

Analyse av FFB-bru med korrosjonsskadet spennarmering

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av
Osstrupen bru

Marius Aasheim
Lasse Hangaard

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

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11. juni 2018	ANTALL SIDER: 125 + 80 vedlegg
------------------------------------	------------------------	-----------------------------------

TITTEL:

Analyse av FFB-bru med korrosjonsskadet spennarmering

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Osstrupen bru

Analysis of cantilever bridge affected by corrosion on post tensioning system

UTFØRT AV:

Lasse Hangaard
Marius Aasheim



Denne rapporten omhandler modellering og analyse av Osstrupen bru som ble bygget på midten av 70-tallet og har i dag synlige korrosjonsskader på slakkarmeringen. Brua har blitt modellert i programmet NovaFrame og resultatene fra modellen er verifisert, samt at det er gjennomført kapasitetskontroller i brudd- og bruksgrensetilstand. Etter beregninger i bruddgrensetilstand er kapasiteten tilstrekkelig og fra spenningskontroller i bruksgrensetilstand vil konstruksjonen risse opp mot landkarene hvis trafikklasten inkluderes.

Hensikten med oppgaven er å undersøke hvilke konsekvenser korrosjon og kabelbrudd på etteroppspent armering medfører, om det vil oppstå synlige tegn i form av opprissing og i hvilke snitt det er mest sannsynlig og mest kritisk at spennarmeringsarealet reduseres.

For å undersøke dette er det utført beregninger der forskjellig antall spennkabler i brua fjernes for å simulere korrosjonsskade på spennsystemet. I bruddgrensetilstanden analyseres et kritisk antall kabelbrudd som medfører overskridelse av momentkapasiteten. I bruksgrensetilstanden er det utført spenningsberegninger der antall kabelbrudd som fører til opprissing av tverrsnittet undersøkes, og hvor store disse rissene kan forventes å være. Fra analyse i bruddgrense er momentkapasiteten så vidt tilstrekkelig ved tre kabelbrudd, og mulighet for kollaps er tilstede ved reduksjon av fire spennkabler. Spenningsberegningene i bruksgrensetilstand viser at alle tverrsnitt vil risse opp ved maksimalt fire kabelbrudd, og verifiser at det er mulig å oppdage synlige riss før den kritiske momentkapasiteten overskrides. Rissviddene når momentkapasiteten overskrides er beregnet til 0,3-0,6 mm, og forventes å oppstå som større rissmønstre i overkant av bruplaten.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDERE: Terje Kanstad, NTNU, Daniel Cantero NTNU, Håvard Johansen, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er avsluttende arbeid for det toårige sivilingeniørstudiet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Masteroppgaven er skrevet i løpet av 20 uker våren 2018, og tilsvarer 30 studiepoeng per student. Masteroppgaven er skrevet som en samarbeidsoppgave mellom Lasse Hangaard og Marius Aasheim. Professor Terje Kanstad og førsteamanuensis Daniel Cantero ved Institutt for konstruksjonsteknikk har fungert som veiledere. Statens vegvesen, representert ved Håvard Johansen og Thomas Reed, har fungert som ekstern samarbeidspartner.

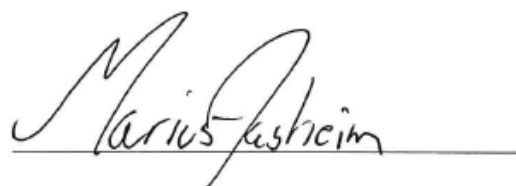
Gjennom denne masteroppgaven har vi fått bedre kunnskap om bruprosjektering og modellering ved bruk av analyseprogrammet NovaFrame. Vi har fått god forståelse av fritt frambyggbruer, hvordan disse konstruksjonene bygges og konstruksjonsmessig virkemåte. Vi har blitt spesielt godt kjent med Osstrupen bru og hvilke konsekvenser armeringskorrosjon i betongbruer kan føre til. Det personlige utbyttet har vært stort grunnet mye variasjon i arbeidet, og vi har tilegnet oss en helhetlig bedre forståelse for betongfaget.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår hovedveileder, professor Terje Kanstad, for hans engasjement og faglige bistand. Dette gjelder også Håvard Johansen og Thomas Reed ved Statens vegvesen, som har bidratt med nyttige råd og hjelp med NovaFrame. Vi vil også vise vår takknemlighet til førsteamanuensis Daniel Cantero for gode innspill og arrangement av befaring, samt byggeleder Sjur Lauvdal ved Statens vegvesen som viste oss rundt på Osstrupen bru.

Trondheim, 11. juni 2018



Lasse Hangaard



Marius Aasheim

Sammendrag

Det registreres stadig flere betongbruer i Norge fra 1970-, 1980- og 1990-tallet med omfattende korrosjonskader, og lavt overdekningskrav på denne tiden nevnes som den største årsaken. I etteroppspente betongbruer er det vanskelig å inspisere spennsystemet visuelt fordi kablene er innstøpt i massiv betong, og de ikke-destruktive måtene som finnes er lite brukt grunnet manglende kunnskap og retningslinjer. Tilstanden til spennkablene er derfor ukjent i en rekke eksisterende bruer i Norge.

Hensikten med oppgaven er å undersøke hvilke konsekvenser korrosjon og kabelbrudd på spennsystemet medfører, om det vil oppstå synlige tegn i form av opprissing og i hvilke snitt det er mest sannsynlig og mest kritisk at spennarmeringsarealet reduseres. Osstrupen bru, ei fritt frambyggbru i Flora kommune, har i denne oppgaven blitt modellert med programmet NovaFrame. Resultatene fra modellen er verifisert, og det er gjennomført kapasitetskontroller i brudd- og bruksgrensetilstand som vurderer bruas tilstand. Kapasiteten til Osstrupen bru er tilstrekkelig etter beregninger i bruddgrensetilstand, og utnyttelsesgraden for momentet er på 87 - 94 % . Fra spenningskontroll i bruksgrensetilstand vil konstruksjonen risse opp mot landkarene hvis trafikklast inkluderes, og utnyttelsesgraden ligger på 87-101 % for de fleste beregnede snitt. Det har også blitt gjennomført tilstandsvurdering av brua basert på inspeksjoner av Statens vegvesen og egen befarung i mai 2018.

Videre er det utført beregninger der forskjellig antall spennkabler i brua fjernes for å simulere korrosjonsskade på spennsystemet. I bruddgrensetilstanden analyseres et kritisk antall kabelbrudd som medfører overskridelse av momentkapasiteten. I bruksgrensetilstanden er det utført spenningsberegninger der antall kabelbrudd som fører til opprissing av tverrsnittet undersøkes, og hvor store disse rissene kan forventes å være. Fra analyse i bruddgrensetilstanden er momentkapasiteten så vidt tilstrekkelig ved tre kabelbrudd, og mulighet for kollaps er tilstede ved reduksjon av fire spennkabler. Det største tverrsnittet mellom landkar og kragearm er med andre ord avhengig av at 38 av 42 spennkabler er inntakte, og tåler ikke en reduksjon av 10 % av totalt spennarmeringsareal. Spenningsberegninger i bruksgrensetilstand viser at alle tverrsnitt vil risse opp ved maksimalt fire kabelbrudd, og verifiser at det er mulig å oppdage synlige riss før den kritiske momentkapasiteten overskrides. Rissviddene når momentkapasiteten overskrides er beregnet til 0,3-0,6 mm, og forventes å oppstå som større rissmønstre i overkant av bruplaten.

Hvis tilstanden til spennsystemet i Osstrupen bru skal inspiseres, enten ved ikke-destruktive metoder eller ved fjerning av overliggende betong, bør følgende snitt prioriteres: De fem forankringssonene i begge landkar, ved tverrskott og mot feltmidte der det kun finnes fire spennkabler. I tillegg bør det vurderes å sjekke spennarmeringen der det er registrert betongskader i brudekket, siden kabelrørene til spennarmeringen i disse område vil ha lav overdekning og det er påvist kritisk kloridinnhold ved denne dybden. Det er også økt fare for kloridinntrengning i støpeskjøtene slik at pittingkorrosjon på kabelrørene kan forekomme.

Nøkkelord: Korrosjon på spennarmering, kabelbrudd, fritt frambygg, eksisterende betongbru, kapasitetskontroll

Abstract

An increasing number of concrete bridges in Norway constructed from the 1970s, 80s and 90s are showing comprehensive signs of damage due to corrosion. The guidelines about concrete cover was insufficient in this period and therefore addressed as the main reason of corrosion in steel reinforcement. Visual inspection of the tendons in post-tensioned concrete bridges is demanding because the cable ducts are covered with concrete, and available non-destructive methods are barely used due to lack of knowledge and guidelines. The condition of the prestressing system is therefore unknown in the majority of existing concrete bridges in Norway.

The scope of this Master thesis is to evaluate the consequence of corrosion and fractures in the strands, determine where it is most likely and most critical that corrosion could occur, and what visual signs in the structure that can be expected. A numerical model of Osstrupen bridge, a cantilever bridge in Flora kommune, has been analysed with the finite element software Nova-Frame. The obtained results from the software are verified and controlled for Ultimate Limit State capacities and Service Limit State stresses. The capacity of Osstrupen bridge is sufficient in the Ultimate Limit State with utilization of moment 87 – 94 %. In the Service Limit State the cross-sections closest to abutments will crack if traffic loads are included, and crack utilization 87 - 101 % in remaining parts of the bridge. Furthermore, the state of the bridge is presented based on personal inspection and reports by the Norwegian Public Roads Administration.

The total amount of tendons is modified by hand-calculations to simulate corrosion. Maximum reduction of tendons due to moment capacity is analysed in the Ultimate Limit State, and studies regarding Service Limit State tensile stresses in the concrete with respect to cracking. It is calculated that the moment capacity is barely sufficient when three tendons is removed, and the bridge could collapse if four cables are broken. In other words, the cross-section nearest to the abutments has to keep 38 of 42 tendons intact and could not resist 10 % loss of total prestressing-area. Stress analyses shows that the bridge will crack before four cables fractures and verifies that it is possible to discover cracks before the moment capacity is exceeded. The cracks when the moment capacity is exceeded is calculated to 0,3-0,6 mm and is expected to occur on the upper side of the bridge.

If the state of the prestressing in Osstrupen bridge should be investigated, either by non-destructive methods or removing the concrete above cable ducts, the following positions should be prioritized: Anchoring zones in abutments due to high density of tendons, cross-sections close to abutment and near midspan. Furthermore, the cable ducts are more exposed to corrosion in positions where the bridge deck is damaged, due to low concrete cover and measurements of critical chloride level in these depths. Casting joints in cantilever bridges is a weak part with respect to penetration of chlorides, and cable ducts passing through casting joints could have pitting corrosion.

Keywords: Corrosion in prestressed concrete, fracture of tendons, existing cantilever bridge, capacity verification

Innhold

Forord	i
Sammendrag	III
Abstract	IX
Forkortelser	X
1 Innledning	1
2 Regelverk	5
2.1 Standarder	5
2.2 Håndbøker	6
2.2.1 Bruprosjektering	6
2.2.2 Bruklassifisering	6
2.2.3 Bruinspeksjon	6
3 Fritt frambyggbruer	7
3.1 Byggefase	8
3.2 Ferdigtilstand	9
4 Armeringskorrosjon	11
4.1 Kjemisk prosess	11
4.2 Karbonatisering	12
4.3 Kloridinntregning	14
4.4 Korrosjon på etteroppspent armering	15
4.5 Tiltak	17
5 Beregningsgrunnlag	19
5.1 Bakgrunn	19
5.2 Geometri	20
5.3 Statisk system	20
5.4 Materialer	21
5.4.1 Betong	21
5.4.2 Slakkarmering	22
5.4.3 Spennarmering	23
5.5 Fjellforankring	24
5.6 Byggeprosess	24
5.7 Overdekning	25

6	Tilstandsbeskrivelse	29
6.1	Tilstandsvurdering	32
6.1.1	Brudekket	32
6.1.2	Landkar	34
6.1.3	Inne i kassetverrsnitt	36
6.1.4	Fjellforankring	40
6.1.5	Ledd	42
6.2	Kloridmålinger	44
6.3	Nedbøyning	47
6.4	Reparasjon 2017-2018	48
7	Laster og lastkombinasjoner	49
7.1	Permanente laster	49
7.1.1	Egenvekt	49
7.2	Variable laster	50
7.2.1	Trafikklast	50
7.2.2	Vindlast	53
7.2.3	Termisk påvirkning	54
7.3	Deformasjonslaster	57
7.3.1	Kryp	57
7.3.2	Svinn	59
7.4	Forspenning	60
7.4.1	Tap av spennkraft	61
7.5	Ulykkeslaster	63
7.6	Grensetilstand og lastkombinasjoner	63
7.6.1	Bruddgrensetilstand	63
7.6.2	Bruksgrensetilstand	64
8	Modellering i NovaFrame	67
8.1	Om NovaFrame	67
8.2	Referanselinjer og akser	68
8.3	Noder og elementer	68
8.4	Randbetingelser	69
8.5	Tverrsnitt	70
8.6	Betong	71
8.7	Spennkabler	72
8.7.1	Kabelføring	72
8.7.2	Oppspenningskraft	73
8.7.3	Tap av spennkraft	73
8.8	Laster	75
8.8.1	Egenvekt	75
8.8.2	Trafikklast	75
8.8.3	Vindlast	76
8.8.4	Temperaturlast	77
8.8.5	Kryp	77
8.8.6	Svinn	78
8.9	Lastkombinasjon	78

9	Verifikasjon av modellen	81
9.1	Verifikasjon av tverrsnitt	81
9.2	Verifikasjon av egenlast	83
9.3	Verifikasjon av spennkraft	85
10	Bruddgrensetilstand	87
10.1	Bakgrunnsteori	87
10.2	Diagrammer	88
10.3	Beregninger	89
10.3.1	Aksialkraftkapasitet	90
10.3.2	Momentkapasitet	91
10.3.3	Skjærkapasitet	94
11	Brukgrensetilstand	95
11.1	Bakgrunnsteori	95
11.1.1	Spenningsbegrensninger	97
11.1.2	Rissviddebegrensninger	98
11.1.3	Nedbøyningbegrensninger	99
11.1.4	Rissmoment og risslast	100
11.2	Diagrammer	100
11.3	Beregninger	101
11.3.1	Kontroll av spenninger Stadium I	102
11.3.2	Kontroll av rissmoment	103
11.3.3	Kontroll av spenninger Stadium II	105
11.3.4	Kontroll av rissvidder	108
12	Korrosjon på spennarmering	109
12.1	Bruddgrensetilstand	109
12.2	Brukgrensetilstand	111
12.2.1	Rissmoment	112
12.2.2	Spenninger i Stadium II	115
12.2.3	Rissvidder når momentkapasiteten overskrides	117
13	Oppsummering og konklusjon	119
	Referanser	123
	Vedlegg	125

Forkortelser

Tabell 1: Forklaring av relevante forkortelser og symboler

	Betydning
Bk	Bruksklasse
EK1	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
EK2	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
EV	Egenvekt
E-modul	Elastisitetsmodul
FFB	Fritt frambyggbru
Ks	Kamstål
KSR	Kryp, svinn og relaksasjon
M_{Ed}	Opptredende moment
M_R	Rissmoment
M_{Rd}	Momentkapasitet
NF	NovaFrame
NS 3473	NS 3473:2003 Prosjektering av betongkonstruksjoner
N400	Håndbok N400 Bruprosjektering
RH	Relativ luftfuktighet
R412	Håndbok R412 Bruklassifisering
SLS	Bruksgrensetilstand
SLSb	Bruksgrensetilstand lastkombinasjon b fra R412
SVV	Statens vegvesen
ULS	Bruddgrensetilstand
V441	Håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer
v/c	Vann/ement-forhold
AAJ	Aas-Jakobsen
W_k	Rissvidde
σ_s	Spenning i strekkarmering
σ_p	Spenning i spennkabel

Kapittel 1

Innledning

Bakgrunn

Statens vegvesen forvalter i dag omtrent 18 000 bruer, og det oppdages stadig flere eksisterende bruer i Norge med omfattende skader og behov for vedlikehold. Statens vegvesen nevner armeringskorrosjon som den største bestandighetsutfordringen for norske betongbruer. Dette ses spesielt på bruer fra 1970-, 1980- og 1990-tallet, og årsakene som nevnes er for dårlige materialkrav, for lave overdekningskrav og dårlig kontroll av utførelse [1]. Armeringskorrosjon er en kjemisk prosess som bryter ned og endrer materialkvalitetene til stålet, og kan føre til kapasitetsproblemer for brua og skade på omkringliggende betong.

En stor andel av betongbruene i Norge er konstruert med etteroppspent armering som utgjør en viktig del av bruas bæreevne. Spennkablene ligger på innsiden av kabelrør i stål injisert med betong, som igjen er støpt inn i konstruksjonen. Dette gjør det vanskelig å inspisere og vurdere tilstanden til spennkablene.

Mål og omfang

På bakgrunn av dette vil det i denne oppgaven gjennomføres studier av Osstrupen bru fra 1976 som ligger i Flora kommune. Osstrupen bru er aktuell for et slikt studie grunnet dagens tilstand med omfattende korrosjonsskader i brudekket, samt at bæresystemet i brua består av etteroppspent armering. Dette er en av de første fritt frambyggbruene i Norge og har et spenn på 198 meter. Brua består av to kragearmer som holdes oppe av landkar fylt opp med ballast og forankret til fjell. Fritt frambyggbruer fra denne tidsperioden ble ofte bygget med et ledd på midten for at konstruksjonen skulle være statisk bestemt, noe som også gjelder Osstrupen bru. Etter 42 år i tjeneste har brua sunket sammen på midten og det ble derfor igangsatt et prosjekt i 2017 for å stramme opp brua.



Figur 1.1: Osstrupen bru, mai 2018

Oppgaven består av tre hoveddeler, der det første målet er å gjennomføre kapasitetskontroller etter gjeldende regelverk for eksisterende bruer. Det andre målet omhandler tilstandsbeskrivelse og skadeomfang på bakgrunn av registreringer fra inspeksjon i databasen Brutus, ulike rapporter og egen befaring. Det siste målet er tilknyttet korrosjon på spennarmering. Her vil spennsystemet i Osstrupen bru antas å være korrosjonsskadet, og bruas kapasitet vil analyseres. I tillegg vil det undersøkes hvilke tegn som kan forventes av konstruksjonen hvis spennarmeringen har korrodert, hvordan dette kan inspiseres og hvilke snitt som er mest kritisk i forhold til kabelbrudd. Oppgaven forutsetter at leseren har forkunnskaper tilsvarende siste års byggstudenter, eller har bakgrunn som ingeniør.

Denne oppgaven vil omhandle nåværende tilstand til Osstrupen bru, slik at det pågående reparasjonsprosjekt og de konstruksjonsmessige endringene som gjøres ikke vil analyseres nærmere, men kun forklares kort. Mest relevant er også kapasiteten til brua per 2018, slik at det ikke vil gjennomføres kontroller fra byggetilstanden. Brukonstruksjonen modelleres og analyseres i dataprogrammet NovaFrame. Videre vil det gjøres beregninger i brudd- og bruksgrensetilstand, først med forutsetning om at alle spennkabler er inntakte, deretter med antagelse om korrosjon og kabelbrudd. Konsekvenser for korrosjon på spennarmering omtales først generelt og knyttes deretter til Osstrupen bru. Delmål for avhandlingen vil være:

- Få bedre kunnskap om fritt frambyggbruer, hvordan disse konstruksjonene virker og hvilke beregningsmetoder som benyttes
- Innhenting av relevant informasjon om Osstrupen bru: Tegningsgrunnlag, beregningsgrunnlag, inspeksjonslogg og relevante rapporter

-
- Litteraturstudie av gamle standarder og regelverk
 - Tilegne grunnleggende kunnskap om korrosjon og korrosjon på etteroppspent armering
 - Modellering av Osstrupen bru på bakgrunn av geometri, randbetingelser og aktuelle laster
 - Utføre relevante beregninger knyttet til oppgavens formål

Organisering og oppbygging

Oppgaven er bygd opp av 13 kapitler der det er forsøkt å ha en forståelig og naturlig rekkefølge på kapitlene, basert på hvordan oppgavens forløp har vært underveis.

Kapittel 2 forklarer hvilke regelverk og standarder som er brukt i oppgaven, samt aktuelle håndbøker fra Statens vegvesen.

Kapittel 3 presenterer relevant teori om fritt frambyggbruer, og *Kapittel 4* omhandler teori om korrosjon generelt samt korrosjonsskade på spennarmering.

Kapittel 5 viser beregningsgrunnlaget som ligger til grunn for analysen av Osstrupen bru, og *Kapittel 6* er tilstandsbeskrivelse som baseres på inspeksjoner fra Statens vegvesen, ulike rapporter og egen befarings.

Kapittel 7 presenterer teori om relevante laster og lastkombinasjoner, før det i *Kapittel 8* beskrives hvordan Osstrupen bru har blitt modellert i NovaFrame. Forskjellige resultater fra NovaFrame blir verifisert i *Kapittel 9*.

Kapittel 10 og *Kapittel 11* inneholder kapasitetskontroller for henholdsvis brudd- og bruksgrensetilstand, med forutsetning om at spennsystemet er inntakt. Her vil også resultatene fra NovaFrame legges frem som diagrammer.

Til slutt vil kapasiteten til brua kontrolleres med hensyn til korrosjonsskade på spennsystemet i *Kapittel 12*, både for brudd- og bruksgrensetilstand. Her vil kritisk verdi i forhold til antall kabelbrudd analyseres, både i forhold til momentkapasitet, opprissing av konstruksjonen og størrelse på rissene. *Kapittel 13* vil være oppsummering og endelig konklusjon av arbeidet.

Analyseverktøy

NovaFrame brukes for å modellere Osstrupen bru og analysere bruas respons påkjent av ulike lastkombinasjoner. Dette verktøyet er basert på elementmetoden ved bruk av romlige bjelkeelementer etter tradisjonell bjelket teori.

MathCad brukes som innføringsverktøy for å presentere aktuelle håndberegninger som er utført.

Microsoft Excel brukes for å behandle større datamengder fra NovaFrame og for å lage forskjellige grafer til bruk i oppgaven.

Kapittel 2

Regelverk

Dette kapitlet omhandler regelverk, standarder og håndbøker som er aktuelle for oppgaven.

Den overordnende loven heter plan- og bygningsloven og gjelder all arealforvaltning og byggevirkksomhet i Norge. Videre er det byggherreforskriften som skal ta hensyn til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) under planlegging, prosjektering og utførelse av bygge- og anleggsarbeider. Deretter kommer Norsk Standard (NS) som inneholder regler og standarder for produkter, prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner. I tillegg har Statens vegvesen utviklet egne håndbøker.



Figur 2.1: Lover og regelverk

2.1 Standarder

Denne oppgaven omhandler en eksisterende bru som stod ferdig i 1976 og dimensjoneringsgrunnlaget baseres dermed på eldre standarder. Dimensjoneringsgrunnlaget for denne oppgaven

er basert på 6.utgave av NS 3473, grunnet kjennskap til eldre utgaver av standarden er på vei ut og analyseprogrammet som brukes i oppgaven tar utgangspunkt i denne versjonen. Denne standarden fastlegger regler for prosjektering av betongkonstruksjoner. NS 3473 var gjeldende dimensjoneringsstandard for betong i Norge fra 1973 til Norsk standard ble byttet ut med Eurokoder i 2010. Det har også blitt brukt Eurokode 2, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, prosjektering av betongkonstruksjoner der det har vært mangelfull informasjon eller at temaet ikke har vært beskrevet i NS 3473:2003. For vindberegninger har det blitt brukt Eurokode 1, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

2.2 Håndbøker

Håndbøkene til Statens vegvesen blir utgitt på to nivåer:

Nivå 1: Normaler og retningslinjer

Nivå 2: Veiledninger

De viktigste håndbøkene og kravdokumentene ligger i nivå 1. I nivå 2 ligger hjelpedokumenter som understøtter normalene og retningslinjene, samtidig som den går mer i detalj hvordan kravdokumentene kan brukes.

2.2.1 Bruprosjektering

Håndbok N400 Bruprosjektering [2] supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser og inneholder krav til blant annet pålitelighet, bestandighet og bæreevne for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner.

2.2.2 Bruklassifisering

Håndbok R412 [3] inneholder lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier. Den angir hvilke lasttilfeller eksisterende bruer skal kontrolleres for ved hjelp av tegninger, tidligere beregninger, materialkapasiteter og tilstand.

2.2.3 Bruinspeksjon

Håndbok V441 [4] inneholder krav om at det skal gjennomføres rutinemessige inspeksjoner av alle bruer. Hensikten med inspeksjonshåndboka er at den skal gi en veiledning slik at bruene blir inspisert på en forsvarlig og ensartet måte i hele landet.

Kapittel 3

Fritt frambyggbruer

Fritt frambygg (FFB) bruer er en brutype som har lang tradisjon i Norge. Denne brutypen egner seg best når spennvidden ligger mellom 100-400 meter [5]. Den første FFB-brua i Norge var Tromsøbrua og ble åpnet i 1960. Typisk karakteristikk av FFB-bruer er den varierende tverrsnittshøyden, der brubjelken er på det høyeste over søylene og ved landkar [6]. Tidligere var det vanlig å innføre et ledd ved spennmidte slik at brua ville opptre som en statisk bestemt konstruksjon. Årsaken til dette var at brua ble mindre kompleks å beregne samtidig som det ikke ville oppstå tvangskrefter. En av erfaringene med denne konstruksjonstypen er lokal nedbøyning ved leddet, slik at man idag har gått bort fra denne konstruksjonsmåten. Tidligere var det også vanlig å fjerne hele eller deler av undergurten mot enden av kragearmen for å spare egenvekt. Med dagens teknologi og avanserte analyseverktøy konstrueres brua kontinuerlig med hel kasse i hele brulengden [5].

For at brua skal ha et lett og harmonisk uttrykk bør søylehøyden stå i stil til spennvidden. Hvis lave søyler kombineres med lang spennvidde, vil brua ofte få et tungt og massivt utseende. Valg av type søyler er avgjørende for brua, da søylene i prinsipp er den eneste avstivinga av brua i byggetilstand [5]. Mindre FFB-bruer kan konstrues uten søyler der egenvekten av kragearmene føres inn til landkarene. I slike tilfeller er det viktig at landkarene fungerer som ballastkasser og sikrer stabilitet for hele brua, da vekten av kragearmen vil prøve å løfte landkaret fra underlaget før sammenkobling. For å forhindre oppløft fylles landkaret med fyllmasser og forankres til fjell.



Figur 3.1: Raftsundet bru [5]

3.1 Byggefase

Under utbygging av FFB-bruer må søylene eller landkarene være dimensjonert for lastvirkninger som oppstår i denne fasen, spesielt egenvekt og dynamisk vindlast [5]. Søylene på en FFB-bru kan bygges med klatreforskaling over fundament, og søylehode bygges ved hjelp av stillas som er festet til toppen av søylene. Stillaset kan festes til søylen ved hjelp av stag, slik at all bæring foregår ved friksjon mellom betongsøyle og stålkonsoller [5]. Kragearmene bygges balansert og seksjonsvis ut i fra søylehode, eventuelt ut i fra landkar hvis søyler ikke benyttes. Siden tversnittet på FFB-bruer varierer i lengderetningen, må forskalingen tilpasses etter hver seksjon. Det benyttes forskalingsvogner som bygges inn med telt i hver ende av kragearmen, slik at vognene sikrer gode arbeids- og støpeforhold året rundt. Forskalingsvognen bærer seksjonen mens den konstrueres, og kjøres frem når betongen har herdet og spennkablene er oppspent [6].



Figur 3.2: Balansert utbygging med forskalingsvogner [5]

Typiske arbeidsoperasjoner for en seksjon vil være følgende [6]:

1. Armering av undergurt, steg og bruplate.
2. Montering av rør og forankringer for spennarmering.
3. Støp og avretting av undergurt, steg og bruplate.
4. Forankring og oppspenning av spennkabler.
5. Framkjøring av vogn og klargjøring for bygging av neste seksjon.

Ferdigstillelse av en seksjon vil ofte ta omtrent én uke, avhengig av dimensjonene på tversnittet og lengde på seksjonen. En av utfordringene med FFB-bruer er at søylene og brubanen er relativt myke [5]. Det er derfor nødvendig å utføre byggingen med overhøyder, slik at den ferdige brua skal oppnå ønsket geometri. For å oppnå riktig geometri vil det være svært viktig å kontrollere nedbøyningen nøye i byggefasen. Siden støpeseksjonene på kragearmene ikke støpes

helt samtidig, vil det kunne oppstå skjevbelastning på søylene. I tillegg vil ulike støp skape forskjellig kryp som vil kunne resultere i ytterligere skjevbelastning på søylene. Det kan derfor være aktuelt å støpe ulike deler av tverrsnittet vekselvis på hver side av søylen.

3.2 Ferdigtilstand

Når kragearmene nærmer seg sammenkobling fjernes den ene av forskalingsvognene. Den gjenstående forskalingsvognen vil da være tilkoblet begge kragearmene og sikre at tilsiktet geometri oppnås. Det kan i denne fasen være nødvendig med jekking for å skyve kragearmene fra hverandre, eller for å justere ulike høyder.



Figur 3.3: Snart sammenkobling [5]

Når brua kobles sammen vil hele konstruksjonen virke som en enhet og være statisk ubestemt. Det er da viktig at søylene er duktile nok, slik at de kan tåle de deformasjoner som kommer fra forspenning, kryp, svinn og temperatur. Med andre ord ønskes robuste og kraftige søyler i byggefasen, og mer duktile og mykere søyler i ferdigtilstanden [5]. Hvis det viser seg å være utfordrende å finne et søylekonsept som har passende egenskaper både i byggefase og ferdigtilstand, kan det være aktuelt å innføre glidelager mellom søyletopp og brukasse. Hvis denne løsningen benyttes må det sikres midlertidig fastholdelse i byggefasen som senere fjernes for å gi bevegelsesfrihet med tanke på kryp, svinn og temperatur [5]. I ferdigtilstand kan brua utsettes for følgende laster som kombineres for å finne den ugunstigste belastningen:

- Fjerning av forskalingsvogn fra sammenkobling
- Superegenvekt som kan inkludere egenvekt, slitelag, kantbjelker og rekkverk
- Tvangskrefter fra kryp, svinn og relaksasjon (KSR)
- Jevn temperaturforskjell og forskjellig temperaturgradient over tverrsnittet
- Trafikklast
- Dynamisk vind
- Jordskjelv

Kapittel 4

Armeringskorrosjon

Akkurat som alle andre bygningsmaterialer blir betongen brutt ned med tiden. Det kan være ulike årsaker til dette, men den nedbrytningsmekanismen som påfører mest skade på brukonstruksjoner i Norge er armeringskorrosjon [7]. Siden denne oppgaven omhandler korrosjon på spennarmering er dette den eneste nedbrytningsmekanismen som presenteres. Årsakene til armeringskorrosjon kan blant annet være mangelfull utførelse, feil materialbruk, karbonatisering eller inntrenging av klorider i betongen [7]. I 1994 utga Vegdirektoratet Intern rapport nr. 1731, som har begrenset korrosjonsskader på nye brukonstruksjoner i betong. Her nevnes tilstrekkelig overdekning som det viktigste tiltaket for å unngå armeringskorrosjon [8]. Når armeringen i betongen korroderer, vil materialegenskapene og kvaliteten til stålet endres. Armeringen kan blant annet få et volum så stort som fem til sju ganger større enn originalstørrelse som vil føre til at heften mellom armeringen og betongen øker helt til trykket blir for stort. Da kan betongen sprekke opp og få avskalling slik at stålet blottlegges. I verste fall vil ikke armeringen lenger ha nok kapasitet til å motstå opptredende strekkreftene og kan føre til kollaps av konstruksjonen. Dette kapitlet vil beskrive hvorfor korrosjon oppstår, hvilke tiltak som kan gjøres for å motvirke armeringskorrosjon, og hvilke konsekvenser korrosjon på spennarmering kan medføre.

4.1 Kjemisk prosess

Innholdet av kalsiumhydroksid og oppløst natrium- og kaliumhydroksid i sementen, gjør at betongen er sterkt alkalisk med pH 12,6-14 [7]. Den høye pH-verdien fra betongen skaper en beskyttende oksydfilm rundt ståloverflaten, og forhindrer korrosjon i armeringen. Oksydfilmen kan brytes ned på to måter og dermed forårsake korrosjon, enten ved karbonatisering eller ved høyt kloridinnhold i betongen. Tiden det tar før oksydfilmen er brutt ned kalles initieringsperioden, men selve skadeutviklingen kalles korrosjonsperioden.

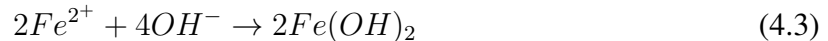
For at armeringsstålet eller spennkablene skal starte en korrosjonsprosess, må det alltid være minst en anode og en katode som er forbundet metallisk og omgitt av en elektrisk ledende væske i form av porevannet i betongen [7]. Korrosjonsprosessen starter med en anodisk reaksjon som oppstår når pH-nivået i betongen er mindre enn 12-13 og jernet kommer i kontakt med vann og frigir elektroner som vist i likning 4.1:



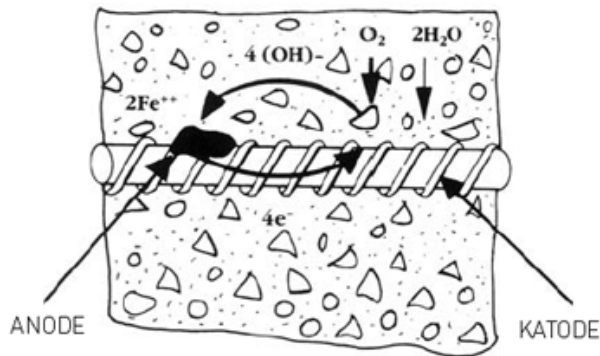
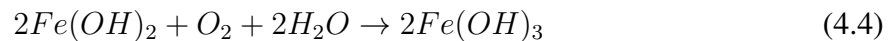
De frigitte elektronene vil forflytte seg gjennom den elektrisk ledende armeringen og ved kontakt med vann og oksygen vil det skje en katodisk reaksjon der hydroksid blir dannet:



Videre vil jernionene fra anodereaksjonen reagere med hydroksid i katodereaksjonen og danne jern(II)hydroksid:



Til slutt vil jern(II)hydroksid reagere med oksygen og vann, og den brune fargen best kjent som rust vil utvikles:

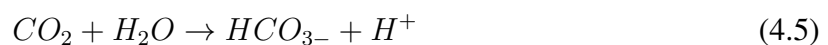


Figur 4.1: Kjemisk fremstilling av korrosjon [7]

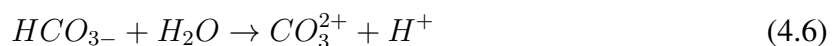
Figur 4.1 viser korrosjonsprosessen som beskrevet ovenfor. Som beskrevet i likningene er korrosjonsprosessen avhengig av vann, oksygen og lav pH slik at anode- og katodereaksjonen settes igang.

4.2 Karbonatisering

Karbonatisering er en prosess som oppstår når betongen er i kontakt med luft. Luft som inneholder 0,04 % karbondioksid (CO_2) kan diffundere inn i betongen. Hvis denne kjemiske reaksjonen oppstår vil porevannet i betongen reagere med karbondioksid og danne hydrogenkarbonat og hydrogen [9]:



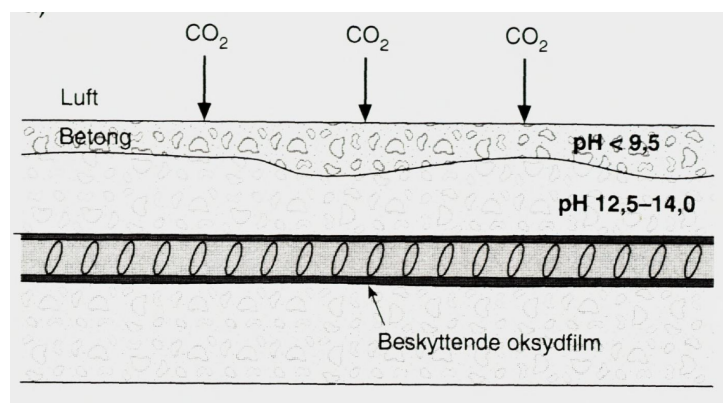
Hydrogenkarbonatet vil igjen reagere med vannet og danne karbonat og hydrogen:



Siden karbondioksid i betongen danner hydrogen og karbonat vil disse reagere med henholdsvis hydroksid og kalsium som finnes i porevannet. Ved reaksjonene vil disse danne vann og kalsiumkarbonat:



Siden kalsiumkarbonat har blitt dannet kalles denne prosessen for karbonatisering. Denne prosessen vil redusere pH-nivået i betongen til omtrent 9,5 [9]. Karbonatiseringen starter ved betongoverflaten og vil med tiden trekkes innover i betongtverrsnittet og kan til slutt nå armeringen. Siden betongen har lav pH vil den bryte ned oksydfilmen som omkranser armeringen. Karbonatiseringsprosessen er vist i figur 4.2



Figur 4.2: Karbonatisering [7]

Karbonatiseringsprosessen gir betongen en liten fasthetsøkning ved at betongen blir tettere og mer kompakt. Betongen får en liten volumreduksjon, og denne reduksjonen kan føre til små rissdannelser som gir et uregelmessig mønster i betongoverflaten. Dette kalles for karbonatiseringssvinn, og er i samme størrelsesorden som uttørkingssvinn [7].

Armeringsstål som ligger i karbonatisert betong, vil kunne korrodere hvis forholdene legger til rette for det. Som forklart tidligere, må armeringen ha tilgang på både oksygen og vann for å starte korrosjonsprosessen. Dette betyr at armeringen ikke vil korrodere i tørre betongkonstruksjoner, eller i vannmettet betong. Derimot er forholdene ideelle i konstruksjoner utendørs, der den relative luftfuktigheten er høy og tilgangen på oksygen rikelig. Karbonatiseringshastigheten er størst ved RH 40 - 60 % [7]. Armering som korroderer på grunn av karbonatisering, vil ofte være angrepet i større områder og ha et jevnt rustutslag.

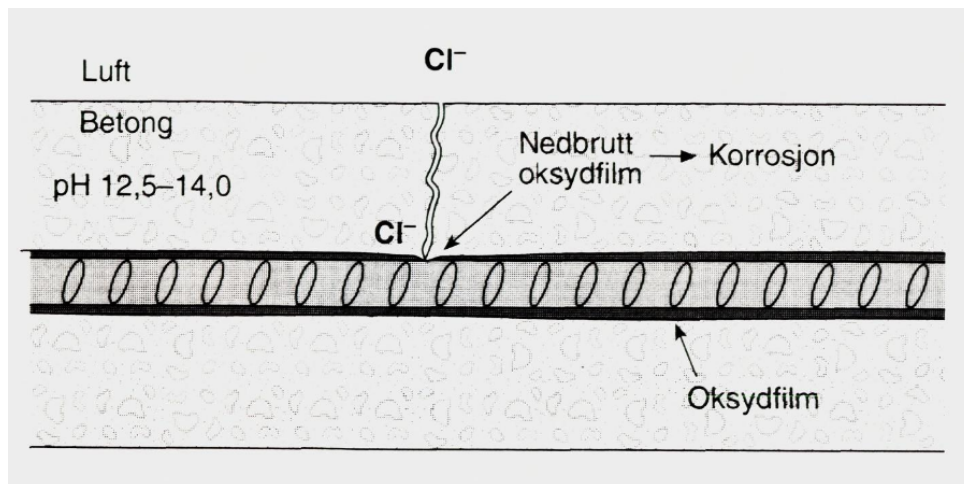
Ulike faktorer som påvirker karbonatiseringsprosessen og tiden det tar før karbonatiseringsprosessen når armeringen, er:

- Tykkelse på overdekning
- Masseforholdet i betongen
- Rissdannelser
- Miljøomgivelser (RH)

4.3 Kloridinntregning

Hvis salter trenger inn i betongen og når armeringen, vil dette som oftest resultere i armeringskorrosjon [7]. Disse kan enten tilføres betongen underveis i brukstiden eller være der allerede fra byggetiden. Klorider som tilføres i brukstiden kan stamme fra for eksempel veisalt og sjøsprut. Klorider som er tilført under produksjon kan komme fra sement, silika, flyveaske, tilslag og vann [7]. Disse blir imidlertid blandet ut jevnt i betongen, og mesteparten blir bundet opp kjemisk i sementen slik at det er de fri kloridionene i porevannet som utgjør en fare for korrosjon.

Kloridinitiert korrosjon vil utvikle seg raskere enn korrosjon initiert av karbonatisering. En annen viktig forskjell er at denne type korrosjon ofte opptrer mer lokalt, der oksydfilmen kun blir brutt ned på et lite område, slik som på figur 4.3. Denne type korrosjon blir ofte kalt pittingkorrosjon eller groptæring. Armeringstverrsnittet kan da reduseres kraftig i det snittet hvor oksydfilmen er brutt ned og kan være kritisk for konstruksjonens bæreevne. I slike tilfeller vil heller ikke volumutvidelsen være like stor som for karbonatisering, og det kan gå lang tid før det utvikles riss på betongoverflaten som kan indikere korrosjon.



Figur 4.3: Kloridinntregning [7]

Ulike faktorer som påvirker kloridprosessen og tiden det tar før kloridprosessen når armeringen, er:

- Diffusjonshastigheten/kapillærsugehastigheten til betongen
- Binding av klorider i betongen
- Kritisk kloridnivå
- Overdekning

Diffusjonshastigheten avhenger av masseforholdet til betongen. Et lavt masseforhold vil gi lav kapillær porøsitet, og klorider vil trenge inn i betongen langsommere. Det er også en mulighet med tilsetningsstoffer som for eksempel pozzolane som gjør betongen tettere og dermed reduserer hastigheten på kloridinntregningen [10].

Binding av klorider avhenger av hvor mye trikalsiumaluminat (C_3A) sementen inneholder, fordi

det er dette stoffet kloridene bindes til kjemisk. Hvis sementen inneholder lite C_3A kan en større andel av kloridene opptre som fri kloridioner i porevannet [7].

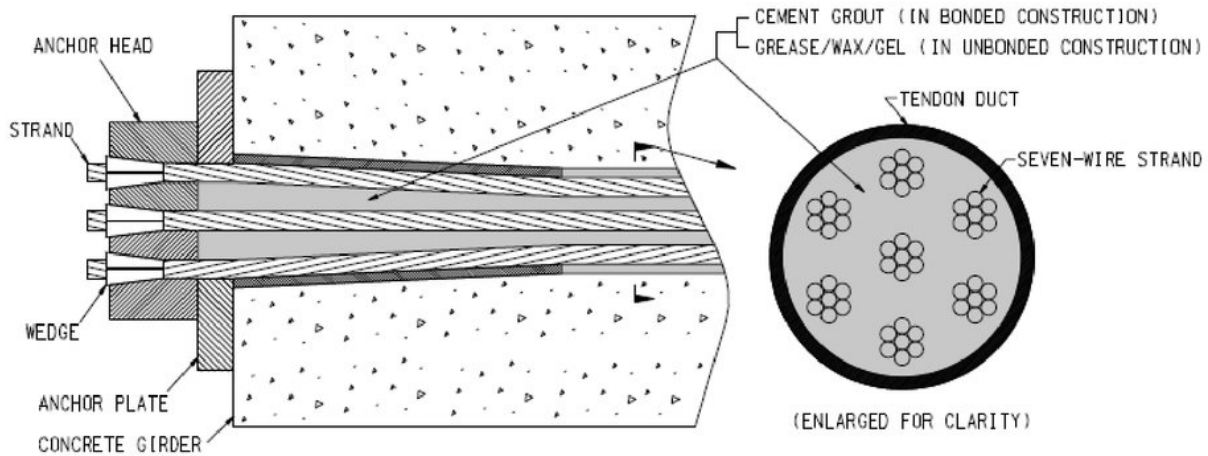
Det kritiske kloridnivået varierer fra konstruksjon til konstruksjon, og har ingen fast verdi. I følge Statens vegvesen håndbok V441 regnes den kritiske verdien til å være på 0,4 % av sementinnholdet i betongen [4], men fra erfaring har Statens vegvesen oppdaget at kloridinnholdet kan være mye større enn den kritiske verdien uten at det har oppstått skadelig armeringskorrosjon. 0,4 % grensen nevnes også av Sintef som en nedre grenseverdi for korrosjonsdannelse og kan ses i tabell 4.1. Årsaken til at kloridinnholdet i sementen kan variere såpass mye før det oppstår korrosjonsfare skyldes flere ulike faktorer. Disse faktorene kan være vanninnhold i betongen, elektrisk motstand, sementtype, fuktinnhold og temperatur [7]. En undersjøisk konstruksjon kan inneholde mye klorider uten at det oppstår korrosjon fordi tilgangen på oksygen er lav. Siden kloridnivået kan variere såpass mye før det fører til korrosjon må den kritiske grensen for kloridinnholdet vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Tabell 4.1: Veiledende kritiske grenseverdier for kloridinnhold [11]

Kloridinnhold i % Cl^- av sementmengden	Sannsynlighet for korrosjon
Under	Neglisjerbar
0.4	Mulig
0.4 - 1.0	Meget sannsynlig
1.0 - 2.0	Sikker
Over	
2.0	

4.4 Korrosjon på etteroppspent armering

Noe av fokuset i denne oppgaven er å undersøke hvilke snitt i brua det er størst sannsynlighet for korrosjonsdannelse på spennarmeringen, og hvilke teknikker som kan brukes for å avdekke korrosjon. Når det gjelder korrosjon på spennarmeringen er det flere faktorer som kan påvirke denne prosessen. Spennkablene i etteroppspente betongbruer er innstøpt i konstruksjonen og ligger i kabelrør som er injisert med sementmørtel som skal bidra til heftforbindelse mellom spennarmeringen og injiseringsmassen. Et generelt tverrsnitt av en spennkabel er vist i figur 4.4. Siden kabelrørene er støpt inn i resten av konstruksjonen vil dette bidra til kraftoverføring fra spennkablene til brua. Injiseringmassen har også en viktig oppgave i form av korrosjonsbeskyttelse for spennkablene.



Figur 4.4: Generelt tverrsnitt av injisert spennkabel [12]

Dårlig injisering eller dårlig injiseringsmørtel kan være årsaker til korrosjonsdannelse. Hvis mørtelen er av dårlig kvalitet eller injiseringen ikke er kompakt og kontinuerlig kan dette skape luftlommer i kabelrøret. For en del bruer er spennsystemet parabelformet i lengderetning og hvis injiseringen ikke er fylt opp ordentlig i kabelrøret kan det føre til vannutskilling. Injiseringmørtelen vil da renne til lavbrekk over tid og vil skape luftlommer i høybrekk. Ved at det oppstår luftlommer i kabelrøret vil det legge til rette for korrosjonsdannelse på spennkablene. Videre kan injiseringsmørtelen være tilsatt klorider fra utførelsen slik at kloridindusert korrosjon som beskrevet ovenfor kan utvikles. I FFB-bruer er det også noen svake områder med tanke på vanninntregning, der forankringslommer, fuge, ledd og støpeskjøter kan nevnes som ekstra utsatt.

Fenomenet spenningskorrosjon kan oppstå i spennarmeringen siden kablene er utsatt for store strekkspenninger over lengre tid [13]. Ved spenningskorrosjon vil korrosjonsprosessen ofte utvikles raskere enn ved normal korrosjon. Korrosjonsretningen vil vokse vinkelrett på spenningsretningen, som for spennkabler vil være i vertikal retning. Hastighet på korrosjonsutviklingen er både avhengig av spenningen og det kjemiske miljøet i betongen [14]. Hvis det oppstår pittingkorrosjon på spennarmeringen vil det skapes spenningskonsentrasjon i gropene og grop-tæringen kan utvikles hurtigere. Spenningskorrosjon kan føre til plastiske deformasjoner som gjør at stålets evne til å reparere oksydfilmen forsvinner, og stålet vil da være ubeskyttet mot ytterligere karbonatisering eller kloridinntregning fra betongen [15].

Hvis det oppstår kabelbrudd grunnet korrosjon vil tverrsnittet få redusert kapasitet lokalt, men spennkabelen kan oppnå heft i en avstand x fra bruddposisjonen. Det ville vært interessant å undersøke dette fenomenet, og videre beregne avstanden før kabelen blir forankret på ny og hvor mye spennkraften er redusert når heft reetableres. For at kabelen skal bli forankret på ny må injiseringen i kabelrøret være av god kvalitet. Denne forankringseffekten er ikke sett nærmere på i denne oppgaven.

For å kunne oppdage korrosjonsskade på spennarmeringen er det nødvendig å inspisere spennsystemet. Inspeksjonene på bruene i dag foregår uten å undersøke spennsystemets tilstand. Årsaken er at det er vanskelig å foreta en visuell inspeksjon da spennarmeringen er innstøpt i massiv betong. Det finnes ikke-destruktive teknikker (NDT) som blant annet radar, røntgen, termografering og ultralyd, men disse blir lite brukt grunnet manglende kunnskap og retnings-

linjer [16]. Disse teknikkene har også sine begrensninger når man skal undersøke korrosjon, mørteltilstand og hulrom, og det kan være vanskelig å avdekke sikre tegn på korrosjonsdannelse. Opphugging av betongen vil være en mulighet for korrosjonsbedømmelse av spennkablene, men dette vil skade konstruksjonen og gjøres kun når det er synlige og sikre tegn på korrosjonsskade på spennkablene.

4.5 Tiltak

For å motvirke korrosjon på spennarmering er det flere tiltak som kan utføres. Ett av tiltakene for å redusere karboniserings hastigheten kan være å komprimere betongen, der forskning har vist at tilsetning av pozzolaner gjør betongen tettere [7]. I brudekker der det er påvist høy kloridbelastning, spesielt brudekker uten slitelag eller fuktisolering, vil det være avgjørende å tette riss og sprekker på et tidlig stadium [7]. For å øke bestandigheten til etteroppspente betongbruer kan spennarmeringen legges i lukkede plastrør. Kabelrør av plast er lite brukt per idag, men det utføres forskning der denne muligheten analyseres. I 2015 ble det utført en masteroppgave om bestandige betongkonstruksjoner der en platebru ble dimensjonert uten slakkarmering slik at armering bestod utelukkende av spennarmering i lukkede plastrør. Det ble konkludert med at en slik løsning er gjennomførbar for visse typer bruer, men må forskes videre på før løsningen kan brukes i praksis [17]. Nedenfor oppsummeres ulike tiltak som kan motvirke karbondioksid å diffundere inn i betongen og forårsake karbonatisering, forhindre eller redusere kloridinntregning og spesielle tiltak som gjelder etteroppspent armering:

- Tilstrekkelig tykkelse på overdekning
- Tilstrekkelig fuktisolering av brudekket
- Lavt v/c-tall og komprimert betong med lite luftlommer
- Tilsetning av pozzolane tilsetningsstoffer
- Lav RF i betongen
- Begrense bruk av kloridholdig akselerator, saltvann og kloridforurenset tilslag
- Forsegle riss og sprekker i betongen
- Komprimert injisering i kabelrør
- Kabelrør av plast
- Begrense tilførsel av eksterne klorider som for eksempel veisalt

Kapittel 5

Beregningsgrunnlag

5.1 Bakgrunn

Osstrupen bru ligger i Flora kommune i Sogn og Fjordane og er i dag en del av fylkesvei 542. Brua ble åpnet i 1976 der konsulentfirmaet Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen stod for prosjekteringsgrunnlaget og Statens vegvesen var byggherre. Det er fylkeskommunen og Statens vegvesen som har ansvaret for vedlikehold av brua. Grunnlaget for modellering og beregning av Osstrupen bru baserer seg på følgende:

- Opprinnelige prosjekteringstegninger, AAJ 1974-76.
- Statiske beregninger, utført av Elljarn Asbjørn Jordet 1973-76
- Dokumentasjon fra *Materialelegenskaper og tverrsnitt*, SVV 2016
- Prosjekteringstegninger fra pågående reparasjonsprosjekt, SVV og Johs. Holt, 2017



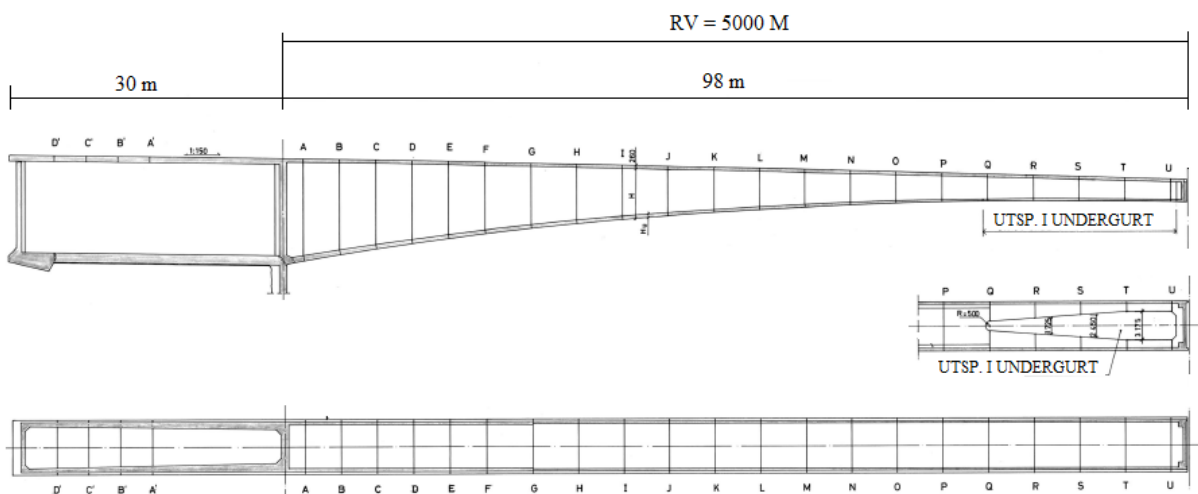
Figur 5.1: Osstrupen bru ligger innerst i Høydalsfjorden i Flora kommune

5.2 Geometri

Osstrupen bru ble bygget som en fritt frambyggbru på 258 meter med et fritt spenn på 198 meter. Brua er bygget med varierende tværsnitt, der høyden varierer fra 11,55 meter til 2,46 meter. Alle tværsnittsvariasjonene i bruas lengderetning er vist i vedlegg A. Bruas bruplate har bredde 6 meter slik at bruas får to kjørefelt med føringsbredde lik 5,4 meter. Det høyeste punktet på bruas ligger 22,61 m.o.h., og ligger ved starten av søndre landkar. Brua har helning hele veien fra søndre til nordre landkar. Søndre og nordre landkar har helning på henholdsvis 1:150 og 1:16,67 samt at selve brubanen har en vertikalkurvatur med radius lik 5000 meter.

Brudelen består av to kragearmene på 99 meter som er koblet sammen med et ledd på midten av bruas. Leddet og tilhørende bevegesfuge gjør at Osstrupen bru fungerer som en statisk bestemt konstruksjon, og bruas kan ekspandere og kontrahere i lengderetning. For å spare egenvekt er det konstruert en utsparring ytterst på begge kragearmene på omtrent 20 meter, som vist i figur 5.2. Kragearmene er koblet til landkar som har lengde 30 meter og er fylt opp med fyllmasser for å sikre ballast. I hver ende er landkarene forankret til fjell med fjellkabler for å ta opp kreftene fra kragearmene.

Videre er det bygget en pilar ved søndre landkar grunnet dårlig fjellkvalitet etter geologiske vurderinger [18]. Pilaren er rektangulær med høyde 8,4 meter og bredde 5,4 meter. Pilaren er armert kontinuerlig opp i brukassen med overlapp på minimum 1 meter, for å sikre samvirke til brukasse og overføring av krefter. Pilaren står på et fundament med høyde 1,5 meter.

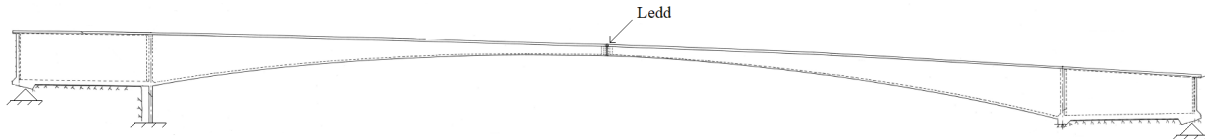


Figur 5.2: Kragearm og utsparring

5.3 Statisk system

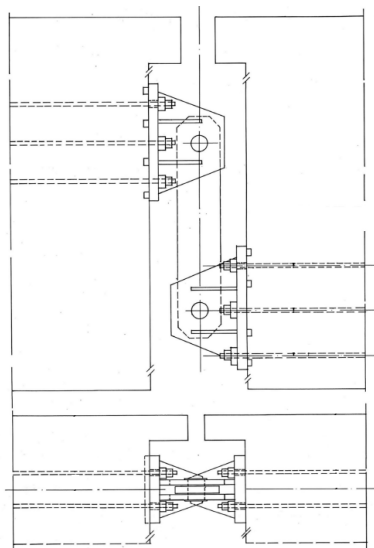
Det statiske systemet for Osstrupen bru er vist i figur 5.3. Fjellforankringen sørger for at landkarene er fastholdt mot bevegelse i lengderetning, slik at randbetingelsen betraktes som et fastlag. Videre er resten av landkar omsluttet av fjell både på underside og langs steget, og vil være fastholdt mot forskyvning i horisontalretning samt negativ vertikalretning. Det er kun fjellforankringen i enden og innvendig fyllmasser som forhindrer oppløst av landkaret.

Når det gjelder pilaren vil denne fungere som en momentstiv forbindelse til brukassen og kan overføre krefter på grunn av armeringsføringen nevnt ovenfor. Lengdearmering i pilaren er også kontinuerlig ned til fundament, slik at denne randbetingelsen betraktes som fast innspent.



Figur 5.3: Statisk system for Osstrupen bru

Leddets som sammenkobler kragearmene er vist i figur 5.4. Leddet består av to pendeler og vil tillate translasjon i lengderetning og rotasjon om tverraksen. Figuren viser kun den ene pendelen, men leddet består av to slike pendeler sett i plan. Leddet sørger for samvirke mellom kragearmene, slik at hvis brua synker sammen på midten vil kragearmene ha lik nedbøyning. Leddet vil tillate rotasjon av kragearmene og vil følgelig ikke overføre moment. I tillegg til leddet er det støpt en forbindelse mellom kragearmene som skal fastholde mot ulik bevegelse i tverretning. Denne forbindelsen vises med bilde i kapittel 6.



Figur 5.4: Oppriss og grunnriss av pendel

5.4 Materialer

5.4.1 Betong

Betongkvaliteten i brua er hentet fra tegningsgrunnlaget og er av kvalitet C40. Betongegenskapene til C40 er gitt i tabell 5.1:

Tabell 5.1: Betongegenskaper for C40

Betongkvalitet		C40
Karakteristisk terningfasthet	f_{ck}	40 MPa
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	32 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	25.2 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1.85 MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	26 500 MPa

Den dimensjonerende trykk- og strekkfastheten regnes etter R412 og NS 3473:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \quad (5.1)$$

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} \quad (5.2)$$

Materialkoeffisienten, γ_c , settes til 1,40 i bruddgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand etter tabell 4 i NS 3473.

Betongens elastisitetsmodul, E_{cm} , er oppgitt i dokumentet *Materialegenskaper og tverrsnitt* fra Statens vegvesen [19]. Elastisitetsmodulen blir regnet etter punkt 9.2.1 i NS 3473 for å verifisere den oppgitte verdien:

$$E_c = k_E \cdot (f_{cck})^{0,3} = 9500(MPa)^{0,7} \cdot (32MPa)^{0,3} = 26870MPa \quad (5.3)$$

Utregninger viser at oppgitt elastisitetsmodul fra Statens vegvesen er konservativ og vil bli brukt videre i oppgaven.

5.4.2 Slakkarmering

For å kompensere med betongens lave strekkfasthet er det lagt inn armeringsstål i betongen slik at konstruksjonen kan tåle store strekkspenninger. Armeringsstengene vil også begrense rissviddene i konstruksjonen. I Osstrupen bru er det blitt brukt kamstål(Ks) som slakkarmering. Kamstål er en type armering som består av stålstenger med kammer slik at armeringen og betong oppnår god heft. Det har blitt brukt to forskjellige kamstål, Ks 50 og Ks 40 s med dimensjoner fra 12-20 mm. Armeringsegenskapene for kamstålene er gitt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Materialegenskaper armeringsstål

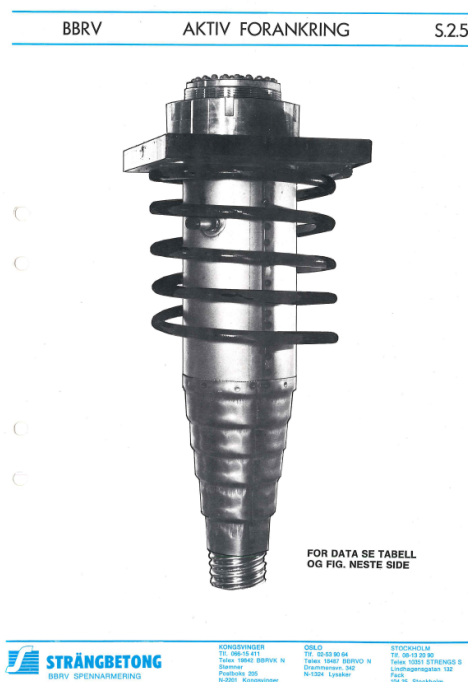
Armeringskvalitet		Ks 50	Ks 40 s
Armeringsdiameter	ϕ	12-20 mm	12-16 mm
Karakteristisk flytspenning	f_{sk}	480 MPa	400 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	210 000 MPa	210 000 MPa

Den dimensjonerende armeringsfastheten beregnes etter likning 5.4, der materialkoeffisienten γ_s , er 1,25 i bruddgrensetilstand og 1,0 i bruksgrensetilstand etter tabell 4 i NS 3473:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (5.4)$$

5.4.3 Spennarmering

Spennsystemet som er brukt i brua er av typen BBRV. BBRV-trådsystem ble utviklet av Birkenmaier, Brandestini og Ros i Sveits i 1943, og var på den tiden et av de første og mest pålitelige spennsystemene som fantes [20]. Siden den tid har BBRV-systemet stadig blitt utviklet og forbedret, og i senere tid blitt erstattet av BBR Cona-Multi. BBRV-systemet brukes svært lite i nyere tid, kun for spesialoppdrag i kjernekraftverk og lignende konstruksjoner, hvor kablene skal kunne spennes ned, kontrolleres og gjenbrukes [21]. Kablene som er brukt i Osstrupen bru består av 56 ϕ 6-tråder av stål med høy strekkfasthet, slik at hver kabel har et armeringsareal på 1583 mm². Endeforankringer består av en støtteplate og et trådanker, slik at hver tråd forankres individuelt ved at tråden stukes som vist i figur 5.5. Siden trådene forankres på denne måten unngås låsetap.



Figur 5.5: Aktiv forankring [22]

Spennkablene ligger i kabelrør med diameter 87 mm. Rørene er injisert med sementmørtel for å beskytte mot korrosjon, samt sikre heft mellom stål og betong. På grunn av manglende informasjon antas injiseringsmassen å ha en fasthet på 50 MPa, etter sammenlikning med andre tilsvarende system. I tabell 5.3 gjengis de viktigste materialparamterne for BBRV-systemet. Da

brua ble dimensjonert var det strekkfasthetsgrense på 0,2 % inelastisk tøyning som ble brukt, i motsetning til dagens 0,1 %-krav.

Tabell 5.3: Materialegenskaper BBRV-trådsystem

Materialdata	BBRV
Karakteristisk flytegrense	1520 N/mm ²
Elastisitetsmodul	206 000 N/mm ²
Antall tråder	56 ϕ 6
Tverrsnittsareal	1583 mm ²
Maksimal tøyningsgrense	20 ‰
Diameter kabelrør	87 mm
Injiseringsmassens styrke	50 N/mm ²
Oppspenning ved aktiv ende	80 ‰

5.5 Fjellforankring

Siden Osstrupen bru er konstruert uten kraftige søyler til å bære egenvekten, vil vekten av kragearmene prøve å løfte landkarene fra underlaget. Derfor er landkarene fylt opp med fyllmasser, samtidig som landkarene er forankret til fjell. I følge tegningsgrunnlaget fra 1973 [18] er det prosjektert 11 stk fjellkabler i hver ende av begge landkarene, som går igjennom endevegg og ned i fjell. Fjellforankringen består av 56 ϕ 6 spennkabler, tilsvarende de som er brukt ellers i brua. Kablene er prosjektert med en forankringslengde på 16 meter ned i fjell, og spennes opp med samme kraft som resterende spennkabler og injiseres. For å gjøre det mulig å inspisere fjellforankringen i ettertid er den øvre del av kablene, fra én meter under fjelloverflate til topp av brua, innsatt med fett og laget med en inspeksjonsluke.

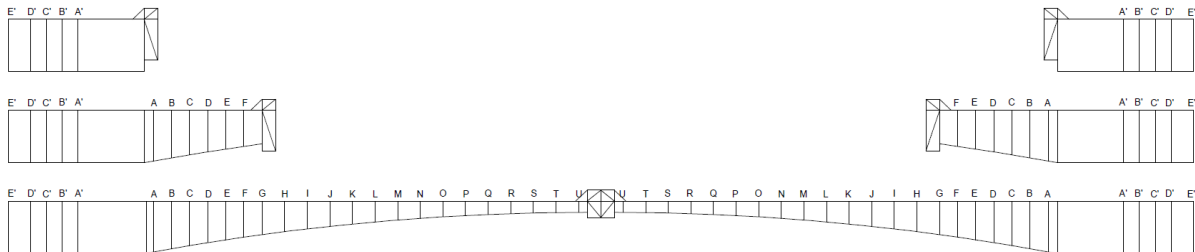
5.6 Byggeprosess

Prosjektering av Osstrupen bru startet i 1973 og ferdigstillelse var 15. februar 1976. Brua består av to landkar på 30 meter og to kragerarmer på 99 meter, og er tilnærmet symmetrisk om feltmidte. Landkarene ble støpt med fast forskaling, og kragearmene ble bygd etter FFB-metoden med forskalingsvogner. Det er vanlig at FFB-bruer er statisk bestemte under bygging, og statisk ubestemt etter sammenkobling. Siden Osstrupen bru har et ledd på feltmidte vil konstruksjonen være statisk bestemt både under utførelse og etter ferdigstillelse.

Landkarene på hver side ble støpt først og fylt opp med fyllmasser. Deretter ble én og én seksjon bygget med forskalingsvogn. Det var først bunnplate og steg som ble etablert, slik at stegene fikk stå utstøpt minimum to til tre timer før bruplaten ble støpt [23]. Etter hver seksjon var ferdig ble kablene etteroppspent og forankret. Ferdigstillelse av én seksjon innebar forskaling, armering, støping, oppspenning og injisering.

Beregnet tid per seksjon var sju dager, slik at siste seksjon T-U var plantlagt ferdig etter 20 uker og forskalingsvogn fjernet etter 22 uker. Sammenkobling av midterste seksjon U-U var planlagt

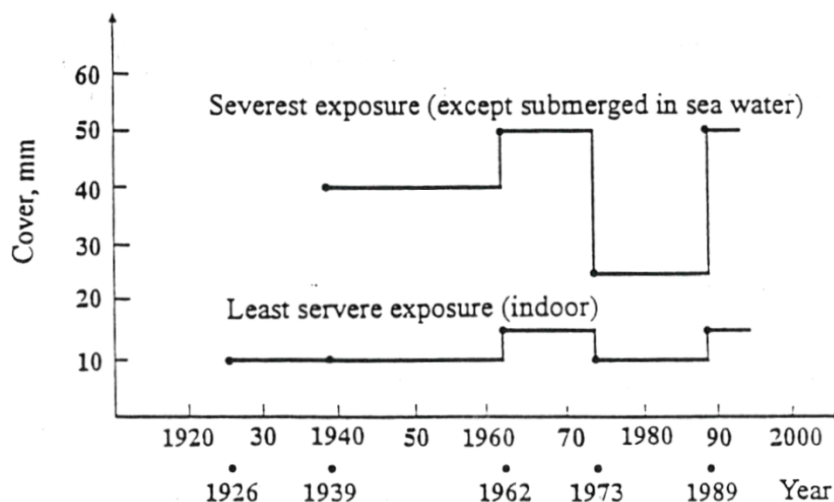
ferdig etter 30 uker. Under utstøping ble fjellkablene spent opp ved ulike tidspunkt for å sikre riktig stabilitet, slik at kragearmene ikke ville påføre landkarene for mye oppløft. To av fjellkablene ble spent opp før seksjon M ble støpt, deretter to fjellkabler før seksjon O og de resterende før seksjon Q-R i bruplate og D'-E' i landkar. Figur 5.6 viser først forskalingsvogn i posisjon til å støpe første seksjon av kragearm, deretter støp av seksjon G-H og til slutt sammenkobling av seksjon U-U.



Figur 5.6: Støpeseksjoner

5.7 Overdekning

Tilstrekkelig overdekning er svært viktig for å beskytte slakk- og spennarmering mot ytre påkjenninger som kan føre til korrosjonsskade. Osstrupen bru ble prosjektert i 1973-76, og fulgte derfor overdekningskrav etter NS 3473:1973. Denne utgaven av standarden hadde svært lave krav til overdekning, med høyeste standardiserte krav på 25 mm. NS 3473:1973 omtales som en stor fadese og uforståelig sett i ettertid når det gjelder overdekningskrav, og man har ikke sett en slik drastisk endring av kravet i noe annet land [24]. NS 3473 ble revidert i 1989 og da ble overdekningskravet økt til 50 mm. Det store skillet kom derimot i 1994 da vegvesenet utga intern rapport nummer 1731, som beskriver henholdsvis 55, 75 og 120 mm nominell overdekning [8]. Som det fremkommer av figur 5.7 er konstruksjoner fra omtrent 1970-1990 spesielt utsatt grunnet det lave overdekningskravet i dette tidsrommet:



Figur 5.7: Utvikling av overdekningskrav [24]

I beregningsgrunnlaget fra 1976 er overdekningen for slakkarmeringen satt til 30 mm [23]. I senere tid kan det påstås at denne overdekningen er alt for lav, spesielt for brudekket. Det er påvist omfattende korrosjonsskader på strekkarmering i bruplaten som støtter opp om denne påstanden. Slakkarmering er også blottlagt flere andre steder i brua, blant annet på innsiden av stegene. Tilstanden til spennarmeringen er ukjent grunnet vanskeligheter for inspeksjon. På grunn av de alt for lave overdekningskravene på denne tiden, ser man desverre svært mange bruer som viser tegn på korrosjonsskader den dag i dag.

Nedenfor beregnes overdekning til slakkarmeringen etter dagens regelverk i henhold til EK2 og N400, for å sammenlikne mot prosjektert overdekning.

Den nominelle overdekningen defineres som en minste overdekning, c_{min} , og et avvik i utføringen, Δc_{dev} . Nominell overdekning er definert i EK2 og N400:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (5.5)$$

Faktoren $c_{min.b}$ skal sikre tilstrekkelig heft mellom betong og stål, og finnes i EK2 tabell NA 4.2. Armeringsdiameter er $\phi 12$ både i brudekket og steg:

$$c_{min.b} = 12mm \quad \text{For enkeltstenger} \quad (5.6)$$

Faktoren $c_{min.dur}$ skal beskytte armeringen mot påkjenning fra miljøet og finnes i N400 tabell 7.2. Det er forskjellige krav for brudekket, utvendig tverrsnitt og innvendig tverrsnitt. Det kontrolleres kun for brudekket og innsiden av kassetverrsnittet. Osstrupen bru befinner seg i et maritimt miljø, og brudekket ligger høyere enn 12 meter over høyeste astronomiske tidevann. Innsiden av brukassen klassifiseres som tørt og med tilgjengelighet for inspeksjon. Faktoren blir derfor satt til følgende etter N400:

$$\text{Inne i brukasse : } c_{min.dur} = 35mm \quad (5.7)$$

$$\text{For brudekket : } c_{min.dur} = 100mm \quad (5.8)$$

Den beregnede minste overdekningen blir:

$$c_{min} = \max(c_{min.b}; c_{min.dur}) \quad (5.9)$$

$$\text{Innside kassetverrsnitt : } c_{min} = \max(12mm; 35mm) = 35mm \quad (5.10)$$

$$\text{For brudekket : } c_{min} = \max(12mm; 100mm) = 100mm \quad (5.11)$$

For plasstøpte konstruksjoner defineres toleransekravet etter N400 punkt 7.4.3:

$$c_{min} \leq 70mm : \Delta c_{dev} = \pm 15mm \quad (5.12)$$

$$c_{min} \geq 70mm : \Delta c_{dev} = \pm 20mm \quad (5.13)$$

Nominell overdekning skal i tillegg økes med 30 mm for brudekket etter N400 punkt 7.4.5, siden slitelaget er av betong. Nominell overdekning blir dermed:

$$\text{Innside kassetverrsnitt: } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 15 = 50mm \quad (5.14)$$

$$\text{For brudekket: } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 30mm = 100 + 15 + 30 = 145mm \quad (5.15)$$

Begge overdekningskravene etter dagens standard er høyere enn prosjektert overdekning.

Minimumskravet for overdekning på innsiden av brukasse blir 35 mm, sammenlignet med 30 mm prosjektert overdekning. Under befaring i mai 2015 ble overdekning målt til så lite som 19 mm inne i brukassen, samtidig som armeringen også var synlig flere steder uten overdekning.

Minimumskravet for overdekning på brudekket blir 125 mm, sammenlignet med prosjekt overdekning på kun 30 mm. Det kan påstås at noen av verdiene i utregningen er i overkant konservative, men overdekningen blir såpass stor grunnet manglende slitelag og beliggenhet i maritimt miljø. Forskjellen mellom beregnet overdekning og prosjektert overdekning for brudekket er meget stor, og forklarer mye av korrosjonsskadene som har oppstått på slakkarmeringen, og vil omtales videre i kapittel 6.

Kapittel 6

Tilstandsbeskrivelse

Osstrupen bru ble bygd med overhøyde for å kompensere mot nedbøyning ved feltmidte, men det ble tidlig oppdaget at nedbøyningen ikke stoppet opp som planlagt. Nedbøyningen er fortsatt under utvikling og det ble derfor igangsatt et prosjekt i 2017 for å forsterke og samtidig heve brua. Under befaring i mai 2018 ble vi fortalt at inntrykket til Statens vegvesen er at korrosjonsskader på brudekket også har akselerert kraftig de siste årene. Derfor har prosjektet med å stramme opp Osstrupen bru også som formål å forbedre brudekket mot ytre påkjenninger. Dette kapitlet vil beskrive tilstanden til Osstrupen bru per mai 2018, før skadene som har oppstått blir utbedret.

Tilstandsbeskrivelsen av brua baseres på gjennomførte inspeksjoner av Statens vegvesen og egen befaring i mai 2018. Den siste hovedinspeksjonen ble gjennomført i 2014 og vil bli mest relevant for beskrivelse av dagens tilstand, sammen med kloridmålingene og egen befaring. De relevante tilstandsundersøkelsene som har blitt gjennomført er:

- 1992: Spesialinspeksjon
- 1998: Hovedinspeksjon
- 1999: Enkel inspeksjon
- 2001: Enkel inspeksjon
- 2003: Hovedinspeksjon
- 2004: Enkel inspeksjon
- 2008: Hovedinspeksjon
- 2013: Enkel inspeksjon
- 2014: Hovedinspeksjon
- 2016: Kloridmålinger
- 2018: Egen befaring

Alle inspeksjonene har blitt registrert i databasen Brutus. Skadene som blir registrert i systemet klassifiseres etter Statens vegvesens håndbok V441. Skadegraden er definert fra 1-4, der 1 betyr at skaden kan aksepteres uten at tiltak gjennomføres, og skadegrad 2-4 krever at det gjøres tiltak innen en bestemt tidsfrist. Betegnelsene for skadekonsekvensene er gjengitt i tabell 6.1

Definisjon etter håndbok V441:

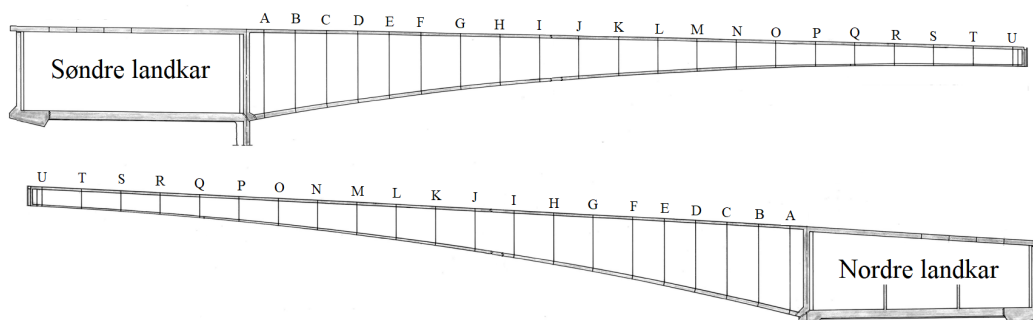
Inspeksjon er visuell kontroll kombinert med oppmålinger og materialundersøkelser som utføres for å bedømme bruens tilstand og sikkerhetsnivå. Inspeksjonen skal avdekke behovet for drifts-tiltak og/eller vedlikehold samt eventuelt behov for forsterkninger eller ombygning.[4]

Tabell 6.1: Klassifisering av skader etter håndbok V411 [4]

Betegnelse	Beskrivelse
1B	Liten skade/mangel som ikke regnes å representere noen fare for bruas bæreevne. Skaden repareres ikke.
2B	Middels skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
3B	Stor skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
4B	Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere bruas bæreevne. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år.
1T	Liten skade/mangel som ikke regnes å representere noen fare for trafikksikkerheten. Skaden repareres ikke.
2T	Middels skade/mangel som kan redusere trafikksikkerheten om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
3T	Stor skade/mangel som kan redusere trafikksikkerheten om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
4T	Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere trafikksikkerheten. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år.
1V	Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke vedlikeholdskostnadene. Skadene repareres ikke.
2V	Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
3V	Stor skade/mangel om kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
4V	Kritisk skade som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den ikke utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år.
1M	Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke miljø/estetikk. Skaden repareres ikke.
2M	Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at miljø/estetikk vil påvirkes om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
3M	Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at miljø/estetikk påvirkes om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
4M	Kritisk skade som gjør at miljø/estetikk er påvirket eller vil bli påvirket om ikke reparasjon utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år.

6.1 Tilstandsvurdering

Tilstandbeskrivelsen vil referere til landkarene og snittene i brua som vist i figur 6.1, hentet fra de originale tegningene fra 1973-76. Kragearmene er symmetrisk om feltmidte slik at snittene har samme bokstavkode.



Figur 6.1: Definisjon av snitt fra tegningsgrunnlag

6.1.1 Brudekket

Siden overdekningen er såpass lav som nevnt tidligere og det ikke finnes beskyttelse for betong og armering, var det tydelig å se skader på brudekket. Tverrarmring var synlig og eksponert flere steder, og i noen snitt var også lengdearmeringen blottlagt. Det var tydelig å se korrosjonsskader på stålet, og betongen var skadet i form av større områder med bom og avskalling. Det var enkelt å fjerne deler av betongen for hånd der armeringen var blottlagt. Undertegnedes inntrykk fra befaringen var at skadene i brudekket var absolutt verst fra snittene H-E for begge kragearmer i henhold til figur 6.1. Det var også gjentakende at avskalling- og bomskadene i brudekket var verst i overgang og rett etter støpetappene. Det var ikke mulig å se kabelrørene til spennarmeringen, siden rørene såvidt var dekket av betong de stedene der betongenskadene var størst. Kabelrørene befinner seg rett under lengdearmring og overside av lengdearmring var synlig noen plasser på brudekket. Det kan med andre ord påstås at det er svært liten overdekning i noen snitt med hensyn til spennkablene, og det ville vært svært interessant og undersøkt mulig korrosjonsskade på kabelrør. Dette blir ikke mulig å før brudekket vannmeisles og skadet strekkarmering skiftes ut sommeren 2018.

I Brutus ble avskalling av betongen ved fugen rapportert for første gang i 2008 og vurdert til 3V, uten tegn til korrosjon. I 2014 ble denne skaden rapportert til en skadegrad 1. I 2014 ble det også rapportert at brudekket hadde generelt lav overdekning, mye riss og sår med tegn til korrosjon. Disse skadene ble vurdert til 3V.



Figur 6.2: Synlig tverr- og lengdearmering i brudekket



Figur 6.3: Korrosjonsskader i brudekket

6.1.2 Landkar

Landkarene kan kun inspiseres fra utsiden siden de er fylt opp med fyllmasser. Under befaringsvar det ikke korrosjonsskader på overflaten slik som på brudekket, men det var store skråriss på stegene. Disse skrårissene har vært tilstede i mange år, og kom sannsynligvis raskt etter ferdigstilling.

Etter innspill fra veileder Terje Kanstad og etter *Grunnleggende betongteknologi* kapittel 10.2.2 kan slike skråriss forklares på følgende måte: Betongen vil få en temperaturøkning under støp grunnet de kjemiske reaksjonene som oppstår når betongen herder. Temperaturøkningen vil være størst i kjernen og betongen vil ekspandere mer i kjernen sammenlignet med i ytterkant. Dette vil resultere i strekkspenningen i yttersjiktet, og hvis disse strekkspenningene overskrider strekkfastheten vil det utvikles riss. Landkarene i Osstrupen bru er fastholdt mot bevegelse grunnet omkringliggende fjell i underkant, på begge sidene og i bakkant av landkaret. Den eneste ekspansjonen som er mulig er derfor horisontalt i lengderetning mot brubanen og vertikalt mot kjørebane. Denne betongutvidelsen kan resultere i rissene som vist i figur 6.4, og vil være skrå grunnet resultant fra utvidelse mot brubane og vertikalt mot kjørebane.

Det var også lokale tegn på korrosjon i armering, uten tegn på bom eller avskalling av betong. Dette kan tyde på rester fra jernbindetråd eller liknende under utførelse, og vurderes ikke som kritisk. Denne skaden er vist i figur 6.5.

I Brutus ble riss/sprekker på begge sidene ved landkarene registrert første gang i 1998. Disse ble da vurdert som 1V. Skrårissene er rapportert i samtlige hovedinspeksjoner frem til 2014 og skadekonsekvensen står fortsatt som 1V, og vurderes derfor ikke som spesielt kritisk av Statens vegvesen.



Figur 6.4: Skråriss i nordre landkar



Figur 6.5: Rustutslag i landkar

6.1.3 Inne i kassetverrsnitt

Under befaring var det mulig å inspisere innsiden av brutverrsnittet, siden det var adkomst både fra underside av starten på den ene kragearm samt fra midten av brua, grunnet midlertidig plattform for transportering av materialer. På innsiden av steget ble det oppdaget meget varierende overdekning, der armeringen i noen snitt lå fullstendig blottlagt og andre steder ble målt i størrelsesorden 19-35 mm med covermeter.

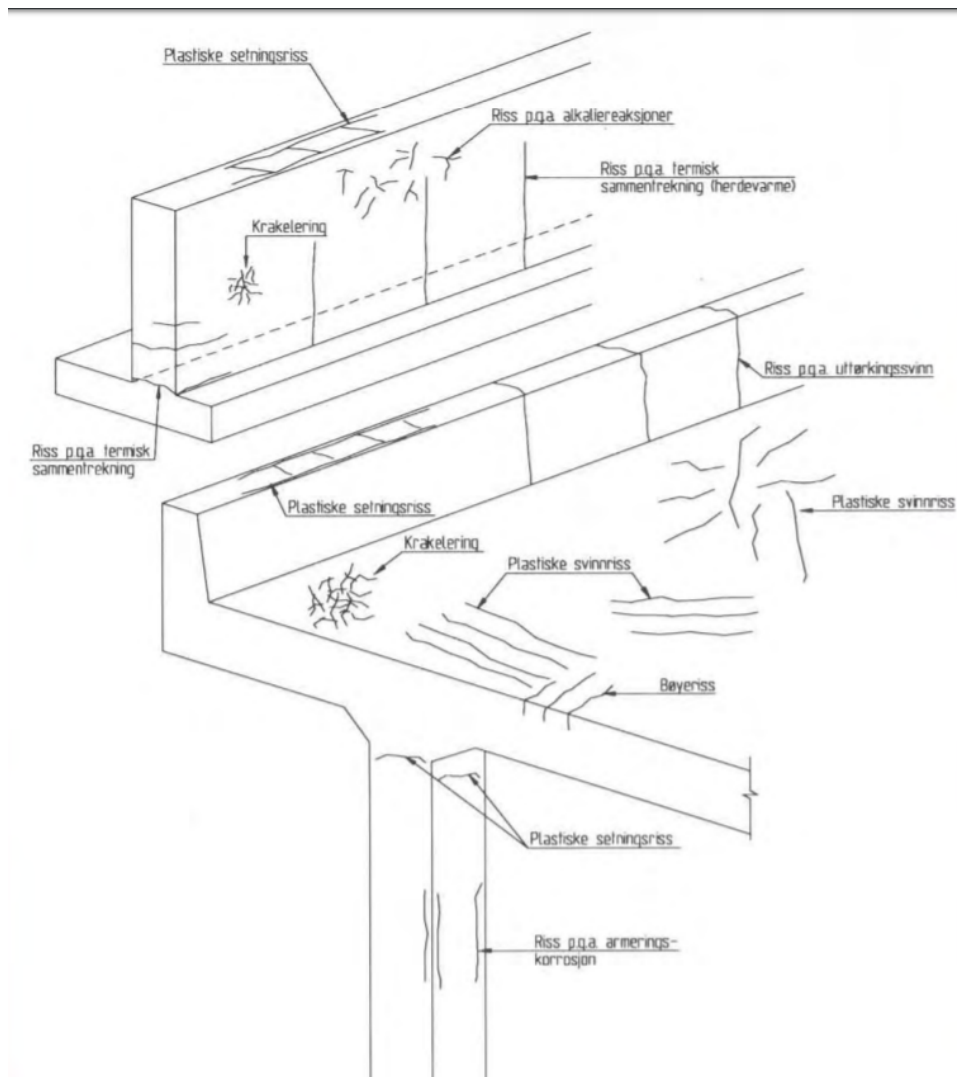


Figur 6.6: Eksponert vertikalarmering på innside av steg



Figur 6.7: Målt overdekning med covermeter

De neste avsnittene vil omhandle riss som ble observert under befaring og mulige årsaker til rissdannelse. I inspeksjonshåndbok V441 er følgende figur vist for å kartlegge ulike typer riss og skadeårsaker:



Figur 6.8: Forskjellige risstyper og mulige årsaker [4]

Ved feltmidte ble det observert skråriss i overgang mellom toppflens og steg, som vist i figur 6.9. Disse rissene var synlige fra feltmidte og omtrent 15 meter i hver retning og startet i skjøt mellom støpeseksjonene. Rissviddene på skrårissene var på det meste 0,70 mm. Rissene var kontinuerlige over flere meter, som forsøkt vist i figur 6.10 der rissene er markert med oransje tusj. Rissviddene varierte over lengden og var i størrelsesorden 0,20-0,70 mm.



Figur 6.9: Skråriss nær feltmidte

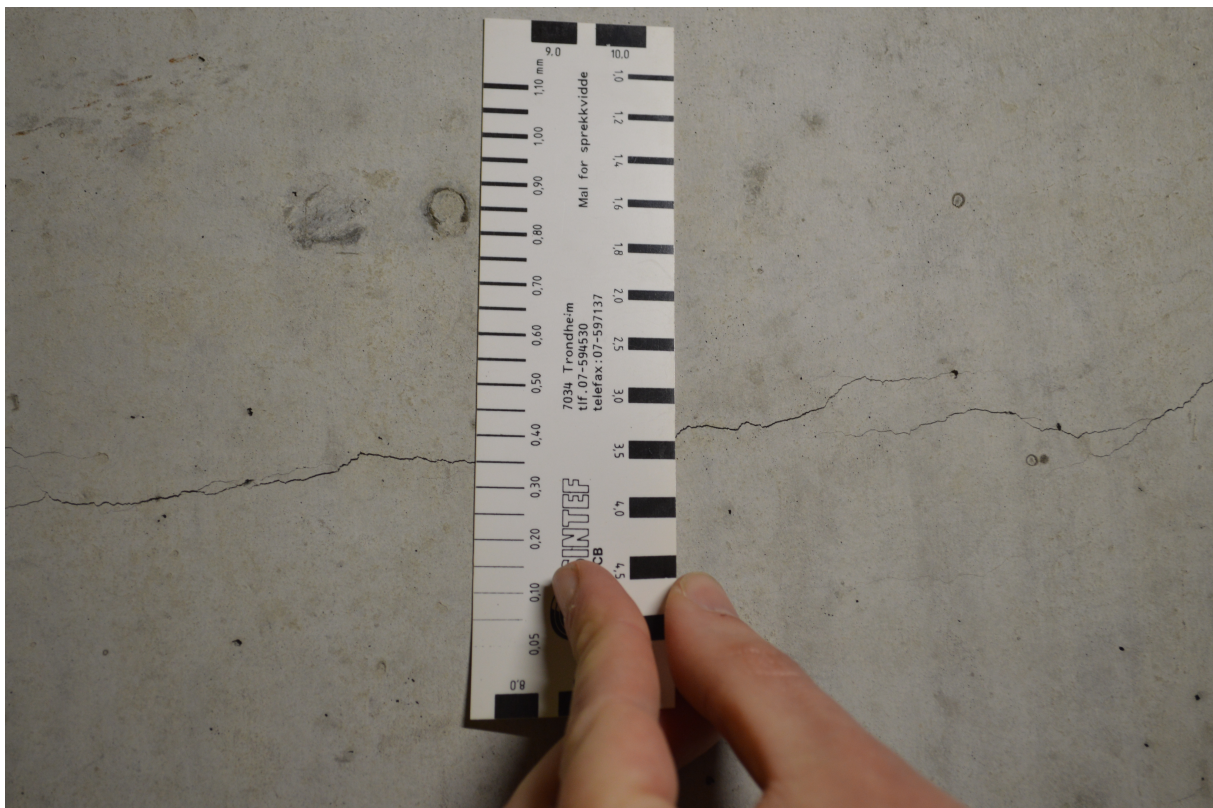


Figur 6.10: Kontinuerlige skråriss

Etter samtale med veileder Terje Kanstad kan disse rissene minne mye om skjærriss. For lavt skjærarmeringsareal kan være en årsak, men skjærarmeringen er ikke analysert nærmere i denne oppgaven. I 2013 ble det gjennomført en masteroppgave som omhandlet skjærriss i FFB-bruer [25]. I denne oppgaven ble det antydnet at skjærdeformasjoner i steg kan være påvirket av kryp på hovedtrykktøyninger, og at skjærstivheten vil reduseres etter opprissing. Innvirkning fra kryptøyninger kan være en mulig årsak for skrårissene som ble oppdaget i Osstrupen bru.

I midtpartiet av begge kragearmene ble det ikke observert opprissing, før horisontale riss kom til syne i retning tverrskott i begge kragearmene. Disse rissene kom til syne etter at stegtykkelsen økte i snitt G fra figur 6.1, og sluttet rundt snitt B. Disse rissene var horisontale og vilkårlig plassert på steget, som vist i figur 6.11. Rissviddene for de horisontale rissene var i størrelsesorden 0,35 mm, og de var ikke kontinuerlige over flere meter slik som skrårissene beskrevet ovenfor.

Mulige årsaker for de horisontale rissene er vanskelig å antyde. Det kan oppstå horisontale riss fra alkalireaksjoner i betongen, men da vil det oppstå mer omfattende rissmønster og som oftest vil alkaligelen sive ut i porer og sprekker i betongen. Det var ingen tegn til alkalireaksjoner i Osstrupen bru. Horisontale riss kan også oppstå ved korrosjon på tverrarmering i stegene, men det ble ikke observert bom og avskalling i nærhet av disse rissene. Mulige årsaker til de horisontale rissene må derfor betraktes som uvisst.



Figur 6.11: Horisontale riss nær tverrskott

På undersiden av bruplaten ble det oppdaget merker som kan minne om plasseringen til spennkablene i tverrsnittet, som vist i figur 6.12. Det er mulig å antyde at disse merkene kan stamme fra korrosjon på kabelrør eller slakkarmeringen i underkant, uten at dette kan påstås med sikkerhet. Disse brune merkene ble oppdaget i støpeskjøtene og var verst mot landkarene. Den prosjekterte avstanden fra kabelrør til underkant av bruplaten er på det meste 75 mm.



Figur 6.12: Antydning til korrosjon i overgang mellom to støpetapper

Fra rapportene i Brutus har det ikke blitt inspisert inne i brukassa under hovedinspeksjonene, men dette ble gjort i en enkel inspeksjon i 2013. Under denne inspeksjonen ble det rapportert rissdannelser, men vurdering av skaden ble ikke registrert.

6.1.4 Fjellforankring

Det har ikke lyktes forfatterne å oppdrive rapport fra prøvetrekking av fjellkablene, men det ble fortalt under befaring i mai 2018 at tilstanden til fjellforankring var vurdert som tilfredsstillende av Statens vegvesen. Det foreligger heller ikke tilstandsvurdering av fjellforankringen i Brutus. Under vises bilder fra prøvetrekking av fjellkablene tilsendt fra Statens vegvesen.



Figur 6.13: Inspeksjonsluke til fjellforankring



Figur 6.14: Fjellkabler innsatt med fett



Figur 6.15: Prøvetrekking av fjellkabler

6.1.5 Ledd

Leddene ble inspisert og det ble oppdaget rustutslag på boltene i pendelen og på betongoverflaten. Det var ingen tegn på avskalling og skade på betongen, så rustutslaget vurderes ikke som kritisk. Rustfargen stammer mest sannsynlig fra rester fra jernebindetråd og liknende under utførelse. Det er heller ikke rapportert skader på leddet i Brutus.



Figur 6.16: Korrosjon i betongen



Figur 6.17: Korrosjon på skruer

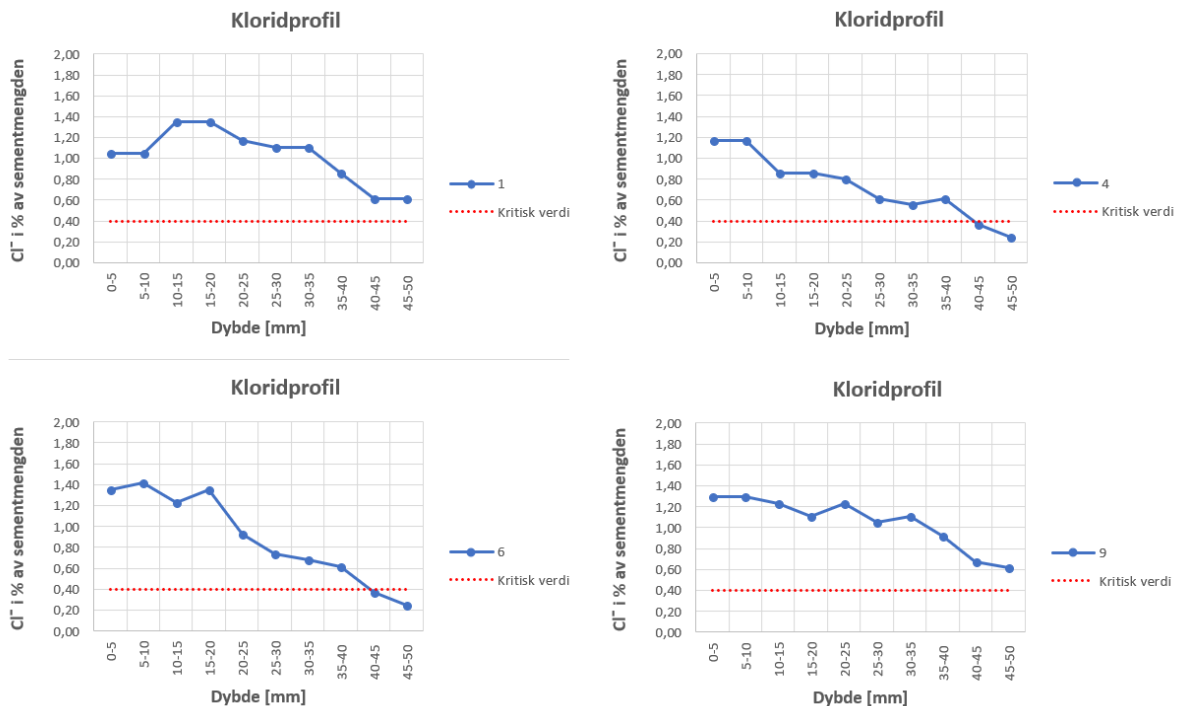
6.2 Kloridmålinger

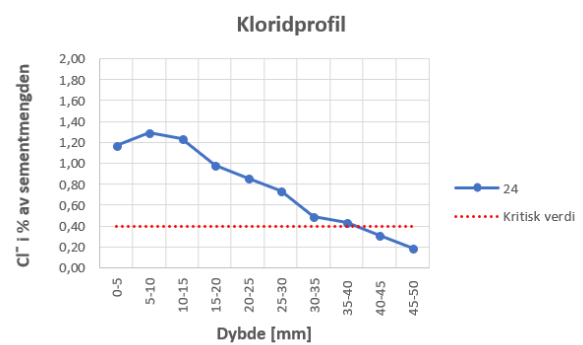
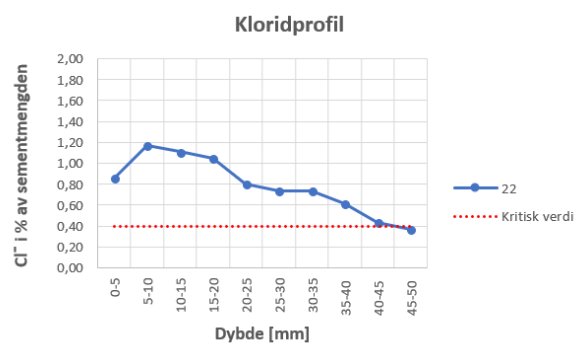
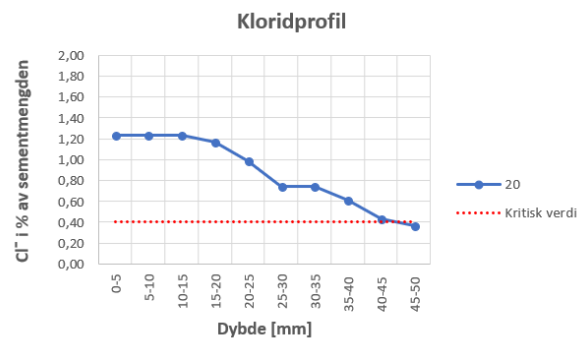
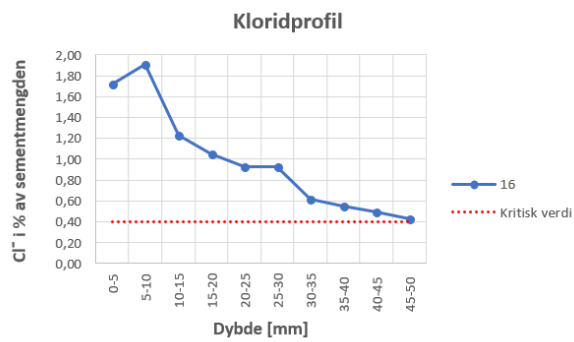
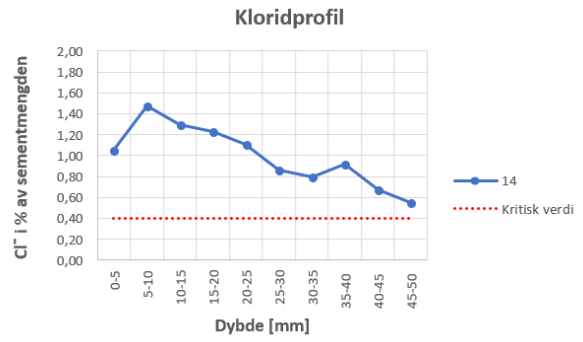
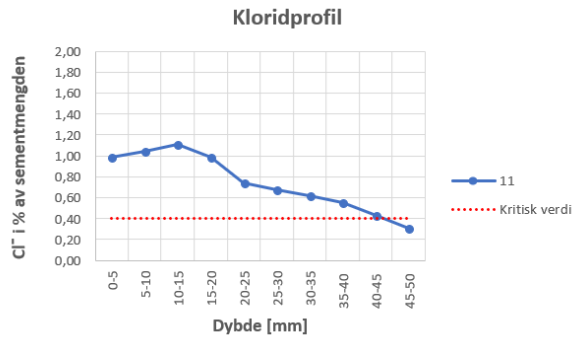
I 2016 ble det tatt ut kjerneprøver av betongen i brua for å kartlegge kloridinnholdet. Kjerneprøvene ble tatt fra overflaten og ned til 50 mm i både brudekket og steg. Prøveresultatene er presentert i en rapport fra Sintef og blir fremstilt som prosent av kloridinnhold (Cl^-) av tørr betongvekt. For å sammenligne verdiene mot kritisk kloridinnhold som er 0,4 % av sementvekt, har verdiene blitt regnet om slik at de blir fremstilt til Cl^- i % av sementmengden. Dette er gjort ved likning 6.1:

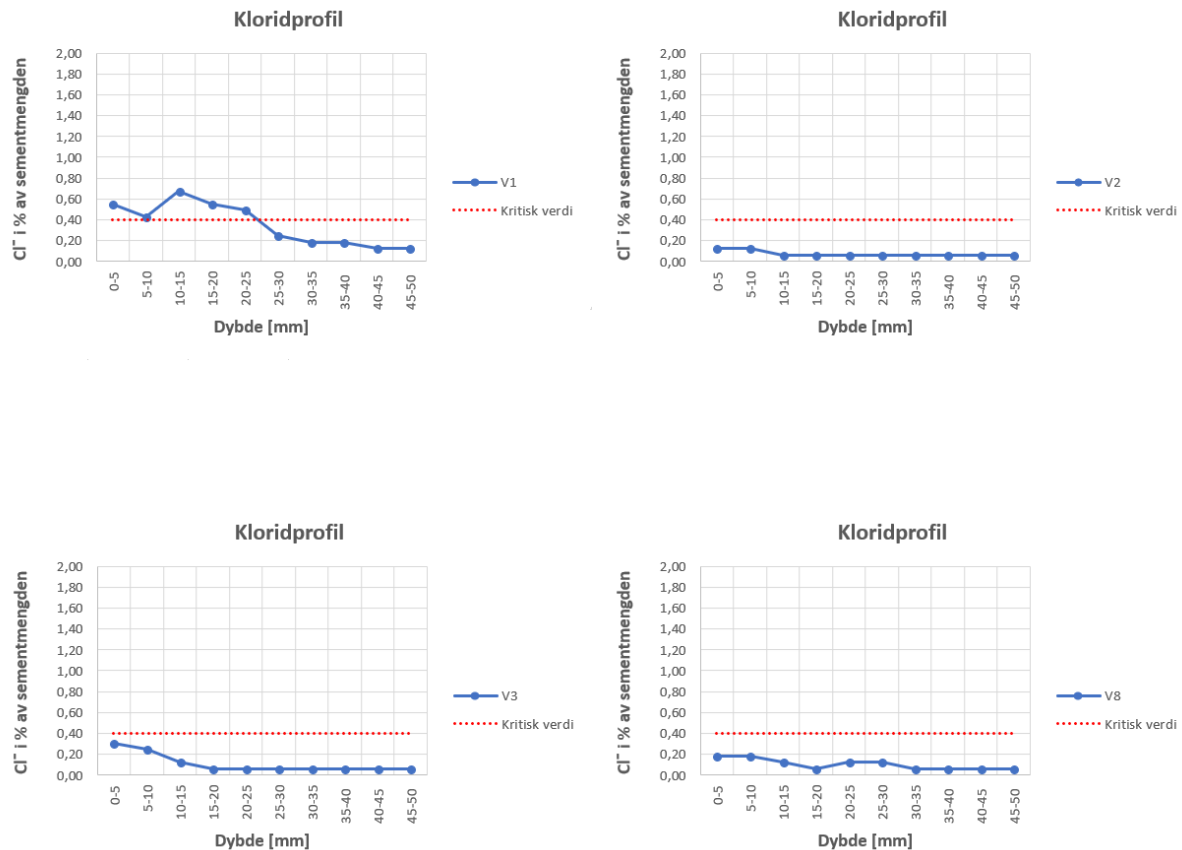
$$Cl^- \text{ i \% av sementinnhold} = \frac{Cl^- \text{ i betong} \cdot \text{Densitet av betong}}{\text{Sementinnhold}} \quad (6.1)$$

Densiteten av betongen settes lik 2340 kg/m^3 som angitt i rapporten og sementinnholdet antas lik 380 kg/m^3 . Denne antagelsen er gjort siden betongresepten er ukjent. Antagelsen regnes som rimelig da denne verdien var vanlig for betong B400, som er relativt lik C40 [24].

Nedenfor er det vist tabeller av kloridinnholdet fra de forskjellige kjerneprøvene. Der det er tatt flere kjerneprøver i samme snitt vises kjerneprøven med høyest kloridinnhold. Kjernemerker 1-24 er tatt i brubanen og kjernemerker V1-V8 er tatt i steget. For posisjonen i brua der kjerneprøvene er tatt ut vises det til vedlegg B. Et fellestrekk for kloridprøvene fra brudekket er at toppunkt ofte ligger 5-10 mm under betongoverflaten. Dette tyder på at kloridene stammer fra eksterne kilder som for eksempel veisalt, og kloridene blir utvasket i betongoverflaten grunnet regnvann.







Figur 6.18: Kloridtabeller

Slakkarmeringen er prosjektert med overdekning på 30 både for brudekket, landkar og steg. Fra befaring i mai 2018 ble det observert stor variasjon i overdekningen. Strekkarmering var blottlagt flere steder både i brudekket og på innside av steg. Overdekning ble også målt til kun 19 mm med covermeter der armeringen ikke var synlig. Kabelrøret til spennarmeringen ligger rett under strekkarmering i bruplatten. Hvis den prosjekterte overdekning på 30 mm er overholdt, betyr det at kabelrør vil ha overdekning 54 mm grunnet $\phi 12$ lengde- og tverrarmering.

For snittene i bruplatten der prosjektert overdekning på 30 mm antas å være overholdt, vil betongen ved strekkarmering ha kloridinnhold over kritisk grense i samtlige snitt. For kjernemerke 1 og 9 vil kloridinnhold i sementen være over 1 % og sannsynlighet for korrosjon betraktes som meget sannsynlig etter veiledende verdier i tabell 4.1. Kjerneprøve 1 og 9 er tatt ut midt i brubanens tverretning ved henholdsvis nordre landkar og nordre kragearm. Når det gjelder kabelrør for spennarmeringen, er kjernemerke 1, 9, 14 og 16 over kritisk grense ved dybde 50 mm og mulighet for korrosjon er til stede selvom prosjektert overdekning er overholdt.

Siden det er observert mye lavere overdekning enn den prosjekterte på 30 mm i flere snitt, vil det være rimelig å anta at kloridinnholdet antyder korrosjon som meget sannsynlig flere steder i brua. Dette gjelder spesielt for slakkarmeringen, men også kabelrørene vil være utsatt. I de snittene der både lengde- og tverrarmering var blottlagt, vil ikke overdekning til kabelrør være mye større enn 10 mm. Hvis de verste skadene i brudekket og kloridprofil fra for eksempel kjernemerke 16 sammenfaller, kan det nesten med sikkerhet antas korrosjonsskade på kabelrør, jamfør tabell 4.1. Kloridinnholdet vil for dette tilfellet være omtrent 2 % ved dybde 10 mm.

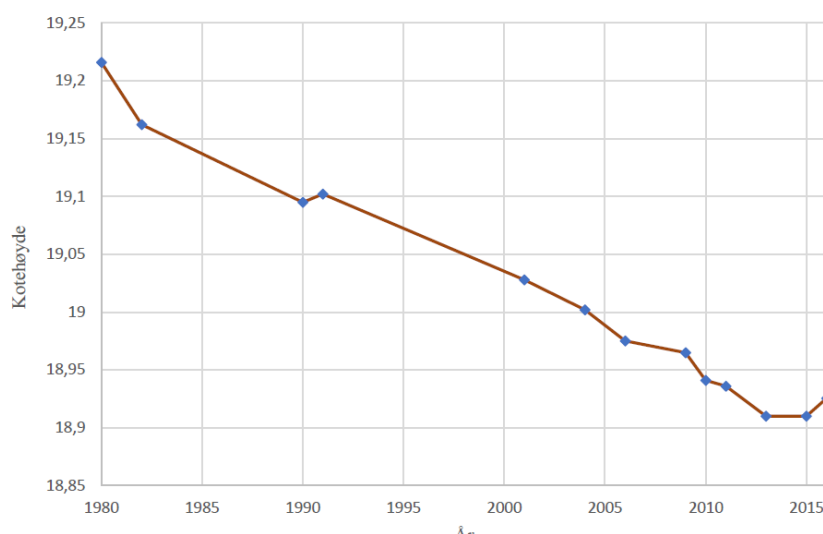
Ved steget er kloridnivået generelt lavt, men for kjernemerke V1 er kloridnivået over den kritiske grensen ved dybde 20-25 mm. Hvis overdekningen er som den prosjekterte overdekningen på 30 mm er ikke disse verdiene kritiske, men etter befaring er det observert at også overdekning i steget er varierende. Generelt betraktes kloridinnholdet i steget som akseptabelt og sjansen for korrosjon vurderes som lav.

Siden samtlige kloridprofiler er avtagende over betongdybden, tyder dette på kloridinntregning fra eksterne kilder og ikke kjemisk bundne klorider i betongen.

Kort oppsummert vurderes kloridinnholdet, spesielt i brudekket, som generelt høyt og vil være en meget sannsynlig forklaring på korrosjonsskadene som er observert på strekkarmering. Det er urovekkende at kloridinnholdet kan være godt over 1 % ved kabelrør i flere snitt i brua, der det har oppstått avskalling av betongen og overdekningen derfor er svært lav.

6.3 Nedbøyning

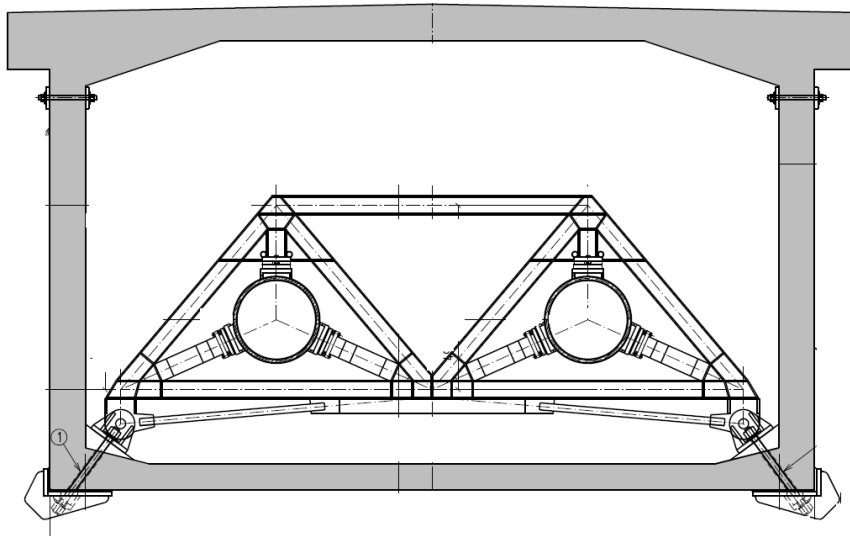
Selvom nedbøyingsproblemet ikke er fokuset i denne oppgaven er det likevel interessant å se hvordan nedbøyningen har utviklet seg med årene. Statens vegvesen har tilsendt data fra nivelleringsmålinger i perioden 1980-2016. Brua har sunket sammen over 300 mm ved akse T, som er 6,9 m fra feltmidt og fuge. Nedbøyningen er enda større ved feltmidte, men manglende målepunkt gjør at det ikke finnes data herfra. Nedbøyingskurven fra 1980-2016 er vist i figur 6.19. Statens vegvesen merket etterhvert at temperaturen hadde stor innvirkning på målingene, slik at fra 2009-16 er temperaturen ved måletidspunkt notert. Alle disse målingene er utført ved temperatur 10-16 °C, bortsett fra den siste i 2016, som er med på å forklare hvorfor nedbøyningen er negativ fra 2015-16. Temperatur ved nivellering i 2015 var 15 °C, sammenlignet med temperaturen i 2016 som var 0 °C. Når bruplaten varmes opp av sola vil brua krummes, siden oversiden av brua kan være flere grader varmere enn undersiden, og kan være årsaken til dette avviket. Lastvirkningen som oppstår grunnet forskjellig temperatur i tverrsnittet forklares nærmere i kapittel 7.2.3.



Figur 6.19: Nedbøyning av akse T fra 1980-2016

6.4 Reparasjon 2017-2018

Utførelsen av reparasjonsprosjektet startet i november 2017, og hovedformålet med forsterkningen er å stoppe nedbøyningen av feltmidte samtidig som brua skal løftes noe. Metoden som skal brukes for å forsterke og løfte brua er ikke brukt tidligere. To stålrør med diameter 610 mm og godstykkelse 25 mm skal spennes opp inne i brukassen. Det monteres stålrammer som rørene skal festes til. Rammene forankres i overgang mellom undergurt og steg, og ved disse festene vil betongen forsterkes lokalt for å motstå kreftene som oppstår. I hver bruende ved tverrsnitt monteres jekker som skal spenne opp rørene, slik at det vil oppstå store krefter i nærhet av jekkene. Derfor blir tverrsnittet forsterket lokalt også her ved å konstruere en armeringsprofil som fører kreftene ut til steg og videre inn til landkar, slik at det unngås at alle krefter går rett inn i vegg mellom brukasse og landkar. Stålkonstruksjonen og stålrørene i kassetverrsnittet er vist på figur 6.20.



Figur 6.20: Forsterkning 2018 [26]

På grunn av korrosjonsskader i brudekket og inntrykk om at skadeutviklingen er økende, har Statens vegvesen også bestemt å rehabilitere brudekket. Siden Osstrupen bru ble prosjektert med kun 30 mm overdekning uten slitelag av asfalt eller fuktisolering, er det bestemt å beskytte slakk- og spennarmering som ligger i bruplaten. Korrosjonsskadet armering skal skiftes ut ved å vannmeisle dekket forbi strekkarmering i øverste lag, og helt ned til kabelrørene. Når dette gjøres vil Statens vegvesen få mulighet til å inspisere kabelrørene til spennarmeringen, siden disse ligger rett under strekkarmering. Det vil i denne perioden være mulig å se om kabelrør er korrosjonsskadet, men det er ikke planlagt å gjøre noe med spennarmeringen med mindre det oppdages omfattende skader. Videre vil brudekket fuktisoleres og asfalteres for å beskytte ny armering. Eksisterende fuge skal også skiftes ut. Planlagt ferdigstilling av prosjektet er satt til november 2018.

Siden denne oppgaven fokuserer på bruas opprinnelige tilstand og konsekvens av korrosjon på spennarmering, vil ikke pågående forsterkningprosjekt omtales videre.

Kapittel 7

Laster og lastkombinasjoner

For lastene som virker på Osstrupen bru gjelder håndbok R412. Denne håndboken omhandler eksisterende bruer og angir maksimal tillatt trafikklast på konstruksjonen. Lastene som virker på konstruksjonen blir inndelt i fire kategorier:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

7.1 Permanente laster

Laster som virker konstant på konstruksjonen innenfor et betraktet tidsrom anses som permanente laster. Permanente laster kan være konstruksjonens tyngde, permanent ballast og utstyr, vanntrykk, jordtrykk og eventuelle andre fyllmasser [3].

7.1.1 Egenvekt

Egenvekt innebærer tyngden av selve konstruksjonen, og vil være tyngden fra det armerte betongtverrsnittet. For FFB-bruer vil egenvekten variere med tverrsnitthøyden og være størst ved landkar eller søyler, og avta mot enden av kragearmen. For søylene vil som regel egenvekten være tilnærmet konstant. Superegenvekt er øvrige permanente laster som ikke er en del av selve brukonstruksjonen. Dette kan være tyngde fra belegning, gangbane, rekkverk og autovern. Belegningsvekten inkluderer bidrag fra slitelag og fuktisolering [3].

7.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i tid og kan være trafikklast, støt- og forføyningslaster fra ferje, naturlaster, variable ballaster og utstyr. Naturlaster kan innebære belastning fra snø, is, vindlast, vanntrykk, temperatur og jordskjelv. Snølast forutsettes å ikke opptre samtidig som trafikklast, og skal bare inkluderes hvis deler av brua ikke kan være påregnet ryddet for snø [3]. For Osstrupen bru vil påvirkning fra trafikk, vind og temperatur være av størst betydning, og de øvrige variable lastene vil derfor neglisjeres.

7.2.1 Trafikklast

Trafikklast gir hovedsaklig belastning vertikalt i form av tyngden til kjøretøyene, men kan også skape krefter horisontalt i bruas tverretning. Lastene kan oppstå fra både fotgjengere og kjøretøy av ulik størrelse. Trafikklastene blir delt inn i følgende fire kategorier: Bruksklasser (Bk), aksellast/totalvekt, spesialtransport og engangstransport. Hovedmålet er å klassifisere alle bruer etter en bruksklasse som kan gjenspeile den brukslast som kan trafikkere brua uten restriksjoner. Det er kapasiteten til det svakeste elementet som klassifiserer bruksklassen til bruene [3]. Osstrupen bru er klassifisert til Bk10/60, som betyr at det enkelte kjøretøy maksimalt kan belaste brua med 10 tonn per aksel og totalt 60 tonn.

Vertikale laster

For klassifisering av bruer benyttes følgende bruksklasser:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

Bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. De vertikale lastene for de forskjellige bruksklassene er hentet fra figur 3.2-1 i R412 og gjengis her som figur 7.1. Bruksklasse 10 blir ofte delt inn i Bk10/50 eller Bk10/60 da vogntoglasten, V , settes til 500 kN eller 600 kN. Hvis ett enkelt konstruksjonselement skal analyseres velges kun ett av lasttilfellene fra figur 7.1 om gangen. For korte bruer og sekundærkonstruksjoner blir den dimensjonerende lasten som oftest bestemt av aksel-, boggi-, eller trippelboggilasten. For hovedkonstruksjonen for lengre bruer blir den dimensjonerende lasten oftest bestemt av kjøretøy- eller vogntoglasten [3].

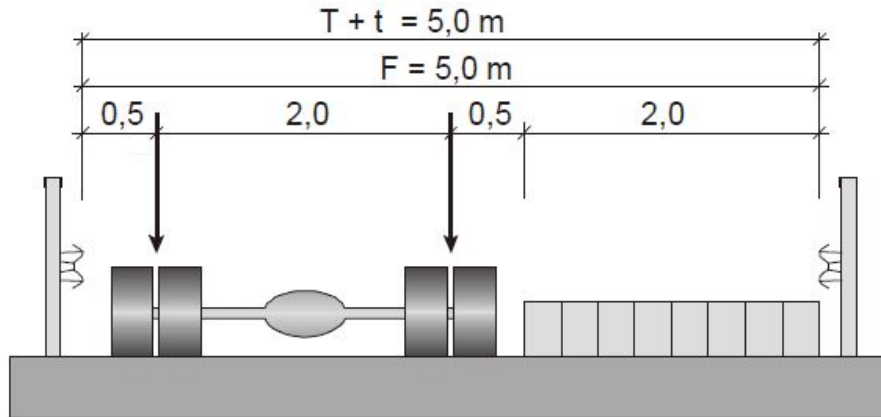
Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H_{kN}	Bruksklasser				
			Bk10	3kT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	40	30
		A ₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

Figur 7.1: Bruksklasser [3]

Ved analyse av konstruksjonen plasseres lastene i den ugunstigste stilling i tverretning innenfor føringsavstanden, som er den minste horisontale bredde av:

- Avstand mellom kantstein
- Avstand mellom kanstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- Avstand mellom to høye vertikale kanter eller førings Skinner

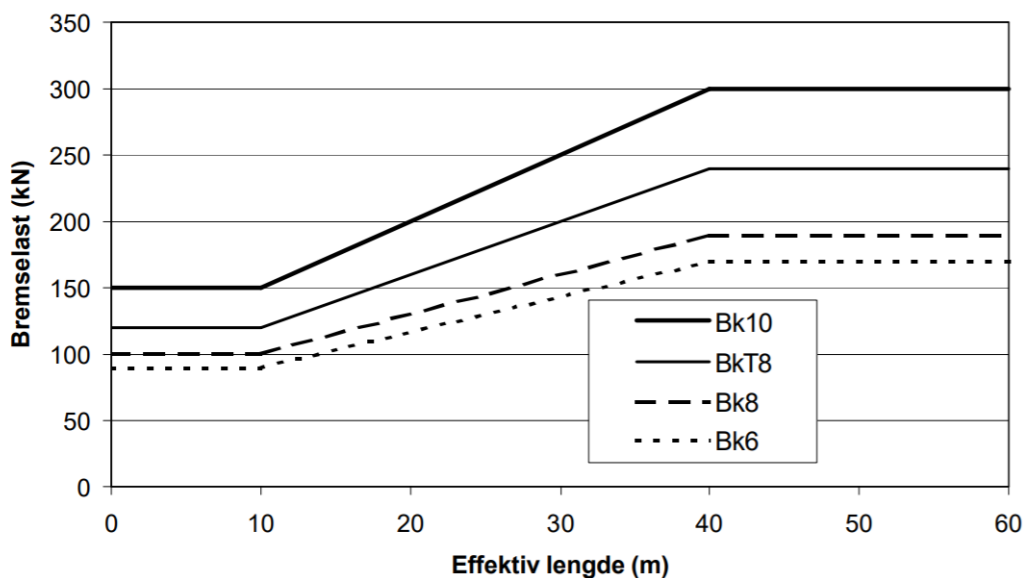
Osstrupen bru har en føringsavstand på 5,4 meter og får to lastfelt som vist i figur 7.2. Det ene lastfeltet er 3,0 meter som tilsvarer bredden for tunge kjøretøy eller vogntog. Det andre lastfeltet er 2,0 meter og tilsvarer bredden for lette kjøretøy som illustrert ved jevnt fordelt last. Ved analyse vil da den jevnt fordelte lasten opptre langs hele brua, mens punktlast fra vogntog vil plasseres i det snittet som gir den mest ugunstige virkningen for det aktuelle elementet.



Figur 7.2: Plassering av trafikklast med to lastfelt [3]

Horisontale laster

De horisontale kreftene som oppstår fra trafikklast er bremselast, sidelast og sentrifugallast. Disse lastene kan kun opptre samtidig som de vertikale lastene og vil være betydelig mindre, men likevel viktig i kombinasjon med andre horisontale laster som for eksempel vindlast. Bremselastene varierer etter hvilken bruksklasse og lengde brua har, som vist i figur 7.3. Fra figuren vil bremselasten til Osstrupen bru bli 300 kN, siden brua er klassifisert i Bk10 og har lengde over 40 meter. Bremselasten virker i i bruas lengderetning og kan antas jevnt fordelt over hele kjørebanelens bredde.



Figur 7.3: Bremselaster [3]

Skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy beregnes som sidelast, S , og er 25 % av bremselasten som vil resultere i sideveis belastning. For bruer med horisontalkurvatur vil det i tillegg oppstå en sentrifugallast, S_C , som beregnes på følgende måte:

$$S_C = v^2 \cdot V / (127 \cdot R) \quad (7.1)$$

Der v er maksimum hastighet (km/t), R er horisontalkurvens radius (m) og V er vertikallasten i kN for aksellastene og kN/m for den jevnt fordelte lasten. For Osstrupen bru kan man neglisjere denne lasten da brua ikke har horisontalkurvatur.

7.2.2 Vindlaster

For vindberegning blir håndbok N400 og EK1 benyttet. For brukonstruksjoner benyttes tre vindklassifiseringer for å bestemme vindpåvirkningen på hele konstruksjonen. FFB-bruer i ferdigtilstand blir klassifisert i vindklasse I etter punkt 5.4.3.1 i N400, og benyttes derfor for Osstrupen bru. Med vindklasse I vil det si at brua har ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. FFB-bruer i byggetilstand klassifiseres i vindklasse II og dynamiske lastvirkninger fra vind må da inkluderes. Vindklasse III er for brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming og som er utsatt for utpreget dynamisk lastvirkning [2].

I vindklasse I er den totale vindlasten gitt som et produkt av vindkasthastighetstrykket og en kraftfaktor i henhold til N400. De tre vindlastkomponentene, $q_D(z)$, $q_L(z)$ og $q_M(z)$ er henholdsvis horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment:

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = q_p \begin{bmatrix} C_D h \\ C_L b \\ C_M b^2 \end{bmatrix} \quad (7.2)$$

Der h er referansehøyden for kraftfaktoren C_D , og b er referansebredden for kraftfaktoren C_L og C_M . Faktoren z er posisjonen i vertikalretning over terrenget. Vindlasten må beregnes med og uten trafikk siden referansehøyden h vil øke når det befinner seg kjøretøy på brua.

Uten trafikklast

Basisvindhastigheten, v_b , beregnes ved å multiplisere referansevindhastigheten med vindfaktorer. Referansevindhastighetene er gitt i EK1 tabell NA.4(901.1):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (7.3)$$

Stedsvindhastigheten, $v_m(z)$, ved en høyde z over terrenget avhenger av terrengruheten, terrengformen og basisvindhastigheten:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_{b,0} \quad (7.4)$$

Vindkasthastighetstrykket multipliseres med toppfaktor, turbulensintensiteten og luftens densitet på følgende måte:

$$q_p = 0,5 \cdot \rho_{luft} \cdot v_m^2(z) [1 + 2k_p l_v(z)] \quad (7.5)$$

Kraftfaktorene beregnes etter EK1. Referansehøyden, d_{tot} , er gitt ved tverrsnittshøyden med et tillegg med hensyn til rekkverket. Kraftfaktoren i z-retningen blir satt til $\pm 0,9$ etter NA8.3.3(1) for å kunne virke som enten trykk eller løft. Eksentrisiteten av kraften i x-retning kan settes lik $e=b/4$ og med det dannes et vridningsmoment C_M som settes lik 25 % av C_L .

Med trafikklast

Kastvindhastigheten, v_{pt} , skal settes lik 35 m/s etter N400, men ifølge NA.8.1(4) skal ikke vindhastigheten settes høyere enn referansevindhastigheten uten trafikk. Med trafikk blir ny referansehøyde lik tverrsnittshøyden pluss ett tillegg på to meter som antas å være kjøretøyets høyde. Vindlast med samtidig trafikklast beregnes ellers på samme måte som uten trafikklast.

7.2.3 Termisk påvirkning

De termiske påvirkningene beregnes etter NS-EN 1991-1-5 [27] og kommer fra følgende årsaker:

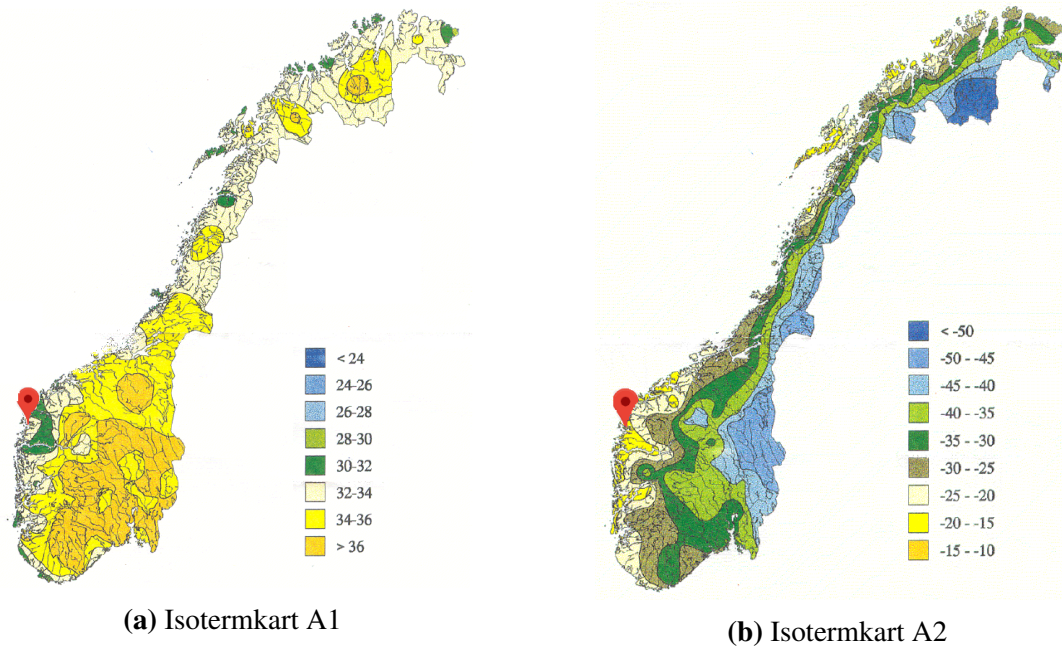
- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikalt varierende temperaturandel
- Horisontalt varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Den jevnt fordelte og vertikalt varierende temperaturandelen er av størst interesse ved analyse av Osstrupen bru, slik at de resterende termiske påvirkningene neglisjeres videre i oppgaven etter samråd med veileder.

Jevnt fordelt temperaturandel

Jevnt fordelt temperaturandel betyr at hele brua utsettes for enten temperaturøkning eller temperaturreduksjon. Brua vil med andre ord enten ekspandere eller kontrahere i lengderetning sammenlignet med opprinnelig lengde. En slik lengdeendring er uproblematisk for bruer med glidelager, da det ikke vil dannes tvangskrefter siden brua kan beveges fritt og uhindret. Osstrupen bru har et ledd og en fuge på midten som tillater translasjon i lengderetning, slik at den jevnt fordelte temperaturandelen ikke vil produsere tvangskrefter i brutverrsnittet. Det velges uansett å inkludere denne virkningen med hensyn til forskyvninger av feltmidte og tvangskrefter som vil oppstå i pilaren siden denne er forbundet kontinuerlig med brukassen.

For beregninger av jevnt fordelt og vertikalt varierende temperaturandel brukes isothermkart A1 og A2 i det nasjonale tillegget, som angir forventet høyeste og laveste lufttemperatur i Flora kommune med en returperiode på 50 år. Beliggenheten til Osstrupen bru i isothermkartene er vist i figur 7.4:



Figur 7.4: Isotermkart gir minimums- og maksimumstemperatur i skyggen ved havnivå [27]

Bruas beliggenhet gir karakteristisk minimumstemperatur T_{min} og forventet maksimumstemperatur T_{max} :

$$T_{min} = -20^{\circ}C \quad (7.6)$$

$$T_{max} = 34^{\circ}C \quad (7.7)$$

Etter NA.6.1.3.1 og i samme standard kan den høyeste og laveste jevnt fordelte temperauteren i brua beregnes med utgangspunkt i T_{min} og T_{max} :

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -12^{\circ}C \quad (7.8)$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 31^{\circ}C \quad (7.9)$$

Verdier for maksimal temperaturkontraksjonsintervall og maksimal temperaturekspansjonsintervall bestemmes etter punkt 6.1.3.3, der byggeplassens initialtemperatur T_0 inngår i beregningen:

$$T_0 = 10^{\circ}C \quad (7.10)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 22^{\circ}C \quad (7.11)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21^{\circ}C \quad (7.12)$$

Vertikalt varierende temperaturandel

Med vertikalt varierende temperaturandel menes det at brutversnittet har ulik temperatur på over- og underside. Dette kan for eksempel skyldes at sola varmer opp brubanen på varme sommerdager, mens lufttemperatur på underside er flere grader kaldere. En slik differens i temperaturen vil føre til at den varmeste siden av tverrsnittet vil forlenges mer, og brua vil krummes.

For beregninger av vertikalt varierende temperaturandel brukes EK1-5 punkt NA.6.1.2, der det er valgfritt om man tar hensyn til denne virkningen med lineær metode eller ikke-lineær metode. I denne oppgaven beregnes den vertikalt varierende temperaturandelen med lineær variasjon over tverrsnittet, og tabell NA.6.1 gir følgende døgnvariasjonsverdier:

$$\text{Overside varmere enn underside : } \Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}C \quad (7.13)$$

$$\text{Underside varmere enn overside : } \Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}C \quad (7.14)$$

Disse verdiene tar utgangspunkt i vegbru med beleggtykkelse lik 50 mm. Siden Osstrupen bru ikke har belegning, skal temperaturdifferanseverdiene korrigeres med faktor k_{sur} fra tabell NA.6.2 i samme standard:

$$\text{Overside varmere enn underside, uten belegg : } k_{sur} = 0.8 \quad (7.15)$$

$$\text{Underside varmere enn overside, uten belegg : } k_{sur} = 1.1 \quad (7.16)$$

Dermed blir grenseverdiene for lineært varierende temperaturdifferanse korrigert med hensyn til beleggtykkelse:

$$\text{Overside varmere enn underside : } \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 10 \cdot 0.8 = 8^{\circ}C \quad (7.17)$$

$$\text{Underside varmere enn overside : } \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 5 \cdot 1.1 = 5.5^{\circ}C \quad (7.18)$$

Horisontalt varierende temperaturandel

Med horisontalt varierende temperaturandel menes det at steget på én side av brua varmes opp mer enn steg på motsatt side, typisk fra sollys. Dette kan være aktuelt når brua har en slik plassering at den ene halvdel av brua ofte ligger i skyggen. I samråd med veileder blir ikke denne virkningen tatt hensyn til i denne oppgaven. Det blir heller ikke tatt hensyn til temperaturforskjeller mellom konstruksjonsdeler og temperaturforskjell mellom innvendig og utvendig tverrsnitt.

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

For å ta hensyn til både den vertikalt varierende temperaturandel(døgnvariasjon) og den jevnt fordelte temperaturandel(årstidsvariasjon), kombineres disse etter EK1-5 punkt 6.1.5. Den mest ugunstigste kombinasjonen skal brukes:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_n \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (7.19)$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (7.20)$$

der

$$\omega_n = 0,35 \quad \text{og} \quad \omega_m = 0,75 \quad (7.21)$$

Likning 7.19 og 7.20 resulterer i følgende samvirkekombinasjoner:

Tabell 7.1: Temperaturkombinasjoner

Temperaturlast 1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
Temperaturlast 2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
Temperaturlast 3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
Temperaturlast 4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
Temperaturlast 5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$
Temperaturlast 6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$
Temperaturlast 7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$
Temperaturlast 8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

7.3 Deformasjonslaster

7.3.1 Kryp

Kryp er en deformasjonslast som oppstår når betongen utsettes for trykk over lang tid. I tillegg til den momentane sammentrykning som oppstår når lasten påføres, vil betongen forsette kontrahere med tiden. Den tidsavhengige tilleggsdeformasjon kalles kryptøyning, ε_{cc} , og er avhengig av spenningsnivå og hvor lenge denne spenningen opptrer. Ifølge NS 3473 kan kryptøyningen antas proporsjonal med betongspenningen, σ_c , og uttrykkes ved punkt 9.3.2:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \varepsilon_c = \varphi \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \quad (7.22)$$

Det tidsavhengige kryptallet, $\varphi(t, t_0)$, avhenger blant annet av tverrsnittets dimensjon, betongens sammensetning og omgivelsenes temperatur og relative luftfuktighet. Betongens alder ved pålastning samt det betraktede tidspunkt inngår også i beregningen og vil gi stort utslag i kryptutviklingen, da kryptallet vokser hurtigere i ung betong og avtar med økende alder. Kryptallet beregnes etter NS3473 tillegg A.9.3.2 [28]:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0) \quad (7.23)$$

Faktoren φ_0 tar hensyn til uttørkningshastigheten, der både h_0 , som sier noe om andel betongareal som utsettes for uttørkning, og RH som tar hensyn til relativ luftfuktighet, inngår. Faktorene β_1 og β_2 tar hensyn til betongens fasthet og alder ved pålasting. Høy alder ved pålasting samt høy betongfasthet gir mindre krytputvikling:

$$\varphi_0 = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.08 \cdot (h_0)^{1/3}} \quad (7.24)$$

$$\beta_1 = \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} \quad (7.25)$$

$$\beta_2 = \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} \quad (7.26)$$

$$(7.27)$$

$\beta_c(t - t_0)$ og β_h tar hensyn til belastningsvarighet og relativ luftfuktighet:

$$\beta_c(t - t_0) = [(t - t_0)/(\beta_h + t - t_0)]^{0.3} \quad (7.28)$$

$$\beta_h = 1.5[1 + 0.00012(RH/50)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad (7.29)$$

Når kryptallet er kjent kan kryptøyningen fra likning 7.22 beregnes, som også inneholder betongtøyningen. Siden Osstrupen bru er av typen FFB er det stor variasjon i tverrsnittene, slik at det er valgt å beregne kryptøyningen på en forenklet metode etter samråd med veileder.

Det er mest interessant å finne kryptøyningen i høyde med spennarmering, siden kryptøyningen vil redusere forspenningskraften. For å beregne betongspenningen i et ønsket punkt i tverrsnittet, er det utarbeidet et regneark der høyden y kan varieres. Siden betongen har forskjellig stivhet etter kort og lang tid, beregnes korttids- og langtidsspenningen. Når disse betongspenningene er kjent, kan betongtøyningen etter kort og lang tid bestemmes, og den totale tøyningen er differansen mellom disse:

$$\varepsilon_{c.tv.skott} = \varepsilon_{c.tv.skott.lang} - \varepsilon_{c.tv.skott.kort} \quad (7.30)$$

$$\varepsilon_{c.midt} = \varepsilon_{c.midt.lang} - \varepsilon_{c.midt.kort} \quad (7.31)$$

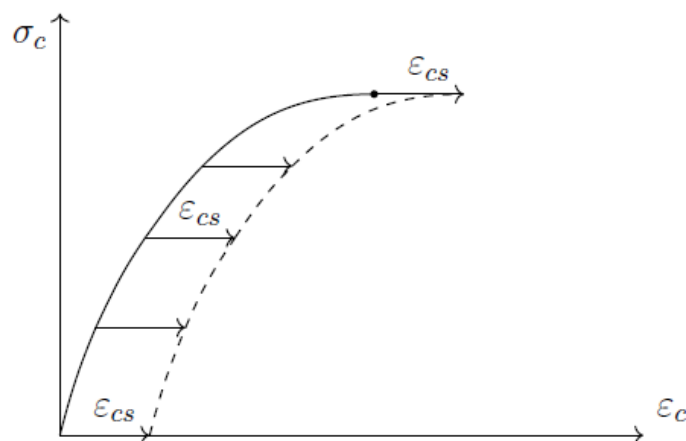
Kryptøyningen etter lang tid beregnes både for det største tverrsnittet ved tverrskott, og for det minste tverrsnittet ytterst på kragearmen. Den gjennomsnittlige kryptøyningen for brua blir dermed:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\varphi_{tv.skott} \varepsilon_{c.tv.skott} + \varphi_{midt} \varepsilon_{c.midt}}{2} = -0.169\% \quad (7.32)$$

Siden denne oppgaven ikke omhandler kryptutvikling og dens påvirkning på brua spesifikt, er det bestemt å bruke denne forenklete metoden. Kryptøyningen bør i mer detaljerte analyser gjøres mer nøyaktig, da FFB-bruer støpes etappevis som påvirker kryptallet, for eksempel ved bruk av delkryptmetode. Brua utsettes også for forskjellige laster i utførelsesfasen, for eksempel fra forskalingsvogn, som påvirker betongspenningen og bør inngå i en mer detaljert krypanalyse. Oppgaveforfatterne mener uansett at forenklet metode gir pålitelige resultater i forhold til formålet med denne oppgaven. Fullstendig beregning av det gjennomsnittlige kryptallet, kort- og langtidstøyning samt den gjennomsnittlige kryptøyningen, vises i vedlegg C.

7.3.2 Svinn

Betong inneholder mye vann som tilsettes når den produseres. Med tiden vil denne fuktigheten tørke ut og betongen vil krympe. Svinn oppstår på grunn av denne volumendringen knyttet til fuktinnholdet i betongen. I motsetning til kryptøyning er svinntøyningen uavhengig av lastnivå. Dette er illustrert i figur 7.5:



Figur 7.5: Virkning av svinntøyning på $\sigma_c - \varepsilon_c$ diagrammet [29]

Dagens regelverk deler opp den totale svinntøyningen i to bidrag, uttørkingssvinn ε_{cs} og auto-gent svinn ε_{ca} . Uttørkingssvinnet oppstår over lang tid fordi betongen tørker ut, mens det auto-gene svinnet utvikler seg med betongens fasthet og oppstår hovedsaklig på et tidlig stadiet etter utstøping. I motsetning til EK2 deler ikke NS 3473 svinntøyningen opp i to bidrag. Fri svinntøyning, $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, er den uniforme sammentrekningen av betongen uten fastholdning fra armering. Svinntøyningen regnes ut etter NS 3473 tillegg A.9.3.2:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \beta_s(t - t_s) \quad (7.33)$$

Faktoren ε_s tar hensyn til den relative luftfuktigheten til omgivelsene, og $\beta_s(t - t_0)$ er en funksjon av tiden og effektivt tverrsnittsareal:

$$\varepsilon_s = -550 \cdot 10^{-6} [1 - (RH/100)^3] \quad (7.34)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{0.035h_o^2 + t - t_s} \right]^{0.5} \quad (7.35)$$

Betongens svinntøyning etter lang tid beregnes på en forenklet måte etter samråd med veileder, og i forhold til denne oppgavens formål. Siden det kun er det effektive tverrsnittsarealet som er varierende for beregning av betongens svinn, beregnes svinntøyningen både for det største tverrsnittet ved tverrskott, og det minste tverrsnittet ytterst på kragearmen. Svinntøyningen i brua blir gjennomsnittet av disse og regnes etter likning 7.36:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \left(\frac{\beta_{s.tv.skott}(t - t_s) + \beta_{s.midt}(t - t_s)}{2} \right) = -0.338\% \quad (7.36)$$

Beregning av svinntøyning bør beregnes på en mer detaljert måte hvis denne virkningen har stor betydning for brua. Siden starttidspunkt for uttørkingen er forskjellig grunnet utførelse med støpetapper, bør en metode som tar hensyn til dette benyttes, for eksempel delsvinnmetoden. Undertegnede mener uansett at forenklet metode gir pålitelige resultater for analysen i denne oppgaven. Fullstendig beregning av svinntøyningen ved tverrskott og ytterst på kragearmen, samt den gjennomsnittlige svinntøyning, finnes i vedlegg C.

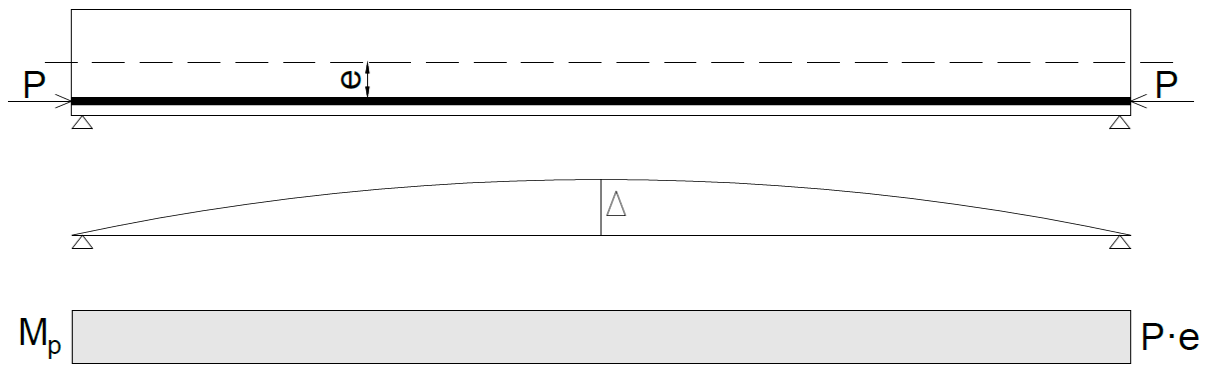
7.4 Forspenning

Generelt kan man forspenne på to måter, enten før oppspenning eller etter oppspenning. Forskjellen er om spennarmeringen strekkes opp før eller etter at betongen er støpt og herdnet. I betongkonstruksjoner med store spennvidder er det vanlig å bruke spennbetong for å redusere egenvekten. Da benyttes ofte betong med høyere fasthet sammenlignet med hva som er vanlig for slakkarmerte konstruksjoner. Dette skyldes at betongen blir påført høye trykkspenninger fra forspenningen samt lokale trykkspenninger ved forankring av spennsystemet. Forspenningen overfører et moment til konstruksjonen som består av spennkraften multiplisert med eksentrisiteten mellom spennarmeringen og tverrsnittets tyngdepunkt. I statisk ubestemte konstruksjoner vil det også oppstå et tilleggsmoment i form av tvangskrefter:

$$M_{tot} = M_p + M_{tvang} \quad (7.37)$$

Siden Osstrupen bru har et ledd i midten og derfor betraktes som en statisk bestemt konstruksjon, vil det ikke oppstå tvangsmoment. Totalt moment er derfor kun summen av spennkraft multiplisert med eksentrisiteten:

$$M_{tot} = M_p = P \cdot e \quad (7.38)$$



Figur 7.6: Effekt av forspenning

7.4.1 Tap av spennkraft

I spennarmerte konstruksjoner vil man aldri stå igjen med samme spennkraft som den man jekket opp med. Spennkraften vil reduseres med tiden på grunn av relaksasjon av stålet, samt svinn og kryp i betongen som vil påføre spennarmeringen en trykkraft og motvirke strekkraften. For å begrense disse tidsavhengige tapene, er det nødvendig å bruke spennstål med høy fasthet [29]. Spennkrafttapet deles hovedsaklig inn i tre kategorier:

Tap av tøyingsdifferanse oppstår før det etableres heftforbindelse mellom betongen og spennkablene, og skjer umiddelbart ved etteroppspenning. Dette tapet kan skyldes låsetap og friksjonstap, og omtales videre på neste side.

Spenningsendring på grunn av korttidslast kan forekomme i etteroppspente konstruksjoner hvor flere spennkabler spennes opp suksessivt [29]. Tap som skyldes korttidslast vil ikke bli behandlet videre i denne oppgaven.

Tidsavhengige tap skyldes svinn og kryp i betongen, samt relaksasjon av spennstålet. Tidsavhengige tap oppstår både i før- og etteroppspente konstruksjoner.

Friksjonstap

I etteroppspente konstruksjoner ligger spennkablene i utsparingsrør som støpes inn i betongen. Det vil dannes friksjonskrefter mellom spennkablene og utsparingsrøret som motvirker glidning, og denne kraften skyldes normalkrefter mellom spennstål og utsparingsrør. Siden spennarmeringen i Osstrupen bru ikke har kurvatur i vertikalplanet, vil friksjonskreftene være mindre sammenlignet med parabelformet spennarmering. Det vil uansett oppstå friksjonskrefter når spennkablene krummer ut mot steget for å forankres, sett i horisontalplanet. Denne typen friksjon omtales ofte som kurvatureffekten. Det vil også oppstå en tilleggskrumning siden utsparingsrøret aldri vil være helt rett når det monteres. Denne tilleggskrumningen avhenger av lengden på spennkabelen, og kalles derfor lengdeeffekten. For BBRV-spennsystem settes friksjonskoeffisienten μ lik 0,2 og krumningsfaktoren k lik 0,002, hentet fra *Materialeregenskaper og tverrsnitt* [19].

Låsetap

Låsetap skjer når spennkabelene forankres og er ekstra sannsynlig hvis det benyttes kilelåser, som er den mest utbredte låsemekanismen [29]. Låsetapet oppstår i det øyeeblikket spennkraften overføres fra jekken til forankringen.

I Osstrupen bru er det ikke benyttet kilelås, men en låsetype av typen BBRV TYPE-R, som vist i kapittel 5. Endeforankringer består av en støtteplate og et trådanker, hvor hver tråd forankres individuelt ved at tråden stukes slik at det dannes et hode [22]. Ifølge leverandør unngår man helt låsetap med dette spennsystemet, slik at $\sigma_{lås}$ settes til 0 mm. Dette er også verifisert i materialeegenskapene fra Statens vegvesen [19].

Relaksasjon av spennstål

Relaksasjon oppstår fordi spennstålet blir stående med store strekktøyninger i hele konstruksjonens levetid. Relaksasjonen er spenningsfallet i stålet som skyldes denne konstante tøyningen over lang tid. Ved dimensjonering beregnes relaksasjonstapet basert på p_{1000} , som er relaksasjonstapet i prosent etter 1000 timer etter oppspenning og med middeltemperatur på 20°C [29].

Fra leverandør av spennsystemet oppgis relaksasjonstapet etter 1000 timer til 8 %. For å beregne spenningstapet som følge av relaksasjon, benyttes EK2 punkt 3.3.2. Relaksasjonstapet på 8 % tilsvarer klasse 1:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (7.39)$$

Betongens kryp og svinn

For å regne ut spennkrafttapet grunnet kryp og svinn i betongen, benyttes en forenklet metode fra kapittel 6.3 i *Betongkonstruksjoner* [29]. Betongtøyningen beregnes på grunnlag av opp-tredende momenter fra NovaFrame, der kun egenvekt av betongen er inkludert. Deretter finnes betongtøyning etter kort og lang tid med bidrag fra forspenningen, og kryptapet i spennarmering er differansen mellom disse. Siden kryptapet avhenger av betongspenning og lastnivå, forenkles tapet ved å beregne betongspenning ved tverrsnitt og feltmidt. Her finnes det største og minste tverrsnittet, og det største og minste momentet. Kryptapet blir da differansen mellom kort- og langtidstøyningen, og anses som en representativ verdi for denne forenklede metoden:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} = \Delta\varepsilon_{cL} - \Delta\varepsilon_{ck} \quad (7.40)$$

Tap av spennkraft grunnet svinn i betongen beregnes på grunnlag av det effektive tverrsnittet, slik at spenningstapet grunnet svinn beregnes som et gjennomsnitt av svinntøyningen ved tverrsnitt og feltmidt. Siden svinntøyningen ikke avhenger av betongspenningen, settes svinntapet lik betongens svinntøyning etter lang tid.

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = \Delta\varepsilon_{cL} \quad (7.41)$$

Dette ansees som en pålitelig forenkling, siden beregningsmodellen i EK2 punkt 5.10.6 også kun betrakter bidrag fra betongens svinntøyning for å finne det totale spennkrafttapet i spennarmeringen. Utregning av spennkrafttap forklares nærmere i kapittel 8.7.3 og vises i sin helhet i vedlegg D.

7.5 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er laster som oppstår ved et ulykkestilfelle eller unormal hendelse. Dette kan være påkjøringslaster fra for eksempel kjøretøy, skip og jernbanetraffikk. Det kan også være laster fra fallende gjenstander eller eksplosjon [3]. Ulykkeslaster blir ikke analysert i denne oppgaven og neglisjeres videre.

7.6 Grensetilstand og lastkombinasjoner

Grensetilstanden og lastkombinasjonene bestemmes etter håndbok R412. De grensetilstandene som er aktuelle for brukklassifisering er:

- Bruddgrensetilstand (ULS)
- Bruksgrensetilstand (SLS)
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

For brukklassifisering er det et minimum å foreta kontroll i bruddgrensetilstand. De ulike grensetilstandene består av lastkombinasjoner som finner en dimensjonerende last slik at man kan kontrollere at disse ikke overskrider konstruksjonens motstandskriterier. I denne oppgaven vil hovedfokuset være på brudd- og bruksgrensetilstand, slik at resterende grensetilstander neglisjeres.

7.6.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand er en tilstand som er knyttet til sammenbrudd eller annen form for svikt i konstruksjonen [30]. I henhold til R412 består bruddgrensekontrollen av lastkombinasjon a og b, der den ugunstigste av kombinasjonene legges til grunn for dimensjoneringen. Lastkombinasjon a og b finnes i tabell 3.3-1 i R412 og gjengis her som tabell 7.2:

Tabell 7.2: Lastkombinasjon ULS [3]

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1.0	1.15/1.0	γ_D	$\gamma_1 * Q_1$
b	1.0	1.0	1.0	$\gamma_2 * Q_1 + 0.8 * \sum Q_n$

γ_D = 1.1/0.9 for direkte virkinger av spennkrefter

= 1.0 for øvrige laster

γ_1 = 1.3 for brukslaster i to lastfelt

= 1.4 for brukslaster i ett lastfelt

= 1.2 for spesialtransporter

= 1.15 for motorredskaper

= 1.1 for engangslaster

= 1.0 for temperaturlast

= 1.6 for øvrige variable laster

γ_2 = 1.2 for brukslaster

= 1.1 for spesialtransporter

= 1.05 for motorredskaper

= 0.8 for temperaturlaster

= 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

7.6.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand omhandler konstruksjonen i bruksfasen og konstruksjonens funksjonsdyktighet kontrolleres for nedbøyning, svingninger og riss. Lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand finnes i tabell 3.3-2 i R412 og gjengis her som tabell 7.3:

Tabell 7.3: Lastkombinasjon SLS [3]

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons- laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast	Naturlast	Ballast etc.
			T	E	L
a	1.0	1.0	$Q_1 + 0.7 * \sum Q_n$		1.0
b	1.0	1.0	$\Psi_1 Q_1 + 0.7 * \sum \Psi_1 Q_n$		

Ψ_1 = 0.5 for trafikklast

= 0.5 for naturlast

= 1.0 for ballast etc.

Lastkombinasjon a brukes for kontroll av lager- og fugeforskyvinger og lignende. Under denne kontrollen brukes den største forventende lasttilstanden i konstruksjonens levetid. Lastkombinasjon b brukes for kontroll av rissvidde i betongkonstruksjoner, deformasjoner og forskyvninger. Denne kombinasjonen brukes med en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid.

Kapittel 8

Modellering i NovaFrame

Dette kapittelet vil beskrive hvordan Osstrupen bru har blitt modellert i analyseprogrammet NovaFrame. Hensikten med å modellere brua i NovaFrame er å analysere bruas respons i aktuelle lastkombinasjoner, slik at bruas kapasitet kan vurderes i brudd- og bruksgrensetilstand. For å lage en god og realistisk modell som samsvarer med hvordan Osstrupen bru er konstruert, er beregningsgrunnlaget som beskrevet i kapittel 5 brukt samt tegningsgrunnlaget vist i vedlegg A.

8.1 Om NovaFrame

NovaFrame er et rammeanalyseprogram som er utviklet av Aas-Jakobsen. Programmet baseres på elementmetoden og benytter bjelkeelementer for å løse statiske og dynamiske analyser i 3D [31]. NovaFrame er velegnet for bruanalyse siden man kan lage komplekse tredimensjonale modeller og modellere spennarmeringen helt nøyaktig. Programmet gjør det mulig å angi tapsparatere for spennarmeringen, slik at spennkraften blir redusert etter hvilket snitt man analyserer. Betongens kryp- og svinntøyning er også inputverdier i NovaFrame, og disse blir da beregnet som deformasjonslaste. NovaFrame tillater å legge inn mange forskjellige lasttilfeller og programmet har en funksjon som gjør det mulig å hente ut den ugunstigste lastkombinasjonen med hensyn til hvilke lastvirkninger som analyseres.

Bruergrensesnittet baseres på ASCII-filer som kan skrives direkte inn i programmet eller det kan benyttes andre tekstredigeringsprogrammer som for eksempel notisblokk. ASCII står for American Standard Code for Information Interchange og er et tegnesett som utveksler tekst mellom datamaskiner [32].

I NovaFrame finnes et globalt og et lokalt aksesystem som vist i figur 8.1. NovaFrame har aksesystem som tar for seg lokale og globale retninger. Det globale aksesystemet består av X, Y og Z, og det lokale består av L, M og N og er på elementnivå.

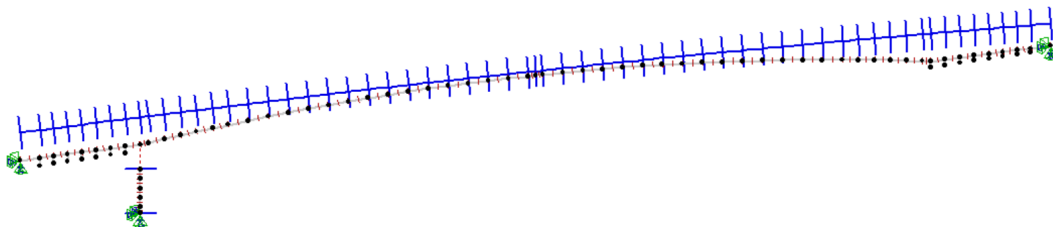


Figur 8.1: Globalt og lokalt aksesystem i NovaFrame

8.2 Referanselinjer og akser

Det er laget en referanselinje som følger veikurvaturen til brua og er plassert i senter av brubanen slik at den kan brukes videre i modelleringsprosessen. Den er også laget slik at tverrsnittene kan variere fritt under referanselinjen. Referanselinjen er bygget opp etter kotehøyder som er definert på tegningsgrunnlaget og kotehøydene er definert med et nullpunkt ved vannoverflaten. Referanselinjen er modellert etter geometrien beskrevet i kapittel 5.

Aksene på referanselinjen er bygget opp slik at de følger støpetappene på brua. Dette gjør det enkelt å plassere hvert tverrsnitt for hver støpetappe slik at geometrien på brua blir riktig. Det er også satt inn akser for pilaren. I figur 8.2 er referanselinjene og aksene illustrert fra NovaFrame.



Figur 8.2: Referanselinjen og akser i NovaFrame

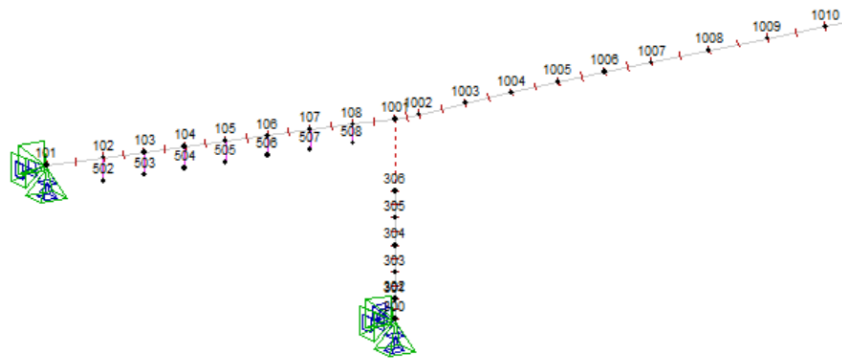
8.3 Noder og elementer

Etter referanselinjene og aksene er dannet kan noder plasseres i modellen. Nodene er plassert i aksene som representerer støpetappene i brua og landkarene, samt akser som beskriver start- og slutt punkt for pilaren. Det er også laget noder i underkant av landkarene slik at disse kan modelleres med fjærer, som forklares i neste kapittel. Når nodene er etablert, blir det dannet bjelkeelementer mellom hver node. Nummerering på noder og elementer er vist i tabell 8.1.

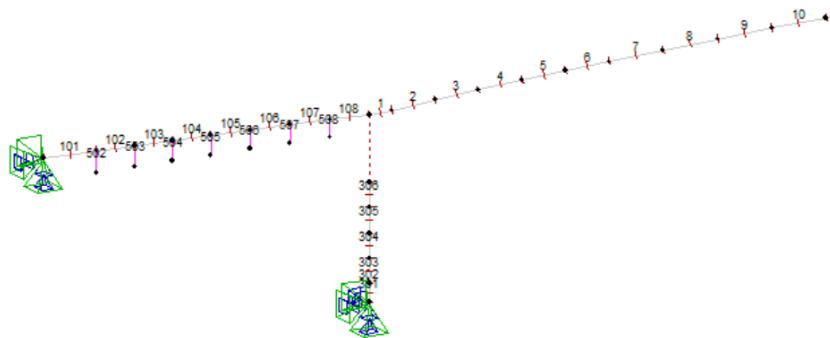
Tabell 8.1: Noder og elementer i NovaFrame

	Brubane	Pilar	Søndre landkar	Nordre landkar
Noder	1001-1044	300-306	101-108 502-508	201-209 401-408
Elementer	1-44	301-306	101-108 502-508	201-208 401-408

I figur 8.3 og figur 8.4 er det vist hvordan nodesystemet og elementsystemet er bygd opp for henholdsvis brubanen, landkarene og pilaren på den søndre siden av brua.



Figur 8.3: Nodesystem i NovaFrame



Figur 8.4: Elementsystem i NovaFrame

8.4 Randbetingelser

Som forklart i kapittel 5.2 er landkarene forankret til fjell med spennkabler. For å ta hensyn til denne forankringen modelleres det fastlager i hver ende av landkarene, og vil fastholde mot

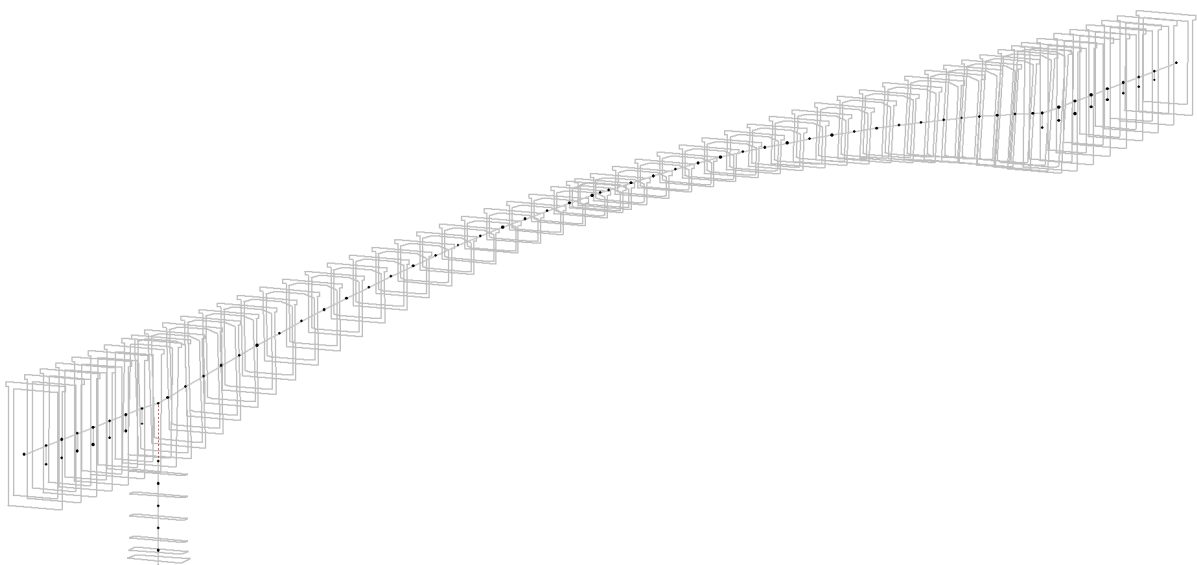
translasjon i lengderetning. Videre er landkarene omsluttet av fjell både på underside og langs steget. For å modellere egenskapene til fjellet i NovaFrame hadde det vært best å benyttet vertikale bjelkeelementer med “uendelig” trykkstyrke og null strekkstyrke, slik at landkaret kunne få oppløft men ikke nedbøyning. I NovaFrame er modellering med fjærer eneste mulighet, der stivhet i hver retning angis manuelt. Fjærene modelleres med “uendelig” stivhet i global z og x-retning, det vil si i bruas vertikalplan og lengderetning. Det er desverre ikke mulig å definere forskjellig stivhet i positiv og negativ z-retning, slik at landkaret ikke ble modellert med ønsket randbetingelse. I modellen er landkaret feilaktig fastholdt mot bevegelse i positiv z-retning, men dette har ikke mye betydning for kreftene i kragearmene og neglisjeres etter samråd med veileder.

Pilaren er modellert som monolittisk forbundet til brua, som vil si at det er en momentstiv forbindelse mellom pilar og brukassen. For å få til en slik forbindelse i NovaFrame kan det benyttes master-slave noder. Master-slave noder fungerer slik at slavenoden får lik belastning og bevegelse som master-noden. Derfor modelleres en master-node i brukassen med slave-node i topp av pilaren, og det er kontrollert at forbindelsen overfører moment. I bunn av pilaren modelleres en fast innspenning som tilsvarer fundamentet som nevnt i kapittel 5.2.

Leddet i midten av brua modelleres med funksjonen *Joints*. NovaFrame er bygd opp slik at alle elementene er koblet sammen med seks frihetsgrader i hver elementende. Når leddet skal modelleres må det spesifiseres hvilke frihetsgrader som skal frigjøres. For å oppnå ønsket virkning fra leddet frigjøres rotasjonsfrihetsgraden om lokal L-akse og translasjonsfrihetsgrad i lokal M-retning.

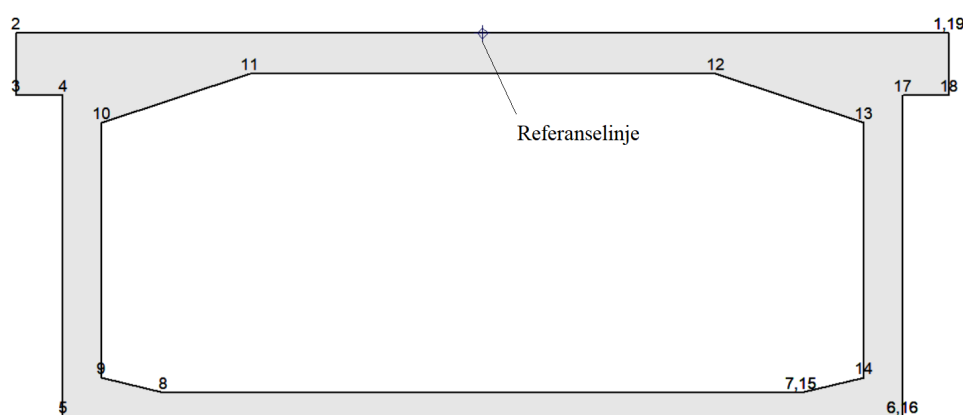
8.5 Tverrsnitt

Brubanen er bygd opp med 42 forskjellige kassetverrsnitt der tverrsnittshøyden, tykkelsen på stegene og undergurten varierer. Tverrsnittshøyden varierer fra 11,55 meter ved landkaret og 2,46 meter ved feltmidte. I figur 8.5 er det vist hvordan tverrsnittet varierer langs hele brua:



Figur 8.5: Tverrsnittsvariasjon i NovaFrame

I NovaFrame må tverrsnittene egendefineres ved å plote inn punkter som utgjør geometrien til hvert enkelt tverrsnitt. I beregningsgrunnlaget er det oppgitt et nytt tverrsnitt for hver støpetappe, og alle disse tverrsnittene knyttes til hvert sitt profilnummer på referanselinjen. På denne måten får alle elementene i modellen et start- og sluttverrsnitt. NovaFrame interpolerer selv mellom disse to tverrsnittene og tverrsnittsvariasjonen blir lineær over elementlengden. For at NovaFrame skal klare denne interpolasjonen er det derfor viktig at alle tverrsnittene er bygd opp av like mange punkter. Videre blir alle tverrsnittene koblet opp mot referanselinjen, slik at senter i topp av bruplate ligger på referanselinjen som representerer brubanen. Både oppbygging av punktene og referanselinje-punktet er illustrert i figur 8.6. Fra beregningsgrunnlaget er det egentlig en utsparring i undergurt på omtrent 20 meter for hver kragearm fra feltmidt med varierende bredde. Denne utsparringen er utelatt i modelleringen og vil være en konservativ forenkling grunnet økt egenvekt.



Figur 8.6: Oppbygning av tverrsnitt i NovaFrame

8.6 Betong

Materialdata som forklart for betong C40, angis i NovaFrame og de dataene som legges inn kan ses i tabell 8.2

Tabell 8.2: Betongegenskaper i NovaFrame

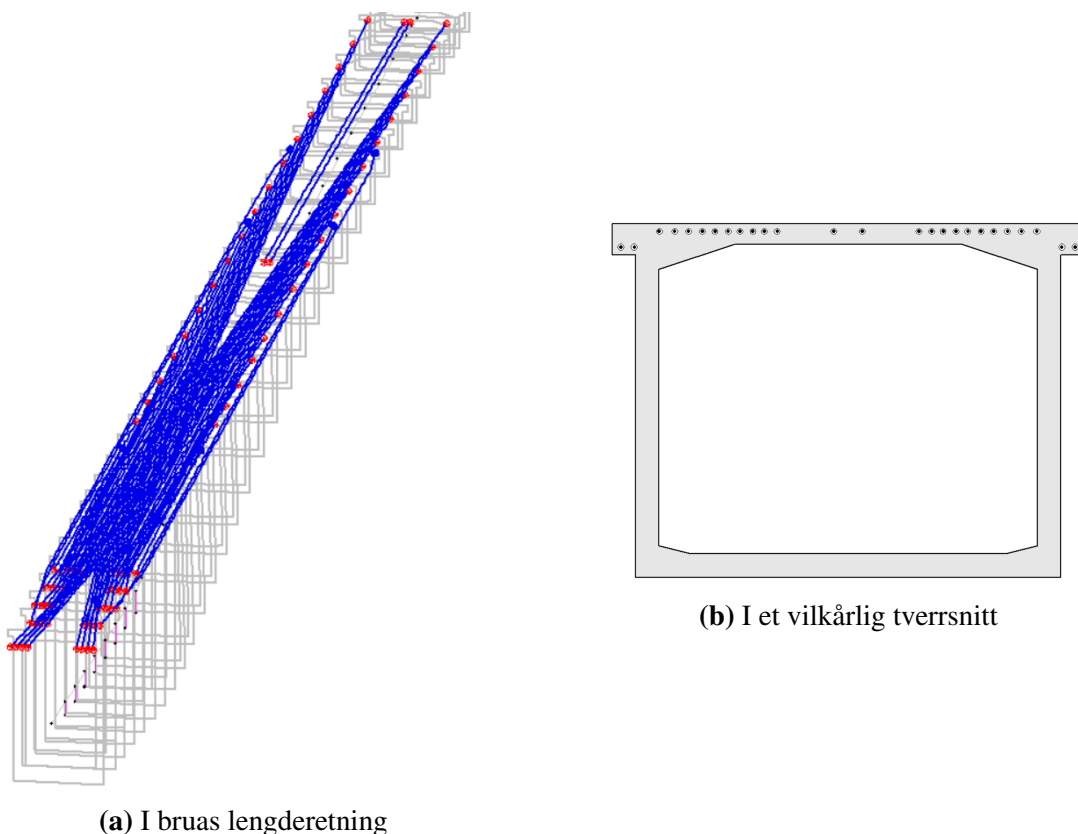
Betongkvalitet		C40
Betongens densitet	ρ	2500 kg/m ³
Karakteristisk terningfasthet	f_{ck}	40 MPa
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	32 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	25.2 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1.85 MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	26 500 MPa

8.7 Spennkabler

Det er viktig at spennkablene modelleres korrekt i NovaFrame da spennkraften utgjør en stor del av bruas kapasitet. Nedenfor følger beskrivelse av hvordan dette er gjort i NovaFrame, for å få en så reell oppførsel av spennkabelene som mulig.

8.7.1 Kabelføring

Spennkablene er modellert etter geometrien fra tegningsgrunnlaget og vist i vedlegg A. I NovaFrame kan det velges å angi spennkablene i grupper eller hver for seg. Siden alle kablene i Osstrupen bru er unike ved at de forankres på forskjellige steder og derfor har ulik lengde, velges det å legge inn én og én kabel i programmet. Denne metoden er tidkrevende men gir brukeren god kontroll på alle input. Alle kabler modelleres etter geometrien i bruas lengderetning, samt i bruas horisontalretning sett ovenfra, og knyttes mot referanselinjen. Siden spennkablene ikke varierer over høyden i bruas lengderetning, gjør dette modelleringen noe enklere. I figur 8.7a er det vist hvordan spennkablene varierer i bruas lengderetning for den ene kragearmen. De røde sirklene angir aktiv forankring, mens de blå sirklene angir passiv forankring. I figur 8.7b er det vist hvordan spennkablene ligger i bruplatten for et vilkårlig tverrsnitt.



Figur 8.7: Plassering av spennkabler i NovaFrame

8.7.2 Oppspenningskraft

I NovaFrame finnes det mange parametere som må angis for spennarmeringen. Det må blant annet velges om kablene er før- eller etteroppspent, hvilke materialegenskaper kablene skal ha, dimensjonen til kabelrør, styrke til injiseringsmassen samt armeringsarealet per kabel. I tabell 8.3 vises alle materialparametere som er angitt for spennkablene i NovaFrame. Oppspenningskraften blir automatisk regnet ut av programmet ved å angi prosentandel av $f_{p0.2k}$. Siden dimensjonerende oppspenningskraft er $0,8f_{p0.2k}$, legges det inn 80% ved de aktive ankerene.

Tabell 8.3: Parametere for spennarmering i NovaFrame

Materialdata		
Karakteristisk flytegrense	$f_{p0.2k}$	1520 N/mm ²
Elastisitetsmodul	E_p	206000 N/mm ²
Tverrsnittsareal	A_p	1583 mm ²
Maksimal tøyningsgrense		20 ‰
Diameter kabelrør		87 mm
Injiseringsmassens styrke		50 N/mm ²
Oppspenning ved aktiv ende		80 %

8.7.3 Tap av spennkraft

Det må også angis tapsparametere for spennkablene slik at NovaFrame kan hente ut korrekte spennkrefter i forskjellige snitt i brua. Det må blant annet angis friksjonskoeffisient mellom spennkablene og betongen på grunn av krumningen, friksjonskoeffisient på grunn av tilfeldig retningsendring og hvilket låsetap som er forventet av BBRV-systemet. Disse verdiene er hentet fra dokumentet *Materialegenskaper og tverrsnitt* [19] og forklart i kapittel 7.

Tabell 8.4: Tapsparametere for spennarmering i NovaFrame

Tapsparametere	
Friksjonskoeffisient	0,2 rad ⁻¹
Tilleggskrumning	0,002 m ⁻¹
Låsetap	0 mm
Kryptøyning	-0.169 ‰
Svinntøyning	-0.338 ‰
S1 (Prosentvis bruddspenning ved 0 % relaksasjonstap)	67,0 %
S2 (Prosentvis bruddspenning ved 8 % relaksasjonstap)	94,3%
T2 (Relaksasjonstap etter 1000t)	8 %

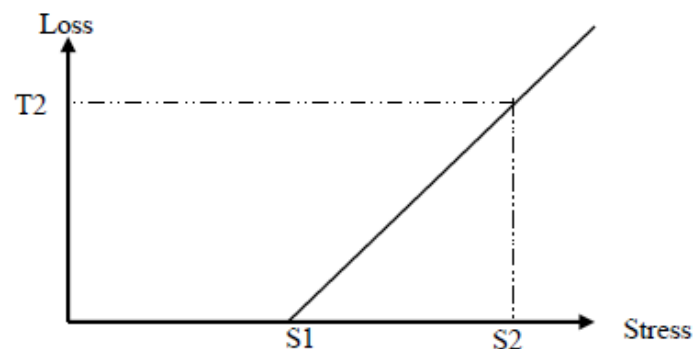
Tap grunnet betongens kryp og svinn

Tap av spennkraft grunnet kryp og svinn må spesifiseres i NovaFrame og angis som betongens tøyning i promille. Betongens gjennomsnittlige kryptøyning er beregnet slik som forklart

i kapittel 7.3.1, og gjennomsnittlig svinntøyning er beregnet slik som i 7.3.2.

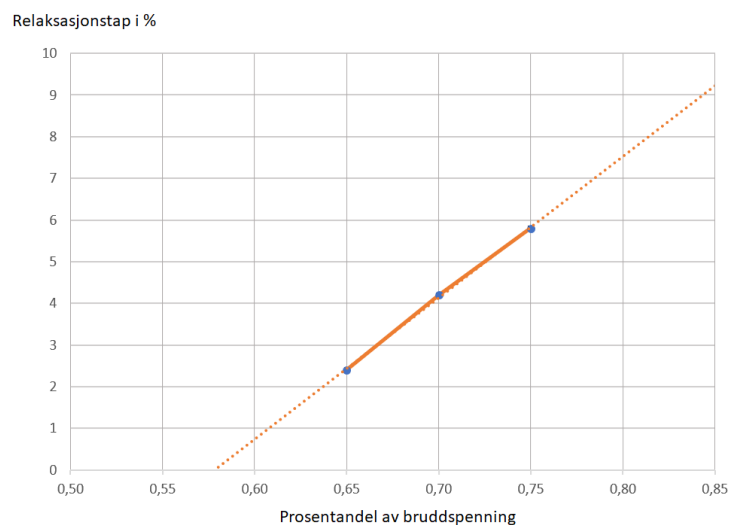
Relaksasjonstap

Verdiene som definerer relaksasjonstap i NovaFrame har benevningene S1, S2 og T2, som vist i figur 8.8. S1 er prosentandel av bruddspenningen til stålet ved 0 % relaksasjon, og S2 er bruddspenningen til stålet ved relaksasjonen etter 1000 timer. T2 er relaksasjonstapet i prosent etter 1000 timer.



Figur 8.8: Definisjon av relaksasjonstap i NovaFrame [31]

Basert på informasjon fra stålleverandør [22] kan verdier for relaksasjonstapet som skal angis i NovaFrame regnes ut. I grafen nedenfor er tre verdier som viser sammenhengen mellom relaksasjonstap og spenning angitt. Linjen er videre ekstrapolert for å finne verdien ved 0 og 8 % relaksasjon. Dette gir utgangspunkt for å regne ut parameterne S1, S2 og T2:



Figur 8.9: Sammenheng mellom relaksasjonstap og spenning

$$S1 = 0.575 \frac{f_{pk}}{f_{po.1k}} 100\% = 0.575 \frac{1770}{1520} 100\% = 67\% \quad (8.1)$$

$$S2 = 0.81 \frac{f_{pk}}{f_{po.1k}} 100\% = 0.81 \frac{1770}{1520} 100\% = 94.3\% \quad (8.2)$$

$$T2 = 8\% \quad (8.3)$$

Paramaterene S1, S2 og T2 angis i Novaframe og programmet beregner spennkrafttap grunnet relaksasjon basert på disse verdiene, og vil verifiseres med håndberegninger senere i oppgaven.

8.8 Laster

8.8.1 Egenvekt

Egenvekten på brua blir definert etter tyngdetetthet, tverrsnittsareal og elementlengde. Tyngdetettheten for armert betong blir satt lik 25 kN/m³ for alle elementene og NovaFrame vil beregne egenvekten selv basert på tverrsnittene som er angitt. Siden tverrsnittene vil variere over hele brua vil også egenvekten være varierende. For bruas superegenvekt blir tyngde til rekkverkene som er på begge sidene av kjørebanelen lagt inn. Denne vekta blir satt lik 0,5 kN/m og blir plassert med en eksentrisitet slik at de blir plassert på hver side i tverretningen.

8.8.2 Trafikklast

For å modellere trafikklasten i NovaFrame lages først en trafikklinje der det angis hvilke elementer trafikken skal belaste. Alle elementer som representerer kragearmene skal belastes fra trafikklast slik at element 1-44 spesifiseres. Etter trafikklinjen er definert, blir størrelse på lasten definert og det bestemmes hvilke lastfelt lasten skal gjelde for. NovaFrame har definert mange trafikklast, men ikke Bk10/60 slik som Osstrupen bru er definert. For å få inn BK10/60 i NovaFrame brukes en gammel internordiske trafikklast som heter Highway V1, etter samråd med veileder. Denne lasten består av tre aksellaster som representerer vogntog og tunge kjøretøy, og en jevnt fordelt last som representerer lett blandet trafikklast. For å gjenskape Bk10/60 må det gjøres en tilnærming, siden denne brukslasten består av aksellast, totalvekt og en jevnt fordelt last som vist i tabell 8.5:

Tabell 8.5: Trafikklast Bk10/60 for Osstrupen bru

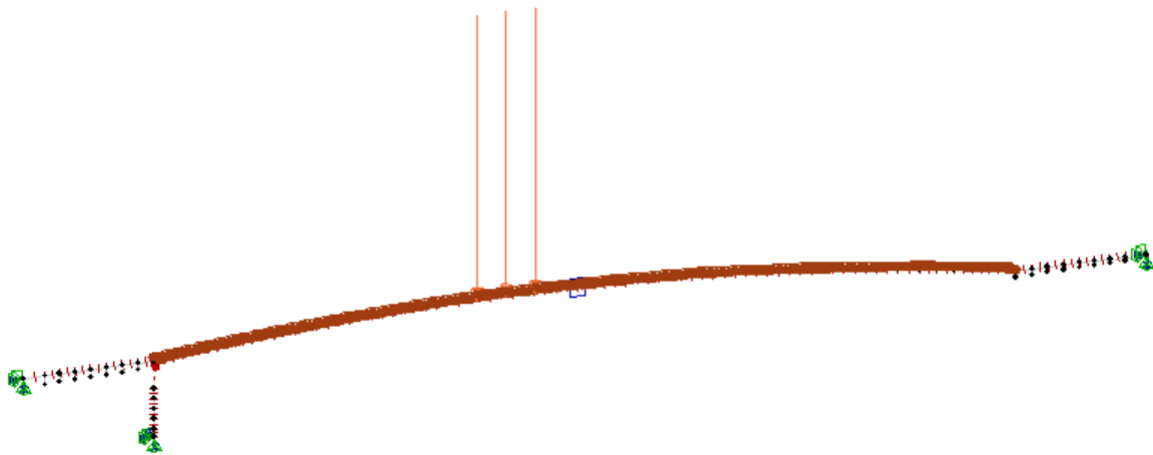
Lasttype	Bruksklasse Bk10/60
Aksellast (A)	40 kN
Totalvekt (V)	600 kN over L=18 meter
Lettere blandet trafikk (p)	6 kN/m

Aksellasten og totalvekten fra Bk10/60 sammenføres og vil danne tre aksellaster på 180 kN i V1 som en tilnærming av Bk10/60. Det legges også til jevnt fordelt last på 6 kN/m som representerer lettere blandet trafikk.

$$A_{V1} = (V + A - p \cdot L)/3 = 177,3 \approx 180kN \quad (8.4)$$

Dette gjelder bare for ett trafikkfelt i brua siden brua blir dimensjonert med ett trafikkfelt med tunge kjøretøy og ett trafikkfelt med lettere blandet trafikk som nevnt i 7.2.1. Derfor vil det andre lastfeltet kun bestå av en jevnt fordelt last på 6 kN/m. I figur 8.10 vises ugunstig plassering av trafikklaster for å oppnå maksimalt moment i overgang mellom søndre kragearm og landkar.

Bremselasten og sidelasten på henholdsvis 300 kN og 75 kN blir plottet inn i NovaFrame som jevnt fordelte laster slik at de kan virke over hele brubanens lengde.



Figur 8.10: Trafikkplassering for maksimal moment ved overgang landkar og søndre landkar

8.8.3 Vindlast

Vindkomponentene for hvert enkelt element blir lagt inn i NovaFrame med tilhørende kraftfaktorer. Vindkomponentene q_L , vertikalkraften, og q_M , vridningsmomentet, vil bli det samme for alle elementene da disse faktorene styres av tverrsnittsbredden. Den horisontale vindfaktoren q_D varierer med tverrsnittshøyden og blir derfor forskjellig for alle tverrsnitt. Vindlasten på brua blir beregnet både med og uten trafikk, slik at det legges inn vindfaktorer for begge tilfellene. Alle vindfaktorene legges inn i NovaFrame sammen med terrengkategori, retning og grunnivå.

Tabell 8.6: Vindlast for Osstrupen bru

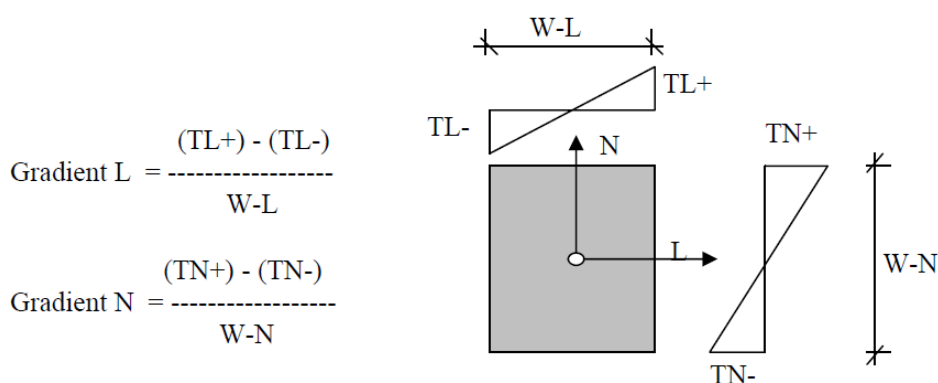
Vindpåvirkning		Uten trafikk	Med trafikk
Horisontalkraft	q_D	Varierer	Varierer
Vertikalkraft	q_L	5,4	4,13
Vridningsmoment	q_M	8,1	6,2

8.8.4 Temperaturlast

I NovaFrame er det et eget lasttilfelle som omhandler temperaturlast. Den termiske påvirkningen kan både angis som jevnt fordelt og lineært varierende temperaturandel, slik som forklart i kapittel 7.2.3. Ved å legge inn disse to temperaturandelene, kan NovaFrame kombinere disse og finne den mest ugunstige temperaturkombinasjonen basert på hvilken virkning som analyseres. På denne måten skapes de åtte temperaturkombinasjonene som vist i tabell 7.1.

Den jevnt fordelte temperaturandelen legges direkte inn i programmet med verdiene slik som beskrevet i kapittel 7.2.3. $T_{e.max}$ og $T_{e.min}$ er den høyeste og laveste beregnede temperaturen som kan forventes i brua.

Den vertikalt varierende temperaturandelen har benevnning $^{\circ}\text{C}/\text{m}$ i NovaFrame, siden temperaturgradienten forholder seg til tverrsnittshøyden. Osstrupen bru er modellert med 44 elementer med ulikt tverrsnitt, samt egne elementer for landkarene og pilaren. Temperaturgradienten må derfor regnes ut manuelt basert på tverrsnittshøyden. For å gjøre dette lages et regneark som beregner gjennomsnittshøyden for hvert element, og tilhørende temperaturgradient. Siden tverrsnittene er symmetrisk om feltmidte holder det å beregne de 22 første elementene, samt landkarene og pilaren. Den vertikalt varierende temperaturandelen divideres på tverrsnittshøyden W-N som vist i figur 8.11, der W-N er gjennomsnittshøyden for hvert element. Beregning av temperaturgradienten er vist i vedlegg C2.



Figur 8.11: Temperaturgradient i NovaFrame [31]

$\Delta T_{M.heat}$ og $\Delta T_{M.cool}$ legges inn som verdier for temperaturgradienten, der $\Delta T_{M.cool}$ har negativt fortegn. Hvis lastkombinasjonen som NovaFrame velger inneholder den positive gradienten, $\Delta T_{M.heat}$, betyr det at oversiden av brua er varmere enn undersiden, og brua vil krummes nedover grunnet at overside vil ekspandere mer enn underside. Gradienten kombineres videre med den jevnt fordelte temperaturandelen, slik at i tillegg til krumning vil brua enten ekspandere eller kontrahere.

8.8.5 Kryp

Ifølge brukermanualen til NovaFrame benyttes delkrypmetoden for å beregne kryputviklingen i brua [31]. Siden denne oppgaven ikke analyserer forskjellige byggefaser og tilhørende variasjon i starttidspunkt for kryptet, vil ikke dette gi betydning for våre resultater. Det er også

bestemt å beregne kryptøyningen på forenklet metode som beskrevet i 7.3.1, slik at det er den gjennomsnittlige kryptøyningen som angis.

For å håndtere kryptøyning har man to valg i NovaFrame, der kryptallet enten kan beregnes automatisk av programmet eller angis manuelt. Hvis kryptallet beregnes av programmet må betongalder og betraktningstidspunkt angis. I følge brukerveiledningen kan det oppstå problemer med å beregne den effektive tverrsnittstykkelsen for noen typer tverrsnitt når kryptallet beregnes automatisk. I denne oppgaven er det valgt å angi kryptallet manuelt for å ha mer kontroll på input-verdiene.

Det gjennomsnittlige kryptallet etter 100 år legges inn under fanene *Creep loads* og *Creep combinations* i NovaFrame. Denne forenklingen vurderes som god nok, da Osstrupen bru er statisk bestemt og kryptøyningen ikke vil gi tvangskrefter, men kun deformasjoner. For beregning av kryptall vises det til vedlegg C3.

8.8.6 Svinn

NovaFrame beregner ikke virkningen av svinn på egenhånd, slik at svinntøyningen må beregnes manuelt og angis under fanen *Loads*. Svinntøyningen i promille skal angis med negativt fortegn slik at denne virkningen fører til kontraksjon av brubanen.

Svinntøyningen etter 100 år er beregnet til $-0,338\%$ og angis i NovaFrame for lasttype *Shrinkage*. Svinntøyningen bestemmes som beskrevet i kapittel 7.5 og fullstendig beregning finnes i vedlegg C5.

Tilsvarende som for kryptøyningen, vil ikke virkningen av svinn føre til tvangskrefter i brua, men kragearmene vil forsøke å trekkes fra hverandre.

8.9 Lastkombinasjon

Alle lastene nevnt over kombineres i NovaFrame under fanen *Load combinations*. I tabell 8.7 og 8.8 er lastkombinasjonene fra brudd- og bruksgrensetilstand vist og tar utgangspunkt i R412 [3]. Disse kombinasjonene kommer fra egenlast, forspenning, kryp, svinn, relaksasjon, temperatur, trafikk og vind med og uten trafikk. Ved å definere alle lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktor vil NovaFrame beregne den mest ugunstigste kombinasjonen basert på hvilket element og hvilken kraftvirkning som analyseres.

Tabell 8.7: Lastkombinasjon ULS i NovaFrame

Kombinasjon	G	PT	KSR	TR	TE	V	V-TR
ULSa-TR	1.15/1.0	1.1/0.9	1.0	1.3	-	-	-
ULSa-TE	1.15/1.0	1.1/0.9	1.0	-	1.0	-	-
ULSa-V	1.15/1.0	1.1/0.9	1.0	-	-	1.6	-
ULSb-TR	1.0	1.0	1.0	1.2	0.8	-	0.8
ULSb-V	1.0	1.0	1.0	-	0.8	1.3	-
ULSb-V-TR	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	-	1.3

Tabell 8.8: Lastkombinasjon SLS i NovaFrame

Kombinasjon	G	PT	KSR	TR	TE	V	V-TR
SLSa-TR	1.0	1.0	1.0	1	0.7	-	0.7
SLSa-TE	1.0	1.0	1.0	0.7	1	-	0.7
SLSa-V	1.0	1.0	1.0	-	0.7	1	-
SLSa-V-TR	1.0	1.0	1.0	0.7	0.7	-	1
SLSb-TR	1.0	1.0	1.0	0.5	0.35	-	0.35
SLSb-TE	1.0	1.0	1.0	0.35	0.5	-	0.35
SLSb-V	1.0	1.0	1.0	-	0.35	0.5	-
SLSb-V-TR	1.0	1.0	1.0	0.35	0.35	-	0.5

Kapittel 9

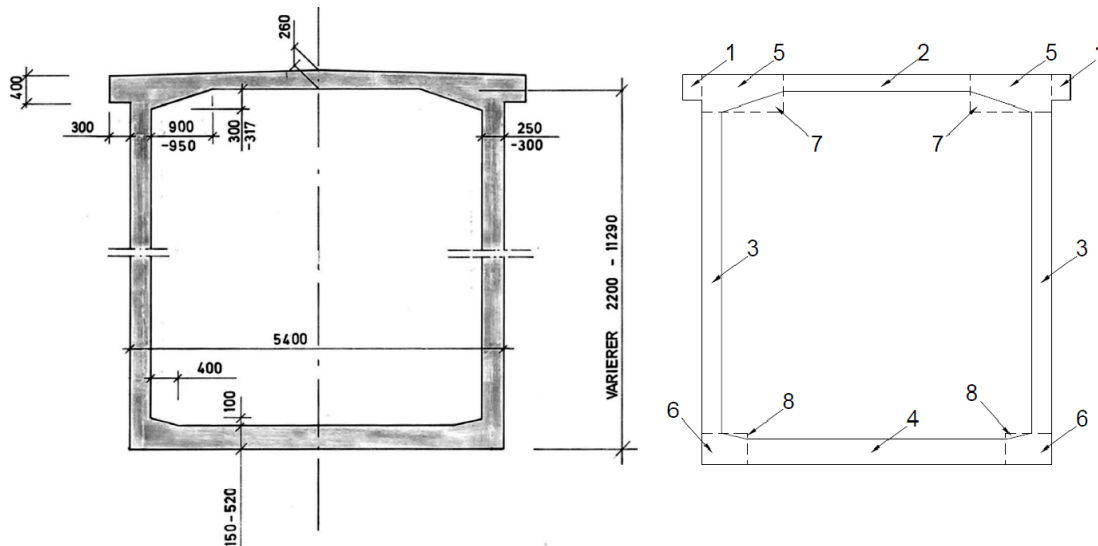
Verifikasjon av modellen

For å kontrollere resultatene fra NovaFrame er det ønskelig å utføre uavhengige beregninger som kan verifisere noen av resultatene fra programmet. Dette gjøres på bakgrunn av at det er viktig å ha en kritisk tilnærming til analyseprogrammer, samt å ha kjennskap til hvordan programmet fungerer. Resultatene det er valgt å verifisere er følgende:

- Tverrsnittsegenskaper
- Egenvekt av modellen
- Reaksjonskrefter
- Spennkraft
- Tap av spennkraft

9.1 Verifikasjon av tverrsnitt

I tegningsgrunnlaget fra 1973 er det angitt 46 ulike tverrsnitt som varierer i bruas lengderetning. Alle disse tverrsnittene er angitt i NovaFrame som beskrevet i kapittel 8. Bøystivhet og egenvekt av tverrsnittene er svært viktig for å få korrekte resultater, så det er valgt å kontrollere et vilkårlig tverrsnitt med hensyn på totalt areal, andre arealmoment og tyngdepunkt. Tverrsnittet som ble valgt finnes ved snitt I og befinner seg omtrent midt på den ene kragearmen.



Figur 9.1: Verifikasjon og oppdeling av tverrsnitt

Arealet finnes ved å dele opp tverrsnittet som vist i Figur 9.1. Dette gjøres for å ta hensyn til de skrå overgangene fra steg til bruplate og undergurt. Til slutt summeres alle tverrsnittsdelene:

$$A_{tot} = \sum_{n=i}^n A_i \quad (9.1)$$

Tyngdepunkt i x-retning befinner seg midt i tverrsnittet på grunn av symmetri. Tyngdepunkt i y-retning finnes ved formelen:

$$y_0 = \sum_{n=i}^n \frac{A_i \cdot y_i}{A_{tot}} \quad (9.2)$$

For å finne de ulike tverrsnittdelenes bidrag til det andre arealmoment brukes Steiners sats. Til slutt summeres alle bidragene.

$$I_x = I_0 + A_i(y_i - y_0)^2 \quad (9.3)$$

$$I_y = I_0 + A_i(x_i - x_0)^2 \quad (9.4)$$

$$(9.5)$$

Som vist i tabell 9.1 samsvarer håndberegninger godt med resultatene fra NovaFrame. Det eneste synlige avviket er for tyngdepunkt i y-retning. Dette avviket ville også gjenspeilet seg på I_x og W_x hvis NovaFrame hadde angitt disse størrelsene med fler desimaler. Resultatet vurderes som meget tilfredsstillende, og beregningene viser at NovaFrame beregner tverrsnittsparametrene korrekt. Beregningene finnes i sin helhet i vedlegg D1.

Tabell 9.1: Verifikasjon av tverrsnitt

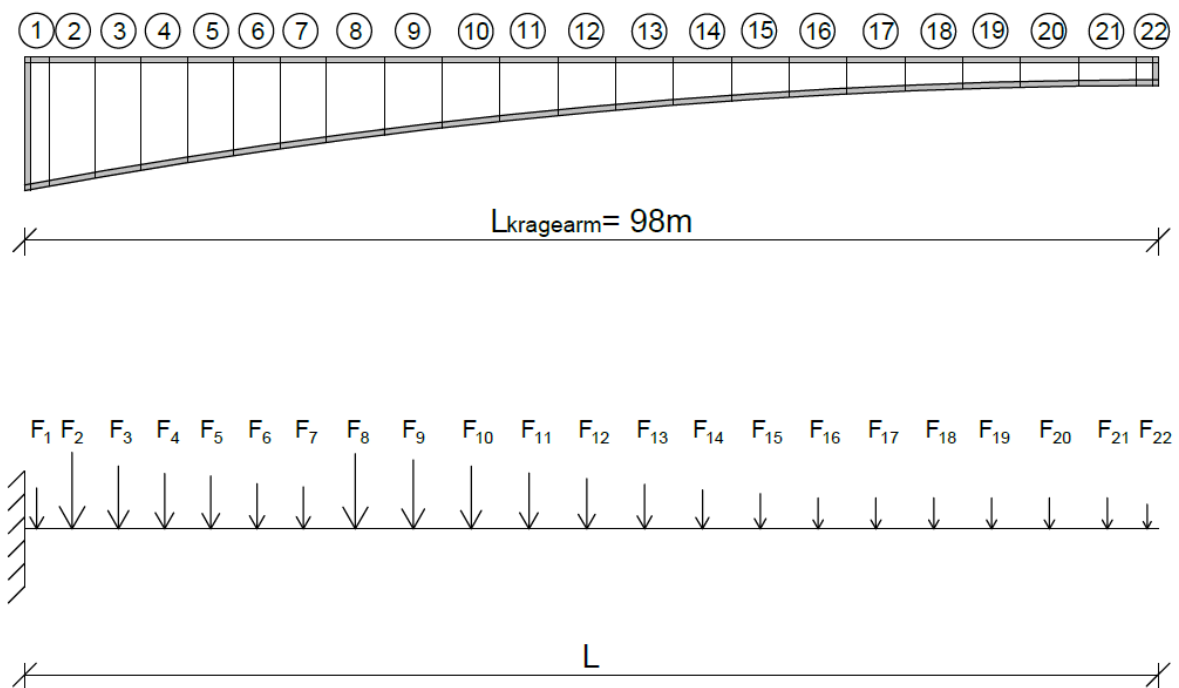
Parameter		NovaFrame	Analytisk	Avvik
Areal	A	7.286 m ²	7.286 m ²	0 %
Tyngdepunkt	y	2973.4 mm	2966.9 mm	0.2 %
	y'	3040.6 mm	3047.1 mm	0.2 %
	x	3000 mm	3000 mm	0 %
Andre arealmoment	I_x	40.13 m ⁴	40.13 m ⁴	0 %
	I_y	32.91 m ⁴	32.91 m ⁴	0 %
Motstandsmoment	W_x	10.80 m ³	10.80 m ³	0 %
	W_y	10.97 m ³	10.97 m ³	0 %

9.2 Verifikasjon av egenlast

For å verifisere om NovaFrame beregner egenvekten av brua korrekt, er det utført forenklede håndberegninger av én kragearm. Det viste seg å være utfordrende å beregne egenvekten av brua grunnet den store variasjonen av tverrsnittene. Fremgangsmåten som ble valgt er vist i figur 9.2. Én støpeseksjon består av et start- og sluttverrsnitt. Et gjennomsnittlig tverrsnitt er beregnet for hver seksjon, ettersom både høyden, stegtykkelsen og tykkelse på undergurt er varierende. Det gjennomsnittlige arealet multipliseres med seksjonslengden, betongdensiteten og tyngdeakselerasjonen:

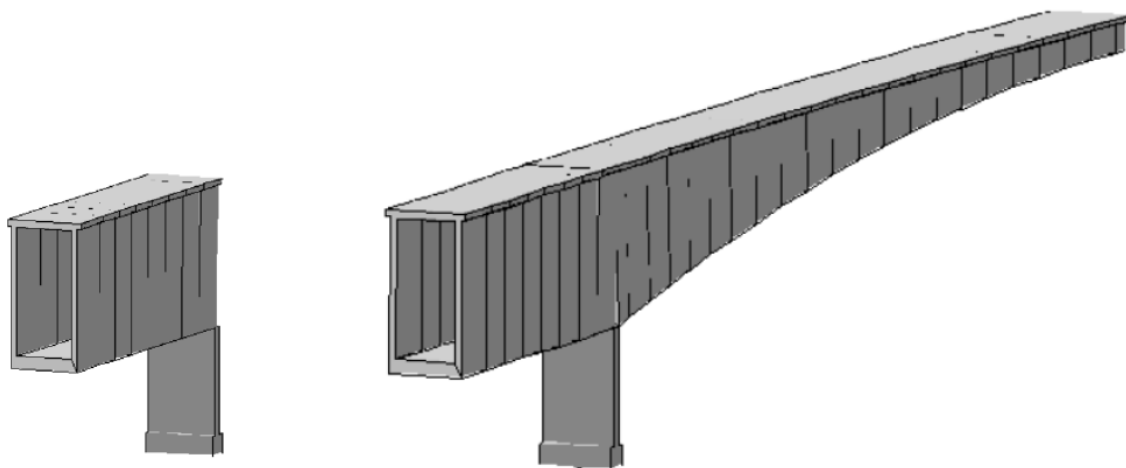
$$F_i = A_i \cdot l \cdot \rho \cdot g \quad (9.6)$$

Kragearmen modelleres som en utkrager med 22 punktlaster plassert sentrisk på hvert element. Det største tverrsnittet finnes for element én, men lengden på denne seksjonen er bare 2,1 meter slik at resultantkraften ikke blir størst. De første støpeseksjonene utenom seksjon én, har lengde 4 meter. De siste støpeseksjonene utenom seksjon 22, har lengde 5 meter. Variasjonen av kraftpilene i figur 9.2 er ment for å illustrere forholdet mellom tverrsnitt og seksjonslengde. Ved hjelp av denne forenklingen beregnes reaksjonskreftene R_A og M_A .



Figur 9.2: Beregning av reaksjonskrefter fra kragearmens egenvekt

Videre modelleres to byggefaser i NovaFrame. Første byggefase består av landkar og pilar, deretter legges hele kragearmen til, som vist i figur 9.3. På denne måten er det enkelt å finne differansen av reaksjonskreftene, og differansen viser hvordan NovaFrame beregner egenvekten av én kragearm. I tabell 9.2 sammenlignes resultatene fra håndberegningene og NovaFrame.



Figur 9.3: Beregning av egenvekt

Tabell 9.2: Verifikasjon av egenvekt og reaksjonskrefter

	NovaFrame	Analytisk	Avvik
Sum egenvekt kragearm	1645.2 tonn	1616.4 tonn	1.75 %
R_A	16139 kN	15857 kN	1.74 %
M_A	642207 kNm	626495 kNm	2.45 %

Avvikene vurderes som små, og det konkluderes med at NovaFrame beregner egenvekten av brua og tilhørende reaksjonskrefter korrekt. Fullstendig beregning av gjennomsnittshøyder, gjennomsnitttyngde og opplagerreaksjoner finnes i regneark vist i vedlegg D2.

9.3 Verifikasjon av spennkraft

Siden spennkablene er lagt inn én og én i NovaFrame, vurderes det som svært viktig å kontrollere at programmet beregner summen av spennkreftene korrekt. Det er valgt å kontrollere armeringsareal og spennkraft, og dette gjøres ved tverrskott der det finnes 42 spennkabler. Armeringsareal og spennkraften regnes etter likning 9.7 og 9.8. For å sammenligne med NovaFrame er det gjennomført en analyse der alle tapsparameterne for spennkraften settes lik null. Som det fremkommer av tabell 9.3 er avvikene små, og det konkluderes med at NovaFrame beregner spennarmeringsareal og total spennkraft på en tilfredsstillende måte.

$$A_p = n_{kabler} \cdot 56\phi 6 \quad (9.7)$$

$$P_{max} = A_p \cdot 0.8f_{po.2k} \quad (9.8)$$

Tabell 9.3: Oppspenning ved tverrskott

Oppspenning	NovaFrame	Analytisk	Avvik
A_p	66486 mm ²	66501.2 mm ²	0.02%
P_{max}	83269.3 kN	83525.5 kN	0.31%

Videre er det viktig å kontrollere hvordan NovaFrame tar hensyn til de tidsavhengige tapene som reduserer spennkraften. Det er valgt å kontrollere initiell spenning, samt langtidstapene på grunn av svinn, kryp og relaksasjon. Det er ikke enkelt å reprodusere eksakt samme verdier for de ulike spenningstapene i modell og håndberegninger, men beregningene gir en god indikasjon på at verdiene er i samme størrelsesorden.

Den initielle spenningen skal korrigeres for låsetap og friksjonstap. Ifølge leverandør av spennsystem BBRV er låsetapet for dette systemet lik null. I tillegg forankres spennkablene i landkaret, og minste avstand fra forankring til tverrskott er 14,6 meter. Videre har ikke kablene i brua noen helning i lengderetning, slik at friksjonstapet er minimalt. Den initielle oppspenningen er derfor lik maksimal oppspenning.

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p,max} - \sigma_{\mu} - \sigma_{l\ddot{a}s} = \sigma_{p,max} \quad (9.9)$$

For å kontrollere langtidstapene på grunn av svinn, kryp og relaksasjon kjøres det analyser i NovaFrame med kun ett tap av gangen. Disse tapene sammenlignes med håndberegninger etter metoder fra *Betongkonstruksjoner* [29] og EK2 [33]. Beregningene er vist i sin helhet i D3-D5.

I NovaFrame er det mulig å hente ut en liste som angir de ulike tapene per kabel. Det er derfor valgt, etter samråd med veileder, å regne ut et gjennomsnittlig tap basert på data fra en kort, en middels og en lang kabel i modellen. Tabell 9.4 viser en sammenligning mellom tap fra håndberegninger og NovaFrame.

Tabell 9.4: Langtidstap av spennkraft

Tidsavhengige tap	NovaFrame [MPa]	Prosentvis tap	Analytisk [MPa]	Prosentvis tap
$\sigma_{pi} = \sigma_{pmax}$	1256	0	1256	0
$\Delta \sigma_{kryp}$	42.05	3.34 %	41.17	3.27 %
$\Delta \sigma_{svinn}$	69.61	5.57 %	55.89	4.45 %
$\Delta \sigma_{rel}$	34.14	2.72 %	68.88	5.48 %
$\Delta \sigma_{ksr}$	145.80	11.63 %	166.88	13.2 %

Som en ytterligere verifikasjon av analytiske resultater beregnes også langtidstapene på grunn av svinn, kryp og relaksasjon etter forenklet metode gitt i EK2 punkt 5.10.6. Fullstendig beregning finnes i vedlegg D6.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) (1 + 0.8 \varphi(t, t_0))} = 172.6 MPa \quad (9.10)$$

Resultatene fra verifisering av spennkrafttapene ansees som tilfredsstillende siden spennings-tapet ligger i samme størrelsesorden. Total spennkraft etter alle tap blir henholdsvis 1757 kN i NovaFrame og 1724 kN fra håndberegninger. Forenklet metode i EK2 gir en ytterligere indikasjon på at håndberegningene er korrekte. Det konkluderes derfor med at NovaFrame behandler spennkrafttap etter lang tid på en tilfredsstillende måte.

Kapittel 10

Bruddgrensetilstand

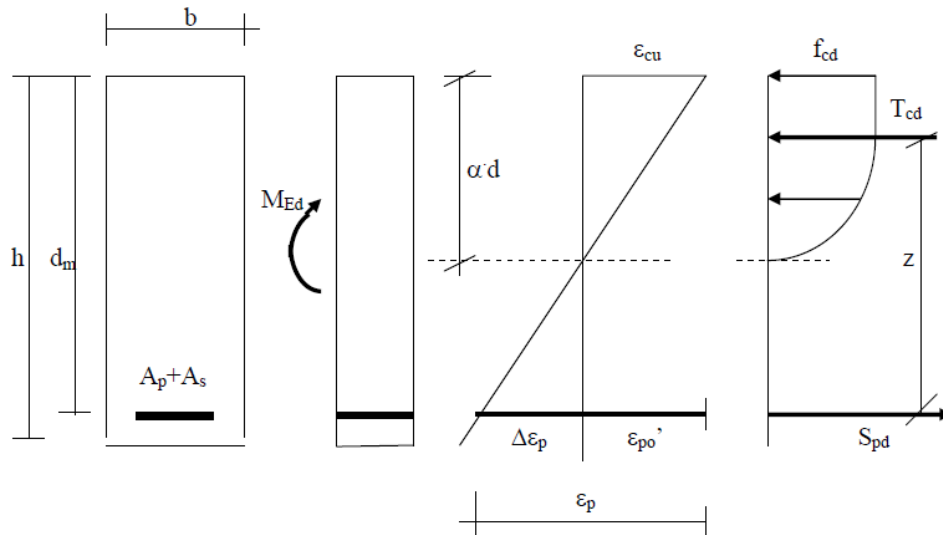
I dette kapitlet blir det foretatt kapasitetkontroll i bruddgrensetilstand for utvalgte snitt i brua. Dette gjøres for å kontrollere om konstruksjonen tåler de belastningene som blir påført og for å finne konstruksjonens bæreevne før den går i brudd. I dette kapitlet blir det utført kontroll for:

- Aksialkraftkapasitet i lengderetning
- Momentkapasitet i lengderetning
- Skjærkapasitet

10.1 Bakgrunnsteori

Ved beregning av momentkapasitet i bruddgrensetilstand kan spennkraften enten betraktes som en ytre eller indre last. Beregning med ytre last blir ofte brukt for kontroll i oppspenningstilstanden. I denne oppgaven er det ferdigtilstanden av brua som er av interesse slik at spennkraften behandles som en indre kraft som bidrar til tverrsnittets kapasitet.

Ved beregning av momentkapasitet med virkning av spennkraft som indre last ligger spennarmeringen i tverrsnittets strekkzone. Siden spennarmeringen befinner seg utelukkende i strekksonen kan momentkapasiteten beregnes for rent moment hvor den indre kraften, S_p , bestemmes fra den totale tøyningen i spennstålet. Når momentkapasiteten beregnes er kraften i spennarmeringen avhengig om tøyningen i spennarmeringen flyter eller er elastisk samtidig som betongen går i brudd. For å finne ut at av dette kontrolleres armeringstverrsnittet opp mot det balanserte armeringstverrsnittet, A_{pb} . Hvis det balanserte armeringstverrsnittet er større enn benyttet armeringstverrsnitt, $A_p < A_{pb}$, er tverrsnittet underarmert som vil si at spennarmeringen flyter når betongen går i brudd. Hvis benyttet armeringsareal er større enn balanserte armeringstverrsnittet, $A_p > A_{pb}$, er tverrsnittet overarmert som vil si at spennarmeringen er elastisk når betongen går i brudd. Da har tverrsnittet en sprø oppførsel og eventuelle brudd kan komme uten forsvarel. Momentkapasiteten for både underarmerte og overarmerte tverrsnitt bestemmes ved aksiell likevekt av kreftene med en trykksonehøyde, αd . For overarmert tverrsnitt må også armeringstøyningene inkluderes i beregningene. Figur 10.1 viser hvordan spennarmeringen virker som indre kraft i tverrsnittet. Figuren viser også hvor trykk- og strekksonen ligger.



Figur 10.1: Momentkapasitet [34]

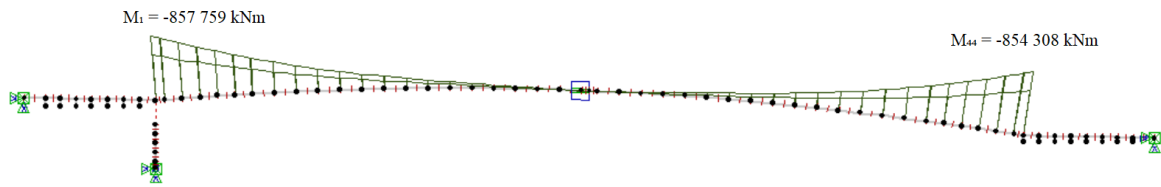
For å beregne tversnittets skjærkraftkapasitet er det viktig å kontrollere opptredende skjærkraft mot skjærstrekkkapasiteten og skjærtrykkkapasiteten. Dette er viktig siden skjærkraften kan føre til strekkbrudd eller trykkbrudd i betongen. Skjærkraftkapasiteten blir dermed satt lik den minste av disse. Skjærstrekkkapasiteten er avhengig av senteravstanden og dimensjonerende armeringsfasthet for skjærarmeringen og skjærtrykkkapasiteten er avhengig av betongens reduserte dimensjonerende trykkfasthet. Betongens reduserte dimensjonerende trykkfasthet reduseres med 0,6 for normalbetong og 0,5 for lettbetong hvis skjærarmeringen antas å ha vinkel mellom 30° og 60° i forhold til riss og konstruksjonsdelens systemakse.

10.2 Diagrammer

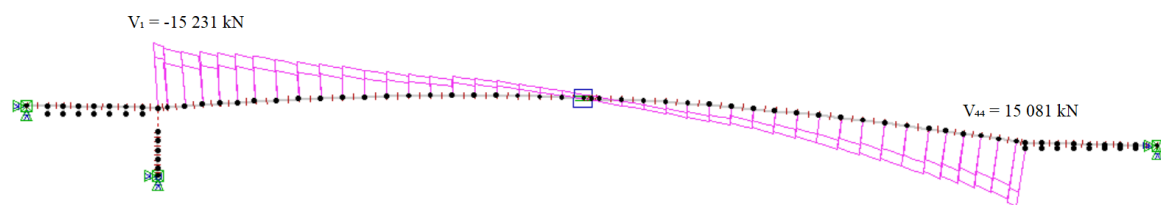
Nedenfor presenteres moment, skjærkraft og aksialkraftdiagrammer hentet fra analysen i NovaFrame. Lastkombinasjonene som er brukt finnes i tabell 7.2, men det er også laget en kombinasjon uten forspenning som skal brukes videre i oppgaven. Kraftene i landkarene er ikke presentert siden disse vil være irrelevante for videre beregninger, bortsett fra for aksialkraften for å vise at spennkablene forankres på riktig sted.



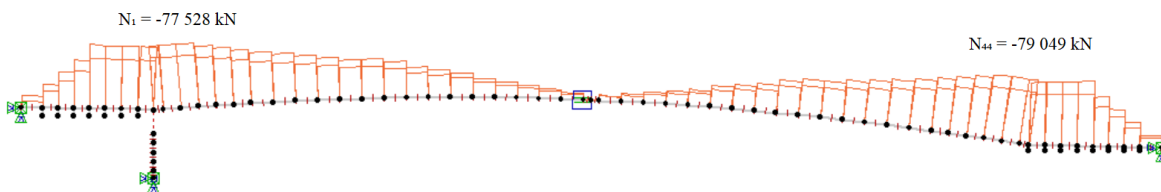
Figur 10.2: Dimensjonerende momentdiagram



Figur 10.3: Momentdiagram uten bidrag fra forspenning



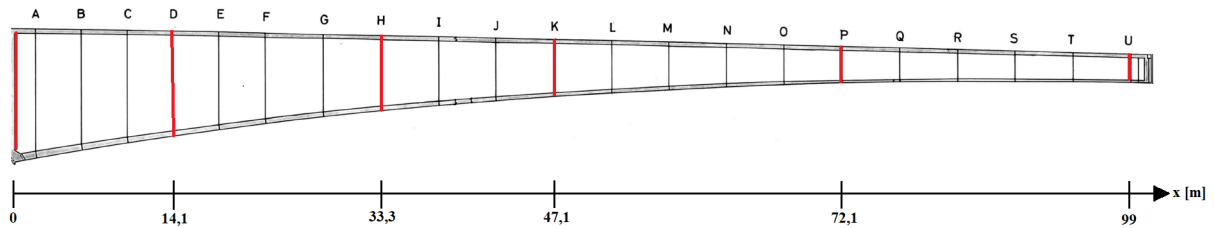
Figur 10.4: Dimensjonerende skjærkraftdiagram



Figur 10.5: Dimensjonerende aksialkraftdiagram

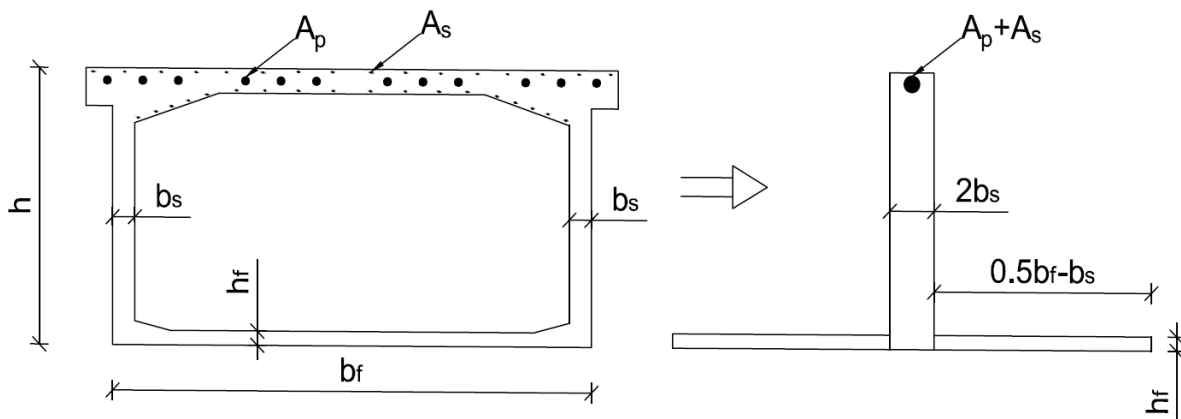
10.3 Beregninger

I dette kapittelet presenteres beregninger og resultater fra bruddgrensetilstand. Det har blitt utført kontroller for aksialkraft, skjærkraft og moment. Opptredende aksial- og skjærkraft er kontrollert i tverrsnitt og i snitt H og U, og opptredende moment er kontrollert i tverrsnitt og i snitt D, H, K, P og U. Snittene vises i figur 10.6 og fullstendig beregninger finnes i vedlegg E.



Figur 10.6: Tverrsnittoversikt venstre kragearm

I beregningene av momentkapasiteten til kassetverrsnittene er det gjort en forenkling av tverrsnittet. Denne forenklingen har blitt gjort i samråd med veileder og innebærer at kassetverrsnittet blir omgjort til et T-tverrsnitt, som vist i figur 10.7. Denne forenklingen er gjort da det blir antatt at nøytralaksen vil havne i steget, slik at bruplaten kommer i strekksonen og kan derfor neglisjeres. Dette blir gjort siden betongen har liten strekkfasthet og bidraget til kapasiteten hadde blitt veldig lite. Siden trykkfastheten til betongen er høy er hele undergurten tatt med, der også trykkarmeringen inkluderes. Denne forenklingen av tverrsnittet vurderes som en konservativ tilnærming.



Figur 10.7: Kassetverrsnitt til T-tverrsnitt

10.3.1 Aksialkraftkapasitet

Aksialkraftkapasiteten er kontrollert for betongtverrsnittet i lengderetningen. For FFB-bruer kan det også oppstå lokale aksialkrefter i steget som kan føre til lokal knekking. I denne oppgaven blir ikke lokal knekking av steget vurdert nærmere. I kapasitetsberegningene er det valgt å se bort ifra armering som er en konservativ måte å kontrollere dette på. Aksialkraftkapasiteten i lengderetning, N_{Rd} , beregnes etter likning 10.1 og kontrolleres mot de opptredende aksialkreftene fra NovaFrame:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} \quad (10.1)$$

Hvor:

A_c = Betongens tverrsnittsareal

f_{cd} = Dimensjonerende betongtrykkfasthet, som er på 18 MPa

Betongens tverrsnittsareal og de opptredende aksialkreftene i trykk er hentet fra NovaFrame og vist i tabell 10.1:

Tabell 10.1: Tverrsnittsdata hentet fra NovaFrame

Tverrsnitt	A_c [mm ²]	N_{Ed} [kN]
Tverrskott	$1.126 \cdot 10^7$	77 528
H	$7.764 \cdot 10^6$	53 943
U	$3.418 \cdot 10^6$	7 634

Aksialkraftkapasiteten sammenlignes mot opptredende aksialkrefter for å se om kapasiteten er tilstrekkelig:

Tabell 10.2: Kontroll av aksialkraftkapasitet

Tverrsnitt	N_{Rd} [kN]	N_{ed} [kN]	Kapasitet
Tverrskott	202 268	77 528	OK
H	139 752	53 943	OK
U	56 664	7 634	OK

Som vist i tabell 10.2 er aksialkraftkapasiteten i lengderetning tilstrekkelig for alle kontrollerte snitt.

10.3.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten beregnes etter kapittel 7 i *Betongkonstruksjoner* [29] og i dette kapitlet er kun de viktigste verdiene gjengitt. Spennkraften virker som en indre kraft og i beregningene inkluderes strekkarmering i bruplate og trykkarmering i undergurt, mens slakkarmeringen i steget neglisjeres.

For å beregne momentkapasiteten må det først undersøkes om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å finne balansert trykksonehøyde, α_b , ved likning 10.2:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} \quad (10.2)$$

Hvor:

$\Delta\varepsilon_p$ = Fellestøyningen i spennarmering og betong

ε_{cu} = Maksimal trykktøyning i betongen på 3,5 ‰

Deretter blir det balanserte spennarmeringstverrsnittet, A_{pb} , regnet ut ved likning 10.3:

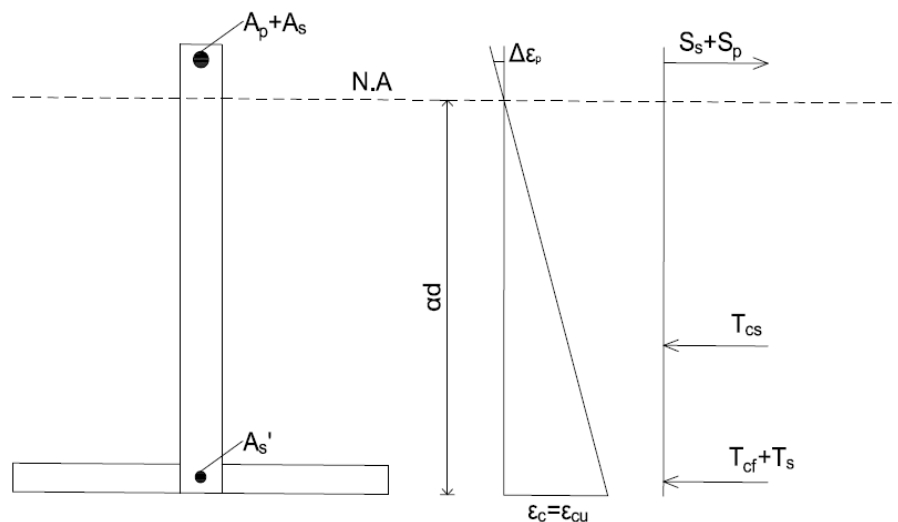
$$A_{pb} = (A'_s - A_s) \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + \frac{T_{cf} + T_{cs}}{f_{pd}} \quad (10.3)$$

I alle kontrollerte snitt blir det balanserte spennarmeringstverrsnittet større enn prosjektert spennarmeringstverrsnittet som betyr at tverrsnittene er underarmert. Siden tverrsnittet er underarmert blir den virkelige trykksonehøydefaktoren, α , funnet ved aksiell likevekt som vist i likning 10.4:

$$\alpha = \frac{S_{pd} + S_{sd} - T_s - T_{cf}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m} \quad (10.4)$$

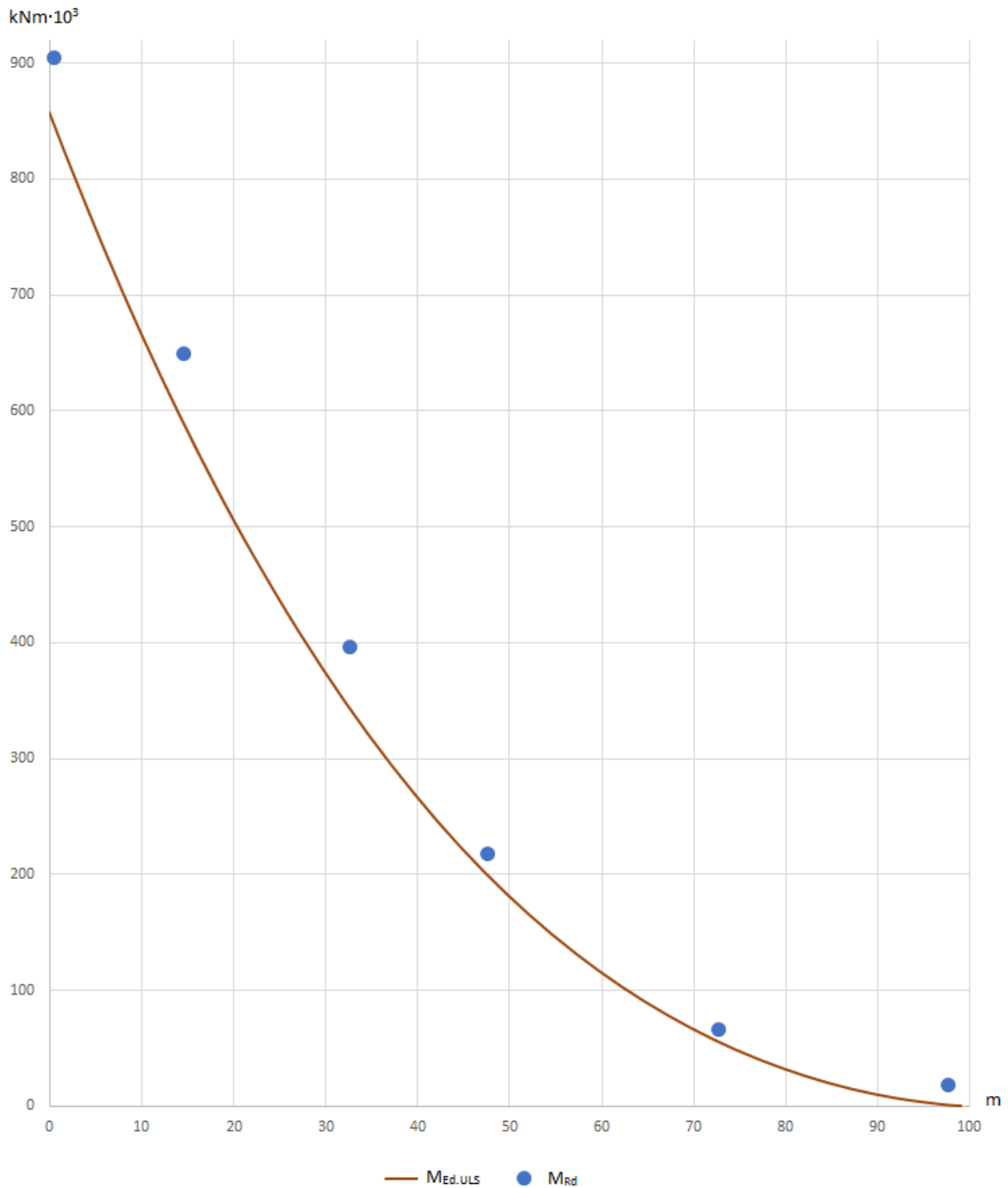
Når den virkelige trykksonehøydefaktoren er funnet blir momentkapasiteten beregnet ved likning 10.5. Det første leddet kommer fra utnyttelsen i steget og andre ledd kommer fra undergurten som antas å være fullt utnyttet:

$$M_{Rd} = 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m^2 + f_{cd} \cdot (b_{beff} - 2 \cdot t_{steg}) \cdot t_{bunn} \cdot (d_m - 0.5 \cdot t_{bunn}) \quad (10.5)$$



Figur 10.8: Momentkapasitet i bruddgrensetilstand

For å kunne sammenligne håndberegningene i kapasitetskontrollen mot opprettede moment har det blitt laget en modell i NovaFrame med lastfaktor lik 0 på spennarmeringen slik at denne ikke bidrar til moment i brua, samtidig som programmet finner den mest ugunstige lastkombinasjonen bestående av øvrige laster i ULS. Fullstendig momentdiagram uten spennarmering er vist i figur 10.3. I figur 10.9 vises opprettede moment uten spennarmering i søndre kragarm og fremstilles med den heltrukne linja. Momentkapasiteten for de utvalgte snittene blir representert med de blå punktene:



Figur 10.9: Momentkapasitet og opptredende moment i ULS fra NovaFrame.

Slik det fremkommer fra figur 10.3 er momentkapasiteten tilstrekkelig for alle kontrollerte snitt. I tabell 10.3 er utnyttelsesgraden til de forskjellige tverrsnittene presentert. Utnyttelsesgraden er høyest ved tverrsnitt og minst ytterst på kragearmen. Den lave utnyttelsesgraden ytterst på kragearmen forklares med lavt utkragermoment grunnet nærhet til leddet.

Tabell 10.3: Sammenlikning moment og momentkapasitet

Tverrsnitt	$M_{Ed,ULS}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad	Antall spennkabler
Tverrskott	857 863	909 299	94.3 %	42
D	596 949	653 852	91.3 %	40
H	349 045	400 815	87.1 %	32
K	203 029	222 406	91.3 %	26
P	57 433	70 945	80.9 %	14
U	1229	22 265	5.5 %	4

10.3.3 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten beregnes etter punkt 12.3.3.2 og punkt 12.3.3.3 i NS 3473:2003 som finner skjærstrekkkapasiteten, V_{sd} , og skjærtrykkkapasiteten, V_{ccd} . Skjærkapasiteten, V_{Rd} , er den minste av disse:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (10.6)$$

$$V_{ccd} = f_{c2d} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (10.7)$$

$$V_{Rd} = \min[V_{sd}, V_{ccd}] \quad (10.8)$$

Skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten avhenger av vinkel θ og α . θ er skrå betongtrykkdiagonaler i en vinkel med elementets systemakse. θ kan velges mellom 25° og 60° i.h.t. punkt 12.3.3.1, og i N400 skal $\cot \theta$ ikke settes større enn 2,0. $\cot \theta$ settes derfor lik 2,0. α er vinkelen mellom skjærarmeringen og elementaksen. Siden det er benyttet vertikale skjærbøyler settes α lik 90° .

Totalt areal og senteravstand for skjærbøylene er hentet fra tegningsgrunnlaget og skjærkraftkapasiteten er kontrollert mot de opptredende skjærkreftene som er hentet fra NovaFrame. Opptredende skjærkraftdiagram er vist i figur 10.4. Resultatene fra beregningene og opptredende skjærkraft er vist i tabell 10.4:

Tabell 10.4: Skjærkapasitet i bruddgrensetilstand

Tverrsnitt	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Kapasitet
Tverrskott	15 231	26 617	OK
H	8750	10 116	OK
U	805	4510	OK

Slik det fremkommer fra tabell 10.4 er skjærkapasiteten tilstrekkelig for alle kontrollerte snitt.

Kapittel 11

Bruksgrensetilstand

Konstruksjoner skal i tillegg til kontrollene utført i bruddgrensetilstand, der maksimal last og tilhørende kapasitet står i fokus, kontrolleres i bruksgrensetilstand. Bruksgrensetilstanden kontrolleres mot kapittel 8 i EK2 og kapittel 15 i NS 3473. Kravene i bruksgrensetilstanden skal sørge for at konstruksjonen oppfyller krav til bestandighet, virkemåte og formål gjennom hele den tiltenkte brukstid, og at konstruksjonen oppleves behagelig og trygg for brukeren. De tre vanligste kontrollene som utføres i bruksgrensetilstand er:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

En annen viktig kontroll i bruksgrensetilstand er vibrasjonsbegrensning, som er mest aktuelt for høye/lange og slanke konstruksjonsdeler. En slik kontroll utføres ikke for Osstrupen bru i denne oppgaven.

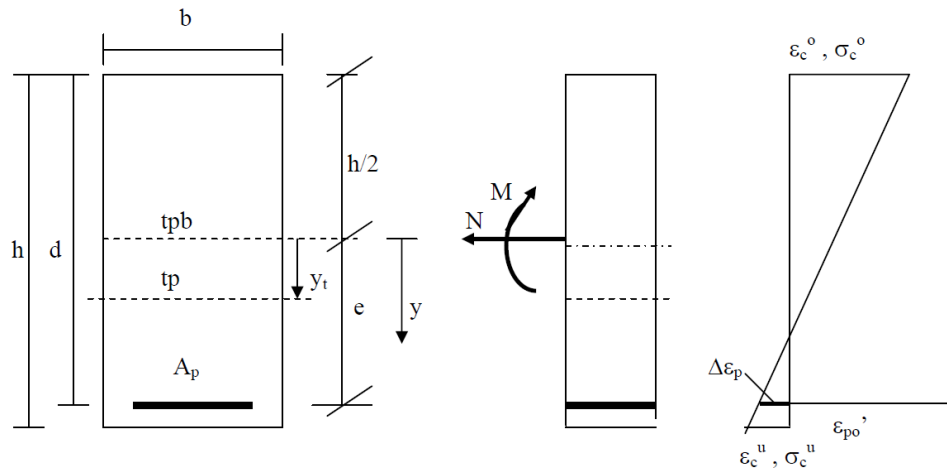
11.1 Bakgrunnsteori

På bakgrunn av belastning og spenninger i betongen, kan tverrsnittet befinne seg i forskjellige spenningstilstander [29]. De vanligste betegnelsene for tverrsnittets spenningstilstand er:

- **Stadium I** : uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper
- **Stadium II** : opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper
- **Stadium III** : bruddgrensetilstand, ikkelineære egenskaper

I bruksgrensetilstand kan betongen enten befinne seg i spenningstilstand Stadium I eller Stadium II. Det er størrelsen på strekkspenningene i betongen som avgjør hvilken beregningsmodell som skal brukes.

Stadium I brukes når strekkspenningene i betongen er lavere enn betongens strekkfasthet. Da antas det at tverrsnittet forblir urisset, og betongen som ligger i strekksonen bidrar til tverrsnittets kapasitet.

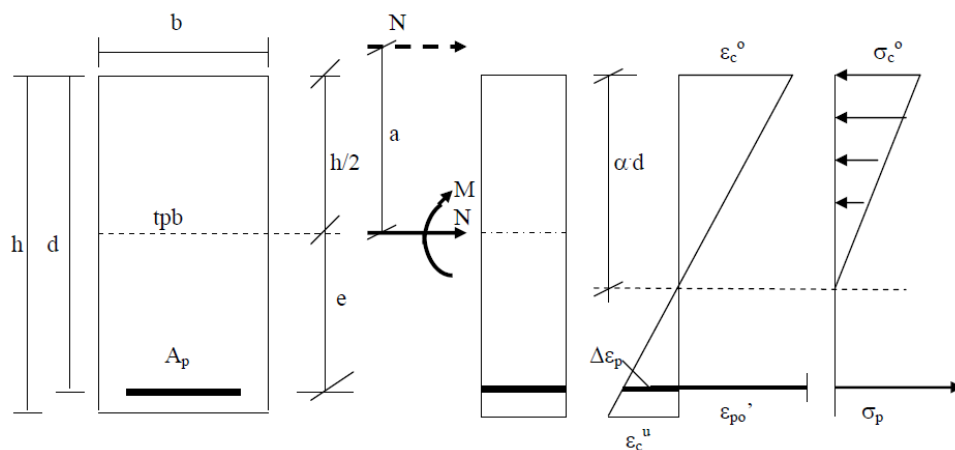


Figur 11.1: Stadium I [35]

Spenningsene i betongen beregnes for en kombinasjon av aksialkraften fra spennarmeringen og opptredende momenter fra SLS. Det må beregnes et nytt tyngdepunkt som er tyngdepunktet av både armering og betong. Siden armeringen nå er inkludert i tverrsnittet, må både areal, momentet og det andre arealtreghetsmomentet transformeres slik at det stemmer overens med det nye tverrsnittet.

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t (y - y_t)}{I_t} \quad (11.1)$$

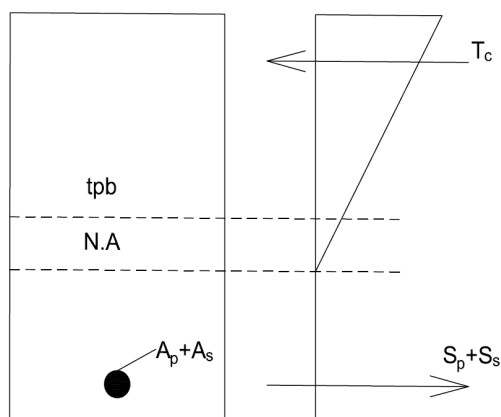
Stadium II brukes når strekkspenningene i Stadium I overskrider strekkfastheten. Da antas det at betongen risser opp i strekksonen, slik at betongen som befinner seg her ikke har strekkfasthet. På grunn av denne antagelsen “fjernes” betong i strekksonen, og nytt areal, andre treghetsmoment og tyngdepunkt må beregnes. Det er kun betong i trykksonen og armering i strekksonen som bidrar til tverrsnittets kapasitet, som vist i figur 11.2.



Figur 11.2: Stadium II [34]

I Stadium II endres bøyestivheten til tverrsnittet med størrelsen på momentet, noe som gjør beregningene litt mer kompliserte. For å finne bidraget fra betongen i trykksonen og armering i

strekksonen, kan likevektsbetraktninger med hensyn på aksialkraft og moment om armerings-tyngdepunktet brukes:



Figur 11.3: Likevekt av tverrsnitt

$$N = T_c - S_p - S_s \quad (11.2)$$

$$N(e + a) = T_c \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \quad (11.3)$$

Denne metoden resulterer i ett tredjegradsuttrykk som kan løses eksakt for å finne α , slik at trykksonehøyden, αd , kan beregnes. Siden det antas at tverrsnittet risser opp i Stadium II må rissviddene og spenningstilstanden til tverrsnittet kontrolleres.

11.1.1 Spenningsbegrensninger

Spenningsene i betongen, spennarmeringen og slakkarmeringen skal begrenses etter EK2 avsnitt 7.2, hovedsaklig for å unngå riss i lengderetning. Kravene avhenger av hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen tilhører. Osstrupen bru havner inn under eksponeringsklasse XD3 siden kloridinntregningen ikke hovedsaklig stammer fra sjøvann, som vist i figur 11.4 hentet fra EK2:

3. Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann		
XD1	Moderat fuktighet	Betongflater utsatt for luftbårne klorider
XD2	Vått, sjeldent tørt	Svømmebasseng Betong utsatt for industrivann som inneholder klorider
XD3	Vekselvis vått og tørt	Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider Vegdekker Parkeringsdekker (deler i kontakt med klorider)

Figur 11.4: Eksponeringsklasse [33]

Betongtrykkspenningen skal begrenses etter følgende uttrykk:

$$\sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck} = 24 \text{MPa} \quad (11.4)$$

Faktoren k_1 settes til 0,6 i henhold til NA.7.2(2).

Betongtrekkspenningen skal i bruksgrensetilstanden ikke være høyere enn den karakteristiske strekkfastheten, hvis betongen skal kunne antas urisset:

$$f_{tn} = 1.85MPa \quad (11.5)$$

Trykk- og strekkspenningene i betongen kontrolleres opp mot disse kravene for lastkombinasjonene i SLS etter R412, der opptredende krefter presenteres i kapittel 11.2 og spenningstilstanden beregnes i kapittel 11.3.

I samme avsnitt skal også armeringspenningen i strekkarmeringen begrenses for å unngå uakseptabel opprissing eller deformasjon. Faktoren k_3 for strekkarmering settes til henholdsvis 0,75 etter NA.7.2(2). Kravet ansees som tilfredsstillt hvis spenningene ligger under følgende verdier:

$$\sigma_s \leq k_3 \cdot f_{yk} = 384MPa \quad (11.6)$$

I NS 3473 skal spenningene i spennarmering begrenses slik at armeringspenningene aldri overskrider 80 % av den karakteristiske 0,2-spenningen:

$$\sigma_p \leq 0.8 \cdot f_{p0.2k} = 1256MPa \quad (11.7)$$

Siden armeringsarealet for strekkarmering er konstant i hele bruas lengderetning, kontrolleres armeringspenningen ved tverrsnitt der momentene er størst. Spennarmeringsarealet varierer stort i bruas lengderetning, så her velges det å sjekke forskjellige representative snitt i brua.

11.1.2 Rissviddebegrensninger

Opprissing av betongen skal begrenses for at konstruksjonens funksjon og bestandighet skal ivaretas, og for å unngå at konstruksjonen får et uakseptabelt utseende. Som kjent vil også riss i betongen øke faren for korrosjon i armering. I følge håndbok R412 avsnitt 3.3.2 bør rissvidder kontrolleres hvis noen av følgende punkter oppfylles:

- Brudekker med slitelag uten membran
- Utnyttelsesgrad over 90 % av armeringskapasitet i ULS
- Ved middels eller høy kloridbelastning og planlagt restlevetid ≥ 25 år.

For Osstrupen bru ansees kontroll av rissvidder som svært relevant, siden brua ikke har slitelag som beskytter betongen mot kloridinntrengning. Fra kapitlet 10.3.2 er utnyttelsesgraden også rundt 90 % for flere av elementene i bruddgrensetilstanden. Videre er brudekket utsatt for kloridinntrengning over kritisk grense, som beskrevet i kapittel 6.2. Rissvidder kontrolleres derfor etter EK2 avsnitt 7.3.7.

Største tillatte rissvidde finnes ved hjelp av Tabell NA.7.1N i EK2. Tabellen gjengis her som tabell 11.5. Verdien i tabellen finnes på bakgrunn av eksponeringsklasse og armeringstype (slakkarmert eller spennarmert). Verdien skal multipliseres med faktoren k_c som tar hensyn til forholdet mellom betongens nominelle overdekning c_{nom} og bestandighetskravet $c_{min,dur}$.

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 0.6 \leq 1.3 \quad OK \quad (11.8)$$

Tabell NA.7.1N – Grenseverdier av w_{max} (mm)

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dur} inn i trykksone.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekktoyningen i armeringen på siden med størst tøying, ϵ_{s2} er strekktoyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 11.5: Rissviddebegrensning [33]

$$W_{max} = 0.3 \cdot k_c = 0.18mm \quad (11.9)$$

11.1.3 Nedbøyningbegrensninger

Konstruksjonen skal begrenses mot nedbøyning slik at dens tiltenkte funksjon og spesifiserte brukskrav blir overholdt, i henhold til NS 3473 avsnitt 15.3. Denne standarden angir ikke verdier for nedbøyningsbegrensningen, men sier at kravet må vurderes i hvert tilfelle avhengig av konstruksjonens funksjon. Begrensningene finnes i EK2 avsnitt 7.4, men disse gjelder ikke bruer. Derfor vises det til håndbok N400 der kravet oppgis til spennvidden delt på 350 for alle lastplasseringer. For Osstrupen blir derfor kravet:

$$\delta_{maks} = \frac{198000 \text{ mm}}{350} = 565.7 \text{ mm} \quad (11.10)$$

Det finnes også lokale krav til nedbøyningen ved fuger i kjørebanelen, der den lokale nedbøyningen begrenses til 10 mm etter N400 avsnitt 3.6. Det gjennomføres ikke nedbøyningsberegninger i denne oppgaven, siden fokuset hovedsaklig omhandler opprissing og fare for korrosjon på spennarmering, og vil derfor ikke omtales videre.

11.1.4 Rissmoment og risslast

Konstruksjonens rissmoment og risslast analyseres for å finne overgangen mellom Stadium I og Stadium II, altså overgang mellom uopprisset og opprisset tverrsnitt. Dette kan gjøres ved å forutsette at tverrsnittet risser opp når strekkspenningene overskrider strekkfastheten. På bakgrunn av disse forutsetningene kan rissmomentet M_R bestemmes. Ved å sammenligne beregnet rissmoment med opptredende krefter fra NovaFrame i SLS, er det mulig å forutse kapasitet mot opprissing.

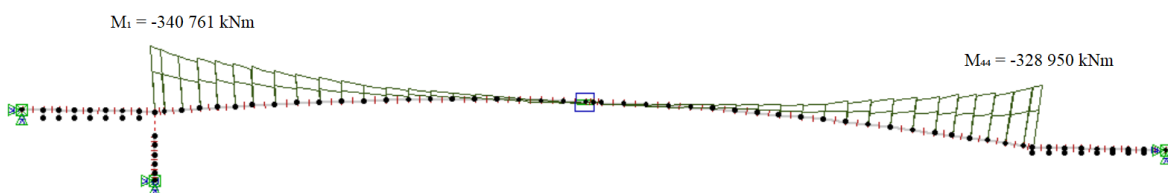
Én av hovedutfordringene i en slik analyse er å bestemme hvilken lastkombinasjon som skal brukes. Ifølge håndbok R412 skal lastkombinasjon SLSb benyttes, der det inkluderes en trafikklast på 50 %. Denne trafikklaster tar utgangspunkt i jevnt fordelt last på hele brubanen, samtidig som aksellast fra vogntog plasseres i den verst tenkelige posisjon for elementet som analyseres. Det kan stilles spørsmålsteget om denne trafikklaster er sannsynlig på en så lite trafikkert vei som fylkesvei 542. Etter samtale med veileder er det besluttet å analysere lastkombinasjon SLSb både med og uten trafikk.

Med risskriteriet $f_{Ed} = f_{tn}$ vil tverrsnittet være opprisset når opptredende rissmoment overskrider risskapasiteten:

$$M_{Ed.SLSb} > M_R \quad (11.11)$$

11.2 Diagrammer

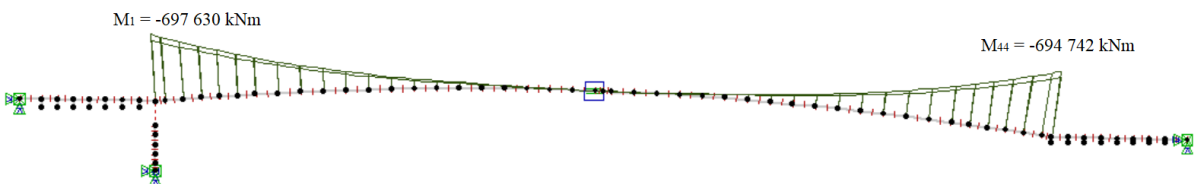
Nedenfor presenteres momentdiagrammer hentet fra analysen i NovaFrame. Lastkombinasjonene som er brukt finnes i tabell 7.3, men det er også laget en kombinasjon uten forspenning som skal brukes videre i oppgaven. Kraftene i landkarene er ikke presentert siden disse vil være irrelevante for videre beregninger.



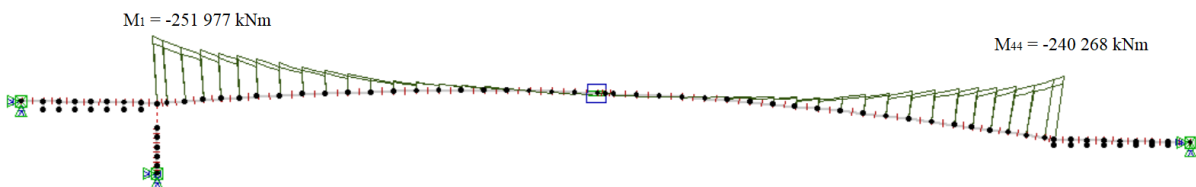
Figur 11.6: Dimensjonerende moment SLSa



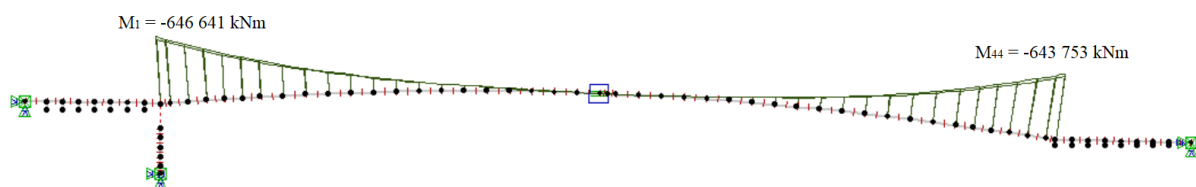
Figur 11.7: Dimensionerende moment SLSb



Figur 11.8: Momentdiagram SLSb uten bidrag fra forspenning



Figur 11.9: Dimensionerende moment SLSb uten trafikk



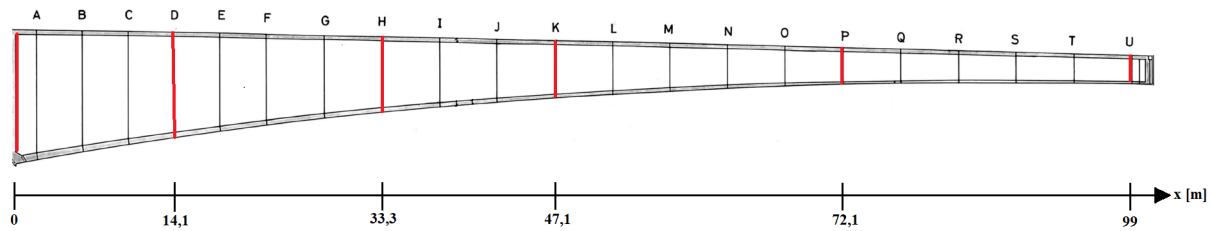
Figur 11.10: Dimensionerende moment SLSb uten forspenning og trafikk

11.3 Beregninger

I dette kapittelet presenteres beregninger og resultater fra bruksgrensetilstanden. Kontrollene i SLS utføres etter EK2 avsnitt 7 og NS 3473 avsnitt 15, samt beregningsmodeller fra Betongkonstruksjoner. Resultatene sammenliknes deretter med begrensningene nevnt i kapittel 11.1.1. Beregningene finnes i sin helhet i vedlegg F. Følgende beregninger blir utført i SLS:

- Spenningstilstand Stadium I
- Spenningstilstand Stadium II
- Kontroll av rissmoment
- Kontroll av rissvidder

Tverrsnittene som kontrolleres er valgt for å få en variasjon i tverrsnitt og spennarmeringsareal, samt snittene med størst og minst opptredende moment. Snittet som velges er ved tverrskott og aksene D, H, K, P og U, som markert i figur 11.11:



Figur 11.11: Tverrsnittsoversikt søndre kragearm

11.3.1 Kontroll av spenninger Stadium I

Snittene som vist i figur 11.11 kontrolleres for å vurdere om spenningsbegrensningene forklart i 11.1.1 tilfredsstilles. Spenningene i tverrsnittet beregnes etter kapittel 6.2 i *Betongkonstruksjoner* [29], der det tas hensyn til den kombinerte virkningen av aksialkraft og moment. Aksialkraften og momentet fra forspenning beregnes for hånd ved å ta hensyn til langtidstap og antall spennkabler i tverrsnittet. Momentet er total spennkraft multiplisert med eksentrisiteten til det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse. Momentet fra forspenning defineres som et positivt moment som gir strekk i underkant i tverrsnittet, og korrigeres videre med opptredende moment fra SLSb hentet fra analysen i NovaFrame. Aksialkraften defineres negativ for trykk, og moment defineres positivt for strekk i underkant av tverrsnittet. Aksialkraft og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, og uttrykk for betongspenning, blir derfor:

$$N = -P_0 \quad (11.12)$$

$$M_t = N(e - y_t) - M_{t.SLSb} \quad (11.13)$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t(y + y_t)}{I_t} \quad (11.14)$$

Siden Osstrupen bru har eksistert i over 40 år, er det langtidsspenningen i tverrsnittet som er av interesse, slik at både E-modul og kryptall korrigeres for å ta hensyn til langtidsvirkningen. Betongspenningen i underkant og overkant av tverrsnittet vurderes mot kravene i Kapittel 11.1.1.

Tabell 11.1: Betongspenninger i Stadium I

Tverrsnitt	$\sigma_{c.SLS}$ [MPa]	$f_{Ed.SLS}$ [MPa]
Tv.skott	13.18	0.88
D	13.42	Kun trykk
H	13.41	Kun trykk
K	13.01	Kun trykk
P	10.51	Kun trykk
U	2.75	0.32

Som det fremgår av tabell 11.1, er opptredende trykkspenninger lavere enn trykkfastheten i alle kontrollerte snitt. Maksimal trykkspenning finnes i undergurt for alle tverrsnittene, siden kragearmene virker som en utkrager med strekk i overkant. Ved beregning finnes kun strekkspenninger for tverrskott og ytterst på kragearmen, da resterende tverrsnitt har trykkspenninger over hele høyden. Ved tverrskott er det som kjent flest spennkabler, men egenvekten til brua er også desidert størst her. Siden egenvekten er dominerende vil den overgå trykkspenningene fra spennarmeringen. Ytterst på kragearmen er det mye lavere egenvekt, men her er det kun fire spennkabler. Det kan her tenkes at spennkablene gir såpass lav trykkspenning slik at egenvekten også her blir dominerende. Strekkspenninger ved tverrskott og ytterst på kragearmen er likevel innenfor strekkfastheten, slik at alle tverrsnitt vurderes som uopprisset ifølge beregninger i Stadium I.

11.3.2 Kontroll av rissmoment

Beregningsmodell for å uttrykke rissmomentet følger *Betongkonstruksjoner* kapittel 5.2.4, men er modifisert på grunn av virkning fra forspenning som gir en spenningstilstand fra kombinasjon av aksialkraft og moment. Strekkspenning i overkant av tverrsnittet ved samtidig aksialkraft og bøyning finnes ved likning 11.15. Siden tverrsnittet antas å være uopprisset i utgangspunktet ved en slik analyse, kan det transformerte areal og andre arealtrehetsmoment fra Stadium I benyttes:

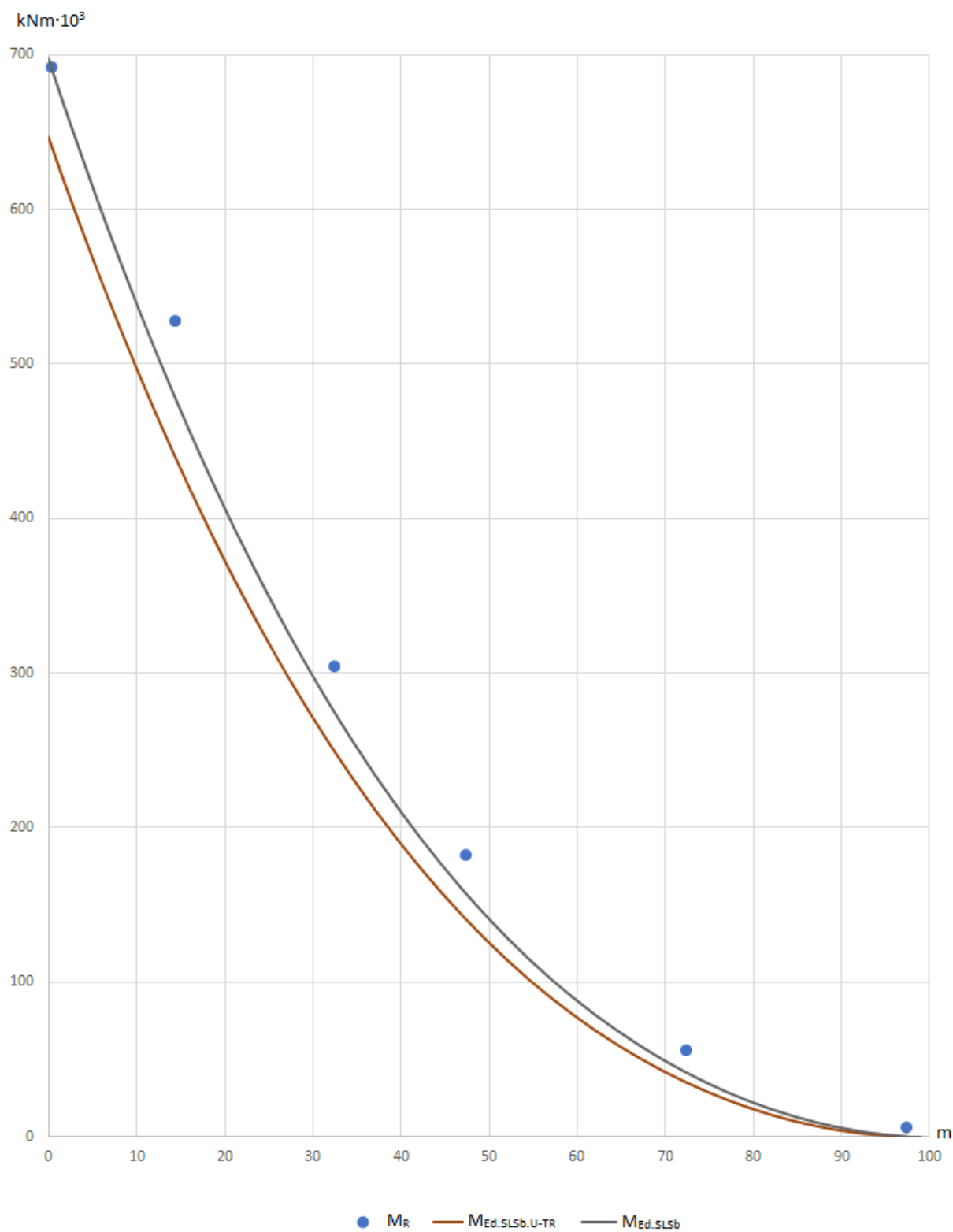
$$\sigma_{c.ok} = -\frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t}y = \sigma_N + \sigma_M \quad (11.15)$$

Ved å bruke forutsetningen om at tverrsnittet risser opp når strekkspenning overskrider strekkfastheten, benyttes risskriteriet $\sigma_c = f_{tn}$. Det dimensjonerende rissmomentet M_R finnes ved håndberegninger og består av aksialkraft og transformert moment fra forspenningen som virker i det armerte betongtverrsnittets tyngdepunktakse:

$$f_{tn} = \frac{N_t}{A_t} + (M_t - M_R)\frac{y}{I_t} \quad (11.16)$$

$$M_R = \frac{I_t}{y} \left(\frac{M_t}{I_t}y + \frac{N_t}{A_t} - f_{tn} \right) \quad (11.17)$$

Grafen i figur 11.12 på neste side viser risskapasiteten M_R i forhold til opptredende momenter for den søndre kragearmen, der de ulike snittene er tilsvarende som fra figur 11.11. De blå punktene representerer risskapasiteten fra håndberegninger etter virkning fra forspenning. Kurvene i grafen er konstruert på bakgrunn av opptredende momenter fra analyse i NovaFrame, for både lastkombinasjon SLSb med og uten trafikk, henholdsvis $M_{Ed.SLSb}$ og $M_{Ed.SLSb.U-TR}$. Bidraget fra forspenningen fjernes i NovaFrame slik at de opptredende momentene kan sammenlignes mot håndberegnete kapasiteter.



Figur 11.12: Rissmoment og opptredende krefter fra NovaFrame

Verdiene for alle snittene fra grafen i figur 11.12 er fremstilt i tabell 11.2. Kapasiteten til de fem snittene sammenlignes med opptredende momenter fra NovaFrame og tilhørende utnyttelsesgrad vises.

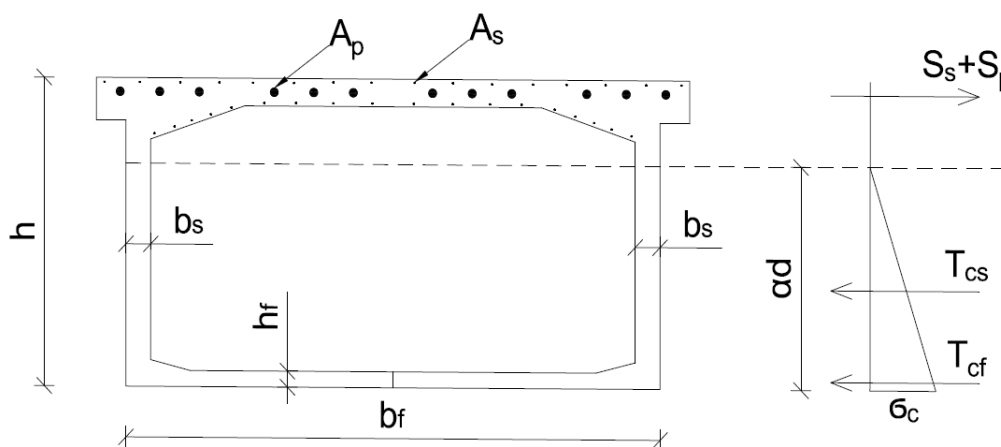
Tabell 11.2: Sammenlikning opptredende moment og risskapasitet

Tverrsnitt	$M_{Ed.SLSb}$ [kNm]	$M_{Ed.SLSb.U-TR}$ [kNm]	M_R [kNm]	Utnyttelsesgrad	Antall spennkabler n
Tv.skott	697 630.3	646 641.6	693 538.8	100.6/93.2 %	42
D	482 042.2	443 368.2	529 329.8	91.1/83.8 %	40
H	278 314.6	252 565.3	306 207.8	90.9/82.5 %	32
K	159 528.2	142 572.1	184 169.5	86.6/77.4 %	26
P	42 796.4	36 209.1	57 536.3	74.4/62.9 %	14
U	600.8	226.5	7364.4	8.2/3.1 %	4

Fra graf 11.12 og tabell 11.2 er $M_{Ed} > M_R$ kun for tverrsnittet i overgang mellom brukassen og landkar og med krefter fra SLSb. Slik som beskrevet i kapittel 7.6.2 inngår både permanente laster, deformasjonslaster og variable laster med ulik lastfaktor i denne kombinasjonen. Én av disse variable lastene er trafikklast, og selv om kun 50 % av trafikklasten inngår i kombinasjon b, gir dette stort utslag. Ifølge Håndbok R412 representerer SLSb en lasttilstand som antas å ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonens levetid. Når beregnet risskapasitet sammenlignes med opptredende moment fra SLSb uten trafikk vil ikke tverrsnittet risse uansett hvilket snitt som betraktes.

11.3.3 Kontroll av spenninger Stadium II

Spenningsene fra håndberegninger i Stadium I er lavere enn strekkfastheten, men beregningene fra rissmoment viser at tverrsnitt ved tverrskott såvidt overskrider risskapasiteten. Det velges derfor å regne dette tverrsnitt som opprisset i Stadium II for å sjekke om tillatt trykkspenning i betongen, samt spenning i slakk- og spennarmering tilfredsstillende kravene beskrevet i kapittel 11.1.1. Beregningsmetode tar utgangspunkt i *Betongkonstruksjoner* kapittel 6.4:



Figur 11.13: Likevekt av indre krefter i tverrsnitt

For å finne trykksonefaktoren α , kan likevektsbetraktninger av indre krefter i tverrsnittet benyttes. Målet er å etablere to uttrykk fra henholdsvis aksialkraft og moment, og kreve likevekt mellom disse. Sum av aksialkrefter i tverrsnittet består av trykkrefter i betongen og strekkrefter i armeringen. Siden det antas at nøytralaksen havner i steget, vil hele bruplaten havne i strekksonen og derfor ikke inkluderes i likevekten. Trykkkraften er da summen av betongens trykkbidrag fra undergurt og steg, og strekkraften er summen av armeringskreftene:

$$N = T_{cf} + T_{cs} - S_s - S_p \quad (11.18)$$

$$N = 2 E_{cl} \varepsilon_c h_f b_f + E_{cl} \varepsilon_c \alpha d_m b_s - E_p \Delta \varepsilon_p A_p - E_s \Delta \varepsilon_s A_s \quad (11.19)$$

$$\frac{N}{\sigma_c} = 2h_f b_f + d_m b_s \alpha - \frac{1 - \alpha}{\alpha} (\eta_p A_p + \eta_s A_s) \quad (11.20)$$

Videre blir momentlikevekt om armeringstygdepunktet betraktet. Uttrykket består av kraftresultanten multiplisert med avstand til armeringstygdepunktet, der avstanden defineres ved midlere effektiv høyde d_m og trykksonefaktor α :

$$N(e + a) = T_{cf} \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + T_{cs} d_m \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \quad (11.21)$$

$$\frac{N}{\sigma_c} = \frac{2 h_f b_f}{e + a} \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + \frac{\alpha d_m^2 b_s}{e + a} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \quad (11.22)$$

Omskrivning av likningene ovenfor forutsetter at Naviers/Bernoullis hypotese er gyldig:

$$\varepsilon_p = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \varepsilon_c \quad \text{og} \quad \varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \varepsilon_c \quad (11.23)$$

og definering av følgende sammenhenger:

$$\eta_p = \frac{E_p}{E_{cl}} \quad \text{og} \quad \eta_s = \frac{E_s}{E_{cl}} \varepsilon_c \quad (11.24)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_s d_p} \quad \text{og} \quad \rho_s = \frac{A_p}{b_s d_s} \quad (11.25)$$

Uttrykk for aksialkraft kan nå settes lik uttrykk for moment, og deretter kreve likevekt. Resultatet vil være et tredjegradsuttrykk der kun α er ukjent, og vil kunne løses med de fleste avanserte kalkulatorer eller regneprogrammer:

$$\begin{aligned} & - \alpha^3 \left(\frac{d_m^2 b_s}{3} \right) + \alpha^2 (e + a + d_m) \\ & - \alpha (2h_f b_f (e + a) + e(\eta_p A_p + \eta_s A_s) + a(\eta_p A_p + \eta_s A_s) + h_f b_f (2d_m - h_f)) \\ & + \eta_p A_p (e + a) + \eta_s A_s (e + a) = 0 \end{aligned} \quad (11.26)$$

Videre må modifisert bøyestivhet beregnes for tverrsnittet, siden bruplaten som befinner seg i strekksonen ikke skal bidra til bøyestivhet. Total bøyestivhet er sum av bidraget fra steg, undergurt, strekk- og spennarmering:

$$EI = E_{cl}(I_{cs} + I_{cf}) + E_p I_p + E_s I_s \quad (11.27)$$

Betongtøyningene i bruplaten vil forårsake strekkspenningen i både strekkarmering og spennkablene. Spenning i strekkarmeringen kan beregnes etter *Betongkonstruksjoner* kapittel 5.3.3:

$$\sigma_s = E_s \frac{M(1 - \alpha) d_m}{EI} \quad (11.28)$$

Spennarmeringen vil få økt strekkspenninger grunnet betongtøyningen, men må korrigeres for langtidstapene grunnet kryp, svinn og relaksasjon. Total spenningsendring i spennarmeringen blir:

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_c \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \quad (11.29)$$

$$\Delta \sigma_p = \Delta \varepsilon_p \cdot E_p - \Delta \sigma_{p.KSR} \quad (11.30)$$

Tabell 11.3 viser oppredende krefter fra SLSb, samt trykkspenning i betong og spenning i strekk- og spennarmering:

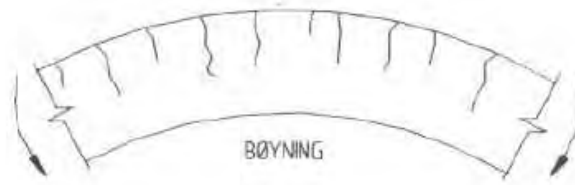
Tabell 11.3: Stadium II analyse ved tverrsnitt

	$M_{Ed.SLSb}$ [kNm]	$N_{Ed.SLSb}$ [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	σ_p [MPa]
Krefter og spenninger	-289 699.2	-70 089.8	14.1	265.0	1194
Spenningsbegrensninger	-	-	24.0	384.0	1256

Som det fremkommer av tabell 11.3 tilfredsstilles alle spenningskravene for SLSb ved beregning i Stadium II. Det vil si at trykkspenningene i betongen er lavere enn trykkfastheten og det oppstår ikke flyt i armeringen. Opprissingen av tverrsnittet vurderes som akseptabel i henhold til EK2 avsnitt 7.2 basert på armeringsspenninger.

11.3.4 Kontroll av rissvidder

Fra rissmoment-analysen er det kun tverrsnitt ved tverrskott som har for lav risskapasitet og det vil utvikles riss i bruplatten. Rissviddene beregnes derfor ved dette tverrsnittet og sammenlignes mot kravene beskrevet i kapittel 11.1.1. Rissene som vil oppstå forventes å komme i overkant av bruplatten og vil være i tverretning i det snittet der strekkspenningene er størst.



Figur 11.14: Opprissing i overkant grunnet bøyeriss [4].

Rissviddene i brua kan beregnes etter EK2 punkt 7.3.4. Fullstendig beregning av rissvidde ved tverrskott finnes i vedlegg F. Største rissavstand beregnes som følger:

$$S_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 140.4mm \quad (11.31)$$

Uttrykket $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ beskriver tøyingsdifferansen mellom stål og betong, og skal ikke være mindre enn 60 % av armeringstøyningen:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 1.1 \cdot 10^{-3} \\ &\geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 757.1 \cdot 10^{-6} \quad \text{OK} \end{aligned} \quad (11.32)$$

Beregnet rissvidde W_k sammenliknes mot maksimal tillatt rissevidde, W_{max} , som beskrevet i kapittel 11.1.1 :

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.14 \quad (11.33)$$

$$W_{max} = 0.18 \quad \text{OK} \quad (11.34)$$

Beregnet rissvidde tilfredsstillers så vidt maksimal tillatt rissvidde, og rissvidden er dermed akseptabel i henhold til EK2. Med akseptabel menes det at rissene som oppstår er små og ikke ville skade konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet.

Kapittel 12

Korrosjon på spennarmering

I dette kapitlet presenteres resultater der det analyseres konsekvensen av korrosjon på spennarmering. Det er besluttet å dele opp kapitlet for grensetilstandene ULS og SLS. Kapitlet beskriver hvorfor disse kontrollene gjennomføres og hva som kan forventes hvis det oppstår kabelbrudd grunnet korrosjon. Videre blir aktuelle beregninger fra begge grensetilstander presentert og analysert.

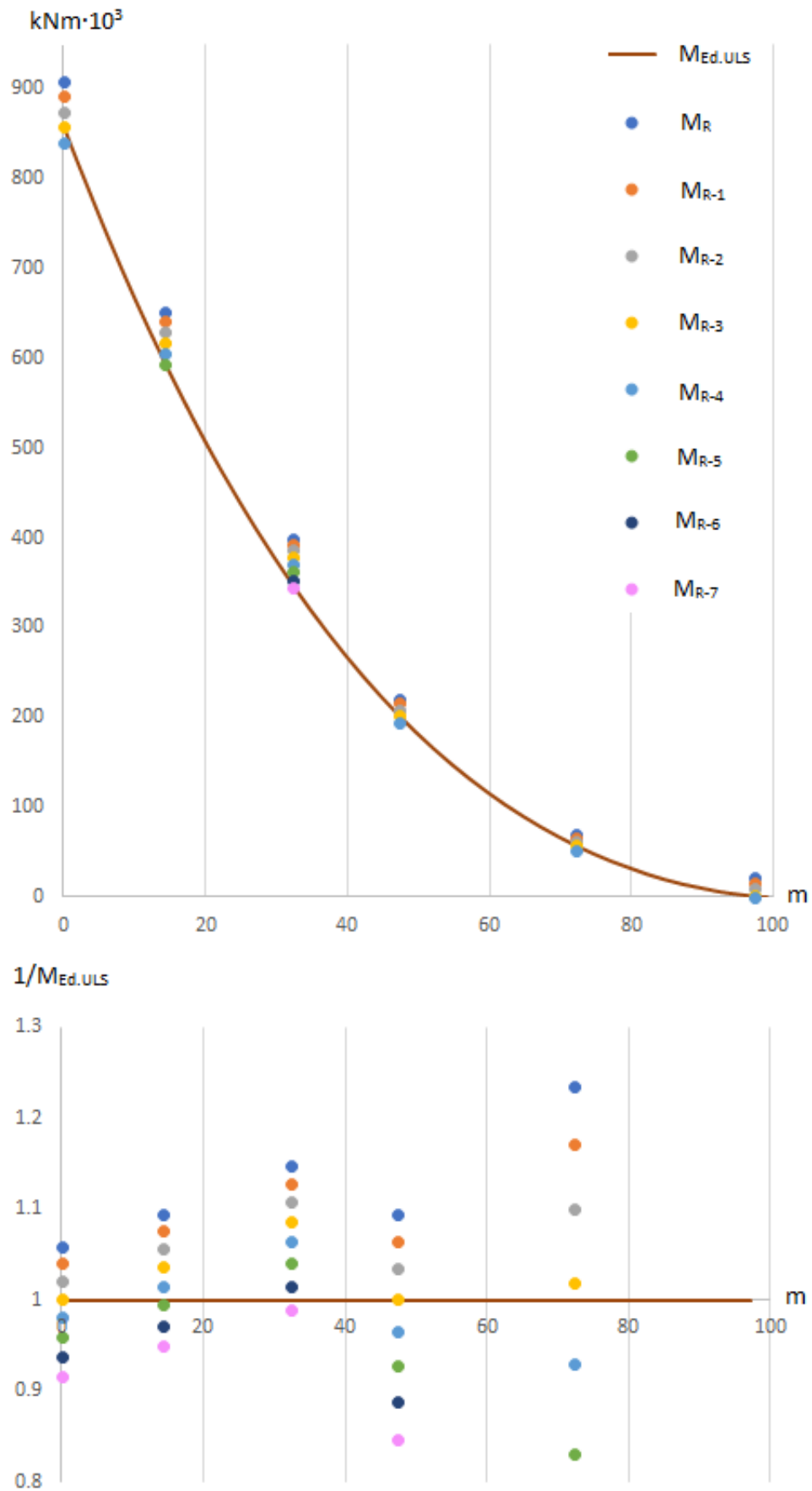
12.1 Bruddgrensetilstand

Momentkapasiteten kontrolleres for å finne maksimalt antall spennkabler de ulike tverrsnittene kan miste, før momentkapasiteten overskrides og mulighet for kollaps er tilstede. For å finne denne grenseverdien beregnes momentkapasiteten til forskjellige tverrsnitt med reduksjon i spennarmeringen.

$$M_{Rd.red} \leq M_{Ed.ULS} \quad (12.1)$$

For å beregne hvordan momentkapasiteten forholder seg til reduksjon av spennarmeringsarealet, er det utarbeidet et regneark der antallet n kabler kan varieres. På denne måten kan antall spennkabler reduseres til momentkapasiteten er lavere enn dimensjonerende moment hentet fra analysen i NovaFrame.

Grafen i figur 12.1 på neste side viser sammenhengen mellom opptredende momenter i ULS og beregnede momentkapasiteter. Kurven i grafen gjenspeiler momentdiagram for den søndre kragearmen og tverrsnittene referer til figur 11.11. Y-aksen er moment i kNm og x-aksen er avstand fra søndre landkar i meter. Bidraget fra forspenningen fjernes i NovaFrame, slik at de opptredende momentene kan sammenlignes med håndberegnete momentkapasiteter, som er representert ved fargede punkter. Den nederste grafen er normalisert med kurven for opptredende moment slik at kapasitene kan presenteres mer oversiktlig. Punktene på oversiden av den normaliserte linjen er da antall kabelbrudd som må inntreffe før momentkapasiteten overskrides i de forskjellige snittene. Momentkapasitetene ytterst på kragearmen havner utenfor den normaliserte grafen siden variasjonen i kapasiteten er spesielt stor. Punktet for kapasiteten ytterst på kragearmen har verdi 2.3 når tre spennkabler er fjernet, og null når alle spennkablene er fjernet.



Figur 12.1: Momentkapasitet søndre kragarm etter kabelbrudd

Informasjonen fra grafen i figur 12.1 er presentert som tallverdier i tabell 12.1. Momentkapasiteten etter forskjellig antall kabelbrudd er presentert, og når $M_{Rd} < M_{Ed}$ markeres rødt. Den siste kolonnen viser den prosentvise andelen av spennkabler som er fjernet i forhold til opprinnelig antall.

Tabell 12.1: Momentkapasitet i bruddgrensetilstand etter reduksjon av spennkabler

Tverrsnitt	$M_{Ed,ULS}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	M_{Rd-2} [kNm]	M_{Rd-3} [kNm]	M_{Rd-4} [kNm]	M_{Rd-5} [kNm]	M_{Rd-6} [kNm]	M_{Rd-7} [kNm]	$\frac{n_{red}}{n_{tot}}$
Tv.skott	857 863	909 299	876 506	859 462	841 985	824 075	805 732	786 958	9.5 %
D	596 949	653 852	631 259	619 314	606 937	594 126	580 885	567 209	12.5 %
H	349 045	400 815	387 165	379 691	371 785	363 446	354 675	345 471	21.9 %
K	203 029	222 406	210 146	203 368	196 157	188 513	180 437	171 929	15.4 %
P	57 433	70 945	63 225	58 586	53 429	47 752	41 557	34 843	25.6 %
U	1229	22 265	9859	2879	0	-	-	-	100 %

Som det fremgår av grafene i figur 12.1 og tabell 12.1 vil det største tverrsnittet i overgang mellom kragearm og landkar, og tverrsnittene mot enden av kragearmen være mest kritisk med tanke på kabelbrudd og momentkapasitet. Momentkapasiteten vil overskrides for i disse snittene hvis tverrsnittet reduseres med fire spennkabler, og mulighet for kollaps av brua er tilstede. Fra tabellen er det verdt å merke seg at momentkapasiteten så vidt er tilstrekkelig for tverrskott og tverrsnitt K og P ved fire kabelbrudd, og det vil være forsvarlig å påstå at kapasiteten er kritisk også ved tre kabelbrudd, grunnet den lave marginen i forhold til opptredende moment.

12.2 Bruksgrensetilstand

Én av teoriene når det gjelder korrosjon på spennarmeringen er at det vil oppstå synlige tegn på konstruksjonen hvis spennkablene ryker. En av disse tegnene vil være store riss og sprekker som forteller at konstruksjonen har et kapasitetsproblem.

Kontrollene som gjennomføres for å analysere opprissing av tverrsnittet, vil være mye av de samme som i SLS fra kap 11.3, men nå med redusert spennarmeringsareal. Siden det beregnes et dimensjonerende rissmoment og antall kabler reduseres deretter, vil ikke spenninger i Stadium I kontrolleres, siden tverrsnittet allerede er opprisset. Kontrollene som gjennomføres er derfor:

- Beregning av dimensjonerende rissmoment
- Beregning av spenninger i Stadium II etter reduksjon av spennkabler
- Beregning av tilhørende rissvidder
- Beregning av rissvidder når momentkapasiteten overskrides

Beregning av dimensjonerende rissmoment vil avgjøre antall kabelbrudd som vil forårsake opprissing av de forskjellige tverrsnittene. Denne reduksjonen av spennkablene brukes videre for å analysere spenninger og rissvidder.

Spenningene i Stadium II vil avgjøre trykkspenning i betongen samt spenninger i slakk- og spennarmering. Lastsituasjonen, også kalt risslasten, fra beregning av rissmomentet brukes slik

at tverrsnittet allerede vil være opprisset. Rissviddene i denne spenningstilstanden vil også beregnes.

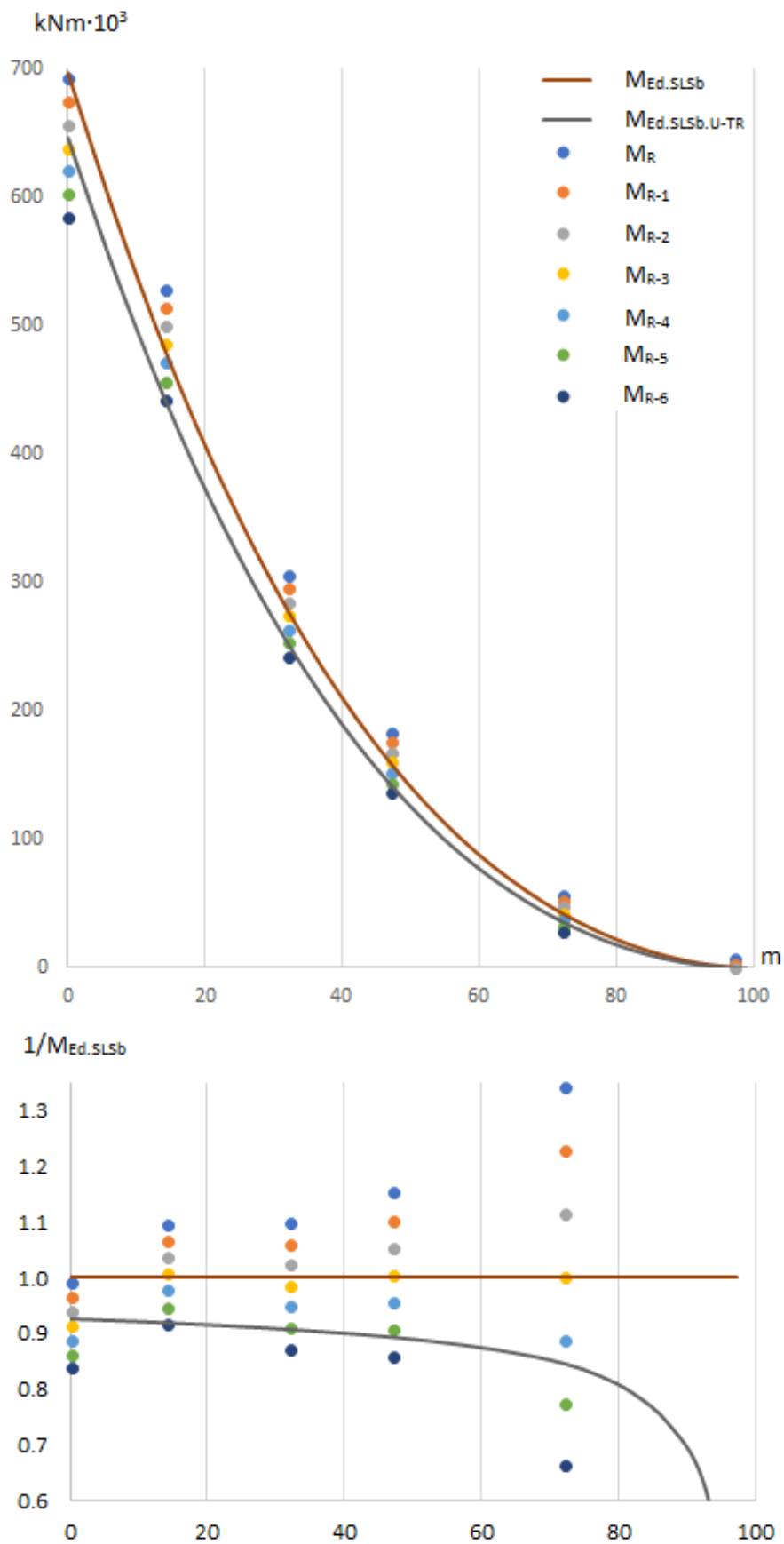
Siden et kritisk antall kabelbrudd analyseres i ULS med hensyn til momentkapasiteten, vil det være interessant å studere rissviddene i dette tilfellet. Rissviddene beregnes med hensyn til lastkombinasjon SLSb, men antall kabelbrudd justeres etter resultatene fra ULS.

12.2.1 Rissmoment

Beregning av rissmomentet gjøres ved å utarbeide et regneark der n kabler kan varieres. På denne måten kan risskapasiteten til de ulike tverrsnittene bestemmes basert på hvor mange spennkabler som er inntakte. Det totale antall spennkabler vil reduseres frem til det dimensjonerende rissmomentet er større enn risskapasiteten. Det dimensjonerende rissmomentet hentes fra analyse i NovaFrame, der både SLSb med og uten trafikk vurderes. Beregningene er gjennomført i Stadium I slik at når kritisk risskapasitet nåes, befinner tverrsnittet seg i overgangen til Stadium II og vil risse opp i overkant. Beregningsmetoden er slik som beskrevet i kapittel 11.3.2.

Grafen i figur 12.2 på neste side viser sammenhengen mellom opptredende rissmoment og risskapasiteten til de ulike tverrsnittene. Tverrsnittene som kontrolleres er definert i figur 11.11. Y-aksen viser moment i kNm og x-aksen er avstand fra søndre landkar i meter. Den grå kurven er opptredende moment fra SLSb uten trafikk, og den røde kurven er opptredende moment SLSb med trafikk, begge hentet fra analysen i NovaFrame. Punktene representerer risskapasiteten til de ulike tverrsnittene basert på reduksjon i antall spennkabler.

Den nederste grafen er normalisert med hensyn til opptredende moment fra SLSb med trafikk, for å kunne presentere resultatene på en mer oversiktlig måte. Punktene på oversiden av kurvene representerer antall kabelbrudd som må inntreffe før tverrsnittet vil risses opp avhengig av hvilken lastkombinasjon som vurderes. Punktene i området mellom kurvene viser forskjellen i antall kabelbrudd som gir opprissing for lastkombinasjon SLSb med og uten trafikk. Risskapasiteten ytterst på kragearmen havner utenfor den normaliserte grafen siden variasjonen i kapasiteten er spesielt stor. Punktet for kapasiteten ytterst på kragearmen har verdi 5.9 når én spennkabel er fjernet og null ved to kabelbrudd.



Figur 12.2: Rissmoment søndre kragearm etter kabelbrudd

Informasjonen fra grafene i figur 12.2 presenteres som tallverdier i tabell 12.2 og 12.3. Risskapasiteten for alle kontrollerte tverrsnitt er vist, og når $M_R < M_{Ed.SLS}$ markeres rødt for begge lastkombinasjoner. Den siste kolonnen viser den prosentvise andelen av spennkabler som er fjernet i forhold til opprinnelig antall.

Tabell 12.2: Momentkapasitet etter reduksjon av spennkabler, lastkombinasjon SLSb.U-TR

Tverrsnitt	$M_{Ed.SLSb,U-TR}$ [kNm]	M_R [kNm]	M_{R-1} [kNm]	M_{R-2} [kNm]	M_{R-3} [kNm]	M_{R-4} [kNm]	M_{R-5} [kNm]	M_{R-6} [kNm]	$\frac{n_{red}}{n_{tot}}$
Tv.skott	646 642	693 539	675 473	657 407	639 341	621 275	603 209	585 143	7.1 %
D	443 368	529 330	514 935	500 540	486 145	471 750	457 355	442 960	15 %
H	252 565	306 208	295 714	285 220	274 727	264 333	253 739	243 245	18.8 %
K	142 572	184 170	176 317	168 465	160 613	152 761	144 909	137 057	23.1 %
P	36 209	57 536	52 677	47 818	42 958	38 099	33 240	28 381	35.7 %
U	227	7 364	3 568	-	-	-	-	-	50 %

Tabell 12.3: Momentkapasitet etter reduksjon av spennkabler, lastkombinasjon SLSb

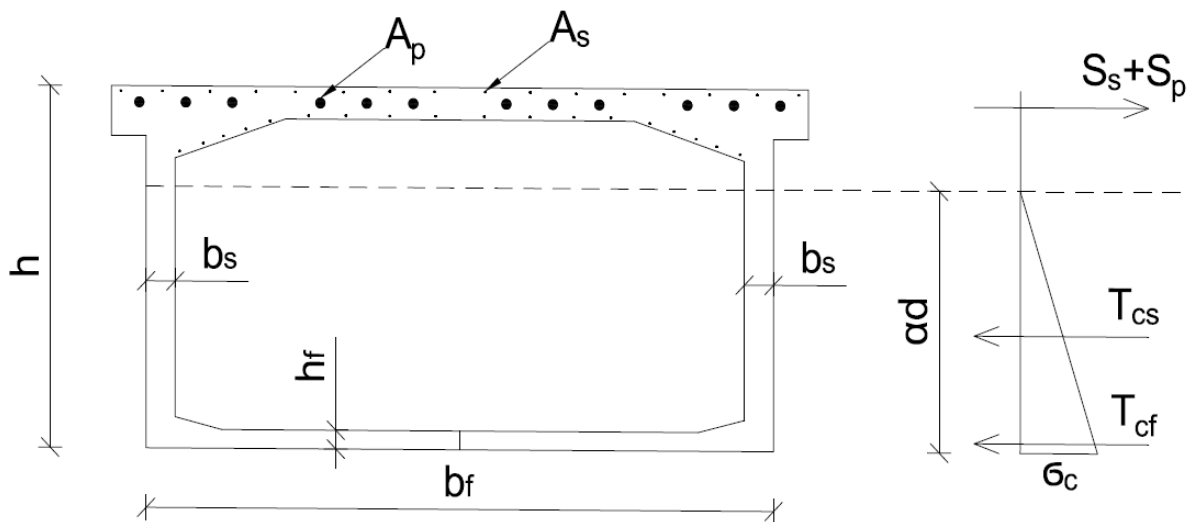
Tverrsnitt	$M_{Ed.SLSb}$ [kNm]	M_R [kNm]	M_{R-1} [kNm]	M_{R-2} [kNm]	M_{R-3} [kNm]	M_{R-4} [kNm]	M_{R-5} [kNm]	M_{R-6} [kNm]	$\frac{n_{red}}{n_{tot}}$
Tv.skott	697 630	693 539	675 473	657 407	639 341	621 275	603 209	585 143	0
D	482 042	529 330	514 935	500 540	486 145	471 750	457 355	442 960	10 %
H	278 315	306 208	295 714	285 220	274 727	264 333	253 739	243 245	9.4 %
K	159 528	184 170	176 317	168 465	160 613	152 761	144 909	137 057	15.4 %
P	42 796	57 536	52 677	47 818	42 958	38 099	33 240	28 381	28.6 %
U	601	7 364	3 568	-	-	-	-	-	50 %

Slik det fremgår av disse resultatene, er det kun tverrsnittet ytterst på kragearmen som vil opprisses ved samme reduksjon i antall kabler for SLSb med og uten trafikk. For de andre tverrsnittene vil variasjonen i antall kabelbrudd ligge mellom én-tre kabler, som også kan leses i området mellom kurvene i den normaliserte grafen.

For begge lastkombinasjoner vil tverrsnittet ytterst på kragearmen være et av de første tverrsnittene som vil opprisses, og kritisk risslast oppnås etter to kabelbrudd. Dette begrunnes med at det kun finnes fire spennkabler i dette tverrsnittet, og effekten per kabelbrudd vil bli ekstra stor. Tverrsnitt i overgang mellom kragearm og landkar vil såvidt være opprisset uten kabelbrudd hvis trafikklast inkluderes, sammenlignet med tre kabelbrudd for å oppnå kritisk risslast hvis trafikklast ekskluderes.

12.2.2 Spenninger i Stadium II

Spenningsstilstanden i Stadium II gjennomføres på samme måte som beskrevet i kapittel 11.3.3. Det er utarbeidet et regneark der alle tverrsnittsparametere legges inn manuelt, siden tverrsnittene varierer i snittene som undersøkes. Nøytralaksen for alle tverrsnittene vil havne i steget, slik at hele bruplaten ligger i strekksonen og vil ikke bidra til tverrsnittets kapasitet. Et generelt tverrsnitt er vist i figur 12.3:



Figur 12.3: Generelt tverrsnitt og målsetting

Lastene er hentet fra NovaFrame og modifisert slik at lastsituasjonen skal samsvare med det reduserte armeringsarealet. Fra NovaFrame kan den totale lasten deles opp slik at bidraget fra hver last vises, altså egenvekt, forspenning, kryp, svinn, temperatur, vind og trafikk. Alle lastene bortsett fra bidraget fra forspenning beholdes, som modifiseres etter reduksjon av antall spennkabler. Dette er gjort ved å hente ut spennkraften for det opprinnelige armeringsarealet, og multiplisere denne lasten med en faktor som avhenger av opprinnelig armeringsareal dividert med redusert armeringsareal. Fremgangsmåten for modifisering av moment og aksialkraft er vist i likning 12.2 På denne måten blir både aksialkraft og moment fra forspenningen redusert i samsvar med reduksjon av antall kabler. Dette gjøres både for SLSb med og uten trafikk.

$$\begin{aligned}
 M_{Ed.red} &= M_{SLSb-p} + M_{p.tot} \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}} \\
 N_{Ed.red} &= N_{SLSb-p} + N_{p.tot} \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}}
 \end{aligned}
 \tag{12.2}$$

Videre beregnes aksial- og momentlikevekt for å finne trykksonehøyden og bøyestivheten EI til det opprissede tverrsnittet, slik som beskrevet i kapittel 11.3.3. Når trykksonehøyden og bøyestivheten er beregnet, kan trykkspenning i betongen og strekkspenning i armeringen finnes.

Tabell 12.4 og 12.5 viser resultatene fra Stadium II analysen, for henholdsvis lastkombinasjonen SLSb med og uten trafikk. Beregnede spenninger som overskrider spenningsbegrensningene

beskrevet i kapittel 11.1.1 markeres rødt. De ulike kolonnene i tabellene defineres på følgende måte:

- $M_{Ed,red}$: Totalt opptredende moment etter reduksjon av n spennkabler
- $N_{Ed,red}$: Total opptredende aksialkraft etter reduksjon av n spennkabler
- n_{red} : Antall spennkabler som er redusert for å oppnå risslasten
- σ_c , σ_s og σ_p : Tilhørende trykkspenning i betong, strekkspenning i slakkarmering og spennarmering
- w_k : Tilhørende beregnet rissvidde

Tabell 12.4: Spenningstilstand etter reduksjon, SLSb uten trafikk

Tverrsnitt	$M_{Ed,red}$ [kNm]	$N_{Ed,red}$ [kN]	n_{red} [stk]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	σ_p [MPa]	w_k [mm]
Tv.skott	-267 812	-65 177	3	-13.1	230	1151	0.13
D	-205 061	-52 817	6	-13.8	425	1187	0.27
H	-126 745	-39 749	6	-13.0	498	1182	0.33
K	-69 324	-32 836	6	-12.2	206	1128	0.11
P	-21 861	-12 973	5	-9.9	286	1133	0.16
U	2 730	-3 464	3	-2.8	20	1097	0.01

Tabell 12.5: Spenningstilstand etter reduksjon, SLSb

Tverrsnitt	$M_{Ed,red}$ [kNm]	$N_{Ed,red}$ [kN]	n_{red} [stk]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	σ_p [MPa]	w_k [mm]
Tv.skott	-289 699	-70 090	0	-14.1	242	1155	0.14
D	-229 751	-55 979	4	-15.1	520	1209	0.33
H	-138 005	-44 368	3	-14.2	468	1177	0.30
K	-78 977	-36 155	4	-13.7	277	1140	0.16
P	-26 865	-14 438	4	-11.9	512	1166	0.31
U	2 354	-3 464	2	-2.8	17	1097	0.01

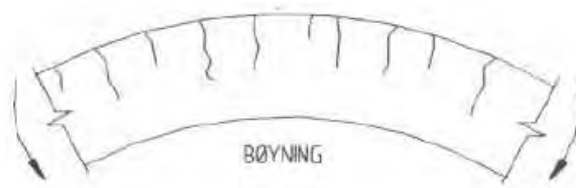
Spenningstilstanden til de ulike tverrsnittene kan leses fra tabell 12.4 og 12.5. Trykkspenning i betongen er innenfor kravet definert i kapittel 11.1.1 for alle tverrsnittene, slik at tverrsnittet vil risse opp i bruflaten lenge før betongen knuses i undergurten. Strekkspenning i slakkarmeringen er varierende, og stålet vil gå i flyt i flere av tverrsnittene siden den karakteristiske flytegrensen til stålet er 480 MPa. Spenning i strekkarmeringen overskrider også spenningsbegrensningen tilknyttet opprissing på 384 MPa for flere av tverrsnittene. Når det gjelder spennarmeringen vil betongtøyningen i bruflaten øke strekkspenningen i kablene. Sum langtidstap er tidligere beregnet til 13 % og vil være større enn spenningsøkningen grunnet betongtøyningen, slik at total spenningsendring er negativ, og strekkspenningene er innenfor spenningsbegrensningen på 1256 MPa i alle tverrsnitt.

De beregnede rissviddene ligger i størrelsesorden 0-0,33 mm og avhenger av spenning i strekkarmeringen. Rissviddekravet er tidligere beregnet til 0,18 mm og overskrides i flere av tverr-

snittene. Rissene vil i første omgang oppstå i topp av bruplatten og vil derfor være vanskelig å oppdage hvis brua har slitelag av asfalt.

12.2.3 Rissvidder når momentkapasiteten overskrides

Et av oppgavens hovedformål er å kartlegge om det vil oppstå synlige tegn i konstruksjonen før momentkapasiteten overskrides, slik at det derfor vil være interessant å beregne størrelsen på rissene når tverrsnittets momentkapasitet er på et kritisk nivå. I kapittel 12.1 ble antall kabelbrudd før overskridelse av momentkapasiteten kartlagt, og hvis samme antall kabler reduseres i en Stadium II analyse kan rissviddene beregnes. Fremgangsmåten for å beregne rissviddene er tilsvarende som tidligere beskrevet i SLS og vil være avhengig av spenningene i strekkarmeringen. De største strekkspenningene i tverrsnittet vil være i topp av bruplatten, slik at det er også her rissene vil utvikles. Når tverrsnittet har mistet et kritisk antall kabler og momentkapasiteten er for lav, forventes det å oppstå større rissmønstre og ikke singelriss. Siden brua vil bøyes i lengderetning vil det være mest naturlig at bøyerissene oppstår i tverretning i bruplatten, slik som vist i figur 12.4 hvis venstre ende antas å være ved landkar og høyre ende ved feltemidt:

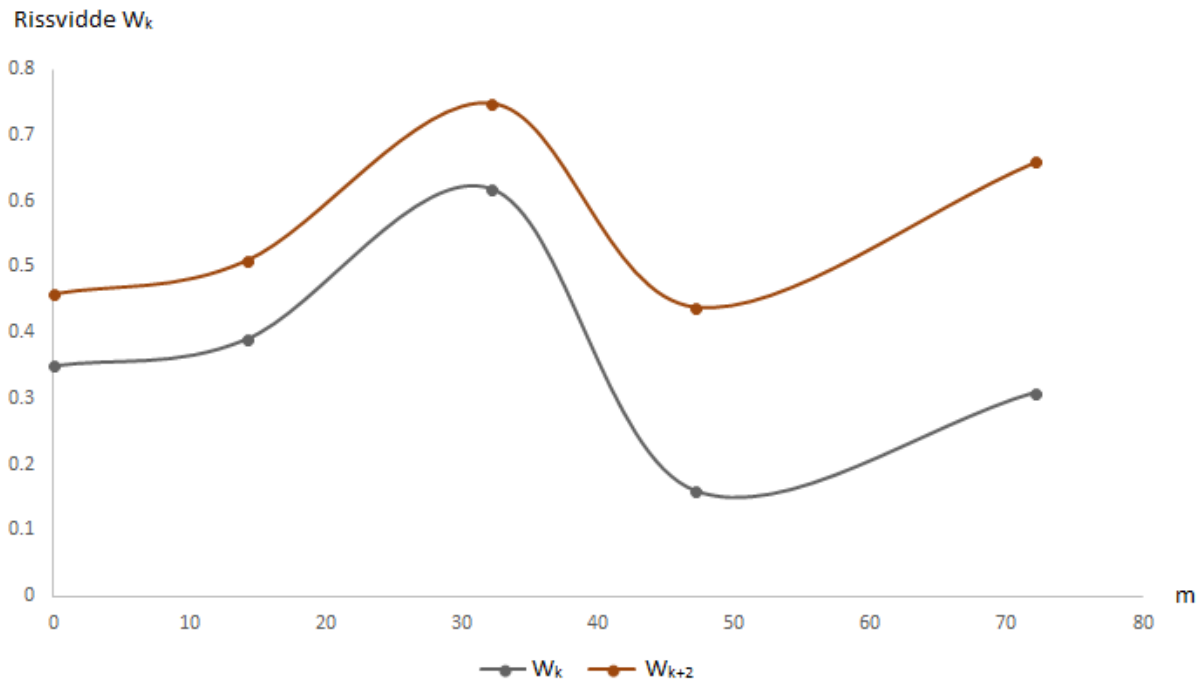


Figur 12.4: Opprissing i overkant grunnet bøyeriss [4].

Tabell 12.6 og grafen i figur 12.5 viser beregnede rissvidder når antall kabler i tverrsnittet gir for lav momentkapasitet, og når ytterlige to spennkabler er fjernet fra tverrsnittet. Det er valgt å beregne for to ekstra kabelbrudd for å se utvikling på rissene, samtidig som beregning av momentkapasitet kan være konservativ grunnet modifikasjonen av tverrsnittet, som forklart tidligere. Tverrsnitt ytterst på kragearmen er ikke betraktet grunnet de svært lave beregnende rissviddene:

Tabell 12.6: Rissvidder når momentkapasitet overskrides

Tverrsnitt	$n_{mom.kap}$	w_k	w_{k+2}
Tv.skott	4	0.35	0.46
D	5	0.39	0.51
H	7	0.62	0.75
K	4	0.16	0.44
P	4	0.31	0.66



Figur 12.5: Rissvidder ved overskridelse av momentkapasitet

Som det fremgår av tabell 12.6 og grafen i figur 12.5 er det kun tverrsnitt K som har lavere rissvidde enn maksimal tillatt rissvidde på 0,18 mm. Resterende tverrsnitt vil ha rissvidder i størrelsesorden 0,3-0,6 mm. Når det betraktes ytterlige to kabelbrudd vil rissviddene ligge i størrelsesorden 0,4-0,75.

Kapittel 13

Oppsummering og konklusjon

Oppgaven har bestått av modellering og analyse av Osstrupen bru for å kontrollere kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstand. Hovedfokuset i oppgaven har vært å tilegne kunnskap om analyseprogrammet, gjeldende regelverk og ulike beregningsmetoder. Det har også blitt gjennomført tilstandsvurdering av brua basert på inspeksjoner av Statens vegvesen og egen befarings i mai 2018. Videre har fordypningsdelen omhandlet korrosjon på spennsystemet og hvilke konsekvenser dette kan medføre, samt hvilke metoder som kan brukes for å undersøke tilstanden på spennsystem i eksisterende bruer.

For å sjekke kapasiteten til brua har analyseprogrammet NovaFrame blitt benyttet, og modellering av brua har vært en stor del av oppgaven. For å angi informasjon i programmet brukes koding, slik at modellering av blant annet alle varierende tverrsnitt og spennkabler må angis manuelt og er tidkrevende for FFB-bruer. Resultatene fra NovaFrame ble videre benyttet for å hente ut dimensjonerende krefter og kontrollere brua i aktuelle grensetilstander. For å kontrollere hvordan programmet beregner ulike lasttilfeller, er det utført håndberegninger som verifikasjon. De ulike verifikasjonene viser at NovaFrame behandler konstruksjonen og de ulike lasttilfellene på en tilfredsstillende måte.

Kontrollene som er utført i ULS viser at Osstrupen bru har tilstrekkelig kapasitet med tanke på aksialkraft i lengderetning, skjærkapasitet og moment i lengderetning i de beregnede snittene. Utnyttelsesgraden for momentkapasiteten er størst i overgangen mellom kragearm og landkar med utnyttelsesgrad 94,3 %. Spenningsberegningene utført i SLS viser at brua har tilstrekkelig kapasitet i Stadium I og Stadium II. Beregnet rissvidde er også innenfor kravet om maksimal rissvidde. Når rissmomentet beregnes, har tverrsnitt i overgang mellom kragearm og landkar såvidt for lav risskapasitet når trafikklaster inkluderes. Tabell 13.1 viser utnyttelsesgrad for de betraktete tverrsnittene:

Tabell 13.1: Utnyttelsesgrad i ULS , SLS_b og $SLS_{b,U-TR}$

	Tv.skott	D	H	K	P	U
Moment	94.3 %	91.3 %	87.1 %	91.3 %	80.9 %	5.5 %
Rissmoment m/tr	100.6 %	91.1 %	90.9 %	86.6 %	74.4 %	8.2 %
Rissmoment u/tr	93.2 %	83.8 %	82.5 %	77.4 %	62.9 %	3.1 %

Fordypningsdelen av oppgaven omhandler korrosjonsskade på spennsystemet og hvilke konsekvenser dette kan medføre. Følgende har blitt undersøkt når det gjelder korrosjon på spennkabler:

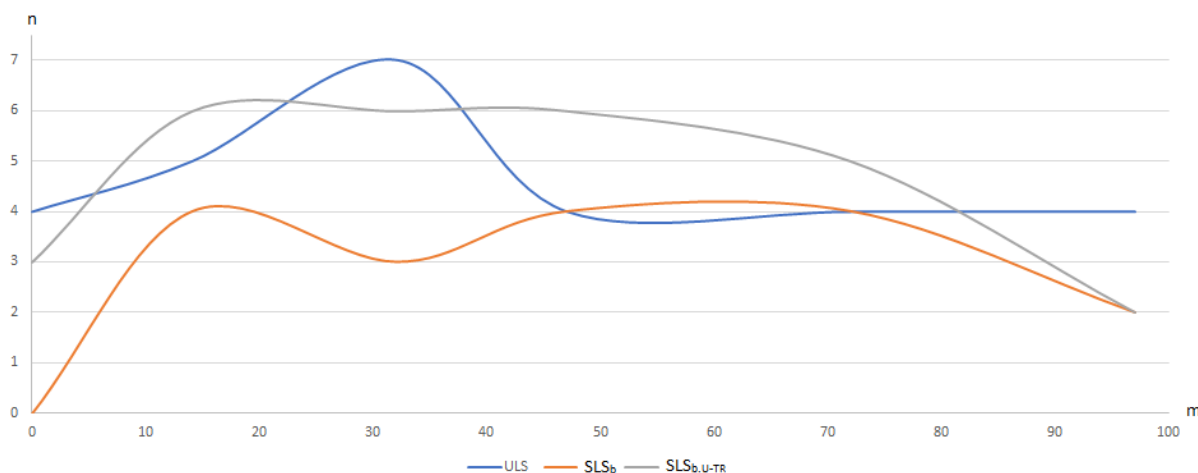
- Sannsynlige snitt og metoder for å avdekke skader
- Kritiske snitt med hensyn til momentkapasitet i ULS
- Synlige tegn som kan oppstå i form av opprissing i SLS og tilhørende rissvidder
- Rissvidder når momentkapasiteten overskrides

For å kartlegge hvilke snitt i FFB-bruer det er størst sannsynlighet for kabelbrudd initiert av korrosjon er det utført litteraturstudier for å finne relevant informasjon og erfaringer. Det er flere faktorer som spiller inn og vanskelig å kartlegge spesifikke snitt. Det kan avhenge om korrosjonsprosessen på spennarmeringen settes igang fordi omkringliggende slakkarmering er korrosjonsskadet, som igjen kan føre til sprekker i betongen og dårlig overdekning. Overdekningen er den viktigste faktoren for å beskytte kabelrør og vil redusere initieringsperioden eller forhindre skadeutviklingen for karboniserings- og kloridinitiert korrosjon. Under befaring var overdekningen av svært varierende kvalitet, slik at kabelrørene i de stedene på brua der overdekningen var skadet vil være spesielt utsatt. Korrosjon på spennkablene kan også oppstå på innsiden av kabelrørene, da hulrom og ikkekontinuerlig injisering kan legge til rette for korrosjonsdannelse. Denne type korrosjon er krevende å oppdage og mer avanserte ikke-destruktive metoder må benyttes, men er lite brukt per idag grunnet manglende kunnskap og retningslinjer.

For å kartlegge hvilke snitt som er mest kritisk hvis det oppstår kabelbrudd i spennsystemet, er det utført beregninger i ULS der et kritisk antall kabelbrudd med hensyn til momentkapasiteten analyseres. Denne analysen viser at de kontrollerte snittene kan tåle en reduksjon på fire-syv spennkabler. Det er tverrsnittet nærmest landkar og nærmest feltmidte som er mest kritisk i ULS.

For å analyse opprissing av konstruksjonen før kritisk momentkapasitet overskrides er det utført beregninger i SLS. Denne analysen har bestått av å undersøke antall spennkabler som må reduseres før det vil oppstå riss i konstruksjonen, og hvor store rissvidder som kan forventes. Dette er gjort for lastkombinasjon SLSb fra R412, både med og uten trafikk. Årsaken til at rissmomentet er undersøkt også uten belastning fra trafikk, er for å se hvor mye trafikklaster utgjør og kanskje vurdere en mellomting mellom de to lasttilfellene. Resultater fra analysen viser at det vil oppstå riss for alle tverrsnitt når antall spennkabler reduseres med tre-seks for SLS uten trafikk, og 0-4 for SLS med trafikk.

Grafen i figur 13.1 viser antall kabler som må fjernes for å oppnå kritisk verdi i de ulike grensetilstandene:



Figur 13.1: Sammenlikning antall kabelbrudd i grensetilstander

Som det fremkommer av grafen samsvarer ULS og SLS_b godt, da alle kontrollerte tverrsnitt vil risses opp før kritisk momentkapasitet overskrides, bortsett fra tverrsnitt K og P som har samme antall kabelbrudd. I tillegg er momentkapasiteten for disse to tverrsnittene så vidt tilstrekkelig ved tre kabelbrudd i ULS, og dette området i brua oppfattes derfor som et kritisk punkt. For SLS uten trafikk vil tverrsnittet risses opp etter kritisk momentkapasitet overskrides for tverrsnitt D, K og P, slik at i dette tilfellet vil det være vanskelig å få forvarsler før muligheten for kollaps er tilstede. Det virker derfor mest sannsynlig at SLS med trafikk gir mest troverdige resultater med tanke på rissmomentet.

Rissviddene som er beregnet når momentkapasiteten overskrides vil ligge i størrelsesorden 0,3-0,6 mm for alle tverrsnittene utenom tverrsnitt K som har rissvidde 0,16 mm. Det kan diskuteres om disse rissene er betydelige nok til å oppdages ved en tilstandundersøkelse av brua. Det vil likevel være rimelig å anta at bøyerissene vil utvikles i store rissmønstre siden tverrsnittet er i en kritisk tilstand, og bør derfor være mulig å oppdage. Det er derimot en utfordring at rissene vil dannes i overkant av bruplatten og vil for de fleste bruer være tildekket av asfalt.

Hvis tilstanden til spennsystemet i Osstrupen bru skal inspiseres, enten ved ikke-destruktive metoder eller ved fjerning av overliggende betong, bør følgende snitt prioriteres:

De fem forankringssonene i begge landkar vil være ekstra kritisk grunnet høy tetthet av spennkabler. Kloridmålinger viser høyt prosentinnhold av klorider i landkar, men forankring er innstøpt i voute på underside av bruplate og vil derfor ligge dypere i betongen. Høyere strekkspenninger i kablene ved forankring kan legge til rette for spenningskorrosjon, men dette er ikke grundig nok kartlagt.

Støpeskjøtene er et svakt punkt på FFB-bruer med tanke på inntrenging av vann og klorider. Pittingkorrosjon på kabelrør som passerer støpeskjøter kan derfor være verdt å undersøke.

Områder i brudekket med betongskader grunnet korrosjon på strekkarmering vil gi lav overdekning for kabelrørene. Kloridmålinger viser prosentvis kloridinnhold på 1,5-2,0 % ved dybde 0-20 mm, og korrosjon på stål som ligger i denne dybden vurderes som meget sannsynlig.

Fra beregninger i ULS vil tverrsnittene fra kragearm mot landkar, og ytterst på kragearmen være

spesielt utsatt med tanke på kabelbrudd og momentkapasitet.

Fra beregninger fra SLS vil bøyeriss i overkant av bruplaten indikere at brua har et kapasitetsproblem. Hvis det oppdages horisontale rissmønstre i tverretning i topp av bruplate med størrelse 0,3-0,6 mm bør det utføres en grundig tilstandskontroll av spennkablene i dette området.

Videre arbeid

- Nærmere undersøkelse av korrosjon på kabelrør når brudekket vannmeisles sommeren 2018. Områder med bom og avskalling på overdekning er ekstra interessant.
- Eksperimentell studie av ikke-destruktive metoder som kan brukes for å avdekke korrosjon på etteroppspent armering
- Analyse av momentkapasitet og nedbøyning med hensyn til duktilitetsendring ved kabelbrudd
- Eksperimentelle studier for å beregne avstand og spennkrafttap for reetablert forankring etter kabelbrudd
- Modellering av Osstrupen bru der byggefasen og grundig krypanalyse inkluderes for å sammenligne med nedbøyningen av feltmidte

Referanser

- [1] Statens vegvesen. *FoU-programmet Varige konstruksjoner 2012-2015*, 2016.
- [2] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*, Vegdirektoratet, 2015.
- [3] Statens vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering*, Vegdirektoratet, 2014.
- [4] Statens vegvesen. *Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer*, Vegdirektoratet, 2015.
- [5] S. Rambjør. *Fritt frambyggbruer*, tech. rep., Aas Jakobsen AS, 2007.
- [6] Rasmus S. Nordahl Hans Thomas Øderud. *Broer bygd ved fritt frembygg*. URL <https://snl.no/bro>. Hentet: 06.02.2018.
- [7] P. Gjerp, M. Opsahl and S. Smeplass. *Grunnleggende betongteknologi*, Byggenæringens forlag, 2nd edition, 2004.
- [8] Statens vegvesen. *Sikring av overdekning for armering - Rapport nr. 388*, 2017.
- [9] SINTEF Byggforsk. *520.061 Armeringskorrosjon, byggforskserien*. 2009.
- [10] Jeff Girard. *The use of pozzolans in concrete*. URL <http://www.concretecountertopinstitute.com/blog/2011/10/the-use-of-pozzolans-in-concrete/>. Hentet: 14.02.2018.
- [11] SINTEF Byggforsk. *520.034 Kloridinnhold i betong. Prøveuttak og analysemetoder, byggforskserien*. 2015.
- [12] A. B. M. Abdullah, Jennifer A. Rice, H. R. Hamilton,. *A damage detection model for unbonded post-tensioning tendons based on relative strain variation in multi-strand anchors*, 2014.
- [13] National Physical Laboratory. *Stress Corrosion Cracking*, 2000.
- [14] Almar Almar-Næss. *Korrosjon*. URL <https://snl.no/korrosjon>. Hentet: 04.06.2018.
- [15] A. Bentur, S. Diamond and N.S. Berke. *Steel corrosion in concrete*, E & FN SPON, 1997.
- [16] Lise Bathen, Karla Hornbostel. *Hvordan kan vi avdekke korrosjon på spennarmering?*, Vegdirektoratet, 2017.
- [17] Øyvind Fossum, Fredrik Skogland. *Nytt konsept for bestandige betongbruer*, Masteroppgave: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2015.
- [18] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. *Tegningsgrunnlag Osstrupen bru, 1973-76*.
- [19] Statens vegvesen. *Materialelegenskaper og tverrsnitt*, 2016.

-
- [20] BBR VT International Ltd. *Other BBR PT systems.* URL <http://www.bbrnetwork.com/technologies/post-tensioning/other-pt-systems.html>. Hentet: 14.05.2018.
- [21] KB Spenneteknikk AS. *BBRV trådsystem.* URL http://www.spennteknikk.no/produkter/prod_traadsys.html. Hentet: 14.05.2018.
- [22] Strängbetong. *BBRV Spennarmering Ståldata.*
- [23] Vegsjefen i Sogn og fjordane. *Osstrupen bru, Sogn og fjordane, Statistiske beregninger, Statens vegvesen, 1976.*
- [24] Reidar Kompen. *Betongregelverk relatert til bestandighet*, Vegdirektoratet, 2014.
- [25] Jesus Reignard Medel Tan. *Utilsiktete deformasjoner og skjærriss i fritt frambygg bruer*, Masteroppgave: Det matematisk- naturvitenskapelige fakultet, UiO, 2013.
- [26] Statens vegvesen Region vest. *Alminnelig kunngjøring av konkurranse, Nasjonal kunngjøring.* URL <https://www.doffin.no/Notice/Details/2017-246641>. Hentet: 05.02.2018.
- [27] CEN. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Almenne Laster, Termiske påvirkninger*, Standard Norge, 2003.
- [28] Norges Standardiseringsforbund. *NS 3473:2003: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregøer*, 6. utgave september 2003.
- [29] S. I. Sørensen. *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Fagbokforlaget, 2015.
- [30] Norges vassdrags-og energidirektorat. *Retningslinje for laster og dimensjonering*. 1. utgave, 2003.
- [31] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen A/S. *User Guide NovaFrame Version 5*, 2011.
- [32] TechTerms. *ASCII*. URL <https://techterms.com/definition/ascii>. Hentet: 19.05.2018.
- [33] CEN. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*, Standard Norge, 2004.
- [34] Institutt for konstruksjonsteknikk. *Formelsamling TKT4220 Betongkonstruksjoner 2*, NTNU, 2016.
- [35] Institutt for konstruksjonsteknikk. *Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1*, NTNU, 2016.

Vedlegg

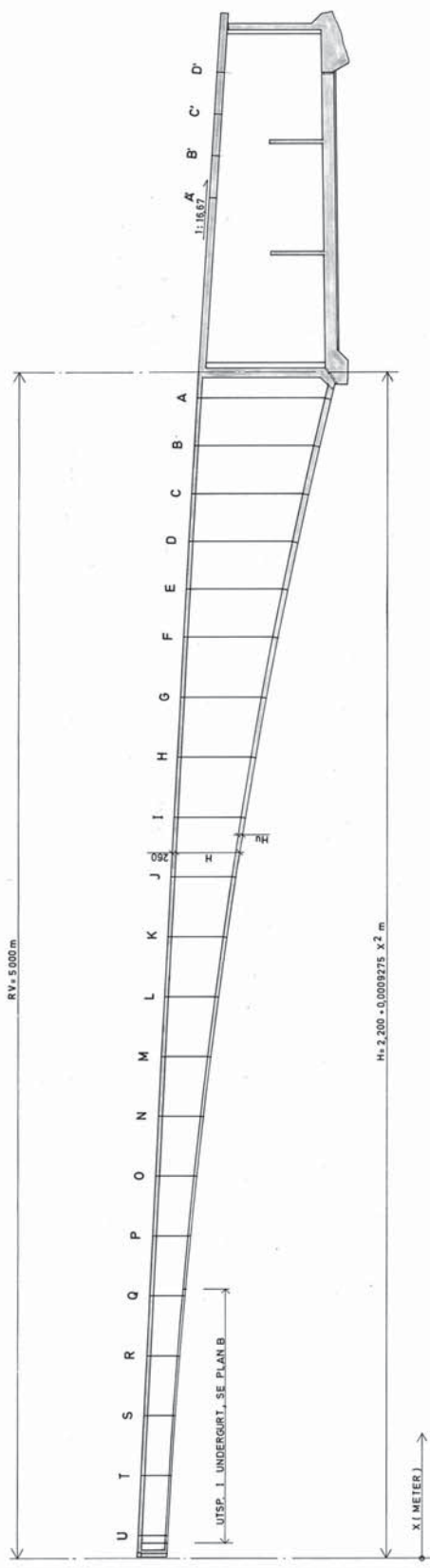
A Tegningsgrunnlag	1
B Posisjon av kjernerprøver	15
C Beregning av laster	16
D Verifikasjon av modellen	30
E Beregninger i bruddgrensetilstand	40
F Beregninger i bruksgrensetilstand	47
G Beregninger etter korrosjon på pennarmeringen	61

A Tegningsgrunnlag

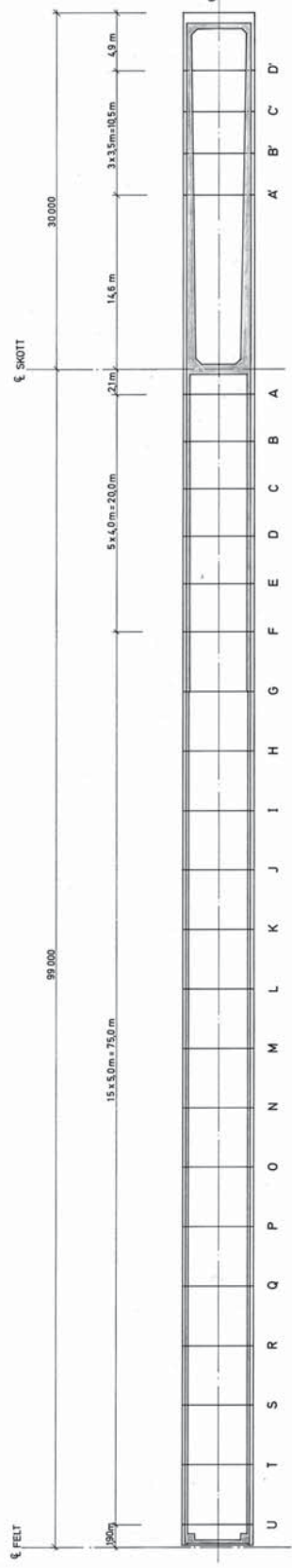
Vedlegget inneholder tegningsgrunnlaget for oppgaven og inneholder:

- Plan av Osstrupen bru. Tegningsnr 202
- Endring av tverrsnitt, snitt B og U. Tegningsnr. 203
- Nordre hovedspenn med støpetapper og tverrsnittsdata. Tegningsnr. 204
- Søndre hovedspenn med støpetapper og tverrsnittsdata. Tegningsnr. 205
- Skjærfuge. Tegningsnr 211
- Veibane og rekkverk. Tegningsnr 214
- Nordre landkar med fjellkabler- Tegningsnr 217
- Spennarmering i bruplate. Tegningsnr. 221
- Forankringsdetaljer for spennarmeringen i bruplate. Tegningsnr. 222
- Slakkarmering i steg og undergurt. Tegningsnr. 223
- Slakkarmering i bruplate. Tegningsnr. 224
- Spennarmering i nordre landkar. Tegningsnr. 225
- Søyler. Tegningsnr. 232

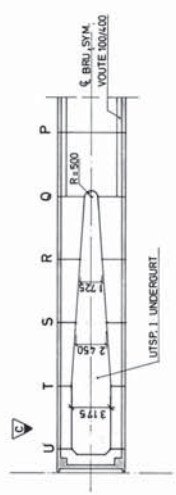
GEOMETRI FRITT FREMBYGG				
SNITT	OK KT	X	H	Hu
	m	m	mm	mm
€ SKOTT	14.400	90.0	11 290	520
A	14.615	96.90	10 900	"
B	14.851	92.90	10 205	500
C	15.064	86.90	9 530	480
D	15.213	84.90	8 885	465
E	15.540	80.90	8 270	455
F	15.763	76.90	7 685	445
G	16.037	71.90	6 995	435
H	16.306	66.90	6 351	410
I	16.571	61.90	5 754	385
J	16.830	56.90	5 203	360
K	17.085	51.90	4 698	335
L	17.334	46.90	4 240	300
M	17.578	41.90	3 828	265
N	17.818	36.90	3 463	225
O	18.052	31.90	3 144	185
P	18.282	26.90	2 871	165
Q	18.506	21.90	2 645	150
R	18.725	16.90	2 465	150
S	18.940	11.90	2 331	150
T	19.149	6.90	2 244	150
U	19.354	1.90	2 203	150
€ FELT	19.430	0	2 200	150



LENGDESNIITT I BRUAKSE
1:200



PLAN A, BRUPLATE
1:200



PLAN B, UNDERGURT VED FLUGE
1:200

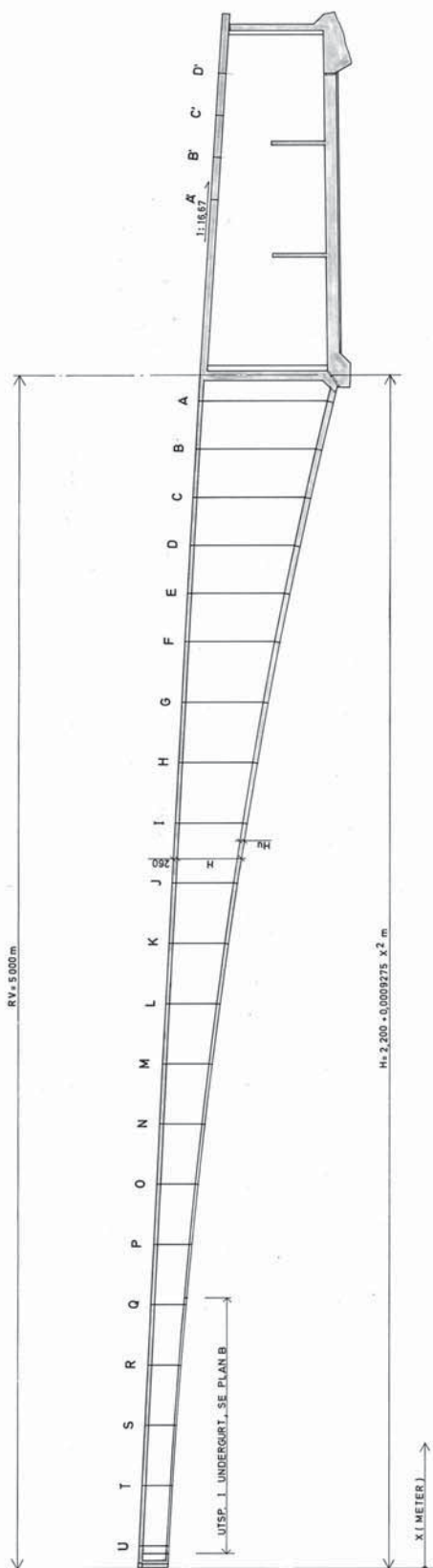
- BEMERKNINGER.**
1. BETONGENS SLUMPMÅL SKAL VÆRE LÅNVEST MULIG, FØRENELIG MED UTSØPING AV DE PORSKULLIGE FORHOLDNINGER. FOR BRUPLATEN SKAL SLUMPMÅLET TIKKE ØVERSKRIDE 9 CM.
 2. BETONGENS POREVOLUM 4 %.
 3. ALLE SYNLIGE HJØRNER AVFASES CA. 2 CM.
 4. ALLE VERTIKALE STØPESKJØTER FORTANNES ENTREPRENØR. KPR. UTFØRELSE MED KONSULENTEN. STØPESKJØTER I UNDERGURT SKAL STÅ VINKELRETT PÅ UK.
- SDET TILLATES IKKE AT BRUPLATE STØPES SAMTIDIG MED SDET, FOR STØPESKJØT SE TEGN. 203.

- JENVISNINGER.**
- | | |
|--------------------|--------------|
| HOVEDSPENN SYD | SE TEGN. 205 |
| " | " |
| LANDMAR NORD | " 203 |
| REKKVERK | " 214 |
| SKJÆRFUGE I € FELT | " 211 |

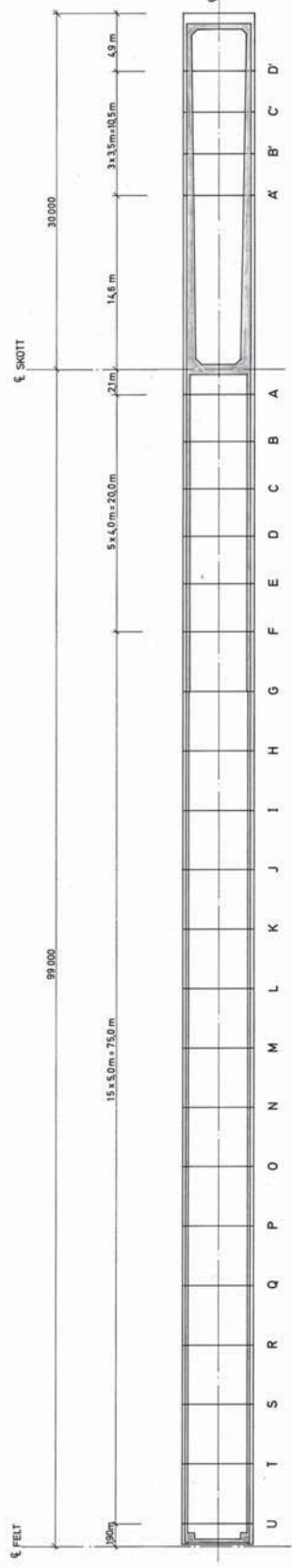
UTSP. UNDERGURT VED FLUGE		E. J.	
NO.	REV. A 204	E. J.	13.5.75
A	14.400	E. J.	24.9.74
B	14.615	Rev. A	11.7.74
C	14.851	Rev. A	11.7.74
D	15.064	Rev. A	11.7.74
E	15.213	Rev. A	11.7.74
F	15.540	Rev. A	11.7.74
G	15.763	Rev. A	11.7.74
H	16.037	Rev. A	11.7.74
I	16.306	Rev. A	11.7.74
J	16.571	Rev. A	11.7.74
K	16.830	Rev. A	11.7.74
L	17.085	Rev. A	11.7.74
M	17.334	Rev. A	11.7.74
N	17.578	Rev. A	11.7.74
O	17.818	Rev. A	11.7.74
P	18.052	Rev. A	11.7.74
Q	18.282	Rev. A	11.7.74
R	18.506	Rev. A	11.7.74
S	18.725	Rev. A	11.7.74
T	18.940	Rev. A	11.7.74
U	19.149	Rev. A	11.7.74
€ FELT	19.430	Rev. A	11.7.74

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN
FAKSTEN P. 0203 - T. 04.84.88.
1307
204
C

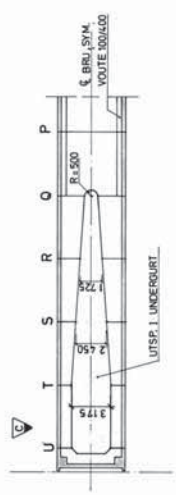
GEOMETRI FRITT FREMBYGG				
SNITT	OK KT	X	H	Hu
	m	m	mm	mm
€ SKOTT	14.400	90.0	11.280	520
A	14.615	96.90	10.909	"
B	14.851	92.90	10.205	500
C	15.094	86.90	9.530	480
D	15.313	84.90	8.885	465
E	15.540	80.90	8.270	455
F	15.763	76.90	7.685	445
G	16.037	71.90	6.995	435
H	16.306	66.90	6.351	410
I	16.571	61.90	5.754	385
J	16.830	56.90	5.203	360
K	17.085	51.90	4.698	335
L	17.334	46.90	4.240	300
M	17.578	41.90	3.828	265
N	17.818	36.90	3.463	225
O	18.052	31.90	3.144	185
P	18.282	26.90	2.871	165
Q	18.506	21.90	2.645	150
R	18.725	16.90	2.465	150
S	18.940	11.90	2.331	150
T	19.149	6.90	2.244	150
U	19.354	1.90	2.203	150
€ FELT	19.430	0	2.200	150



LENGDESNIITT I BRUAKSE
1:200



PLAN A, BRUPLATE
1:200



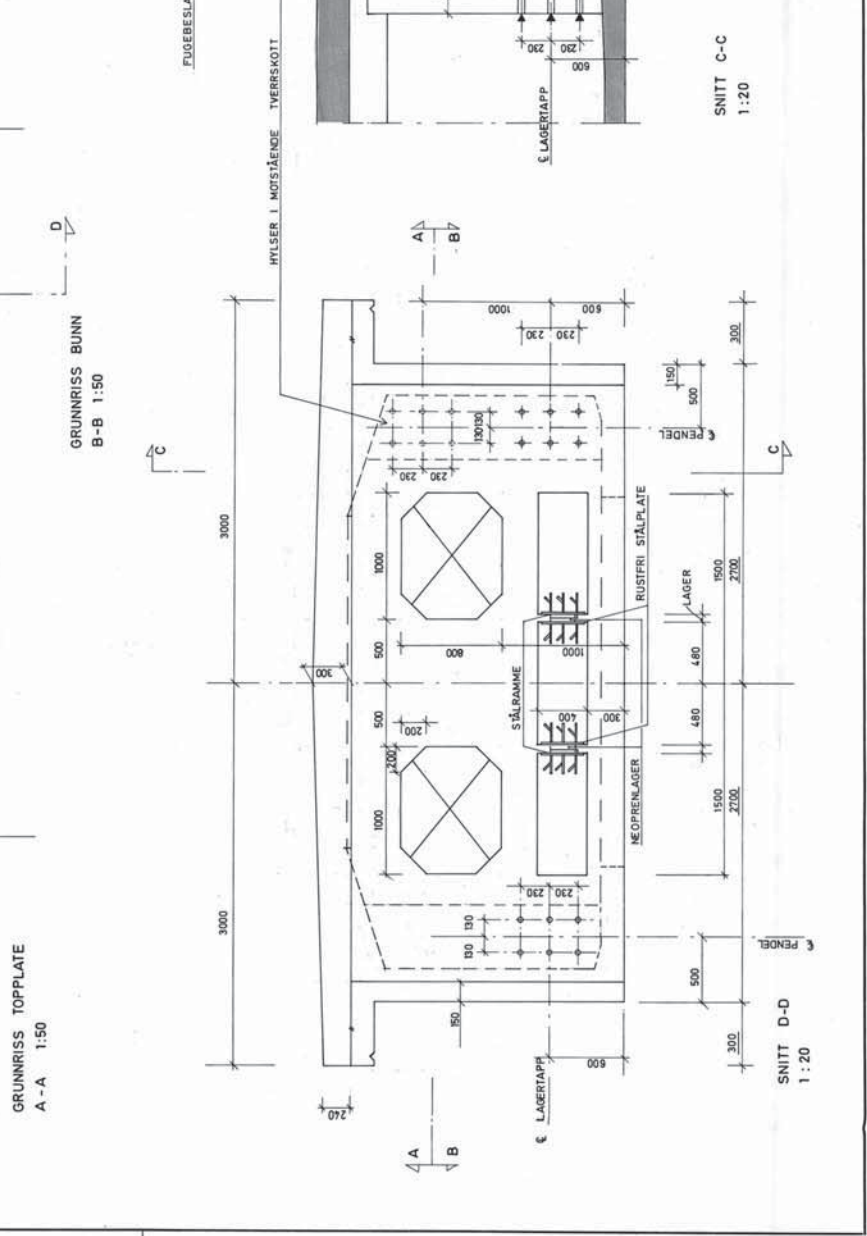
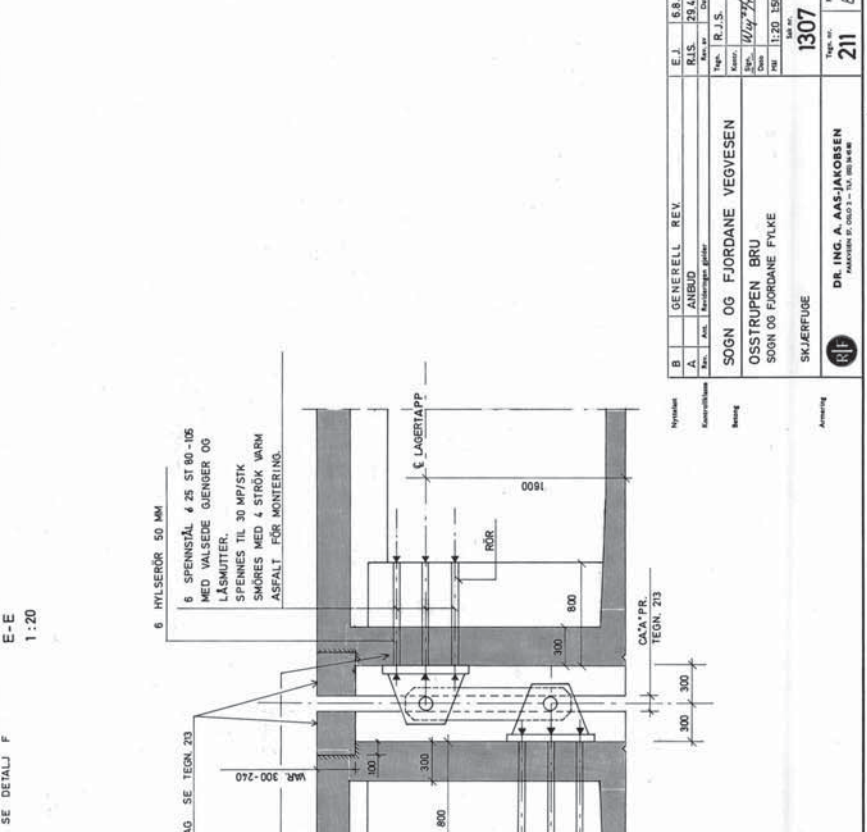
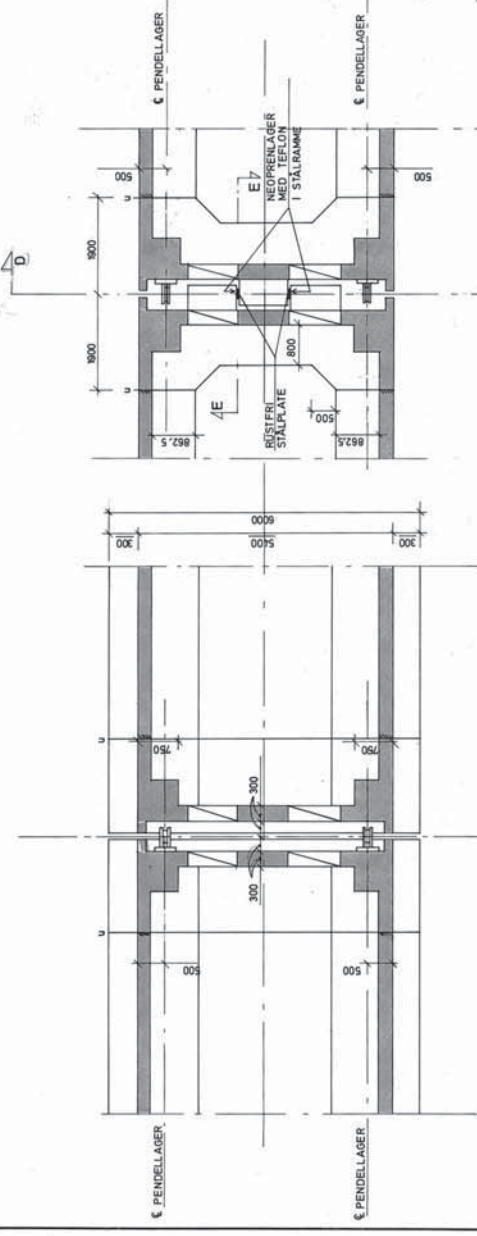
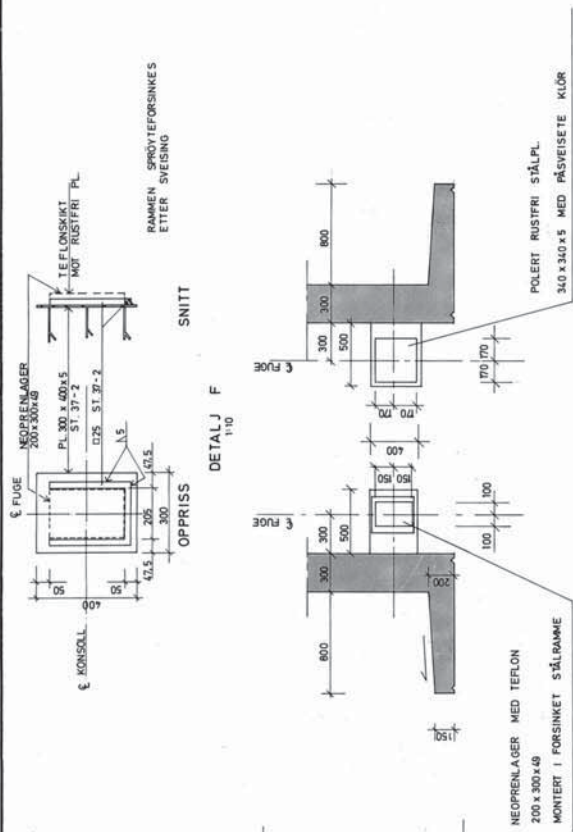
PLAN B, UNDERGURT VED FUGE
1:200

- BEMERKNINGER.**
- BETONGENS SLUMPMÅL SKAL VÆRE LÅNVEST MULIG, FØRENELIG MED UTSØPING AV DE FORSKJELLIGE BETONGEKLASSENER. FOR BRUPLATEN SKAL SLUMPMÅLET TIKKE ØVERSKRIDE 9 CM.
 - BETONGENS POREVOLUM 4 %.
 - ALLE SYNLIGE HJØRNER AVFASES CA. 2 CM.
 - ALLE VERTIKALE STØPESKJØTER FORTANNES ENTREPRENØR. KFR. UTFØRELSE MED KONSULENTEN. STØPESKJØTER I UNDERGURT SKAL STÅ VINKELRETT PÅ UK.
 - SDET TILLATES IKKE AT BRUPLATE STØPES SAMTIDIG MED SIEG, FOR STØPESKJØT SE TEGN.203.

- JENVISNINGER.**
- | | |
|--------------------|--------------|
| HOVEDSPENN SYD | SE TEGN. 205 |
| " | " 209 |
| LANDMAR NORD | " 216 |
| REKKVERK | " 214 |
| SKJÆRFUGE I € FELT | " 211 |

UTSP. OG LAST. BIL		UTSP. OG LAST. BIL	
Max. Ax.	Max. Bredde	Max. Ax.	Max. Bredde
C	13.575	E. J.	13.575
B	24.974	E. J.	24.974
SOGN OG FJORDANE VEGVESEN			
OSSTRUPEN BRU			
SOGN OG FJORDANE FYLKE			
HOVEDSPENN NORD			
Sak no: 1307			
Tegn. no: 204			
C			

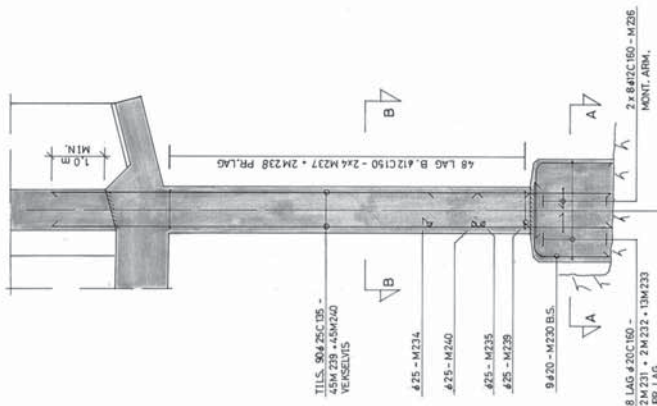
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN
MARKEN P. OSLO - Tlf. 80.84.86.



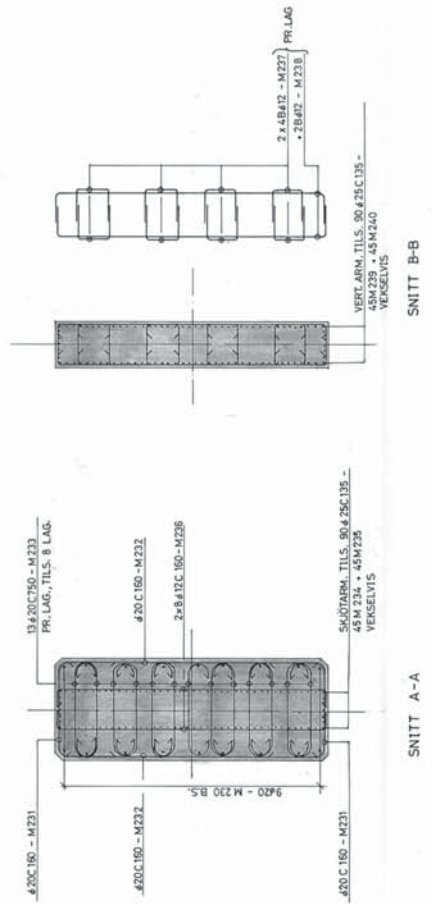
B	GENERELL REV.	E.J.	6.8.75
A	ANBUD	R.L.S.	29.4.74
	Rev. no. / Anm. / Revisjonsgrunnlag	Oppr.	R.J.S.
		Prosjekt	SOGN OG FJORDANE VEGVESEN
		Objekt	OSSTRUPEN BRU
		Bl. no.	11 og 12
		Skala	1:20 1:50
		Bl. nr.	1307
		Bl. nr.	211 B

Nyttelyst
Kontrollert
Beregning
Annotering

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN
MAKVERK P. OSLO 3 - TV. 010 14 06



OPPRISS, SNITT I € BRU



BEMERKNINGER

1. OVERDEKNING : 50mm

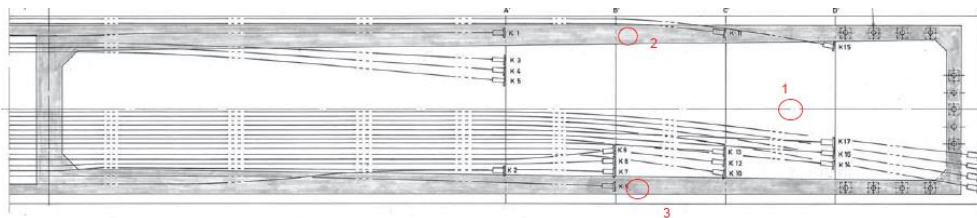
HEMSENINGER

ARM. LANDKAR SYD, SE TEGN. 220.

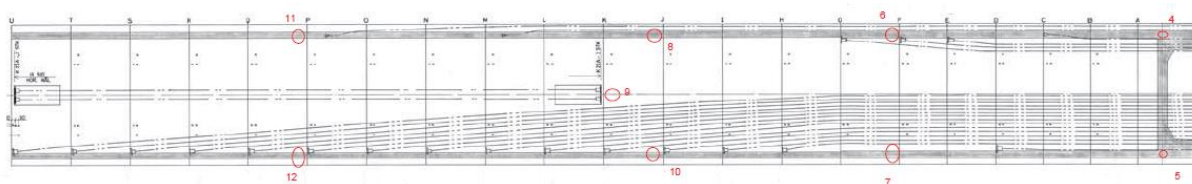
Prosjekt		S101, VEG		Type		E. J.	
Kunde		SOGN OG FJORDANE VEGVESEN		Kategori		E. J.	
Bygning		OSSTRUPEN BRU		Dato		28.11.76	
Arkitekt		SOGN OG FJORDANE FYLKE		Dato		28.11.76	
Byggherrens		LANDKAR SYD		Dato		28.11.76	
Byggherrens		ARMERING AV PILAR		Dato		28.11.76	
Byggherrens		DR. ING. A. AASJAKOBSEN		Dato		28.11.76	
Byggherrens		K550		Dato		28.11.76	
Byggherrens		K540 S		Dato		28.11.76	
Byggherrens		1307		Dato		28.11.76	
Byggherrens		232		Dato		28.11.76	

B Posisjon av kjernerprøver

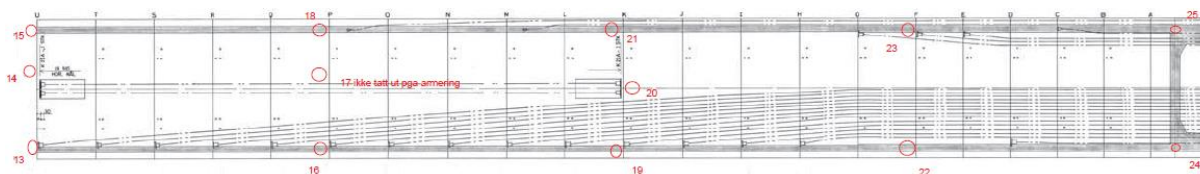
Nordre landkar:



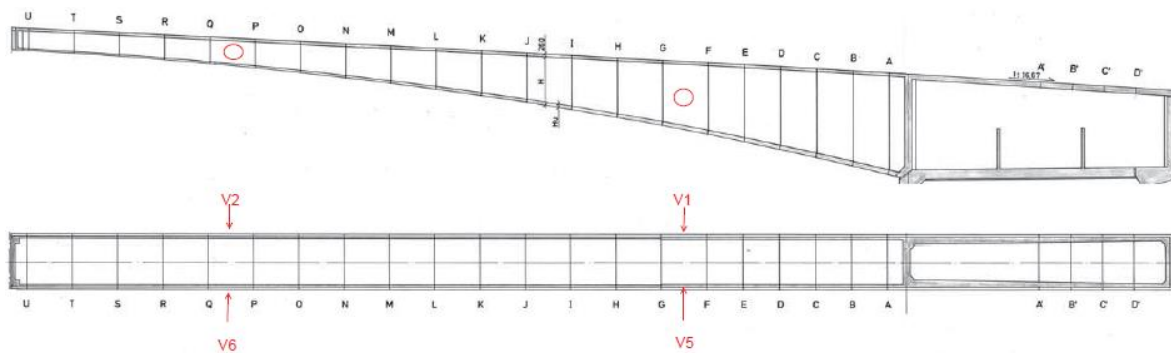
Nordre brubane:



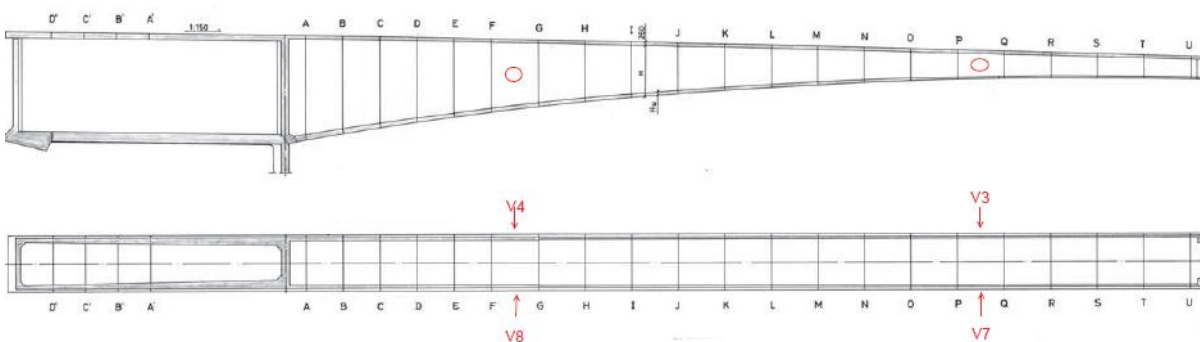
Søndre brubane:



Nordre steg:



Søndre steg:



C Beregning av laster

Vedlegget inneholder relevante lastberegninger.

C1 Vindberegning

C2 Beregning av temperaturgradient til NovaFrame

C3 Beregning av kryptall

C4 Beregning av kryptøyning

C5 Beregning av svinntøyning

C1 Vindberegninger

Beregningene for vindlaster er gjennomført etter Ek 1-1-4 og HB N400

Vindfaktorer

$$c_{\text{dir}} := 1$$

$$c_{\text{season}} := 1$$

$$c_{\text{alt}} := 1$$

$$c_{\text{prob}} := 1$$

Terrengruhetskategori
I-parametere

$$k_r := 0.17$$

$$z_0 := 0.01$$

Luftens densitet

$$\rho := 1.25 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Toppfaktor

$$k_p := 3.5$$

Turbulensfaktor

$$k_1 := 1$$

Bruas høyeste punkt over
terreng (element nr. 1)

$$z_1 := 22.41 \text{ m}$$

Brubredde

$$b := 6 \text{ m}$$

Bru uten trafikk, input for elementnr. 1, Tverrskott

Elementhøyde

$$h_1 := 11.55 \text{ m}$$

Åpent sikkerhetsrekkverk

$$\Delta h_{\text{rekkverk}} := 0.6 \text{ m}$$

Referansehøyde

$$h_{1,\text{tot}} := h_1 + \Delta h_{\text{rekkverk}} = 12.15 \text{ m}$$

Referansevindhastighet

$$v_{b,0} := 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Basisvindhastigheten

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Terrengformfaktor

$$c_0 := 1$$

Terrengruhetsfaktor

$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z_1 \cdot \frac{1}{m}}{z_0} \right) = 1.311$$

Stedsveindhastighet

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 36.722 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Standardavviket av
momentanvindhastigheten

$$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_1 = 4.76 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulensintensiteten

$$I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.13$$

Vindkasthastighetstrykket

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 1607.542 \text{ Pa}$$

Kraftfaktorer

$$C_D := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{h_{1,\text{tot}}} = 2.352$$

$$C_L := 0.9$$

$$C_M := C_L \cdot \frac{1}{4} = 0.225$$

Vindlast

$$q_D := q_p \cdot C_D \cdot h_{1,\text{tot}} = 45.936 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hoisontalkraft

$$q_L := q_p \cdot C_L \cdot b = 8.681 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikalkraft

$$q_M := q_p \cdot C_M \cdot b^2 = 13.021 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Vridningsmoment

Bru med trafikk, input for elementnr. 1, Tverrskott

Høyde trafikk $\Delta h_{\text{trafikk}} := 2\text{ m}$

Referansehøyde $h_{1,\text{tot},t} := h_1 + \Delta h_{\text{trafikk}} = 13.55\text{ m}$

$$v_{\text{pt}} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{mt}} := \frac{v_{\text{pt}}}{\sqrt{1 + 2k_p \cdot I_V}} = 25.343 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{bt}} := \frac{v_{\text{mt}}}{c_r \cdot c_0} = 19.323 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{b},0t} := \frac{v_{\text{bt}}}{c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}}} = 19.323 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{b},0t} < v_{\text{b},0} = \blacksquare \text{ OK} \quad v_{\text{pt}} = 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{\text{pt}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{\text{mt}}^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V) = 765.625\text{ Pa}$$

Kraftfaktorer

$$C_{\text{Dt}} := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{h_{1,\text{tot},t}} = 2.367$$

$$C_{\text{Lt}} := 0.9 \quad (\blacksquare + -\blacksquare)$$

$$C_{\text{Mt}} := C_{\text{L}} \cdot \frac{1}{4} = 0.225$$

Vindlast

Hoisontalkraft $q_{\text{Dt}} := q_{\text{pt}} \cdot C_{\text{Dt}} \cdot h_{1,\text{tot},t} = 24.557 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vertikalkraft $q_{\text{Lt}} := q_{\text{pt}} \cdot C_{\text{Lt}} \cdot b = 4.134 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vridningsmoment $q_{\text{Mt}} := q_{\text{pt}} \cdot C_{\text{Mt}} \cdot b^2 = 6.202 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Horisontalkraften vi variere fra tverrsnitt til tverrsnitt da tverrsnitshøyden varierer. For å finne horisontalkraften til alle tverrsnittene har det blitt brukt excel for å regne ut dette.

C2 Beregning av temperaturgradient til NovaFrame

Elementnummer	Maks Høyde	Gj.snitt høyde	Overside varmest	Underside varmest
1 og 44	11550	11359,5	0,8803	0,4402
2 og 43	11169	10817	0,9245	0,4622
3 og 42	10465	10127,5	0,9874	0,4937
4 og 41	9790	9467,5	1,0562	0,5281
5 og 40	9145	8837,5	1,1315	0,5658
6 og 39	8530	8237,5	1,2140	0,6070
7 og 38	7945	7600	1,3158	0,6579
8 og 37	7255	6933	1,4424	0,7212
9 og 36	6611	6312,5	1,5842	0,7921
10 og 35	6014	5738,5	1,7426	0,8713
11 og 34	5463	5210,5	1,9192	0,9596
12 og 33	4958	4729	2,1146	1,0573
13 og 32	4500	4294	2,3288	1,1644
14 og 31	4088	3905,5	2,5605	1,2802
15 og 30	3723	3563,5	2,8062	1,4031
16 og 29	3404	3268	3,0600	1,5300
17 og 28	3132	3018,5	3,3129	1,6565
18 og 27	2905	2815	3,5524	1,7762
19 og 26	2725	2658	3,7622	1,8811
20 og 25	2591	2547,5	3,9254	1,9627
21 og 24	2504	2483,5	4,0266	2,0133
22 og 23	2463	2463	4,0601	2,0300

C3 Beregning av kryptall

Kryptallet beregnes etter NS 3473:2003 A.9.3.2. Kryptallet beregnes for det største tverrsnitt ved tverrrskott og det minste tverrsnittet, U. Kryptallet forenkles deretter ved å ta gjennomsnittet av disse tallene og bruke for hele brua.

Tverrsnitt: U

Betongens alder i døgn	$t := 365 \cdot 100 = 36500$
Betongens alder i døgn ved pålastning	$t_0 := 3$
Relativ luftfuktighet i prosent	$RH := 70$
Betongtverrsnittsareal	$A_c := 3.82 \cdot 10^6 = 3820000$
Omkrets som utsettes for uttørking feltmidt	$U := 23604.5$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 323.667$$

$$\varphi_0 := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.08 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1.546$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 0.959$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.82$$

$$\beta_h := 1.5 \left[1 + 0.00012 \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] h_0 + 250 = 760.371 \quad \beta_h \leq 1500 \quad \text{OK}$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

Kryptall etter 100 år ved U:

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.681$$

Tverrsnitt: Tverrskott

Betongens alder i døgn	$t := 365 \cdot 100 = 36500$
Betongens alder i døgn ved pålastning	$t_0 := 3$
Relativ luftfuktighet i prosent	$RH := 70$
Betongtverrsnittsareal tverrskott	$A_c := 11260000$
Omkrets som utsettes for uttørring tverrskott	$U := 49766$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32$

$$h_0 := \frac{(2 \cdot A_c)}{U} = 452.518$$

$$\varphi_0 := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.08 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1.488$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 0.959$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.82$$

$$\beta_h := 1.5 \left[1 + 0.00012 \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] h_0 + 250 = 963.5 \quad \beta_{h1} < 1500 \quad \text{OK}$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{1500 + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.988$$

Kryptall etter 100 år ved tverrskott:

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.566$$

Gjennomsnittlig kryptall etter 100 år:

$$\varphi_{\text{gj.snitt}} := \frac{2.566 + 2.685}{2} = 2.625$$

C4 Beregning av kryptøyning

Beregningene er gjort etter "Betongkonstruksjoner" og EK2. Kryptøyningen beregnes ved tverrsnitt og ytterst på kragearmen. Gjennomsnittet av disse verdiene brukes som input i Nova-Frame som tapsparameteren for spennkraft.

Betong C40

Karakteristisk terningfasthet	$f_{ck} := 40\text{MPa}$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85\text{MPa}$
Materialkoeffisient	$\gamma_c := 1.40$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.321 \cdot \text{MPa}$
Elastitetsmodul (28 døgn)	$E_{cm} := 26500\text{MPa}$

Spennarmering

Areal av en kabel	$A_p := 1583.36\text{mm}^2$
Karakteristisk 0,2-spenning	$f_{po.2k} := 1570\text{MPa}$
Materialkoeffisient	$\gamma_p := 1.25$
Elastitetsmodul	$E_p := 206000\text{MPa}$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{po.2k} = 1256 \cdot \text{MPa}$

Slakkarmering

Elastitetsmodul	$E_s := 210000\text{MPa}$
Areal av slakkarmering i toppflens	$A_s := 7703\text{mm}^2$

Beregning av betongspenning ved tverrskott

Maksimalt moment fra egenlast $M_{gs} := -647180.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Areal av betongtverrsnitt $A_{cs} := 1.126 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$

Arealtreghetsmoment for betongtverrsnitt $I_{cs} := 2.088 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$

Betongtverrsnittets tyngdepunkt fra overkant $tpb_s := 6127 \text{ mm}$

Antall kabler $n_s := 42$

Totalt spennarmeringsareal $A_{ps} := n_s \cdot A_p = 66501 \cdot \text{mm}^2$

Oppspenningskraft $P_{\text{max.s}} := \sigma_{p.\text{max}} \cdot A_{ps} = 83525 \cdot \text{kN}$

$$\eta := \frac{\left[\frac{(E_p + E_s)}{2} \right]}{E_{cm}} = 7.85$$

Transformert tverrsnitt $A_{ts} := A_{cs} + (\eta - 1)(A_{ps} + A_s) = 11768228 \cdot \text{mm}^2$

Avstand tp spennarmering til tp betongtverrsnitt $e_{ps} := tpb_s - 140 \text{ mm} = 5987 \cdot \text{mm}$

Avstand tp slakkarmering (øverste lag) til tp betongtverrsnitt $e_{s\emptyset} := 6079 \text{ mm}$

Avstand tp slakkarmering (nederste lag) til tp betongtverrsnitt $e_{sn} := 5935 \text{ mm}$

Midlere avstand slakkarmering til tp betongtverrsnitt $e_{ss} := \frac{(e_{s\emptyset} + e_{sn})}{2} = 6007 \cdot \text{mm}$

Avstand mellom betongtverrsnittets tpb og armert tverrsnittets tp $y_{ts} := \frac{(\eta - 1) \left[(A_{ps} \cdot e_{ps}) + (A_s \cdot e_{ss}) \right]}{A_{ts}} = 258.647 \cdot \text{mm}$

Det armerte tverrsnittets areal-
treghetsmoment om tp

$$I_{ts} := I_{cs} + (A_{cs} \cdot y_{ts}^2) + (\eta - 1) \cdot \left[A_{ps} \cdot (e_{ps} - y_{ts})^2 \dots \right. \\ \left. + A_s \cdot (e_{ss} - y_{ts})^2 \right] = 226 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft tp

$$N_s := -P_{\text{max.s}} = -83525.4 \cdot \text{kN}$$

Moment i tp

$$M_{ts} := P_{\text{max.s}} \cdot (e_{ps} - y_{ts}) + M_{gs} = -168717.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning i høyde med spennarmering

$$y := -5987 \text{mm}$$

$$\sigma_{c.s} := \left(\frac{-P_{\text{max.s}}}{A_{ts}} \right) + \frac{[M_{ts} \cdot (y + y_{ts})]}{I_{ts}} = -2.83 \cdot \text{MPa}$$

Tverrsnitt etter lang tid

Kryptall tv.skott
(beregnet tidligere)

$$\varphi_s := 2.566$$

Langstids E-modul

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\text{lang}} := \frac{\frac{(E_p + E_s)}{2}}{E_{cl}} = 27.99$$

Transformert tv.snitt etter
lang tid

$$A_{ts.\text{lang}} := A_{cs} + (\eta_{\text{lang}} - 1)(A_{ps} + A_s) = 1.326 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand mellom betong-
tverrsnittets tpb og armert
tverrsnittets tp, lang tid

$$y_{ts.\text{lang}} := \frac{(\eta_{\text{lang}} - 1)[(A_{ps} \cdot e_{ps}) + (A_s \cdot e_{ss})]}{A_{ts.\text{lang}}} = 904.4 \cdot \text{mm}$$

$$I_{ts.\text{lang}} := I_{cs} + (A_{cs} \cdot y_{ts.\text{lang}}^2) \dots \\ + (\eta_{\text{lang}} - 1) \cdot \left[A_{ps} \cdot (e_{ps} - y_{ts.\text{lang}})^2 \dots \right. \\ \left. + A_s \cdot (e_{ss} - y_{ts.\text{lang}})^2 \right] = 270 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft tp $N_s = -83525.4 \cdot \text{kN}$

Moment i tp $M_{\text{ts.lang}} := P_{\text{max.s}} \cdot (e_{\text{ps}} - y_{\text{ts.lang}}) + M_{\text{gs}} = -222652.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Betongspenning i høyde med spennarmering

$y := -5987 \text{mm}$

$$\sigma_{\text{c.s.lang}} := \left(\frac{-P_{\text{max.s}}}{A_{\text{ts.lang}}} \right) + \frac{[M_{\text{ts.lang}} \cdot (y + y_{\text{ts.lang}})]}{I_{\text{ts.lang}}} = -2.1 \cdot \text{MPa}$$

Tøyingsreduksjon i spennarmering kort tid $\epsilon_{\text{c.s}} := \frac{\sigma_{\text{c.s}}}{E_{\text{cm}}} = -1.066 \times 10^{-4}$

Tøyingsreduksjon i spennarmering lang tid $\epsilon_{\text{c.s.lang}} := \frac{\sigma_{\text{c.s.lang}}}{E_{\text{cl}}} = -2.83 \times 10^{-4}$

Total kryptøyning ved spennarmering i tverrsnitt i % $\epsilon_{\text{cc.s}} := (\epsilon_{\text{c.s.lang}} - \epsilon_{\text{c.s}}) \cdot 1000 = -0.176$

Beregning av betongspenning ved U

Maksimalt moment fra egenvekt $M_{\text{gf}} := -226.5 \text{kN} \cdot \text{m}$

Areal av betongtverrsnitt $A_{\text{cf}} := 3.822 \cdot 10^6 \text{mm}^2$

Arealtreghetsmoment for betongtverrsnitt $I_{\text{cf}} := 3.418 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$

Betongtverrsnittets tyngdepunkt fra overkant $\text{tpb}_f := 964.7 \text{mm}$

Antall kabler $n_f := 4$

Totalt areal $A_{\text{pf}} := n_f \cdot A_p = 6333 \cdot \text{mm}^2$

Oppspenningskraft $P_{\text{max.f}} := \sigma_{\text{p.max}} \cdot A_{\text{pf}} = 7955 \cdot \text{kN}$

Transformert tverrsnitt $A_{\text{tf}} := A_{\text{cf}} + (\eta - 1)(A_{\text{pf}} + A_s) = 3918136 \cdot \text{mm}^2$

Avstand tp spennarmering til tp betongtverrsnitt $e_{\text{pf}} := \text{tpb}_f - 140 \text{mm} = 824.7 \text{mm}$

Avstand tp
slakkarmering (øverste lag)
til tp betongtverrsnitt

$$e_{s\text{øf}} := 916.7\text{mm}$$

Avstand tp
slakkarmering (nederste lag)
til tp betongtverrsnitt

$$e_{\text{snf}} := 772.7\text{mm}$$

Midlere avstand slakk-
armering til tp betongtverrsnitt

$$e_{\text{ssf}} := \frac{(e_{s\text{øf}} + e_{\text{snf}})}{2} = 844.7\text{mm}$$

Avstand mellom betong-
tverrsnittets tpb og armert
tverrsnittets tp

$$y_{\text{tf}} := \frac{(\eta - 1) \left[(A_{\text{pf}} \cdot e_{\text{pf}}) + (A_{\text{s}} \cdot e_{\text{ssf}}) \right]}{A_{\text{tf}}} = 20.504\text{mm}$$

Det armerte tverrsnittets areal-
treghetsmoment om tp

$$I_{\text{tf}} := I_{\text{cf}} + (A_{\text{cf}} \cdot y_{\text{tf}}^2) + (\eta - 1) \cdot \left[A_{\text{pf}} \cdot (e_{\text{pf}} - y_{\text{tf}})^2 + A_{\text{s}} \cdot (e_{\text{ssf}} - y_{\text{tf}})^2 \right] = 3 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft tp

$$N_{\text{f}} := -P_{\text{max.f}} = -7955\text{ kN}$$

Moment i tp

$$M_{\text{tf}} := P_{\text{max.f}} \cdot (e_{\text{pf}} - y_{\text{tf}}) + M_{\text{gf}} = 6171\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Betongspenning i høyde med spennarmering

$$y_{\text{f}} := -844.7\text{mm}$$

$$\sigma_{\text{c.f}} := \left(\frac{-P_{\text{max.f}}}{A_{\text{tf}}} \right) + \frac{[M_{\text{tf}} \cdot (y_{\text{f}} + y_{\text{tf}})]}{I_{\text{tf}}} = -3.49\text{ MPa}$$

U etter lang tid

Kryptall U
(beregnet tidligere)

$$\varphi_{\text{f}} := 2.685$$

Langstids E-modul

$$E_{\text{cl.f}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi_{\text{f}}} = 7191.3\text{ MPa}$$

Transformert tv.snitt etter
lang tid

$$A_{\text{tf.lang}} := A_{\text{cf}} + (\eta - 1) (A_{\text{pf}} + A_{\text{s}}) = 3.918 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand mellom betong-
tverrsnitts tpb og armert
tverrsnitts tp, lang tid

$$y_{tf.lang} := \frac{(\eta_{lang} - 1)[(A_{pf} \cdot e_{pf}) + (A_s \cdot e_{ssf})]}{A_{tf.lang}} = 80.8 \cdot \text{mm}$$

$$I_{tf.lang} := I_{cf} + (A_{cf} \cdot y_{tf.lang}^2) \dots = 3658867078245 \cdot \text{mm}^4$$
$$+ (\eta_{lang} - 1) \cdot \left[A_{pf} \cdot (e_{pf} - y_{tf.lang})^2 \dots \right]$$
$$\left[+ A_s \cdot (e_{ssf} - y_{tf.lang})^2 \right]$$

Aksialkraft tp

$$N_f = -7954.8 \cdot \text{kN}$$

Moment i tp

$$M_{tf.lang} := P_{\text{max.f}} \cdot (e_{pf} - y_{tf.lang}) + M_{gf} = 5691.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning i høyde med spennarmering

$$y_f := -844.7 \text{mm}$$

$$\sigma_{c.f.lang} := \left(\frac{-P_{\text{max.f}}}{A_{tf.lang}} \right) + \frac{[M_{tf.lang} \cdot (y_f + y_{tf.lang})]}{I_{tf.lang}} = -3.22 \cdot \text{MPa}$$

Tøyningsreduksjon i
spennarmering kort tid

$$\epsilon_{c.f} := \frac{\sigma_{c.f}}{E_{cm}} = -1.317 \times 10^{-4}$$

Tøyningsreduksjon i
spennarmering lang tid

$$\epsilon_{c.f.lang} := \frac{\sigma_{c.f.lang}}{E_{cl.f}} = -4.475 \times 10^{-4}$$

Total kryptøyning ved
spennarmering i kragearm i %

$$\epsilon_{cc.f} := (\epsilon_{c.f.lang} - \epsilon_{c.f}) \cdot 1000 = -0.316$$

Middelverdi for kryptøyning i %

$$\epsilon_{cc} := \frac{(\epsilon_{cc.s} + \epsilon_{cc.f})}{2} = -0.246$$

Denne verdien brukes som tap av spennkraft grunnet kryp i NoveFrame for alle spennkablene i brua, som en forenkling.

C5 Beregning av svinntøyning

Beregning av svinn er etter NS3473:2003 A.9.3.2. Betongens svinntøyning beregnes for største tverrsnitt ved tverrskott, og minste tverrsnitt ytterst på kragearmen. Gjennomsnittet av svinntøyningen brukes som input i NovaFrame som en forenkling. NovaFrame bruker svinntøyningen både som derformasjonslast, og for å beregne tap av spennkraft.

Betongens alder i døgn når uttørkningen starter	$t_s := 10$
Betongens alder i døgn	$t := 365 \cdot 100 = 36500$
Relativ luftfuktighet i prosent	$RH := 70$
Effektiv tverrsnittstykkelse tverrskott	$h_{0s} := 452.518$
Effektiv tverrsnittstykkelse kragearm	$h_{0f} := 320.278$
Elastitetsmodul (28 døgn)	$E_{cm} := 26500\text{MPa}$
Elastitetsmodul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$

$$\epsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -0.00036$$

$$\beta_{s.felt} := \left[\frac{(t - t_s)}{0.035h_{0f}^2 + t - t_s} \right]^{0.5} = 0.954$$

$$\beta_{s.tv.skott} := \left[\frac{(t - t_s)}{0.035h_{0s}^2 + t - t_s} \right]^{0.5} = 0.914$$

Gjennomsnittlig fri svinntøyning i ‰

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_s \cdot \frac{(\beta_{s.felt} + \beta_{s.tv.skott})}{2} \cdot 1000 = -0.338$$

Denne verdien brukes som tap av spennkraft grunnet svinn for alle spennkablene i brua

D Verifikasjon av modellen

Vedlegget inneholder relevante beregninger som verifiserer modellen i NovaFrame.

D1 Verifikasjon av tverrsnitt

D2 Egenvekt, opplagerkraft og moment

D3 Tap av spennkraft på grunn av kryp

D4 Tap av spennkraft på grunn av svinn

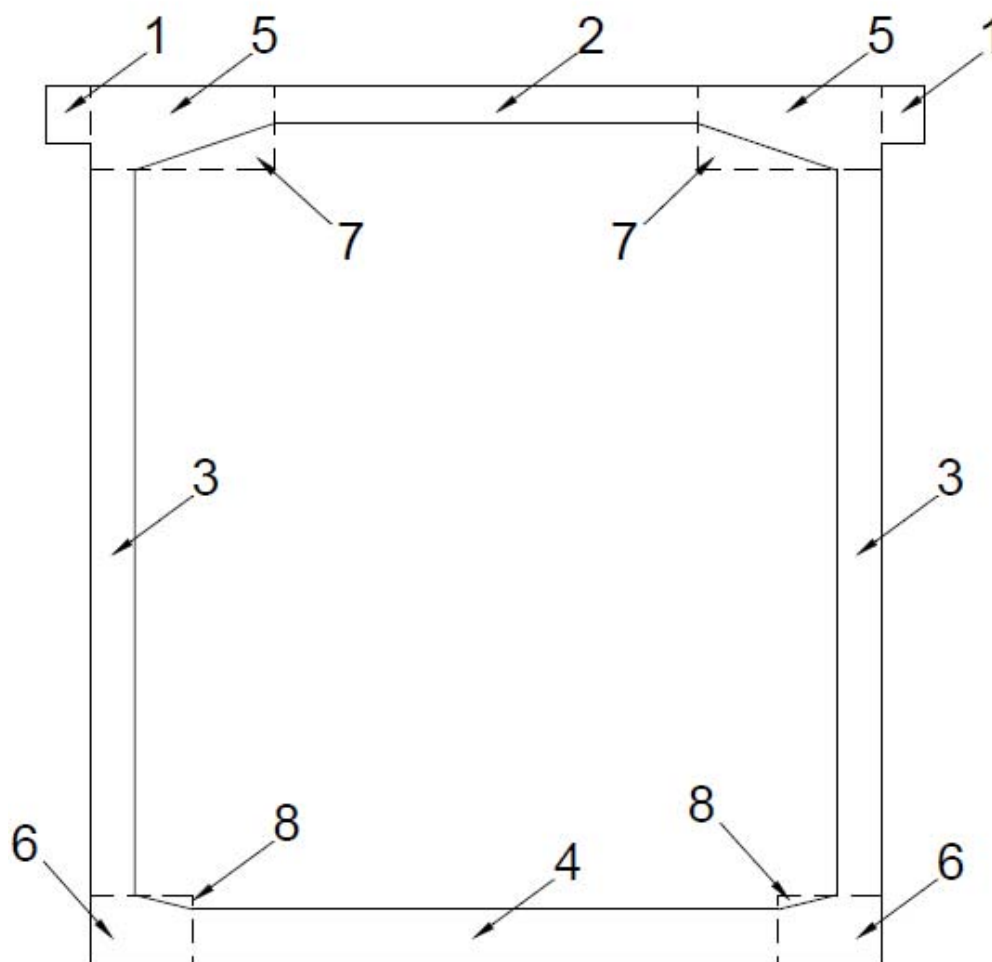
D5 Tap av spennkraft på grunn av relaksasjon

D6 Tap av spennkraft KSR, forenklet metode

D1 Verifikasjon av tverrsnitt

Det er valgt å kontrollere tverrsnitt I fra NovaFrame som befinner seg omtrent på midten på den ene kragarmen

Tverrsnittsdata fra tegninger



$h := 6014\text{mm}$	$b_1 := 300\text{mm}$	$b_2 := 2900\text{mm}$	$b_3 := 300\text{mm}$
$b_o := 6000\text{mm}$	$h_1 := 400\text{mm}$	$h_2 := 260\text{mm}$	$h_3 := 4952\text{mm}$
$b_u := 5400\text{mm}$	$b_4 := 4000\text{mm}$	$b_5 := 1250\text{mm}$	$b_6 := 700\text{mm}$
	$h_4 := 385\text{mm}$	$h_5 := 577\text{mm}$	$h_6 := 485\text{mm}$
	$b_7 := 950\text{mm}$	$b_8 := 400\text{mm}$	
	$h_7 := 317\text{mm}$	$h_8 := 100\text{mm}$	

Avstander

$$y_1 := h - \frac{h_1}{2} = 5814 \text{ mm}$$

$$y_2 := h - \frac{h_2}{2} = 5884 \text{ mm}$$

$$y_3 := h_6 + \frac{h_3}{2} = 2961 \text{ mm}$$

$$y_4 := \frac{h_4}{2} = 192.5 \text{ mm}$$

$$y_5 := h - \frac{h_5}{2} = 5725.5 \text{ mm}$$

$$y_6 := \frac{h_6}{2} = 242.5 \text{ mm}$$

$$y_7 := h_6 + h_3 + \frac{h_7}{3} = 5542.7 \text{ mm}$$

$$y_8 := h_4 + \frac{2h_8}{3} = 451.7 \text{ mm}$$

$$x_1 := \frac{b_o}{2} - \frac{b_1}{2} = 2850 \text{ mm}$$

$$x_2 := 0 \text{ mm}$$

$$x_3 := \frac{b_u}{2} - \frac{b_3}{2} = 2550 \text{ mm}$$

$$x_4 := 0 \text{ mm}$$

$$x_5 := \frac{b_o}{2} - b_1 - \frac{b_5}{2} = 2075 \text{ mm}$$

$$x_6 := \frac{b_u}{2} - \frac{b_6}{2} = 2350 \text{ mm}$$

$$x_7 := \frac{b_2}{2} + \frac{b_7}{3} = 1766.7 \text{ mm}$$

$$x_8 := \frac{b_4}{2} + \frac{b_8}{3} = 2133.3 \text{ mm}$$

Areal

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_3 := b_3 \cdot h_3 = 1485600 \text{ mm}^2$$

$$A_5 := b_5 \cdot h_5 = 721250 \text{ mm}^2$$

$$A_7 := \frac{1}{2} b_7 \cdot h_7 = 150575 \text{ mm}^2$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 754000 \text{ mm}^2$$

$$A_4 := b_4 \cdot h_4 = 1540000 \text{ mm}^2$$

$$A_6 := b_6 \cdot h_6 = 339500 \text{ mm}^2$$

$$A_8 := \frac{1}{2} b_8 \cdot h_8 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} := 2 \cdot A_1 + A_2 + 2 \cdot A_3 + A_4 + 2 \cdot (A_5 - A_7) + 2 \cdot (A_6 - A_8) = 7.286 \cdot \text{m}^2$$

Tyngdepunkt

$$x_0 := 3000 \text{ mm (Symmetri)}$$

$$y_0 := \frac{\left[2A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + 2A_3 \cdot y_3 + A_4 \cdot y_4 \dots \right. \\ \left. + 2(A_5 - A_7) y_5 + 2(A_6 - A_8) \cdot y_6 \right]}{A_{\text{tot}}} = 2966.9 \text{ mm}$$

Andre arealoment

$$I_{x1} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 = 2 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y1} := \frac{1}{12} \cdot b_1^3 \cdot h_1 = 900 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x2} := \frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_2^3 = 4.2 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y2} := \frac{1}{12} \cdot b_2^3 \cdot h_2 = 528.4 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x3} := \frac{1}{12} \cdot b_3 \cdot h_3^3 = 3 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y3} := \frac{1}{12} \cdot b_3^3 \cdot h_3 = 11.1 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x4} := \frac{1}{12} \cdot b_4 \cdot h_4^3 = 19 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y4} := \frac{1}{12} \cdot b_4^3 \cdot h_4 = 2.1 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x5} := \frac{1}{12} \cdot b_5 \cdot h_5^3 = 20 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y5} := \frac{1}{12} \cdot b_5^3 \cdot h_5 = 93.9 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x6} := \frac{1}{12} \cdot b_6 \cdot h_6^3 = 6.7 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y6} := \frac{1}{12} \cdot b_6^3 \cdot h_6 = 13.9 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x7} := \frac{1}{36} \cdot b_7 \cdot h_7^3 = 840.6 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y7} := \frac{1}{36} \cdot b_7^3 \cdot h_7 = 7.5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{x8} := \frac{1}{36} \cdot b_8 \cdot h_8^3 = 11.1 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y8} := \frac{1}{36} \cdot b_8^3 \cdot h_8 = 177.8 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_y := 2 \cdot (I_{y1} + A_1 \cdot x_1^2) + I_{y2} + 2(I_{y3} + A_3 \cdot x_3^2) + I_{y4} \dots = 32.91 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ 2 \left[(I_{y5} + A_5 \cdot x_5^2) - (I_{y7} + A_7 \cdot x_7^2) \right] \dots$$

$$+ 2 \cdot \left[(I_{y6} + A_6 \cdot x_6^2) - (I_{y8} + A_8 \cdot x_8^2) \right]$$

$$I_x := \left[2 \cdot \left[I_{x1} + A_1 \cdot (y_1 - y_0)^2 \right] \dots \right] \dots = 40.13 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[I_{x2} + \left[A_2 \cdot (y_2 - y_0)^2 \right] \right] \dots$$

$$+ 2 \left[I_{x3} + \left[A_3 \cdot (y_0 - y_3)^2 \right] \right]$$

$$+ \left[I_{x4} + \left[A_4 \cdot (y_0 - y_4)^2 \right] \right] \dots$$

$$+ 2 \cdot \left[\left[I_{x5} + \left[A_5 \cdot (y_5 - y_0)^2 \right] \right] - \left[I_{x7} + A_7 \cdot (y_7 - y_0)^2 \right] \right] \dots$$

$$+ 2 \left[\left[I_{x6} + \left[A_6 \cdot (y_0 - y_6)^2 \right] \right] - \left[I_{x8} + A_8 \cdot (y_0 - y_8)^2 \right] \right]$$

Motstandsmoment

$$W_y := \frac{I_y}{x_0} = 10.97 \cdot \text{m}^3$$

$$W_x := \frac{I_x}{h - y_0} = 10.8 \cdot \text{m}^3$$

D2 Egenvekt, opplagerkraft og moment

Tetthet 2500 kg/m³
 Tyngdeaks. 9.81 m/s²

Element	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[m ³]	[kN]
	Maks Høyde	Gj.snitt høyde	Gj.snitts Hu	Elementlengde	Gj.snitts Areal	Areal	Betongvolum	Vekt per element
Tverrsnitt	11550	11359.5	520	2100	11145000	11260000	23.40	574.00
A	11169	10817	510	4000	10770000	11030000	43.08	1056.54
B	10465	10127.5	490	4000	10260000	10510000	41.04	1006.51
C	9790	9467.5	472.5	4000	9779000	10010000	39.12	959.32
D	9145	8837.5	460	4000	9339500	9548000	37.36	916.20
E	8530	8237.5	450	4000	8931500	9131000	35.73	876.18
F	7945	7600	440	5000	8501000	8732000	42.51	1042.44
G	7255	6933	422.5	5000	8017000	8270000	40.09	983.08
H	6611	6312.5	397.5	5000	7525000	7764000	37.63	922.75
I	6014	5738.5	372.5	5000	7060500	7286000	35.30	865.79
J	5463	5210.5	347.5	5000	6623500	6835000	33.12	812.21
K	4958	4729	317.5	5000	6190500	6412000	30.95	759.11
L	4500	4294	282.5	5000	5761500	5969000	28.81	706.50
M	4088	3905.5	245	5000	5348500	5554000	26.74	655.86
N	3723	3563.5	205	5000	4803500	5143000	24.02	589.03
O	3404	3268	175	5000	4346500	4464000	21.73	532.99
P	3132	3018.5	157.5	5000	4136000	4229000	20.68	507.18
Q	2905	2815	150	5000	3998000	4043000	19.99	490.25
R	2725	2658	150	5000	3919500	3953000	19.60	480.63
S	2591	2547.5	150	5000	3864000	3886000	19.32	473.82
T	2504	2483.5	150	5000	3832000	3842000	19.16	469.90
U	2463	2463	150	1900	3801000	3822000	7.22	177.12
Midt						3780000		

Kraft	X [m]	F [kN]	F*X [kNm]
F1	1,05	574,00	602,70
F2	4,1	1056,54	4331,80
F3	8,1	1006,51	8152,70
F4	12,1	959,32	11607,77
F5	16,1	916,20	14750,90
F6	20,1	876,18	17611,22
F7	24,6	1042,44	25643,90
F8	29,6	983,08	29099,30
F9	34,6	922,75	31927,26
F10	39,6	865,79	34285,43
F11	44,6	812,21	36224,42
F12	49,6	759,11	37651,86
F13	54,6	706,50	38575,11
F14	59,6	655,86	39089,24
F15	64,6	589,03	38051,29
F16	69,6	532,99	37096,07
F17	74,6	507,18	37835,40
F18	79,6	490,25	39024,28
F19	84,6	480,63	40661,19
F20	89,6	473,82	42454,54
F21	94,6	469,90	44452,45
F22	98,05	177,12	17366,33

Opplagerkraft[kN]: ΣF 15857,41
 Moment [kNm]: $\Sigma F*X$ 626495,17
 Egenvekt[tonn] 1616,4

D3 Tap av spennkraft på grunn av kryp

Tøyingsreduksjonene i spennarmeringen er hentet fra beregningene av kryp.

Elastitetsmodul	$E_p = 206000 \cdot \text{MPa}$
Tøyingsreduksjon i spennarmering, kort tid, Tverrsnitt	$\epsilon_{c.s} = -1.066 \times 10^{-4}$
Tøyingsreduksjon i spennarmering, lang tid, Tverrsnitt	$\epsilon_{c.s.lang} = -2.83 \times 10^{-4}$
Tøyingsreduksjon i spennarmering, kort tid, Tverrsnitt U	$\epsilon_{c.f} = -1.317 \times 10^{-4}$
Tøyingsreduksjon i spennarmering, lang tid, Tverrsnitt U	$\epsilon_{c.f.lang} = -4.475 \times 10^{-4}$
Spenningsstap etter kort tid	$\Delta\sigma_{pk} := \frac{(\epsilon_{c.s} + \epsilon_{c.f})}{2} \cdot E_p = -24.549 \cdot \text{MPa}$
Spenningsstap etter lang tid	$\Delta\sigma_{pL} := \frac{(\epsilon_{c.s.lang} + \epsilon_{c.f.lang})}{2} \cdot E_p = -75.247 \cdot \text{MPa}$
Totalt spenningsstap pga. kryp	$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -50.699 \cdot \text{MPa}$

D4 Tap av spennkraft på grunn av svinn

Ved tverrskott (De fleste verdiene er hentet fra krypberegninger)

Antall kabler tverrskott	$n_s := 42$
Areal spennarmering	$A_{ps} := n_s \cdot 56 \cdot \pi \cdot (3\text{mm})^2 = 66501.2 \cdot \text{mm}^2$
Oppspenning	$\sigma_{p.\text{max}} := 1256\text{MPa}$
Kryptall tv.skott (beregnet tidligere)	$\varphi_s := 2.566$
Langstids E-modul	$E_{cl.s} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$
	$\eta_{\text{lang}} := 27.99$
Transformert tv.snitt etter lang tid	$A_{ts.\text{lang}} := 1.177 \cdot 10^7 \text{mm}^2$
Avstand mellom betong- tverrsnitts tpb og armert tverrsnitts tp, lang tid	$y_{ts.\text{lang}} := 1019.2\text{mm}$
Arealtreghetsmomentmoment om tp	$I_{ts.\text{lang}} := 270 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$
Midlere avstand slakkarmering og spennarmering til tyngdepunkt	$e_s := 5997\text{mm}$
Fiktiv kraft som gir armering samme tøyning som svinntøyning	$N_s := \varepsilon_s \cdot \beta_{s.\text{tv.skott}} \cdot E_p \cdot A_{ps} = 4525.7 \cdot \text{kN}$
Tøyningsendring grunnet svinn	
	$\Delta\varepsilon_{p.\text{svinn.s}} := \varepsilon_s \cdot \beta_{s.\text{tv.skott}} + \frac{N_s}{E_{cl.s} \cdot A_{ts.\text{lang}}} + \frac{\left[N_s \cdot (e_s - y_{ts.\text{lang}})^2 \right]}{E_{cl.s} \cdot I_{ts.\text{lang}}} = -2.227 \times 10^{-4}$
Spenningsendring grunnet svinn ved tverrskott	
	$\Delta\sigma_{p.\text{svinn.s}} := \Delta\varepsilon_{p.\text{svinn.s}} \cdot E_p = -45.882 \cdot \text{MPa}$

Ved U (De fleste verdiene er hentet fra krypberegninger)

Antall kabler tverrsnitt $n_f := 4$

Areal spennarmering $A_{pf} := n_f \cdot 56 \cdot \pi \cdot (3\text{mm})^2 = 6333.5 \cdot \text{mm}^2$

Kryptall tv.skott
(beregnet tidligere) $\varphi_f := 2.685$

Langstids E-modul $E_{cl.f} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$

Transformert tv.snitt etter
lang tid $A_{tf.lang} := 3.918 \cdot 10^6 \text{mm}^2$

Avstand mellom betong-
tverrsnitts tpb og armert
tverrsnitts tp, lang tid $y_{tf.lang} := 80.8\text{mm}$

Arealtreghetsmomentmoment
om tp $I_{tf.lang} := 3.658 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$

Midlere avstand slakkarmering og
spennarmering til tyngdepunkt $e_f := 834.7\text{mm}$

Fiktiv kraft som gir armering
samme tøyning som
svinntøyning $N_{s.f} := |\varepsilon_s \cdot \beta_{s.felt}| \cdot E_p \cdot A_{pf} = 449.8 \cdot \text{kN}$

Tøvningsendring grunnet svinn ved kragearm

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.f} := \varepsilon_s \cdot \beta_{s.felt} + \frac{N_{s.f}}{E_{cl.f} \cdot A_{tf.lang}} + \frac{[N_{s.f} \cdot (e_f - y_{tf.lang})^2]}{E_{cl.f} \cdot I_{tf.lang}} = -3.199 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring grunnet svinn ved kragearm

$$\Delta\sigma_{p.svinn.f} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.f} \cdot E_p = -65.906 \cdot \text{MPa}$$

Gjennomsnittlig spenningsendring i spennarmering grunnet svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \frac{(\Delta\sigma_{p.svinn.s} + \Delta\sigma_{p.svinn.f})}{2} = -55.894 \cdot \text{MPa}$$

D5 Tap av spennkraft på grunn av relaksasjon

Beregningen for tap av spennkraft grunnet relaksjon er beregnet etter EC2, 3.3.2

Karakteristisk strekkfasthet	$f_{pk} := 1770\text{MPa}$
Karakteristisk 0,1 % spenning	$f_{p0.1k} := 1520\text{MPa}$
Karakteristisk 0.2 % spenning	$f_{p0.2k} := 1570\text{MPa}$
Største tillatte oppspenning	$\sigma_{p.\max} := 0.8 \cdot f_{p0.2k} = 1256 \cdot \text{MPa}$
Initiell forspenning	$\sigma_{pi} := \sigma_{p.\max} = 1256 \cdot \text{MPa}$
Tid etter oppspenning	$t := 500000$
Relaksjonstap etter 1000 timer	$\rho_{1000} := 8$ (Fra produsentenssertifikat)
Friksjonskoeffisient	$\mu := 0.2$

Endelig relaksjonstap etter 500000 timer:

$$\Delta\sigma_{pr.\max} := \sigma_{pi} \cdot 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 86.1 \cdot \text{MPa}$$

Ifølge EC2, 5.10.6(1) bør relaksjonstapet reduseres med faktor 0.8, for å ta hensyn til deformasjon i betongen grunnet kryp og svinn. Dette er en forenklet antagelse.

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.\max} = 68.88 \cdot \text{MPa}$$

D6 Tap av spennkraft KSR, forenklet metode

Beregningen for forenklet metode for beregning av tidsavhengig tap av spennkraft er gjort etter EC2, 5.10.6(2)

Fri svinntøyning	$\epsilon_{cs} := 0.338 \cdot 10^{-3}$
Elastitetsmodul spennarmering	$E_p := 206000 \text{MPa}$
Elastitetsmodul betong	$E_{cm} := 26500 \text{MPa}$
Spenningsstap pga relaksasjon	$\Delta\sigma_{pr} := 106.99 \text{MPa}$
Gjennomsnittlig kryptall etter 100 år	$\varphi := 2.625$
Gjennomsnittlig betongspenning pga egenvekt og spennkraft	$\sigma_{c,QP} := 2.65 \text{MPa}$
Gjennomsnittlig spennarmeringsareal	$A_p := 36409 \text{mm}^2$
Gjennomsnittlig betongareal	$A_c := 7541000 \text{mm}^2$
Gjennomsnittlig arealtrehetsmoment	$I_c := 1.061 \cdot 10^{14} \text{mm}^4$
Gjennomsnittlig eksentrisitet for spennarmering	$z_{cp} := 3405.85 \text{mm}$

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\left[(\epsilon_{cs} \cdot E_p) + (0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr}) + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi \cdot \sigma_{c,QP} \right) \right]}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)} = 172.6 \text{MPa}$$

E Beregninger i bruddgrensetilstand

Vedlegget inneholder relevante beregninger for bruddgrensekontroll.

E1 Momentkapasitet

E2 Skjærkraftkapasitet

E1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten er beregnet etter kap. 7 i "Betongkonstruksjoner" av Sørensen, og det er beregnet som et T-tverrsnitt i samråd med veileder. Det er kun vist beregninger for tverrsnitt D, siden prinsippet er det samme for de kontrollerte tverrsnittene. Armeringstverrsnittet er hentet ut ifra tegningsgrunnlaget.

Tverrsnitt D

Tverrsnitt	Betong	Slakkarmerig
$h := 9145\text{mm}$	$f_{ck} := 25.2\text{MPa}$	$f_{sk} := 480\text{MPa}$
$t_{topp} := 260\text{mm}$	$f_{cd} := 18\text{MPa}$	$f_{sd} := 384\text{MPa}$
$t_{steg} := 300\text{mm}$	$\gamma_c := 1.4$	$\gamma_s := 1.25$
$t_{bunn} := 465\text{mm}$	$E_{ck} := 26500\text{MPa}$	$E_s := 210000\text{MPa}$
$b_{bunn} := 5400\text{mm}$	$A_{topp} := 1994000\text{mm}^2$	$\phi_{skjær} := 16\text{mm}$
$b_{topp} := 6000\text{mm}$		$A_s := 7704\text{mm}^2$
$c_{nom} := 30\text{mm}$		

Effektiv bredde

$$b_{eff} := 2 \cdot t_{steg} + 2 \cdot 2400\text{mm} = 5.4\text{ m}$$

Spennarmering

$A_p := 1583\text{mm}^2$	$n_{kabler} := 40$	
$f_{pk} := 1770\text{MPa}$	$\phi_{rør} := 87\text{mm}$	$\sigma_{pm0} := 0.8 \cdot f_{pk} = 1416 \cdot \text{MPa}$
$f_{p0.2k} := 1570\text{MPa}$	$E_p := 206000\text{MPa}$	$\epsilon_{cu} := 0.0035$
$\gamma_p := 1.15$	$A_{p,tot} := A_p \cdot n_{kabler} = 63320 \cdot \text{mm}^2$	
$f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1365.2 \cdot \text{MPa}$		$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.007$

Effektiv høyde

$$d_{spenn} := h - 140\text{mm} = 9.005\text{ m}$$

Reduksjon i spennkraft pga kryp,svinn og relaksjon 16.24%

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := 0.1624 \cdot \varepsilon_{p0} = 0.001116$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 0.00576$$

Slakkarmering

Armering i topplate

OK

$$\phi_{\text{topp.OK1}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{topp.OK1}} := 16$$

$$\phi_{\text{topp.OK2}} := 20\text{mm} \quad n_{\text{topp.OK2}} := 4$$

$$\phi_{\text{topp.tverr}} := 12\text{mm}$$

$$d_{\text{topp.OK}} := h - c_{\text{nom}} - \phi_{\text{topp.tverr}} - \frac{\phi_{\text{topp.OK1}}}{2} = 9.097\text{m}$$

$$A_{s,\text{topp.OK}} := n_{\text{topp.OK1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.OK1}}}{2} \right)^2 + n_{\text{topp.OK2}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.OK2}}}{2} \right)^2 \dots = 3066.2 \cdot \text{mm}^2$$

UK

$$\phi_{\text{topp.UK}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{topp.UK}} := 41$$

$$d_{\text{topp.UK}} := h - t_{\text{topp}} + c_{\text{nom}} + \phi_{\text{topp.tverr}} + \frac{\phi_{\text{topp.UK}}}{2} = 8.933\text{m}$$

$$A_{s,\text{topp.UK}} := n_{\text{topp.UK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.UK}}}{2} \right)^2 = 4637 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{s,\text{middel.topp}} := \frac{A_{s,\text{topp.OK}} \cdot d_{\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}} \cdot d_{\text{topp.UK}}}{A_{s,\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}}} = 8.998\text{m}$$

$$A_{s,\text{topp}} := A_{s,\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}} = 7703.2 \cdot \text{mm}^2$$

Armering i bunnpate

OK

$$\phi_{\text{bunn.OK}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{bunn.OK}} := 32 \quad \phi_{\text{tverr.OK}} := 12\text{mm}$$

$$A_{\text{s.bunn.OK}} := n_{\text{bunn.OK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.OK}}}{2} \right)^2 = 0.006 \text{ m}^2$$

$$d_{\text{bunn.OK}} := t_{\text{bunn}} - c_{\text{nom}} - \phi_{\text{tverr.OK}} - \frac{\phi_{\text{bunn.OK}}}{2} = 415 \cdot \text{mm}$$

UK

$$\phi_{\text{bunn.UK}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK}} := 32 \quad \phi_{\text{tverr.UK}} := 16\text{mm}$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.ekstra}} := 25\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.ekstra}} := 4$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.hjørne1}} := 20\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.hjørne1}} := 2 \quad \text{Hjørne / Ekstra}$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.hjørne2}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.hjørne2}} := 1$$

$$A_{\text{s.bunn.UK}} := n_{\text{bunn.UK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK}}}{2} \right)^2 \dots = 8397.477 \cdot \text{mm}^2$$
$$+ n_{\text{bunn.UK.ekstra}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.ekstra}}}{2} \right)^2$$

$$A_{\text{s.bunn.UK.hjørne}} := 2n_{\text{bunn.UK.hjørne1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.hjørne1}}}{2} \right)^2 \dots = 1482.8 \cdot \text{mm}^2$$
$$+ 2n_{\text{bunn.UK.hjørne2}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.hjørne2}}}{2} \right)^2$$

$$A_{\text{s.bunn}} := A_{\text{s.bunn.UK}} + A_{\text{s.bunn.OK}} + A_{\text{s.bunn.UK.hjørne}} = 16314.291 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{bunn.UK}} := (c_{\text{nom}} + \phi_{\text{tverr.UK}}) + \frac{\phi_{\text{bunn.UK}}}{2} = 54 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{bunn}} := \frac{(d_{\text{bunn.OK}} + d_{\text{bunn.UK}})}{2} = 234.5 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer om tverrsnittet er over- eller underarmert

$$\text{Trykksonehøydefaktor} \quad \alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.801$$

Krefter

$$S_{pd} := f_{pd} \cdot A_{p.tot} = 86445.6 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sd} := f_{sd} \cdot A_{s.topp} = 2958 \cdot \text{kN}$$

$$d_m := \frac{S_{pd} \cdot d_{spenn} + S_{sd} \cdot d_{s.middel.topp}}{S_{pd} + S_{sd}} = 9 \text{ m}$$

$$T_s := A_{s.bunn} \cdot f_{sd} = 6264.688 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cs} := 2 \cdot t_{steg} \cdot (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_m) \cdot f_{cd} = 62315.297 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cf} := t_{bunn} \cdot (b_{eff} - 2 \cdot t_{steg}) \cdot f_{cd} = 40176 \cdot \text{kN}$$

Balansert spennarmeringstverrsnitt

$$A_{pb} := (A_{s.bunn} - A_{s.topp}) \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + \frac{T_{cf} + T_{cs}}{f_{pd}} = 77495.322 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.tot} = 63320 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.tot} < A_{pb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

$$\text{Aksiell likevekt} \quad \alpha := \frac{S_{pd} + S_{sd} - T_s - T_{cf}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m} = 0.552$$

$$\text{Trykksonehøyde} \quad \alpha \cdot d_m = 4972.558 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m^2 \dots = 653852.188 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$
$$+ f_{cd} \cdot (b_{eff} - 2 \cdot t_{steg}) \cdot t_{bunn} \cdot (d_m - 0.5 \cdot t_{bunn})$$

E2 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasiteten er beregnet etter punkt 12.3.3.2 og 12.3.3.3 i NS 3473:2003. Det er kun vist beregninger for tverrsnitt H, siden prinsippet er det samme for de kontrollerte tverrsnittene.

Tverrsnitt: H

Tverrsnitt	Slakkarmering	Betong
$h := 6611\text{mm}$	$f_{sk} := 480\text{MPa}$	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
$d := 6470\text{mm}$	$f_{sd} := 384\text{MPa}$	$f_{cd} := 18\text{MPa}$
$z := 0.9 \cdot d = 5823 \cdot \text{mm}$	$\gamma_s := 1.25$	$\gamma_c := 1.40$
$t_{steg} := 300\text{mm}$	$\phi := 12\text{mm}$	
	$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 113.097 \cdot \text{mm}^2$	
	$s := 200\text{mm}$	

Opptredende skjærkraft fra NovaFrame:

$$V_{Ed} := 8750\text{kN}$$

Skjærstrekkapasitet:

θ kan velges mellom 25° og 60° i.h.t. punkt 12.3.3.1 i NS 3473:2003 og i N400 skal $\cot \theta$ ikke settes større en 2,0. Setter derfor:

$$\cot \theta := 2$$

Slakkarmeringen står vinkelrett og setter α lik: $\alpha := 90$

Dette gir:

$$\sin(\alpha) := 1$$

$$\cot(\alpha) := 0$$

Hvert steg er armert med to vertikale armeringsstrenger på hver side og vi har to steg. Vi får da:

$$A_{sv} := 4 \cdot A_s = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærkapasiteten er regnet etter punkt 12.3.3.2 i NS 3473:2003

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 10115.6 \cdot \text{kN}$$

$V_{sd} > V_{Ed}$ Skjærstrekkkapasiteten er OK

Skjærtrykkkapasitet:

Skjærtrykkkapasiteten beregnes etter punkt 12.3.3.3 i NS 3473:2003

$$f_{c2d} := 0.6 \cdot f_{cd} = 10.8 \cdot \text{MPa}$$

$$b_w := 2 \cdot t_{\text{steg}} = 600 \cdot \text{mm}$$

$$V_{ccd} := f_{c2d} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta + \cot(\alpha)}{1 + (\cot\theta)^2} = 15093.2 \cdot \text{kN}$$

$V_{ccd} > V_{Ed}$ Skjærtrykkkapasiteten er OK

Skjærkapasiteten blir da:

$$V_{Rd} := \min(V_{sd}, V_{ccd}) = 10115.6 \cdot \text{kN}$$

F Beregninger i bruksgrensetilstand

Vedlegget inneholder relevante beregninger for bruksgrensekontroll. Det er kun vist beregninger for tverrsnitt i F1 og F2, siden prinsippet er det samme for de andre kontrollerte tverrsnittene. Siden det er kun er tverrsnitt som overskrider risskapasiteten er dette tverrsnittet også blitt regnet i Stadium II.

F1 Betongspenning i Stadium I

F2 Beregning av kapasitet for rissmoment

F3 Spenninger i Stadium II og rissvidde

F1 Betongspenning i Stadium I

Materialparametere er hentet fra NS3473:2003 og "Materialegenskaper og tverrsnitt" fra Statens vegvesen. Beregningsmetoden baserer seg på "Betongkonstruksjoner" kapittel 6.

Betong C40

Karakteristisk terningfasthet	$f_{ck} := 40\text{MPa}$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85\text{MPa}$
Materialkoeffisient	$\gamma_c := 1.40$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.3 \cdot \text{MPa}$
Elastitetsmodul (28 døgn)	$E_{cm} := 26500\text{MPa}$

Spennarmering

Areal av en kabel	$a_p := 1583.36\text{mm}^2$
Karakteristisk 0,2-spenning	$f_{po.2k} := 1570\text{MPa}$
Materialkoeffisient	$\gamma_p := 1.25$
Elastitetsmodul	$E_p := 206000\text{MPa}$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{po.2k} = 1256 \cdot \text{MPa}$

Slakkarmering

Elastitetsmodul	$E_s := 210000\text{MPa}$
Areal av slakkarering i toppflens	$A_s := 7703\text{mm}^2$

Tverrsnittsparemetre: Tverrskott

Moment fra SLSb	$M_{SLS.b} := -697630.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Areal av betongtverrsnitt	$A_c := 1.126 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$
Arealtreghetsmoment for betongtverrsnitt	$I_c := 2.088 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$
Betongtverrsnittets tyngdepunkt fra overkant	$tpb := 6127 \text{ mm}$
Antall kabler	$n := 42$
Totalt spennarmeringsareal	$A_p := n \cdot a_p = 66501 \cdot \text{mm}^2$
Oppspenningskraft	$P_{\max} := \sigma_{p.\max} \cdot A_p = 83525 \cdot \text{kN}$
Spennkraft etter langtidstap	$P_0 := 0.87 \cdot P_{\max} = 72667.1 \cdot \text{kN}$
Kryptall tv.skott	$\varphi := 2.566$
Avstand tp spennarmering til tp betongtverrsnitt	$e_p := tpb - 140 \text{ mm} = 5987 \cdot \text{mm}$
Avstand tp slakkarmering (øverste lag) til tp betongtverrsnitt	$e_{s\emptyset} := tpb - 30 \text{ mm} = 6097 \cdot \text{mm}$
Avstand tp slakkarmering (nederste lag) til tp betongtverrsnitt	$e_{sn} := tpb - 230 \text{ mm} = 5897 \cdot \text{mm}$
Midlere avstand slakkarmering til tp betongtverrsnitt	$e_s := \frac{(e_{s\emptyset} + e_{sn})}{2} = 5997 \cdot \text{mm}$
Langstids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$
	$\eta := \frac{(E_p + E_s)}{2} = 28$
Transformert tv.snitt etter lang tid	

$$A_t := A_c + (\eta - 1)(A_p + A_s) = 13262749.6 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand mellom betongvernsnittets y_p og armert tvernsnittets y_t , lang tid

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \left[(A_p \cdot e_p) + (A_s \cdot e_s) \right]}{A_t} = 904.2 \cdot \text{mm}$$

$$I_t := I_c + (A_c \cdot y_t^2) + (\eta - 1) \cdot \left[A_p \cdot (e_p - y_t)^2 + A_s \cdot (e_s - y_t)^2 \right] = 270 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Aksialkraft og moment ved t_p

$$N := P_0 = 72667.1 \cdot \text{kN}$$

$$M_t := P_0 \cdot (e_p - y_t) + M_{\text{SLS.b}} = -328279.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenning i underkant
ved tverrsnitt

$$y_u := 5423 \text{mm}$$

$$\sigma_{c.o} := -\left(\frac{N}{A_t} \right) + \frac{[M_t \cdot (y_u + y_t)]}{I_t} = -13.18 \cdot \text{MPa}$$

Betongspenning i overkant
ved tverrsnitt

$$y_o := -6127 \text{mm}$$

$$\sigma_{c.u} := -\left(\frac{N}{A_t} \right) + \frac{[M_t \cdot (y_o + y_t)]}{I_t} = 0.88 \cdot \text{MPa}$$

F2 Beregning av kapasitet for rissmoment

I dette vedlegget presenteres beregning av dimensjonerende rissmoment for tverrsnitt.

Beregningsmetoden er utarbeidet i samråd med veileder og etter "Betongkonstruksjoner" kap 5.2.4

Betong C40

Karakteristisk terningfasthet	$f_{ck} := 40\text{MPa}$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85\text{MPa}$
Materialkoeffisient bruksgrense	$\gamma_c := 1.0$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 25.2 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.85 \cdot \text{MPa}$
Elastitetsmodul (28 døgn)	$E_{cm} := 26500\text{MPa}$

Spennarmering

Areal av en kabel	$A_p := 1583.36\text{mm}^2$
Karakteristisk 0,2-spenning	$f_{po.2k} := 1570\text{MPa}$
Materialkoeffisient bruksgrense	$\gamma_p := 1.0$
Elastitetsmodul	$E_p := 206000\text{MPa}$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{po.2k} = 1256 \cdot \text{MPa}$

Beregning av dimensjonerende rissmoment ved tverrskott

Areal av betongtverrsnitt	$A_c := 1.126 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$
Arealtreghetsmoment for betongtverrsnitt	$I_c := 2.088 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$
Betongtverrsnittets tyngdepunkt fra overkant	$t_{pb} := 6127 \text{ mm}$
Avstand t_p spennarmering til t_p betongtverrsnitt	$e_p := t_{pb} - 140 \text{ mm} = 5987 \cdot \text{mm}$
Antall kabler	$n_s := 42$
Totalt areal	$A_{p.tot} := n_s \cdot A_p = 66501 \cdot \text{mm}^2$
Oppspenningskraft	$P_{max} := \sigma_{p.max} \cdot A_{p.tot} = 83525 \cdot \text{kN}$
Kryptall tv.skott	$\varphi_s := 2.566$
Langstids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$
Forhold mellom E-modul	$\eta := \frac{E_p}{E_{cl}} = 27.721$
Transformert tv.snitt etter lang tid	$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 1.13 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$
Avstand mellom betongtverrsnittets t_{pb} og armert tverrsnittets t_p , lang tid	$y_t := \frac{(\eta - 1)(A_p \cdot e_p)}{A_t} = 22.4 \cdot \text{mm}$
Det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment etter lang tid	$I_t := I_c + (A_c \cdot y_t^2) + (\eta - 1) \cdot [A_p \cdot (e_p - y_t)^2] = 210 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

Aksialkraft tp pga spennkraft

$$N_t := P_{\max} = 83525.4 \cdot \text{kN}$$

Moment i tp pga spennkraft

$$M_t := P_{\max} \cdot (e_p - y_t) = 498194.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Avstand fra armert tverrsnitt
tp til overkant

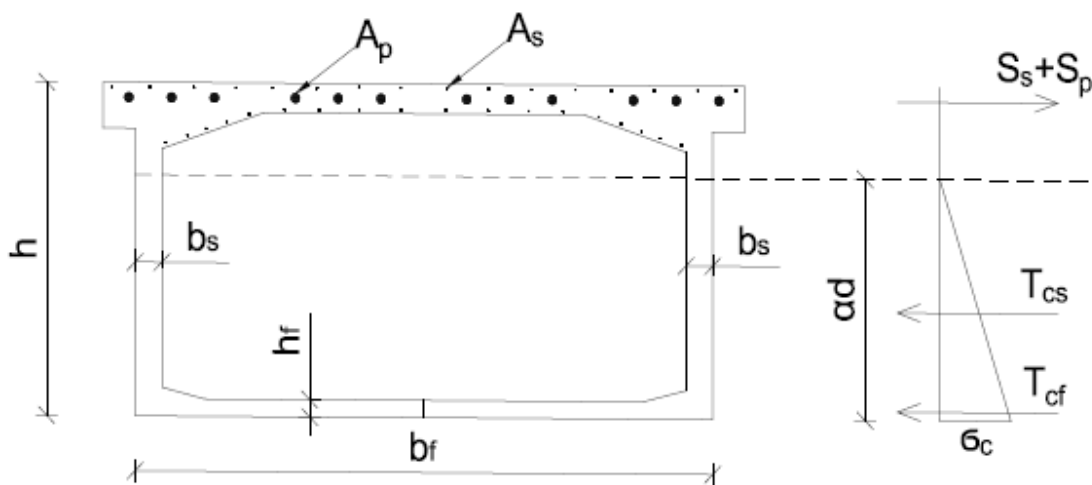
$$y := e_p - y_t = 5964.6 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende rissmoment
ved tverrsnitt

$$M_R := \frac{I_t}{y} \left(\frac{M_t}{I_t} y + \frac{N_t}{A_t} - f_{td} \right) = 693538.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

F3 Spenninger i Stadium II og rissvidde

Tverrsnittet beregnes etter metoder gitt i "Betongkonstruksjoner" kapittel 6.4. Det er kun trykksonen i betong og strekkarmering + spennarmering som bidrar til bøyestivhet, dvs antagelse om spenningsløs tilstand i strekksonen til betongen. Trykkarmering neglisjeres fordi bidraget blir svært lite, og trykkkapasitet er ikke av interesse i disse beregningene. Tverrsnittet er forenklet som vist på figur nedenfor: Toppflens er fjernet siden den ligger i strekksonen. De to stegene i brukassen er slått sammen og plassert symmetrisk. Regnearket har blitt laget uten benevninger grunnet problem med 3-gradslikninger i Mathcad. Alle tall er oppgitt i Nmm, N og mm.



Tverrsnitt: Tverrskott

Total høyde	$h := 11550$
Bredde steg	$b_s := 300$
Bredde flens	$b_f := 2400$
Høyde flens	$h_f := 520$
Effektiv høyde spennarmering	$d_p := 11410$
Effektiv høyde slakkarmering i toppflens	$d_s := 11403$
Midlere effektiv høyde	$d_m := \frac{(d_p + d_s)}{2} = 11406.5$
Antall spennkabler	$n := 42$

Totalt areal av spennarmering	$A_p := n \cdot 56 \cdot \pi \cdot 3^2 = 66501.2$
E-modul spennarmering	$E_p := 206000$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 1256$
Areal slakkarmering i toppflens	$A_s := 7703.2$
E-modul slakkarmering	$E_s := 210000$
Avstand fra bunn til tp betongtv.snitt	$tpb := 5423$
Avstand tp armering til tp betongtv.snitt	$e := d_m - tpb = 5983.5$
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85$

Laster som virker i tv.snitt, hentet fra NovaFrame inkl langtidstap

Opptredende moment fra lastkomb SLSb	$M := -289699.2$
Opptredende aksialkraft fra lastkomb SLSb	$N := -70089.8$
E – modul	$E_{cm} := 26500$
Kryptall	$\varphi := 2.566$
Langtids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7431.3$

Aksiallikevekt av tverrsnitt

$$N := T_{cf} + T_{cs} - S_p - S_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2\sigma_c \cdot h_f \cdot b_f + 2 \cdot \frac{1}{2} \sigma_c \cdot \alpha \cdot d_m \cdot b_s - \sigma_p \cdot A_p - \sigma_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2 \cdot E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot h_f \cdot b_f + E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot \alpha \cdot d_m \cdot b_s - E_p \cdot \Delta \epsilon_p \cdot A_p - E_s \cdot \Delta \epsilon_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

Definerer følgende sammenhenger

Navier Bernoulli: $\epsilon_p := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c \quad \blacksquare$ og $\epsilon_s := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c \quad \blacksquare$

Innfører

$$\eta_p := \frac{E_p}{E_{cl}} = 27.721$$

$$\eta_s := \frac{E_s}{E_{cl}} = 28.3$$

$$\rho_p := \frac{A_p}{b_s \cdot d_p} = 19.4 \times 10^{-3}$$

$$\rho_s := \frac{A_s}{b_s \cdot d_s} = 2.3 \times 10^{-3}$$

Dette gir følgende uttrykk $\frac{N}{\sigma_c} := 2 \cdot h_f \cdot b_f + d_m \cdot b_s \cdot \alpha - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot (\eta_p \cdot A_p + \eta_s \cdot A_s)$ ■

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_1 := 2 \cdot h_f \cdot b_f = 2496000$$

$$x_2 := d_m \cdot b_s = 3421950$$

$$x_3 := \eta_p \cdot A_p + \eta_s \cdot A_s = 2061138$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := a + b\alpha - c \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha}$$
 ■

Momentlikevekt om armeringstygdepunktet

Likevekt $N \cdot (e + a) := T_{cf} \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + T_{cs} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d_m$ ■

Innsatt for T_{cf} og T_{cs} $N(e + a) := 2 \cdot \sigma_c \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + \sigma_c \cdot \alpha \cdot d_m \cdot b_s \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d_m$ ■

Ekvivalente ytre krefter $a := \left| \frac{M}{N} \right| \cdot 10^3 = 4133.3$

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_4 := e + a = 10116.8$$

$$x_5 := 2 \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) = 27821664000$$

$$x_6 := d_m^2 \cdot b_s = 39032472675$$

$$x_7 := d_m^2 \cdot \frac{b_s}{3} = 13010824225$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := \frac{x_5}{x_4} + \frac{x_6}{x_4} \alpha - \frac{x_7}{x_4} \alpha^2$$

Setter inn uttrykk for N beregnet fra aksiallikevekt og løser mhp α

$$\left[x_1 + x_2 \cdot \alpha - \frac{x_3 \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} \right] - \left(\frac{x_5}{x_4} + \frac{x_6}{x_4} \alpha - \frac{x_7}{x_4} \alpha^2 \right) = 0 \text{ solve, } \alpha \rightarrow \begin{pmatrix} 0.863 \\ -0.262 + 1.337i \\ -0.262 - 1.337i \end{pmatrix}$$

$$\alpha := 0.863$$

Dette betyr at nøytralaksen befinner seg nesten helt i topp av steget, og det er kun toppflens som ligger i strekksonen, som antatt.

Bøyestivhet til opprisset tverrsnitt

$$\text{Betongbidrag steg} \quad I_{cs} := 2b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d_m)^3}{12} = 47.7 \times 10^{12}$$

$$\text{Betongbidrag flens} \quad I_{cf} := 2 \cdot \frac{(b_f \cdot h_f^3)}{12} = 56.2 \times 10^9$$

$$\text{Armeringsbidrag slakkarmering} \quad I_s := A_s \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 18.8 \times 10^9$$

$$\text{Armeringsbidrag spennarmering} \quad I_p := A_p \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 162.4 \times 10^9$$

$$\text{Total bøyestivhet} \quad EI := E_{cl} \cdot (I_{cs} + I_{cf}) + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 392.2 \times 10^{15}$$

Beregning av spenning i betongen

Betongspenningen kan nå finnes ved å gå tilbake til likningene for likevekt ovenfor.

$$\frac{N \cdot 10^3}{\sigma_c} - \left[2 \cdot h_f \cdot b_f + (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s \dots \right] = 0 \text{ solve, } \sigma_c \rightarrow -14.1$$
$$+ \left[\frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \right] \cdot (\eta_p \cdot \rho_p \cdot b_s \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_s \cdot d_s)$$

Trykkspenning i betong i underkant $\sigma_c := -14.1$

Beregning av spenning i slakkarmering

$$\sigma_s := \left| E_s \cdot \frac{M \cdot 10^6 \cdot (1 - \alpha) \cdot d_m}{EI} \right| = 242.37$$

Beregning av spenning i spennarmering

Betongtøyning i underkant $\epsilon_c := \frac{|\sigma_c|}{E_{cl}} = 1.9 \times 10^{-3}$

Tøyning ved spennarmering $\Delta\epsilon_p := \epsilon_c \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = 3.01 \times 10^{-4}$

Spenningsendring i spennarmering: $\Delta\sigma_p := \Delta\epsilon_p \cdot E_p = 62$

Total spenning i spennarmering $\sigma_p := 0.87\sigma_{p,max} + \Delta\sigma_p = 1154.8$

Dvs en reduksjon av oppspenning på $\left(1 - \frac{\sigma_p}{\sigma_{p,max}} \right) = 8.06\%$

Beregning av rissevidde EC2

Overdekning $c_{nom} := 30$

Antall stenger $\phi 12$	$n_1 := 16$	$\phi_1 := 12$
Antall stenger $\phi 20$	$n_2 := 4$	$\phi_2 := 20$
Ekvivalent diameter slakkarmering	$\phi_{eq} := \frac{(n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2)}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 14.35$	
Koeffisient for heftegenskaper	$k_1 := 0.8$	
Koeffisient for tøyingsfordeling	$k_2 := 0.5$	
Faktor fra NA	$k_3 := 3.4$	
Faktor fra NA	$k_4 := 0.425$	
Forhold mellom heftfasthet spennkabler og slakkarmering	$\xi_1 := 0.3$	For glatte tråder
Effektiv høyde	$h_{c,eff} := \min \left[2.5(h - d_m), \frac{(h - \alpha \cdot d_m)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 358.8$	
Effektivt areal av betongstrekksoner	$A_{c,eff} := 2 \cdot b_s \cdot h_{c,eff} = 215250$	
Effektivt forhold mellom armering og betong	$\rho_{p,eff} := \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} = 63.6 \times 10^{-3}$	
Største rissavstand	$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{nom} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 140.4$	
Faktor for lastens varighet	$k_t := 0.4$	
Forhold E-modul	$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cl}} = 28.3$	

$$\Delta\varepsilon_m := \max \left[\frac{\sigma_s - \left[k_t \cdot \frac{f_{tn}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff}) \right]}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 999.16 \times 10^{-6}$$

Beregnet rissvidde $w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_m = 0.14$

Rissviddekrav, Tabell NA.7.1N

Eksponeringsklasse XD3

$$c_{min.dur} := 50$$

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} = 0.6$$

Greenseverdi for rissvidden $w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.18$

$$\text{if}(w_k \leq w_{max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

G Beregninger etter korrosjon på spennarmeringen

Vedlegget inneholder relevante beregninger for kapasiteten etter korrosjon på spennarmeringen i brudd- og bruksgrensetilstand.

G1 Momentkapasitet etter kabelbrudd i bruddgrensetilstand

G2 Rissmoment etter kabelbrudd i bruksgrensetilstand

G3 Spenninger i Stadium II og rissvidde etter kabelbrudd uten trafikk

G4 Spenninger i Stadium II og rissvidde etter kabelbrudd med trafikk

G1 Momentkapasitet etter kabelbrudd i bruddgrensetilstand

Momentkapasiteten er beregnet etter kap. 7 i "Betongkonstruksjoner" av Sørensen, og det er beregnet som et T-tverrsnitt i samråd med veileder. Det har blitt redusert antall kabler slik at $M_{Rd} < M_{Ed,ULS}$. I dette regnearket vises kun reduksjonen for tverrsnitt K, siden prinsippet er det samme for de andre kontrollerte tverrsnittene. Armeringsmengden er hentet ut ifra tegningsgrunnlaget.

Tverrsnitt: K, 4 kabler fjernet

Tverrsnitt	Betong	Slakkarmerig
$h := 4958\text{mm}$	$f_{ck} := 25.2\text{MPa}$	$f_{sk} := 480\text{MPa}$
$t_{topp} := 260\text{mm}$	$f_{cd} := 18\text{MPa}$	$f_{sd} := 384\text{MPa}$
$t_{steg} := 300\text{mm}$	$\gamma_c := 1.4$	$\gamma_s := 1.25$
$t_{bunn} := 335\text{mm}$	$E_{ck} := 26500\text{MPa}$	$E_s := 210000\text{MPa}$
$b_{bunn} := 5400\text{mm}$	$A_{topp} := 1994000\text{mm}^2$	$\phi_{skjær} := 16\text{mm}$
$b_{topp} := 6000\text{mm}$		$A_s := 7704\text{mm}^2$
$c_{nom} := 30\text{mm}$		

Effektiv bredde

$$b_{eff} := 2 \cdot t_{steg} + 2 \cdot 2400\text{mm} = 5.4\text{ m}$$

Spennarmering

$A_p := 1583\text{mm}^2$	$n_{kabler} := 22$	
$f_{pk} := 1770\text{MPa}$	$\phi_{rør} := 87\text{mm}$	$\sigma_{pm0} := 0.8 \cdot f_{pk} = 1416 \cdot \text{MPa}$
$f_{p0.2k} := 1570\text{MPa}$	$E_p := 206000\text{MPa}$	$\epsilon_{cu} := 0.0035$
$\gamma_p := 1.15$	$A_{p,tot} := A_p \cdot n_{kabler} = 34826 \cdot \text{mm}^2$	

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.2k}}{\gamma_p} = 1365.2 \cdot \text{MPa} \qquad \epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.007$$

Effektiv høyde

$$d_{spenn} := h - 140\text{mm} = 4.818\text{ m}$$

Reduksjon i spennkraft pga kryp,svinn og relaksjon 16.81%

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := 0.1681 \cdot \varepsilon_{p0} = 0.001155$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 0.00572$$

Slakkarmering

Armering i topplate

OK

$$\phi_{\text{topp.OK1}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{topp.OK1}} := 16$$

$$\phi_{\text{topp.OK2}} := 20\text{mm} \quad n_{\text{topp.OK2}} := 4$$

$$\phi_{\text{topp.tverr}} := 12\text{mm}$$

$$d_{\text{topp.OK}} := h - c_{\text{nom}} - \phi_{\text{topp.tverr}} - \frac{\phi_{\text{topp.OK1}}}{2} = 4.91\text{ m}$$

$$A_{s,\text{topp.OK}} := n_{\text{topp.OK1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.OK1}}}{2} \right)^2 + n_{\text{topp.OK2}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.OK2}}}{2} \right)^2 \dots = 3066.2 \cdot \text{mm}^2$$

UK

$$\phi_{\text{topp.UK}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{topp.UK}} := 41$$

$$d_{\text{topp.UK}} := h - t_{\text{topp}} + c_{\text{nom}} + \phi_{\text{topp.tverr}} + \frac{\phi_{\text{topp.UK}}}{2} = 4.746\text{ m}$$

$$A_{s,\text{topp.UK}} := n_{\text{topp.UK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{topp.UK}}}{2} \right)^2 = 4637 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{s,\text{middel.topp}} := \frac{A_{s,\text{topp.OK}} \cdot d_{\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}} \cdot d_{\text{topp.UK}}}{A_{s,\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}}} = 4.811\text{ m}$$

$$A_{s,\text{topp}} := A_{s,\text{topp.OK}} + A_{s,\text{topp.UK}} = 7703.2 \cdot \text{mm}^2$$

Armering i bunnplate

OK

$$\phi_{\text{bunn.OK}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{bunn.OK}} := 32 \quad \phi_{\text{tverr.OK}} := 12\text{mm}$$

$$A_{\text{s.bunn.OK}} := n_{\text{bunn.OK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.OK}}}{2} \right)^2 = 0.006 \text{ m}^2$$

$$d_{\text{bunn.OK}} := t_{\text{bunn}} - c_{\text{nom}} - \phi_{\text{tverr.OK}} - \frac{\phi_{\text{bunn.OK}}}{2} = 285 \cdot \text{mm}$$

UK

$$\phi_{\text{bunn.UK}} := 16\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK}} := 32 \quad \phi_{\text{tverr.UK}} := 16\text{mm}$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.ekstra}} := 25\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.ekstra}} := 6$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.hjørne1}} := 20\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.hjørne1}} := 2 \quad \text{Hjørne / Ekstra}$$

$$\phi_{\text{bunn.UK.hjørne2}} := 12\text{mm} \quad n_{\text{bunn.UK.hjørne2}} := 1$$

$$A_{\text{s.bunn.UK}} := n_{\text{bunn.UK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK}}}{2} \right)^2 \dots = 9379.225 \cdot \text{mm}^2$$
$$+ n_{\text{bunn.UK.ekstra}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.ekstra}}}{2} \right)^2$$

$$A_{\text{s.bunn.UK.hjørne}} := 2n_{\text{bunn.UK.hjørne1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.hjørne1}}}{2} \right)^2 \dots = 1482.832 \cdot \text{mm}^2$$
$$+ 2n_{\text{bunn.UK.hjørne2}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{bunn.UK.hjørne2}}}{2} \right)^2$$

$$A_{\text{s.bunn}} := A_{\text{s.bunn.UK}} + A_{\text{s.bunn.OK}} + A_{\text{s.bunn.UK.hjørne}} = 17296.038 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{bunn.UK}} := (c_{\text{nom}} + \phi_{\text{tverr.UK}}) + \frac{\phi_{\text{bunn.UK}}}{2} = 54 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{bunn}} := \frac{(d_{\text{bunn.OK}} + d_{\text{bunn.UK}})}{2} = 169.5 \cdot \text{mm}$$

Kontrollerer om tverrsnittet er over- eller underarmert:

$$\text{Trykksonehøydefaktor} \quad \alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.794$$

Krefter

$$S_{pd} := f_{pd} \cdot A_{p.tot} = 47545.1 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sd} := f_{sd} \cdot A_{s.topp} = 2958 \cdot \text{kN}$$

$$d_m := \frac{S_{pd} \cdot d_{spenn} + S_{sd} \cdot d_{s.middel.topp}}{S_{pd} + S_{sd}} = 4.82 \text{ m}$$

$$T_s := A_{s.bunn} \cdot f_{sd} = 6641.679 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cs} := 2 \cdot t_{steg} \cdot (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_m) \cdot f_{cd} = 33042.763 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cf} := t_{bunn} \cdot (b_{eff} - 2 \cdot t_{steg}) \cdot f_{cd} = 28944 \cdot \text{kN}$$

Balansert spennarmeringstverrsnitt

$$A_{pb} := (A_{s.bunn} - A_{s.topp}) \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + \frac{T_{cf} + T_{cs}}{f_{pd}} = 48102.536 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.tot} = 34826 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.tot} < A_{pb} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

$$\text{Aksiell likvekt} \quad \alpha := \frac{S_{pd} + S_{sd} - T_s - T_{cf}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m} = 0.358$$

$$\text{Trykksonehøyde} \quad \alpha \cdot d_m = 1726.552 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot t_{steg} \cdot d_m^2 \dots = 196156.596 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + f_{cd} \cdot (b_{eff} - 2 \cdot t_{steg}) \cdot t_{bunn} \cdot (d_m - 0.5 \cdot t_{bunn})$$

G2 Rissmoment etter kabelbrudd i bruksgrensetilstand

I dette vedlegget presenteres beregning av dimensjonerende rissmoment når det reduseres antall kabler slik at opptrepende moment blir mindre enn kapasiteten. Det er kun vist beregninger for tverrsnitt P, siden prinsippet er det samme for de andre kontrollerte tverrsnittene.

Betong C40

Karakteristisk terningfasthet	$f_{ck} := 40\text{MPa}$
Karakteristisk sylinderfasthet	$f_{cck} := 32\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85\text{MPa}$
Materialkoeffisient bruksgrense	$\gamma_c := 1.0$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 25.2 \cdot \text{MPa}$
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.85 \cdot \text{MPa}$
Elastitetsmodul (28 døgn)	$E_{cm} := 26500\text{MPa}$

Spennarmering

Areal av en kabel	$A_p := 1583.36\text{mm}^2$
Karakteristisk 0,2-spenning	$f_{po.2k} := 1570\text{MPa}$
Materialkoeffisient bruksgrense	$\gamma_p := 1.0$
Elastitetsmodul	$E_p := 206000\text{MPa}$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{po.2k} = 1256 \cdot \text{MPa}$
Areal av betongtverrsnitt	$A_c := 4.229 \cdot 10^6 \text{mm}^2$
Arealtreghetsmoment for betongtverrsnitt	$I_c := 6.274 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$
Betongtverrsnittets tyngdepunkt fra overkant	$tpb := 1266.6\text{mm}$
Avstand tp spennarmering til tp betongtverrsnitt	$e_p := tpb - 140\text{mm} = 1126.6 \cdot \text{mm}$

Antall kabler	$n_s := 10$ 4 kabler fjernet
Totalt areal	$A_{p.tot} := n_s \cdot A_p = 15834 \cdot \text{mm}^2$
Oppspenningskraft	$P_{\max} := \sigma_{p.\max} \cdot A_{p.tot} = 19887 \cdot \text{kN}$
Kryptall tv.skott (beregnet tidligere)	$\varphi_s := 2.566$
Langstids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s} = 7431.3 \cdot \text{MPa}$
Forhold mellom E-modul	$\eta := \frac{E_p}{E_{cl}} = 27.721$
Transformert tv.snitt etter lang tid	$A_t := A_c + (\eta - 1)A_p = 4.271 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Avstand mellom betong- tverrsnitts tpb og armert tverrsnitts tp, lang tid	$y_t := \frac{(\eta - 1)(A_p \cdot e_p)}{A_t} = 11.2 \cdot \text{mm}$
Det armerte tverrsnitts arealtrehetsmoment etter lang tid	
	$I_t := I_c + (A_c \cdot y_t^2) + (\eta - 1) \cdot [A_p \cdot (e_p - y_t)^2] = 6 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$
Aksialkraft tp pga spennkraft	$N_t := P_{\max} = 19887 \cdot \text{kN}$
Moment i tp pga spennkraft	$M_t := P_{\max} \cdot (e_p - y_t) = 22182.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Avstand fra armert tverrsnitts tp til overkant	$y := e_p - y_t = 1115.4 \cdot \text{mm}$
Dimensjonerende rissmoment ved P	$M_R := \frac{I_t}{y} \left(\frac{M_t}{I_t} y + \frac{N_t}{A_t} - f_{td} \right) = 38099.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

G3 Spenninger i Stadium II og rissvidde etter kabelbrudd uten trafikk i bruksgrensetilstand

Tverrsnittet beregnes etter metoder gitt i "Betongkonstruksjoner" kapittel 6.4. Det er kuntrykksonen i betong og strekkarmering + spennarmering som bidrar til bøyestivhet, dvs antagelse om spenningsløs tilstand i strekksonen til betongen. Trykkarmering neglisjeres fordi bidraget blir svært lite, og trykkkapasitet er ikke av interesse i disse beregningene. Tverrsnittet er forenklet ved at toppflensen er fjernet siden den ligger i strekksonen og stegene i brukassen er slått sammen og plassert symmetrisk. Regnearket har blitt laget uten benevninger grunnet problemmed 3-gradslikninger i Mathcad. Alle tall er oppgitt i Nmm, N og mm. I dette regnearket er det kun vist beregninger for tverrsnitt P, da prinsippet blir det samme for de andre kontrollerte tverrsnittene

Tverrsnitt: P

Total høyde	$h := 3131$
Bredde steg	$b_s := 250$
Bredde flens	$b_f := 2400$
Areal av betongtverrsnitt	$A_c := 4.229 \cdot 10^6$
Midlere bredde	$b_m := \frac{A_c}{h} = 1350.7$
Høyde flens	$h_f := 165$
Effektiv høyde spennarmering	$d_p := h - 140 = 2991$
Effektiv høyde slakkarmering	$d_s := h - 150 = 2981$
Midlere effektiv høyde	$d_m := \frac{(d_p + d_s)}{2} = 2986$
Opprinnelig antall spennkabler	$n_{org} := 14$
Antall spennkabler etter reduksjon	$n_{red} := 9$
Totalt areal av spennarmering	$A_p := n_{red} \cdot 56 \cdot \pi \cdot 3^2 = 14250.3$
E-modul spennarmering	$E_p := 206000$
Areal slakkarmering i toppflens	$A_s := 7703.2$
E-modul slakkarmering	$E_s := 210000$
Avstand fra bunn til tp betongtv.snitt	$tpb := 1864.4$
Avstand tp armering til tp betongtv.snitt	$e := d_m - tpb = 1121.6$

Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 1256$

Krefter SLS uten trafikk, hentet fra NovaFrame

Opptredende moment fra forspenning	$M_p := 22304.5$
Opptredende aksialkraft fra forspenning	$N_p := -20224.6$
Opptredende moment etter reduksjon	$M_{p.red} := M_p \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}} = 14338.6$
Opptredende aksialkraft etter reduksjon	$N_{p.red} := N_p \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}} = -13001.5$
Opptredende moment uten forspenning	$M_{SLSb} := -36199.1$
Opptredende aksialkraft uten forspenning	$N_{SLSb} := 27.8$
Opptredende moment etter reduksjon	$M_{tot} := M_{SLSb} + M_{p.red} = -21860.5$
Opptredende aksialkraft etter reduksjon	$N_{tot} := N_{SLSb} + N_{p.red} = -12973.7$
E – modul	$E_{cm} := 26500$
Kryptall	$\varphi := 2.5$
Langtids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7571.4$

Aksiallikevekt av tverrsnitt

$$N := T_{cf} + T_{cs} - S_p - S_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2\sigma_c \cdot h_f \cdot b_f + 2 \cdot \frac{1}{2} \sigma_c \cdot (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - \sigma_p \cdot A_p - \sigma_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2 \cdot E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot h_f \cdot b_f + E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - E_p \cdot \Delta \epsilon_p \cdot A_p - E_s \cdot \Delta \epsilon_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

Definerer følgende sammenhenger

Navier Bernoulli: $\epsilon_p := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c \quad \blacksquare$ og $\epsilon_s := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c \quad \blacksquare$

Innfører

$$\eta_p := \frac{E_p}{E_{cl}} = 27.208$$

$$\eta_s := \frac{E_s}{E_{cl}} = 27.7$$

$$\rho_p := \frac{A_p}{b_m \cdot d_p} = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$\rho_s := \frac{A_s}{b_m \cdot d_s} = 1.9 \times 10^{-3}$$

Dette gir følgende uttrykk

$$\frac{N}{\sigma_c} := 2 \cdot h_f \cdot b_f + (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot (\eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s) \blacksquare$$

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_1 := 2 \cdot h_f \cdot b_f = 792000$$

$$x_2 := d_m \cdot b_s = 746500$$

$$x_3 := h_f \cdot b_s = 41250$$

$$x_4 := \eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s = 601369.5$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := x_1 + x_2 \cdot \alpha - x_3 - x_4 \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \blacksquare$$

Momentlikevekt om armeringstygdepunktet

$$\text{Likevekt} \quad N \cdot (e + a) := T_{cf} \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + T_{cs} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d_m \blacksquare$$

$$\text{Innsatt for } T_{cf} \text{ og } T_{cs} \quad N(e + a) := 2 \cdot \sigma_c \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + \sigma_c \cdot \alpha \cdot d_m \cdot b_s \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} - h_f \right) \cdot d_m \blacksquare$$

$$\text{Ekvivalente ytre krefter} \quad a := \left| \frac{M_{tot}}{N_{tot}} \right| \cdot 10^3 = 1685$$

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_5 := e + a = 2806.6$$

$$x_6 := 2 \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) = 2299572000$$

$$x_7 := d_m^2 \cdot b_s = 2229049000$$

$$x_8 := \frac{(d_m^2 \cdot b_s)}{3} = 743016333.3$$

$$x_9 := d_m^2 \cdot b_s \cdot h_f$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := \frac{x_6}{x_5} + \frac{x_7}{x_5} \alpha - \frac{x_8}{x_5} \alpha^2 - \frac{x_9}{x_5} \alpha = \blacksquare$$

Setter inn uttrykk for N beregnet fra aksiallikevekt og løser mhp α

$$\left[x_1 + x_2 \cdot \alpha - x_3 - \frac{x_4 \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} \right] \dots = 0 \text{ solve, } \alpha \rightarrow \begin{pmatrix} 0.87 \\ -0.345 + 1.579i \\ -0.345 - 1.579i \end{pmatrix}$$

$$+ \left(\frac{x_6}{x_5} + \frac{x_7}{x_5} \alpha - \frac{x_8}{x_5} \alpha^2 \right)$$

$$\alpha := 0.87$$

Bøyestivhet til opprisset tverrsnitt

Betongbidrag steg $I_{cs} := 2b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d_m)^3}{12} = 730.5 \times 10^9$

Betongbidrag flens $I_{cf} := 2 \cdot \frac{(b_f \cdot h_f^3)}{12} = 1.8 \times 10^9$

Armeringsbidrag slakkarmering $I_s := A_s \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 1.2 \times 10^9$

Armeringsbidrag spennarmering $I_p := A_p \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 2.1 \times 10^9$

Total bøyestivhet $EI := E_{cl} \cdot (I_{cs} + I_{cf}) + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 6.2 \times 10^{15}$

Beregning av spenning i betongen

Betongspenningen kan nå finnes ved å gå tilbake til likningene for likevekt ovenfor.

Aksial

$$\frac{N_{\text{tot}} \cdot 10^3}{\sigma_c} - \left[2 \cdot h_f \cdot b_f + (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s \dots \right] = 0 \text{ solve, } \sigma_c \rightarrow -9.9$$

$$\left[+ \frac{-(1-\alpha)}{\alpha} \cdot (\eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s) \right]$$

Trykkspenning i underkant $\sigma_c := -9.9$

Beregning av spenning i slakkarmering

$$\sigma_s := \left| E_s \cdot \frac{M_{\text{tot}} \cdot 10^6 \cdot (1-\alpha) \cdot d_m}{EI} \right| = 286.012$$

Beregning av spenning i spennarmering

Betongtøyning i underkant $\epsilon_c := \frac{|\sigma_c|}{E_{cl}} = 1.3 \times 10^{-3}$

Tøyning ved spennarmering $\Delta\epsilon_p := \epsilon_c \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha} = 1.95 \times 10^{-4}$

Spenningsendring i spennarmering: $\Delta\sigma_p := \Delta\epsilon_p \cdot E_p = 40.2$

Total spenning i spennarmering $\sigma_p := 0.87\sigma_{p,\text{max}} + \Delta\sigma_p = 1133$

Dvs en reduksjon av oppspenning på $\left(1 - \frac{\sigma_p}{\sigma_{p,\text{max}}} \right) = 9.8\%$

Beregning av rissevidde EC2

Overdekning $c_{\text{nom}} := 30$

Antall stenger ϕ_{12} $n_1 := 16 \quad \phi_1 := 12$

Antall stenger ϕ_{20} $n_2 := 4 \quad \phi_2 := 20$

Ekvivalent diameter slakkarmering $\phi_{\text{eq}} := \frac{(n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2)}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 14.35$

Koeffisient for heftegenskaper $k_1 := 0.8$

Koeffisient for tøyingsfordeling $k_2 := 0.5$

Faktor fra NA	$k_3 := 3.4$
Faktor fra NA	$k_4 := 0.425$
Forhold mellom heftfasthet spennkabler og slakkarmering	$\xi_1 := 0.3$ For glatte tråder
Effektiv høyde	$h_{c,eff} := \min \left[2.5(h - d_m), \frac{(h - \alpha \cdot d_m)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 177.7$
Effektivt areal av betongstrekkzone	$A_{c,eff} := 2 \cdot b_s \cdot h_{c,eff} = 88863.3$
Effektivt forhold mellom armering og betong	$\rho_{p,eff} := \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} = 101.1 \times 10^{-3}$
Største rissavstand	$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{nom} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 126.1$
Faktor for lastens varighet	$k_t := 0.4$
Forhold E-modul	$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{c1}} = 27.7$
	$\Delta \epsilon_m := \max \left[\frac{\sigma_s - \left[k_t \cdot \frac{f_{tn}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right]}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 1.23 \times 10^{-3}$
Beregnet rissvidde	$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \epsilon_m = 0.16$

Rissviddekrav, Tabell NA.7.1N

Eksponeeringsklasse XD3

$$c_{min,dur} := 50$$

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 0.6$$

$$\text{Grenseverdi for rissvidden} \quad w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.18$$

$$\text{if}(w_k \leq w_{max}, "OK", "IKKE OK") = "OK"$$

G4 Spenninger i Stadium II og rissvidde etter kabelbrudd med trafikk i bruksgrensetilstand i bruksgrensetilstand

Tverrsnittet beregnes etter metoder gitt i "Betongkonstruksjoner" kapittel 6.4. Det er kuntrykksonen i betong og strekkarmering + spennarmering som bidrar til bøyestivhet, dvs antagelse om spenningsløs tilstand i strekksonen til betongen. Trykkarmering neglisjeres fordi bidraget blir svært lite, og trykkkapasitet er ikke av interesse i disse beregningene. Tverrsnittet er forenklet ved at toppflensen er fjernet siden den ligger i strekksonen og stegene i brukassen er slått sammen og plassert symmetrisk. Regnearket har blitt laget uten benevninger grunnet problemmed 3-gradslikninger i Mathcad. Alle tall er oppgitt i Nmm, N og mm. I dette regnearket er det kun vist beregninger for tverrsnitt H, da prinsippet blir det samme for de andre kontrollerte tverrsnittene

Tverrsnitt: H

Total høyde	$h := 6611$
Bredde steg	$b_s := 300$
Bredde flens	$b_f := 2400$
Areal av betongtverrsnitt	$A_c := 7.764 \cdot 10^6$
Midlere bredde	$b_m := \frac{A_c}{h} = 1174.4$
Høyde flens	$h_f := 410$
Effektiv høyde spennarmering	$d_p := h - 140 = 6471$
Effektiv høyde slakkarmering	$d_s := h - 150 = 6461$
Midlere effektiv høyde	$d_m := \frac{(d_p + d_s)}{2} = 6466$
Opprinnelig antall spennkabler	$n_{org} := 32$
E-modul spennarmering	$E_p := 206000$
Areal slakkarmering i toppflens	$A_s := 7703.2$
E-modul slakkarmering	$E_s := 210000$
Avstand fra bunn til tp betongtv.snitt	$tpb := 3225.3$
Avstand tp armering til tp betongtv.snitt	$e := d_m - tpb = 3240.7$

Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn} := 1.85$
Oppspenning	$\sigma_{p.max} := 1256$
Antall spennkabler etter reduksjon	$n_{red} := 29$
Totalt areal av spennarmering	$A_p := n_{red} \cdot 56 \cdot \pi \cdot 3^2 = 45917.5$

Krefter SLS kombinasjon b, hentet fra NovaFrame

Opptredende moment fra forspenning SLSb	$M_p := 154824.6$
Opptredende aksialkraft fra forspenning SLSb	$N_p := -48473.6$
Opptredende moment etter reduksjon	$M_{p.red} := M_p \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}} = 140309.8$
Opptredende aksialkraft etter reduksjon	$N_{p.red} := N_p \cdot \frac{n_{red}}{n_{org}} = -43929.2$
Opptredende moment fra SLSb uten forspenning	$M_{SLSb} := -278314.5$
Opptredende aksialkraft fra SLSb uten forspenning	$N_{SLSb} := -439$
Opptredende moment etter reduksjon	$M_{tot} := M_{SLSb} + M_{p.red} = -138004.7$
Opptredende aksialkraft etter reduksjon	$N_{tot} := N_{SLSb} + N_{p.red} = -44368.2$
E – modul	$E_{cm} := 26500$
Kryptall	$\varphi := 2.5$
Langtids E-modul	$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7571.4$

Aksiallikevekt av tverrsnitt

$$N := T_{cf} + T_{cs} - S_p - S_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2\sigma_c \cdot h_f \cdot b_f + 2 \cdot \frac{1}{2} \sigma_c \cdot (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - \sigma_p \cdot A_p - \sigma_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

$$N := 2 \cdot E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot h_f \cdot b_f + E_{cl} \cdot \epsilon_c \cdot (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - E_p \cdot \Delta \epsilon_p \cdot A_p - E_s \cdot \Delta \epsilon_s \cdot A_s \quad \blacksquare$$

Definerer følgende sammenhenger

$$\text{Navier Bernoulli: } \epsilon_p := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c \quad \text{og} \quad \epsilon_s := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_c$$

Innfører

$$\eta_p := \frac{E_p}{E_{cl}} = 27.208 \quad \eta_s := \frac{E_s}{E_{cl}} = 27.7$$

$$\rho_p := \frac{A_p}{b_m \cdot d_p} = 6 \times 10^{-3} \quad \rho_s := \frac{A_s}{b_m \cdot d_s} = 1 \times 10^{-3}$$

Dette gir følgende uttrykk

$$\frac{N}{\sigma_c} := 2 \cdot h_f \cdot b_f + (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s - \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot (\eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s)$$

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_1 := 2 \cdot h_f \cdot b_f = 1968000$$

$$x_2 := d_m \cdot b_s = 1939800$$

$$x_3 := h_f \cdot b_s = 123000$$

$$x_4 := \eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s = 1462957.8$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := x_1 + x_2 \cdot \alpha - x_3 - x_4 \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha}$$

Momentlikevekt om armeringstyngdepunktet

$$\text{Likevekt} \quad N \cdot (e + a) := T_{cf} \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + T_{cs} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d_m$$

$$\text{Innsatt for } T_{cf} \text{ og } T_{cs} \quad N(e + a) := 2 \cdot \sigma_c \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) + \sigma_c \cdot \alpha \cdot d_m \cdot b_s \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} - h_f \right) \cdot d_m$$

Ekvivalente ytre krefter $a := \left| \frac{M_{\text{tot}}}{N_{\text{tot}}} \right| \cdot 10^3 = 3110.4$

Regner ut kjente parametere, α og σ_c er ukjent

$$x_5 := e + a = 6351.1$$

$$x_6 := 2 \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left(d_m - \frac{h_f}{2} \right) = 12321648000$$

$$x_7 := d_m^2 \cdot b_s = 12542746800$$

$$x_8 := \frac{(d_m^2 \cdot b_s)}{3} = 4180915600$$

$$x_9 := d_m^2 \cdot b_s \cdot h_f$$

$$\frac{N}{\sigma_c} := \frac{x_6}{x_5} + \frac{x_7}{x_5} \alpha - \frac{x_8}{x_5} \alpha^2 - \frac{x_9}{x_5} \alpha = \blacksquare$$

Setter inn uttrykk for N beregnet fra aksiallikevekt og løser mhp α

$$\left[x_1 + x_2 \cdot \alpha - x_3 - \frac{x_4 \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} \right] \dots = 0 \text{ solve, } \alpha \rightarrow \begin{pmatrix} 0.821 \\ -0.384 + 1.6i \\ -0.384 - 1.6i \end{pmatrix}$$

$$+ - \left(\frac{x_6}{x_5} + \frac{x_7}{x_5} \alpha - \frac{x_8}{x_5} \alpha^2 \right)$$

$$\alpha := 0.821$$

Bøvestivhet til opprisset tverrsnitt

Betongbidrag steg $I_{cs} := 2b_s \cdot \frac{(\alpha \cdot d_m)^3}{12} = 7.5 \times 10^{12}$

Betongbidrag flens $I_{cf} := 2 \cdot \frac{(b_f \cdot h_f^3)}{12} = 27.6 \times 10^9$

Armeringsbidrag
slakkarmering

$$I_s := A_s \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 10.3 \times 10^9$$

Armeringsbidrag
spennarmering

$$I_p := A_p \cdot [(1 - \alpha) \cdot d_m]^2 = 61.5 \times 10^9$$

Total bøyestivhet

$$EI := E_{cl} \cdot (I_{cs} + I_{cf}) + E_s \cdot I_s + E_p \cdot I_p = 71.7 \times 10^{15}$$

Beregning av spenning i betongen

Betongspenningen kan nå finnes ved å gå tilbake til likningene for likevekt ovenfor.

Aksial

$$\frac{N_{tot} \cdot 10^3}{\sigma_c} - \left[\begin{array}{l} 2 \cdot h_f \cdot b_f + (\alpha \cdot d_m - h_f) \cdot b_s \dots \\ + \frac{-(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot (\eta_p \cdot \rho_p \cdot b_m \cdot d_p + \eta_s \cdot \rho_s \cdot b_m \cdot d_s) \end{array} \right] = 0 \text{ solve, } \sigma_c \rightarrow -14.2$$

Trykkspenning i underkant

$$\sigma_c := -14.2$$

Beregning av spenning i slakkarmering

$$\sigma_s := \left| E_s \cdot \frac{M_{tot} \cdot 10^6 \cdot (1 - \alpha) \cdot d_m}{EI} \right| = 467.9413$$

Beregning av spenning i spennarmering

Betongtøyning i underkant

$$\epsilon_c := \frac{|\sigma_c|}{E_{cl}} = 1.9 \times 10^{-3}$$

Tøyning ved spennarmering

$$\Delta \epsilon_p := \epsilon_c \cdot \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = 4.09 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmering:

$$\Delta \sigma_p := \Delta \epsilon_p \cdot E_p = 84.2$$

Total spenning i spennarmering

$$\sigma_p := 0.87 \sigma_{p,max} + \Delta \sigma_p = 1177$$

Dvs en reduksjon av oppspenning på

$$\left(1 - \frac{\sigma_p}{\sigma_{p.\max}}\right) = 6.29\%$$

Beregning av rissevidde EC2

Overdekning

$$c_{\text{nom}} := 30$$

Antall stenger $\phi 12$

$$n_1 := 16 \quad \phi_1 := 12$$

Antall stenger $\phi 20$

$$n_2 := 4 \quad \phi_2 := 20$$

Ekvivalent diameter
slakkarmering

$$\phi_{\text{eq}} := \frac{(n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2)}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 14.35$$

Koeffisient for heftegenskaper

$$k_1 := 0.8$$

Koeffisient for tøyingsfordeling

$$k_2 := 0.5$$

Faktor fra NA

$$k_3 := 3.4$$

Faktor fra NA

$$k_4 := 0.425$$

Forhold mellom heftfasthet
spennkabler og slakkarmering

$$\xi_1 := 0.3 \quad \text{For glatte tråder}$$

Effektiv høyde

$$h_{\text{c.eff}} := \min \left[2.5(h - d_m), \frac{(h - \alpha \cdot d_m)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 362.5$$

Effektivt areal av betongstrekksoner

$$A_{\text{c.eff}} := 2 \cdot b_s \cdot h_{\text{c.eff}} = 217500$$

Effektivt forhold mellom armering
og betong

$$\rho_{\text{p.eff}} := \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{\text{c.eff}}} = 54.4 \times 10^{-3}$$

Største rissavstand

$$s_{\text{r.max}} := k_3 \cdot c_{\text{nom}} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{\text{eq}}}{\rho_{\text{p.eff}}} = 146.8$$

Faktor for lastens varighet

$$k_t := 0.4$$

Forhold E-modul

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cl}} = 27.7$$

$$\Delta\varepsilon_m := \max \left[\frac{\sigma_s - \left[k_t \cdot \frac{f_{tn}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff}) \right]}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 2.07 \times 10^{-3}$$

Beregnet rissvidde

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon_m = 0.3$$

Rissviddekrav, Tabell NA.7.1N

Eksponeringsklasse XD3

$$c_{min,dur} := 50$$

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 0.6$$

Grenseverdi for rissvidden

$$w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.18$$

$$\text{if}(w_k \leq w_{max}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$