

Beregning og dimensjonering av Gulliksrud bru etter Eurokodeserien

Klara Då

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10. juni 2014	ANTALL SIDER: 96+ 89 sider vedlegg
------------------------------------	------------------------	---------------------------------------

TITTEL:

Beregning og dimensjonering av Gulliksrud bru etter Eurokodeserien

Analysis of Gulliksrud Bridge according to Eurocodes

UTFØRT AV:

Klara Då



Denne oppgaven har i hovedsak gått ut på å beregne en eksisterende bru, Gulliksrud bru, og dimensjonere den etter prosjekteringsreglene. Brua er en etteroppspent platebru med syv spenn og har en lengde på 183 m. Resultatet er basert på beregningene som er utført ved hjelp av NovaFrame, håndberegninger og relevant teori. Første del av oppgaven består av relevant bakgrunnsstoff som brukes videre til modellering og beregning,

Det viktigste som er blitt gjort i denne oppgaven er å kontrollere moment- og skjærkapasitet i bruddgrensetilstand og spennings- og rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand.

Fra bruddgrensetilstand har tverrsnittet tilstrekkelig momentkapasitet mot ytre belastning i felt og over støtte. Skjærstrekkkapasiteten er mindre enn dimensjonerende skjærfrakt. Brua overholder derimot skjærtrykkkapasiteten massevis. Denne oppgaven følger prosjekteringsreglene etter *Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger.*

Beregningene av spenninger og rissvidder i bruksgrensetilstand overskrider grenseverdiene. Det kreves derfor armering med heft for å begrense opprissingen. Andre mulige tiltak for å motstå opprissing i betongen er å bruke karbonfiberforsterkning, som har stor strekkapasitet. Et eget kapittel om karbonfiberforsterkning på betongkonstruksjoner er presentert til slutt i oppgaven.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU, Thomas Reed og Håvard Johansen, Statens Vegvesen

TFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk (KT), som en del av 5-årig mastergrad på studiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges Tekniske- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

Arbeidet er utført våren 2014 i samarbeid med Statens Vegvesen for seksjon Vegdirektoratet/Bruseksjon i Trondheim.

Hensikten med oppgaven er at jeg skal bruke kunnskapene fra studiet ved å dimensjonere og analysere en etteroppspent platebru av betong etter relevant regelverk, i hovedsak *Håndbok N400: Bruprosjektering og Eurokodene*. I tillegg til dimensjoneringsdelen inneholder oppgaven et kort litteraturstudie.

Beregningene har blitt utført etter tegningsgrunnlaget fra Statens Vegvesen, mens analysene er utført i rammeprogrammet, NovaFrame, utviklet av Aas Jakobsen, som har også bidratt med lisens til programmet. Håndberegningene er ført i programmet Mathcad, som er gratis fra Parametric Technology Corporation (PTC), men med veldig få funksjoner.

Jeg ønsker å rette en stor takk til mine veiledere i forbindelse med arbeidet med denne oppgaven. Faglærer, Terje Kanstad ved NTNU, for god veiledning til oppgaveløsningen. Veileder og kontaktperson, Håvard Johansen fra Statens Vegvesen for gode innspill og svar om Gulliksrud bru. Jeg vil også takke Thomas Reed, som har vært en viktig støttespiller og til god hjelp ved modellering i NovaFrame.

Til slutt vil jeg takke Ida R. Pettersen for hjelp med korrekturlesing av denne oppgaven.

Trondheim, 9. juni 2014

Klara Då

Klara Då

Sammendrag

Denne oppgaven har i hovedsak gått ut på å beregne en eksisterende bru, Gulliksrud bru, og dimensjonere den etter prosjekteringsreglene. Brua er en etteroppspent platebru med syv spenn og har en lengde på 183 m. Resultatet er basert på beregningene som er utført ved hjelp av NovaFrame, håndberegninger og relevant teori. Første del av oppgaven består av relevant bakgrunnsstoff som brukes videre til modellering og beregning,

Det viktigste som er blitt gjort i denne oppgaven er å kontrollere moment- og skjærkapasitet i bruddgrensetilstand og spennings- og rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand. Resultatet fra NovaFrame er verifisert ved håndberegning og brukes til å dimensjonere brua.

Fra bruddgrensetilstand har tverrsnittet tilstrekkelig momentkapasitet mot ytre belastning i felt og over støtte. Skjærstrekkkapasiteten er mindre enn dimensjonerende skjærfrakt. Det er derfor beregningsmessig behov for skjærarmering. Brua overholder derimot skjærtrykkkapasiteten massevis. Slakk- og skjærarmeringsmengden er bestemt etter beregningsmetodene og – reglene fra *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 (1) og Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger (2)*. En liten oppsummering finnes hvert dimensjoneringskapittel.

Beregningene av spenninger og rissvidder i bruksgrensetilstand overskrider grenseverdiene. Det kreves derfor armering med heft for å begrense opprissingen. Andre mulige tiltak for å motstå opprissing i betongen er å bruke karbonfiberforsterkning, som har stor strekkapasitet. Et eget kapittel om karbonfiberforsterkning på betongkonstruksjoner er presentert til slutt i oppgaven.

Abstract

The main purpose of this paper is to perform calculations on an existing bridge, Gulliksrud Bridge, and design the bridge according to design rules. The bridge is a post-tensioned plate bridge with seven spans and has a length of 183 meters. The results are based on calculations done with the help of NovaFrame, manual calculations and relevant theory. The first part of the paper explains relevant theory, which is later used for modeling and calculating.

The most important thing that has been done in this assignment is to control moment and shear capacity in the ultimate limit state, and the stress limitation and crack control in the serviceability limit state. The results from NovaFrame have been verified by manual calculations and are used to dimension the bridge.

The bridge has sufficient moment capacity over support and in midspan at the ultimate limit capacity. The shear capacity with regards to tension is less than the dimensioning shear force. Hence, there is a computational need for design shear reinforcement. However, the bridge maintains the shear capacity with regards to pressure. The amount of longitudinal reinforcement and shear reinforcement are decided by using the calculation methods and rules stipulated in *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 (1)* and *Eurokode 2. Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger (2)*. A short summary can be found in every dimensioning chapter.

The calculations of tension and cracks in the serviceability limit state exceed the limits. Bonded reinforcements are thus necessary to limit cracking. Other measures can be taken to prevent cracking in the concrete, such using carbon fiber reinforced polymer, which has a large tension capacity. At the end of the paper there is a separate chapter about using carbon fiber reinforced polymer on concrete constructions.

Indeksliste

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Indeksliste	vii
1 Innledning	1
2 Dimensjoneringsgrunnlag	3
2.1 Geometri.....	3
2.2 Spennkabler.....	5
2.3 Landkar.....	6
2.4 Lager.....	6
3 Materialer	9
3.1 Betong.....	9
3.2 Slakkarmering	10
3.3 Spennstål.....	10
3.4 Slitelag.....	11
4 Bakgrunnsteori	13
4.1 Beregning av kjørebanebredde og antall kjørefelt	13
4.2 Laster.....	13
4.3 Permanent last	13
4.3.1 Brukonstruksjonen.....	14
4.3.2 Belegning	14
4.4 Variable laster	14
4.4.1 Trafikklast.....	14
4.4.2 Temperaturlast.....	17
4.5 Deformasjonslaster	18
4.5.1 Forspenning.....	18
4.5.2 Svinn.....	18
4.5.3 Kryp.....	19
4.5.4 Relaksasjon	19
4.6 Dimensjoneringsklasse.....	19
4.7 Grensetilstander	20
4.7.1 Bruksgrensetilstand.....	20
4.7.2 Bruddgrensetilstand.....	20
4.8 Lastkombinasjoner og lastfaktorer	21
4.8.1 Lastkombinering for temperaturlast.....	22
4.8.2 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.....	22
4.8.3 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand.....	24
5 Modellering i NovaFrame	27
5.1 Material- og dimensjoneringsparametere.....	27
5.2 Referanselinjer	27
5.3 Noder og elementer	27
5.4 Treghetsmoment.....	29
5.5 Randbetingelser	29
5.6 Spennkabler.....	30
5.7 Last.....	31
5.7.1 Egenlast.....	31
5.7.2 Trafikklast.....	31

5.7.3	<i>Temperaturlast</i>	32
5.7.4	<i>Kryplast</i>	32
5.7.5	<i>Byggefaser</i>	32
5.7.6	<i>Lastkombinasjoner</i>	33
5.8	Oppsummering.....	34
6	Verifikasjon av modell i NovaFrame	35
6.1	Kontroll av likevekt.....	35
6.2	Verifikasjon av tverrsnittsparetere.....	35
6.3	Verifikasjon av egenlast.....	36
6.4	Verifikasjon av trafikklast.....	37
6.5	Verifikasjon av byggefaser.....	39
6.6	Verifikasjon av lastkombinasjoner med egenvekt og kryp.....	40
6.7	Oppsummering.....	40
7	Resultater fra NovaFrame	41
7.1	Momentdiagrammer for forskjellige laster.....	41
7.2	Oppsummering.....	43
8	Dimensjonering i bruddgrensetilstand	45
8.1	Moment i bruddgrensetilstand.....	45
8.1.1	<i>Dimensjonering av feltmoment</i>	45
8.1.2	<i>Dimensjonering av støttemoment</i>	47
8.2	Dimensjonering av skjærkraft.....	50
8.3	Oppsummering.....	53
9	Dimensjonering i bruksgrensetilstand	55
9.1	Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand.....	55
9.2	Spenningsbegrensning.....	56
9.2.1	<i>Urisset tilstand, stadium I</i>	56
9.2.2	<i>Opprisset tilstand, stadium II</i>	58
9.3	Rissviddebegrensning.....	59
9.3.1	<i>Minimumsarmering ved rissviddebegrensning</i>	61
9.4	Oppsummering.....	63
10	Karbonfiberforsterkning av betongkonstruksjoner	65
10.1	Bakgrunnsteori.....	65
10.1.1	<i>Polymerer</i>	65
10.1.2	<i>Polymerenes egenskaper</i>	66
10.2	Kompositter.....	67
10.3	Karbonfiber.....	68
10.4	Matrisematerialer.....	68
10.5	Forsterkningsmetoder.....	68
10.5.1	<i>Laminater</i>	68
10.6	Dimensjonering i bruddgrensetilstand.....	71
10.6.1	<i>Dimensjonering for forsterkning med hensyn til bøyemoment</i>	71
10.6.2	<i>Dimensjonering med hensyn til skjærkraft</i>	73
10.7	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden.....	76
10.7.1	<i>Spenningsbegrensning</i>	76
10.7.2	<i>Rissviddebegrensning</i>	76
10.8	Karbonfiberforsterkning i Norge.....	77
10.9	Oppsummering og tiltak.....	78
11	Konklusjon	79
12	Forslag til videre arbeid	81

Vedlegg A- Tegningsgrunnlag fra Statens Vegvesen

Vedlegg B- Beregning av egenlaster

Vedlegg C- Beregningsmessig tap av spennkraft

Vedlegg D- Trafikkklaster

Vedlegg E- Verifikasjon av modell i NovaFrame

Vedlegg F- Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Vedlegg G- Dimensjonering i bruksgrensetilstand

1 Innledning

Denne oppgaven har tatt utgangspunktet i en eksisterende bru, Gulliksrud bru som befinner seg i Øvre Eiker, en kommune i Buskerud. Dette er en etteroppspent platebru med syv spenn. Brua har en enkel fasade og man finner mange av denne typen i Norge.

Brua har blitt prosjektert av Statens Vegvesen, bygd av Strøm Gundersen AS, og sto ferdigstilt i 2002. Gulliksrud bru er en av tolv bruer som er en del av den nye E134, strekningen fra Hegstad til Damåsen (3).

Kort fortalt er formålet med oppgaven å sette seg inn i relevant teori for så å bruke dette videre til å dimensjonere en betongbru. Brua skal analyseres i et program hvor resultatet studeres og verifiseres før videre beregning kan utføres. De sentrale kapasitetskontrollene beregnes for å sjekke kapasitetsutnyttelsen.

Oppgaven begynner med informasjon fra tegningsgrunnlaget om Gulliksrud bru, hvor geometrien og materialene som benyttes presenteres. Deretter gjennomgås nyttig bakgrunnsteori, som prosjekteringsreglene, som benyttes til å programmere i elementprogrammet NovaFrame.

Regelverket som er brukt ved dimensjonering er i stor grad *Statens Vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering og Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger*. Referansebrua er modellert i elementprogrammet NovaFrame, hvor laster og lastkombinasjoner er lagt inn for å kjøre analysene. Brua prosjekteres med hensyn til dimensjonerende snittkrefter som hentes fra programmet. Brua kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand med fullstendige beregninger, vist i vedlegget.

Det er kun lagt vekt på verdier fra NovaFrame som er kritiske over støtte og i feltet ved dimensjonering. Med disse verdiene har brua blitt kontrollert for moment, skjær, spennig og riss.

Et litteraturstudie om karbonfiberforsterkning av betongkonstruksjoner er presentert etter dimensjonering av Gulliksrud bru. Kapittelet handler om materialets oppbygging, bruksområde og kort om dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand

I denne oppgaven er det gjort flere forenklinger og noen antagelser på grunn av begrenset tid og for stort omfang. Det er valgt å fokusere på de viktigste lastene ved beregning. Flere laster som snølast, vindlast, ulykkeslast og jordskjelvlaster er sett bort ifra. Brua i denne oppgaven kan derfor ikke sies å være ferdig prosjektert. Helt til slutt i denne oppgaven er det utarbeidet forslag til videre arbeid, dersom Gulliksrud bru høres interessant ut å jobbe med.

Selve modelleringen av brua i NovaFrame har vært tidskrevende og tatt mest tid, etterfulgt av dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand.

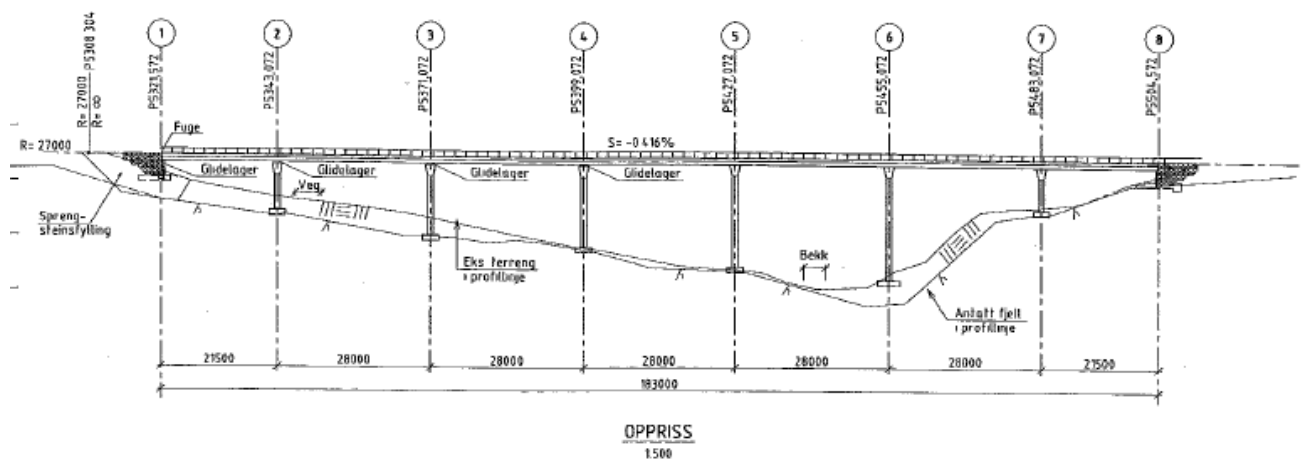
2 Dimensjoneringsgrunnlag

Dette kapittelet tar for seg geometrien til Gulliksrud bru og hovedmaterialene brua består av. Det har blitt tatt utgangspunkt i tegningene fra Statens Vegvesen, som viser hvordan brua ser ut. Samtlige figurer under dimensjoneringsgrunnlag er derfor hentet fra tegningsgrunnlaget, representert i *Vedlegg A: Tegninger av Gulliksrud bru* fra Statens Vegvesen. Egenskapene til materialene er hentet fra *Eurokodeserien*.

2.1 Geometri

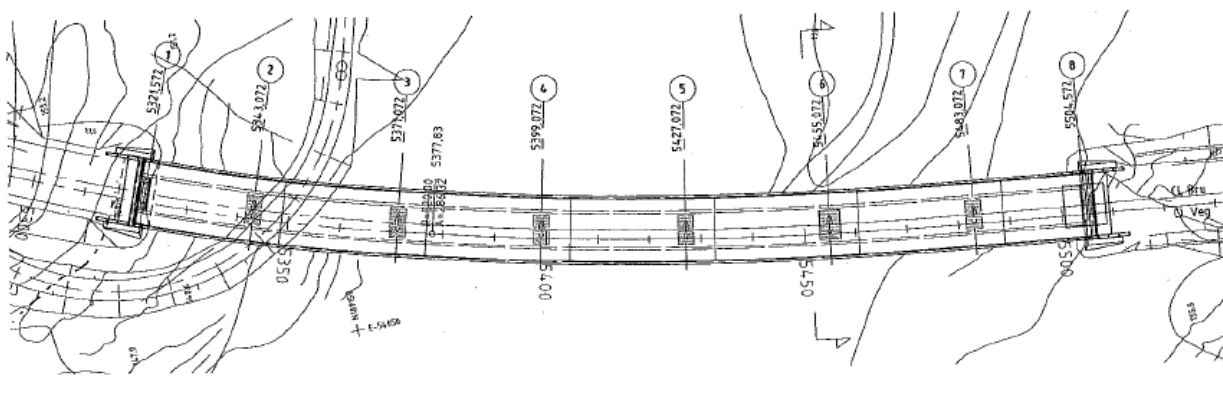
Gulliksrud bru er en del av E134 og ligger på Darbu i Øvre Eiker. Dette er den lengste brua som ble bygd i forbindelse med utbyggingen av E134 i 2002. Gulliksrud bru er en platebru med syv spenn og total lengde på 183 meter. De ytre spennene er på 21,5 meter, mens de resterende spennene er på 28 meter. Sett fra venstre til høyre på oversiktstegningen, figur 1, er de 50 første meterne av brubanen sirkelformet. Denne delen av brua har en horisontalkurve med radius 520 meter, hvor tverrfallet på veibanen er 7,7 %. Andre del av brubanen er formet som en klotoide, hvor klotoideparameteren er 286,32. Her reduseres tverrfallet på veibanen fra 7,7 % til 3,0 %. På enden av brua reduseres tverrfallet ytterligere fra 3,0 % til 0 %.

Figur 1 viser et vertikalsnitt av brua med alle aksenumrene, lengde mellom hvert spenn og total lengde på brua.



Figur 1: Vertikalsnitt

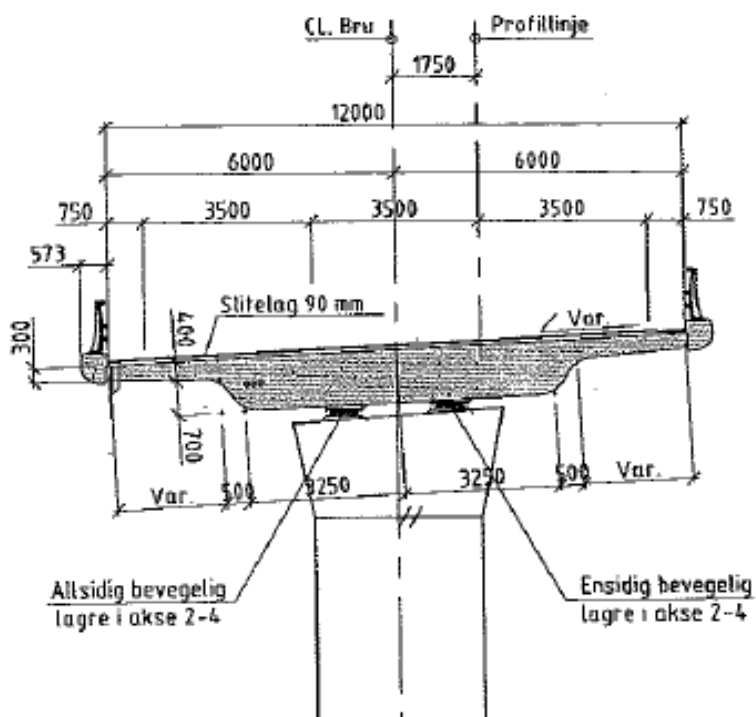
Et horisontalsnitt som gir en oversikt over brua ovenfra er vist i figur 2. Tegningen viser aksene med stasjonsnummer og hvordan krumningen på veilinja ser ut.



Figur 2: Horisontalsnitt

Endestøttene til brua består av landkar. Landkarene er av fundamentplater, koblet til brubanen.

Bruplatten har et tverrsnitt som er konstant over hele lengden og ved beregninger har tverrsnittet blitt forenklet til et mer rektangulærformet brutversnitt. Det har ikke blitt tatt hensyn til rekkverk eller kantdragere ved modellering i rammeprogrammet, NovaFrame da det antas at disse ikke vil ta opp noen krefter. Figur 3 viser brutversnittet med aktuelle mål.



Figur 3: Tverrsnitt av brubanen

Betongsøylene til brua er rektangulærformet og koblet til en fundamentplate i bunn.

2.2 Spennkabler

Antall spennkabler i tverrsnittet varierer langs Gulliksrud bru. Det er flere kabler over søylene, da en ny kabelgruppe begynner noen meter før hver søyle. Det er til sammen 14 kabelgrupper som igjen er delt i gruppe A og B. Det er alltid to kabelgrupper i tverrsnittet. Kablene ligger symmetrisk i forhold til senterlinja av brutverrsnittet.

Spennkablene kan hovedsakelig forspennes på to måter, som førøppspenning eller etterøppspenning. Gulliksrud bru er en etterøppspent bru, noe som er normalt benyttet for store plasstøpte bruer.

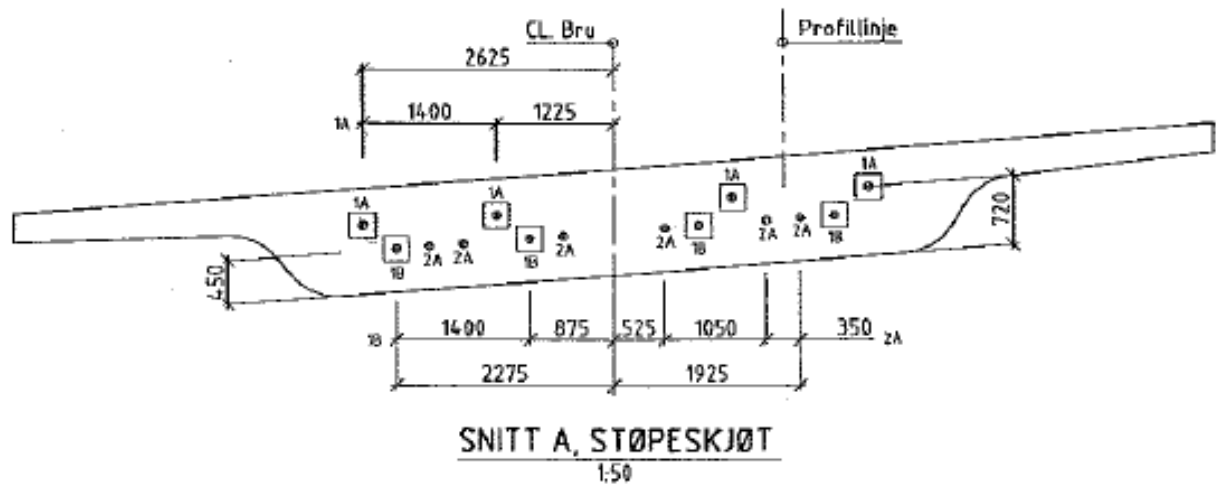
Når betongen har herdet, spennes armeringen opp med brua selv som mothold. Strekkraften i spennkablene overføres som trykk til områder i betongen, hvor man ønsker å motvirke strekk. Krumningen til spennkablene følger momentforløpet. Det er derfor mest gunstig å tilpasse forspenningen til momentet fra ytre belastning. Deretter injiseres utsparingsrørene med et sementbasert injiseringsmørtel. Injiseringsmørtelen hindrer blant annet spennarmeringen i å korrodere. Dette er svært vanlig for en etterøppspent bru (1).

Figur 4 viser hvordan en av spennkablene til Gulliksrud ser ut. Bildet ble tatt under utbygging av brua.



Figur 4: Spennkabler på Gulliksrud bru

Figur 5 viser hvordan plasseringen av spennkablene ser ut i tverrsnittet mellom støtte og felt. Her ser vi kabelgruppe 1A, 1B og 2A som utgjør 14 spennkabler til sammen.



Figur 5: Plassering av spennkabler i tverrsnittet

2.3 Landkar

Endeoppleggene til brua også kalt landkar består av sålefundamenter. Landkarene er fundamentert på fjell og utgjør overgangen mellom brubanen og land eller der veien forsetter. I tillegg til jordtrykk får landkarene belastning fra bruoverbygningen.

2.4 Lager

Lagrene som har blitt benyttet er av typen TOBE. Anvendelsen av disse er stor for konstruksjoner som er påkjent av store laster og bevegelser. TOBE-lager er utformet som en sylinder med stempel. Mellom sylinder og stempel ligger en gummipute som kan betraktes som et flytende medium under trykk. Dette tillater rotasjon mellom lagerdelene. Med TOBE-lager vil Gulliksrud bru kunne tåle store vertikal- og horisontallaster samt større rotasjoner og bevegelser (4).

TOBE-lageret deles inn i tre typer etter hvilke funksjon det har:

1. TOBE F, fastlager
2. TOBE A, allsidig bevegelig lager
3. TOBE E, ensidig bevegelig lager

Mellom brubanen og søylene i akse 2-4 har vi glidelager som består av et TOBE A- og E lager. I akse 3-7 er bruoverbygningen monolittisk forbundet til søylene. Forbindelsen mellom konstruksjonsdelene oppfører seg stivt og som enhetlig masse.

Figur 6 viser et bilde som ble tatt under utbygging. Her kan man se at det er TOBE –lagre i akse 3 og 4 som er de to fremste på bildet, og at søylene er støpt monolittisk med bruoverbygningen i akse 5 og 6.



Figur 6: Gulliksrud bru under utbygging

3 Materialer

Her vil det gis en kort beskrivelse om materialene og deres egenskaper på Gulliksrud bru. Materialparameterne blir representert i tabeller. De viktigste materialene for Gulliksrud bru er betong, spennarmering og slakkarmering. Mindre viktige materialer er rekkverk, belegg, fuger og slitelag.

3.1 Betong

Betong er et meget bestandig byggemateriale som brukes mye til bruer, dammer, tunneler etc. Materialet har stor trykkstyrke, lang levetid og god motstandsdyktighet mot brann. Strekkfastheten i betong er veldig lav i forhold til trykkfastheten og derfor må strekkrefter bli tatt opp av armering. Det er to armeringstyper som benyttes i brua: slakkarmering og spennarmering.

Betong består av tilslag, steinmaterialer med varierende kornstørrelser og bindemiddelet, sementpasta. Betongens fasthet er bestemt ut ifra hvor godt tilslaget er og sementpastaens egenskaper. For høyere fasthet økes gjerne sementpastaens volum, men det finnes også mange produksjonsmetoder og tilsetningsmaterialer som gjør det mulig å få ønskede betongegenskaper med mindre bindemiddel enn det normale. En typisk sammensetning av betong består av 30 % sementpasta og 70 % tilslag (5).

Fasthetsklassene angir trykkfastheten i megapascal. Betongen på Gulliksrud bru har fasthetsklasse B45, som også er det mest brukte i denne type konstruksjoner. Betongens karakteristiske verdier og faktorer er oppgitt i tabell 1.

	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk 28-døgn sylindetrykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Middelverdi for sylindetrykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Middelverdi for aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
Sekant elastisitetsmodul	E_s	36000 MPa
Tøyning	ϵ_{cu}	0,0035
Partialfaktor	γ_c	1,5
Tyngdetetthet uarmert beting	γ_u	24 kN/m ³
Tyngdetetthet armert betong	γ	25 kN/m ³

Tabell 1: Materialparametere og-faktorer for betong

3.2 Slakkarmering

Betong er som kjent dårlig til å ta opp strekkrefter. Dette kompenseres ved å legge inn armeringsstål som tåler store strekkføyninger. I motsetning til spennarmering blir ikke slakkarmeringen påført noen ytre krefter. Slakkarmeringen som er brukt i brukonstruksjonen har fasthetsklasse B500NC. Armeringens egenskaper og partialfaktor er hentet fra *Eurokode 2. Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*, og kan leses av i tabell 2 (2).

Faktor	Tegnforklaring	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	400 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 000 MPa
Karakteristisk flytetøyning	ϵ_{yk}	0,0024
Dimensjonerende bruddtøyning	ϵ_{ud}	0,03
Partialfaktor	γ	1,15

Tabell 2: Materialparametere og-faktorer for slakkarmering

3.3 Spennstål

Spennkablene er av stål og av typen CONA CMI BT n06-140 (6). Spennarmeringen defineres ut ifra hvilke relaksasjonsklasse det tilhører. Spennarmeringen som brukes i Norge er klasse 2. Det vil si at det har lav relaksasjon og dette oppnås ved spesielle varmebehandlingsprosedyrer. Flere spenntråder vikles sammen til et spenntau som igjen kan danne store kabler. For Gulliksrud bru har hver kabel 12 spenntau med $\varnothing 0,6''$. Tabell 3 viser egenskapene til spennstålet (7).

Faktor	Tegnforklaring	Verdi
Areal av en kabel	A_p	1860 mm ²
Stålets fasthet	f_{pk}	1860 MPa
Stålets 0,1%- grense	$f_{p0.1k}$	1640 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195000 MPa
Forspennskraft	P_0	30748 kN
Partialfaktor	γ_s	1,15

Tabell 3: Materialparametere og-faktorer for spennstål

Figur 7 viser et bilde av noen bygningsarbeidere på brua. Her kan man også se deler av brutverrsnittet med spennarmering og slakkarmering. Slakkarmeringen er plassert i bunn og topp av brutverrsnittet mens spennarmeringen ligger mellom slakkarmeringen.



Figur 7: Slakk-og spennarmering på Gulliksrud bru

3.4 Slitelag

Slitelaget på Gulliksrud bru er selve asfaltdekket. Hovedfunksjonen til slitelaget er å hindre skader på brudekket fra kjøretøyer som kan danne dype spor på brubanen, salting og eventuell fuktinntrenging. På Gulliskrud bru er slitelaget 90 mm.

4 Bakgrunnsteori

I dette kapittelet presenteres bakgrunnsteori som er relevant ved modellering og analyse av Gulliksrud bru *Håndbok N400: Bruprosjektering*, tidligere *Håndbok 185* og *Eurocodeserien* danner et viktig grunnlag for prosjektering av bruer.

4.1 Beregning av kjørebanebredde og antall kjørefelt

Bredden, w , blir beregnet mellom de indre delene av rekkverkene og er 12 m. Tabell 4 viser antall kjørefelt og bredden på hver kjørebane utifra bredden på referansekonstruksjonen (8).

Kjørebanebredde, w	Antall kjørefelt, n_1	Kjørebanebredde, w_1	Bredde av resterende område
$w < 5,4$ m	$n_1=1$	3 m	$w-3$ m
$5,4$ m $\leq w \leq 6$ m	$n_1=2$	$w/2$	0
6 m $\leq w$	$n_1=\text{Int}(w/3)$	3 m	$w - (3 * n_1)$

Tabell 4: Bestemmelse av antall kjørefelt og bredde

Gulliksrud bru får tre kjørefelt, hvor hvert kjørefelt har en bredde på 3 m. Det resterende området blir også 3 m.

4.2 Laster

Dette avsnittet omhandler de ulike lastene Gulliksrud bru er påkjent av. De viktigste lastene i brudd- og bruksgrensetilstand er egenlast, trafikklast, temperaturlast, svinn/kryp og oppspenning. *Håndbok N400: Bruprosjektering* deler lastene opp i:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

4.3 Permanent last

Permanente laster er laster som tyngden til konstruksjon, vanntrykk og jordtrykk.

4.3.1 Brukonstruksjonen

Egenlast regnes som alle deler av konstruksjonen. Lasten er jevnt fordelt langs brua og er til stede til enhver tid. Alle deler av konstruksjonen, som består av betong, er gitt med fasthetsklasse B45. Dette gjelder brubanen, søyler, fundamenter og eventuelle kantdragere. Den karakteristiske tyngdetettheten settes til 25 kN/m^3 , som tilsvarer betong med armering.

4.3.2 Belegning

Vekten til belegningen beregnes etter *Håndbok N400: Bruprosjektering*. Tabell 5 viser minstekravet for valg av belegningsvekter i kjørebane, avhengig av spennvidde og årsdøgnstrafikk (ÅDT). Tabellen gjelder brudekker i tre, stål og betong (8).

ÅDT	Spennvidde l[m]			
	$10 \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
< 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)
≥ 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	3,0 kN/m ² (120 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)

Tabell 5: Minstekrav til belegningsvekt på kjørebane

ÅDT er over 2000 og for Gulliskrud bru brukes en belegningsvekt på $3,0 \text{ kN/m}^2$.

4.4 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i tid, og for Gulliskrud bru gjelder det trafikklast og naturlaster. Naturlaster vil si snø, vind og temperatur. I denne oppgaven tas det ikke hensyn til snø og vind, kun temperatur.

4.4.1 Trafikklast

Trafikklast på Gulliskrud bru beregnes ved å se på de forskjellige lastmodellene. Lastmodellene beregnes etter *Eurocode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer* (9).

De fire lastmodellene som virker vertikalt på en brua er:

- Lastmodell 1, LM1 – Jevnt fordelt last
- Lastmodell 2, LM2 – Enkel aksellast
- Lastmodell 3, LM3 – Last fra spesialkjøretøyer
- Lastmodell 4, LM4 – Jevnt fordelt last fra menneskemengder

Siste lastmodell er ikke tatt hensyn til for Gulliksrud bru, da det er snakk om en motorvei uten gangfelt. I tillegg virker det horisontale laster på brua. Disse må også tas hensyn til ved beregning av trafikklaster.

- Brems- og akselerasjonskrefter
- Sentrifugal- og tverrkrefter

Vertikale trafikklaster

Lastmodell 1

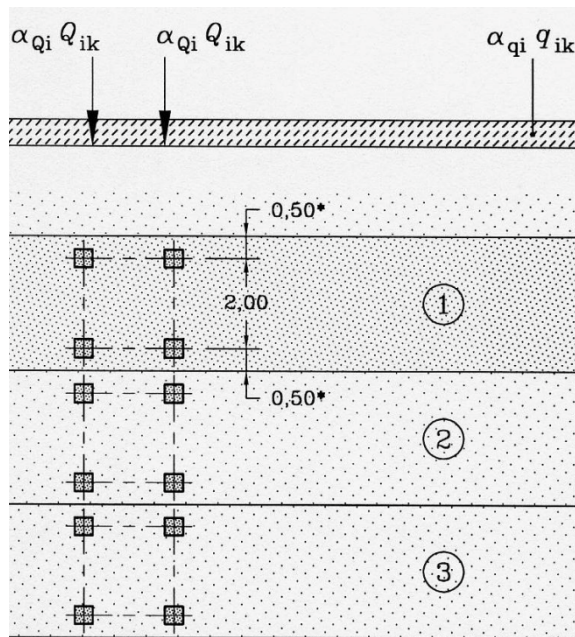
LM1 består av to systemer:

- Konsentrerte laster med dobbel aksling (tandemsystem TS)
Hver aksling har følgende vekt: $\alpha_q \times Q_k = 600 \text{ kN}$
Dette gir 1200 kN for begge akslingene.
- Jevnt fordelt last (UDL-system)
Lasta beregnes per kvadratmeter for hvert belastede kjørefelt
Lastfelt 1: $\alpha_{q1} \times q_k$
Lastfelt 2 og 3, og resterende område: $\alpha_i \times q$

Tabell 6 gir en oversikt over lastmodell 1 for Gulliksrud bru. Innholdet i tabellen viser de forskjellige lastverdiene for hvert lastfelt.

Lastfelt	Tandemsystem TS $Q_k [\text{kN}]$	UDL-system $q_{ik} [\text{kN/m}^2]$	UDL-system $q_{ik} [\text{kN/m}]$
1	600	5,4	16,2
2	400	2,5	7,5
3	200	2,5	7,5
Resterende område	0	2,5	7,5

Tabell 6: Lastmodell 1



Figur 8: Eksempel på lastplassering i lastfeltene

Figur 8 viser et eksempel på hvordan lastene plasseres i lastfeltene.

Lastmodell 2

Lastmodell 2 består av en enkel aksellast, hvor den dynamiske forsterkningsfaktoren er inkludert. Aksellasta kan plasseres vilkårlig over hele brubanen og er satt til $Q_{ak} = 400kN$.

Lastmodell 3

Lastmodell 3 representerer aksellaster fra spesialkjøretøyer og brukes for både globale og lokale beregninger. Det er mye trafikk på Gulliksrud bru, men velger å ikke se på spesialkjøretøyer i denne oppgaven.

Lastmodell 4

Lastmodell 4 representerer en jevnt fordelt last som skal framstille menneskemengder på brua. Lastmodellen er ikke relevant for referansebrua, da det er en motorvei uten gangfelt.

Horisontale trafikklaster

Bremse- og akselerasjonskrefter:

Det er kjøretøyene på brua som forårsaker bremse- og aksiallaster. Den øvre grense for lasten settes til $Q_{lk} = 900kN$. Kraften beregnes etter følgende uttrykk:

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times w \times L$$

Bremselast på lastfelt 1 kan opptre samtidig som lastmodell 1 og 2 for vertikale laster.

$$Q_{lk} = 537,9kN$$

Som jevnt fordelt last over brua tilsvarer dette:

$$q_{lk} = 2.9 \text{ kN/m}$$

Sentrifugal-og tverrkrefter:

Ettersom den horisontale radiusen til brubanen er liten, kan sentrifugalkraften neglisjeres.

Tverrkrefter oppstår når et kjøretøy bremses skjevt og beregnes som 25 % av bremselasten. På Gulliksrud bru tilsvarer dette:

$$q_{lk} = 0.73 \text{ kN/m}$$

Denne lasta opptrer samtidig som bremselasten og de tilhørende vertikale trafikklastene.

4.4.2 Temperaturlast

Termiske påvirkninger er sammensatt av flere påvirkninger. Bruoverbygningen til Gulliksrud bru er av type 3 etter *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster: Termiske påvirkninger*, også kalt *EC1:1-5*. Denne standarden inneholder informasjon for bestemmelse av termiske laster (10).

Jevnt fordelt brutemperaturandel

De karakteristiske verdiene for maksimal temperaturkontraksjons- og temperaturekspansjonsintervall med en jevnt fordelt brutemperaturandel bestemmes etter formlene:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Maksimums- og minimumstemperaturen er hentet fra nasjonalt tillegg, *NA* til *EC1:1-5*. Verdienes leses av isothermkart med en returperiode på 50 år.

$$-35 \text{ }^\circ\text{C} < T_{e,min} < -30 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} > 36 \text{ }^\circ\text{C}$$

Initialtemperaturen T_0 for ei bru på tidspunktet når konstruksjonen fastholdes leses av tillegg A til å være $10 \text{ }^\circ\text{C}$. Endringen i temperatur skjer i bruas lengderetning.

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Vertikal lineært varierende temperaturendring fordeles over tverrsnittshøyden slik at den ikke gir bidrag til maksimalt temperaturintervall $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$. Virkningen av vertikal temperaturendring tas hensyn til ved bruk av ekvivalent lineært varierende temperaturdifferanse $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$. Disse verdiene hentes fra *ECl:1-5* og multipliseres med en faktor k_{sur} som da vil gi endelig vertikal temperaturdifferanse.

$$\Delta T_{M,heat} \times k_{sur} = 15^{\circ}\text{C} \times 0.7 = 10.5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} \times k_{sur} = 8^{\circ}\text{C} \times 1.0 = 8^{\circ}\text{C}$$

Temperaturdifferansen anvendes mellom oversiden og undersiden av bruoverbygningen. Oversiden av bruoverbygningen vil enten være varmere eller kaldere i forhold til undersiden på grunn av oppvarming eller nedkjøling.

4.5 Deformasjonslaster

Karakteristisk for deformasjonslaster er at de ofte er tidsavhengige. Lasten defineres ofte som største last over et tidsrom. For en brukonstruksjon er det aktuelt å ta med deformasjonslaster fra forspenning, svinn, kryp og relaksasjon.

4.5.1 Forspenning

Spennkraften som påføres den aktive enden av spennkablene ved oppspenning er gitt ved formelen under. Gulliksrud bru er en statisk ubestemt konstruksjon som vil få primær- og sekundærmoment. Sekundærmoment, også kalt tvangsmoment, kommer av at bruoverbygningen noen steder er fastholdt og blir dermed hindret til å bevege seg fritt (2).

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} = 33227.7 \text{ kN}$$

4.5.2 Svinn

Svinn er uavhengig av last og beskriver at betongen krymper. Det finnes to typer svinn: uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinn kommer av fukttransport gjennom betongen. Hoveddrivkraften er kapillære spenninger og undertrykk i porevannet. Herdet betong blir eksponert for luft og begynner å utvikle uttørkingssvinn. Autogent svinn kommer av en kjemisk prosess der vannet blandes sammen med sement og faststoffer.

Reaksjonsproduktet, faststoffet fyller et mindre volum enn reaktantene, sement og vann. Reaksjonen starter umiddelbart og kan pågå så lenge sement reagerer i betongen.

Totalt svinn beregnes etter følgende uttrykk:

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

4.5.3 Kryp

Kryp er tids-og lastavhengig deformasjon i betongen. Last som virker over lang tid vil kunne føre til kryp. Kryptall for Gulliksrud bru beregnes etter lang tid og viser forholdet mellom krypdeformasjon og momentan deformasjon. Ved modellering av kryplast i NovaFrame brukes delkrypmetoden. Dette kan leses mer om i *Kapittel 6: Modellering i NovaFrame*

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \times \varphi(t, t_0)$$

4.5.4 Relaksasjon

Relaksasjon er en spenningsendring i spennstålet. Når spennstålet utsettes for tøyning over lang tid oppstår det et spenningsfall, altså et tap i spennkraften. Relaksasjonstapet regnes ut som den prosentvise reduksjonen av forspenningen i forhold til den initielle spenningen. For Gulliksrud bru beregnes relaksasjonen etter formelen for klasse 2 i *Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger*, heretter kalt *EC2:1-1 (2)*.

4.6 Dimensjoneringsklasse

Krav til horisontalkurvatur og overhøyde varierer etter hvilken dimensjoneringsklasse brua tilhører. Hver dimensjoneringsklasse har prosjekteringstabeller som gir krav til hvordan linjeføringen skal være. Dimensjoneringskravene gitt fra Statens Vegvesen forutsetter våt, men ren og isfri vegbane og kjøring i dagslys (11). For Gulliksrud bru med en fartsgrense på 80 km/t viser tabell 7 at nærmeste dimensjoneringsklasse blir H5. ÅDT på denne veien ligger på ca. 10500 (12).

ÅDT	6000-12000	
Fartsgrense [km/t]	60	90
Nasjonale hovedveger	H1	H5
Vegbredde [m]	8.5	12.5

Tabell 7: Bestemmelse av dimensjoneringsklasser

4.7 Grensetilstander

En grensetilstand kan defineres som kriterier en konstruksjon skal holde ved dimensjonering. Komponentene til konstruksjonen sjekkes i brudd-og bruksgrensetilstand.

4.7.1 Bruksgrensetilstand

Ved bruksgrensetilstanden sjekkes konstruksjonen eller deler av den ved normal bruk.

Kapittel 7 i Eurokode 2: Prosjektering av konstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger dekker beregninger i bruksgrensetilstanden. For bruksgrensetilstanden beregnes en konstruksjon normalt for spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyning. Mer om begrensningene kan leses senere i *Kapittel 10: Dimensjonering i bruksgrensetilstand*, hvor det fokuseres mer på spennings- og rissviddebegrensning.

4.7.2 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand sjekkes konstruksjonen for sammenbrudd. Her beregnes konstruksjonens maksimale bæreevne. Brudd kan for eksempel komme av for store deformasjoner og svikt i stabilitet.

4.8 Lastkombinasjoner og lastfaktorer

Påvirkning	Symbol	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	$\Psi_{1,infq}$	
Trafikkklaster	Gr1a (LM1)	Boggilast (BL)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbane	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr2 (horisontale krefter)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr3 (laster på gangbane)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr4 (LM4- Laster fra ansamling av mennesker)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr5 (LM3- Spesialkjøretøyer)	0,7	0,7	0,2/0,5	0,8	
	Temperatur	T_k	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
Andre variable laster	-	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8	

Tabell 8: ψ -faktorer for vegbruer

Ved dimensjonering tas det hensyn til lastenes korrelasjon. Det er ulike lastfaktorer ut i fra type last og grensetilstand. Tabell 8 viser kombinasjonsfaktorene for vegbruer. Verdiene i tabellen er hentet fra nasjonalt tillegg i *Endringsblad A1: Eurokod : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (13)*.

Aktuelle kombinasjonsfaktorer kobles opp mot lastkombinasjoner og kritisk lasttilfelle blir dimensjonerende.

4.8.1 Lastkombinering for temperaturlast

Temperaturlast er sammensatt av flere virkninger. Det er nødvendig å ta hensyn til at temperaturdifferansen $\Delta T_{M,heat}$ eller $\Delta T_{M,cool}$ kan virke samtidig som det største intervallet for jevn temperaturadel, som forårsaker kontraksjon eller ekspansjon. Dette danner åtte lastkombinasjoner av temperaturlast for Gulliksrud bru (10). Lastkombinasjonene blir følgende:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \times \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_m \times \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \times \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

4.8.2 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Tabell 9 viser dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)/(Sett B) (2).

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster(*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10.a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10.b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell 9: Dimensjonerende lastuttrykk i bruddgrensetilstand

Ligningene 6.10a og 610b for grensetilstandene STR og GEO uttrykkes som vist under, og det minst gunstige blir dimensjonerende.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hvor:

- ”+” betyr ”kombineres med”
 Σ betyr ”kombinert virkning av”
 Ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G

De ulike faktorene er hentet fra *Endringsblad A1 : Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* og er følgende:

Symbol	Verdi	Forklaring
$\gamma_{G,sup}$	1.35	For permanent last
$\gamma_{G,inf}$	1.0	For permanent last
ξ	0.89	For egenvekt
γ_P	0.9/1.1	Lastfaktoren som er mest ugunstig velges
	1.35	Vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
γ_Q	1.2	Temperaturlast hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
γ_Q	1.5	Øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

Tabell 10: Verdier definert i *Endringsblad A1 : Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*

Ved å sette inn verdiene for kombinasjons- og partialfaktorene blir de endelige ligningene, 6.10a og 6.10b seende ut slik:

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster(*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10.a)	$1.35G_{k,j,sup}$	$1G_{k,j,inf}$	0.9P/1.1P	$0.945Q_{k,i}$	$0.84Q_{k,i}$
(Ligning 6.10.b)	$1.2G_{k,j,sup}$	$1G_{k,j,inf}$	0.9P/1.1P	$1.35Q_{k,i}$	$0.84_i Q_{k,i}$

Tabell 11: Dimensjonerende laster med innsatte verdier i bruddgrensetilstand

4.8.3 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden gir tre forskjellige lastkombinasjoner som tar hensyn til ulike situasjoner. Partialfaktoren settes til 1.0, med mindre annet er oppgitt i standarden og dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstanden blir:

Kombinasjon	Permanente laster, G_d		Variable laster, Q_d	
	Ugunstig	Ugunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Hyppig forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabell 12: Dimensjonerende lastuttrykk i bruksgrensetilstand

Partialfaktorene for bruksgrensetilstanden som oppgis her er hentet fra *Håndbok N400: Brukprosjektering og Endringsblad A1 : Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, hvor førstnevnte er gjeldende der det vises ulike verdier (8, 13).

Kombinasjonsfaktor	Ψ_1	Ψ_2
Trafikklast	0.5	0.2
Naturlast	0.5	0.0
Andre variable laster	1.0	0.7

Tabell 13: Kombinasjonsfaktorer i bruksgrensetilstand

Utrykkene leses av i *Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, og de tre ligningene i bruksgrensetilstand blir følgende (14):

1. Karakteristisk lastkombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Hyppig forekommende lastkombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Tilnærmet permanent lastkombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Med kombinasjonsfaktorene blir de dimensjonerende verdiene for lastene i bruksgrensetilstanden som i tabell 14:

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster(*)
	Ugunstig	Gunstig			
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$0.7Q_{k,i}$
Hyppig forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0.5Q_{k,1}$	$0.35 Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$0/0.2Q_{k,1}$	$0/0.2Q_{k,i}$

Tabell 14: Dimensjonerende laster med innsatte verdier

Som tidligere nevnt blir den minst gunstige lastkombinasjonen dimensjonerende.

5 Modellering i NovaFrame

NovaFrame er et rammeprogram basert på elementmetoden. Programmet er utviklet av konsultentselskapet Aas-Jakaobsen og er egnet til analyse av avanserte konstruksjoner. Mange velger spesielt å bruke dette programmet på bruer, men programmet er like godt egnet til andre type konstruksjoner. NovaFrame har et brukervennlig bruksgrensesnitt som går ut på å legge inputverdier, kalt ASCII-koder. ASCII-koder fylles inn i tilgjengelige faner eller som en tekst. Under gis en beskrivelse av de viktigste punktene som gjennomgås ved modellering av Gulliksrud bru i rammeprogrammet.

5.1 Material- og dimensjoneringsparametere

All type materiale som benyttes på Gulliksrud bru defineres under *Materials Properties*. Her legges det inn ønsket materialklasse for betong, slakkarmering, spennarmering og stål. Sistnevnte er ikke aktuell for denne brukonstruksjonen. Dimensjoneringen skjer etter *Eurokode 2: Prosjektering av konstruksjoner Del 1-1* og dette velges under fanen *Section*.

5.2 Referanselinjer

Ved å se på referansetegningene fra Statens Vegvesen, Vedlegg A, er det valgt å modellere brua så likt som mulig.

Referanselinjer er viktig å definere riktig i NovaFrame. En referanselinje er en geometrisk linje som tverrsnittene knyttes til. Det er verdt å legge merke til at referanselinje 0 ikke er en geometrisk linje, men en abstrakt linje der tverrsnitt kan samles. Søylene har tre referanselinjer, venstre, senter og høyre.

NovaFrame opererer med to aksesystemer. Det lokale med aksene LMN gjelder for definerte tverrsnitt, men det globale aksesystemet XYZ er hele modellen.

Det etableres 8 akser med oppgitt stasjonsnummer. Aksene er ikke nødvendig, men det gir et oversiktlig bilde av modellen og lettere node- og elementsetting.

Til slutt legges veglinjens horisontal- og vertikalgeometri og søylenes plassering.

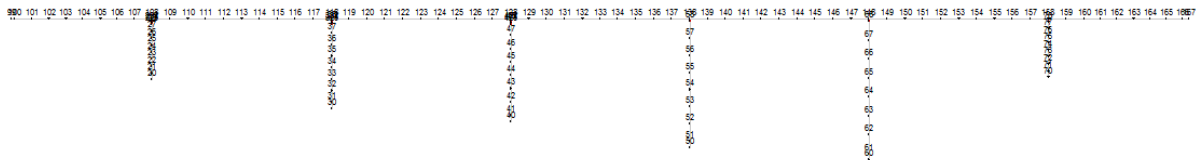
5.3 Noder og elementer

All informasjon om noder og elementer legges inn under fanen *Proprocess/ Build model geometry* og utgjør selve rammen til modellen. Elementene plasseres mellom nodene og knyttes til referanselinjene. For fundamentene som ligger i referanselinje 0 er det viktig å definere tverrsnittet under *Elem. spec*. For å få god oversikt over alle noder og elementer er brua nummerert etter brubane og søyler. For Gulliksrud bru er node- og elementplasseringen gitt i tabell 15.

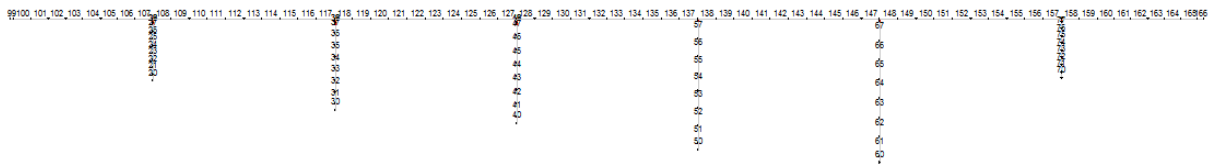
Referanselinje	Nodenummer	Elementnummer
Referanselinje 1- brubanen	99-167	99-166
Akse 2	20-28	20-27
Akse 3	30-38	30-37
Akse 4	40-48	40-47
Akse 5	50-58	50-57
Akse 6	60-68	60-67
Akse 7	70-78	70-77

Tabell 15: Node- og elementinndeling

Figur 9 og 10 viser node- og elementfordelingen på brua. Figurene er utydelige, siden brumodellen er ganske stor, men man kan se hvor tett nodene og elementene ligger.

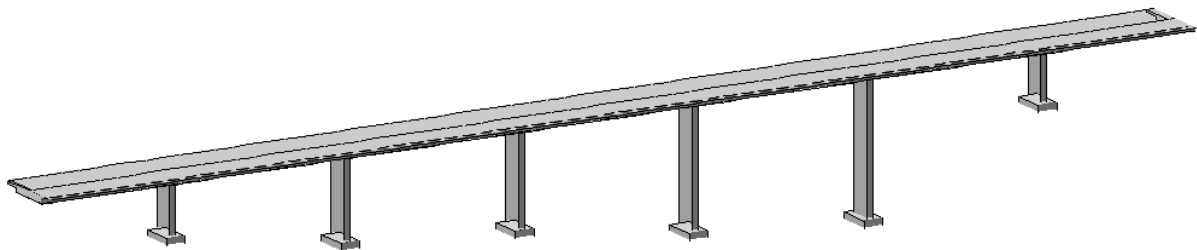


Figur 9: Nodenummerering



Figur 10: Elementnummerering

Det er først nå at modellen dukker opp i modelleringsvinduet og det er mulig å se noder, elementer og geometrien.



Figur 11: Modell av Gulliksrud bru med synlige overflater

5.4 Trehetsmoment

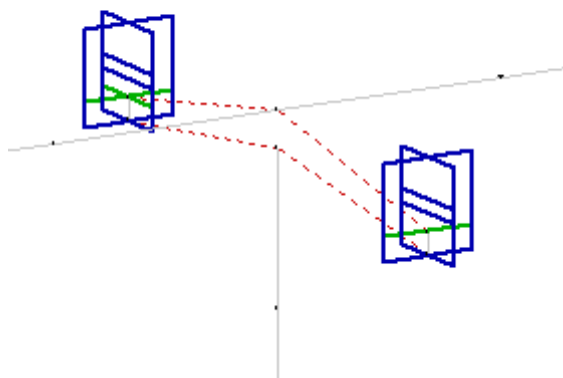
I NovaFrame skal torsjonstrehetsmomentet, I_t , for tverrsnittet gis som en faktor k_{It} . Denne faktoren beregnes på forhånd og legges inn i programmet. Grunnen til at torsjonstrehetsmomentet må ganges med faktoren, k_{It} , er at NovaFrame automatisk setter torsjonstrehetsmomentet, $I_t = I_x + I_y$, for egendefinerte tverrsnitt. I denne oppgaven velges det ikke å regne ut faktoren k_{It} og derfor settes den lik 1.

5.5 Randbetingelser

Grensebetingelsene beskrives under *Boundaries*. I akse 5-7 er søylene og bruoverbygningen støpt monolittisk. Dette beskrives i NovaFrame ved å definere en stiv forbindelse, kalt master-slave mellom søyletopp og overbygningen. Her virker søyletoppen som en slave og kobles til masteren, overbygningen.

Alle søyler er fast innspent til fundamentene. Her kobles underkanten av søyla til toppen og ikke bunnen av fundamentet. Grunnen er at fundamentene ikke har noen funksjon i denne modellen

I akse 2-4 er søylene bundet til overbygningen ved hjelp av en lagerforbindelse. Dette beskrives under *Joints*, som gir muligheten til å bestemme translasjon og rotasjon i alle retningene. På Gulliksrud bru består lagerforbindelsen av et allsidig bevegelig lager og et ensidig bevegelig lager. Lagrene kobles til søyle og overbygning ved hjelp av en master-slave forbindelse og gjør at begge vil kunne rotere like mye. Figur 12 viser hvordan lagerforbindelsen er modellert i NovaFrame.



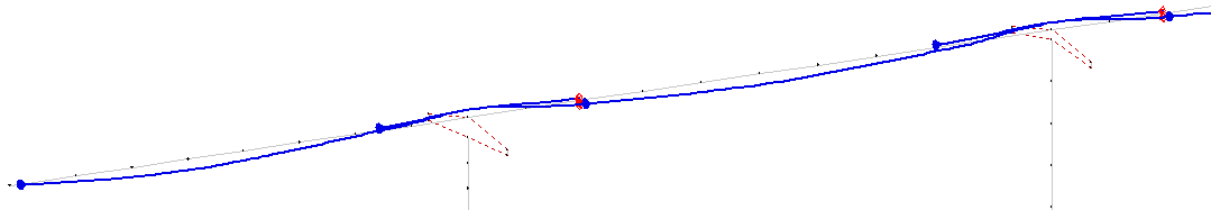
Figur 12: Lager i akse 2-4

5.6 Spennkabler

Under fanen *Tendons* legges spennkablernes egenskaper og geometri langs brubanen. Gulliksrud bru er en etteroppspent bru med spennkabler som består av 12 spenntau med $\varnothing 0.6''$. Antall spennkabler varierer langs brua. Fra den ene enden av brua starter det med 8 spennkabler. Etter hvert økes antallet. Det er maksimalt 16 spennkabler i tverrsnittet på en gang.

I *Group data* angis antall kabler i hver gruppe og deres innbyrdes avstand. Her velges det å samle alle kablene i tverrsnittets tyngdepunkt.

Spennkablernes beliggenhet langs brubanen beskrives under *Geometry*. Her defineres beliggenheten i L- og N-retningen. For hver gang det skjer en betydelig forandring av spennkablene i tverrsnitt legges det inn en input med ny beskrivelse av kablernes eksentrisitet i L- og N-retning.



Figur 13: Deler av spennkablene på brua

Spenntap legges inn under *Loss parameters*. Parameterne for svinn og kryp er beregnet på forhånd og det er langtidsvirkningene som er satt inn. Verdiene kan leses av i *Vedlegg C Beregningsmessig tap av spennkraft*.

5.7 Last

All last defineres under *Loads data*. Under *Loads* defineres egenvekt, temperaturlast, bremse- og tverrlast, svinn og oppspenning. Her angis størrelsen på lasta og hvilke elementer det virker på.

5.7.1 Egenlast

Tverrsnittet som er definert i NovaFrame er forenklet, hvor rekkverk og kantdragere er neglisjert. Derfor legges vekta av kantdragere og rekkverk inn som en linjelast på hver side av brubanen. Tabell 16 gir en oversikt over alle bruas egenlaster.

Komponent	Lasttype	Verdi [kN/m]
Tverrsnitt av brubane	Jevnt fordelt	242,5
Slitelag	Jevnt fordelt	36
Venstre rekkverk	Linjelast	1
Høyre rekkverk	Linjelast	1
Venstre kantdrager	Linjelast	7,16
Høyre kantdrager	Linjelast	7,16

Tabell 16: Egenlaster

5.7.2 Trafikklast

Under fanen *Traffic loads* ligger forhåndsdefinerte laster. Her legges de aktuelle lastmodellene som beskriver lastenes størrelse og plassering på kjørebane inn. Lastmodellene som er beregnet etter *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2. Trafikklast på bruer* legges inn i modellen som type HIGHWAY LM1 og HIGHWAY LM2 i NovaFrame.

Når trafikklasten er lagt inn defineres veglinjen i modellen under *Traffic line*. Her velges to trafikkplasseringer på hvert element for den bevegelige lasten.

5.7.3 Temperaturlast

Temperaturlast defineres under *Loads*. Det legges inn til sammen fire temperaturlaster, to for jevnt fordelt temperaturlast og to for vertikal lineær varierende temperaturlast. Verdiene som legges inn er følgende vist i tabell 17.

Jevnt fordelt temperaturlast		
Kontraksjon	$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$	$-20^{\circ}C$
Ekspansjon	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$	$26^{\circ}C$
Vertikal lineær varierende temperaturlast		
Varme på oversiden	$\Delta T_{M,heat} \times k_{sur}$	$10.5^{\circ}C$
Varme på undersiden	$\Delta T_{M,cool} \times k_{sur}$	$8^{\circ}C$

Tabell 17: Temperaturlast

5.7.4 Kryplast

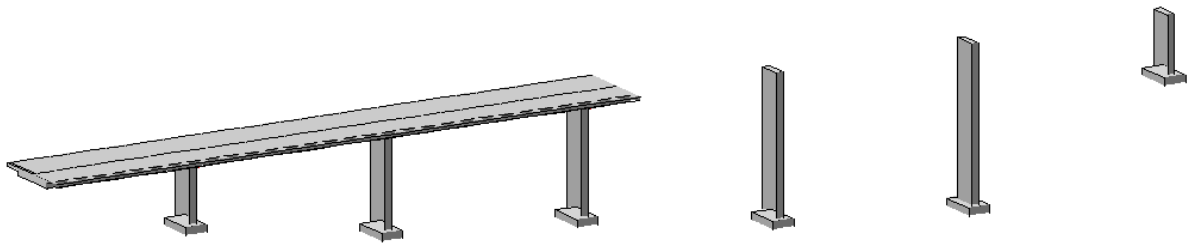
Under *Creep combinations* legges alle permanente laster inn med lastfaktor 1. Dette gjelder egenvekt og oppspenning av spennkablene. En krypkombinasjon legges inn for hver byggefase.

I NovaFrame kan kryplasten regnes automatisk eller beregnes på forhånd for så legge kryptallene manuelt. Kryplast defineres for hver byggefase og for brua etter 100 år. Her velges det å beregne alle kryptall på forhånd. Metoden som er brukt kalles delkryp og går ut på å regne ut kryptintervallet for hver byggefase. Kryptet fordeler seg på tidsintervaller etter hvor lenge betongen har fått stå og herde. Fullstendig beregning av kryptall kan sees i *Vedlegg C Beregningsmessig tap av spennkraft*.

5.7.5 Byggefaser

Gulliksrud bru er bygd etter etapper og belastes derfor ulikt i de forskjellige fasene. Byggefaser defineres under fanen *Models and analyses*. Her angis hvilke elementer og laster som inngår i de ulike byggefaser. Byggefase 1 består av alle søylene, mens de resterende byggefaser følger spennkablenes forløp. Til sammen gir dette åtte byggefaser hvor syv er interessante for denne oppgaven. For de første aksene er det glidelager mellom bruplate og søylene. Dette skaper ikke nok stabilitet. Derfor legges det inn en fastholdning for opplageret i akse 1, men ved byggefase 6 oppløses dette og brua kan bevege seg fritt i lengderetning igjen.

Figur 14 viser hvordan brua ser ut etter byggefase fire. Her er søylene og halve bruplata støpt.



Figur 14: Bru etter byggefase 4

Til slutt defineres analysene under *Analyses*, hvor de aktuelle byggefasene kobles til aktuell kalkulasjonsgruppe. Da vil geometrien til valgt modell analyseres med hensyn til innholdet for valgt kalkulasjonsgruppe.

Solve

Under *Solve* er det mulig å kjøre analysen på to ulike måter: *Solve* eller *Solve Analysis*. *Solve* kjøres ved enkel analyse. I dette tilfellet brukes *Solve analysis* da det er snakk om flere byggefaser. Før lastkombinasjonen kan kjøres, må modellen være i orden og det kan ikke komme opp noen feilmeldinger under *Solve*.

5.7.6 Lastkombinasjoner

Når *Solve analysis* er fullført kan lastkombinasjonene defineres. Dette gjøres under *Postprocess*. Først defineres *Ordinary load combinations* som samler lasttilfellene til de forskjellige byggefasene. Her grupperes lastene og lastfaktorene settes foreløpig lik 1.

Det er først under *Sort combination* at lastkombinasjonene defineres. Lastgruppene fra *Ordinary load combination* legges sammen som gir lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand. Lastkombinasjonene defineres ved hjelp av kombinasjonsmetodene. De aktuelle kombinasjonsmetodene for denne analysen er ADD og WORST, som legger sammen laster og finner den mest ugunstige lasten. Når en lastkombinasjon med kombinasjonsmetoden WORST legges til, brukes lastfaktorene fra avsnitt 5.8 *Lastkombinasjoner og Lastfaktorer*.

Til slutt er det mulig å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen for hvert enkelt element ved hjelp av *Sort combination line*. Ved å samle lastkombinasjonene i en sortering er det mulig å finne de verste snittkreftene for aktuell lasttilstand.

5.8 Oppsummering

Å modellere brua i NovaFrame har vært mer tidskrevende enn jeg hadde trodd. Jeg har underveis hatt noen problemer som har ført til en del knoting. Heldigvis har jeg fått god hjelp av Thomas Reed fra Statens Vegvesen.

Etter å ha modellert Gulliksrud bru i NovaFrame kan det gjennomføres analyser. For å kunne bruke resultatet fra NovaFrame må modellen verifiseres. Dette er hovedvekt i neste kapittel.

6 Verifikasjon av modell i NovaFrame

For å kunne konkludere med at NovaFrame har analysert modellen riktig tas det noen stikkprøver. Dette gjøres ved å se på aktuelle snitt i brua, for så å beregne ved hjelp av håndberegninger. NovaFrame inneholder mange inputverdier og det er til tider vanskelig å ha full oversikt. Derfor er det viktig å kontrollere modellen i et annet program, eller, som ved dette tilfelle, håndberegninger.

6.1 Kontroll av likevekt

I NovaFrame kontrolleres modellen om den er i likevekt. Dette gjøres under *Postprocess/List results/Equilibrium check* og alle mulige lastkombinasjoner kontrolleres. Resultatet er at alle påsatte laster er i likevekt med reaksjonskreftene. Dette gir et godt førsteinntrykk for verifikasjon av brua.

6.2 Verifikasjon av tverrsnittsparmetere

Tverrsnittet som er modellert i NovaFrame er forenklet og ved håndberegninger regnes det med samme tverrsnitt. Det betyr at tverrsnittsparmetere som beregnes skal være ganske lik verdiene fra NovaFrame. Tverrsnittsparmetere som kontrolleres er annet arealmomentet om x- og y-aksen. Fullstendig beregninger vises i *Vedlegg E Verifikasjon av modell i NovaFrame*.

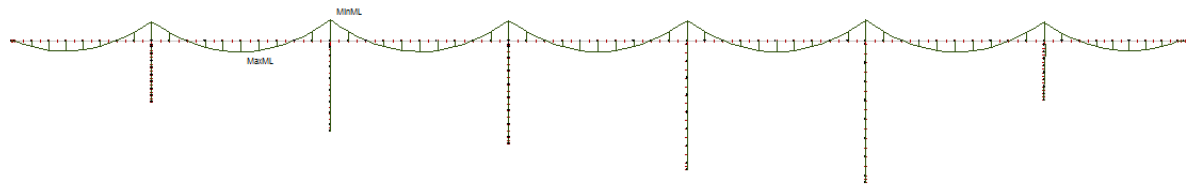
Tabell 18 viser annet arealmoment I_x og I_y fra NovaFrame og bergningene.

Annet arealmoment	I_x	I_y
NovaFrame	$9,976 \times 10^{11}$	$7,761 \times 10^{13}$
Håndberegning	$1,121 \times 10^{12}$	$7,761 \times 10^{13}$
Avvik [%]	10	0

Tabell 18: Verifikasjon av annet arealmoment

Resultatet fra tabellen viser at avviket er størst for I_x , men dette utgjør lite og modellen er verifisert med hensyn på annet arealmoment om begge tverrsnittsaksene.

6.3 Verifikasjon av egenlast



Figur 15: Momentdiagram for egenlast

Figur 15 viser momentdiagrammet ved kun egenlast på brua. Gulliksrud bru har syv spenn og det blir fort komplisert å regne ut snittkrefter ved hjelp av forskyvningsmetoden. Da måtte det blitt etablert et statisk ubestemt system med mange frihetsgrader, og dette ville endt med en stor stivhetsmatrise, som igjen ville vært vanskeligere å håndtere ved håndberegninger (15). Derfor benyttes *Durchlaufträger: Einflußlinien, Momentenlinien, Schnittgrößen* som inneholder tabeller med tallverdier for moment og opplagerkrefter. Ved å bruke riktig system ganges tabellverdiene med aktuelle laster og lengder for å få moment- og skjærkrefter (16).

I NovaFrame tilsvarer all egenvekt lastkombinasjonen ”Sum alle egenlaster”. Egenlastene består av selve bruplata som er modellert, og i tillegg kommer kantdragere, rekkverk og slitelag som er satt inn som laster

Det velges å kontrollere støttemomentet og skjærkrafta i akse 2 og feltmoment mellom akse 2 og 3. Beregningene som er utført for hånd vises i *Vedlegg E Verifikasjon av modell i NovaFrame* og blir sammenlignet med resultatet fra NovaFrame.

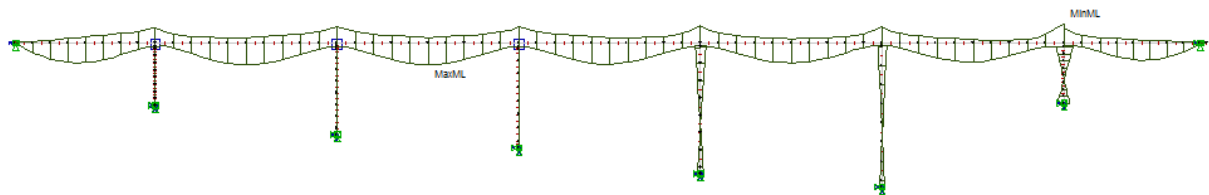
Moment fra egenlast	Feltmoment [kNm]	Støttemoment [kNm]	Skjærkraft [kN]
NovaFrame	9482	18446	3909
Håndberegning	10330	18466	4028
Avvik [%]	8,2	0	3,0

Tabell 19: Sammenligning av laster fra NovaFrame og håndberegninger

Resultatet som er oppsummert tabell 19 viser at avviket mellom verdiene fra NovaFrame og håndberegninger ligger under 10 %. Avviket er størst for feltmomentet og dette kan komme av tabellverdien som er hentet fra *Durchlaufträger: Einflußlinien, Momentenlinien, Schnittgrößen*. Et annet alternativ for å verifisere modellen er å modellere brua i Focus Konstruksjon. Da avviket er lite velges det å verifisere modellen med hensyn til egenvekten i NovaFrame.

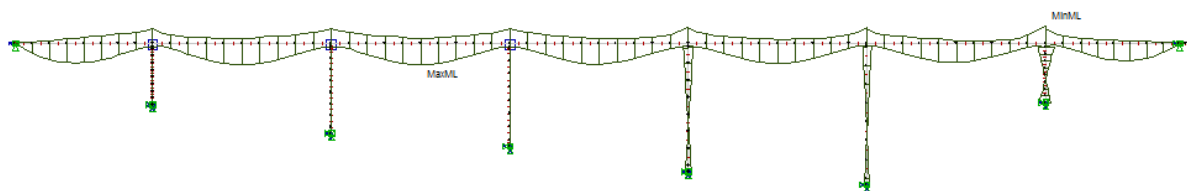
6.4 Verifikasjon av trafikklast

Det velges å kontrollere lastmodell 1, LM1 for lastfelt 1 og lastmodell 2, LM2. Dimensjonerende trafikklast er sammensatt av lastmodell 1, lastmodell 2, og tverr- og bremsekrefter. NovaFrame benyttes for å finne hvor størst felt- og støttemoment oppstår ved lastmodellene med hensyn til hvilke lastfelt trafikklasten plasseres. Momentdiagrammene og lastplassering fra de forskjellige lasttilfellene er plottet i NovaFrame og vist under:



Figur 16: Momentdiagram for lastmodell 1 med last over lastfelt 1

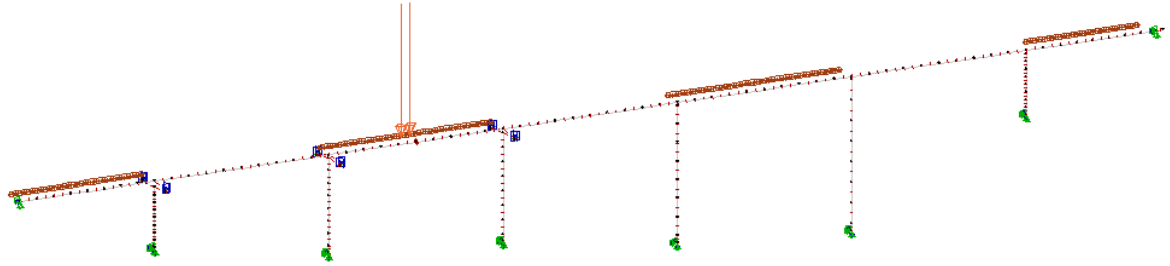
Figur 16 viser momentdiagrammet for lastmodell 1, hvor trafikklasten plasseres i lastfelt 1. Diagrammet viser at størst feltmoment, MaxML opptrer mellom akse 3 og 4, nærmere bestemt element 123, mens største støttemoment, MinML, opptrer over søyla i akse 7 i element 158.



Figur 17: Momentdiagram for lastmodell 1 med last over lastfelt 2

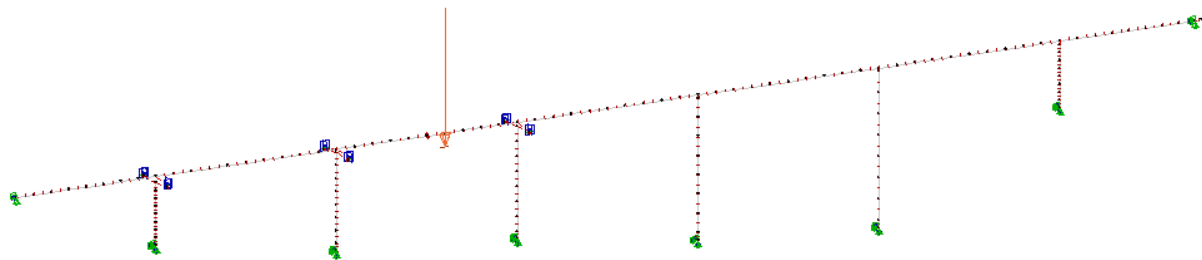
Figur 17 viser momentdiagrammet for lastmodell1 med trafikklasten plassert i lastfelt 2. Som man kan se, opptrer de dimensjonerende kreftene ved de samme elementene, altså element 123 og 158 for felt- og støttemoment.

Trafikklasten for lastmodell 1 består av en jevnt fordelt last og en dobbelaksel som er konsentrerte laster. Funksjonen *Plot traffic position* benyttes for å gi en beskrivelse av hvilke lastplassering av trafikklast som blir mest ugunstig for ønsket element. Figur 18 viser verste lastplassering for lastmodell 1, hvor punktlastene plasseres over element 123 og den jevnt fordelte lasten plasseres i annet hvert felt.



Figur 18: Plassering av last i lastmodell 1

Figur 19 viser lastmodell 2 hvor punktlasten er plassert over element 123:



Figur 19: Lastmodell 2

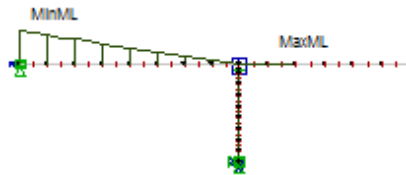
Tabell 20 viser en sammenligning av momentverdiene som oppstår i feltet mellom akse 3 og 4 fra NovaFrame og håndberegningene. I tillegg er avvikene beregnet.

Feltmoment, element 123	Lastmodell 1, lastfelt 1 [kNm]	Lastmodell 1, lastfelt 2 [kNm]	Lastmodell 2 [kNm]
NovaFrame	3660	2236	1771
Håndberegning	3773	2324	1889
Avvik [%]	3,8	3,8	6,2

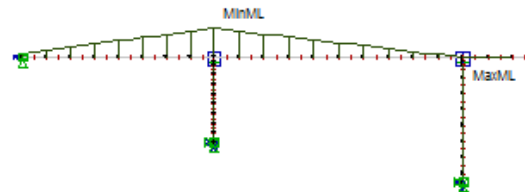
Tabell 20: Sammenligning av feltmoment, element 123 fra NovaFrame og håndberegninger

6.5 Verifikasjon av byggefaser

Gulliksrud bru er, som tidligere nevnt, støpt i åtte byggefaser. Ved verifisering av byggefasete velges det å studere momentdiagrammene for de første byggefasete med hensyn til krep. Dette er for å kontrollere at fastholdningen i akse 1 har den funksjonen den skal ha.



Figur 20: Byggefase 2



Figur 21: Byggefase 3

Figur 20 viser momentdiagrammet for byggefase 2, også kalt etappe 1. Momentet som oppstår på enden kommer av fastholdningen som er innført ved byggefase 1.

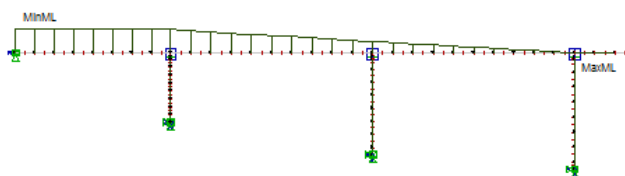
Figur 21 viser momentdiagrammet for byggefase 3. Det oppstår et moment på oversiden av opplaget i akse 1. Det kommer av at den nye delen som støpes har et større kryptall enn byggefase 1. Delkryptallet, $\Delta\phi$ minker jo eldre betongen er. Belastningen blir størst på den nye fasen som støpes. Med større kryptall vil det si at stivheten er mindre enn den eldre delen.

$$E_{\text{eldre fase I}} < E_{\text{ny fase I}}$$

$$\Delta\phi_{\text{eldre fase}} < \Delta\phi_{\text{ny fase}}$$

Lasta som påføres over den nye delen fører til strekk på oversiden av søyla i akse 2.

Figur 22 viser hvordan momentforløpet ser ut for byggefase 4, hvor det belastes på den nye delen som støpes.



Figur 22: Byggefase 4

Ved å studere momentforløpet med hensyn til kryp for de tre byggefasene kan modellen verifiseres for kryp da resultatet virker rimelig.

6.6 Verifikasjon av lastkombinasjoner med egenvekt og kryp

Det er valgt å utføre en verifikasjon av lastkombinasjon med egenvekt og kryp etter 100 år. Beregningene utføres ved håndberegninger og en forenklet metode er benyttet. Formelen som benyttes er gitt fra faglærer Kanstad og er følgende:

$$M_{res} = M_I \frac{1}{1 + \varphi} + M_{II} \frac{\varphi}{1 + \varphi}$$

Fullstendig beregninger av momentet, M_{res} , finnes i *Vedlegg E Verifikasjon av modell i NovaFrame*. Momentet, M_I med bare egenvekt tar hensyn til byggefasene mens M_{II} representerer momentet fra egenvekt når det ikke tas hensyn til byggefasene. Begge momentverdiene, M_I og M_{II} er uten kryptidbidrag. Kryptall etter 100 år, $\varphi = 1,681$ er benyttet i beregningene.

Tabell 21 viser resultatet for element 108, som er over støtten i akse 2. Avviket er større enn det som har blitt beregnet tidligere, men verdien er fortsatt lav nok til å kunne beregne videre med resultatet fra NovaFrame.

M_I [kNm]	M_{II} [kNm]	M_{res} [kNm]	NovaFrame [kNm]	Avvik [%]
14955	14957	14956	19031	21

Tabell 21: Kontroll av lastkombinasjon med egenvekt og kryp, 100 år

6.7 Oppsummering

Etter å ha sammenlignet verdiene fra håndberegningene og NovaFrame kan en si at brua er modellert riktig i NovaFrame med hensyn på geometri, egenlast og trafikklast. Avviket mellom resultatet fra NovaFrame og håndberegningen utgjør lite og verdiene som programmet regner ut virker derfor rimelige. Modellen er nå verifisert og videre arbeid kan utføres. Verdiene fra NovaFrame brukes til å dimensjonere brua i både bruks- og bruddgrensetilstand.

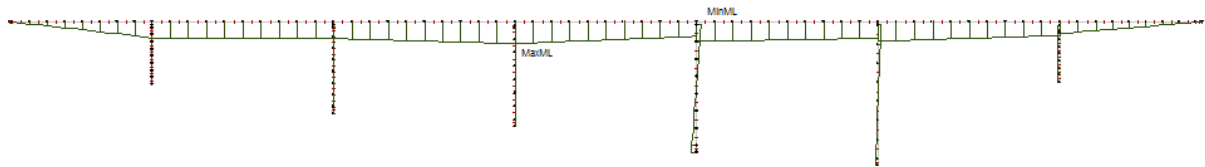
7 Resultater fra NovaFrame

Med NovaFrame er det mulig å fremstille resultatet fra de ulike lastpåkjenningene. Under vises momentdiagrammene fra de forskjellige lastene som virker på Gulliksrud bru.

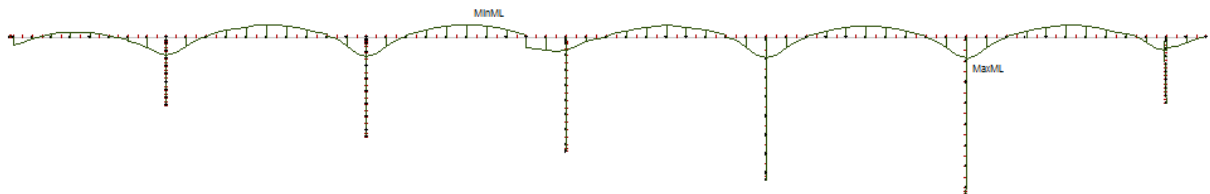
7.1 Momentdiagrammer for forskjellige laster

Spennarmering

Kreftene til spennarmeringen er modellert slik at det er mulig å få frem momentdiagrammet av enten kun tvangsmomentet eller fullt oppspenningsmoment. Spennkrafttap er inkludert for begge tilfellene. Figur 23 viser tvangsmomentet, mens figur 24 viser momentet ved full oppspenning.

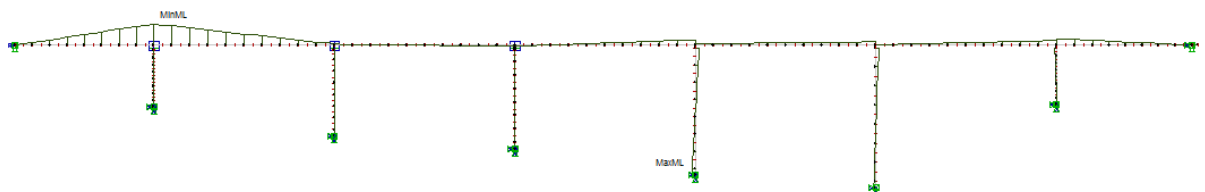


Figur 23: Tvangsmoment



Figur 24: Full oppspenning

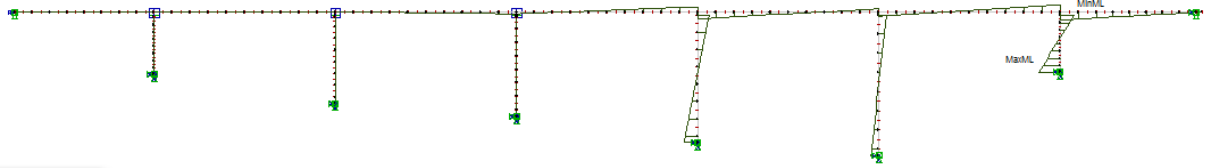
Kryp



Figur 25: Momentdiagram for kryp

Kryp er tids- og lastavhengig, og fører til at betongen trykkes sammen. Figur 25 viser momentdiagrammet på grunn av kryp.

Svinn

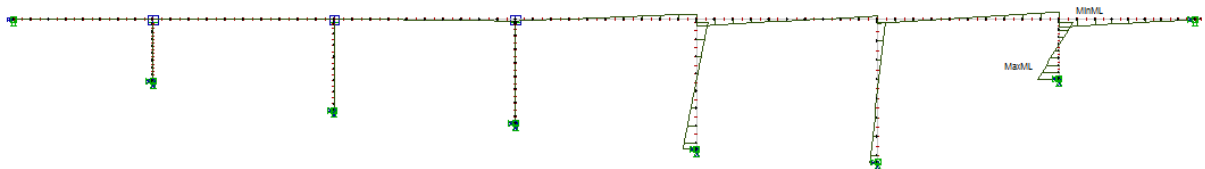


Figur 26: Momentdiagram for svinn

Svinn er uavhengig av last og går ut på at betongen krymper. Figur 26 viser momentdiagrammet for total svinn. Virkningen er sammensatt av uttørkingssvinn og autogent svinn.

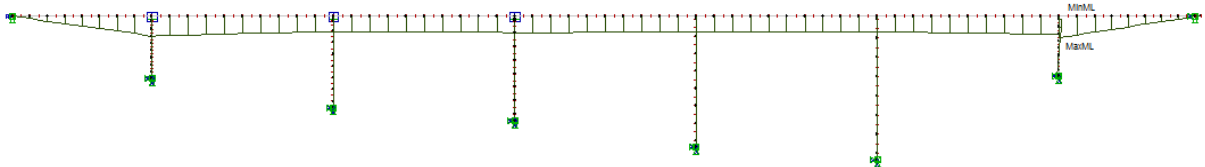
Temperatur

Det er lagt inn fire temperaturlaster: To for jevn temperaturandel og to for temperaturgradient. Velger å vise momentdiagrammet for et av hvert tilfelle:



Figur 27: Momentdiagram for jevn temperaturandel, kontraksjon

Figur 27 viser momentdiagrammet for jevnt fordelt temperaturandel, hvor brua er utsatt for en temperaturendring som fører til kontraksjon.



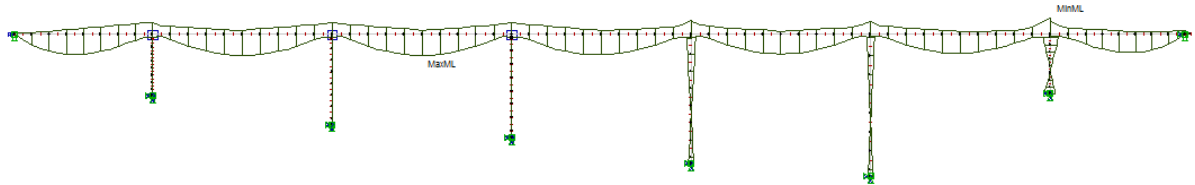
Figur 28: Momentdiagram for lineært varierende temperaturandel

Momentdiagrammet over, figur 28, er vist for vertikal lineært varierende temperaturandel hvor oversiden er varmere enn undersiden.

Trafikklast

Det er lagt inn fem trafikklaster i NovaFrame hvor programmet automatisk genererer tolv trafikklastkombinasjoner. På den måten finner NovaFrame ut hvor det er mest ugunstig å plassere trafikklasten.

Figur 29 viser momentforløpet til brua på grunn trafikklasten ved lastmodell 2. Mer om trafikklast ble beskrevet i *Kapittel 6 Verifikasjon av modell i NovaFrame*.



Figur 29: Momentdiagram for lastmodell 2

7.2 Oppsummering

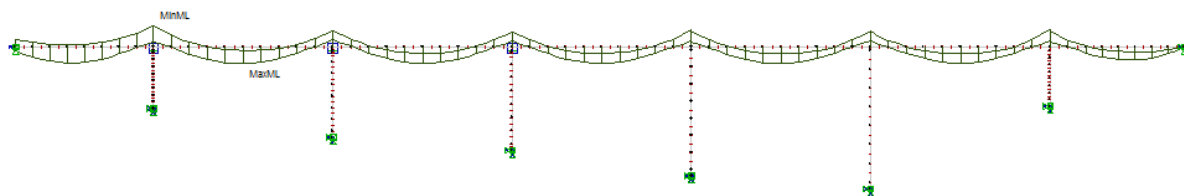
Ved å studere momentdiagrammene til de forskjellige lastvirkningene hver for seg får man et innblikk av helheten til brua. Momentforløpet ser ut til å stemme og brua kan beregnes på videre. Momentdiagrammet for egenvekt ble vist i avsnitt 6.3 *Verifikasjon av egenlast*.

8 Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Her vil det gis en oppsummering av resultatet fra modellen i bruddgrensetilstand. Verst opptredende snittkrefter skal kontrolleres. Kapasitetene regnes ut og modellen sjekkes for om den vil tåle belastningen. Brua kontrolleres opp mot kravene i *Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger .*

Avsnittene under viser moment og skjærkrefter i bruddgrensetilstand. De dimensjonerende kreftene kontrolleres i henhold til standarden. Å kontrollere kapasiteten vil si å påvise at brua er motstandsdyktig nok til å tåle påkjenningen fra ytre laster med hensyn til en bestemt lastvirkning. I denne oppgaven beregnes moment- og skjærkapasiteten til brua.

8.1 Moment i bruddgrensetilstand



Figur 30: Maksimalt støtte- og feltmoment

Lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand, med de tilhørende lastfaktorene, kombineres og de verst opptredende momenter blir dimensjonerende. Figur 30 viser hvor maksimal støtte- og feltmoment, MinML og MaxML, oppstår på brua.

8.1.1 Dimensjonering av feltmoment

Tabell 22 viser alle verdier av opptredende momenter fra aktuell lastkombinasjon med lastfaktor som gir maksimalt feltmoment. Feltmomentet gir strekk i steget og trykk i flensen.

Laster	Lastfaktor	Feltmoment [kNm]
Egenlast	1,2	11378
Tvangsmoment	1,1	2200
Svinn	1	0
Kryp	0	0
Temperaturgradient	0,84	3467
Temperatur, jevnt fordelt	0,294	11
Trafikklast	1,35	10208
Total		27263

Tabell 22: Bidrag til dimensjonerende feltmoment

Dimensjonerende feltmoment i bruddgrensetilstand er $M_{Ed} = 272623$ og tverrsnittet sjekkes for om det er nødvendig med slakkarmering i steget.

For å kunne regne ut momentkapasiteten, M_{Rd} , må faktoren for trykksonehøyden antas. Velger $\alpha = 0,4$, da dette er en anbefalt verdi å anta. Dette gir tverrsnittet tilstrekkelig duktilitet og armeringen flyter før betongen går til brudd.

Betongtrykksoneens momentkapasitet, M_{Rd} , uttrykkes ved tverrsnittets indre krefter:

$$M_{Rd} = T_c z$$

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

Hvor:

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1,0$$

Fullstendige beregninger av momentkapasitet finnes i *Vedlegg E Dimensjonering i bruddgrensetilstand*. Momentkapasiteten er beregnet til å være:

$$M_{Rd} = 74233 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Tverrsnittets trykksone er bare delvis utnyttet, og det er derfor tilstrekkelig med bare slakkarmering i strekksonen.

Nødvendig armering

Da trykksonen er delvis utnyttet, beregnes nødvendig strekkarmering fra momentlikevekt om trykkresultanten T_c . Momentet som slakkarmeringen tar opp er gitt ved:

$$M_{sl} = M_{Ed} - M_{sp}$$

Momentet fra spennarmeringa, $M_{sp} = 23061$ kNm, reduserer momentet til slakkarmeringa. Dette gir følgende moment som slakkarmering kan ta opp lik:

$$M_{sl} = 4201,6 \text{ kNm}$$

Nødvendig armeringsareal bestemt fra momentlikevekt blir:

$$A_{sl} = \frac{M_{sl}}{f_{yd}z_y}$$

$$A_{sl} = 11785 \text{ mm}^2$$

EC2-1-1; NA.9.2.1.1(1) krever at minimumsarmeringa i tverrsnittet skal være gitt ved formelen:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_w d_y, 0,0013b_w d_y\right)$$

$$A_{s,min} = 14109 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} > A_{sl}$$

Som vi ser er minimumsarmeringa større enn det beregningsmessig nødvendige armeringsarealet. Minimumsarmeringa, $A_{s,min}$, blir dimensjonerende og det velges armeringstenger, Ø20, i strekksonen. Rundet opp gir dette 50 armeringsstenger med senteravstand 150mm langs bredden av steget.

8.1.2 Dimensjonering av støttemoment

Tabell 23 viser alle verdier av opptredende momenter fra aktuell lastkombinasjon med lastfaktor som gir maksimal støttemoment, $M_{Ed} = -26784 \text{ kNm}$.

Laster	Lastfaktor	Støttemoment [kNm]
Egenlast	1,2	-20612
Tvangsmoment	0,9	2042
Svinn	0	0
Kryp	1	-3331
Temperaturgradient	0,84	2251
Temperatur, jevnt fordelt	0,294	-23
Trafikklast	1,35	-7110
Total		-26784

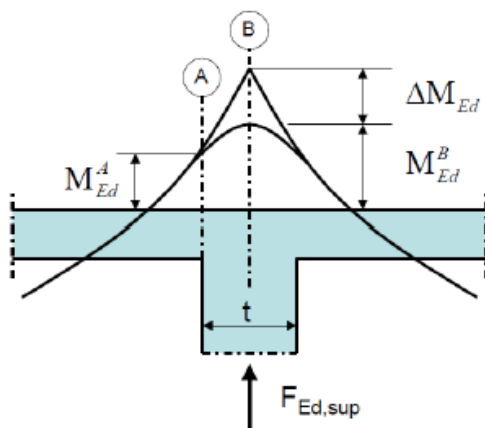
Tabell 23: Bidrag til dimensjonerende støttemoment

For akse 2-4, hvor bruplata er kontinuerlig forbundet med søyla, skal støttemomentet reduseres til momentet ved kanten av støtten. Punkt 5.3.2.2 (4) i EC2-1-1 sier følgende for dette tilfellet:

”Uavhengig av hvilken beregningsmetode som benyttes for en kontinuerlig bjelke eller plate over et opplegg som ikke gir rotasjonsmotstand, kan dimensjonerende støttemoment beregnet på grunnlag av en spennvidde lik avstanden mellom oppleggenes senter reduseres med verdien ΔM_{Ed} .”

Bruplata i akse 5-7 er monolittisk forbundet til søyla. Det vil si at forbindelsen mellom bruplata og søyla er stift og fra EC2:1-1; 5.3.2.2 (3) står det følgende:

”Dersom en bjelke eller plate er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det kritiske dimensjonerende momentet ved opplegget settes lik momentet ved kanten av opplegget. Dimensjonerende moment og reaksjonskrefter som overføres til opplegget (f.eks. søyle, vegg osv.) bør generelt forutsettes å være de største kreftene beregnet med eller uten omfordeling.”



Figur 31: Redusert dimensjonerende støttemoment

Figur 31 viser hva redusert moment blir over støtte ut ifra hva slags opplegg det er over søyla (17).

Som en kan se av figur 30, oppstår maksimal støttemoment i akse 2. Dimensjonerende støttemoment reduseres med verdien ΔM_{Ed} . Det reduserte momentet brukes til å regne ut nødvendig slakkarmering over støtten for brua.

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \frac{t}{8}$$

$$M_{Ed,Red} = M_{Ed} - \Delta M_{Ed}$$

$$M_{Ed,Red} = 33294kNm$$

Støttemomentet fører til at det oppstår strekk i flensen og deler av steget. Resten av steget er i trykk. Akkurat som for feltmomentet velges faktoren for trykksonehøyden, $\alpha = 0,4$. Uttrykket for momentkapasiteten er det samme, men i dette tilfellet er det bredden av steget som settes inn:

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

Dette gir en momentkapasitet på $M_{Rd} = 43303$ kNm. Trykksonens momentkapasitet er større enn det påførte momentet og trykksonen er delvis utnyttet.

Nødvendig armering

Akkurat som for feltmomentet er trykksonen over støtten delvis utnyttet og nødvendig armeringsareal beregnes på samme måte. Momentet som slakkarmeringen tar opp er gitt ved:

$$M_{sl} = M_{Ed} - M_{sp}$$

Momentet fra spennarmeringa, $M_{sp} = 24537$ kNm, gir følgende moment som slakkarmering kan ta opp:

$$M_{sl} = 8757 \text{ kNm}$$

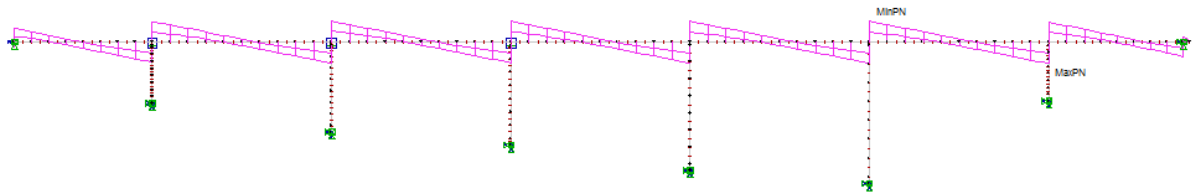
Nødvendig slakkarmeringsareal bestemmes fra momentlikevekt om trykkresultanten. Dette gir følgende nødvendig slakkarmering i tverrsnittet:

$$A_{sl} = 23204 \text{ mm}^2$$

Fra beregningene ser vi at minimumsarmeringa er større enn det beregningsmessig nødvendige armeringsarealet. Minimumsarmeringa, $A_{s,min}$, blir dimensjonerende og det velges armeringstenger, $\text{Ø}20$, i strekksonen. Dette gir 80 armeringsstenger med senteravstand 150 mm langs bredden, b , av flensen.

8.2 Dimensjonering av skjærkraft

Regler for beregning av skjærkapasiteter og skjærarmering er gitt i *EC2:1.1; 6.2*. Det kontrolleres for både strekkbrudd og trykkbrudd. Figur 32 viser skjærkraftdiagrammet i bruddgrensetilstand. Størst skjærkraft oppstår ved støtten i akse 7. Fullstendige beregninger av skjærkapasiteter finnes i *Vedlegg E Dimensjonering i bruddgrensetilstand*.



Figur 32: Skjærkraftdiagram

Tabell 24 viser bidragene til maksimal skjærkraft med tilhørende lastfaktorer.

Laster	Lastfaktor	Skjærkraft [kN]
Egenlast	1,2	4638
Tvangsmoment	0,9	42
Svinn	1	124
Kryp	1	7
Temperaturgradient	0,84	-12
Temperatur, jevnt fordelt	0,294	71
Trafikklast	1,35	2350
Total		7220

Tabell 24: Bidrag til dimensjonerende skjærkraft

I bruddgrensetilstand er skjærkrafta, $V_{Ed} = 7220$ kN. Akkurat som ved dimensjonering av støttemomentet, reduseres skjærkrafta på samme måte. Dimensjonerende skjærkraft blir:

$$V_{Ed,red} = 5996 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering

Når det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering blir formelen for skjærstrekkkapasitet:

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

σ_{cp} er trykkspenningen i tverrsnittet etter kraftspenningstap. Minsteverdien for skjærstrekkkapasiteten som er knyttet til hovedtrekkbrudd er gitt ved:

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

Beregningen som er utført gir skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rd,c} = 5360 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed,red}$$

Skjærstrekkkapasiteten er mindre enn dimensjonerende skjærkraft og det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

Skjærstrekkkapasitet med skjærarmering

Ved beregning forutsettes det at hele skjærkrafta tas opp av skjærarmeringa. Det velges å beregne med vinkel, $\theta = 45^\circ$, da dette gir minste skjærarmering. Formelen som brukes gjelder for konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmering. Utrykket er følgende:

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

Dette gir nødvendig armeringsareal per lengdeenhet:

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

$$\frac{A_{sw}}{s} = 6.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

I følge EC2-1-1; NA. 9.2.2(5) kreves det et minimum skjærarmeringsforhold, $\rho_{w,min}$.

Skjærarmeringsforholdet ganget med bredden, b_w , er definert som:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \times b_w = 0,1 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 9,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} > \frac{A_{sw}}{s}$$

Beregnet skjærarmeringsareal tilfredsstillende ikke minimumskravet. Minimumskravet blir derfor dimensjonerende. Det velges armeringsbøyler, Ø20 som gir senteravstand 67mm.

Krav til maksimal senteravstand er gitt ved:

$$s_{l,max} = 0,6h'(1 + \cot\alpha)$$

$$s_{l,max} = 1086mm$$

Beregnet senteravstand er mindre enn maksimal senteravstand mellom skjærarmeringsenhetene.

Skjærtrykkapasitet

Tverrsnittet kontrolleres for trykkbrudd. Det er sjelden at skjærkrafta, V_{Ed} , overskrider trykkapasiteten. Betong er et materiale som tåler mye trykk i forhold til strekk. For konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmering er skjærtrykkapasiteten gitt ved:

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

$$V_{Rd,max} = 34672 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \gg V_{Ed}$$

Som vi ser er skjærtrykkapasiteten betraktelig større enn dimensjonerende skjærkraft og tverrsnittet oppfyller derfor kravet med hensyn til skjærtrykk.

8.3 Oppsummering

En kort oppsummering av hovedpunktene finnes i tabell 25 og 26. Her vises dimensjonerende krefter, kapasiteter og nødvendig armering i tverrsnittet. Selv om det beregningsmessig ikke var behov for trykkarmering vil det i virkeligheten være naturlig å legge inn minimum armeringsareal i tverrsnittet hvor det er trykk.

	Påkjent kraft	Kapasitet
Feltmoment	27263 kNm	75233 kNm
Støttemoment	-26784 kNm	43303 kNm
Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering	5996 kN	4344 kN
Skjærtrykkkapasitet	7220 kN	34672 kN

Tabell 25: Dimensjonerende krefter og kapasiteter

Type armering	Minimum armeringsareal [mm²]	Valgt armering
Lengdearmering i felt, underkant	14109	50Ø20s150
Lengdearmering ved støtte, overkant	24186	80Ø20s150
Skjærarmering	5996 kN	4344 kN
Skjærtrykkkapasitet	7220 kN	34672 kN

Tabell 26: Minimum armeringsareal og valgt armering

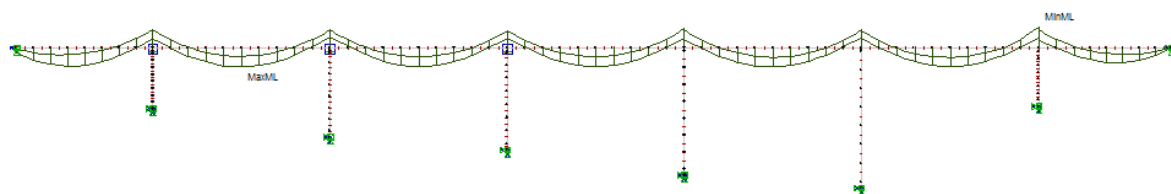
9 Dimensjonering i bruksgrensetilstand

Her vil det gis en oppsummering av resultatet av modellen i bruksgrensetilstand fra NovaFrame. For å sikre konstruksjonens bestandighet er det aktuelt å se på rissutvikling og deformasjon på brua. Det sjekkes om brua tilfredsstillende kravene knyttet til dens formål og bruk. Dimensjonering i bruksgrensetilstand er utført i henhold til *EC2-1-1*. Kontrollene som utføres er:

- Spenningsbegrensing
- Rissviddebegrensing

Det er normalt å kontrollere for nedbøyningsbegrensing, men dette er sett bort ifra i denne oppgaven. Minimumsarmering er beregnet i felt og over støtte med rissviddebegrensing. Fullstendig beregninger finnes i *Vedlegg F Dimensjonering i bruksgrensetilstand*.

9.1 Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand



Figur 33: Dimensjonerende momentdiagram

Figur 33 viser momentdiagrammet for karakteristisk lastkombinasjon. Som man ser, oppstår størst feltmoment mellom akse 2 og 3, element 113 og størst støttemoment i akse 7, element 158. En oversikt over bidragene til maksimalt felt- og støttemoment for karakteristisk lastkombinasjon er summert opp i tabell 27:

Laster	Lastfaktor	Støttemoment [kNm]	Lastfaktor	Feltmoment [kNm]
Egenlast	1	-16240	1	9482
Tvangsmoment	1	1002	1	2000
Svinn	0	0	0	0
Kryp	1	-895	0	0
Temperaturgradient	0,525	2039	0,7	2889
Temperatur, jevnt fordelt	0,7	-1386	0,245	8,7
Trafikklast	1	-6366	1	7561
Total		-21849		21940

Tabell 27: Bidrag til dimensjonerende støtte- og feltmoment

Ved å analysere alle lastkombinasjonene i NovaFrame kan det kort oppsummeres at dimensjonerende momenter i ofte forekommende og tilnærmet permanent lastkombinasjon gir lavere verdier. Resultatet fra karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon er brukt ved kontroll av spennings- og rissviddebegrensning.

9.2 Spenningsbegrensning

Spenningsberegningene har blitt beregnet for urisset betong, stadium I og opprisset betong, stadium II. Alle håndberegninger som er utført for karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon vises i *Vedlegg F Dimensjonering i bruksgrensetilstand*. Tverrsnittet kontrolleres for strekk- og trykkspenning ved stadium I, og trykk- og armeringsspenning ved stadium II. Under velges det å oppsummere spenninger ved størst moment i tverrsnittet.

9.2.1 Urisset tilstand, stadium I

Karakteristisk lastkombinasjon

I stedet for å beregne med transformert tverrsnitt, forenkles beregningen ved å bruke betongtverrsnittet da dette er konservativt. Dimensjonerende moment og aksialkraft i feltet er følgende:

$$M_{Ed} = 21940 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 17446 \text{ kN}$$

Ved håndberegninger gir dette strekkspenning i underkant:

$$\sigma_{UK} = 6,8 \text{ MP}$$

Kravene for strekkspenning i henhold til standarden er:

$$\sigma_{ct} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{UK} > \sigma_{ct}$$

Strekkspenningen overskrider kravet og stadium II må også kontrolleres.

Trykkspenning i overkant av tverrsnittet må også kontrolleres og er beregnet:

$$\sigma_{OK} = 12,8 \text{ MPa}$$

Spenningsbegrensning for karakteristisk last er gitt til å være:

$$\sigma_{trykk.karakteristisk} = k_1 f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{OK} < \sigma_{trykk.karakteristisk}$$

Spenningen i overkant av tverrsnittet tilfredsstillers kravet og det er ikke nødvendig å sjekke tverrsnittet i opprisset tilstand med hensyn til trykk.

Tilnærmet permanente laster

For tilnærmet permanent lastkombinasjon er kreftene størst over støtten. Belastning over støtte gir strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet. Dimensjonerende moment og aksialkraft er følgende:

$$M_{Ed} = 18209 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 17446 \text{ kN}$$

Beregningene gir spenning i overkant av tverrsnittet til å være:

$$\sigma_{OK} = 6,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{UK} > \sigma_{ct}$$

Strekkspenningen er mindre enn kravet og tverrsnittet vil risse. Det er nødvendig å kontrollere tverrsnittet i opprisset tilstand, stadium II. Videre viser beregningene at trykkspenningen i tverrsnittet blir:

$$\sigma_{UK} = 12,8 \text{ MPa}$$

Spenningsbegrensning for tilnærmet permanente laster er gitt til å være:

$$\sigma_{trykk.tilnærmet perm.} = k_2 f_{ck} = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{UK} < \sigma_{trykk.tilnærmet perm.}$$

Som vi ser, er trykkspenningen mindre enn grenseverdien og lineær kryptøyning kan antas. Da strekkspenningene overskrider spenningsbegrensningene, må opprisset tilstand, stadium II, kontrolleres.

9.2.2 Opprisset tilstand, stadium II

I opprisset betong, hvor vi har et spennarmert tverrsnitt, vil bøyestivheten endre seg med momentet. Bøyestivheten bestemmes ved å beregne trykksonens og armeringens bidrag til arealtreghetsmomentet. Spenningsberegning ved opprisset betong har følgende forutsetninger:

- Navier/Bernoullis hypotese er gyldig
- Betong i trykk og stål er lineært elastiske
- Det antas at betong ikke har strekkfasthet

Det benyttes en grafisk metode for å finne betongspenningen, σ_c , og α -verdien. Skjæringspunktet mellom aksial- og momentlikevektslikningen gir løsningen for begge verdier. Det beregnes med de samme kreftene som for urisset betong, stadium I. Ved opprisset tilstand kontrolleres spenningen i betong og armering.

Karakteristisk lastkombinasjon

Ved avlesning av graf får vi at betongspenningen i feltet blir:

$$\sigma_c = 19MPa$$

$$\sigma_{trykk.karakteristisk} = k_1 f_{ck} = 27MP$$

$$\sigma_c < \sigma_{trykk.karakteristisk}$$

Betongspenningen overskrider ikke kritisk verdi og riss i lengderetning kan sees bort ifra.

Armeringspenningen beregnes etter følgende formel:

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

Utregnet spenning i armeringen ble:

$$\sigma_s = 507MPa$$

Kritisk verdi som fører til opprissing er gitt fra standarden til å være:

$$\sigma_{s.kritisk} = k_3 f_{yk} = 400 \text{MPa}$$

Armeringspenningen overskrider kritisk verdi og betongen vil kunne risse. Opprissing og deformasjon kan ikke utelukkes.

Tilnærmet permanente laster

For tilnærmet permanent lastkombinasjon blir betongspenningen:

$$\sigma_c = 17,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{trykk.tilnærmet perm.}} = k_1 f_{ck} = 27 \text{MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{\text{trykk.tilnærmet perm.}}$$

Betongspenningen er mindre enn kritisk verdi for tilnærmet permanent lastkombinasjon.

9.3 Rissviddebegrensning

For at bruas funksjon og bestandighet ikke skal reduseres, må opprissingen begrenses. Opprissing er vanlig i armerte betongkonstruksjoner som utsettes for bøyning, skjær, torsjon eller strekk, som et resultat av belastning på brua.

Beregning av rissvidde gjøres etter formlene gitt i *EC2-1-1*. Grenseverdiene, w_{\max} , gitt i tabell *NA.7.1N* avhenger av konstruksjonens miljømessige eksponeringsbetingelser. Bruas eksponeringsklasse er antatt til å være XC3 i underkant, hvor miljøet er utsatt for moderat fuktighet. Overkant har eksponeringsklasse XD1, hvor brua utsettes for moderat fuktighet og luftbårne klorider i betongoverflaten. Begge eksponeringsklassene har grenseverdier gitt ved tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Beregning av rissvidde ved tilnærmet permanent lastkombinasjon

Rissvidden, w_k , beregnes for over støtte og i feltet og er gitt ved uttrykket:

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

$s_{r,max}$ er største rissavstand og $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ er differansen mellom midlere tøyning i armeringen og betongen.

Differansen kan beregnes fra formelen:

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

Hvor:

- σ_s er spenningen i strekkarmeringen, forutsatt at det er et opprisset tverrsnitt
- α_e er forholdet mellom E_s/E_{cm}
- $\rho_{p,eff}$ er forholdet mellom armering og effektivt areal av betongtrekksonen
- k_t er en faktor som avhenger av lastens varighet. I dette tilfelle er det snakk om langvarig last og verdien blir derfor 0.4

All beregning vises i *Vedlegg F Dimensjonering i bruksgrensetilstand*, mens de viktigste verdiene ved beregning av rissvidde fremlegges her.

For både over- og underkant er grenseverdien, w_{max} , gitt ved:

$$w_{max} = 0,3k_c$$

Grenseverdiene w_{max} er gitt med faktoren k_c som tar hensyn til virkningen av større overdekning enn kravene til $c_{min,dur}$. Faktoren k_c bestemmes av uttrykket:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Tabell 28 viser hva faktoren blir for over- og underkant av tverrsnittet.

	c_{nom}	$c_{min,dur}$	k_c
Overkant, OK	50	35	1,43
Underkant, UK	75	50	1,5

Tabell 28: Faktor k_c med hensyn på virkning av overdekning

Beregning av rissviddene, w_k og grenseverdiene w_{max} er oppsummert i tabell 29.

	w_k [mm]	w_{max} [mm]
Over støtte	0,62	0,43
I felt	0,79	0,45

Tabell 29: Risviddebegrensning

Som vi ser fra tabell 29, overskrider de beregnede rissviddene grenseverdiene og det kreves derfor minste armeringsmengde med heft for å begrense opprissingen der det kan oppstå strekk.

9.3.1 Minimumsarmering ved rissviddebegrensning

Gulliksrud bru trenger armering med hensyn til begrensning av rissvidden. Minimumsarmeringen bestemmes etter uttrykket:

$$A_{s,min} = A_{ct} k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s}$$

Hvor:

- A_{ct} er betongarealet i strekksonen
- σ_s er absoluttverdien av den største tillatte spenningen i armeringen rett etter at risset er dannet
- $f_{ct,eff}$ er middelverdien av betongens strekkfasthet på det tidspunktet det kan forventes at riss oppstår
- k er en koeffisient som tar hensyn til at spenningsfordelingen er ujevn i tverrsnittet. Høyde på steget er større enn 800mm og bredden på flensen er større en 800mm, så koeffisienten blir 0.65
- k_c er også en koeffisient, men tar hensyn til spenningsfordelingen innenfor tverrsnittet rett før opprissing og til endring i den indre momentarmen

For T-tverrsnitt som Gulliksrud bru bestemmes armeringsarealet henholdsvis for hver del av tverrsnittet, altså steg og flens.

Minimumsarmering ved støtte

Ved beregning av minimumsarmering over støtta vil deler av steget og flensen være i strekksonen. Beregningen er forenklet og halve steget antas å være i strekk. For dette tverrsnittet, som består av en kombinasjon av bøyning og aksialkraft, bestemmes koeffisienten k_c etter hvilken tverrsnittsdel det beregnes på.

For steg i T-tverrsnitt gjelder formelen:

$$k_c = \min \left(0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right], 1 \right)$$

Mens for flenser i T-tverrsnitt er uttrykket:

$$k_c = \min \left(0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}}, 0,5 \right)$$

Hvor:

- σ_c er betongens middelspenning for den betraktede delen av tverrsnittet
- k_1 er en koeffisient som tar hensyn til spenningsfordelingen ved virkningen av aksialkreftene
- F_{cr} er absoluttverdien av strekkraften i flensstverrsnittet rett før opprissing på grunn av rissmoment

Dette gir minimumsarmering over støtte til å bli:

$$A_{s,min,stege} = 5304mm^2$$

$$A_{s,min,flens} = 10739mm^2$$

Totalt blir minste armeringsmengde i strekksonene over støtten:

$$A_{s,min,total} = 16043mm^2$$

Armeringsarealet i flensen er dobbelt så stort som i steget. Dette virker rimelig da hele flensen er i et kritisk område med tanke på strekkbelastning. Som vi kan se er den beregnende armeringsmengden ved støtten mindre enn det som ble beregnet i bruddgrensetilstand. Slakkarmering fra bruddgrensetilstand, $24186mm^2$, blir fortsatt dimensjonerende.

Minimumsarmering i felt

I felt er strekksonen i underkant av tverrsnittet. Deler av steget er i strekk, men her forenkles beregningene og hele steget antas å være i strekk. Det er derfor kun nødvendig å regne ut minimumsarmering i steget. Ved å benytte de samme formlene som over blir minimumsarmeringsmengde i flensen:

$$A_{s,min,stege} = 10722mm^2$$

Minste armeringsmengde som ble beregnet i bruddgrensetilstand er større enn armeringsarealet over. Beregningsmessig behov for slakkarmering beregnet i bruddgrensetilstand blir derfor dimensjonerende hvor armeringsmengden er $14109mm^2$.

9.4 Oppsummering

Resultatet viser at det er beregningsmessig behov for armering, men armeringsmengdene var mindre enn slakkarmeringen beregnet i bruddgrensetilstand. Tabell 30 oppsummerer felt- og støttemoment i bruksgrensetilstand, spennings- og rissviddeberegningene som har blitt utført.

Lastkombinasjon		Feltmoment [kNm]	Støttemoment [kNm]
Karakteristisk		21940	-21849
Ofte forekommende		16711	-19493
Tilnærmet permanent		12993	-18209
Spenningsbegrensning, urisset		Beregnet [MPa]	Kapasitet [MPa]
Karakteristisk	Strekk	6,2	3,8
	Trykk	12,2	27
Tilnærmet permanent	Strekk	6,4	3,8
	Trykk	8,9	20,3
Spenningsbegrensning, opprisset		Beregnet	Kapasitet
Karakteristisk	Trykk	19	27
	Armering	507,1	400
Tilnærmet permanent	Trykk	17,5	27
	Armering	401	400
Rissviddebegrensning		Beregnet [mm]	Kritisk verdi [mm]
Rissvidde over støtte		0,62	0,43
Rissvide i felt		0,79	0,45

Tabell 30: Oppsummering av bruksgrensetilstand

10 Karbonfiberforsterkning av betongkonstruksjoner

Betong er, som tidligere nevnt, et byggemateriale med god bestandighet, men en svakhet er at materialet er dårlig på å ta opp strekkrefter. Derfor er det normalt å kompensere for dette ved å legge inn armeringsjern i strekksonen. I de siste årene har det vært en stor utvikling av materialer og metoder for å forsterke en konstruksjon ytterligere. En av metodene går ut på å bruke fiberarmert polymerkompositter. Dette skal være et lovende materiale ifølge konstruktørene, og er allerede godt anvendt flere i land. I Norge er komposittmaterialer i konstruksjoner fortsatt lite brukt i forhold til Sverige og Danmark, hvor utbredelsen allerede er stor.

Som vi vet, holder ingen konstruksjoner evig. Dette trenger ikke nødvendigvis være slitasje eller skader på konstruksjonen. Det kan komme av endringer i forskriftene hvor det stilles nye belastningskrav eller bruksområde. Derfor er det nødvendig med visse forsterkningstiltak. Dagens komposittmaterialer kommer vanligst i form av karbonfiber, glassfiber eller aramidfiber, som er en utenpåliggende armering på en konstruksjon. I dette kapitlet vil det fokuseres mer på komposittmateriale av karbonfiber. Kapitlet starter med bakgrunnsteori om hvordan komposittene er bygd opp, før det fokuseres på karbonfiber og hvordan det anvendes. Til slutt oppsummeres det kort om beregning av moment- og skjærkapasitet, og bruksgrense med karbonfiberforsterkning.

10.1 Bakgrunnsteori

Her gjennomgås oppbygging av materialet og hvordan det oppfører seg. Dette er for å kunne forstå materialets egenskaper når man skal benytte seg av det. Kildene som er brukt i dette delkapitlet kommer hovedsakelig fra en tidligere masteroppgave; *Karbonfiberforsterkning av betongkonstruksjoner* av Jon Vetlesen i 2009 (18). Vetlesen har i sin masteroppgave referert til flere kilder som vil bli oppgitt i teksten under.

10.1.1 Polymerer

En polymer er et materiale hvor forbindelsen består av flere kjedeformede molekyler. Polymeren er bygd opp av repeterende enheter med kovalente bindinger som holder strukturen sammen. Disse bindingen er sterkere enn metallbindinger og er derfor vanskelig å bryte. Karbonatomer er hovedgruppen i de fleste polymerkjedene med som oftest hydrogen, nitrogen eller oksygen som sidegrupper. Homopolymerer som er bygd opp av samme molekyler har gjerne områder med krystallinitet hvor det dannes krystallinske lameller.

Krystallinitet er en betegnelse på polymerens form, som kan ligne på en spiralformet oppkveiling, og oppstår hos homopolymerer ved nedkjøling over lang tid. Krystallinitet har

mye å si for egenskapene. For å få et bestandig materiale ønsker man høy krystallinitet i polymeren, og, hvis den også er smeltbar, gir dette bedre diffusjonstetthet og et mindre smelteintervall. Krystallinske polymerere er ugjennomsiktige, altså opake. Som vi ser bestemmer polymerens kjemiske struktur materialets egenskaper og hvordan det ser ut (19, 20).

10.1.2 Polymerenes egenskaper

Egenskapene til polymerer avhenger som sagt av struktur, som igjen avhenger av kjemisk sammensetning, hvilke form det har og bearbeidingsprosesser. Tabell 31 viser typiske materialeegenskaper for polymerer.

Elastisitetsmodul	Strekkfasthet	Densitet
< 4 GPa	100-100 MPa	800-2000 kg/m ³

Tabell 31: Materialeegenskaper for polymerer

Densitet, strekkfasthet og elastisitetsmodul har lave verdier, men dette kan økes ved å tilsette fyllstoffer og partikler i fast form.

Termiske egenskaper

De termiske egenskapene påvirkes av mengden krystallinitet. Det krystallinske smeltepunktet, T_m , viser forholdet mellom smelteentalpien og er en viktig parameter. Materialer med krystallinitet over 50% kan brukes over T_g , glassomvandlingstemperaturen, mens materialer med krystallinitet mellom 80-90 % kan brukes i temperatur opp mot T_m , smeltepunktet. Polymerer kan begynne å forvitne når det utsettes for UVA- stråling og oksidere når det reagerer med oksygen. Materialets evne til å motstå oksidasjon og forvitring økes ved å tilføre stabilisatorer. Dette kan for eksempel være pigmenter som fungerer som beskyttelse mot UV-stråling.

Mekaniske egenskaper

Mekaniske egenskaper kan defineres av stivhet, styrke og slagseighet. Materialets styrke består av kort-og langtidsstyrke, statisk og dynamisk styrke samt slagstyrke. Krystallinitet øker materialets flytestyrke og stivhet, men kan medføre redusert slagseighet, også kalt tøffhet. Ved å tilføre fyllstoffer som kalkmel, kan polymererne bli mer bestandig og slitasjemotstanden økes.

Kjemiske egenskaper

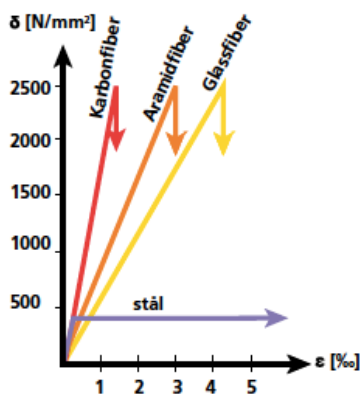
De viktigste kjemiske egenskapene til polymerene er løselighet, permeabilitet og kjemikalieresistens. Løseligheten som påvirker permeabiliteten, påvirkes av bindingene i materialet. Polymerere kan kun løses opp av løsemidler med samme kjemiske struktur. Løselighet kan føre til spenningsprekkdannelse rundt polymerens overflate.

10.2 Kompositter

Kompositter er et materiale som består av to eller flere fysiske forskjellige faser, noe som betyr at det er heterogent. Hver fase bidrar til komposittmaterialets egenskaper og felles for alle er at det består av armering innbakt i en matrise. I komposittet fungerer fibre som armering, mens matrisen hjelper med å binde fibre sammen. Fibrene kan være lange og kontinuerlige, diskontinuerlige og vevde eller sammensatt av partikler, mens matrisen ofte er en herdeplast som gir kontinuerlig overflate og beskytter mot ytre påkjenninger.

Bruken av kompositter fører til vektbesparelse, økt levetid, korrosjonsbestandighet og formfrihet. Kompositter kan skreddersys etter ønsket formål. Materialer med disse egenskapene fører blant annet til energisparing, kostnadsreduksjon og beskyttelse av miljøet, i tillegg til å redusere bruken av råmaterialer.

Kompositter ble utviklet allerede på 1950-tallet og er godt brukt i flere land. Glassfiber eller aramidfiber er fortsatt veldig nytt og moderne, mens karbonfiber har vært i bruk lenge.



Figur 34: Diagram over stivhet for karbon-, aramid og glassfiber

Figur 34 viser et diagram med egenskapene til de tre mest brukte komposittene i forhold til stål. Karbonfiber har høyest stivhet, men både glass- og aramidfiber har større forlengelse ved brudd (21).

Tabell 32 viser typisk stivhetsmodul og strekkfasthet for karbonfiber, glass- og aramidfiber, sammenlignet med vanlig armeringsstål. Som vi ser har komposittene mye høyere strekkfasthet enn stål og er derfor godt egnet som armering.

Fibertype	Stivhetsmodul [MPa]	Strekkfasthet [MPa]
Karbonfiber	240 000-650 000	2 500-4 000
Aramidfiber	125 000	3 000-4 000
Glassfiber	65 000-70 000	1 700-3 000
Armeringsstål	210 000	550 000

Tabell 32: Stivhetsmodul og strekkfasthet

10.3 Karbonfiber

Karbonfiber er mye brukt i forhold til andre fibrer ved forsterkning av bygningskonstruksjoner. Karboninnholdet i fiberen kommer av tilført varme i produksjonsprosessen, der høyere varme gir økt kvalitet på fibrene. Valg av hvilke behandlingsprosesser bestemmer karboninnholdet. For å øke karboninnholdet opp mot 99 % må materialet i tillegg til stabilisering og forkulling varmes opp mot 2000 °C i en nitrogenatmosfære for å kunne fjerne fremmedlegemer og en siste behandling som heter grafittisering. Her utsettes materialet for en temperatur på 2500 °C og resultatet er økt strekkfast, som er en viktig egenskap.

Utmatningsstyrken i fibrene er meget god og materialet har lav termisk utvidelseskoeffisient, noe som gjør at det kan brukes i høy temperatur og under store temperaturvariasjoner. I tillegg har karbonfiber god korrosjons- og oksidasjonsmotstand ved høy temperatur, og verken svake syrer eller baser i romtemperatur, forurensning, fuktighet og løsemidler utgjør en stor fare for materialet.

10.4 Matrisematerialer

Matrisematerialene påvirker mange av komposittenes egenskaper. Matrisen holder fibrene sammenbundet, beskytter mot påkjenner og ytre skader, samt overfører og omfordeler kreftene mellom fibrene. Dersom noen av fibrene går til brudd, overfører matrisen kreftene til andre nærliggende fibrer.

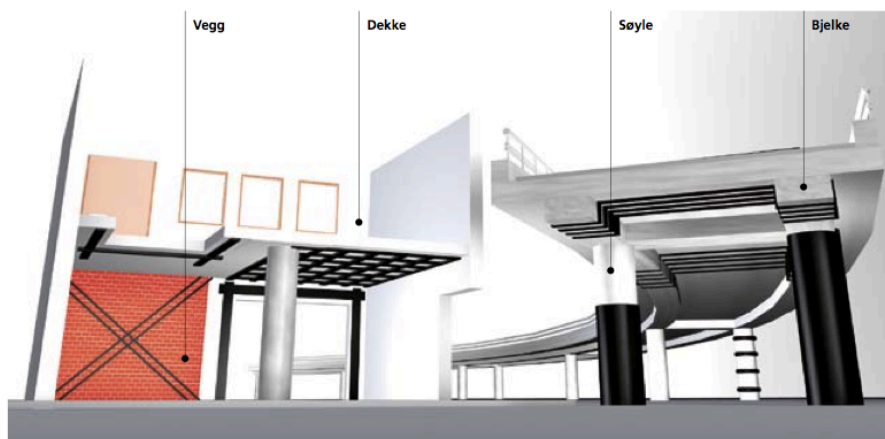
Det er mest vanlig å bruke polymere herdeplaster i kombinasjon med høykvalitetsfiber. Termoplast kan også benyttes, men herdeplasten er økonomisk og bruksmessig bedre. Til forsterkning av bygninger brukes det primært herdeplast.

10.5 Forsterkningsmetoder

Bruken av fiberkompositter i bergindustrien byr på mange muligheter og løsninger. Det finnes mange metoder for forsterkning av konstruksjoner. Her velges det å fokusere på metoden der karbonfibrene, i form av laminater, limes på betongen.

10.5.1 Laminater

Laminater av karbonfiberarmerte polymerer, CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer), er prefabrikkerte kompositter som består av karbonfiber, innstøpt i polymermatriser. Bruken av laminater er godt egnet for overflater som søyler, vegger og dekker.



Figur 35: Eksempel på bruksområde

Figur 35 viser at laminater av karbonfiber dekker et bredt bruksområde. Det meste er mulig å gjennomføre med laminater, da de er lette å håndtere.

Laminatene kommer i forskjellige lengder og kan lett kappes til ønskede lengder. Det kan velges mellom tre ulike stivheter: lav, medium og høy. Tykkelsen på laminatene ligger normalt mellom 1.0- 2.0 mm og bredden er på cirka 50-150 mm.

Laminatene påføres aktuelle områder på konstruksjonen med lim imellom. I tillegg brukes det normalt en primer som skal øke heften mellom laminatet og betongoverflaten. Limet må være klebrig flytende og tregt med en tykkelse på 1.0-2.0 mm, men ikke renne utover påføringsområdet. Limet påføres laminatet, men kan i noen tilfeller også påføres betongen for å hindre at det dannes hulrom under laminatet. Det er viktig å sikre uniform kontakt mellom lim og laminatet. Dette gjøres ved å påføre trykk med en gummirulle.

Limes som brukes mellom konstruksjon og laminatene er epoksyylim. Epoksyylim fremstilles ved å blande harpiks, en tyktflytende væske som er fremstilt syntetisk med en herder. Limets mekaniske egenskaper bestemmes av hvilke herder som benyttes. Epoksy er svært utbredt i byggebransjen, men har også sine ulemper for helsen (22).

Laminatene monteres med en viss senteravstand på betongoverflaten. Laminatene består av to eller flere lag hvor to av dimensjonene er vesentlig større enn den tredje.



Figur 36: Laminater påført en søyle

Figur 36 viser en søyle på Langset bru, Minnesund, som er blitt forsterket med laminater. Materialet er visuelt og har en tendens til å ødelegge det estetiske med en konstruksjon. For at materialet skal bli mindre synlig kan laminatene slisses inn i betongen eller det kan males over med en spesiell maling.

Det er mange fordeler med å bruke laminater. I forhold til for eksempel stålplater, har ikke laminater behov for skjøteplater eller innfesting med bolter. Materialet har lav egenvekt og er derfor lett å frakte og forme etter ønskede lengder og bredder. Påføring av laminatene tar relativt kort tid og metoden er forholdsvis enkel.

10.6 Dimensjonering i bruddgrensetilstand

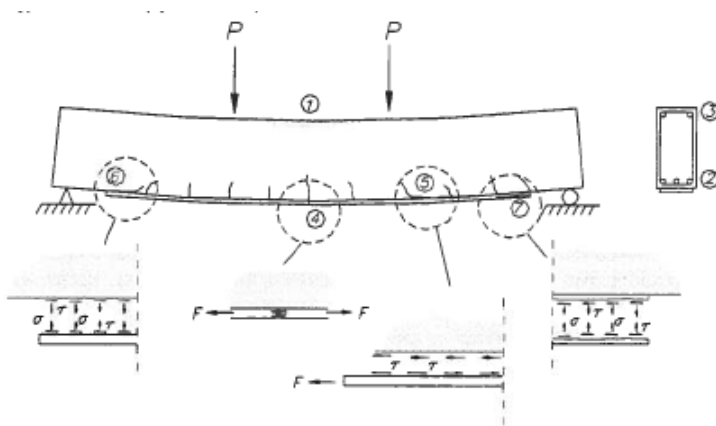
Brubjelker kan bli utsatt for store påkjenninger i form av for eksempel nyttelast. I de fleste tilfeller er det aktuelt å forsterke en konstruksjon ved å øke tverrsnittets bøyemoment og skjærkraft.

10.6.1 Dimensjonering for forsterkning med hensyn til bøyemoment

Momentforsterkning, som skjer når laminatene limes på strekksiden av konstruksjonen, er fortsatt de samme forutsetningene som ved beregning av momentkapasitet med kun slakk- og spennarmering. Forskjellen er at vi får et ekstra bidrag som vil øke momentkapasiteten.

Her velges det å se på et rektangulært tverrsnitt med både armering i over- og underkant. Karbonfiberarmering i form av laminater limes på undersiden.

Med karbonfiberforsterkning forutsettes det at strekkarmering oppnår flytegrense. Det finnes mange bruddtyper ut ifra hva som antas. Her fokuseres det på to av dem: Brudd i laminatet ved flytning i trykkarmeringen og brudd i laminatet, men trykkarmeringen har ikke nådd flytegrense. Siste bruddtypen er mest vanlig å anta ved beregning (22).

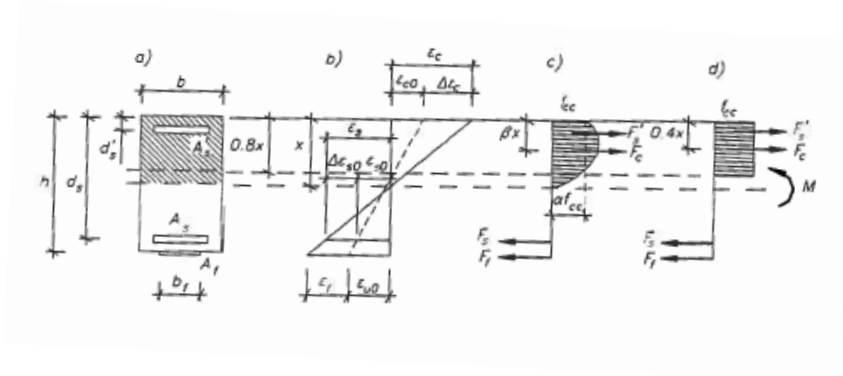


Figur 37: Mulige bruddtyper

Figur 37 er litt utydelig, men illustrerer mulige bruddtyper ved en forsterket bjelke. De ulike bruddtypene er:

1. Brudd i trykksonen og betongen knuses
2. Flytning i strekkarmeringen
3. Flytning i trykkarmeringen
4. Strekkbrudd i laminatet
5. Forankringsbrudd hvor limet går til brudd før laminatet
6. Brudd i laminatets kortende mot betongen
7. Delvis brudd i laminatet. Kun noen av laminatets lag går til brudd

Bruddtype 1, 4, 6 og 7 er sprø brudd hvor bruddet skjer uten noen form for forvarsel. Resterende er seige brudd, som vil si at konstruksjonen får store deformasjoner før bruddet inntreffer.



Figur 38: Spennings- og tøyningsdiagram

Figur 38 viser hvordan spennings- og tøyningsdiagrammet ser ut for et forsterket rektangulært tverrsnitt.

Momentkapasitet regnes ut etter hvilken bruddtype som antas.

Brudd i laminatet med flytning i trykkarmering:

$$M = A'_s f'_y (\beta x - d_s') + A_s f_y (d_s - \beta x) + \varepsilon_{fu} E_f A_f (h - \beta x)$$

Uttrykket over viser momentlikevekt om punktet hvor resultanten til betongtrykkraften virker. Bidragene kommer derfor fra krafta i slakkarmeringen i over- og underkant og strekkarmeringen i forsterkningen i underkant.

Betongtrykksonehøyden, x , kan løses ved aksiell likevekt. Uttrykket blir følgende:

$$\alpha f_{ck} b x + A'_s f'_y = A_s f_y + \varepsilon_{fu} E_f A_f$$

$$x = \frac{A_s f_y + \varepsilon_{fu} E_f A_f - A'_s f'_y}{\alpha f_{ck} b}$$

Brudd i laminatet, men trykkarmeringen har ikke nådd flytegrense.

Trykkarmeringen flyter ikke før betongen knuses. Armeringsmengden i tverrsnittet er relativt stor.

$$M = + \frac{x - d_s'}{h - x} (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_u) A'_s E_s (\beta x - d_s') + A_s f_y (d_s - \beta x) + \varepsilon_{fu} E_f A_f (h - \beta x)$$

Betongtrykksonen, x , løses også ved aksiell likevekt:

$$\alpha f_{ck} b x + \frac{x - d_s'}{h - x} (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{u0}) A'_s E_s = A_s f_y + \varepsilon_{fu} E_f A_f$$

Trykksonehøyden kan løses ved andregradsligning. Andregradsligningen blir følgende:

$$C_1 x^2 + C_2 x + C_3$$

Hvor:

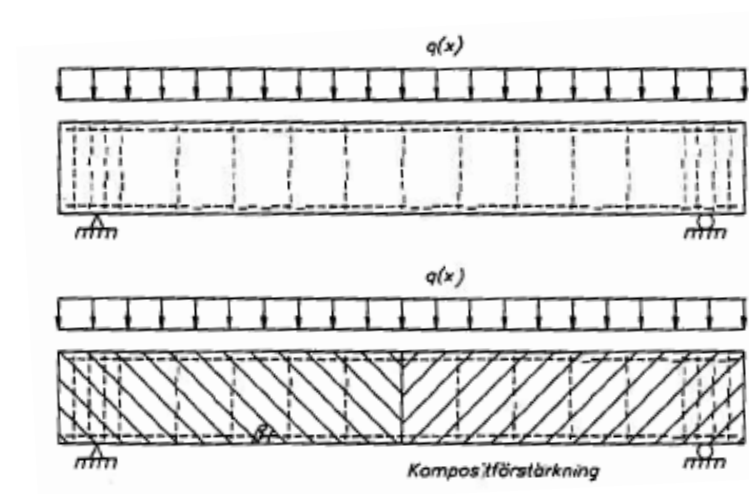
$$C_1 = \alpha f_{ck} b$$

$$C_2 = -\alpha f_{ck} b h - (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{u0}) A'_s E_s - A_s f_y - \varepsilon_{fu} E_f A_f$$

$$C_3 = (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{u0}) A'_s E_s d_s' + (A_s f_y + \varepsilon_{fu} E_f A_f) h$$

10.6.2 Dimensjonering med hensyn til skjærkraft

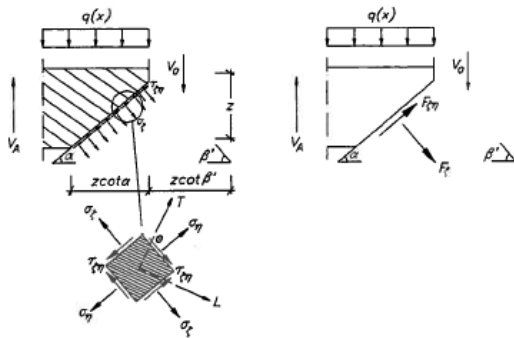
Her studerer vi fortsatt et rektangulært tverrsnitt som er forsterket med fiberarmering for å kunne tåle større belastninger med hensyn på skjærkrefter.



Figur 39: Før og etter påført fiberforsterkning

Figur 39 viser hvordan bjelkesystemet ser ut før og etter påført fiberforsterkning. De skrå linjene med vinkel β mot horisontalplanet viser den ytre forsterkningen.

For å vise hvordan skjærkrafta beregnes, henvises det til figur 4, som viser et snitt av bjelken. Uttrykkene for et generelt snitt med forsterkning.



Figur 40: Skjærspenninger og -krefter i et snitt

Tegningen til venstre viser skjærspenningene som virker i snittet ved en jevnt fordelt last langs bjelken, mens tegningen til høyre viser kraftkomponentene. Figuren nederst viser hvordan skjærspenningen virker på et element fra bjelken.

Vertikal likevekt gir at skjærkrafta i snittet, V_A , blir:

$$V_A = V_0 + F_{\zeta} \sin \beta' - F_{\zeta \eta} \cos \beta'$$

Hvor:

$$\begin{aligned} \sin \beta &= \sin(90^\circ - \alpha) = \cos \alpha \\ \cos \beta &= \cos(90^\circ - \alpha) = \sin \alpha \end{aligned}$$

V_0 er bjelkens skjærkapasitet før forsterkning. Beregning av V_0 vises ikke her, da hovedfokuset er skjærkraftkapasitet på grunn av fiberforsterkningen.

Kraftkomponentene fra forsterkningen parallelt og vinkelrett på snittet, F_{ζ} og $F_{\zeta \eta}$, kan uttrykkes som:

$$F_{\zeta} = 2t_f z \sigma_{\zeta} \frac{1}{\sin \alpha}$$

$$F_{\zeta \eta} = 2t_f z \tau_{\zeta n} \frac{1}{\sin \alpha}$$

Skjærkraftkapasiteten kan nå uttrykkes som:

$$V_A = V_0 + 2t_f 0,9d(\sigma_z \cot \alpha - \tau_{zn})$$

Hvor innvendig momentarm, z , er forenklet og satt til 0.9, da det ikke er aksialkraft i det armerte tverrsnittet (2). Formlene over er for et generelt eksempel på hvordan skjærkapasiteten kan regnes ut (22).

Flere antagelser eller forutsetninger må til for å kunne regne videre på skjærkapasiteten. Dette innebærer blant annet:

- Er deler eller hele konstruksjonen forsterket?
- Hvilken vinkel danner risset med bjelkeaksen? Det er normalt å anta $\alpha=45^\circ$, og at hovedspenningen (strekk) virker vinkelrett på risset.
- Hva slags vinkel er det på fiberforsterkningen i forhold til bjelkeaksen? Kompositten tar kun opp krefter i fiberretningen. Derfor er det mest effektivt å påføre laminatene slik at de orienteres i retning med hovedstrekkretningen

10.7 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Beregningene i bruksgrense er ganske likt som tidligere og det oppsummeres derfor kort om hva som kan endres ved et forsterket tverrsnitt.

Først velges betongtilstand, urisset eller opprisset. Med kjent armeringsmengde kontrolleres armeringsforholdet i det forsterkede tverrsnittet.

$$\rho_{f,kap} < \rho_{fn}$$

Ved for lite armering, kan tykkelsen på laminatene økes eller det kan påføres flere laminater.

10.7.1 Spenningsbegrensing

Dersom momentet fra belastningen overskrider kapasiteten, er det nødvendig å kontrollere tøyningene i laminatet for å sjekke at det ikke overskrider spenningsbegrensningene. Tilfellet som kontrolleres er når laminatet går til brudd, men trykkarmeringen flyter ikke.

Bli tøyningene i laminatet større enn det som tillates, må eventuelt større og tykkere laminater velges slik at tøyningene reduseres.

10.7.2 Rissviddebegrensning

Beregning av rissvidde kan være aktuelt. Det kommer an på hvor store deler av betongoverflaten som er dekket med fiberforsterkning. Ved store armeringsflater er det ikke nødvendig å regne på riss, men dersom komposittene dekker et lite område, kan riss beregnes som tidligere i denne oppgaven.

For flere formler og mer spesifikke beregninger i brudd- og bruksgrensetilstand kan FRP-Analyse fra Sika være et bra verktøy. Sika er en av Norges største leverandører for blant annet forsterkning og beskyttelse av bærende konstruksjoner innen bygg og industri, og har god erfaring med karbonfiber. De har som nevnt utviklet en programvare, FRP-Analyse, som dimensjonerer nødvendig fiberarmering for momentforsterkning, skjærforsterkning og aksialforsterkning.

10.8 Karbonfiberforsterkning i Norge

Karbonfiberforsterkning er, som tidligere nevnt, fortsatt lite brukt i Norge. For lite satsing på dette materialet har ført til at de tradisjonelle løsningene velges.

Selv om materialet er lite brukt i forhold til andre land, viser det seg at leverandørene får stadig flere bestillinger. Konsulentene har oppdaget mulighetene materialet gir på betong, naturstein, mur og tre. Dette kan tyde på at det er godt på vei inn i byggebransjen, og om noen år kan karbonfiberforsterkning være et alminnelig kjent materiale i Norge. Etter å ha vært i kontakt med leverandøren Sika, kan det bekreftes at de har hatt mange leveranser den siste tiden og det er flere oppdrag i vente. Noen kjente konstruksjoner de har vært leverandører for ved forsterkning er for eksempel: City Syd Trondheim, Akershus festning og Pilestredet park, Oslo. Ellers har forsterkningsmaterialet blitt brukt på mange dekker, som garasjer og søyler.

En konstruksjon som er verdt å merke seg er Elgeseter bru. Denne høsten skal konstruksjonen forsterkes med karbonfiber. Høsten 2012 ble det avdekket alvorlige vertikale riss /skader i brubjelkene på brua av Statens Vegvesen. Bruas bæreevne og sikkerhet er ikke god nok og det har blitt satt i gang tiltak. Det ble derfor gjennomført en dimensjonering av forsterkning på brua av Aas-Jakobsen.



Figur 41: Elgeseter bru, Trondheim

Figur 41 viser Elgeseter bru i Trondheim som skal forsterkes sommeren 2014.

10.9 Oppsummering og tiltak

Dette kapitlet forteller at karbonfiber brukt til forsterkning på konstruksjoner har stor gevinst. Materialet har meget høy strekkfasthet i forhold til armeringsjern.

Forsterkningsmaterialer kan enkelt tilpasses bruksområdet, da de lett kan formes og produseres med ønskede egenskaper. Fiberarmering korroderer ikke og trenger lite vedlikehold. De har derfor svært god økonomisk lønnsomhet.

Forsterkningsmaterialer i form av karbonfiber kan produseres på kort tid, og er lett å håndtere og transportere. Påføringsmetoden er lett og tar kort tid. Dette sparer både tid og penger.

Karbonfiber er fortsatt lite brukt i Norge, men om noen år skal en ikke se bort ifra at det brukes mer karbonfiberforsterkning på bærende konstruksjoner, da leverandørene får stadig flere forespørsler.

Betongbruer dimensjoneres for en brukstid på 100 år, men mange får bestandighetsproblemer etter kort tid. Et eksempel er korrosjonsskader på armeringen. Vann trenger gjennom betongoverflaten og inn til armeringen som begynner å korrodere. Karbonfiberforsterkning er et bestandig materiale som ikke korroderer og trenger derfor lite vedlikehold i forhold til armeringsjern (23, 24).

11 Konklusjon

De første ukene av arbeidet startet jeg med å gå gjennom regelverket og finne relevant teori for Gulliksrud bru, slik at modellering og dimensjonering ble mest mulig riktig.

Modelleringen har foregått parallelt og tatt mest tid under hele prosessen, da det har vært en del endringer underveis.

De mest sentrale kapasitetskontrollene er utført i både brudd- og bruksgrensetilstand. Gulliksrud bru har tilstrekkelig moment- og skjærtrykkkapasitet, men overskrider skjærstrekkkapasiteten og trenger derfor skjærarmering.

Kontrollene i bruksgrensetilstand viser at spenningene og rissviddene overskrider grenseverdiene. Opprissingen begrenses ved å legge inn armering med heft. Da dette er en eksisterende bru og beregningene viser tegn til riss i betongen, bør det vurderes å iverksette forebyggende tiltak for å hindre ytterligere skader på betongen.

Opprissingen kan komme av armeringskorrosjon, der selve korrosjonsproduktet fører til sprengning i betongen på grunn av volumøkning. Tilstanden er kritisk og kan forverres til redusert bæreevne med fare for sammenbrudd, i verste fall (24).

Brua kan ikke kalles ferdig dimensjonert og prosjektert, da det fortsatt gjenstår arbeid som kan bli utført. Med tidsbegrensing blir det vanskelig å rekke alt.

Etter å ha jobbet med denne oppgaven i nærmere 20 uker har jeg erfart hvor mye arbeid det er med å dimensjonere en bru. Å modellere brua så riktig som mulig i NovaFrame har vært svært tidskrevende med mange endringer underveis, ettersom det ble oppdaget flere feil. Til tross for dette sitter jeg igjen med større forståelse for programmet og ikke minst om betongkonstruksjoner – i dette tilfelle en etteroppspent platebru. Oppgaven har vært lærerik og jeg har fått bruk for det jeg har lært de siste studieårene. Jeg ser på den som en fin avslutning på mastergraden på Bygg- og miljøteknikk.

12 Forslag til videre arbeid

Det er begrenset hvor mye arbeid man får gjort på en slik oppgave når man jobber alene og har en tidsramme å holde. Det gjenstår fortsatt en del arbeid som kan utføres på brua for at den kan kalles ferdig prosjektert. Nedenfor gis flere forslag til videre arbeid.

Et forslag er dimensjonering av brusøyler i brudd- og bruksgrensetilstand. For Gulliksrud bru kan det velges ut en av søylene og beregne etter både lineær- elastisk og ikke-lineær teori. Er søyla slank, beregnes lastvirkningene etter 2. ordens teori.

I denne oppgaven har jeg valgt å se bort ifra armeringstegningene som fulgte med. Det kunne vært noe å sammenligne beregnet armeringsmengde i denne oppgaven med armeringsmengden på eksisterende bru. Da kan man se hvor stor utnyttelsen av kapasiteten er i praksis.

Dynamiske laster som vind og jordskjelv kan beregnes på og settes inn i NovaFrame for å se hvilke virkninger dette gir. Jordskjelvlasterne på brua skal beregnes etter *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger og Endringsblad A2 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer*, hvor sistnevnte er grunnleggende for dimensjonering av bruer (25, 26).

Ettersom beregningene viser tegn til rissdannelser kan det være aktuelt å se nærmere på skader på betongkonstruksjoner. Hvilke skademekanismer som fører til riss og hvilke konsekvenser dette fører med seg.

Dette er bare noen få forslag som kan arbeides med videre. Å se på en bru som dette gir mange muligheter for oppgaveløsninger på detaljnivå.

13 Bibliografi

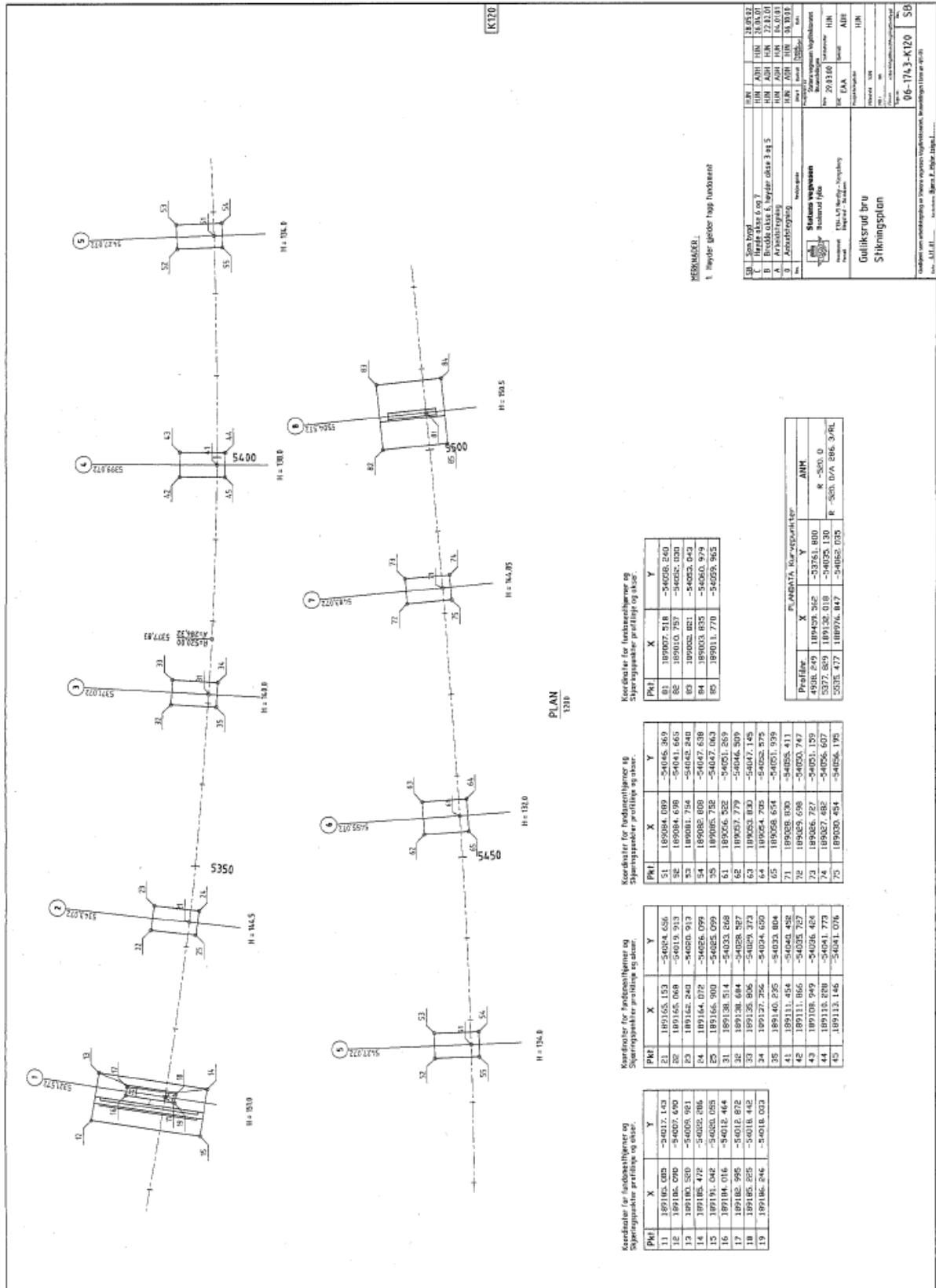
1. Sørensen Svein I. Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Trondheim: Akademika; 2013.
2. Standard Norge. Eurokode 2 .Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger : Rettelsesblad AC. Lysaker: Standard Norge; 2010.
3. Statens Vegvesen. Nye E 134 2002. Available from:
<http://www.numedal.net/default.aspx?ArticleID=17695&MenuID=5794>.
4. Spenneteknikk. TOBE ® FR4 potlager. Available from:
<http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4-norsk-24022011.pdf>.
5. Rolf André Bohne AA, Stefan Jacobsen, Per Jostein Hovde. TBA Bygningsmaterialer. 2010.
6. European Organisation for Technical Approvas. BBR VT CONA CMI BT - Internal Post-tensioning System with 02 to 61 Strands. 2010.
7. Tekna. Spennbetong. Available from:
<http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/808268/V1.5Spennbetong.pdf>.
8. Statens Vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering. Oslo: Vegdirektoratet; 2009.
9. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2. Trafikklast på bruer. Oslo: Standard Norge; 2010.
10. Standard Norge. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster: Termiske påvirkninger. Oslo: Standard Norge; 2008.
11. Statens Vegvesen. Håndbok N100: Veg- og gateutforming. [Oslo]: Vegdirektoratet; 2008.
12. Database for offentlige innkjøp. Kunngjøring om konkurranse 2013. Available from:
<https://http://www.doffin.no/Notice/Details/2013-104782>.
13. Statens Vegvesen. Endringsblad A1: eurokode : grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Lysaker: Standard Norge; 2010.
14. Standard Norge. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Lysaker: Standard Norge; 2008. 72, 8 s. : ill. p.
15. Bell Kolbein. Matrisestatikk: statiske beregninger av rammekonstruksjoner. Trondheim: Tapir akademisk forl.; 2011.
16. Zellerer Ernst. Durchlaufträger: Einflußlinien, Momentenlinien, Schnittgrößen. Berl.: Wilhelm Ernst; 1975.
17. Jan Arve Øverli , Svein I Sørensen. TKT4222 Concrete Structures 3, compendium. 2013.
18. Jon Vetlesen. Karbonfiberforsterkning av betongkonstruksjoner. 2009.
19. Meland T. Polymermateraler. Available from:
http://ansatte.hin.no/ra/undervisn/RomMatMek/Polymer_Rom.pps.
20. Stokke R OK, Knudsen O. State of the art- Ikke Metalliske Materialer. 2006.
21. AS SN. Forsterkning av bærende konstruksjoner. Available from:
http://www.stonorge.no/media/documents/brosjyrer_no/kolfiberfoerstaerkning_3/Forsterkning_av_brende_konstruksjoner_-_NO.pdf.
22. Täljsten Björn. Förstärkning av befintliga betongkonstruktioner med kolfiberväv eller kolfiberlaminat: dimensionering, material och utförande. Luleå 2000.

23. Sika. Forsterkning med karbonfiber- Teorigrunnlag. Available from:
[http://www.forsterkning.no/forsterkning/teori\\$1.htm](http://www.forsterkning.no/forsterkning/teori$1.htm).
24. Byggforsk. Skader på betongkonstruksjoner- Skadesymptomer, tilstandsgrader og utbedringsmåter. Byggforskserien 720112. 1998.
25. Stanard Norge. Endringsblad A2 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer. 2010.
26. Stanard Norge. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. 2014.

Vedlegg A

Tegninger av Gulliksrud bru fra Statens Vegvesen

Dette vedlegget inneholder anbudstegninger fra Statens Vegvesen. Fikk opprinnelig tilsendt et stort dokument med flere tegninger, men kun de viktigste tegningene som er brukt i denne oppgaven er vedlagt.



K120

PLAN 1200

Koordinater for fundamenter og støttespækkers profilering og skot.

PKI	X	Y
11	189185.025	-54017.143
12	189185.090	-54007.690
13	189180.520	-54005.961
14	189185.472	-54002.286
15	189191.042	-54001.058
16	189184.016	-54012.464
17	189182.995	-54012.872
18	189185.225	-54018.442
19	189186.246	-54018.023

Koordinater for fundamenter og støttespækkers profilering og skot.

PKI	X	Y
21	189165.153	-54004.656
22	189165.068	-54019.913
23	189162.240	-54020.913
24	189164.072	-54026.099
25	189166.900	-54025.099
31	189138.514	-54023.668
32	189138.684	-54028.927
33	189138.906	-54029.373
34	189127.256	-54024.650
35	189140.225	-54023.804
41	189111.454	-54040.428
42	189111.856	-54035.727
43	189108.949	-54036.424
44	189115.220	-54041.779
45	189112.146	-54041.076

Koordinater for fundamenter og støttespækkers profilering og skot.

PKI	X	Y
51	189084.009	-54046.369
52	189084.699	-54041.665
53	189081.754	-54042.240
54	189082.809	-54047.638
55	189085.752	-54047.063
61	189056.322	-54051.269
62	189057.779	-54046.509
63	189053.830	-54047.145
64	189054.705	-54052.375
65	189058.674	-54051.939
71	189028.830	-54052.411
72	189029.698	-54050.747
73	189026.727	-54051.159
74	189027.482	-54056.607
75	189030.454	-54056.195

Koordinater for fundamenter og støttespækkers profilering og skot.

PKI	X	Y
81	189007.518	-54058.240
82	189010.797	-54052.020
83	189002.821	-54052.042
84	189003.635	-54050.979
85	189011.770	-54059.965

Profile	X	Y	Z
4584.249	189429.362	-33761.800	ANM
5377.859	189132.018	-34026.130	R -350.0
5338.477	188976.847	-34062.025	R -355.0/A 286.5/RL

M28000001
1. Revler gælder høg fundament

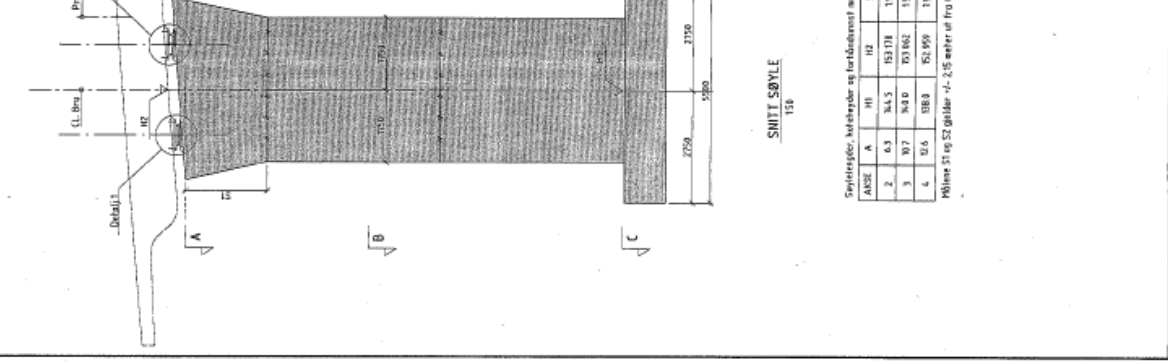
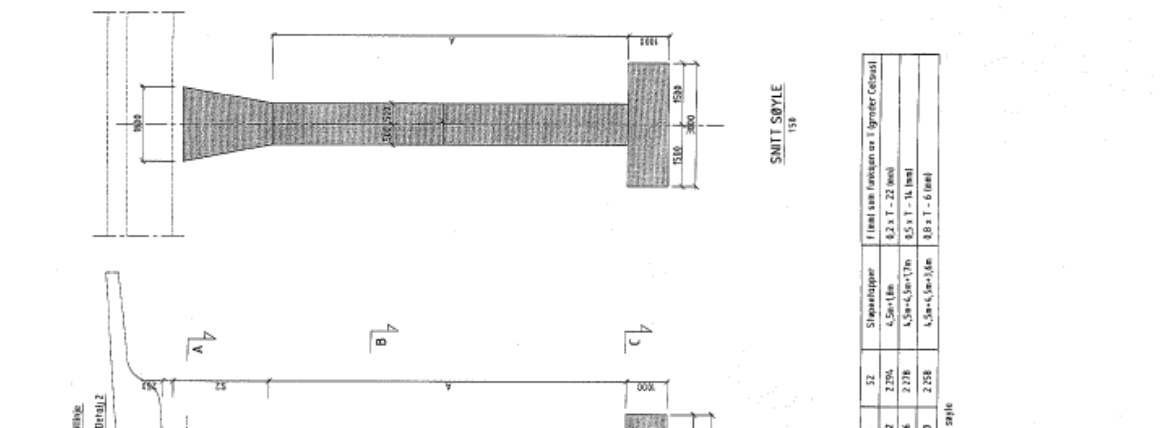
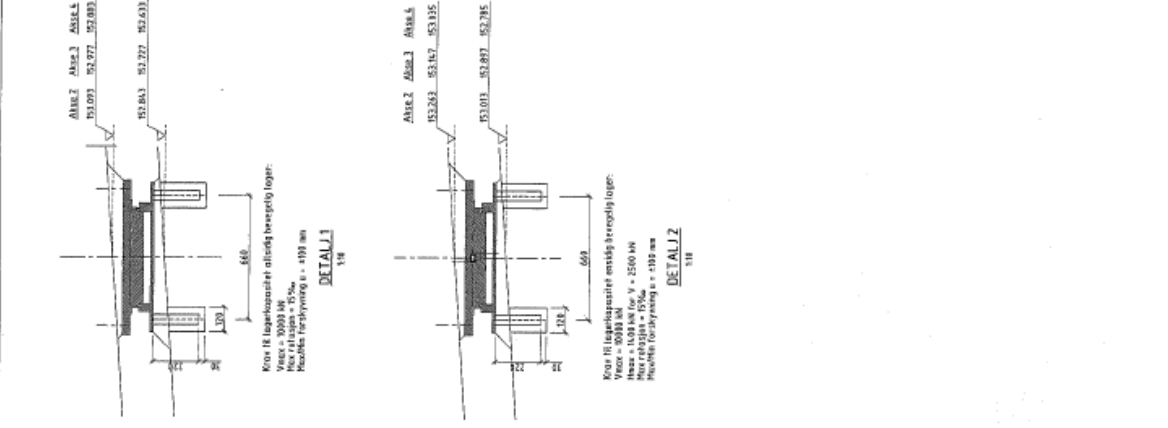
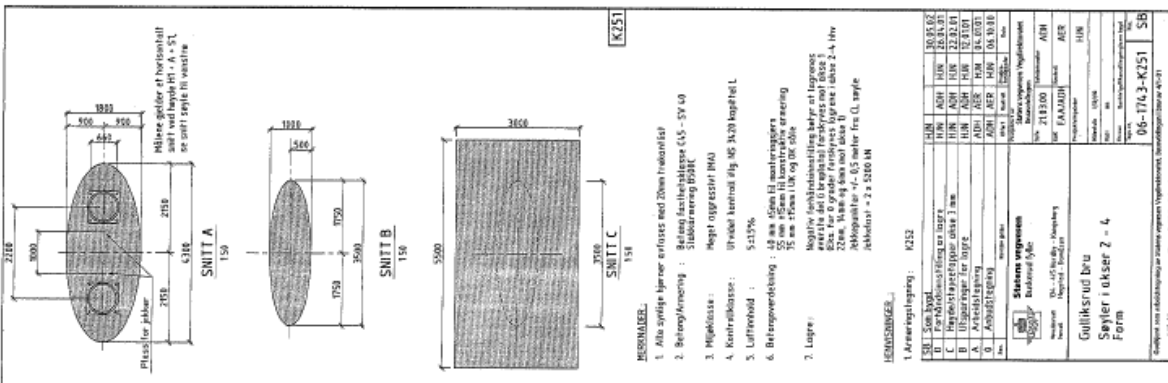
SB	Stens brod	18.03.32
L	189185.025	18.03.01
U	189185.090	18.03.01
A	189180.520	18.03.01
0	189185.472	18.03.01
A	189191.042	18.03.01
0	189184.016	18.03.01
0	189182.995	18.03.01
0	189185.225	18.03.01
0	189186.246	18.03.01

Stations oplysninger	Stations oplysninger
Station	Station
189185.025	189185.025
189185.090	189185.090
189180.520	189180.520
189185.472	189185.472
189191.042	189191.042
189184.016	189184.016
189182.995	189182.995
189185.225	189185.225
189186.246	189186.246

Station	189185.025
Station	189185.090
Station	189180.520
Station	189185.472
Station	189191.042
Station	189184.016
Station	189182.995
Station	189185.225
Station	189186.246

Station	189185.025
Station	189185.090
Station	189180.520
Station	189185.472
Station	189191.042
Station	189184.016
Station	189182.995
Station	189185.225
Station	189186.246

06-1743-K120 SB



REMARKS:

- Alle stykker bliver erfarings mcd 20mm hældningsforhold
- Betongkræfter : Bæring fastholdelse C5 - S4 0
- Måskeklasse : Regel ogpresset BM4
- Luftindhold : 5-15%
- Betongoverdækning : 40 mm af den til beskyttelse af armering
- Betongoverdækning : 25 mm af den til beskyttelse af armering
- Lager : Måske for forstærkning af armering

REMARKS:

- Armeringsplan : K232
- Søjle som bygd
- Forstærkningstilstand
- Armeringsplan til søjle
- Armeringsplan til søjle
- Armeringsplan til søjle
- Armeringsplan til søjle
- Armeringsplan til søjle

Sistem vægten

Guliksruud betu

Søjler i okser 2 - 4

Form

Spækkelængde mellem søjler og fundament mm

AKSE	A	H1	H2	S1	S2	Sjævnstæppe	1 ind sat (vægtan en 1 græder Cellul)
2	6,5	84,5	131,18	198,2	2,29%	6,5m x 16m	6,2 x 1 - 22 (m)
3	7,7	84,0	131,62	196,8	2,27%	6,5m x 17m	6,5 x 1 - 16 (m)
4	12,5	118,0	151,69	216,9	2,25%	6,5m x 16m	8,0 x 1 - 6 (m)

Måske til og 52 gitter i 2,5 meter af fra CL søjle

SMITT SØJLE
158

SMITT SØJLE
158

BESKRIVELSE:

1. Alle styrige lytter udvæns med 20mm røkskånelist
2. Betong/Armering : Beton fastholdelse CO - SV 10
Stålkæring BSHC
3. Højdeklasse : Højde aggressivitet IN4
4. Korruderings: Udnedt betondiff. W: 3-20 uafhæng.
5. Luftledning : 5-12%
6. Betongoverfladning : 10 mm 20mm til anstregningen
15 mm 20mm til anstregningen
25 mm 20mm til anstregningen
7. Dæmning : 7 meter fra hver side ud begge sider
og 2 meter fra hvert ledstykke

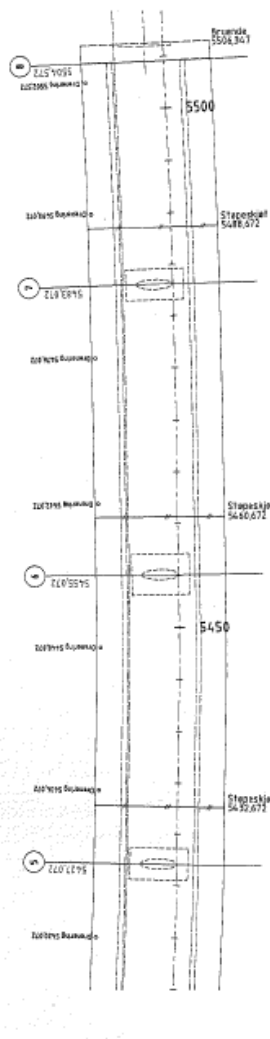
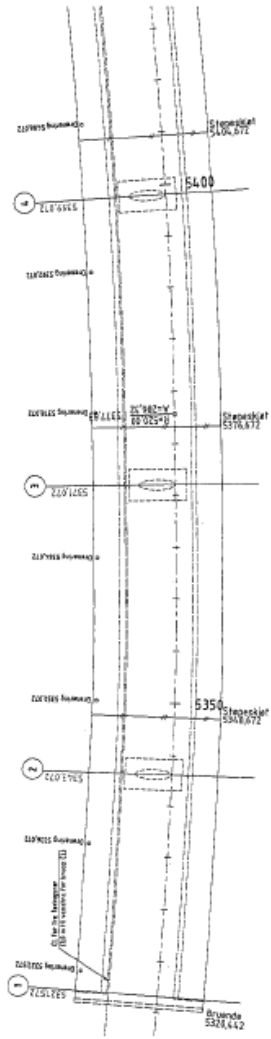
BEVÆGSEL:

1. Torsion af røret og støbtøjler: Tegning K312
2. Forankring af stave 1: Tegning K315
3. Forankring af stave 8: Tegning K321
4. Kampebolter med røktøjler: Tegning K344

SR	Sen tryk	H/N	LN	10 05 01
A	Afskæftning	H/N	LN	10 05 01
B	Armerings	H/N	LN	10 05 01
C	Armerings	H/N	LN	10 05 01

Systemet vognsystem		Systemet vognsystem	
Model	1200x417	Model	1200x417
System	1200x417	System	1200x417
System	1200x417	System	1200x417
System	1200x417	System	1200x417
System	1200x417	System	1200x417
System	1200x417	System	1200x417

Gulikerud by		Gulikerud by	
Brundale		Brundale	
Form 112		Form 112	
06-1743-K311		06-1743-K311	
50		50	



PLAN 1120

Alle målinger i mm. Tegningens indhold er uden ansvar. Tegningens indhold er uden ansvar. Tegningens indhold er uden ansvar. Tegningens indhold er uden ansvar. Tegningens indhold er uden ansvar.

K311

BESKRIVELSE

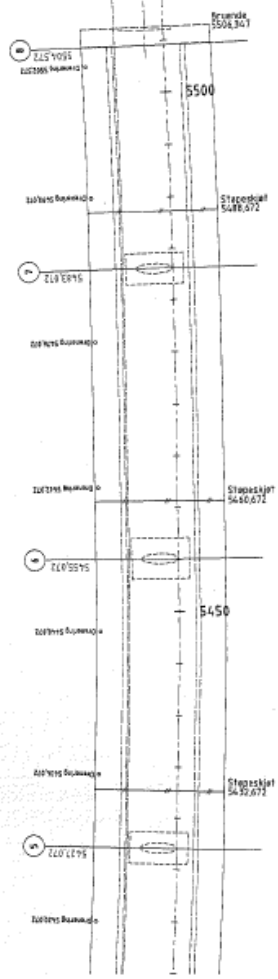
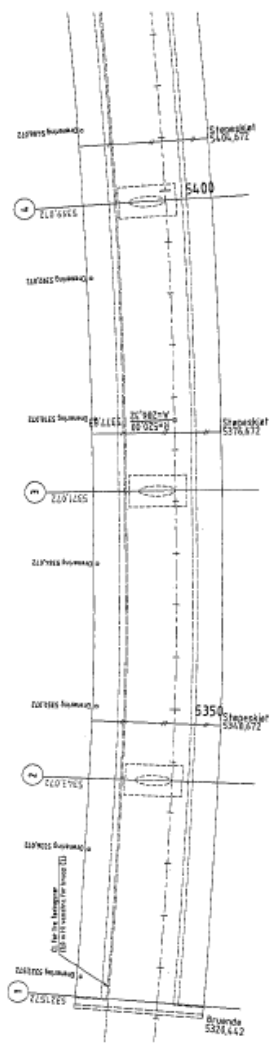
1. Alle styrke bærer udvæns med 20mm røskantist
2. Betong/Armering : Betong fæstningsklasse C30 - SV 10
Stålkærling B500C
3. Røskantist : Høje aggressivitet IM1
4. Korruderbes: Udsat betong til 30-32 uger i kl.
5. Luffretning : 51256
6. Betongvædning : 10 mm 20mm til sænkning
20 mm 20mm til sænkning
25 mm 20mm til sænkning
7. Dimension : 7 meter fra hver side til begge sider
og 2 meter fra hvert lænder

INDSTRUKTION

1. Tegning af rille og afstribning: Tegning K32
2. Foranlægning med afs. 1: Tegning K33
3. Foranlægning med afs. 2: Tegning K34
4. Korruderbes og røskantist: Tegning K34

SR	Sen bryd	HM	LN	50	05	05
A	Aksefortegning	HM	AM	LN	JR	K 31
B	Arbejdsplan	HM	AM	LN	DR	K 31
C	Arbejdsplan	HM	AM	LN	DR	K 31

		Sørensen & Sørensen Civilingeniørfirma 1165, 117, Bredgade, København Telefon: 33 43 14 14 Telefax: 33 43 14 15 E-mail: s@sorenson.dk	
Projektnavn: Gulikerud bro Brudeste Form 1/2		Udarbejdet af: [] Kontrolleret af: [] Godkendt af: [] Dato: 06-07-2011	



PLAN 1/10

Vedlegg B

Beregning av egenlaster

Vekta til tverrsnittet som er modellert i NovaFrame er uten rekkverk, slitelag og betongkantdragere. Disse lastene regnes ut manuelt og blir lagt inn i NovaFrame som linjelaster langs brua. Under er egenlastene beregnet.

Betongkantdragere

Areal av kantdragere på hver side beregnes ut ved å se på målene på tegningen fra Statens Vegvesen

$$A_{kant} = 572 \times 500 = 2,87 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Dette gir er jevnt fordelt last på

$$g = 25 \text{ kN/m}^3 \times 2,87 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$g = 7,16 \text{ kN/m}$$

Rekkverk

Vekten av rekkverk antas å være 1 kN/m³ etter å ha hørt med Håvard Johansen fra Statens Vegvesen.

Slitelag

Fra kapitel X Bakgrunnsteori ble belegningsvekten funnet til å være 3 kN/m². Dette gir en jevnt fordelt last på:

$$g = 3 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} = 36 \text{ kN/m}$$

Vedlegg C

Beregningsmessig tap av spennkraft

Dette vedlegget inneholder beregninger for tap av spennkraft. Kryptall er beregnet for alle byggefaser, kortids- og langtidslast. De viktigste beregningene som er utført er:

- Kryptall
- Størst spennkraft i kablene
- Svinn
- Relaksasjon

Materialdata spennstål

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

Beregning av kryptall for byggefase 1 EC2: 1-1; 3.1.4 og Tillegg B

$$RH := 70$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 53$$

Antar at belastningen skjer etter 7 døgn og at byggefase tar 21 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 21$$

$$u := 26200 \text{ mm}$$

$$A_c := 9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 740.46 \text{ mm}$$

$$h_0 := 740 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.75$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.81$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c11} := \left(\frac{(t-t_0)}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.26$$

$$\varphi_{11}(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c11} = 0.44$$

Kryptallet til byggetrinn 1 er 0.439

Beregning av kryptall for byggefase 2

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefase til byggetrinn 1 er nå 42 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn

$$t_0 := 7$$

$$t := 42$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c12} := \left(\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.34$$

$$\varphi_{12}(t_{42døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c12} = 0.57$$

Kryptallet blir 0.575 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{22}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 2.

Beregning av kryptall for byggefase 3

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefase til byggetrinn 1 er nå 63 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 63$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c13} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.39$$

$$\varphi_{13}(t_{42døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c13} = 0.66$$

Kryptallet blir 0.659 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{23}(t_{42døgn}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.575 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3:

$$\varphi_{33}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 3

Beregning av kryptall for byggefase 4

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefase til byggetrinn 1 er nå 63 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 84$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c14} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.43$$

$$\varphi_{14}(t_{84døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c14} = 0.72$$

Kryptallet blir 0.721 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{24}(t_{63døgn}, t_0) := 0.659$$

Kryptallet er 0.659 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3:

$$\varphi_{34}(t_{42døgn}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.4 for byggetrinn 3

Byggetrinn 4

$$\varphi_{44}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 4

Beregning av kryptall for byggefase 5

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefasesen til byggetrinn 1 er nå 105 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 105$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta t_0 := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta f_{cm} \cdot \beta t_0 = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c15} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.46$$

$$\varphi_{15}(t_{105døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c15} = 0.77$$

Kryptallet blir 0.722 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{25}(t_{84\text{døgn}}, t_0) := 0.771$$

Kryptallet er 0.771 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3:

$$\varphi_{35}(t_{63\text{døgn}}, t_0) := 0.659$$

Kryptallet er 0.4 for byggetrinn 3

Byggetrinn 4

$$\varphi_{45}(t_{42\text{døgn}}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 4

Byggetrinn 5

$$\varphi_{55}(t_{21\text{døgn}}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 5

Beregning av kryptall for byggefase 6

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21\text{døgn}}, t_{7\text{døgn}})$$

Byggefase til byggetrinn 1 er nå 126 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 126$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c16} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.48$$

$$\varphi_{16}(t_{126døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c16} = 0.814$$

Kryptallet blir 0.814 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{26}(t_{105døgn}, t_0) := 0.772$$

Kryptallet er 0.772 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3:

$$\varphi_{36}(t_{84døgn}, t_0) := 0.771$$

Kryptallet er 0.771 for byggetrinn 3

Byggetrinn 4

$$\varphi_{46}(t_{63døgn}, t_0) := 0.659$$

Kryptallet er 0.659 for byggetrinn 4

Byggetrinn 5

$$\varphi_{56}(t_{42døgn}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.575 for byggetrinn 5

Byggetrinn 6

$$\varphi_{66}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 6

Beregning av kryptall for byggefase 7

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefase til byggetrinn 1 er nå 147 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 147$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta t_0 := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{cm} \cdot \beta t_0 = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c17} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.51$$

$$\varphi_{17}(t_{147d\ddot{o}gn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c17} = 0.851$$

Kryptallet blir 0.851 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2

$$\varphi_{27}(t_{126d\ddot{o}gn}, t_0) := 0.814$$

Kryptallet er 0.814 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3

$$\varphi_{27}(t_{105d\ddot{o}gn}, t_0) := 0.772$$

Kryptallet er 0.772 for byggetrinn 3.

Byggetrinn 4

$$\varphi_{47}(t_{84d\ddot{o}gn}, t_0) := 0.771$$

Kryptallet er 0.771 for byggetrinn 4

Byggetrinn 5

$$\varphi_{57}(t_{63d\ddot{o}gn}, t_0) := 0.659$$

Kryptallet er 0.659 for byggetrinn 5

Byggetrinn 6

$$\varphi_{67}(t_{42døgn}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.575 for byggetrinn 6

Byggetrinn 7

$$\varphi_{77}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 7

Beregning av kryptall for byggefase 8

Byggetrinn 1

$$\Delta\varphi := \varphi(t_{21døgn}, t_{7døgn})$$

Byggefasen til byggetrinn 1 er nå 168 døgn mens belastningen skjer fortsatt etter 7 døgn.

$$t_0 := 7$$

$$t := 168$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta f_{cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta t_0 := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta f_{cm} \cdot \beta t_0 = 1.68$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c18} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.52$$

$$\varphi_{18}(t_{147døgn}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c18} = 0.883$$

Kryptallet blir 0.883 for byggetrinn 1.

Byggetrinn 2:

$$\varphi_{28}(t_{147døgn}, t_0) := 0.85$$

Kyptallet er 0.851 for byggetrinn 2.

Byggetrinn 3:

$$\varphi_{38}(t_{126døgn}, t_0) := 0.81$$

Kyptallet er 0.81 for byggetrinn 3.

Byggetrinn 4:

$$\varphi_{48}(t_{105døgn}, t_0) := 0.772$$

Kyptallet er 0.772 for byggetrinn 4.

Byggetrinn 5:

$$\varphi_{58}(t_{84døgn}, t_0) := 0.771$$

Kryptallet er 0.771 for byggetrinn 5

Byggetrinn 6

$$\varphi_{68}(t_{63døgn}, t_0) := 0.659$$

Kryptallet er 0.659 for byggetrinn 6

Byggetrinn 7

$$\varphi_{78}(t_{42døgn}, t_0) := 0.575$$

Kryptallet er 0.575 for byggetrinn 7

Byggetrinn 8

$$\varphi_{88}(t_{21døgn}, t_0) := 0.439$$

Kryptallet er 0.439 for byggetrinn 8

Beregning av kryptall etter kort tid

Kryptall etter kortid beregnes etter 28 døgner for byggefase 8. det vil si at byggefase 1 er 182 dager gammelt.

$$t_0 := 7$$

$$t := 182$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c18} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.54$$

$$\varphi_{18}(t_{147døgm}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c18} = 0.903$$

Kryptallet blir 0.903 for byggetrinn 1 ved kort tid

Beregning av kryptall etter lang tid

Antar at belastningen skjer etter 7 døgn og at brua er 100 år

$$t_0 := 7$$

$$t := 365000$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.15$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.63$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.68$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1.22 \cdot 10^3$$

$$\beta_{c18} := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 1$$

$$\varphi_{18}(t_{365000døgm}, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c18} = 1.681$$

Kryptallet blir 1.682 over lang tid.

Største spennkraft i kablene etter EC2:1-1; 5.10.2

Gjennomsnitt antall kabler:

Snitt 1

$$L_1 := 11.2 \text{ m}$$

$$Kabler_{st\ddot{o}tte} := 16$$

Snitt 2

$$L_2 := 16.8 \text{ m}$$

$$Kabler_{felt} := 10$$

$$Kabler_{gjennomsnitt} := \frac{L_1 \cdot Kabler_{st\ddot{o}tte} + L_2 \cdot Kabler_{felt}}{L_1 + L_2} = 12.4$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.9$$

$$\sigma_{p,max} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) = (1.48 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,max} := k_2 \cdot f_{p0.1k} = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := \sigma_{p,max} \cdot A_p = 2479.7 \text{ kN}$$

$$P_0 := 12.4 \cdot P_{max} = 30748 \text{ kN}$$

Langtids elastisitetsmodul

$$\varphi := 1.681$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 13428 \text{ MPa}$$

Høyde fra overkant av tverrsnitt til spennarmering

$$y_1 := 150 \text{ mm}$$

$$y_2 := 950 \text{ mm}$$

Beregning av tverrsnittets tyngdepunkt

$$a_{y1} := 900 \text{ mm}$$

$$a_{y2} := 550 \text{ mm}$$

$$h_1 := 400 \text{ mm} \quad b_1 := 2500 \text{ mm}$$

$$h_2 := 1100 \text{ mm} \quad b_2 := 7000 \text{ mm}$$

$$y_{bunn} := \frac{2 \cdot h_1 \cdot b_1 \cdot a_{y1} + h_2 \cdot b_2 \cdot a_{y2}}{2 \cdot h_1 \cdot b_1 + h_2 \cdot b_2} = 0.62 \text{ m}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 0.48 \text{ m}$$

Avstand fra tyngdepunkt til spennarmering

$$e_1 := y_{topp} - y_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$e_2 := y_2 - y_{topp} = 0.47 \text{ m}$$

Tregghetsmomenter

Om x-akse

$$I_x := (1.121 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Om y-akse

$$I_y := 7.761 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Egenlastmoment

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_c := \gamma_c \cdot A_c = 242.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forhold mellom midtspenn og endespenn

$$L_1 := 21.5 \text{ m}$$

$$L_2 := 28 \text{ m}$$

$$\text{Forhold} := \frac{L_2}{L_1} = 1.3$$

Snitt 1

$$TW_1 := -0.1448$$

$$M_{g1} := TW_1 \cdot g_c \cdot L_1^2 = -16231.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Snitt 2

$$TW_2 := 0.0725$$

$$M_{g2} := TW_2 \cdot g_c \cdot L_1^2 = 8126.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger i spennarmering

$$\sigma_c := \frac{P_0}{A_c} + \frac{M}{I} (y - y_t)$$

Snitt 1

$$M_1 := -M_{g1} - P_0 \cdot e_1 = 6151.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_1}{I_x} \cdot y_{topp} = -0.55 \text{ MPa}$$

Snitt 2

$$M_2 := M_{g2} - P_0 \cdot e_2 = -6391.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_2}{I_x} \cdot y_{bunn} = -6.72 \text{ MPa}$$

Gjennomsnittlig verdi for spenning i spennkabel

$$\sigma_{c.gj} := \frac{\sigma_{c1} + \sigma_{c2}}{2} = -3.63 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\sigma_{c.gj}}{E_{cl}} = -2.71 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cc} := \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_c = ?$$

$$\varepsilon_{cc} := 1000 \cdot -5.488 \cdot 10^{-4} = -0.55 \quad \text{i promille}$$

Beregning av svinn i brubanen

Antar sementklasse N

$$RH := 70$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$$

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

Uttørkningssvinn

$$h_0 = 740 \quad t_s := 7$$

$$k_h := 0.7 \quad t := 36500$$

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.02$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.0003024$$

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.98$$

$$\varepsilon_{cd}(t) := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.00020714$$

Autogent svinn

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.0000875$$

Total svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000295$$

$$\varepsilon_{cs} := 0.295 \text{ promille}$$

Virknig av svinn

$$\varepsilon_{cs} := -0.000295$$

$$E_p := 1.95 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2 \cdot 12.4 = 20832 \text{ mm}^2$$

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 1198.3608 \text{ kN}$$

$$E_{cl} := 1.34 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$y_{t1} := 10.4 \text{ mm}$$

$$e_1 := 327.8 \text{ mm}$$

$$A_t := 10.0 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{t1} := 8.36 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cl} \cdot A_t} + N_s \cdot \frac{(e_1 - y_{t1})^2}{E_{cl} \cdot I_{t1}} = -0.000275$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -53.68 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{p.max} := 1480 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen på grunn av svinn

$$\text{Reduksjon} := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{p.max}} = -3.627\%$$

Relaksasjon av spennstål EC2; 3.3.2

Forspenningskraft

$$k_7 := 0.75 \quad f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$k_8 := 0.85 \quad f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad t := 500000$$

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$\Delta\sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} = 68 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmeringe pga relaksjon

$$Tap := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p.max}} = 4.6\%$$

Vedlegg D

Trafikkklaster

Her er beregningene som er utført for å finne bremse- og akselerasjonskrefter.

Bremse- og akselerasjonskrefter

$$\alpha_{Q1} := 1$$

$$w_l := 3 \text{ m}$$

$$\alpha_{q1} := 0.6$$

$$L := 183 \text{ m}$$

$$Q_{1k} := 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{lk} := 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L = 537.9 \text{ kN}$$

$$q_{lk} := \frac{Q_{lk}}{L} = 2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg E

Verifikasjon av resultatet fra NovaFrame

Her er beregningene som er utført ved verifikasjon av modellen i programmet, NovaFrame.

Dette vedlegget inneholder verifikasjon av:

- Egenlast
- Lastkombinasjon med egenvekt og kryp
- Dimensjonerende trafikklast

Beregning av tverrsnittets tyngdepunkt

$$a_{y1} := 900 \text{ mm}$$

$$a_{y2} := 550 \text{ mm}$$

$$h_1 := 400 \text{ mm} \quad b_1 := 2500 \text{ mm}$$

$$h_2 := 1100 \text{ mm} \quad b_2 := 7000 \text{ mm}$$

$$y_{bunn} := \frac{2 \cdot h_1 \cdot b_1 \cdot a_{y1} + h_2 \cdot b_2 \cdot a_{y2}}{2 \cdot h_1 \cdot b_1 + h_2 \cdot b_2} = 0.622 \text{ m}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 0.478 \text{ m}$$

Beregning av arealtrehetsmoment

$$A_1 := h_1 \cdot b_1 = 1 \text{ m}^2$$

$$A_2 := h_2 \cdot b_2 = 7.7 \text{ m}^2$$

Om x-akse

$$I_x = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot y^2$$

$$I_{x1} := \frac{2 \cdot b_1 \cdot h_1^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(y_{topp} - \frac{a_{y1}}{2} \right)^2 = 0.028 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + b_2 \cdot h_2 \cdot \left(y_{topp} - \frac{a_{y2}}{2} \right)^2 = 1.093 \text{ m}^4$$

$$I_x := I_{x1} + I_{x2} = (1.121 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Om y-akse

$$I_y := \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot y^2$$

$$a_{x1} := 1250 \text{ mm}$$

$$x_{tp} := 6000 \text{ mm}$$

$$I_{y1} := \frac{2 \cdot h_1 \cdot b_1^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot (x_{tp} - a_{x1})^2 = 46.167 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} := \frac{h_2 \cdot b_2^3}{12} = 31.442 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_{y1} + I_{y2} = (7.761 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Verifikasjon av egenlast

Lastfaktorene tas ikke med under Ordinary combination. Derfor beregnes ikke momentene på grunn av egenlasten med faktorene.

$$A_c := 9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_c := \gamma_c \cdot A_c = 242.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{rekkverk}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{kantdragere}} := 7.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{slitelag}} := 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{total}} := g_c + g_{\text{rekkverk}} \cdot 2 + g_{\text{kantdragere}} \cdot 2 + g_{\text{slitelag}} = 294.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forhold mellom midtspenn og endespenn

$$L_1 := 21.5 \text{ m}$$

$$L_2 := 28 \text{ m}$$

$$\text{Forhold} := \frac{L_2}{L_1} = 1.302$$

Moment over støtte, akse 3

Tabellverdi gir følgende moment

$$TW_{støtte3} := -0.1355$$

$$M_{støtte3} := TW_{støtte3} \cdot g_{total} \cdot L_1^2 = -18466 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i felt, mellom akse 2 og 3

$$TW_{felt23} := 0.0758$$

$$M_{felt23} := TW_{felt23} \cdot g_{total} \cdot L_1^2 = 10330 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft over støtte, akse 3

Skjærkraft venstre side

$$TW_l := -0.65$$

$$V_l := TW_l \cdot g_{total} \cdot L_1 = -4120.11 \text{ kN}$$

Skjærkraft høyre side

$$TW_r := 0.6355$$

$$V_r := TW_r \cdot g_{total} \cdot L_1 = 4028.199 \text{ kN}$$

Verifikasjon av lastkombinasjon med egenvekt og kryp

$$\varphi := 1.681$$

Element 108

$$M_I := 14955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{II} := 14957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{res} := \frac{1}{1 + \varphi} \cdot M_I + \frac{\varphi}{1 + \varphi} \cdot M_{II} = 14956254 \text{ J}$$

Verifikasjon av dimensjonerende trafikklast

$$g_1 := 16.2 \frac{kN}{m}$$

$$g_2 := 7.5 \frac{kN}{m}$$

$$P_{11} := 2 \cdot 300 \text{ kN} = 600 \text{ kN}$$

$$P_{12} := 2 \cdot 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$$

$$P_2 := 400 \text{ kN}$$

Feltmoment mellom akse 3 og 4

$$TW_P := 0.2196$$

$$TW_{g1} := 0.1256$$

$$TW_{g2} := 0.1256$$

$$M_{g1.felt34} := TW_{g1} \cdot g_1 \cdot L_1^2 = 940.549 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g2.felt34} := TW_{g2} \cdot g_2 \cdot L_1^2 = 435.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{P11.felt34} := TW_P \cdot P_{11} \cdot L_1 = 2832.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{P12.felt34} := TW_P \cdot P_{12} \cdot L_1 = 1888.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{P2.felt34} := TW_P \cdot P_2 \cdot L_1 = 1888.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastmodell 1

$$M_{LM1.Lastfelt1} := M_{g1.felt34} + M_{P11.felt34} = 3773.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM1.Lastfelt2} := M_{g2.felt34} + M_{P12.felt34} = 2324 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastmodell 2

$$M_{LM2} := M_{P2.felt34} = 1888.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg F

Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Hovedmomentene i dette vedlegget er:

- Dimensjonering av feltmoment
- Dimensjonering av støttemoment
- Dimensjonerende skjærkraft

Dimensjonering av feltmoment i bruddgrensetilstand

Tverrsnittsdata

$$\begin{array}{lll} h := 1100 \text{ mm} & E_{cm} := 36000 \text{ MPa} & E_s := 210000 \text{ MPa} \\ b := 12000 \text{ mm} & f_{ck} := 45 \text{ MPa} & f_{yk} := 500 \text{ MPa} \\ b_w := 7000 \text{ mm} & \alpha_{cc} := 0.85 & \gamma_s := 1.15 \\ t_f := 400 \text{ mm} & \gamma_c := 1.5 & f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa} \\ & f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa} & f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa} \\ & \varepsilon_{cu} := 0.0035 & \varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0024 \\ & \varepsilon_{ud} := 0.03 & \varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0021 \end{array}$$

Spennkabeldata

$$\begin{array}{ll} A_p := 1680 \text{ mm}^2 \cdot 12.4 = 20832 \text{ mm}^2 & d := h - 150 \text{ mm} = 950 \text{ mm} \\ P_0 := 30748 \text{ kN} & z := d - \frac{t_f}{2} = 750 \text{ mm} \end{array}$$

Faktorene som definerer den effektive høyden til trykksonen og trykkfastheten har verdiene gitt i EC2; 3.1.7(3)

$$\eta := 1.0$$

$$\lambda := 0.8$$

Balansert armert tverrsnitt

$$\alpha_{bal} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.6$$

$$A_{s,b} := \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_{bal} = 336081.8 \text{ mm}^2$$

Strekkarmering

$$A_{ss} := 128 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 40212.4 \text{ mm}^2$$

Trykkarmering

$$A_{st} := 81 \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 25446.9 \text{ mm}^2$$

$A_s < A_{s,b}$ Tverrsnittet er underarmert og armeringen flyter ved brudd

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot (A_{ss})}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.08$$

α -verdien er veldig lav og det kan komme av unøyaktig avlesning. Jeg velger å derfor å regne α -verdien på nytt hvor det antas at jeg ikke vet armeringsmengden i bruaplata. Bruker $\alpha=0.4$ som er anbefalt. Dette gir nok duktilitet i armeringen.

$$\alpha := 0.4$$

Kontroll av armeringstøynining

$$\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.005$$

$\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$ Armeringstøyniningen er innenfor det tilatte

Betongtrykksjonens momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 74233.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := f_{cd} \cdot b \cdot t_f \cdot \left(d - \frac{t_f}{2} \right) = 91800 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet for T-tverrsnitt}$$

$$M_{Rd} := 74233.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet fra spennarmering

$$M_{sp} := P_0 \cdot z = 23061 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende feltmoment (mellom akse 2 og 3)

$$M_{Ed} := 27262.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment til slakkarmering

$$M_{sl} := M_{Ed} - M_{sp} = 4201.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Slakkarmering i brutverrsnitt

Velger armeringsdiameter 20mm

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

$$r := 10 \text{ mm}$$

Overdekning av slakkarmering

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} := 50 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm}$$

$$d_y := h - c_{nom} - \phi 20 = 1020 \text{ mm}$$

$$z_y := d_y - \frac{t_f}{2} = 820 \text{ mm}$$

$$A_{sl} := \frac{M_{sl}}{f_{yd} \cdot z_y} = 11785 \text{ mm}^2$$

Minimum armeringskrav EC2; NA.9.2.1.1

$$A_{s,min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_y, 0.0013 \cdot b_w \cdot d_y \right) = 14109 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} < A_{s,min}$$

$A_{s,min}$ blir dimensjonerende ved beregning av nødvendig slakkarmering i felt

$$A_{\phi 20} := \pi \cdot r^2 = 314.2 \text{ mm}^2$$

Velger senteravstand 150mm

$$cc := 150 \text{ mm}$$

Antall armeringsstenger lang bredden av steget

$$n := \frac{b_w}{cc} = 46.7$$

$$A_{ss} := n \cdot A_{\phi 20} = 14660.8 \text{ mm}^2$$

Dimensjonering av støttemoment i bruddgrensetilstand

Ved støttemoment er øvre del av tverrsnittet i strekk. Forenkler regningene ved å kun se på bredden til steget. Tverrsnittet blir rektangulært med bredden b_w .

Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned}h &:= 1100 \text{ mm} & E_{cm} &:= 36000 \text{ MPa} & E_s &:= 210000 \text{ MPa} \\b &:= 12000 \text{ mm} & f_{ck} &:= 45 \text{ MPa} & f_{yk} &:= 500 \text{ MPa} \\b_w &:= 7000 \text{ mm} & \alpha_{cc} &:= 0.85 & \gamma_s &:= 1.15 \\t_f &:= 400 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.5 & f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa} \\ & & f_{cd} &:= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa} & & \end{aligned}$$

Spennkabeldata

$$\begin{aligned}A_p &:= 1680 \text{ mm}^2 \cdot 12.4 = 20832 \text{ mm}^2 & d &:= h - 150 \text{ mm} = 950 \text{ mm} \\P_0 &:= 30748 \text{ kN} & & \end{aligned}$$

Faktorene som definerer den effektive høyden til trykksonen og trykkfastheten har verdiene gitt i EC2; 3.1.7(3)

$$\eta := 1.0$$

$$\lambda := 0.8$$

Jeg velger å bruke $\alpha=0.4$ som er anbefalt ved beregning av nødvendig armeringsmengde. Dette gir nok duktilitet i armeringen.

$$\alpha := 0.4$$

Kontroll av armeringstøynining

$$\varepsilon_s := \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.005$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{ud} \quad \text{Armeringstøyniningen er innenfor det tillatte}$$

Trykksjonens momentkapasitet

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 = 43302.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet for spennarmering

$$z := (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot d = 798 \text{ mm}$$

$$M_{sp} := P_0 \cdot z = 24536.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende støttemoment

Dimensjonerende støttemoment for akse 2 beregnes ved å redusere momentet til momentet ved kanten av opplageret.

$$M_{Ed} := 26784.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$t := 1000 \text{ mm}$$

$$F_{Ed.sup} := 14188.1 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{Ed} := F_{Ed.sup} \cdot \frac{t}{8} = 1773.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.red} := M_{Ed} - \Delta M_{Ed} = 25010.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra slakkarmering

$$M_{sl} := M_{Ed.red} - M_{sp} = 473.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Slakkarmering i brutverrsnitt, felt

Overdekning av slakkarmering

Bruker de samme verdiene som beregningene for feltmomentet

$$c_{nom} := 60 \text{ mm}$$

$$d_y := 1020 \text{ mm}$$

$$x := \alpha \cdot d = 380 \text{ mm}$$

$$z_y := d_y - 0.5 \cdot \lambda \cdot x = 868 \text{ mm}$$

$$A_{sl} := \frac{M_{sl}}{f_{yd} \cdot z_y} = 1255.2 \text{ mm}^2$$

Minimum armeringskrav EC2; NA.9.2.1.1

$$A_{s.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_y, 0.0013 \cdot b \cdot d_y\right) = 24186.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} < A_{s.min}$$

$A_{s.min}$ blir dimensjonerende ved beregning av nødvendig slakkarmering over støtten

$$A_{\phi 20} := \pi \cdot r^2 = 314.2 \text{ mm}^2$$

Velger senteravstand 150mm

$$cc := 150 \text{ mm}$$

Antall armeringsstenger lang bredden av flensen

$$n := \frac{b}{cc} = 80$$

$$A_{ss} := n \cdot A_{\phi 20} = 25132.7 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende skjærkraft over støtte

$$V_{Ed} := 7220 \text{ kN}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$\Delta V_{Ed} := 1224.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.red} := V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 5996 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmoring EC2:1-1; 6.2.2(1)

Tverrsnittsdata

$$h := 1100 \text{ mm}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$b := 12000 \text{ mm}$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$b_w := 7000 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_c := 9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Spennkabeldata

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2 \cdot 12.4 = 20832 \text{ mm}^2$$

$$d := h - 150 \text{ mm} = 950 \text{ mm}$$

$$P_0 := 30748 \text{ kN}$$

$$\gamma_p := 0.9$$

$$T_{ap} := 0.85$$

Aksiell trykkraft

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot T_{ap} \cdot P_0 = 23522.2 \text{ kN}$$

Trykkspenning på grunn av spennkraft

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{0.2fcd} := 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} < 0.2fcd$$

Faktorer

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad k := \min\left(1 + \sqrt{200 \frac{\text{mm}}{d}}, 2\right) = 1.5$$

$$\rho_L := \min\left(\frac{A_p}{b \cdot d}, 0.02\right) = 0.002 \quad k_1 := 0.15$$

Skjærkapasitet

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{min} := 0.431 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := 2.5$$

$$d := 950$$

$$b_w := 7000$$

$$f_{ck} := 45$$

$$V_{Rd,c} := \max\left(\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\right) = 5359900$$

$$V_{Rd,c} := 5360 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed,red}$$

Brubanen har behov for skjærarmering

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering EC2: 1-1; 6.2.3

Materialdata

$$d := 950 \text{ mm} \qquad \cot\theta := 2.5 \qquad \text{Denne vinkelen gir minste skjærarmering}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 855 \text{ mm} \qquad \tan\theta := 0.4$$

$$f_{ck} := 45 \qquad b_w := 7000 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 500$$

$$f_{ywd} := 434 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} := 1$$

$$cc := 1$$

Minimum skjærarmeringstverrsnitt EC2; 9.2.2

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.0013$$

$$\frac{A_{sw.min}}{s} = \rho_{w.min} \cdot b_w = 9.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Nødvendig skjærarmering

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

$$\rho b_w := \frac{A_{sw}}{cc}$$

$$\rho b_w := \frac{V_{Ed.red}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = 6.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{sw.min}}{s} > \frac{A_{sw}}{s}$$

Armeringsforholdet som er beregnet tidligere oppfyller ikke minstekravet for skjærarmering

Velger bøyer med diamter 20mm

$$r := 10 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} b_w := 9.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$cc := 2 \cdot \pi \cdot \frac{r^2}{\rho_{min} b_w} = 66.8 \text{ mm}$$

Skjærtrykkapasitet

$$0.25 \cdot f_{cd} = 6.4 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot f_{cd} = 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := 2.5 \text{ MPa}$$

$$v_1 := 0.6$$

$$b_w := 7000 \text{ mm}$$

$$0 < \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

Dette gir $\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.098$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 34671.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 7220 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed}$ Skjærtrykkapasiteten er mye større en påkjent skjærkraft

Kontroll av senteravstand mellom skjærarmeringsenhetene

$$h' := d - 45 \text{ mm} = 905 \text{ mm}$$

$$\cot\alpha := 1$$

$$s_{l,max} := 0.6 \cdot h' \cdot (1 + \cot\alpha) = 1086 \text{ mm}$$

Kontroll av senteravstand mellom skjærarmeringsenhetene i tverretning

$$S_{t,max} := \min(h', 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm}$$

Vedlegg G

Dimensjonering i bruksgrensetilstand

De viktigste beregningene som er utført i bruksgrensetilstand er:

- Spenningsbegrensninger
- Rissviddebegrensninger

Spenningsbegrensninger EC2:1-1; 7.2

Velger å kontrollere spenningen for støttet og felt i tverrsnitt

Spenningsberegning ved urisset betong, stadium I

Material- og tverrsnittsdata

$$A_c := 9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$h := 1100 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ct} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$y_{bunn} := 620 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cs} := 0.295 \cdot 10^{-3}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 480 \text{ mm}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$I := 1.304 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$A_p := 20832 \text{ mm}^2$$

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Beregning av spenning over støtte for karakteristisk lastkombinasjon

Snittkrefter for element 158

$$M_{Ed.støtte} := 21849.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 19108.2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.støtte} := P_0 - N_s = 17909.8 \text{ kN}$$

Normalspenningene for overkant og underkant beregnes etter Naviers formel

Strekkspenning

$$\sigma_{ok} := \frac{-N_{Ed.støtte}}{A_c} + \frac{M_{Ed.støtte}}{I} \cdot y_{topp} = 6.196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok} > \sigma_{ct}$$

Trykkspenning EC2:1-1; 7.2.(2)

$$\sigma_{uk} := \frac{N_{Ed.st\o\o tte}}{A_c} + \frac{M_{Ed.st\o\o tte}}{I} \cdot y_{bunn} = 12.235 \text{ MPa}$$

$$k_1 := 0.6$$

$$\sigma_{trykk.kap} := k_1 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} < \sigma_{trykk.kap} \quad \text{Ok med hensyn til trykkspenning}$$

Beregning av spenning i felt for karakteristisk lastkombinasjon

Snittkrefter for element 113

$$M_{Ed.felt} := 21940.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 18644 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.felt} := P_0 - N_s = 17445.6 \text{ kN}$$

Strekkspenning

$$\sigma_{uk} := \frac{-N_{Ed.felt}}{A_c} + \frac{M_{Ed.felt}}{I} \cdot y_{topp} = 6.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} > \sigma_{ct}$$

Trykkspenning EC2:1-1; 7.2.(2)

$$\sigma_{ok} := \frac{N_{Ed.felt}}{A_c} + \frac{M_{Ed.felt}}{I} \cdot y_{bunn} = 12.23 \text{ MPa}$$

$$k_1 := 0.6$$

$$\sigma_{trykk.kap} := k_1 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} < \sigma_{trykk.kap} \quad \text{Ok med hensyn til trykkspenning}$$

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Beregning av spenning over støtte for tilnærmet permanent lastkombinasjon

Snittkrefter for akse 158, element

$$M_{Ed.støtte} := 18209.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed.støtte} := 2808.8 \text{ kN}$$

Normalspenningene for overkant og underkant beregnes etter Naviers formel

Strekkspenning

$$\sigma_{ok} := \frac{-N_{Ed.støtte}}{A_c} + \frac{M_{Ed.støtte}}{I} \cdot y_{topp} = 6.413 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok} > \sigma_{ct}$$

Trykkspenning EC2; 7.2.(2)

$$\sigma_{uk} := \frac{N_{Ed.støtte}}{A_c} + \frac{M_{Ed.støtte}}{I} \cdot y_{bunn} = 8.947 \text{ MPa}$$

$$k_2 := 0.45$$

$$\sigma_{trykk.kap} := k_2 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} < \sigma_{trykk.kap} \quad \text{Ok med hensyn til trykkspenning}$$

Beregning av spenning i felt for tilnærmet permanent lastkombinasjon

Snittkrefter for element 113

$$M_{Ed.felt} := 12993.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed.felt} := 767.4 \text{ kN}$$

Normalspenningene for overkant og underkant beregnes etter Naviers formel

Strekkspenning

$$\sigma_{uk} := \frac{-N_{Ed.felt}}{A_c} + \frac{M_{Ed.felt}}{I} \cdot y_{topp} = 4.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} > \sigma_{ct}$$

Trykkspenning EC2:1-1; 7.2.(2)

$$\sigma_{ok} := \frac{N_{Ed.felt}}{A_c} + \frac{M_{Ed.felt}}{I} \cdot y_{bunn} = 6.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trykk.kap} := k_2 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ok} < \sigma_{trykk.kap} \quad \text{Ok med hensyn til trykkspenning}$$

Spenningsberegning ved opprisset betong, stadium II

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Beregning av spenning over støtte for karakteristisk lastkombinasjon med hensyn til opprissing

Tverrsnittsdata

$h := 1100 \text{ mm}$	$E_c := 36000 \text{ MPa}$	$E_s := 210000 \text{ MPa}$
$b := 12000 \text{ mm}$	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
$b_w := 7000 \text{ mm}$	$\alpha_{cc} := 0.85$	$\gamma_s := 1.15$
$t_f := 400 \text{ mm}$	$\gamma_c := 1.5$	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa}$
$A_c := 9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$
$A_p := 20832 \text{ mm}^2$	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0024$
$A_s := 34106 \text{ mm}^2$	$\epsilon_{ud} := 0.03$	
$A_{s'} := 36560 \text{ mm}^2$	$E_{mid} := 14000 \text{ MPa}$	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0021$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$P_0 := 30748 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{cs} := 0.295 \cdot 10^{-3}$$

$$d := 950 \text{ mm}$$

$$E_{cm} := 13427 \text{ MPa}$$

Snittkrefter for element 158

$$M_{Ed.støtte} := 21849.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 19108.2 \text{ kN}$$

Etter relaksjonstap

$$N_{Ed.støtte} := P_0 - N_s = 17909.8 \text{ kN}$$

Beregning av α og trykkspenning i betong

Aksiallikevekt og momentlikevekt om spennarmeringstygdepunktet gir følgende uttrykk for betongspenning.

$$\eta := \frac{E_p}{E_{mid}} = 13.929 \quad \rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

$$y_{bunn} := 620 \text{ mm}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 480 \text{ mm}$$

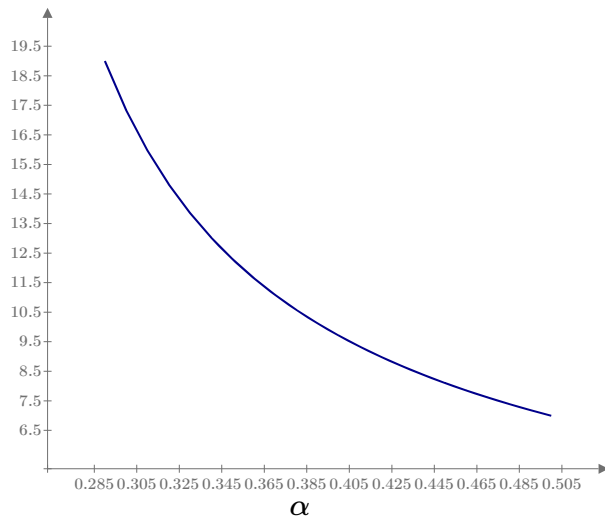
$$e := d - (y_{topp}) = 470 \text{ mm}$$

$$a := \frac{M_{Ed.støtte}}{N_{Ed.støtte}} = 1220 \text{ mm}$$

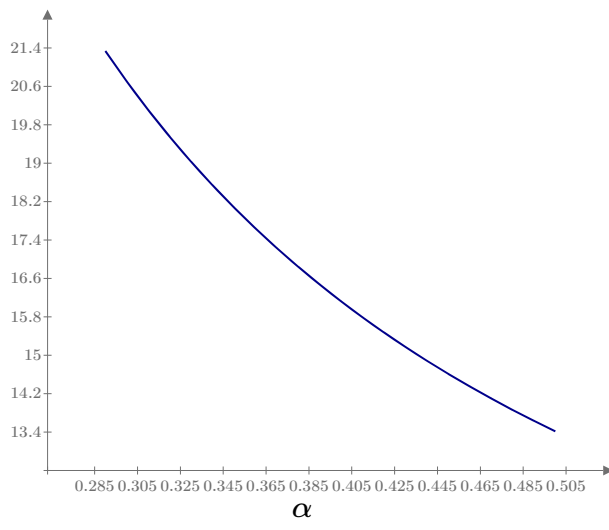
$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{N_{Ed.støtte}}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{N_{Ed.støtte}}{b \cdot d} \cdot \frac{2 \cdot (e+a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$\alpha := 0.29, 0.3 \dots 0.5$



$\sigma_{cA}(\alpha)$ (MPa)



$\sigma_{cM}(\alpha)$ (MPa)

Avlesning av graf gir

$\alpha := 0.3$

$\sigma_c := 19$ MPa

$\sigma_{trykk.kap} := k_1 \cdot f_{ck} = 27$ MPa

$\sigma_c < \sigma_{trykk.kap}$

OK

Beregning av spenning i spennarmering

Beregning av bøyestivhet EI for et T-tverrsnitt over støtte

$$h := 1100 \text{ mm} \qquad b_f := 5000 \text{ mm}$$

$$b := 12000 \text{ mm} \qquad d = 950 \text{ mm}$$

$$b_w := 7000 \text{ mm} \qquad d' := 150 \text{ mm}$$

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$I_1 := \frac{b_w \cdot (\alpha \cdot d)^3}{12} + b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{2}\right)^2 = (8.295 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2}\right)^2 = (4.112 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = (1.241 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot ((1 - \alpha) \cdot d - d')^2 = (5.525 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Strekkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (1.508 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Trykkarmering

$$I_{s'} := A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - \frac{E_{cm}}{E_s} \cdot A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 = (6.237 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{s'} + E_p \cdot I_p = (6.042 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsspenning

$$M_{Ed.støtte} = 21849.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M_{Ed.støtte} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 505.043 \text{ MPa}$$

$$k_3 := 0.8$$

$$\sigma_{kritisk} := k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{kritisk}$$

Beregning av spenning ved felt for karakteristisk lastkombinasjon med hensyn til opprissing

Snittkrefter for element 113

$$M_{Ed.felt} := 21940.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 18644 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.felt} := P_0 - N_s = 17445.6 \text{ kN}$$

Beregning av α og trykkspenning i betong

Aksiallikevekt og momentlikevekt om spennarmeringstygdepunktet gir følgende uttrykk for betongspenning.

$$\eta := \frac{E_p}{E_{mid}} = 13.929 \quad \rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

$$y_{bunn} := 620 \text{ mm}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 480 \text{ mm}$$

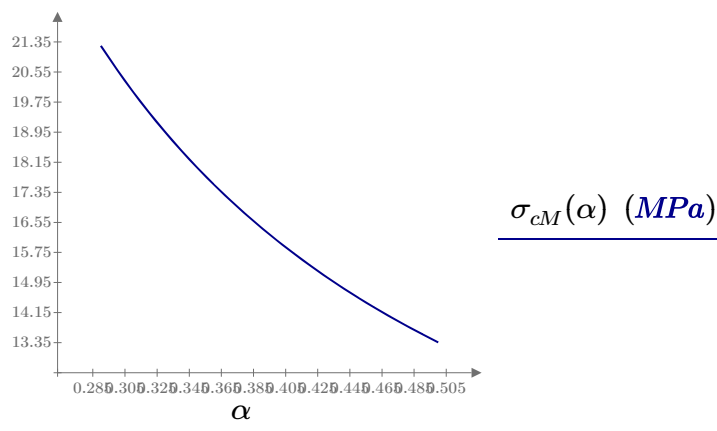
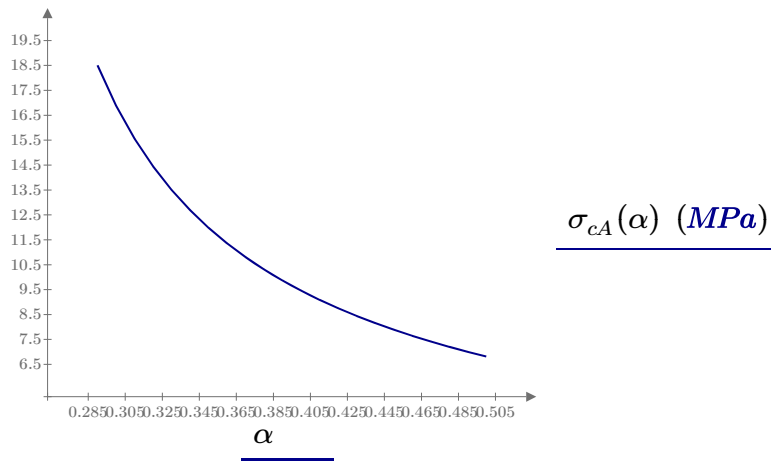
$$e := d - (y_{topp}) = 470 \text{ mm}$$

$$a := \frac{M_{Ed, felt}}{N_{Ed, felt}} = 1258 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{N_{Ed, felt}}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{N_{Ed, felt}}{b \cdot d} \cdot \frac{2 \cdot (e + a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$\alpha := 0.29, 0.3 \dots 0.5$$



Avlesning av graf gir

$$\alpha := 0.3$$

$$\sigma_c := 19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trykk.kap}} := k_1 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{\text{trykk.kap}} \quad \text{OK}$$

Beregning av spenning i spennarmering

Beregning av bøyestivhet EI for et T-tverrsnitt ved støtte

$$h := 1100 \text{ mm}$$

$$b_f := 5000 \text{ mm}$$

$$b := 12000 \text{ mm}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$b_w := 7000 \text{ mm}$$

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

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$I_1 := \frac{b_w \cdot (\alpha \cdot d)^3}{12} + b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{2}\right)^2 = (8.295 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2}\right)^2 = (4.112 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = (1.241 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot ((1 - \alpha) \cdot d - d')^2 = (5.525 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Strekkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (1.508 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Trykkarmering

$$I_{s'} := A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - \frac{E_{cm}}{E_s} \cdot A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 = (6.237 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{s'} + E_p \cdot I_p = (6.042 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsspenning

$$M_{Ed, felt} = 21940.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M_{Ed, felt} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 507.149 \text{ MPa}$$

$$k_3 := 0.8$$

$$\sigma_{kritisk} := k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{kritisk}$$

THE MEMBER PERMANENTLY IN ACTION

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Beregning av spenning over støtte for tilnærmet permanent lastkombinasjon med hensyn til opprissing

Snittkrefter for element 158

$$M_{Ed.støtte} := 18209.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 19108.2 \text{ kN}$$

Etter relaksjonstap

$$N_{Ed.støtte} := P_0 - N_s = 17909.8 \text{ kN}$$

Beregning av α og trykkspenning i betong

Aksiallikevekt og momentlikevekt om spennarmeringstygdepunktet gir følgende uttrykk for betongspenning.

$$\eta := \frac{E_p}{E_{mid}} = 13.929 \quad \rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

$$y_{bunn} := 620 \text{ mm}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 480 \text{ mm}$$

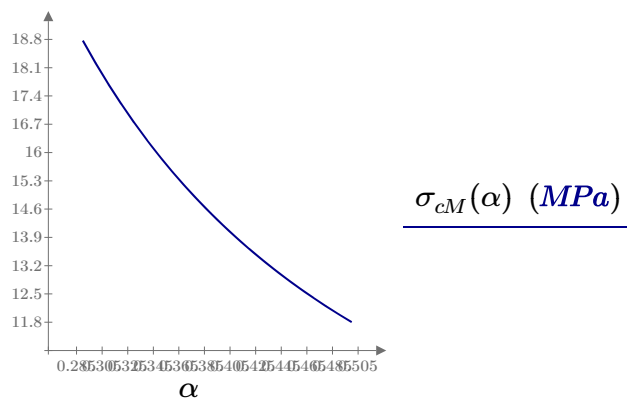
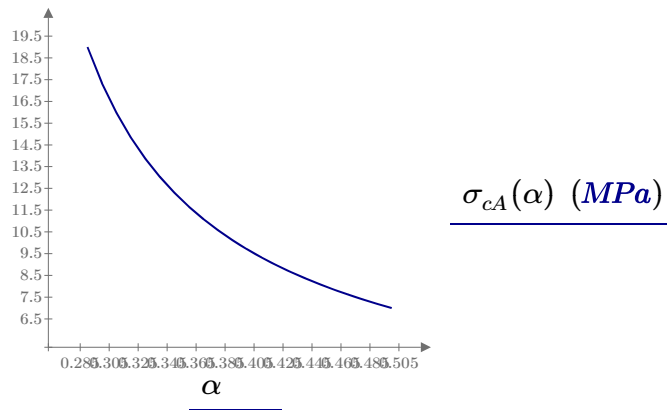
$$e := d - (y_{topp}) = 470 \text{ mm}$$

$$a := \frac{M_{Ed.støtte}}{N_{Ed.støtte}} = 1017 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{N_{Ed.støtte}}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{N_{Ed.støtte}}{b \cdot d} \cdot \frac{2 \cdot (e + a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$\alpha := 0.29, 0.3 \dots 0.5$



Avlesning av graf gir

$\alpha := 0.32$

$\sigma_c := 17.5$ MPa

$$\sigma_{\text{trykk.kap}} := k_1 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < \sigma_{\text{trykk.kap}} \quad \text{OK}$$

Beregning av spenning i spennarmering

Beregning av bøyestivhet EI for et T-tverrsnitt over støtte

$$h := 1100 \text{ mm}$$

$$b_f := 5000 \text{ mm}$$

$$b := 12000 \text{ mm}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$b_w := 7000 \text{ mm}$$

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

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$I_1 := \frac{b_w \cdot (\alpha \cdot d)^3}{12} + b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{2} \right)^2 = (1.007 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2} \right)^2 = (4.83 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = (1.49 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot ((1 - \alpha) \cdot d - d')^2 = (5.125 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Strekkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (1.423 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Trykkarmering

$$I_{s'} := A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - \frac{E_{cm}}{E_s} \cdot A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 = (8.116 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{s'} + E_p \cdot I_p = (6.159 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsspenning

$$M_{Ed.støtte} = 18209.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M_{Ed.støtte} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 401.081 \text{ MPa}$$

$$k_3 := 0.8$$

$$\sigma_{kritisk} := k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{kritisk}$$

Beregning av spenning ved felt for tilnærmet permanent lastkombinasjon med hensyn til opprissing

Snittkrefter for element 113

$$M_{Ed.felt} := 21940.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 1198.361 \text{ kN}$$

$$P_0 := 18644 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.felt} := P_0 - N_s = 17445.6 \text{ kN}$$

Beregning av α og trykkspenning i betong

Aksiallikevekt og momentlikevekt om spennarmeringstygdepunktet gir følgende uttrykk for betongspenning.

$$\eta := \frac{E_p}{E_{mid}} = 13.929 \quad \rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

$$y_{bunn} := 620 \text{ mm}$$

$$y_{topp} := 1100 \text{ mm} - y_{bunn} = 480 \text{ mm}$$

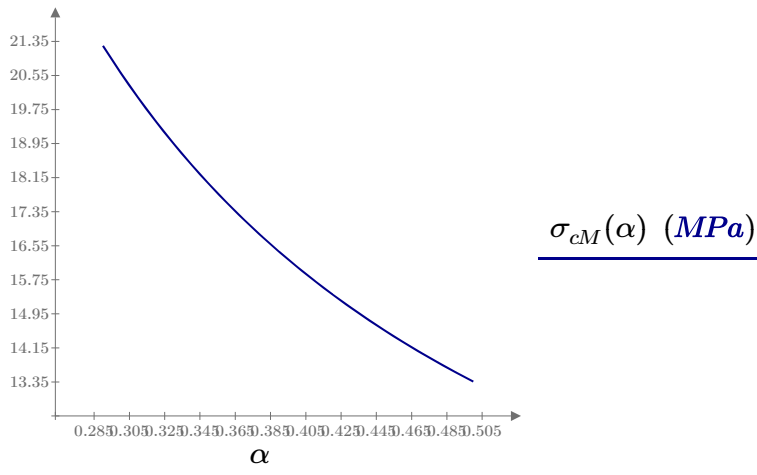
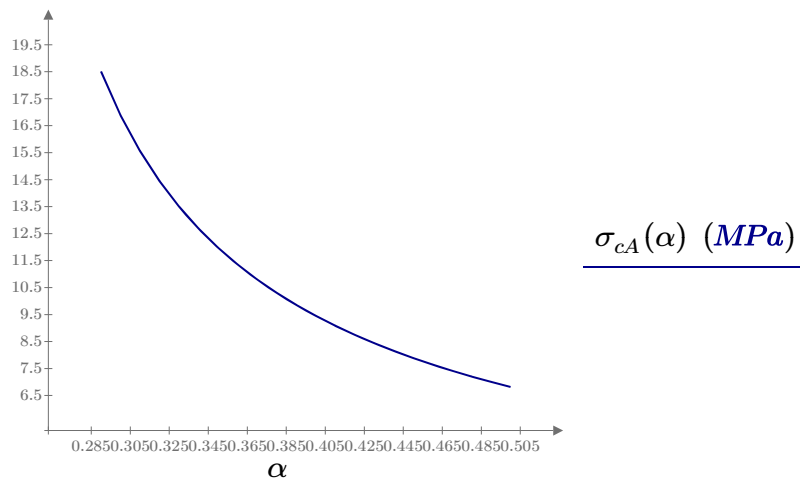
$$e := d - (y_{topp}) = 470 \text{ mm}$$

$$a := \frac{M_{Ed.felt}}{N_{Ed.felt}} = 1258 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{N_{Ed.felt}}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{N_{Ed.felt}}{b \cdot d} \cdot \frac{2 \cdot (e + a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)}$$

$\alpha := 0.29, 0.3 \dots 0.5$



Avlesning av graf gir

$\alpha := 0.3$

$\sigma_c := 19.5$ MPa

$\sigma_{trykk.kap} := k_1 \cdot f_{ck} = 27$ MPa

$\sigma_c < \sigma_{trykk.kap}$ OK

Beregning av spenning i spennarmering

Beregning av bøyestivhet EI for et T-tverrsnitt ved støtte

$$h := 1100 \text{ mm}$$

$$b_f := 5000 \text{ mm}$$

$$b := 12000 \text{ mm}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$b_w := 7000 \text{ mm}$$

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

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$I_1 := \frac{b_w \cdot (\alpha \cdot d)^3}{12} + b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{2}\right)^2 = (8.295 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(\alpha \cdot d - \frac{t_f}{2}\right)^2 = (4.112 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{\beta\beta} := I_1 + I_2 = (1.241 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Spennarmering

$$I_p := A_p \cdot ((1 - \alpha) \cdot d - d')^2 = (5.525 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Strekkarmering

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 = (1.508 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Trykkarmering

$$I_{s'} := A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - \frac{E_{cm}}{E_s} \cdot A_{s'} \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 = (6.237 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Bøyestivhet

$$EI := E_{cm} \cdot I_{\beta\beta} + E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{s'} + E_p \cdot I_p = (6.042 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsspenning

$$M_{Ed, felt} = 21940.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot M_{Ed, felt} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d}{EI} = 507.149 \text{ MPa}$$

$$k_3 := 0.8$$

$$\sigma_{kritisk} := k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{kritisk}$$

Rissviddebegrensning EC2-1-1; 7.3

Beregning av rissvidde over støtte

$$k_t := 0.4 \quad \text{Langvarig belastning}$$

$$a_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 15.64$$

$$\xi := 0.5$$

$$f_{ct,eff} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$A_p := 1680 \text{ mm}^2$$

$$\phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$A_{p'} := 12.4 \cdot A_p = 20832 \text{ mm}^2$$

$$\phi_p := 1.75 \cdot \sqrt{A_p} = 71.729 \text{ mm}$$

$$c := 45 \text{ mm}$$

Justert heftfastforhold

$$\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = 0.373$$

Største rissavstand

$$\text{Senteravstand, } cc < 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$k_1 := 0.8 \quad A_{s,OK} := 25132.7 \text{ mm}^2$$

$$k_2 := 0.5 \quad A_{s,UK} := 14660.8 \text{ mm}^2$$

$$k_3 := 3.4 \quad A_p := 12.4 \cdot 1680 \text{ mm}^2 = 20832 \text{ mm}^2$$

$$k_4 := 0.425$$

Effektiv areal av strekksonen

$$\alpha := 0.32$$

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h - d), \left(\frac{h - \alpha \cdot d}{3} \right), \frac{h}{2} \right) = 265.333 \text{ mm}$$

$$b_{c,eff} := b = 12000 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := b_{c,eff} \cdot h_{c,eff} = 3184000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_{s.OK} + \xi_1^2 \cdot A_{p'}}{A_{c.eff}} = 0.009$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.eff}} = 539.119 \text{ mm}$$

Beregnet rissvidde

$$\sigma_s := 401 \text{ MPa}$$

$$\Delta\varepsilon := \max \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p.eff}) \right)}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.001$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.618 \text{ mm}$$

Grenseverdi for overkant

$$c_{com.ok} := 50 \text{ mm}$$

$$c_{min.dur.ok} := 35 \text{ mm}$$

$$k_c := \max \left(\frac{c_{com.ok}}{c_{min.dur.ok}}, 1.3 \right) = 1.429$$

$$w_{krav.ok} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.429 \text{ mm}$$

Beregning av rissvidde i felt

Effektiv areal av strekksonen

$$\alpha := 0.29$$

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h - d), \left(\frac{h - \alpha \cdot d}{3} \right), \frac{h}{2} \right) = 274.833 \text{ mm}$$

$$b_{c.eff} := b_w = 7000 \text{ mm}$$

$$A_{c.eff} := b_{c.eff} \cdot h_{c.eff} = 1923833 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_{s.UK} + \xi_1^2 \cdot A_{p'}}{A_{c.eff}} = 0.009$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.eff}} = 525.389 \text{ mm}$$

Beregnet rissvidde

$$\sigma_s := 507 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon := \max \left(\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p.eff}) \right)}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.002$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \Delta \varepsilon = 0.792 \text{ mm}$$

Grenseverdi for underkant

$$c_{com.uk} := 75 \text{ mm}$$

$$c_{min.dur.uk} := 50 \text{ mm}$$

$$k_c := \max \left(\frac{c_{com.uk}}{c_{min.dur.uk}}, 1.3 \right) = 1.5$$

$$w_{krav.ok} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.45 \text{ mm}$$

Minimumsarmering i bruksgrensetilstand

$$\sigma_s := 230 \text{ MPa}$$

$$t_f := 400 \text{ mm}$$

$$A_c = (9.7 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$b_f := 5000 \text{ mm}$$

$$y_{bunn} = 620 \text{ mm}$$

$$b_s := 5000 \text{ mm}$$

$$y_{topp} = 480 \text{ mm}$$

$$h_s := h - t_f = 700 \text{ mm}$$

$$I = (1.304 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$h_x := 1000 \text{ mm}$$

Beregning av minimumsarmering over støtte

$$N_{Ed.støtte} := 17909.8 \text{ kN}$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed.støtte}}{A_c} = 1.846 \text{ MPa}$$

Minimumsarmering i steg

$$A_{ct.s} := \frac{h_s}{2} \cdot b_s = (1.75 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$k := 0.65$$

$$k_1 := 1.5$$

$$k_c := \min \left(0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h_x} \right) \cdot f_{ct.eff}} \right), 1 \right) = 0.282$$

$$A_{s.min.s} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.s}}{\sigma_s} = 5304 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i flens

$$A_{ct.f} := b_f \cdot t_f = (2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$t_f = 0.4 \text{ m}$$

$$M_{riss} := \left(f_{ct.eff} + \frac{N_{Ed.støtte}}{A_c} \right) \cdot \frac{I}{y_{topp}} = (1.534 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{flens} := \frac{-N_{Ed.støtte}}{A_c} + \frac{M_{riss}}{I} \cdot (y_{topp} - t_f) = -0.905 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{flens} + f_{ct.eff}}{2} = 1.447 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \sigma_m \cdot A_{ct.f} = 2894.691 \text{ kN}$$

$$k_c := \max \left(0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct.f} \cdot f_{ct.eff}}, 0.5 \right) = 0.5$$

$$A_{s.min.f} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.f}}{\sigma_s} = 10739 \text{ mm}^2$$

Beregning av minimumsarmering over i felt

$$N_{Ed.felt} := 17445.6 \text{ kN}$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed.felt}}{A_c} = 1.799 \text{ MPa}$$

Minimumsarmering i steg

$$A_{ct.s} := h_s \cdot b_s = (3.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$k := 0.65$$

$$k_1 := 1.5$$

$$k_c := \min \left(0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h_x} \right) \cdot f_{ct.eff}} \right), 1 \right) = 0.285$$

$$A_{s.min.s} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.s}}{\sigma_s} = 10722 \text{ mm}^2$$

Ikke nødvendig å regne ut minimumsarmering i flensen da denne delen ikke er i strekk