 \cdot 10^9 \\ 273 \cdot 10^9 \\ 239 \cdot 10^9 \\ 294 \cdot 10^9 \end{bmatrix} mm^4$$

Vedlegg B3. Tap av spennkraft

Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Emoduler transformerte tverrsnitt.mcdx

Beregningsgrunnlag føroppspenning:

$A_{p.før} = 3277.8\ mm^2$ $f_{pk} := 1650\ MPa$ $f_{p0.1k} := 1500\ MPa$

Avstand fra bjelkens underkant til armeringens tp.:

$y_{p.før} = 92\ mm$

Spennarmeringens eksentrisitet:

$e_{p.b.før} = 478\ mm$ (Bjelke) $h_b := 1200\ mm$

Tap pga. temperaturdifferanse:

Initiell spennkraft: (etter låsetap)

$P_{0.før} := min\left(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}\right) \cdot A_{p.før} = 4326.6\ kN$

$\Delta T := 40$ $k_t := 10^{-5}$ $\Delta\varepsilon_T := \Delta T \cdot k_t = 4 \cdot 10^{-4}$

$\Delta P_T := \Delta T \cdot k_t \cdot E_p \cdot A_{p.før} = 255.7\ kN$

Spennkraft etter temperaturtap:

$P'_{0.før} := P_{0.før} - \Delta P_T = 4071\ kN$

Tap pga. sammentrykking av betongen:

$$N := -P'_{0.før} = -4071\ kN$$

$$M_t := -P'_{0.før} \cdot \left(e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3}\right) = -1809.8\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(y_{c.b.f} - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = -26\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(\left(y_{c.b.f} - h_b\right) - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = 7.7\ MPa$$

Spenning i nivå med spennarmering:

$$\sigma_{c.p} := \frac{N}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3}\right)}{I_{t.før.b.f.3}} = -23.5\ MPa$$

Tøyningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \left|\frac{\sigma_{c.p}}{E_{c.b.3}}\right| = 1.06 \cdot 10^{-3}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p = 207\ MPa$$

$$\Delta P_{trykk} := \Delta\sigma_p \cdot A_{p.før} = 678.4\ kN$$

Spennkraft i føroppspenning etter korttidsstap:

$$P_{m0.før} := P'_{0.før} - \Delta P_{trykk} = 3392.5\ kN$$

Beregningsgrunnlag etteroppspenning:

Armeringsmengde:

$A_{p.etter} = 1592.8\ mm^2$

Avstand fra bjelkens underkant til armeringnes tp ved støtte (s) og i felt (f):

$y_{p.etter.s} = 775\ mm$ $y_{p.etter.f} = 130\ mm$

Armeringens eksentrisitet:

$e_{p.b.etter.s} = -199\ mm$ $e_{p.b.etter.f} = 439.51\ mm$

Initiell spennkraft:

$P_{m0.etter} := min\left(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}\right) \cdot A_{p.etter} = 1971.1\ kN$

Langtidstap, etter 50år:

Total spennkraft etter alle korttidstap:

$P_{m0} := P_{m0.før} + P_{m0.etter} = 5363.6\ kN$

Total armeringsmengde: (før og etteroppspenning)

$A_p := A_{p.før} + A_{p.etter} = 4870.6\ mm^2$

Eksentrisitet av all armering:

$e_{p.b} = 465\ mm$

Tap pga. svinn:

$k_h := 0.825$ $\varepsilon_{cd.0} := 0.0003$

$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 2.475 \cdot 10^{-4}$

$\varepsilon_{ca} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10\right) \cdot 10^{-6} = 3.75 \cdot 10^{-5}$

$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.85 \cdot 10^{-4}$

$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 270.7\ kN$

$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.b.28.18250} \cdot A_{t.b.f.28.18250}} + \frac{N_s \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right)^2}{E_{c.b.28.18250} \cdot I_{t.b.f.28.18250}} = 4.12 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 80.4\ MPa$

$\Delta P_{svinn.50} := -\Delta\sigma_{p.svinn} \cdot A_p = -391.6\ kN$

Tap pga. relaksasjon:

Anntar lav relasksasjon (klasse 2)

$\rho_{1000} := 2.5\%$ $t := 438000$ $\sigma_{pi} := \frac{P_{m0}}{A_p} = 1101.2\ MPa$

$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.667$

$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-3} = 36\ MPa$

$\Delta P_{rel.50} := -\Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = -175.2\ kN$

Tap pga. Kryp:

Betongspenninger etter lang tid:

$$N := -P_{m0} = -5363.6\ kN$$

Langtidsmoment:

$$M_g := 1988\ kN \cdot m + 237\ kN \cdot m + 0.4 \cdot 790\ kN \cdot m = 2541\ kN \cdot m$$

$$M_t := -P_{m0} \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right) + M_g = 665.7\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.p.50} := \frac{N}{A_{t.b.f.28.18250}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28.18250}\right)}{I_{t.b.f.28.18250}} = -8.7\ MPa$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$N := -P_{m0} = -5363.6\ kN$$

$$M_g := 1988\ kN \cdot m$$

$$M_t := -P_{m0} \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28}\right) + M_g = -288.5\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.p.k} := \frac{N}{A_{t.b.f.28}} + \frac{M_t \cdot \left(e_{p.b} - y_{t.b.f.28}\right)}{I_{t.b.f.28}} = -16\ MPa$$

Betongtøyning ved spennarmering:

Korttid:

$$\varepsilon_{c.p.k} := \frac{\sigma_{c.p.k}}{E_{c.b.28}} = -6.41 \cdot 10^{-4}$$

Langtid:

$$\varepsilon_{c.p.50} := \frac{\sigma_{c.p.50}}{E_{c.b.28.18250}} = -1.09 \cdot 10^{-3}$$

Tøyningsdifferanse i spennarmering:

$$\Delta\varepsilon_{c.p} := \varepsilon_{c.p.50} - \varepsilon_{c.p.k} = -4.4 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta P_{kryp.50} := \Delta\varepsilon_{c.p} \cdot E_p \cdot A_p = -422.1\ kN$$

Spennkraft etter 50 år:

$$P_{50} := P_{m0} + \Delta P_{rel.50} + \Delta P_{svinn.50} + \Delta P_{kryp.50} = 4374.8\ kN$$

$$\Delta P_2 := \Delta P_{rel.50} + \Delta P_{svinn.50} + \Delta P_{kryp.50} = -988.9\ kN$$

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \frac{\left|\Delta P_2\right|}{A_p \cdot E_p} = 1.041 \cdot 10^{-3}$$

Vedlegg B4. Beregning av omlagringsmoment

Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Kryptall.mcdx
Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Emoduler transformerte tverrsnitt.mcdx
Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Spennarmering tap.mcdx

Omlagringsmoment

Grunnlag:

Laster:

$g_1 := 8.9 \ \frac{kN}{m}$ $\quad g_2 := 15 \ \frac{kN}{m}$ $\quad g_4 := 8.3 \ \frac{kN}{m}$

Spennkrefter:

$P_{m0.før} = 3392.5 \ kN$ $\quad P_{m0.etter} = 1971.1 \ kN$ $\quad q_p := 15.3 \ \frac{kN}{m}$

$\Delta P_2 = -988.9 \ kN$

$e'_{u2.før} := y_{samv.f} - y_{p.før} = 906 \ mm$

$e'_{u2.etter} := y_{samv.s} - y_{p.etter.s} = 167 \ mm$

$e'_{u2} := y_{samv.f} - y_{p.f} = 894 \ mm$

Kryptall:

$\varphi_2 = 2.133$ $\quad \varphi'_2 = 1.941$ $\quad \varphi_{pl} = 2.097$

Bjelkelengde:

$L := 26700 \ mm$

Relaksasjonskoeffisient:

$\kappa := 0.8$

Omlagring av bjelkens egenvekt:

$$M_{O.1} := -\frac{g_1 \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} = -379.1 \ kN \cdot m$$

Omlagring av påstøpens egenvekt, antar sekundære egenvekter bæres av samvirke:

$$M_{O.2} := -\frac{g_2 \ L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \cdot \varphi_2} = -702.3 \ kN \cdot m$$

Vedlegg B4. Beregning av omlagringsmoment

Omlagring av spennkreftene

$$M_{O.3.før} := P_{m0.før} \cdot e'_{u2.før} \cdot \frac{\varphi'_2}{1+\kappa \cdot \varphi_2} = 2204.8\ kN \cdot m$$

$$M_{O.3.etter} := P_{m0.etter} \cdot e'_{u2.etter} \cdot \frac{\varphi_2}{1+\kappa \cdot \varphi_2} + \frac{q_p \cdot L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1+\kappa \cdot \varphi_2} = 976.1\ kN \cdot m$$

$$M_{O.3} := M_{O.3.før} + M_{O.3.etter} = 3180.9\ kN \cdot m$$

Omlagring som følge av svinn, kryp og relaksasjon i underkantarmeringen

$$M_{O.4} := \Delta P_2 \cdot e'_{u2} = -883.9\ kN \cdot m$$

Omlagring pga tøyningsdifferanse mellom bjelke og dekke

$$\Delta\varepsilon_{cs} := -3.9 \cdot 10^{-5} \qquad E_{c.p} := E_{cm} = 25000\ MPa$$

$$A_{pl} = 550000\ mm^2 \qquad y'_{o2} := h_b + \frac{h_{pl}}{2} - y_{samv.f} = 312\ mm$$

$$F_{o3} := \Delta\varepsilon_{cs} \cdot E_{c.p} \cdot A_{pl} = -536.25\ kN$$

$$M_{O.5} := F_{o3} \cdot y'_{o2} \cdot \frac{1}{1+\varphi_{pl}} = -54\ kN \cdot m$$

$$M_O := M_{O.1} + M_{O.2} + M_{O.3} + M_{O.4} + M_{O.5} = 1161.6\ kN \cdot m$$

Vedlegg B5. Momentkapasitet

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand

Tverrsnittsdata

$b_{pl} := 2500\ mm$ Bredde plate $b_b := 420\ mm$ Bredde bjelkesteg ved støtte

$h := 1420\ mm$ Høyde samvirke

$y_{p.f} := 104\ mm$ Spennarmeringens tyngdepunkt fra uk bjelke

$y_{p.før} := 92\ mm$ Føroppspenningens tyngdepunkt fra uk bjelke

$d := h - y_{p.f} = 1316\ mm$ Avstand fra ok samvirke til armeringstyngdepunkt

$d_s := 1335\ mm$ Avstand fra uk bjelke til slakkarmeringens tyngdepunkt

Materialdata:

Betong:

$f_{cd} := 12\ MPa$

$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

Spennarmering:

$f_{pd} := 1304\ MPa$ $E_p := 195000\ MPa$

$\Delta\varepsilon_p := 1.041 \cdot 10^{-3}$ Fra "Tap av spennkraft"

$A_p := 4870\ mm^2$

$A_{p.før} := 3277.8\ mm^2$

Slakkarmering:

$f_{sd} := 320\ MPa$ $E_s := 210000\ MPa$

$\varepsilon_s := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.52 \cdot 10^{-3}$

$A_s := 5340.7\ mm^2$

Vedlegg B5. Momentkapasitet

Momentkapasitet i felt:

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.771$$

Faktisk α

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d} = 0.201$$ $< \alpha_b$ Tverrsnittet er underarmert

$$M_{Rd.f} := 0.8\ (1 - 0.4\ \alpha)\ \alpha \cdot b_{pl} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 7685\ kN \cdot m$$

Momentkapasitet ved støtte:

Balansert tverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} = 0.697$$

Faktisk α

$$\alpha := \frac{f_{sd} \cdot A_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_b \cdot d_s} = 0.318$$

$$x := \alpha \cdot d_s = 423.9\ mm$$

$$\varepsilon_{p.uk} := \frac{x - y_{p.før}}{x}\ \varepsilon_{cu} = 2.74 \cdot 10^{-3}$$

$$h' := d_s - y_{p.før} = 1243\ mm$$

$$M_{Rd.s} := 0.8\ (1 - 0.4\ \alpha)\ \alpha \cdot b_b \cdot {d_s}^2 \cdot f_{cd} + \varepsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.før} \cdot h' = 4169\ kN \cdot m$$

Vedlegg B5. Momentkapasitet

Momentkapasitet i felt med redusert armering:

Fjerner nederste laget med armering:

$\phi_{før} := 9.525\ mm$

$A_{p1} := 14 \cdot \frac{\phi_{før}^{2}}{4} \cdot \pi = 998\ mm^2$ $\qquad y_{p1} := 45\ mm$

$A_{p.red} := A_p - A_{p1} = 3872\ mm^2$

Justert tyngdepunkt for armeringen:

$y_{p.red} := y_{p.f} \cdot \frac{A_p}{A_{p.red}} - A_{p1} \cdot \frac{y_{p1}}{A_{p.red}} = 119\ mm$

$d := h - y_{p.red} = 1301\ mm$

Balansert armeringstverrsnitt:

$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.771$

Faktisk α

$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.red}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d} = 0.162$ $\quad < \alpha_b$ Tverrsnittet er underarmert

$M_{Rd.f} := 0.8\ (1 - 0.4\ \alpha)\ \alpha \cdot b_{pl} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 6144\ kN \cdot m$

Alternativ beregning av korrosjonsskadet tverrsnitt:

Antar all spennarmering ruster likt, tverrsnittet redusers med en faktor f:

$f := 0, 0.1 .. 1$ $\qquad M_{Ed} := 5147\ kN \cdot m$

Balansert armeringstverrsnitt:

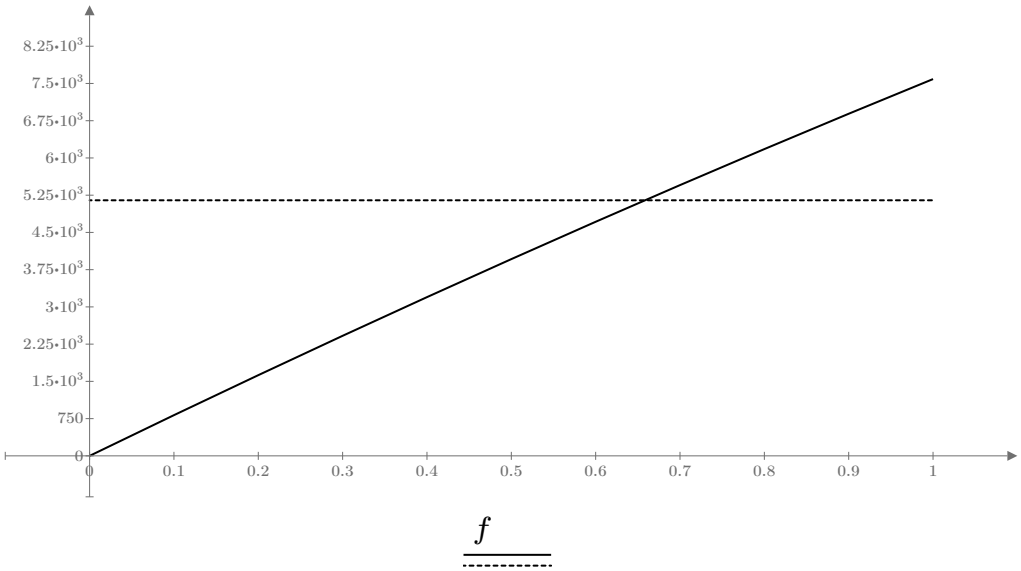
$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = 0.771$

Faktisk α

$\alpha(f) := \frac{f_{pd} \cdot f \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d}$ $\qquad < \alpha_b$ Tverrsnittet er underarmert

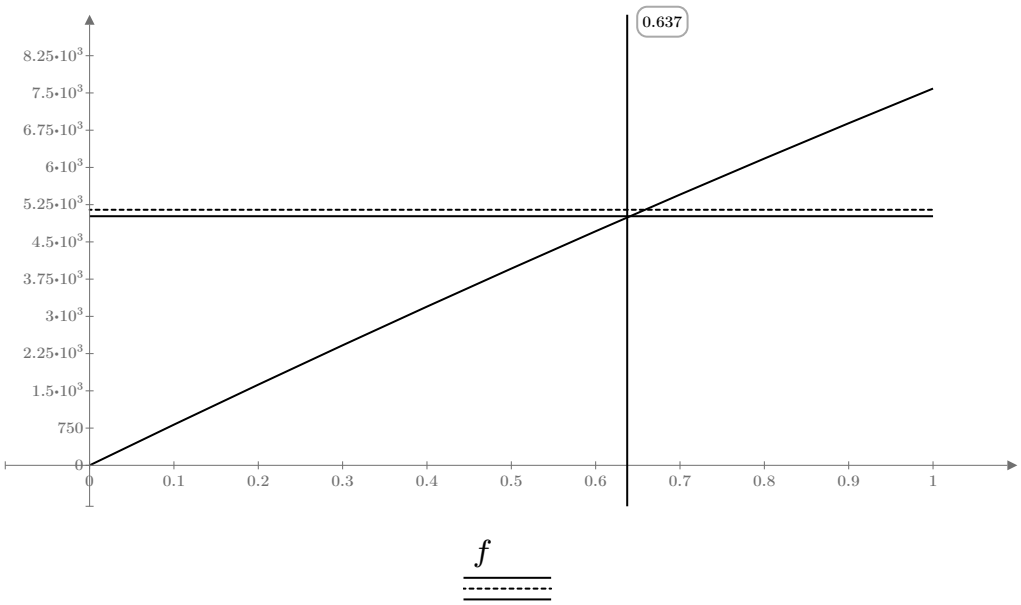
$M_{Rd}(f) := 0.8 \left(1 - 0.4\ \frac{f_{pd} \cdot f \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d}\right) \frac{f_{pd} \cdot f \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{pl} \cdot d} \cdot b_{pl} \cdot d^2 \cdot f_{cd}$

Vedlegg B5. Momentkapasitet



Korrosjonsskadet tverrsnitt med redusert dimensjonerende kraft pga ekstern forspenning

$M_{Ed.red} := 5017\ kN \cdot m$



Vedlegg B6. Skjærkapasitet

Innføringslengde: (regnet etter NS3473:2003)

Spenntau, antar rask avspennig

$\alpha := 5$ $\beta := 0.17$

$\phi := 9.5\ mm$ $\sigma_p := 1320\ MPa$

$k_1 := 1.2$ $k_2 := 1.0$ $c := 15\ mm$

$$f_{td} := \frac{1.4}{1.4}\ MPa$$

$$f_{bc} := k_1 \cdot k_2 \cdot f_{td} \cdot \left(\frac{1}{3} + 2 \cdot \frac{c}{3 \cdot \phi}\right) = 1.663\ MPa$$

$$l_{pb} := \alpha \cdot \phi + \beta \cdot \sigma_p \cdot \frac{\phi}{f_{bc}} = 1329.3\ mm$$

Skjærkapasitet etter NS3473

Grunnlag:

$f_s := 320\ MPa$ $A_c := 895600\ mm^2$ $A_{sv} := 1.73\ \frac{mm^2}{mm}$

Skjærkapasitet ved trykkbrudd:

$b := 160\ mm$ $d := 1335\ mm$ $f_c := 12\ MPa$

$V_d := 0.3 \cdot f_c \cdot b \cdot d = 769\ kN$ 5.2.2

Skjærkapasitet ved strekkbrudd

$f_{vn} := 0.4\ MPa$ $f_v := \frac{f_{vn}}{1.4} = 0.286\ MPa$ $A_s := 5340\ mm^2$ $h' := 1225\ mm$

$V_{d0} := f_v \cdot (b \cdot d + 75\ A_s) + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 853.6\ kN$ 5.2.3

$V_{d0.max} := 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 800.2\ kN$

$V_{d0} := min(V_{d0.max}, V_{d0}) = 800.217\ kN$

Skjærkapasitet ved strekbrudd for tverrsnitt med samtidig aksialtrykk

$V_\gamma := 668\ kN$ $N_\gamma := 0.9 \cdot 4375\ kN$ $M_\gamma := 662\ kN \cdot m$ $h := 1420\ mm$

$V_{d1} := V_{d0} + 0.2\ V_\gamma \cdot h \cdot \frac{N_\gamma}{M_\gamma} = 1928.6\ kN$ 5.2.4

$$V_{d1.max} := \left(2 \cdot f_v + 0.2\ \frac{N_\gamma}{A_c}\right) b \cdot d + f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 988\ kN$$

$V_d := min(V_{d1.max}, V_{d1}) = 988\ kN$

NS3473 stiller krav til at skjærarmeringen skal ta minst halvparten av skjærkraften:

$F_{sv} := f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 678.16\ kN$ $\frac{F_{sv}}{V_\gamma} = 1.015$ OK

Skjærkapasitet med redusert armeringstverrsnitt:

Reduserer skjærarmeringen med en faktor f

$$f := 0, 0.1 .. 1$$

Skjærkapasitet ved strekkbrudd

$$V_{d0}(f) := f_v \cdot (b \cdot d + 75\ A_s) + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h' \qquad 5.2.3$$

$$V_{d0.max}(f) := 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h'$$

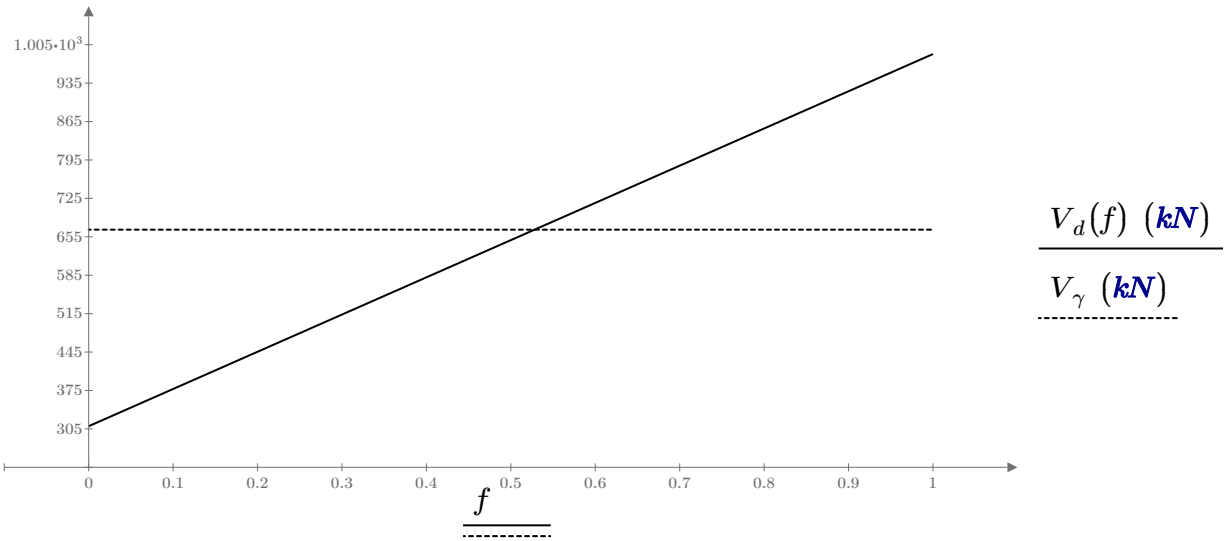
$$V_{d0}(f) := min\left(V_{d0.max}(f), V_{d0}(f)\right)$$

Skjærkapasitet ved strekbrudd for tverrsnitt med samtidig aksialtrykk

$$V_{d1}(f) := V_{d0}(f) + 0.2\ V_\gamma \cdot h \cdot \frac{N_\gamma}{M_\gamma} \qquad 5.2.4$$

$$V_{d1.max}(f) := \left(2 \cdot f_v + 0.2\ \frac{N_\gamma}{A_c}\right) b \cdot d + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h'$$

$$V_d(f) := min\left(V_{d1.max}(f), V_{d1}(f)\right)$$



$$f_{min} := 0.54$$

$$F_{sv} := f_{min} \cdot f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 366.206\ kN \qquad \frac{F_{sv}}{V_\gamma} = 0.548$$

Innenfor krav i NS3473

Vedlegg B6. Skjærkapasitet

Skjærkapasitet med redusert armeringstverrsnitt, med ektern forspenning

$V_{Ed.red} := 550\ kN$

$f := 0, 0.1 .. 1$

Skjærkapasitet ved strekkbrudd

$V_{d0}(f) := f_v \cdot (b \cdot d + 75\ A_s) + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h'$ 5.2.3

$V_{d0.max}(f) := 2 \cdot f_v \cdot b \cdot d + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h'$

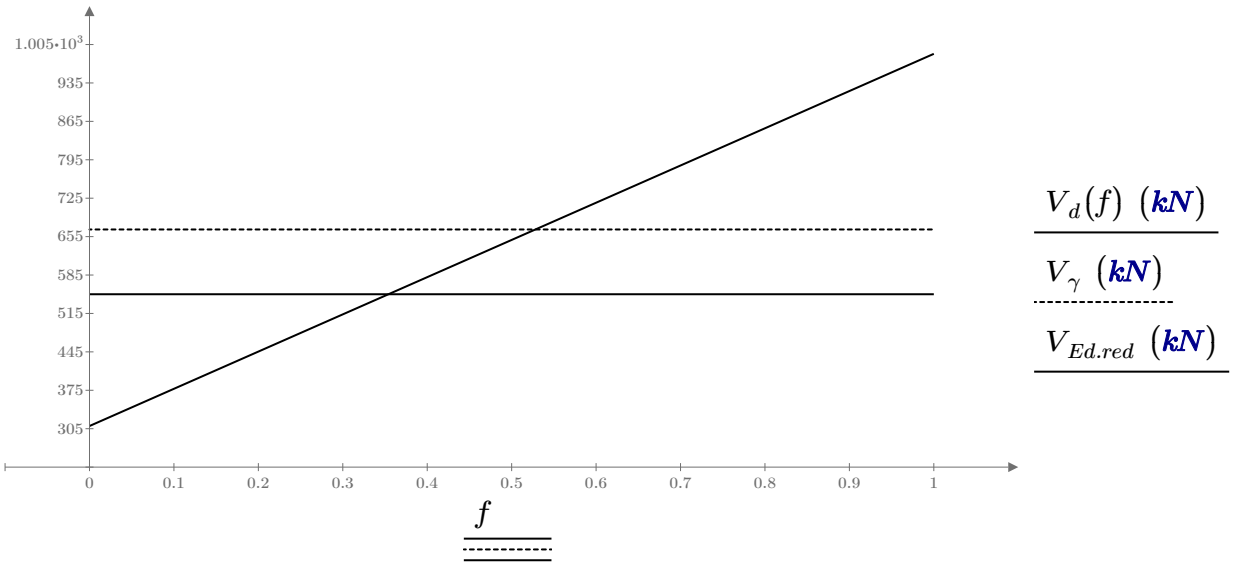
$V_{d0}(f) := min(V_{d0.max}(f), V_{d0}(f))$

Skjærkapasitet ved strekbrudd for tverrsnitt med samtidig aksialtrykk

$V_{d1}(f) := V_{d0}(f) + 0.2\ V_{Ed.red} \cdot h \cdot \frac{N_\gamma}{M_\gamma}$ 5.2.4

$V_{d1.max}(f) := \left(2 \cdot f_v + 0.2\ \frac{N_\gamma}{A_c}\right) b \cdot d + f_s \cdot f \cdot A_{sv} \cdot h'$

$V_{d.red}(f) := min(V_{d1.max}(f), V_{d1}(f))$



$f_{min} := 0.35$

$F_{sv} := f_{min} \cdot f_s \cdot A_{sv} \cdot h' = 237.356\ kN$ $\frac{F_{sv}}{V_{Ed.red}} = 0.432$ Overskrider krav i NS3473

Vedlegg B7. Spenningsberegninger

Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Spennarmering tap.mcdx
Include << C:\Users\ulfin\Documents\Skole\Masteroppgave\Beregninger\Emoduler transformerte tverrsnitt.mcdx

Spenninger i bruksgrensetilstand i felt:

Spenninger etter 3 dager:

Kun føroppspenning og brubjelke

Grunnlag:

$N_3 := -P_{m0.før} = -3392.5\ kN$

$M_{g1} := 793\ kN \cdot m$

$M_3 := -P_{m0.før} \cdot (e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3}) + M_{g1} = -715.2\ kN \cdot m$

$A_{t.før.b.f.3} = 371244\ mm^2$

$I_{t.før.b.f.3} = (64.4 \cdot 10^9)\ mm^4$

Spenningsberegning:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N_3}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_3}{I_{t.før.b.f.3}} \cdot (y_{c.b.f} - y_{t.før.b.f.3}) = -15.1\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N_3}{A_{t.før.b.f.3}} + \frac{M_3}{I_{t.før.b.f.3}} \cdot ((y_{c.b.f} - h_b) - y_{t.før.b.f.3}) = -1.77\ MPa$$

Spenninger etter 28 dager:

Føroppspenning og etteroppspenning, brubjelke og bruplate

Grunnlag:

$M_{3.28} := -P_{m0.før} \cdot (e_{p.b.før} - y_{t.før.b.f.3.28}) + M_{g1} = -602.5\ kN \cdot m$

$M_{g1} = 793\ kN \cdot m$ $\qquad M_{g2} := 1337\ kN \cdot m$

$N_{28} := -P_{m0.etter} = -1971.1\ kN$

$M_{28} := -P_{m0.etter} \cdot (e_{p.b.etter.f} - y_{t.b.f.28}) + M_{g2} = 550.9\ kN \cdot m$

Spenningsberegning:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N_3}{A_{t.b.f.3.28}} + \frac{N_{28}}{A_{t.b.f.28}} + \frac{M_{3.28}}{I_{t.b.f.3.28}} \cdot (y_{c.b.f} - y_{t.b.f.3.28}) + \frac{M_{28}}{I_{t.b.f.28}} \cdot (y_{c.b.f} - y_{t.b.f.28})$$

$\sigma_{c.u} = -12.62\ MPa$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N_3}{A_{t.b.f.3.28}} + \frac{N_{28}}{A_{t.b.f.28}} + \frac{M_{3.28}}{I_{t.b.f.3.28}} \cdot ((y_{c.b.f} - h_b) - y_{t.b.f.3.28}) + \frac{M_{28}}{I_{t.b.f.28}} \cdot ((y_{c.b.f} - h_b) - y_{t.b.f.28})$$

$\sigma_{c.o} = -12.86\ MPa$

Spenninger i samvirke etter kort tid:

I henhold til NB publikasjon 10, der alle laster påføres samvirkets korttidstverrsnitt, uten omlagringsmoment

Grunnlag:

$$N := -P_{m0} = -5363.6\ kN$$

$$A_{samv.f} = 949642.8\ mm^2 \qquad I_{samv.f} = \left(206.5 \cdot 10^9\right)\ mm^4$$

$$y_{samv.f} = 998\ mm \qquad e_{p.f} := y_{samv.f} - y_{p.f} = 894\ mm$$

$$h = 1420\ mm$$

$$M_p := N \cdot e_{p.f} = -4794.3\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende feltmoment i bruksgrensetilstanden etter kort tid (uten omlagring):

$$M_{Ed} := 2937\ kN \cdot m$$

Feltmoment i etter lang tid:

$$M_f := M_{Ed} + M_p = -1857.3\ kN \cdot m$$

Spenninger i felt:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.f}} + \frac{M_f}{I_{samv.f}} \cdot y_{samv.f} = -14.63\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.f}} + \frac{M_f}{I_{samv.f}} \cdot \left(y_{samv.f} - h\right) = -1.86\ MPa$$

Spenninger etter 50 år:

Grunnlag:

$$N := -P_{50} = -4374.8\ kN$$

$$M_p := N \cdot e_{p.f} = -3910.4\ kN \cdot m$$

Dimensjonerende feltmoment i bruksgrensetilstanden:

$$M_{Ed} := 4099\ kN \cdot m$$

Feltmoment i etter lang tid:

$$M_f := M_{Ed} + M_p = 188.6\ kN \cdot m$$

Spenninger i felt:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.f}} + \frac{M_f}{I_{samv.f}} \cdot y_{samv.f} = -3.7\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.f}} + \frac{M_f}{I_{samv.f}} \cdot \left(y_{samv.f} - h\right) = -4.99\ MPa$$

Spenninger i bruksgrensetilstand ved støtte, betraktet 1.2m fra bjelkeende, med lastpåvirkningene justert for avstanden.

Spenninger etter 3 dager:

Kun føroppspenning og brubjelke

Grunnlag:

$$N_3 := -P_{m0.før} = -3392.5\ kN$$

$$M_{g1} := 147\ kN \cdot m$$

$$e_{p.b.før.s} = 484\ mm$$

$$M_3 := -P_{m0.før} \cdot \left(e_{p.b.før.s} - y_{t.før.b.s.3}\right) + M_{g1} = -1420\ kN \cdot m$$

$$A_{t.før.b.s.3} = 554143.8\ mm^2$$

$$I_{t.før.b.s.3} = \left(72.238 \cdot 10^9\right)\ mm^4$$

Spenningsberegning:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N_3}{A_{t.før.b.s.3}} + \frac{M_3}{I_{t.før.b.s.3}} \cdot \left(y_{c.b.s} - y_{t.før.b.s.3}\right) = -17.01\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N_3}{A_{t.før.b.s.3}} + \frac{M_3}{I_{t.før.b.s.3}} \cdot \left(\left(y_{c.b.s} - h_b\right) - y_{t.før.b.s.3}\right) = 6.58\ MPa$$

Spenninger etter 28 dager:

Føroppspenning og etteroppspenning, brubjelke og bruplate

Grunnlag:

$$y_{t.før.b.s.3.28} = 46.122\ mm \qquad A_{t.før.b.s.3.28} = \left(5.841 \cdot 10^5\right)\ mm^2$$

$$I_{t.før.b.s.3.28} = \left(7.831 \cdot 10^{10}\right)\ mm^4$$

$$M_{3.28} := -P_{m0.før} \cdot \left(e_{p.b.før.s} - y_{t.før.b.s.3.28}\right) + M_{g1} = -1.3 \cdot 10^3\ kN \cdot m$$

$$y_{t.b.s.28} = 15.12\ mm \qquad y_{t.b.s.3.28} = 34.678\ mm$$

$$A_{t.b.s.3.28} = \left(6.112 \cdot 10^5\right)\ mm^2 \qquad A_{t.b.s.28} = \left(5.616 \cdot 10^5\right)\ mm^2$$

$$I_{t.b.s.28} = \left(7.188 \cdot 10^{10}\right)\ mm^4 \qquad I_{t.b.s.3.28} = \left(7.952 \cdot 10^{10}\right)\ mm^4$$

$$M_{g1} = 147\ kN \cdot m \qquad M_{g2} := 248\ kN \cdot m$$

$$N_{28} := -P_{m0.etter} = -1971.1\ kN$$

$M_{28} := -P_{m0.etter} \cdot \left(e_{p.b.etter.s} - y_{t.b.s.28}\right) + M_{g2} = 669.5\ kN \cdot m$

Spenningsberegning:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N_3}{A_{t.b.s.3.28}} + \frac{N_{28}}{A_{t.b.s.28}} + \frac{M_{3.28}}{I_{t.b.s.3.28}} \cdot \left(y_{c.b.s} - y_{t.b.s.3.28}\right) + \frac{M_{28}}{I_{t.b.s.28}} \cdot \left(y_{c.b.s} - y_{t.b.s.28}\right)$$

$\sigma_{c.u} = -12.96\ MPa$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N_3}{A_{t.b.s.3.28}} + \frac{N_{28}}{A_{t.b.s.28}} + \frac{M_{3.28}}{I_{t.b.s.3.28}} \cdot \left(\left(y_{c.b.s} - h_b\right) - y_{t.b.s.3.28}\right) + \frac{M_{28}}{I_{t.b.s.28}} \cdot \left(\left(y_{c.b.s} - h_b\right) - y_{t.b.s.28}\right)$$

$\sigma_{c.o} = -3.92\ MPa$

Spenninger i samvirke etter kort tid:

I henhold til NB publikasjon 10, der alle laster påføres samvirkets korttidstverrsnitt, uten omlagringsmoment

Grunnlag:

$P_{m0.før} = 3392.5\ kN$ $\quad$ $P_{m0.etter} = 1971.1\ kN$

$M_{Ed} := -710\ kN \cdot m$

$N_{uk} := -P_{m0.før} = -3392.5\ kN$

$N_{ok} := -P_{m0.etter} = -1971.1\ kN$

$A_{samv.s} = 1151141\ mm^2$ $\quad$ $I_{samv.s} = \left(239.077 \cdot 10^9\right)\ mm^4$

$y_{samv.s} = 942.221\ mm$

$e_{p.s.ok} := y_{samv.s} - y_{p.etter.s} = 167\ mm$ $\quad$ $e_{p.s.uk} := y_{samv.s} - y_{p.før} = 850\ mm$

$h = 1420\ mm$

$M_p := N_{uk} \cdot e_{p.s.uk} + N_{ok} \cdot e_{p.s.ok} = -3214.2\ kN \cdot m$

$N := N_{uk} + N_{ok} = -5363.6\ kN$

Støttemoment:

$M_s := M_{Ed} + M_p = -3924.2\ kN \cdot m$

Spenninger i felt:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = -20.12\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot \left(y_{samv.s} - h\right) = 3.18\ MPa$$

Uten effekt av spennkraft fra føroppspenning ved bjelkeenden:

$$N := -P_{m0.etter} = -1971.1\ kN$$

$$M_{Ed} := -925\ kN \cdot m$$

$$M_s := M_{Ed} + N \cdot e_{p.s.ok} = -1254.6\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = -6.66\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot \left(y_{samv.s} - h\right) = 0.79\ MPa$$

Uten effekt av all spennkraft ved bjelkeenden

$$N := 0\ kN$$

$$M_s := M_{Ed} = -925\ kN \cdot m$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = -3.65\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot \left(y_{samv.s} - h\right) = 1.85\ MPa$$

Spenninger i samvirke etter lang tid (50 år):

I henhold til NB publikasjon 10, der alle laster påføres samvirkets korttidstverrsnitt

Grunnlag:

Spennkraft etter langt tid:

$$P_{50} = 4374.8\ kN$$

Spennkraft etter lag tid fordelt på føroppspenning (uk) og etteroppspenning (ok):

$$P_{50.uk} := 2768.3\ kN \qquad P_{50.ok} := 1608.4\ kN$$

$$M_{Ed} := 452\ kN \cdot m$$

$$N_{uk} := -P_{50.uk} = -2768.3\ kN$$

$N_{ok} := -P_{50.ok} = -1608.4\ kN$

$A_{samv.s} = 1151141\ mm^2$ $I_{samv.s} = (239.077 \cdot 10^9)\ mm^4$

$y_{samv.s} = 942\ mm$ $e_{p.s.uk} := y_{samv.s} - y_{p.før} = 850\ mm$

$e_{p.s.ok} := y_{samv.s} - y_{p.etter.s} = 167.221\ mm$

$h = 1420\ mm$

$M_p := N_{uk} \cdot e_{p.s.uk} + N_{ok} \cdot e_{p.s.ok} = -2622.7\ kN \cdot m$

$N := N_{uk} + N_{ok} = -4.377 \cdot 10^3\ kN$

Støttemoment:

$M_s := M_{Ed} + M_p = -2170.7\ kN \cdot m$

Spenninger ved støtte:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = -12.36\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot (y_{samv.s} - h) = 0.54\ MPa$$

Uten effekt av spennkraft fra føroppspenning ved støtte:

$N := N_{ok}$

$M_{Ed} := 237\ kN \cdot m$

$M_s := M_{Ed} + N_{ok} \cdot e_{p.s.ok} = -32\ kN \cdot m$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = -1.52\ MPa$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot (y_{samv.s} - h) = -1.33\ MPa$$

Uten effekt av all spennkraft fra ved støtte:

$N := 0\ kN$

$M_s := M_{Ed} = 237\ kN \cdot m$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot y_{samv.s} = 0.93\ \boldsymbol{MPa}$$

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_{samv.s}} + \frac{M_s}{I_{samv.s}} \cdot \left(y_{samv.s} - h\right) = -0.47\ \boldsymbol{MPa}$$