

# Prosjektering av en etteroppspent betongbru

Analyse og dimensjonering med fordypning i  
lokale effekter ved kabelforankring

**Marie Blix Davidsen**  
**Helene Kjemperud**

Master i Bygg- og miljøteknikk  
Innlevert: juni 2017  
Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2017	ANTALL SIDER: 145 + 84 sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	---

TITTEL:

**Prosjektering av en etteroppspent betongbru:  
Analyse og dimensjonering med fordypning i lokale effekter ved kabelforankring**

Structural design of a prestressed concrete bridge:  
Analysis and design with in-depth evaluation of local effects due to anchorage of tendons

UTFØRT AV:

Marie Blix Davidsen  
Helene Kjemperud



SAMMENDRAG:

Oppgaven omhandler analyse og dimensjonering av en fiktiv, etteroppspent betongbru. Som fordypning ble det sett nærmere på lokale effekter ved konsentrerte laster i form av kabelforankring. Brua som ble dimensjonert er en 3-felts platebru med massivt T-tverrsnitt. Global analyse av brua er gjort i rammeprogrammet NovaFrame, og lokal analyse ved forankringen er gjort i elementmetodeprogrammene Abaqus og DIANA. Formålet med oppgaven var å få en generell innsikt i beregningsmetoder og problemstillinger som er relevant for denne type bruer. Prosjekteringen gjøres i samsvar med relevante Eurokoder og Håndbok N400.

Kapasiteten til brua ble i utgangspunktet beregnet med minimums slakkarmering. Brua ble kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand, hvor det ble utført kontroller i lengde- og tverretningen. I bruddgrensetilstanden viste det seg at mengde slakkarmering måtte økes grunnet stort torsjonsmoment, og at gitt tverrsnitt ikke var tilstrekkelig for å ta skjær mellom steg og flens. I bruksgrensetilstand var imidlertid alle krav i Eurokoden tilfredsstillt.

For å kunne evaluere de lokale effektene ved kabelforankring ble det laget ulike modeller i Abaqus og DIANA. I Abaqus ble forankringslasten modellert i form av en konsentrert flatelast, mens lasten i Diana ble modellert ved å legge inn spennkabler med ulik kurvatur og plassering. Sammenligning mellom Abaqus og DIANA viste at det var tilnærmet ingen forskjell mellom modellering av selve kabelen og representering av forankring ved bruk av en ytre last. Som forventet viste det seg at spennarmeringens helning og plassering hadde innvirkning på spenningsfordelingen i tverrsnittet. Hvorvidt dette påvirker det som er normal praksis for utforming og plassering av spaltetrekkarmeringen er imidlertid ikke undersøkt i denne oppgaven.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli, NTNU og Håvard Johansen, Statens Vegvesen Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



# Forord

Denne oppgaven er utført av to studenter som en avslutning på studieprogrammet Bygg – og miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet. Oppgaven er skrevet våren 2017 ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og arbeidsperioden har vært på 20 uker. Gjennomføring av oppgaven medfører 30 studiepoeng til hver av studentene.

Opgaven er utarbeidet som et samarbeid mellom Marie Blix Davidsen og Helene Kjemperud. Statens Vegvesen Vegdirektoratet har vært ekstern samarbeidspartner representert ved Håvard Johansen. Professor Jan Arve Øverli har fungert som intern veideler ved instituttet. I tillegg har Thomas Reed bistått med hjelp til NovaFrame.

Problemstillingen har omfattet analyse og dimensjonering av en etteroppspent betongbru, med fordypning i lokale effekter ved kabelforankring. Hensikten med oppgaven har vært å lære seg relevante beregningsmetoder, samt drøfting av aktuelle problemstillinger knyttet til bruprojektering.

I ettertid ser vi tilbake på en lærerik prosess med mange oppturer og nedturer. Mye arbeid er lagt ned i å gjennomføre denne oppgaven, og mye tid er gått med til å prøve og feile. Disse "omveiene" har imidlertid bidratt til interessante faglige diskusjoner, som har resultert i økt kunnskap relatert til fagområdet vi har arbeidet med.

Vi vil rette en stor takk til vår hovedveileder, professor Jan Arve Øverli, samt professor Terje Kanstad for god støtte og faglig veiledning gjennom hele prosessen. En stor takk rettes også Vegdirektoratets representanter Håvard Johansen for praktiske innspill og Thomas Reed for introkurs til NovaFrame og veiledning underveis. Avslutningsvis vil vi takke Lars Narvestad v/Aas Jakobsen for lisens til NovaFrame.

Trondheim, 11.06.2017



---

Marie Blix Davidsen



---

Helene Kjemperud



# Sammendrag

Oppgaven omhandler analyse og dimensjonering av en fiktiv, etteroppspent betongbru. Som fordypning ble det sett nærmere på lokale effekter ved konsentrerte laster i form av kabelforankring. Brua som ble dimensjonert er en 3-felts platebru med massivt T-tverrsnitt. All geometri og forslag til spennsystem ble gitt i en utdelt oppgavetekst. Global analyse av brua er gjort i rammeprogrammet NovaFrame, og lokal analyse ved forankringen er gjort i elementmetodeprogrammene Abaqus og DIANA. Formålet med oppgaven var å få en generell innsikt i beregningsmetoder og problemstillinger som er relevant for denne type bruer. Prosjekteringen gjøres i samsvar med relevante Eurokoder og Håndbok N400.

Første del av oppgaven innebar kartlegging av alle nødvendige krav og data som måtte være på plass før brua kunne analyseres. Informasjon om minimumsarmering, overdekning og materialegenskaper ble innhentet fra gjeldende regelverk, og laster ble beregnet.

I NovaFrame ble det kjørt analyse med alle de viktigste lastene og lastkombinasjonene i brudd- og bruksgrensetilstand. Etter en betraktning og verifisering av resultatene fra de statiske beregningene viste det seg at det opprinnelige spennsystemet med 6 kabler førte til store primærmomenter sammenlignet med støttemomentene fra egenlasten. Dette er ikke en ønskelig situasjon, og spennsystemet ble derfor redusert til 4 kabler for å unngå for store primærmomenter. For å sikre tilstrekkelig kapasiteten ble antall tau i spennkablene økt fra 12 til 15. Videre kapasitetsberegninger ble utført med resultatene fra analysen med det nye spennsystemet.

Kapasiteten til brua ble i utgangspunktet beregnet med minimums slakkarmering. Brua ble kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand, hvor det ble utført kontroller i lengde- og tverretningen. I bruddgrensetilstanden viste det seg at mengden slakkarmering i lengderetning måtte økes grunnet stort torsjonsmoment, og at gitt tverrsnitt ikke var tilstrekkelig for å ta opp skjær mellom steg og flens i tverretning. Det ble besluttet at en endring i flensenes geometri ville vært mest gunstig for å øke kapasiteten i tverretningen, men det ble ikke gjort videre endringer i forhold til dette i oppgaven. I bruksgrensetilstand var imidlertid alle krav i Eurokoden tilfredsstilt.

For å kunne evaluere de lokale effektene ved kabelforankring ble det laget ulike modeller i Abaqus og DIANA. I Abaqus ble forankringslasten modellert i form av en konsentrert

---

flatelast, mens lasten i Diana ble modellert ved å legge inn spennkabler med ulik kurvatur og plassering. Sammenligning mellom Abaqus og DIANA viste at det var tilnærmet ingen forskjell mellom modellering av selve kablet og representering av forankring ved bruk av en ytre last. Som forventet viste det seg at spennarmeringens helning og plassering hadde innvirkning på spenningsfordelingen i tverrsnittet. Hvorvidt dette påvirker det som er normal praksis for utforming og plassering av spaltestrekkarmeringen er imidlertid ikke undersøkt i denne oppgaven.



# Abstract

This report covers analysis and design of a fictitious, concrete bridge, as well as an in-depth analysis and evaluation of local effects due to anchorage of tendons. The bridge in question is a three-spanned, post-tensioned, slab bridge with a T-section. The bridge's geometry along with a proposed system of tendons is provided in the assignment. The global analysis is done in NovaFrame, and the local analysis of the anchorage zone is done in the finite-element-method based programs Abaqus and DIANA. The purpose of this master thesis is acquiring general knowledge of the tasks and regulations involved in bridge design. The design process is done in accordance with relevant Eurocodes and Håndbok N400.

The first part of the design process involved gathering information and data necessary for the analysis. This concerned minimum reinforcement, concrete cover and material properties as well as loads and loadcombinations.

The analysis in NovaFrame was run with essential loads and loadcombinations for both ultimate and serviceability limit state. After verifying and evaluating the results from the analysis, the primary moments from the proposed system of 6 tendons turned out to be significantly higher than the moments resulting from dead weight. As this is not a desirable situation, the number of tendons was reduced from 6 to 4 in order to limit the primary moments. To ensure sufficient capacity the number of strands per tendon was increased from 12 to 15. All further calculations were done using the results from the new system of tendons.

Capacity checks were initially done using the minimum reinforcement area. Checks are performed for both longitudinal and transverse direction in the ultimate and serviceability limit state. The minimum longitudinal reinforcement proved insufficient due to torsion in ULS and the longitudinal reinforcement was consequently increased. Another problem that arose in ULS was shear acting between the flange and the web in the transverse direction. Sufficient capacity would require a considerable amount of reinforcement with the given section. The most favorable solution was therefore decided to be an alteration of the flanges, but no further alterations were made in this report. All relevant requirements in SLS from the Eurocode were fulfilled.

As means of evaluating the local effects due to anchorage of tendons, multiple models were produced in Abaqus and DIANA. The anchorage load in Abaqus was represented with a

---

concentrated load. In DIANA the actual tendons were modelled with different curvature and positions. A comparison of the results from the two programs indicated no significant difference between modelling the load as an external concentrated load and as a tendon. As anticipated, the curvature of the tendon, and thus the angle of the load, was of great significance to the distribution of stresses throughout the section. Whether this will influence normal practice when it comes to reinforcement in the anchorage zone is not evaluated.

# Innhold

<b>Forord</b>	<b>i</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>ii</b>
<b>Abstract</b>	<b>iv</b>
<b>Innhold</b>	<b>vii</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Prosjekteringsgrunnlag</b>	<b>2</b>
2.1 Grunnlagsdokumenter . . . . .	2
2.2 Materialegenskaper . . . . .	5
2.3 Brua . . . . .	7
<b>3 Armering</b>	<b>9</b>
3.1 Overdekning . . . . .	9
3.2 Spennarmering . . . . .	11
3.3 Minimumsarmering . . . . .	15
<b>4 Laster</b>	<b>17</b>
4.1 Permanente laster . . . . .	17
4.2 Variable laster . . . . .	19

4.3	Deformasjonslaster . . . . .	30
4.4	Spennkrafttap . . . . .	32
4.5	Lastkombinasjoner . . . . .	34
<b>5</b>	<b>Analysemodell i NovaFrame</b>	<b>38</b>
5.1	Materialer og designparametere . . . . .	38
5.2	Referanselinjer . . . . .	40
5.3	Tverrsnitt . . . . .	43
5.4	Modellens geometri . . . . .	45
5.5	Spennkabler . . . . .	47
5.6	Laster . . . . .	50
5.7	Analyse og lastkombinasjoner . . . . .	55
5.8	Reduksjon av spennkabler . . . . .	57
<b>6</b>	<b>Verifikasjon av resultater fra NovaFrame</b>	<b>58</b>
6.1	Verifikasjon av egenlast . . . . .	58
6.2	Verifikasjon av trafikklast . . . . .	63
6.3	Verifikasjon av forspenningens primærmomenter . . . . .	66
<b>7</b>	<b>Bruddgrensetilstand</b>	<b>68</b>
7.1	Resultater fra NovaFrame . . . . .	68
7.2	Effektiv flensbredde . . . . .	71
7.3	Momentkapasitet . . . . .	74
7.4	Skjærkraftkapasitet . . . . .	79
7.5	Torsjonskapasitet . . . . .	83

7.6 Oppsummering av bruddgrensetilstanden . . . . .	90
<b>8 Bruksgrensetilstanden</b>	<b>94</b>
8.1 Resultater fra NovaFrame . . . . .	94
8.2 Spenningsberegninger i lengderetning . . . . .	98
8.3 Spenningsberegninger i tverretning . . . . .	105
8.4 Rissviddebegrensninger . . . . .	107
<b>9 Lokale effekter</b>	<b>109</b>
9.1 B- og D-regioner . . . . .	109
<b>10 Elementanalyse av forankringslast</b>	<b>115</b>
10.1 Elementanalyse . . . . .	115
10.2 Modelling i Diana FEA . . . . .	116
10.3 Modelling i Abaqus . . . . .	121
10.4 Resultater . . . . .	126
10.5 Drøfting . . . . .	135
10.6 Sammenligning Abaqus og Diana . . . . .	137
10.7 Oppsummering og konklusjon . . . . .	140
<b>Referanser</b>	<b>142</b>
<b>Vedleggsliste</b>	<b>144</b>



# 1 | Innledning

Masteroppgaven tar utgangspunkt i en tidligere prosjektoppgave gitt i emnet «KT6003 Prosjektering av bruer 1» høsten 2016, som omhandler analysering og dimensjonering av en etteroppspent betongbru. Formålet har vært å tilegne seg praktisk kunnskap om prosjektering av betongkonstruksjoner og de problemstillingene som er relevante ved konstruksjon av denne type bruer.

Brua er en trefelts betongbru på 66 meter, som er rett i horisontal- og vertikalplanet. Brua tenkes utført i én støp og det kan derfor ses bort ifra byggefaser. Det skal beregnes nødvendig armeringsmengder, og utføres kapasitetskontroll for et gitt tverrsnitt og en gitt geometri. I denne oppgaven er det valgt å fokusere på brudekket, og søylene er derfor ikke dimensjonert.

For global analyse av brua benyttes rammeprogrammet NovaFrame. Kapasitetskontrollene utføres i brudd- og bruksgrensetilstanden, i henhold til aktuelle Eurokoder og Håndbok N400. I bruddgrensetilstanden er moment-, skjær- og torsjonskapasitet kontrollert i lengderetningen, og en forenklet kontroll er gjort for moment og skjær i tverretningen. I bruksgrensetilstanden er spenning- og rissviddekrav kontrollert både i lengde- og tverretning.

Fordypningsemnet innebærer å se nærmere på lokale effekter som oppstår som følge av konsentrert last i form av forankringslast. Analysene er gjort ved hjelp av elementmetodeprogrammene DIANA og Abaqus, hvor forskjellige former på spennarmeringen er testet for å kartlegge kurvatures- og plasseringens betydning for spenningsforløpet.

Rapporten starter med å presentere relevante grunnlagsdokumenter, anvendte programmer samt brua i oppgaveteksten. Deretter bestemmes nødvendig overdekning, spennarmeringsparametere og minimumsarmering. Videre behandles de aktuelle lastene; egenvekt av alle komponentene til brua, de variable lastene trafikk, temperatur og vind, og deformasjonslastene kryp og svinn. Det er utformet en detaljert beskrivelse av modelleringen i NovaFrame, og modellen ble verifisert med ulike håndberegninger og analyseverktøy. Videre utføres kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand. Avslutningsvis kommer fordypningsemnet om kabelforankringer hvor relevant teori, analyseprosessen og viktige resultater er presentert.

## 2 | Prosjekteringsgrunnlag

### 2.1 Grunnlagsdokumenter

I del 1 av oppgaven har følgende grunnlagsdokumenter og programmer blitt benyttet for analysering av brua.

#### Standarder:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Videre referert til som EK0.
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. Videre referert til som EK1-1-4.
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger. Videre referert til som EK1-1-5.
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. Videre referert til som EK1-2.
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Videre referert til som EK2-1-1.
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer. Videre referert til som EK2-2.



## Håndbøker:

- Håndbok N400: Bruprosjektering (Vegdirektoratet, 2015) [1]

## ETA:

European Technical Approval er et dokument som beskriver produkter som brukes i ulike byggverk og hvordan montering og skal foregå. ETA benyttes når produktet ikke er dekket av en harmonisert europeisk standard. I dette tilfellet er følgende ETA benyttet:

- BBR VT CONA CMI BT: ETA-09/0286

## Programvare:

- NovaFrame:  
For å analysere brua er rammeprogrammet NovaFrame valgt som verktøy. Programmet er utviklet av Aas-Jacobsen og er spesielt godt egnet til brukonstruksjoner. Selve analysen baseres på bjelketeori og beregningene i programmet gjøres ved bruk av bjelkeelementer. Programmet er valgt grunnet egnethet for analyse av bru.
- Fap2D:  
Fap 2D er et todimensjonalt analyseprogram for rammer. Programmet er intuitivt med et enkelt brukergrensesnitt. Fap2D brukes til å verifisere ulike resultater fra NovaFrame.
- DIANA 10.1:  
*DIANA* (Displacement Analyzer) er et elementbasert program utviklet i Nederland. Programmet gir muligheter for modellering i både 2D og 3D og egner seg godt til elementanalyse av både små og store konstruksjoner. Programmet blir i oppgaven benyttet til å analysere D-regioner som oppstår som følge av forankringskrefter. DIANA 10.1 er en relativt ny versjon, men grunnet god tilgang på manualer og et intuitivt brukergrensesnitt er programmet valgt til FEM-analyser.
- Abaqus 6.14 CAE:  
Abaqus FEA er et elementmetodeprogram som brukes til analyse av enkle og avanserte konstruksjoner. Programmet blir brukt som en del av undervisningen i flere fag på NTNU, blant annet *TKT4192 Elementmetoden i styrkeanalyse*. Abaqus blir benyttet til å analysere D-regioner som oppstår som følge av forankringskrefter.

- Mathcad Prime 3.0:

Utrekninger gjøres ved hjelp av regneark som settes opp i Mathcad Prime. Programmet er særlig egnet for å lage avanserte og lengre formler. Resultatet blir lett lesbare regneark, der regneprosessen kommer godt frem.

## 2.2 Materialelegenskaper

### 2.2.1 Materialfaktorer

Følgende materialfaktorer er hentet fra EK2-1-1. Videre settes  $\alpha_{cc} = 0.85$  og  $\alpha_{ct} = 0.85$

	$\gamma_c$ for betong	$\gamma_s$ for armeringsstål	$\gamma_s$ for spennsstål
Vedvarende og forbigående	1.5	1.15	1.15

Tabell 2.1: Materialfaktorer

### 2.2.2 Betong

Betongkvaliteten er i oppgaven gitt som B45. Materialelegenskapene for betong er hentet fra EK2-1-1.

Symbol	Verdi	Enhet	Egenskap
$f_{ck}$	45	MPa	Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 døgn
$f_{cd}$	25.5	MPa	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	2.70	MPa	Betongens karakteristiske aksialtrekkfasthet
$f_{ctd}$	1.53	MPa	Dimensjonerende betongtrekkfasthet
$f_{ctm}$	3.80	MPa	Middelvei av betongens aksialtrekkfasthet
$E_{cm}$	36	GPa	Elastisitetsmodul for betong
$\rho_c$	24	kN/m <sup>3</sup>	Tyngdetetthet uarmert betong
$\rho_{c,armert}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Tyngdetetthet armert betong

Tabell 2.2: Materialelegenskaper betong

### 2.2.3 Slakkarmering

Slakkarmeringen er i oppgaven gitt til å være av type B500NC. Materialeegenskapene til armeringsstål er hentet fra EK2-1-1.

Symbol	Verdi	Enhet	Egenskap
$f_{yk}$	500	MPa	Armeringens karakteristiske flytegrense
$f_{yd}$	434	MPa	Armeringens dimensjonerende flytegrense
$E_s$	200	GPa	Dimensjonerende verdi for armeringsstålets elastisitetsmodul

Tabell 2.3: Materialeegenskaper slakkarmering

### 2.2.4 Spennarmering

Spennarmeringen er tenkt utført med 12 stk 150 mm<sup>2</sup> tau per kabel. Presentasjon av spennsystem følger i kapittel 3.2.2. Materialeegenskapene til spennarmeringen er hentet fra ETA-09/0286 og EK2-1-1 og er angitt i tabell 2.4.

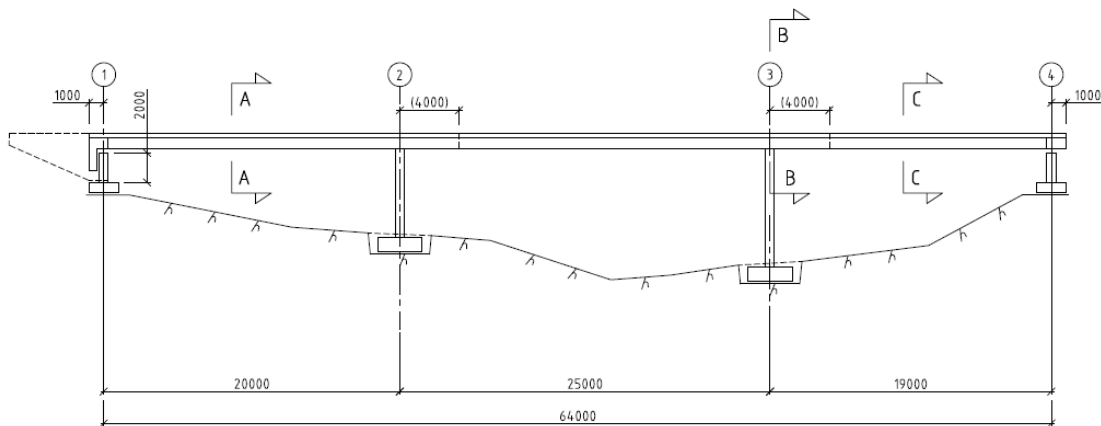
Symbol	Verdi	Enhet	Egenskap
$f_{pk}$	1860	MPa	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	1640	MPa	Spennstålets karakteristiske 0,1%-strekkgrense
$\sigma_{p,max}$	1476	MPa	Største spenning påført spennkabelen
$f_{pd}$	1426	MPa	Spennstålets dimensjonerende 0,1%-strekkgrense
$E_p$	195	GPa	Dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul

Tabell 2.4: Materialeegenskaper spennarmering

Største spenning påført spennkabelen,  $\sigma_{p,max}$  i tabell 2.4 er, i henhold til EK2-1-1, 5.10.2.1(1), satt til den minste av  $\{0.8f_{pk}\}$  og  $\{0.9f_{p0,1k}\}$ .

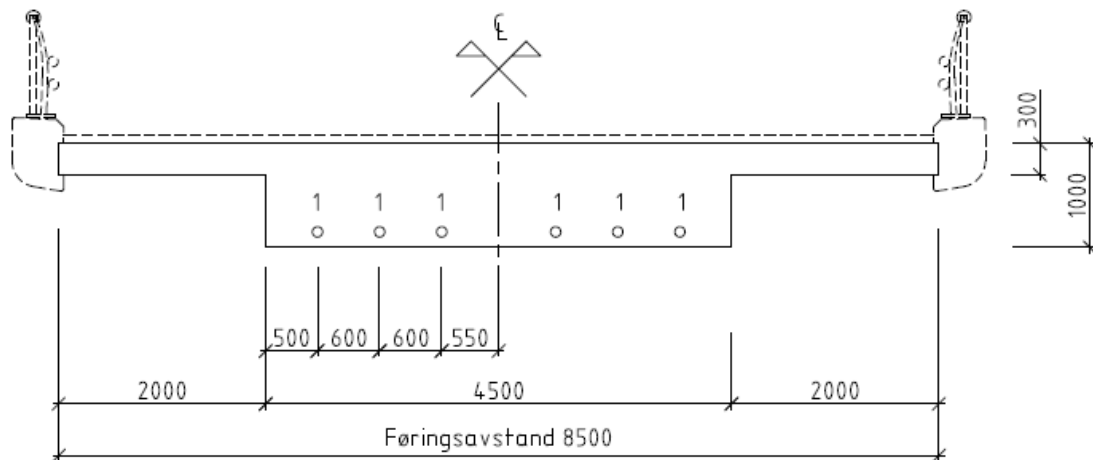
## 2.3 Brua

Tildelt oppgave handler om å analysere og dimensjonere en plasstøpt, etteroppspent betongbru. Det skal beregnes nødvendig armeringsmengde, og utføres kapasitetskontroll for et gitt tverrsnitt og en gitt geometri. Brua har tre spenn med spennvidder på henholdsvis 20, 25 og 19 meter, som vist på figur 2.1. Det er en meter utstikk fra landkaraksene på begge sider, og bruas totale lengde blir 66 meter. Brudekket er helt rett, både i horisontal- og vertikalplanet. Bruoverbygningen er opplagret på 4 skivesøyler og støpes i én støp, med forskaling på reis fra bakken.



Figur 2.1: Lengdesnitt. Hentet fra vedlegg A

Bruoverbygningen er fastholdt i lengderetning i akse 1 og fri til å bevege seg i lengderetning i akse 4. I akse 1 har brua påhengte landkarvinger, og i akse 4 er det et tradisjonelt landkar, med fuge mellom bruenden og landkaret. Når det gjelder forskyvning i tverretningen i akse 1 og 4 er brua fastholdt mot forskyvning i det ene opplageret, mens den er fri til å bevege seg i det andre. Dette er en løsning som sørger for at brua er fri til å ekspandere i tverretning. I akse 2 og 3 er søylene monolittisk forbundet med bruoverbygningen. Dette innebærer at søyle og brudekke støpes sammen, og at armeringen går gjennom støpeskjøten mellom søyle og brudekke. Resultatet blir en stiv forbindelse som overfører moment, i tillegg til å ta horisontal- og vertikalkrefter. Brua er fundamentert på berg i alle akser.



Figur 2.2: Snitt ved akse 1. Hentet fra vedlegg A

Brua har en føringsbredde på 8.5 meter og består av to kjørefelt. Den totale bredden, inkludert kantdragere, er 9.5 meter. Bruoverbygningen er utført som et T-tverrsnitt, med dimensjoner som illustrert i figur 2.2. Tverrsnittet er konstant i lengderetningen.

## 3 | Armering

### 3.1 Overdekning

Hvilken overdekning som skal benyttes i brutversnittet avhenger av miljøet brua utsettes for. Armeringen kan utsettes for korrosjon framkalt av både klorider og karbonatisering. Ved karbonatisering reagerer kalsiumhydroksid i betongen med karbondioksid fra luften. Dette medfører at pH-verdien i betongen synker, og armeringen er dermed ikke lenger beskyttet av betongen. Klorider stammer i hovedsak fra sjøvann eller veisalt og kan suges opp av betongen. Ved kontakt med armeringsstålet kan dette føre til korrosjon. Et grep for å begrense skaden fra klorider og karbonatisering er tilstrekkelig overdekning tilpasset nettopp det miljøet betongen er utsatt for [2].

I denne oppgaven er eksponeringsklassene satt til XD1 for oversiden av tverrsnittet og XC3 for undersiden. Dette betyr i praksis at miljøforholdene beskrives som «moderat fuktig». Oversiden er da utsatt for luftbårne klorider og undersiden er beskyttet mot regn [3].

Minste nominelle overdekning skal i følge Håndbok N400 kapittel 7.4 være:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

der

$$c_{min} = maks\{c_{min,b}, c_{min,dur}\} \quad (3.2)$$

$c_{min,b}$  representerer minste overdekning av hensyn til heft og skal tilfredsstillere kravene i tabell NA.4.2 i EK2-1-1. For slakkarmering bestående av enkeltstenger tilsvarer  $c_{min,b}$  stangdiameter.  $c_{min,dur}$  representerer minste overdekning av hensyn til bestandighet, og verdier hentes fra tabell 7.2 i Håndbok N400.  $\Delta c_{dev}$  representerer overdekningstoleransen og bestemmes ut fra kapittel 7.4.3 i Håndbok N400. Toleransen avhenger av minste overdekning  $c_{min}$ . Når det gjelder overdekning av hensyn til bestandighet og overdekningstoleransen, vil minimumsverdier i Håndbok N400 overstyre minimumsverdier gitt i EK2-1-1.

For slakkarmering gjelder:

$$c_{min} = c_{min,dur}$$

Det gir følgende overdekninger for slakkarmering:

	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
Overside	60 mm	15 mm	<b>75 mm</b>
Underside	50 mm	15 mm	<b>65 mm</b>

Tabell 3.1: Overdekning for slakkarmering

For spennarmering stilles det noe høyere krav til overdekning. I følge Håndbok N400 skal  $c_{min,dur}$  økes med 10 mm for spennarmering og  $c_{min,b}$  skal i følge tabell NA.4.2 i EK2-1-1 tilsvare den minste av kabelrørets diameter og 80 mm. Dette medfører at:

$$c_{min} = c_{min,b}$$

Dette gir følgende overdekninger for spennarmeringen:

	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
Overside	80 mm	20 mm	<b>100 mm</b>
Underside	80 mm	20 mm	<b>100 mm</b>

Tabell 3.2: Overdekning for spennarmering



## 3.2 Spennarmering

### 3.2.1 Hva er spennarmering?

Betongens svakhet er den lave strekkfastheten på kun ca. 10% av trykkfastheten. Dette medfører at betong fort risser når den utsettes for strekkrefter. For å kompensere for betongens lave strekkapasitet legges det inn armeringsjern, som har betydelig høyere strekkfasthet enn betongen. Når strekkapasiteten til betongen er nådd, risser betongen opp, og betongen anses deretter å ha null strekkfasthet. Armeringen står da alene for konstruksjonens strekkfasthet. [4]

I platebruer er det vanlig å bruke spennarmering i tillegg til vanlig slakkarmering. Spennarmeringen består av kaldtrukket trådstål, som har en høyere fasthet enn vanlig slakkarmering [5]. Spennarmeringen legges gjerne med et aktivt anker i den ene enden og et passivt anker i den andre enden, men det er fullt mulig å benytte to aktive anker. Det aktive ankeret påfører så spennarmeringen en strekkraft ved oppspenning. Spennkabler som er lagt parabelformet vil ved oppspenning prøve å rette seg ut, og motstanden fra betongen medfører at spennkablene vil trykke mot betongen og gi et løft [4]. Disse trykkspenningene fra spennarmeringen motvirker dermed strekkspenninger fra ytre belastning. Betongen kan dermed bli påført større belastning før den risser opp. For best mulig utnyttelse vil man legge spennarmeringen i strekksonen til tverrsnittet. Da strekksonens beliggenhet i tverrsnittet varierer i konstruksjonens lengderetning, varieres spennarmeringens nivå i tverrsnittet tilsvarende. Dette gjøres ofte ved å legge strekkarmeringen i form av en parabel, mest mulig likt momentdiagrammet. Spennarmeringen bidrar til økt bestandighet (mindre riss) og større bøyestivhet. Dette kan igjen resultere i slankere tverrsnitt. [4]

Man kan forspenne på to forskjellige måter, før oppspenning eller etter oppspenning. I denne oppgaven skal brua etter oppspennes. Ved etter oppspenning støpes konstruksjonen med korrugerte utsparingskanaler, ofte med spennarmeringen liggende i kanalen. Det er også mulig å tre spennarmeringen gjennom kanalene etter at betongen er herdet. Når betongen er herdet, påføres spennarmeringen en strekkraft i lengderetning. Oppspenning utføres ved bruk av en jekk i det aktive ankeret. Jekken griper rundt spennkabel og strekker spennkablene med beregnet oppspenningskraft. Etter dette låses spennarmeringen mot innstøpte forankringsplater. Når jekken slipper tak vil fastholdingen medføre at kabelen blir etterlatt i oppspent tilstand. I platebruer fylles som regel utsparingene med en sementbasert injiseringsmørtel som gir heft mellom armeringen og betongen. I andre type konstruksjoner kan det være van-

lig med uinjiserte kabler. Da ligger som regel kablene i plastrør, med en fettmasse som ikke gir heft mellom armeringen og betongen. [4]

### 3.2.2 Spennsystem

Spennsystemet som er valgt er CONA CMI BT 1206-150 1860. Spennarmeringen er tenkt utført med 12 stk 150 mm<sup>2</sup> tau per kabel. Kabelrørene har en diameter på 90 mm. Spennarmeringens egenskaper er hentet fra ETA-09/0286, EK2-1-1 og bregningsveiledning for etteroppspente betongbruer. Egenskapene er gitt i tabell 3.3.

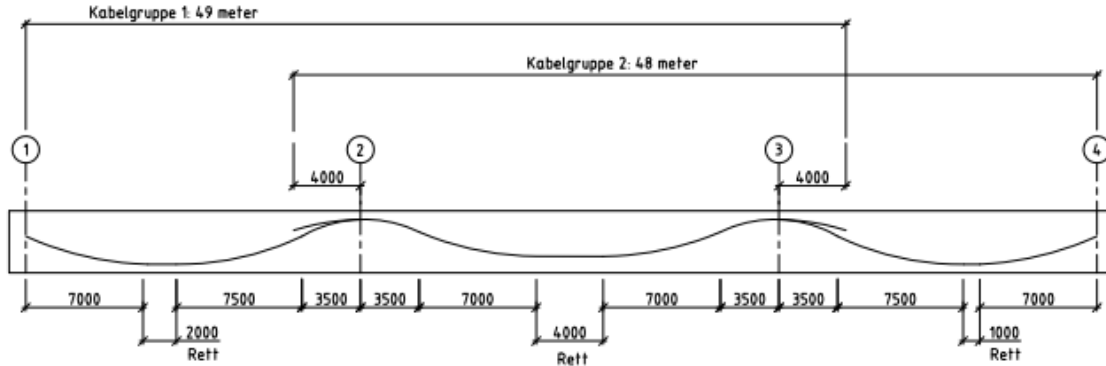
Egenskaper	Symbol	Verdier
Diameter pr. tau	$d_{\tau}$	15.7 mm
Spennarmerings areal	$A_p$	1800 mm <sup>2</sup>
Diameter kabel	$d_{indre}/d_{ytre}$	80/90 mm <sup>2</sup>
Karakteristisk verdi for maksimal kraft	$F_{pk}$	3348 kN
Forspenningsraft	$F_{p0,1} = A_p \cdot f_{p0,1k}$	2952 kN
Maks forspenning	$F_{0,max} = 0.9F_{p0,1}$	2657 kN
Maks kraft ved overspenning	$F_{m0,max} = 0.95F_{p0,1}$	2804 kN
Tøyning ved største spenning	$\epsilon_{uk}$	0.035
Friksjonskoeffesient	$\mu$	0.18 rad <sup>-1</sup>
«Wobble» koeffesient	k	0.005 rad/m
Låsetap ved aktiv forankring	$\Delta L_{lås}$	6 mm

Tabell 3.3: Egenskaper for spennsystem

I annex 13 og 14 i ETA-09/0286 stilles det krav til minimum senteravstand og kantavstand ved forankringen. Det er valgt å bruke lineær interpolasjon av den sylindriske trykkfastheten til betongen for å finne minimum avstander. Den sylindriske trykkfastheten for betongen i oppspenningstidspunktet er i vedlegg C beregnet til å være 33 MPa. Dette gir en minimum senteravstand på 318 mm mellom forankringene, og en minimum kantavstand på 250 mm.

Minste frie avstand mellom kabler i vertikal og horisontal retning er beregnet etter EK2-1-1 figur 8.15. Det antas en største tilslagsstørrelse på 22 mm, og kabel diameteren blir avgjørende i begge retninger. Minste frie avstand i horisontal og vertikal retning blir da 90 mm, som medfører en minimum senteravstand på 135 mm.

Geometrien til spennarmeringen er gitt på figuren «Spennarmering» i vedlegg A, og er gjengitt i figur 3.1. Her ser man at kablene hovedsakelig ligger parabelformet, men at de også har noen rette partier i underkant for å utnytte mest mulig av strekkapasiteten til spennarmeringen. Horisontal avstand mellom infleksjonspunkter og rette områder er gitt på figur 3.1, men den vertikale beliggenheten må beregnes, da den er avhengig av overdekningen og nøytralaksens beliggenhet.



Figur 3.1: Spennarmeringsprofil. Hentet fra vedlegg A

For å finne den vertikale beliggenheten regner man en maks eksentrisitet i forhold til nøytralaksen i overkant og underkant av tverrsnittet, som vist i likning 3.3 og 3.4. Nøytralaksen ligger 573.7 mm fra underkanten av tverrsnittet. Som man ser ut ifra likning 3.5 og 3.6 er overdekningskravet på 100 mm tilfredsstillt både i underkant og overkant av brudekket.

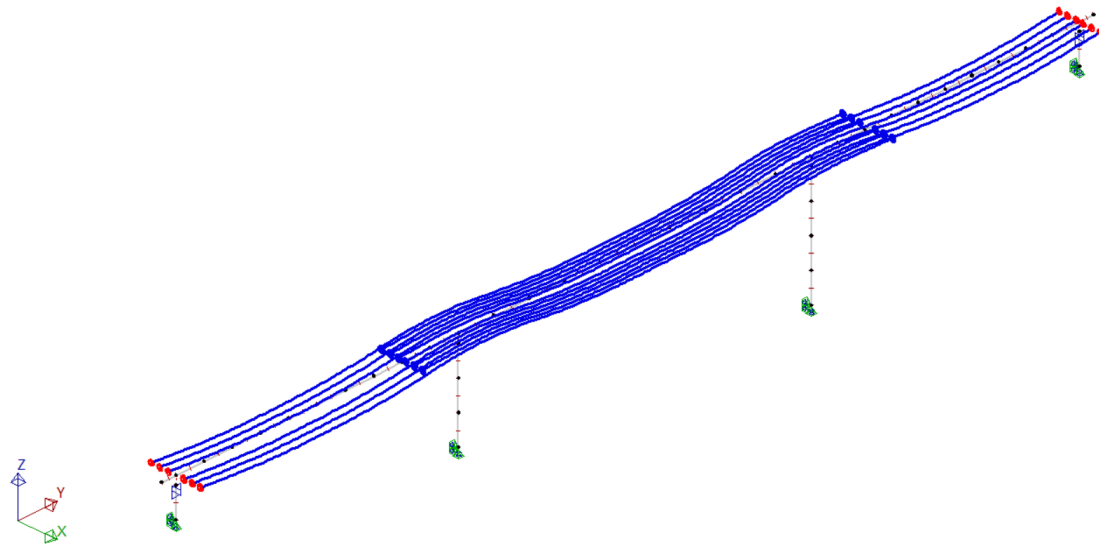
$$e_{uk} = y_c - c_{nom.uk} - \phi_{Lengde.uk} - \phi_{Tverr.uk} - \phi_{Spenn} \cdot 0.5 = 423.7 \text{ mm} \quad (3.3)$$

$$e_{ok} = h - y_c - c_{nom.ok} - \phi_{Lengde.ok} - \phi_{Tverr.ok} - \phi_{Spenn} \cdot 0.5 = 266.3 \text{ mm} \quad (3.4)$$

$$c_{spenn.uk} = c_{uk} + \phi_{lengde} + \phi_{tverr} = 105 \text{ mm} \quad (3.5)$$

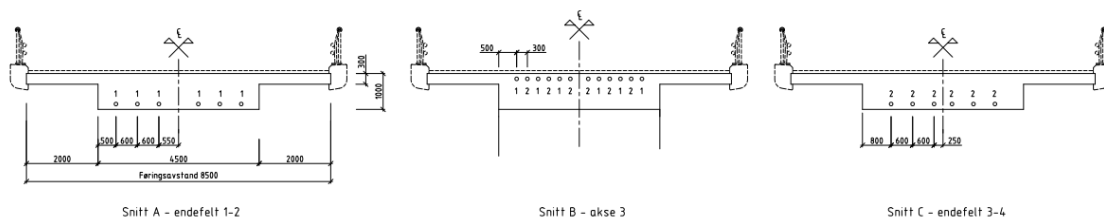
$$c_{spenn.ok} = c_{ok} + \phi_{lengde} + \phi_{tverr} = 115 \text{ mm} \quad (3.6)$$

Spennarmeringen består av 2 kabelgrupper med 6 kabler i hver gruppe. Kabelgruppe 1 har aktiv forankring i akse 1, og passiv forankring 4 meter til høyre for akse 3. Kabelgruppe 2 har en aktiv forankring i akse 4, og en passiv forankring 4 meter til venstre for akse 2. Kabelføringen er illustrert i figur 3.2, der aktive ankere er røde og passive ankere er blå.



Figur 3.2: Kabelføring. Figur hentet fra NovaFrame

Ved bruk av to kabelgrupper får man dobbelt så mye spennarmering over søylene. Dette er gunstig med tanke på at det ofte er der det opptrer størst moment. Kabelgruppenes kantavstander og senteravstander er oppgitt i oppgaveteksten, og gjengitt i figur 3.3. Kablene legges symmetrisk om senter i tverrsnittet som vist på figur 3.3.



Figur 3.3: Snitt som viser beliggenheten til spennarmeringen. Hentet fra vedlegg A

### 3.3 Minimumsarmering

For å forebygge sprø bruddformer og store riss er det viktig at tverrsnittet oppfyller kravene til minimumsarmering [6]. Dette er også viktig av hensyn til tvangskrefter som kan oppstå i statisk ubestemte konstruksjoner. Fullstendige beregninger for minimumsarmering, både lengdearmering og skjærarmering, er vist i vedlegg B, og valgt armering er vist i tabell 3.4

Minimumsarmering  $A_{s,min}$  i lengderetningen beregnes etter EK2-1-1 punkt NA.9.2.1.1 med følgende formel:

$$A_{s,min} = 0.26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d \geq 0.0013b_t d \quad (3.7)$$

der  $b_t$  er bredden på delen av tverrsnittet som betraktes, og  $d$  er den effektive tverrsnittshøyden.

I henhold til Håndbok N400, 7.8.7 skal senteravstand for slakkarmering ikke settes større enn 200 mm. EK2-1-1, 8.2(2) stiller krav til minste frie avstand mellom armeringsstengene. Kravet avhenger av stangdiameter  $\phi$  og tilslagsstørrelsen  $d_g$ :

$$s_{min} = maks\{k_1 \cdot \phi, d_g + k_2 \text{mm}, 20 \text{mm}\} = 40 \text{mm} \quad (3.8)$$

Hvor  $k_1 = 2$  og  $k_2 = 5$  i henhold til EK2-1-1. NA.8.2(2).

Det ble innledningsvis valgt en senteravstand på 150 mm, og dette resulterer i nødvendig diameter på 20 mm i både overkant og underkant av tverrsnittet. Utrekningene resulterer i 56 armeringsjern i overkant og 30 armeringsjern i underkant. For underkant flens er det valgt samme diameter og senteravstand som resten av tverrsnittet.

I EK2-1-1, 9.3.1.1(2) stilles det krav til fordelingsarmering i tverretning. Denne skal ikke utgjøre mindre enn 20% av hovedarmeringen for enveis plater. I denne oppgaven settes tverrarmeringen lik hovedarmeringen.

Brua betraktes i denne oppgaven som en mellomting mellom en bjelke og en plate, og for bjelker stilles det krav til minste skjærarmeringsforhold i henhold til EK2-1-1, NA.9.2.2(5):

$$\rho_{w,min} = (0.1\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad (3.9)$$

Det gir følgende forhold mellom skjærarmeringsareal og senteravstand i henhold til 9.2.2(5):

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha \quad (3.10)$$

Der  $b_w$  er stegets bredde, og  $\alpha$  er vinkelen mellom bøyene og lengdeaksen.

Minste skjærarmoring skal etter NA.9.2.2(5) ha form som bøyler. Det er hensiktsmessig å plassere bøyene i tverretningen med en senteravstand slik at bøyene kan bøyes om lengdearmoringen. Senteravstand i tverretning settes derfor til 600 mm. Det resulterer i 8 bøyler fordelt over tverrsnittets bredde. I lengderetningen plasseres armeringen med senteravstand på 250 mm.

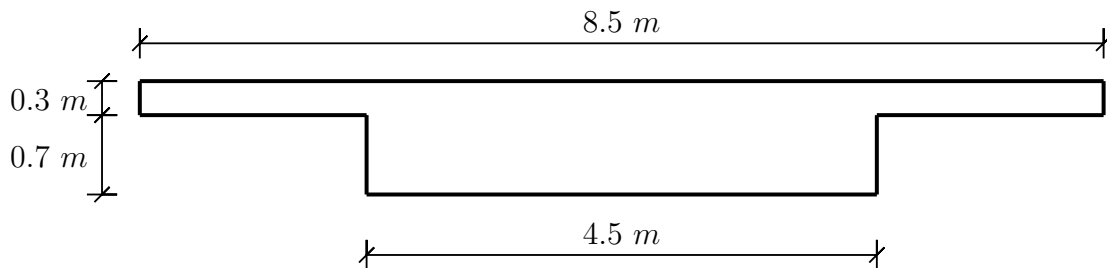
		Lengdearmoring	Tverrarmoring	Skjærarmoring	
				Tverretning	Lengderetning
OK tverrsnitt	56	ø20c150	ø20c150	8ø16c600	ø16c250
UK tverrsnitt	30	ø20c150	ø20c150		

Tabell 3.4: Minimumsarmering

## 4 | Laster

### 4.1 Permanente laster

De permanente lastene vil i denne oppgaven omfatte egenlasten av alle komponentene til brua. Tyngdetettheten til armert betong settes til  $\rho_{c,arm} = 25 \text{ kN/m}^3$  i samsvar med punkt 7.3.2 i Håndbok N400. Selve bruoverbygningen består av et T-tverrsnitt med dimensjoner som vist i figur 4.1.



Figur 4.1: Dimensjoner på overbygning

Den jevnt fordelte lasten fra overbygningen blir dermed:

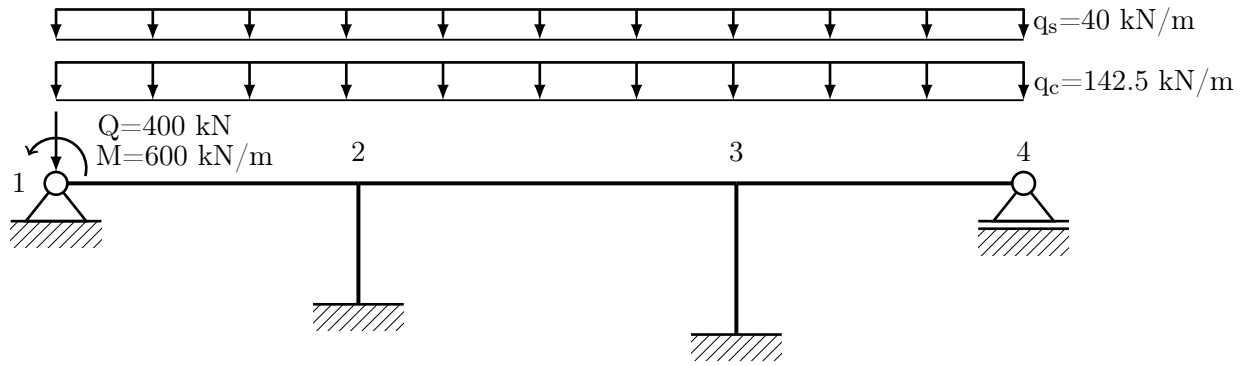
$$g = A \cdot \rho_{c,arm} \quad (4.1)$$

$$= 5.7 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \quad (4.2)$$

$$= 142.5 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

Ved bruendene må lastene fra endeskjørt, vanger og endetverrbærer inkluderes. I akse 1 er konstruksjonsdelene representert med en vertikal konsentrert last på 400 kN og et moment på 600 kNm som gir løft. I akse 4 er lastene fra endetverrbærere neglisjert. Rekkverk, slitelag og kantdragere representeres med en sentrisk, jevnt fordelt last på 40 kN/m. Egenlasten for søylene er beregnet.

Det totale lastbilde for overbygningen er vist i figur 4.2.



Figur 4.2: Bruas egenlast



## 4.2 Variable laster

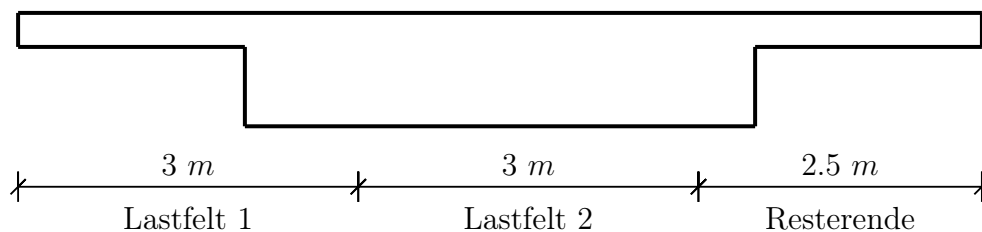
I denne oppgaven betraktes vindlast, temperaturlast og trafikklast, da dette som regel er de viktigste variable lastene for brukonstruksjoner [6]. Det bør nevnes at det i en fullstendig prosjektering vil være aktuelt å inkludere flere laster enn dette.

### 4.2.1 Trafikklast

Alle vertikale og horisontale laster på vegbanen som oppstår som følge av kjøretøy regnes som trafikklast [7]. Trafikklasten er beregnet etter EK1-2. Prosedyren i kapittel 4.1 gjelder for bruer med en lengde mindre en 200 m, som er tilfellet for brua i denne oppgaven.

#### Vertikale krefter

Føringsbredden er den tilgjengelige avstanden mellom føringskantene når det ikke er andre hinder på vegbanen [8]. Føringsbredden deles inn i lastfelt, der den mest ugunstige plasseringen av lastfeltene skal legges til grunn for dimensjoneringen. Tabell 4.1 i EK1-2 oppgir lastfeltbredder og antall lastfelt, avhengig av størrelsen på føringsbredden. Brua har en føringsbredde på 8.5 meter, som resulterer i to lastfelt på 3 meter og et resterende område på 2.5 meter. Plasseringen av lastfeltene er illustrert i figur 4.3, hvor lastfelt 1 er mest ugunstig og lastfelt to nest mest ugunstig.



Figur 4.3: Oversikt over inndeling og plassering av lastfelt

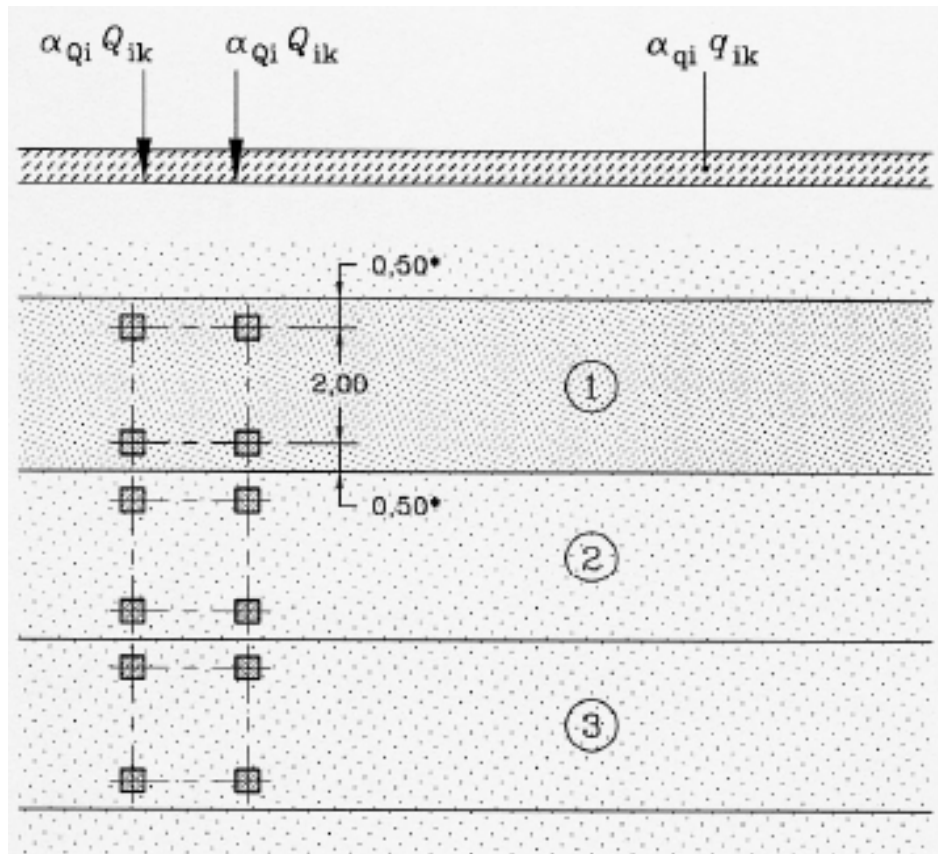
EK1-2 definerer fire forskjellige lastmodeller som brukes til beregning av vertikale laster. Ved valg av lastmodell er det flere faktorer som må tas i betraktning, og det må tas hensyn til geometri, trafikkmengde og bruksområde. Her er en kort oversikt over de forskjellige lastmodellene:

- Lastmodell 1 (LM1) er den vanligste lastmodellen for bruer med normal trafikkbelastning. Den inkluderer en jevnt fordelt last som representerer personbiler og en boggilast

som representerer en lastebil med dobbel aksling.

- Lastmodell 2 (LM2) består av enlig akslingslast som plasseres der virkningen er mest ugunstig. Modellen blir dimensjonerende for veldig korte konstruksjoner, som for eksempel en kulvert.
- Lastmodell 3 (LM3) består av en serie boggilaster over brua. Denne modellen brukes i områder med en unormal belastning, som f.eks. militært kjøretøy eller industriell transport. LM3 brukes både til global og lokal verifikasjon.
- Lastmodell 4 (LM4) består av en jevnt fordelt last, som kan representere en folke- mengde. Denne modellen brukes ved dimensjonering av gangbruer, og bare til global verifikasjon.

I denne oppgaven tas det kun hensyn til en normal trafikkbelastning, da brua ligger i et landbruksområde (Terrengruehetskategori 2). Lastmodell 1 blir dermed dimensjonerende for globale kontroller. Anvendelse av LM1 er illustrert i figur 4.2a i EK1-2, og gjenn- gitt i figur 4.4.



Figur 4.4: Lastmodell 1 [9]

Som tidligere nevnt inneholder LM1 en boggilast og en jevnt fordelt last. Boggilasten består av to akslinger med en avstand på 1.2 meter, som hver har en last på  $\alpha_{Q_i}Q_{iK}$ , altså  $0.5\alpha_{Q_i}Q_{iK}$  pr. hjul [9]. Som illustrert i figur 4.4 skal det plasseres én boggilast pr. lastfelt, og kun fullstendige boggilaster skal tas med i beregningen. Kontaktflaten til hvert hjul er kvadratisk med sidekanter på 0.4 meter [9]. Den jevnt fordelte lasten er  $\alpha_{q_i}q_{ik}$ , og påføres der den virker ugunstig.

Karakteristisk verdier for LM1 tas fra tabell 4.2 i EK1-2, som er gjengitt i figur 4.5:

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (or $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area ( $q_{ik}$ )	0	2.5

Figur 4.5: Karakteristiske verdier for LM1 [9]

Følgende korreksjonsfaktorer skal benyttes ved beregning av globale lastvirkninger for bruer med en spennvidde mindre enn 500 m [9]:

$$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 1.0$$

$$\alpha_{q1} = 0.6$$

$$\alpha_{q2} = \alpha_{qr} = 1.0$$

Den endelige vertikale lastfordelingen i de forskjellige lastfeltene er gitt i tabell 4.1:

	Punktlast (kN)	Jevnt fordelt last (kN/m <sup>2</sup> )
Lastfelt 1	$\alpha_{Q1}Q_{1K} = 300$	$\alpha_{q1}q_{1K} = 5.4$
Lastfelt 2	$\alpha_{Q2}Q_{2K} = 200$	$\alpha_{q2}q_{2K} = 2.5$
Resterende	0	$\alpha_{qr}q_{rK} = 2.5$

Tabell 4.1: Lastfordeling

### Horisontale krefter

De horisontale kreftene som virker på en bru er bremsekrefter, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og sidekrefter [9]. Det er ikke aktuelt å regne på sentrifugalkrefter i dette tilfellet, ettersom brua er rett i horisontalplanet.

Bremsekraften ( $Q_{lk}$ ) er en langsgående kraft som virker på overflaten av brudekket [9]. Ifølge EK1-2 beregnes bremsekraften som en brøkdel av vertikallasten i lastfelt 1, som vist i likning 5.4.

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 467 \text{ kN} \quad (4.4)$$

Bremsekraften skal ikke være mindre enn  $180\alpha_{Q1}$ , og ikke større enn 900 kN [9].  $L$  er lengden der bremsekraften virker, som her er satt til den totale lengden av brua for å være konservativ. Bremsekraften divideres på lengden for å få en linjelast:

$$q_{lk} = Q_{1k}/L = 7.1 \text{ kN/m} \quad (4.5)$$

Akselerasjonskraften har samme størrelse som bremsekraften, men er motsatt rettet [9]. Kraften blir påført i negativ eller positiv retning etter hva som er mest ugunstig. Bremsekraften og akselerasjonskraften blir tatt opp av fastlageret i akse 1. Søylene har mye mindre stivhet enn brudekket og bidrar derfor minimalt til å ta opp langsgående, horisontale krefter.

Sidelast er en kraft som virker i bruas tverretning, som oppstår på grunn av bremsekraft eller skrensing. Sidelasten settes til 25% av bremsekraften i langsgående retning, og opptrer vanligvis sammen med bremsekraften [9]. Stripelasten i tverretning blir dermed:

$$q_{trk} = 0.25 \cdot q_{lk} = 1.8 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

### Grupper av trafikklaster

Grupper av trafikklaster bestemmes ved hjelp av tabell NA.4.4a, her gjenngett i figur 4.6. Kraftene som virker på brua er vertikalkrefter fra LM1, samt horisontalkrefter i lengde- og tverretning. Dette medfører at det kun er lastgruppe 1a og 2 som gjelder for dette tilfellet. I fotnote a i figur 4.6 presiseres det at karakteristiske verdier av horisontallastene skal inkluderes i lastgruppe 1a, og det betyr at det er lastgruppe 1a som blir dimensjonerende.

$$Gr1a = LM1_{kar} + Q_{lk} + Q_{trk} \quad (4.7)$$

		KJØREBANE					GANGBANE OG FORTAU	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter <sup>a</sup>	Sentrifugalkrefter og tverkrefter <sup>a</sup>	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi <sup>b</sup>
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 <sup>d</sup>							Karakteristisk verdi <sup>c</sup>
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								
<sup>a</sup> For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a. <sup>b</sup> For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs. 2,5 kNm <sup>2</sup> . <sup>c</sup> Se 5.3.2.1(2) Ved tosidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig. <sup>d</sup> Denne lastgruppen er ikke aktuell der gr4 benyttes.								

Figur 4.6: Samtidige grupper av trafikklaster [9]

## 4.2.2 Temperaturlast

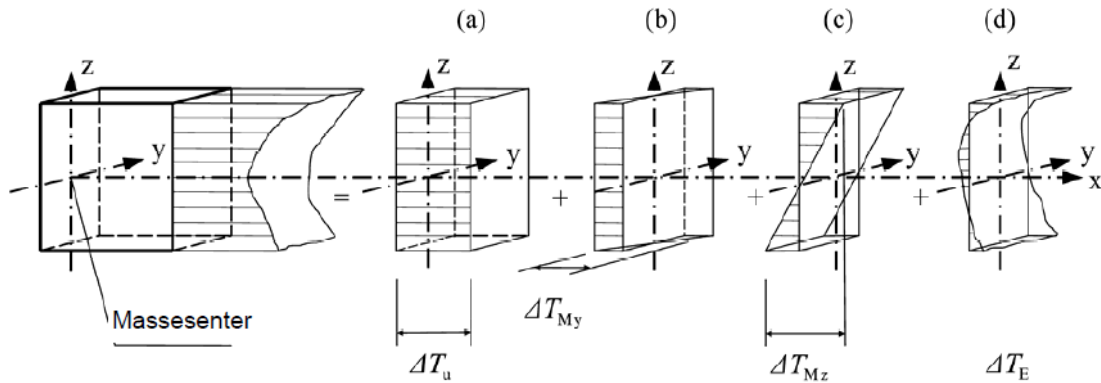
Temperaturendringen i brua er beregnet i henhold til EK1-1-5 og samsvarer med Håndbok N400. Fullstendige beregninger av temperaturendringene finnes i vedlegg D. I henhold til Håndbok N400 kan de termiske påvirkningene deles inn i følgende kategorier:

- Jevnt fordelt temperaturlast
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontalt lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetversnitt

De to nederste kategoriene er ikke aktuelle for enkle betongbruer, og ifølge EK1-1-5 pkt. 6.1.4.3 (1) er det bare i spesialtilfeller det er vanlig å ta hensyn til en horisontalt lineært

varierende temperaturandel. Da det ikke er oppgitt informasjon angående solforhold i oppgaveteksten, antas det at brua ikke blir utsatt for spesielle forhold, og den horisontalt lineært varierende temperaturandelen kan dermed neglisjeres.

De to termiske påvirkningene som blir tatt hensyn til, er altså «Jevnt fordelt temperaturlast» og «Vertikal lineært varierende temperaturandel». EK1-1-5 deler bruoverbygninger inn i tre forskjellige grupper, der betongbruer tilhører type 3". Figur som beskriver de ulike temperaturandelene er hentet fra EK1-1-5, 4(3) og er gjengitt i figur 4.7.



Figur 4.7: Definisjon av temperaturandeler [10]

### Jevnt fordelt temperaturandel

Den nedre og øvre representative lufttemperatur ( $T_{min}/T_{max}$ ) som oppgis i det nasjonale tillegget er gitt på havnivå. Denne må justeres i forhold til hvor mange høydemeter brua ligger over havet. Da det ikke er oppgitt en spesifikk beliggenhet, antas det at verdiene gitt i oppgaveteksten er gjeldende for det aktuelle stedet:

$$T_{min} = -28^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max} = 34^{\circ}\text{C}$$

Den laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandelen bestemmes ved hjelp av Figur NA.6.1, som gir følgende verdier:

$$T_{e.min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C} = -20^{\circ}\text{C} \quad (4.8)$$

$$T_{e.max} = T_{max} - 3^{\circ}\text{C} = 31^{\circ}\text{C} \quad (4.9)$$

Betongbrua vil ekspandere ved høye temperaturer og kontrahere ved lave temperaturer. Den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturkontraksjons- og temperaturekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel finnes ved hjelp av den nedre og øvre representative lufttemperaturen og initialtemperaturen  $T_0$  [10]:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -30^\circ\text{C} \quad (4.10)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21^\circ\text{C} \quad (4.11)$$

### Vertikal lineært varierende temperaturandel

For en betongbru med type 3" overbygning kan både lineær og ikke lineær betraktning av den vertikale temperaturandelen benyttes [10]. Av tidshensyn er det er valgt å bruke metoden for lineært varierende temperaturandel. Temperaturlast på søyler neglisjeres.

I løpet av en tidsperiode er det sannsynlig at brua vil oppleve maksimal oppvarming og maksimal avkjøling på overkanten av brudekket. Dette resulterer i en vertikal temperaturdifferanse over tverrsnittet. Ved bruk av tabell NA.6.1 i EK1-1-5 finnes verdier for lineært varierende temperaturdifferanser,  $\Delta T_{M,heat}$  (Overside varmere enn underside) og  $\Delta T_{M,cool}$  (Underside varmere enn overside). Disse verdiene er basert på at det er et belegg med tykkelse på 50 mm på bruoverbygningen. Hvis dette ikke er tilfelle, må verdiene korrigeres med en faktor  $K_{sur}$  [10]. Det antas at brua har en belegningstykkelse på 100 mm, og verdiene for lineært varierende temperaturdifferanseandel blir:

$$\Delta T_{M,heat} = 10,5^\circ\text{C} \quad (4.12)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C} \quad (4.13)$$

### Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse

I følge EK1-1-5, 6.1.5(1) kan det være nødvendig å ta hensyn til at jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt varierende temperaturandel kan opptre samtidig. For rammekonstruksjoner vil dette være nødvendig. Det resulterer i åtte lastkombinasjoner som er vist i likning 4.14-4.21.

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \quad (4.14)$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \quad (4.15)$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (4.16)$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (4.17)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad (4.18)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} \quad (4.19)$$

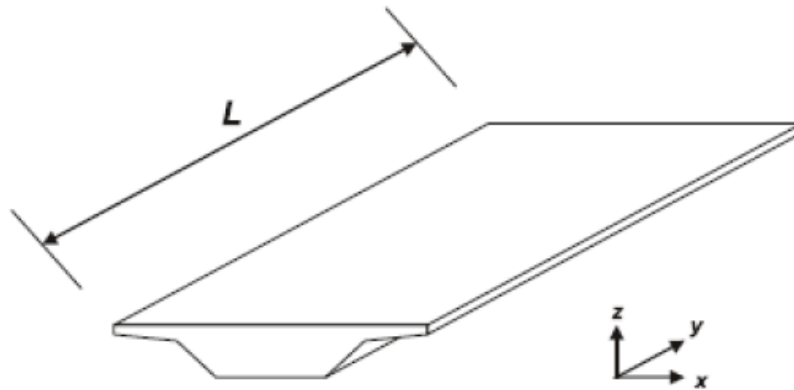
$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} \quad (4.20)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \quad (4.21)$$

Hvorav  $\omega_N = 0.35$  og  $\omega_M = 0.75$  i henhold til NA.6.5.1.

### 4.2.3 Vindlast

Vindlast er beregnet i henhold til EK1-1-4, og samsvarer med Håndbok N400. Dette avsnittet gir kun en grov oversikt, og kun de viktigste punktene trekkes frem. Fullstendige beregninger av vindlasten finnes i vedlegg E. I følge Håndbok N400 skal det kontrolleres for samtidighet av vind- og trafikklaster, i tillegg til vindlast alene. Retninger for vindpåvirkning gitt i EK1-1-4, er her gjengitt i figur 4.8.



Figur 4.8: Retninger for vindpåvirkninger [11]



Håndbok N400 definerer tre vindlastklasser for brukonstruksjoner, avhengig av den dynamiske lastvirkningen. I følge EK1-1-4 8.2(1), merknad 3 er det vanligvis ikke nødvendig med dynamiske beregninger for vanlige brudekker med et spenn som er mindre enn 40 m. I denne oppgaven har brua et maksimalt spenn på 25 m, og dynamiske beregninger kan derfor utelates. Brua havner dermed i vindklasse 1, og følgende likninger blir brukt til å bestemme vindlasten:

$$F_{WX} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (4.22)$$

$$F_{WY} = 0.25 \cdot F_{WX} \quad (4.23)$$

$$F_{WZ} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} \quad (4.24)$$

For å finne vindlasten trenger man referansevindhastigheten som er oppgitt for de forskjellige kommunene i det nasjonale tillegget. Da brua ligger i Trondheim i Sør-Trøndelag blir referansevindhastigheten:

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

Basisvindhastigheten finnes ved å multiplisere referansevindhastigheten med fire forskjellige faktorer som tar hensyn til vindretning ( $c_{dir}$ ), endring i årstid ( $c_{season}$ ), nivåforskjeller ( $c_{alt}$ ) og sannsynligheten for overskridelse ( $c_{prob}$ ) [11]. I denne oppgaven er alle de fire faktorene satt lik 1, og basisvindhastigheten blir dermed lik referansevindhastigheten:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} = 26 \text{ m/s} \quad (4.25)$$

Den lokale topografien må også tas i betraktning. Stedsvindhastigheten  $v_m(z)$  finnes ved å multiplisere basisvindhastigheten med en ruhetsfaktor  $c_r(z)$  og en terrengformfaktor  $c_0(z)$  [11]:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 26.2 \text{ m/s} \quad (4.26)$$

Terrengruhetsfaktoren er avhengig av bruas høyde, og terrengruheten på lesiden av brua i den aktuelle vindretningen. Det er oppgitt at brua ligger i et område med terrengruhetskategori 2, som vil si at den ligger i et område med spredte små bygninger eller trær [11]. Siden bruplanet ligger ti meter over terrenget, vil ruhetsfaktoren bli tilnærmet lik 1, og stedsvindhastigheten vil bli tilnærmet lik basisvindhastigheten.

Stedsvindhastigheten transformeres til stedsvindhastighetstrykket  $q_m(z)$ , som videre blir brukt til å finne en kortvarig toppverdi for vindkasthastighetstrykket  $q_p(z)$ . Basisvindhastigheten transformeres til basisvindhastighetstrykket  $q_b$ .

$$q_m(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.27)$$

$$q_p(z) = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_m(z) \quad (4.28)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.29)$$

Vindlastfaktoren  $C$  i likning 4.22 og 4.24 fås ved å multiplisere en kraftfaktor  $c_{f,i}$  med en eksponeringsfaktor  $c_e$ . For vanlige bruer er kraftfaktoren i x-retning  $c_{f,x}$  satt lik 1.3, og i z-retning er kraftfaktoren  $c_{f,z}$  definert som en positiv og negativ verdi på 0.9 avhengig av om vinden gir løft eller trykk på brudekket.

Referansearealet i x- og z-retning er gitt i likning 4.30 og 4.31. Det antas at brua har åpent rekkverk på begge sider, og den totale høyden  $d_{tot}$  blir derfor 1.6 meter. For å oppnå vindlast pr. meter betraktes kun 1 meter av brulengen. Dette opprettholdes ved å sette lengden lik 1.

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \quad (4.30)$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L \quad (4.31)$$

Ved samtidig vind- og trafikklast settes vindkasthastigheten ved kjørebanelens høyeste punkt lik 35 m/s, ettersom sannsynligheten for at det er trafikk på brua ved høyere vindkasthastighet er lav [11]. Den totale høyden til brua blir også endret, da høyden på trafikken må tas i betraktning. I følge EK1-1-4 skal man regne med en høyde på 2 meter i tillegg til tverrsnittshøyden, og den totale høyden blir 3 meter. Det er også et krav at den nye referansevindhastigheten  $v_{b0}^*$  ikke skal være høyere enn referansevindhastigheten  $v_{b0}$  [11]. I vedlegg E er det utført en kontroll som viser at dette kravet er tilfredsstilt.

Tabell 4.2 viser en oversikt over vindlastene i de forskjellige retningene, med og uten samtidig trafikklast.

	$F_{WX}(kN/m)$	$F_{WY}(kN/m)$	$F_{WZ}(kN/m)$
Uten trafikklast	2.0	0.5	$\pm 8.5$
Med trafikklast	3.7	0.9	$\pm 6.5$

Tabell 4.2: Vindlast

Vindlasten i y-retning neglisjeres i beregningene da den er såpass liten. Dette samsvarer godt med beregningsveiledningen fra Statens Vegvesen, hvor det er nevnt at dette vanligvis er tilfellet for små og mellomstore betongbruer. Vindlast i x-retning er også videre neglisjert. Overbygningen har svært stor stivhet ved rotasjon om sterk akse (om global z-akse), og det kan derfor antas at lastene vil gi neglisjerbar bøyning i den retningen.

## 4.3 Deformasjonslaster

### 4.3.1 Kryp

Ved belastning av betongen vil det, utover de umiddelbare deformasjonene, oppstå deformasjoner over tid som følge av at betongen fortsetter å trykke seg sammen. Denne effekten kalles kryp og er en tids- og belastningsavhengig deformasjon. Betongen får over tid en forsinket elastisk deformasjon samt en viskøs deformasjon som følge av belastningen [12].

Krypningen varierer som nevnt over tid, og størrelsen på krypningen kan derfor defineres ved hjelp av et *kryptall*. Kryptallet beskrives som forholdet mellom de umiddelbare deformasjonene og deformasjonene som oppstår over tid på grunn av kryp [12]. Ved å bestemme langtids kryptallet  $\varphi$  kan kryptøyningene i betongen etter  $t = \infty$  bestemmes ut fra EK2-1-1, 3.1.4:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \quad (4.32)$$

Der  $t_0$  er betongens alder ved belastning,  $\sigma_c$  er trykkspenningene som oppstår som følge av belastningen og  $E_c$  er tangentmodulen.

I henhold til EK2-1-1, 3.1.4(4) bør det tas hensyn til ikke-lineært kryp dersom betongens trykkspenninger ved belastningstidspunktet  $t_0$  overskrider  $0.45f_{ck}$ . Dette vil bli nærmere diskutert i kapittel 8.

Kryptallet beregnes etter EK2-1-1, Tillegg B.1 og er blant annet avhengig av betongens fasthet, relativ fuktighet og hvor stor del av tverrsnittets omkrets som er utsatt for uttørking. Det er også mulig å ta hensyn til sementtypen og temperaturendringer, men dette er ikke gjort i denne oppgaven.

Betongens alder ved oppspenning,  $t_0$ , er beregnet i vedlegg C og er satt til 7 dager. Videre er den relative fuktigheten satt til 70% i henhold til punkt 7.2.3 i Håndbok N400. I denne oppgaven er det interessant å beregne kryptall for ferdigstilling, 28 dager, og for dimensjonerende brukstid, 100 år. Kryptallene er beregnet i vedlegg F og settes videre til:

$$\begin{aligned}\varphi_{28d} &= 0.512 \\ \varphi_{100\text{år}} &= 1.691\end{aligned}$$

Ved å beregne en effektiv E-modul blir krypets virkning ivaretatt ved dimensjonering. I henhold til EK2-1-1, 7.4.3 kan den effektive langtids E-modulen beregnes ved å ta utgangspunkt i betongens sekantmodul,  $E_{cm}$ , og kryptallet for 100 år. E-modulen som blir benyttet ved dimensjonering for 100 år kan dermed beregnes:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{36\,000 \text{ N/mm}^2}{1 + 1.691} = 13\,379 \text{ N/mm}^2 \quad (4.33)$$

### 4.3.2 Svinn

Svinn i betong oppstår som følge av at betongen mister sin fuktighet og dermed trekker seg sammen. I en statisk ubestemt konstruksjon vil dette medføre at man får tvangskrefter som følge av tøyninger i konstruksjonen. Dette kalles svinntøyning. Svinn er beregnet etter EK2-1-1 kapittel 3.1.4 og tillegg B.2, og fullstendige beregninger av svinntøyning er vist i vedlegg G.

Betongens svinntøyning er avhengig av konstruksjonens alder, geometri, omgivelsenes fuktighet og betongens sammensetning [3]. Den totale svinntøyningen er funnet etter 100 år, og består av svinn ved uttørking og den autogene svinntøyningen. Svinn ved uttørking skjer etter at betongen er herdet, og den autogene svinntøyningen skjer i størst grad under herdeprosessen, da den er knyttet til at fastheten til betongen endrer seg [3]. Total svinntøyning er beregnet til å være  $2.959 \cdot 10^{-4}$ .

## 4.4 Spennkrafttap

Kraften i spennarmeringen vil avta noe fra den opprinnelige kraften som blir påført ved oppjekking. Det er flere årsaker til at spennkraften blir redusert, og disse kan deles inn i tre forskjellige hovedgrupper[4]:

- Tap av tøyningdifferanse mellom spennarmeringen og betongen.
- Spenningsendring på grunn av korttidslast
- Tidsavhengige tap

### 4.4.1 Tap av tøyningdifferanse

Tap av tøyningdifferanse skjer hovedsakelig i etteroppspente konstruksjoner uten heft mellom betongen og spennarmeringen[4]. Tapet skjer altså enten før utsparingskanalen er injisert, eller i uninjisert forspenning. Årsaker til tap av tøyningdifferanse:

*Låsetap* oppstår ved at spennarmeringen glir noen millimeter før den kiles fast ved låsing av det aktive ankeret. Denne låseglidningen skal oppgis av produsenten, og er satt til 6 mm for valgt spennsystem.

*Friksjonstap* oppstår på grunn av friksjon mellom spennarmeringen og utsparingsrøret. Det skilles mellom to typer friksjonstap; kurvatureffekten og friksjonseffekten [4]. I et parabelformet spennsystem vil spennkablene påføre utsparingsrørene et normaltrykk som følger av kurvaturen. Dette normaltrykket bidrar til å redusere glidningen til spennkablene, det oppstår altså friksjon. Denne type friksjon kalles kurvatureffekten [4]. Det kan også oppstå friksjon selv om spennarmeringen legges rett. Ved montering holdes spennarmeringen på plass punktvis, og spennkabelen vil aldri være helt rett mellom disse fastholdningspunktene [4]. Det vil da oppstå tilleggskrumninger som er avhengig av spennkabelens lengde, og dette kalles lengdeeffekten[4]. Friksjonskoeffesienten  $\mu$ , og krumningsfaktoren  $k$  finnes i aktuell ETA for de forskjellige spennsystemene. I denne oppgaven er verdiene hentet ut fra ETA-09/0286, som gir en friksjonskoeffesient på  $0.18 \text{ rad}^{-1}$ , og en krumningsfaktor på  $0.005 \text{ rad/m}$  [13].

#### 4.4.2 Spenningsendring på grunn av korttidslast

Spenningsendring som følge av korttidslast kan oppstå i etteroppspente konstruksjoner der spennarmeringen legges etappevis. Eksempler på dette kan være i fritt frembygg bruer og i føroppspente konstruksjoner ved kapping av spennarmeringen i spennbenken [4]. Denne typen spennkrafttap er ikke aktuell for denne oppgaven.

#### 4.4.3 Tidsavhengig tap

Tap av spennkraft som oppstår over tid kalles *tidsavhengige tap*, og omfatter tap som følge av kryp, svinn og relaksasjon [4]. Kryp og svinn medfører at betongen trekker seg sammen, og som et resultat oppstår det negative tøyninger i betongen. Naturlig nok oppstår det da også tøyninger i spennarmeringen. Disse tøyningene medfører igjen et spennkrafttap.

Hvis spennstålet utsettes for konstant tøyning over en lang periode vil dette medføre et spenningsfall  $\Delta\sigma_{pr}$  [4]. Dette spenningsfallet kalles for relaksasjonstapet i forspenningen. Relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning med en middeltemperatur på 20 °C er gitt som 2.5% ved en spenning tilsvarende  $0.7f_{pk}$  [14]. Dette medfører at man havner i relaksasjonsklasse 2.

Beregning av det tidsavhengige spennkrafttapet er gjort i vedlegg H, og resultatene er gjengitt i tabell 4.3.

Kryp	1.55%
Svinn	3.66%
Relaksasjon	3.67%
Totalt	8.88%

Tabell 4.3: Tap av spennkraft

## 4.5 Lastkombinasjoner

Lastkombineringen er utført i samsvar med EK0. I denne oppgaven er det kun valgt å kontrollere bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Bruddgrensetilstanden referer til den belastningen brua tåler før den går til brudd, og bruksgrensetilstanden referer til den belastningen brua tåler før den ikke lenger er funksjonsdyktig. Brukonstruksjonen dimensjoneres etter partialfaktormetoden, og tabellene for vegbruer i tillegg A.2 blir det viktigste verktøyet for lastkombineringen.

De variable lastene som betraktes i denne oppgaven er vindlast, temperaturlast og trafikklast. For denne type bru er som regel trafikklast og temperaturlast dominerende [6]. Snølast ses bort ifra ettersom det er lite sannsynlig at den vil virke samtidig som trafikklasten. I følge EK0 kan vind- og temperaturlaster anses å virke samtidig. Tabell NA.A2.1 angir kombinasjonsfaktoren  $\psi$  for variable laster for vegbruer. Relevant del av tabellen er gjengitt i figur 4.9.

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{(5)}$	$\psi_{1,infq}^{(1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau <sup>(2)</sup>	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr1b (enkel aksling)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)	0,7 <sup>(3)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8	
gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)	-	-	-	-		
Vindkrefter	$F_{wk}$ - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	$F_{wk}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	$F_w^*$	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur <sup>(4)</sup>	$T_k$	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

<sup>(1)</sup>  $\psi_{1,infq}$  er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

<sup>(2)</sup> Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og  $\psi$ -faktorene gjelder for denne verdien.

<sup>(3)</sup> Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved  $F_{wk}$ , bør  $\psi_0$  for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

<sup>(4)</sup> Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

<sup>(5)</sup> Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Figur 4.9: Kombinasjonsfaktoren  $\psi$  for variable laster [15]

I bruddgrensetilstanden skal det kontrolleres for basissituasjonen STR, som referer til brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer [16]. Dimensjonerende verdier for laster i STR



finnes i tabell NA.A2.4(B) i EK0. Både ligning 6.10a og 6.10b skal kontrolleres for alle mulige lastkombinasjoner, og ligningen som gir høyest verdi skal benyttes videre. En forenklet versjon av tabell NA.A2.4(B) er vist i figur 4.10, der G er permanente laster, P er forspenningskraft, og Q er variable laster.

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

Figur 4.10: Lastkombinasjon i bruddgrensetilstanden

Tilhørende bemerkninger til tabell NA.A2.4(B):

- $\gamma_{G,j,sup} = 1.35$  for ugunstige permanente laster
- $\gamma_{G,j,inf} = 1.00$  for gunstige permanente laster
- $\gamma_{G,j,sup} = 1.00$  for ugunstige irreversible deformasjonslaster som kryp, svinn og relaksasjon.
- $\gamma_{G,j,inf} = 0.00$  for gunstige irreversible deformasjonslaster som kryp, svinn og relaksasjon.
- $\xi = 0.89$
- Lastfaktor  $\gamma_Q$  er avhengig av hvilke type variabel last den skal brukes i forbindelse med:
  - $\gamma_Q = 1.35$  for trafikklast
  - $\gamma_Q = 1.60$  for vindlast
  - $\gamma_Q = 1.20$  for temperaturlast

Lastfaktoren for effekter av spennarmering  $\gamma_P$  settes lik 1.1 dersom den er gunstig og 0.9 dersom den er ugunstig. I praksis settes lastfaktoren til kryp, svinn og relaksasjon lik 0.0 umiddelbart etter åpning og lik 1.0 etter lang tid. [6]

Tabell NA.A2.6 benyttes til å finne dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstanden, og er gjengitt her i figur 4.11. Brua kontrolleres for kombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent.

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		For- spenning	Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominer- ende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,j} Q_{k,j}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,j} Q_{k,j}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$

Figur 4.11: Lastkombinasjon i bruddgrensetilstanden

Som en forenkling er det, etter samtale med Håvard Johansen, valgt å bruke lastkombinasjonsmatrisen gitt i «Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer», her gjengitt i tabell 4.4. Denne matrisen angir de viktigste kombinasjonene for små og mellomstore betongbruer. En fullstendig prosjektering vil inneholde en mye større lastkombinasjonsmatrise hvor det tas hensyn til flere kombinasjoner, laster og grensetilstander.

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-m/TR	V
ULS -STR							
1 (6.10a) - m/TR	1.35	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	0.84	1.12	-
2 (6.10a) - u/TR	1.35	0.9/1.1	0.0/1.1	-	0.84	-	1.12
3 (6.10b) - TR dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	1.35	0.84	1.12	-
4 (6.10b) - TE dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	1.20	1.12	-
5 (6.10b) - V-TR dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	0.95	0.84	1.60	-
6 (6.10b) - V dom	1.20	0.9/1.1	0.0/1.1	-	0.84	-	1.60
SLS-KAR							
1 TR dom	1.0	1.0	1.0	1.0	0.7	0.7	-
2 TE dom	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7	-
3 V dom	1.0	1.0	1.0	-	0.7	-	1.0
SLS-OFTE							
1 TR dom	1.0	1.0	1.0	0.7	-	-	-
2 TE dom	1.0	1.0	1.0	0.2	0.6	-	-
SLS-PERM							
1 TR dom	1.0	1.0	1.0	0.5	-	-	-
2 TE dom	1.0	1.0	1.0	0.2	0.5	-	-

Tabell 4.4: Lastkombinasjonsmatrise

Forklaring til forkortelsene i tabell 4.4:

- G - Egenvekt
- PT - Forspenning
- *CSR* - Kryp, svinn og relaksasjon
- TR Trafikklast
- TE - Temperaturlast
- V-TR - Vindlast på bru med trafikklast
- V - Vindlast på bru uten trafikklast
- ULS - Bruddgrensetilstanden
- SLS - Bruksgrensetilstanden

## 5 | Analysemodell i NovaFrame

For å kunne utføre nødvendige kontroller må brua modelleres i et analyseprogram. Som tidligere nevnt er det valgt å benytte NovaFrame i denne oppgaven. Modellerings- og analyseringsprosessen består i hovedsak av tre deler. Selve modellen etableres ved bruk av fanen *preprocess*. Når modellen er ferdig etablert skal analysen kjøres ved hjelp av fanen *solve*. Her er det mulig å velge ut den informasjonen man ønsker å få av analysen. Når analysen er ferdig kan ulike lastkombinasjoner etableres og resultater plottes ved hjelp av fanen *postprocess*. Dette kapittelet følger prosessen slik den gjennomføres i NovaFrame.

### 5.1 Materialer og designparametere

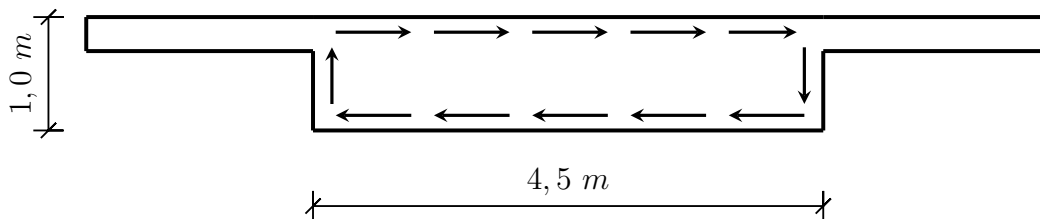
I NovaFrame tildeles tversnitt ulike materialegenskaper og designparametere. Under fanen *Preprocess/Materials* bestemmes materialegenskapene for henholdsvis betong, slakkarmering, spennarmering og stål. NovaFrame opererer med enkelte forhåndsinnstillinger. Standard betongkvaliteten er satt til B35, og det opprettes derfor en ny betongkvalitet B45 med karakteristisk sylindrefasthet  $f_{ck} = 45$  MPa og elastisitetsmodul  $E_{cm} = 36\,000$  MPa. Forhåndsinnstillingene for slakkarmeringen er satt til B500NC, som også gjelder for denne oppgaven. For spennarmering er forhåndsinnstillingen for den karakteristiske 0,1%-strekkgrensen,  $f_{p0,1k}$ , satt til 1600 MPa. Det opprettes derfor et nytt spennarmeringsmateriale med  $f_{p0,1k} = 1640$  MPa i samsvar med tabell 2.4 i kapittel 2.2. Øvrige forhåndsinnstilte verdier for spennarmeringen beholdes.

Under fanen *Preprocess/Design parameters* tildeles tverrsnitt og de ulike materialene diverse dimensjoneringsparametere som materialfaktorer og tøyningsgrenser. Verdiene for betong og armering er hentet fra EK2-1-1, og det vil derfor ikke være nødvendig å endre disse.

Under fanen *Sections* i dialogboksen *Design parameters* kan det gjøres justeringer som angår tverrsnittene i NovaFrame. Ved beregning av torsjonsstivheten tar NovaFrame utgangspunkt i summen av 2. arealmoment om x- og y-aksen [17]:

$$I_t = I_x + I_y \tag{5.1}$$

Dette resulterer i en torsjonsstivhet som er høyere enn den reelle stivheten og kan derfor skaleres ved hjelp av faktoren  $k_{It}$ . Ved å beregne torsjonskonstanten  $I_t$  for hånd og sammenligne med verdien fra NovaFrame kan skaleringsfaktoren beregnes. Ved beregning av torsjonskonstanten er det tatt utgangspunkt i at flensene er av liten betydning for torsjonsstivheten, og de blir derfor neglisjert i beregningene. Forenklet kan torsjonsforløp i tverrsnittet antas å være som vist i figur 5.1, i samsvar med EK2-1-1, 6.3.1(3).



Figur 5.1: Torsjonsforløp

Beregning av torsjonskonstanten  $I_t$  kan dermed beregnes ut fra følgende formel [18]:

$$I_t = \frac{1}{3}ab^3\left(1 - 0,63\frac{b}{a}\right) \quad (5.2)$$

Med  $a = 4500$  mm og  $b = 1000$  mm gir det følgende torsjonskonstant:

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot 4500 \cdot 1000^3 \left(1 - 0,63 \frac{1000}{4500}\right) = 1,29 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \quad (5.3)$$

Ved å sammenligne torsjonskonstanten funnet i ligning 5.3 med torsjonskonstanten  $I_t = 2,117 \times 10^{13} \text{ mm}^4$  beregnet i NovaFrame får vi følgende skaleringsfaktor:

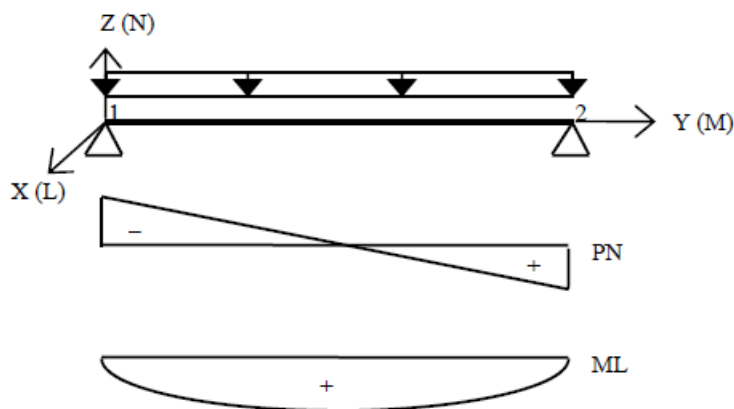
$$k_{It} = \frac{1,29 \times 10^{12} \text{ mm}^4}{2,117 \times 10^{13} \text{ mm}^4} = 0,061 \quad (5.4)$$

## 5.2 Referanselinjer

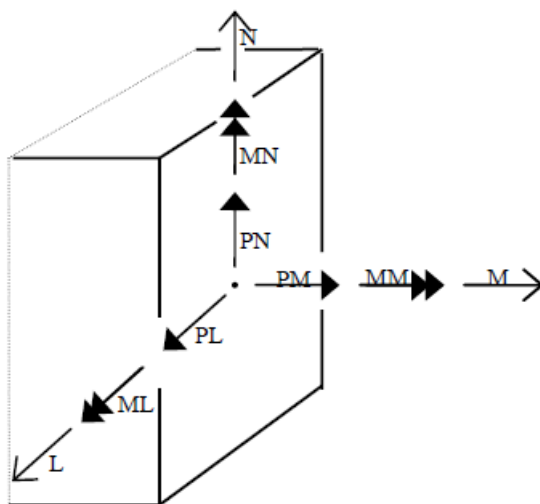
I NovaFrame kan modellen bygges opp på to ulike måter. Modellen kan enten bygges opp ved å plassere noder direkte i et koordinatsystem, eller ved hjelp av referanselinjer. Ved enkel geometri, som enkle bjelker og søyler, er koordinatbestemte noder en effektiv måte å modellere på. Dersom geometrien er mer komplisert, eller man har en bestemt veglinje å forholde seg til, er referanselinjer det beste alternativet. I denne oppgaven er det derfor valgt å benytte referanselinjer for å bygge opp modellen.

### 5.2.1 Koordinatsystem

I NovaFrame oppereres det med både et globalt XYZ-koordinatsystem og lokale LMN-system. I det globale koordinatsystemet definerer x- og y-aksen horisontalplanet, hvorav y-aksen er orientert i bruas lengderetning. Z-aksen definerer dermed vertikalplanet. Det lokale LMN-systemet avhenger av orienteringen til elementet. Noder og opplagerbetingelser er definert i det globale systemet, mens tverrsnittene defineres i det lokale systemet. I analyseresultatene vil forskyvninger gis i det globale systemet og snittkrefter gis i det lokale systemet [17]. Figur 5.2 og 5.3 viser orienteringen til de ulike koordinatsystemene.



Figur 5.2: Globalt/lokalt koordinatsystem i NovaFrame [17].



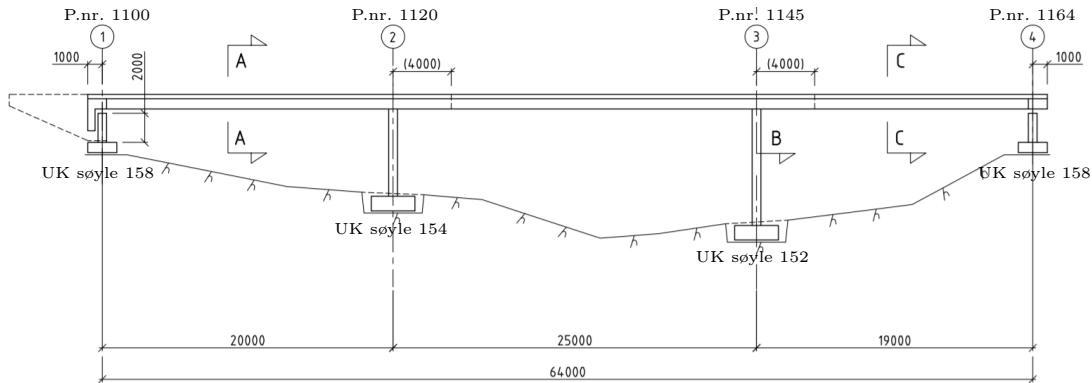
Figur 5.3: Definisjon av ulike snittkrefter i LMN-systemet [17].

## 5.2.2 Referanselinjer

I dialogboksen under fanen *Preprocess/Reference Lines* kan referanselinjer legges til modellen. Referanselinjene nummereres og navngis slik at det blir lettere å holde kontroll på de ulike linjene. I dette tilfellet er det valgt å lage fem referanselinjer. Den første er selve vegbanen, som nummereres no. 1. Linjen tildeles egenskapen *Road*, som betyr at profilnummer gis i horisontalplanet. Deretter legges det til en referanselinje for hver av søylene. Disse tildeles nummer 10-40, som viser til aksene søylene er plassert i. Referanselinjene for søylene tildeles egenskapen *Column*, som betyr at nodedes plassering gis i vertikalplanet.

## 5.2.3 Akser

I NovaFrame er det valgfritt å angi akser, og dette gjøres under fanen *Axis* i dialogboksen for referanselinjer. Det er anbefalt å definere akser hvis man ønsker bedre kontroll over modellen, og det kan også gjøre det lettere å plassere noder senere i prosessen. Aksene tilknyttes en referanselinje og plasseres i et bestemt profilnummer. I dette tilfellet plasseres aksene slik de er gitt i oppgaveteksten. Brua i denne oppgaven er fiktiv, og det er verken oppgitt profilnummer eller høydekoter på tegningene. Det ble derfor bestemt å benytte fiktive profilnummer og koter, som vist på figur 5.4.



Figur 5.4: Lengdesnitt med profilnummer og kotehøyder

## 5.2.4 Horisontal og vertikal geometri

I dialogboksen bestemmes modellens horisontale og vertikale geometri under fanene *Horizontal Geometry* og *Vertical Geometry*. Her beskrives formen på profillinjen ved at den prosjekteres i henholdsvis horisontal- og vertikalplanet.

Den horisontale geometrien beskrives ved hjelp av segmenter. For å beskrive kurvaturen til veien tilegnes segmentene en geometrisk form; rett linje, klotoide eller sirkulær. Segmentene kobles så sammen, og måten dette gjøres på avhenger av om det er valgt diskret eller lenket segmenter. I denne oppgaven har brua ingen horisontalkurvatur og kan dermed defineres ved hjelp av ett rett, diskret segment. Segmentet starter i profilnummer 1099 og slutter i 1165. Total lengde er 66 meter.

Den vertikale geometrien beskrives ved hjelp av rette eller sirkulære segmenter, og i tillegg til profilnummer oppgis også en kotehøyde for starten og slutten av segmentet. Brua er i dette tilfellet horisontal, og høyden i første profilnummer tilsvarer dermed høyden i siste profilnummer.

## 5.2.5 Søyler

Søylene defineres under fanen *columns* i dialogboksen. Søylene kobles til aktuell referanselinje, som i dette tilfellet blir referanselinjene 10-40. Posisjonering av søylene foregår enten ved hjelp av profilnummer eller akser. I dette tilfelle er det valgt å benytte akser for å plassere søylene. Kotehøyde for underkant søyle oppgis, og deretter regner programmet selv ut kotehøyden for overkant søyle ut fra hvor referanselinjen for søylen møter referanselinjen til veien.



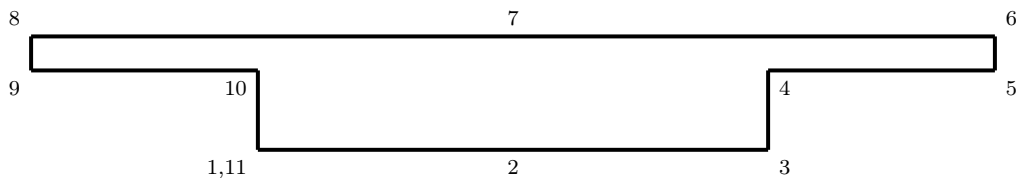
## 5.3 Tverrsnitt

I NovaFrame kan det defineres ulike tverrsnitt som tilknyttes bestemte referanselinjer. Valg av referanselinje som tverrsnittet skal kobles til avhenger av hvordan tverrsnittene skal benyttes i modellen. Alle tverrsnitt som legges på den abstrakte referanselinjen 0 kan kobles til bestemte elementer senere i prosessen. Tverrsnitt koblet til andre referanselinjer enn 0 blir automatisk tilkoblet alle elementene på den valgte referanselinjen.

### 5.3.1 Utforming av tverrsnitt

Type tverrsnitt og geometri defineres i dialogboksen under fanen *preprocess/sections*. For egendefinerte tverrsnitt velges **Massive general**, og denne tverrsnittstypen er valgt for overbygningen i brua. Tverrsnitt med rektangulær eller sirkulær geometri kan enkelt defineres ved bruk av **Massive predefined** og er derfor benyttet for søylene.

Dimensjonene til de rektangulære søylene bestemmes under fanen *Dimensions*. Geometrien til egendefinerte tverrsnitt bestemmes ved hjelp av fanen *Points* i dialogboksen. Punktene er koordinatbestemt og skal nummereres mot klokken [17]. Nummereringen av punktene, slik de er gjort i NovaFrame, er vist i figur 5.5.

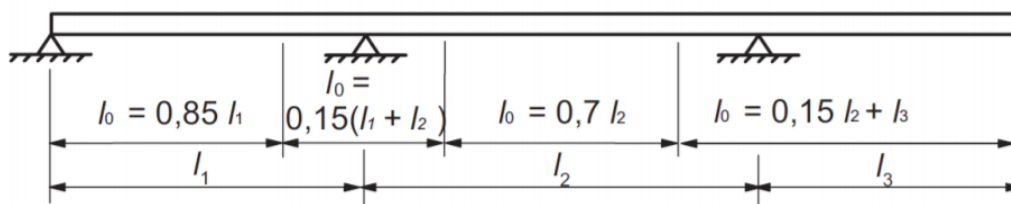


Figur 5.5: Nummerering av egendefinert tverrsnitt i NovaFrame

Koblingen mellom referanselinjer og tverrsnitt vil i NovaFrame skje i tverrsnittets tyngdepunkt dersom annet ikke er definert. Under fanen *Refline connection* kan tverrsnitt kobles til referanselinjen i bestemte punkter på tverrsnittet, avhengig av hva som er aktuelt. I denne oppgaven er referanselinjen definert som senter veg (overkant av overbygningen), og referanselinjen kobles derfor til punkt 7 i tverrsnittet.

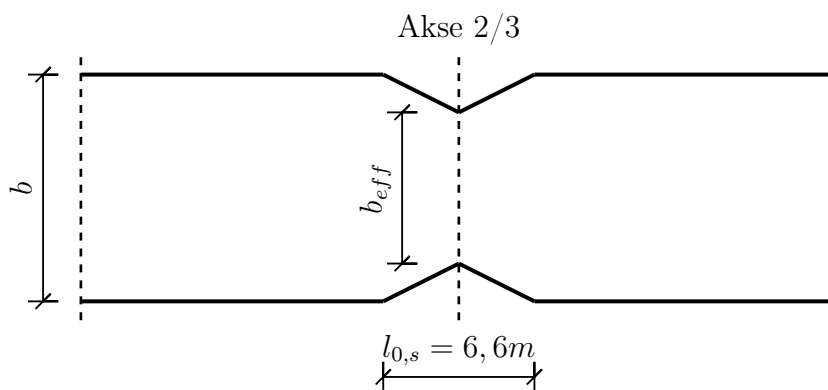
### 5.3.2 Effektive tverrsnitt

Ifølge *Beregningsveiledning for etteroppspente betongkonstruksjoner* kan det være gunstig og modellere tverrsnitt med effektiv flensbredde der det er aktuelt, da det kan resultere i reduserte støttemomenter. Dette er følge EK2-2, 5.3.2.1(4) ikke nødvendig for analyser der det ikke kreves stor nøyaktighet, og vanlig praksis blir derfor ofte å benytte full flensbredde i analyse og effektiv bredde i dimensjoneringen. Det er likevel valgt å modellere tverrsnittet med effektiv flensbredde over støtte i denne oppgaven. Utfyllende beskrivelse og beregninger av de effektive flensbreddene følger i kapittel 7.2. For å bestemme hvor det skal benyttes effektive flensbredder benyttes figur 5.6.



Figur 5.6: Definisjon av  $l_o$ , for beregning av effektiv flensbredde [3].

Den effektive bredden settes for enkelhetens skyld til 6620 mm over begge støttene. Ved å definere et tverrsnitt med effektiv bredde i akse 2 og 3, og full flensbredde i felt vil NovaFrame koble tverrsnittene sammen lineært innenfor område  $l_o = 0,15(l_1 + l_2) = 6,6 \text{ m}$  over støtte, slik det er vist i figur 5.7.



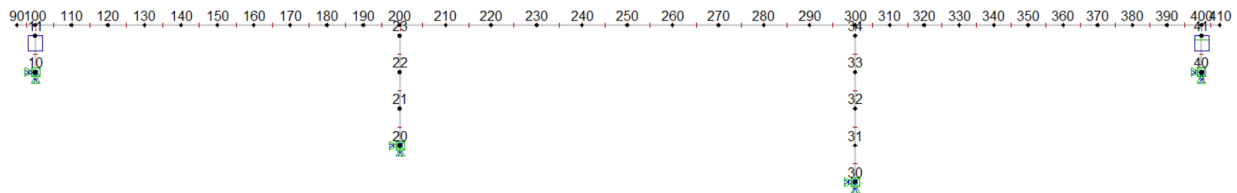
Figur 5.7: Effektive bredder i NovaFrame

## 5.4 Modellens geometri

Selve modellen bygges opp av noder og elementer. I tillegg må det defineres opplagerbetingelser og ledd. Dette gjøres i dialogboksen under fanen *Preprocess/Build model geometry*.

### 5.4.1 Noder

I NovaFrame plasseres elementer mellom noder, og derfor vil oppbyggingen av modellens geometri starte med plassering av noder. Noder kan plasseres ved hjelp av koordinater, referanselinjer eller ved bruk av akser. Koordinatbestemte noder er, som nevnt i punkt 5.2, best egnet for enkel geometri. Bruk av referanselinjer kan også være noe arbeidskrevende om modellen har avansert geometri. I denne oppgaven er det derfor valgt å benytte akser for å plassere nodene. Nodene fordeles ved å oppgi nummer på første og siste node mellom aksene, med en bestemt trinnvis økning, *increment*. Det er ønskelig at nodenummereringen skal samsvare best mulig med aksenumrene. Ved å dele hvert spenn inn i 10 elementer med *increment* lik 10, vil dermed node nummer 100 ligge i akse 1, 200 i akse 2, osv. Nodene i søylene blir nummerert fra 10-40, avhengig av akse søylen ligger i. Figur 5.8 viser nummereringen av nodene for modellen.

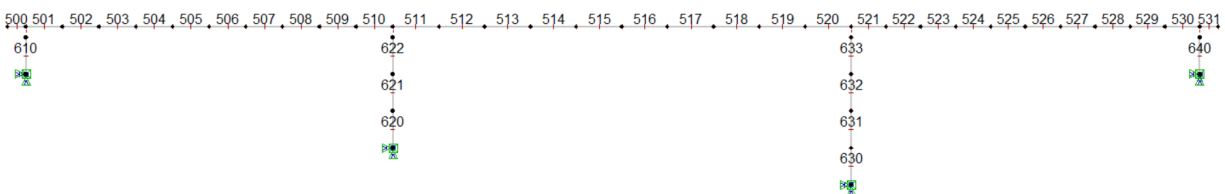


Figur 5.8: Nodeplassering

### 5.4.2 Elementer

Når nodene er plassert, kan elementene plasseres mellom nodene under fanen *Elements* i dialogboksen. Her oppgis nummer på første og siste element, og hvilke noder som definerer starten og slutten på det første elementet. Spranget i nummereringen, *increment*, settes lik 1. Dette medfører 32 elementer totalt for vegbanen, inkludert utstikkene forbi akse 1 og 4. I NovaFrame kan noder og elementer benytte de samme numrene, men for å gjøre det mer oversiktlig er det valgt å benytte andre numrene for elementene. I denne modellen benyttes

derfor numrene 500-531 for vegbanen og 610-640 for søylene slik det er vist i figur 5.9.



Figur 5.9: Nummerering av elementer

### 5.4.3 Randbetingelser

Under fanen *Boundaries* i dialogboksen kan det legges inn to ulike former for randbetingelser. Et lager av typen *Ordinary* kan plasseres i nodene og deretter krysses det av for hvilke rotasjoner og translasjoner som skal fastholdes. Brua er fundamentert på berg i alle akser, og det legges derfor inn en fast innspenning som er låst mot rotasjon og translasjon i alle retninger i underkanten av søylene. For å oppnå en monolittisk forbindelse mellom søylene og overbygningen, legges det inn en *Master-Slave-kobling* mellom nodene i overkanten av søylene og nodene i overkanten av overbygningen. En slik kobling medfører en stiv forbindelse, der rotasjonen til slave-nodene vil tilsvare rotasjonen til master-nodene.

I underkant av overbygningen i akse 1 og 4 vil det i virkeligheten ligge to lagre som styrer bruas bevegelser i de ulike retningene. For å gjøre modelleringen enklere, er det her kun lagt inn ett lager i hver ende. For å kunne legge inn et lager på korrekt høyde (underkant overbygning), benyttes fanen *Joints*. Her velges først elementet og elementendene leddet skal plasseres i, og deretter hvilke retninger og rotasjoner man ønsker å frigjøre. I akse 1 er kun rotasjon om x-retningen frigjort. I akse 4 er translasjon i y-retningen frigjort, samt rotasjon om x- og z-aksen. Konstruksjonen fastholdes mot rotasjon om y-aksen i begge endene. Dette gjøres ettersom brua i virkeligheten har to opplager på hver ende, og en rotasjon om y-aksen vil dermed gi trykk- og strekkraftene i lagrene.

## 5.5 Spennkabler

Under fanen *Preprocess/Tendons* bestemmes de ulike spennarmeringsgruppene og geometriene til spennkablene. Under fanen *Tendons* i dialogboksen tildeles de ulike kabelgruppene navn, nummer, materialegenskaper og kabeldimensjoner. Verdiene som er benyttet er listet opp i tabell 3.3 i kapittel 3.2.2.

### 5.5.1 Geometri og plassering

Ofte er det tilstrekkelig å samle kabler som ligger symmetrisk om senter av tverrsnittet i én kabelgruppe i senterlinjen med innbyrdes senteravstander lik 0 mm [6]. I dette tilfelle er det derimot ønskelig å legge kablene slik at den reelle plasseringen kan sees i tverrsnittet, og dette medfører at kabelgruppene må modelleres med de reelle senteravstandene. Dette gjøres ved å legge inn en senteravstand på 600 mm under *Group Data*.

Selve geometrien i lengderetningen beskrives av ulike kurvetyper under fanen *Geometry*. Plasseringen av de ulike kurvene beskrives ved hjelp av profilnummer og høyde på start- og slutt-punkt (relativt til bestemt referansepunkt). Beliggenheten til eventuelle infleksjonspunkter må også oppgis.

### 5.5.2 Spennkrafttap

Parametere for spennkrafttap angis i fanen *Loss parameters*.

#### Friksjonstap

NovaFrame regner selv ut friksjonstapet ved hjelp av Coloumb's formel [17]. Verdiene for friksjonskoeffisienten  $\mu$  og wobble-koeffisienten  $k$  legges inn manuelt, og NovaFrame beregner deretter friksjonstapet:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-(\mu\theta+kx)} \quad (5.5)$$

Verdiene for de ulike koeffisientene oppgis i ETA til å være  $\mu = 0,18$  og  $k = 0,005$ . Det bør her merkes at formelen for friksjonstap i ETA avviker noe fra formelen til NovaFrame. I ETA presenteres friksjonstapet som:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta+kx)} \quad (5.6)$$

I NovaFrame har  $k$  enheten  $\frac{1}{m}$ . I ETAen har derimot  $k$  enheten  $\frac{rad}{m}$ . Dette skyldes at  $\mu$  er forhåndsmultiplisert med  $k$  i NovaFrame. Verdien for  $k$  som skal benyttes i NovaFrame blir dermed:

$$k_{NF} = \mu\left(\frac{1}{rad}\right) \cdot k_{ETA}\left(\frac{rad}{m}\right) = 0.001 \frac{1}{m} \quad (5.7)$$

### Låsetap

Låsetapet settes til 6 mm i henhold til oppgaveteksten.

### Kryp

NovaFrame regner ikke selv ut kryptøyningene i spennkabelen, og tøyningen må derfor legges inn manuelt. En forenklet måte å beregne kryptøyningen i spennarmeringen er å se på den totale stukningen av overbygningen som følge av kryp over lang tid. Det kjøres derfor en analyse i NovaFrame der tap som følge av kryp settes lik 0. Lasttilfellet som benyttes er kryp som følge av forspenning og egenlast etter 100 år. Deretter kan horisontalforskyvningen i noden som får størst forskyvning leses av for nevnte lasttilfelle. Forenklet kan en da anta at stukningen til spennarmeringen omtrent tilsvarende stukningen til overbygningen [6]. Tøyningene kan dermed beregnes med utgangspunkt i forskyvningen  $\Delta L$  og den opprinnelige lengden  $L$ .

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta L}{L} = -0.136 \cdot 10^{-3} \quad (5.8)$$

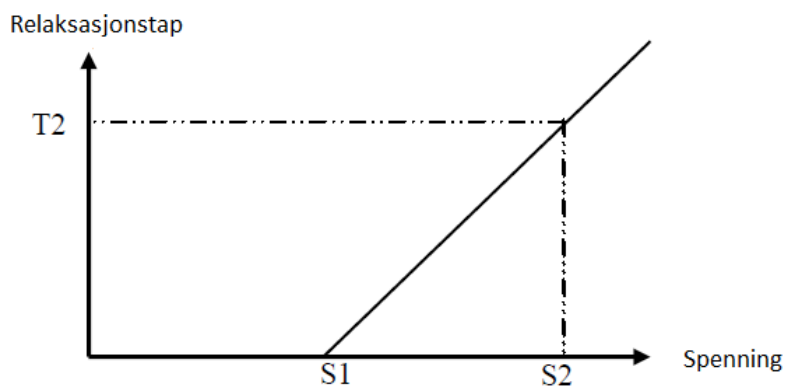
Tøyningsendringen i spennarmeringen settes dermed til -0.136‰.

### Svinn

Svinntøyningen i spennarmeringen kan forenklet settes lik svinntøyningen til hele konstruksjonen. Denne er beregnet i vedlegg G og settes lik -0.296‰.

### Relaksasjon

Verdiene for relaksasjon som angis i NovaFrame har betegnelsen S1, S2 og T2. T2 er relaksasjonstapet gitt av leverandøren på 2.5%, og S1 er tilhørende spenning på  $0.7f_{pk}$ . S2 er spenningen når relaksasjonstapet er null. Denne er ukjent og finnes ved ekstrapolasjon. Spenningene S1 og S2 skal angis som prosentverdier av  $f_{p0,1k}$ . Etter mailutveksling med Håvard Johansen er det bestemt å ekstrapolere med 4.5% relaksasjonstap ved  $0.8f_{pk}$ . Da får man en spenning på  $0.757f_{pk}$  ved null relaksasjon.



Figur 5.10: Relaksasjon i NovaFrame. Figur hentet fra user guide.

Følgende verdier legges inn i NovaFrame:

$$S1 = 0.575 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 65\% \quad (5.9)$$

$$S2 = 0.7 \cdot \frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} = 79\% \quad (5.10)$$

$$T2 = 2.5\% \quad (5.11)$$

## 5.6 Laster

Laster legges inn under *Preprocess/Load data*. Her defineres ulike lasttilfeller som senere kan kombineres med lastfaktorer i *Postprocess*. Hvilke elementer de ulike lastene gjelder for bestemmes også her. De fleste lasttilfellene legges inn ved hjelp av nedtreksmenyen under fanen *Loads* i dialogboksen, med unntak av kryp og trafikklaster.

### 5.6.1 Egenlast

I NovaFrame kan det legges inn lasttilfelle for **dead weight**. Ved å oppgi tyngdetettheten til materialet regner NovaFrame selv ut egenlasten ut fra tverrsnittets areal i elementene lasten gjelder for. I denne oppgaven er det, som nevnt i kapittel 5.3.2, valgt å modellere tverrsnittet med effektive bredder over støtte. Dette vil medføre at NovaFrame beregner egenlasten ved støtte basert på de reduserte tverrsnittene. Da tverrsnittet i realiteten har samme dimensjoner over hele brulengden, må egenlasten legges inn som en jevnt fordelt stripelast i senterlinje veg. Den jevnt fordelte egenlasten fra overbygningen ble funnet i kapittel 4.1 og settes til:

$$g = 142.5 \text{ kN/m}$$

Egenvekt for endeskjørt, vanger og endetverrbærere modelleres som en vertikal konsentrert last på -400 kN og et konsentrert moment på 600 kNm i akse 1. Det legges også inn en jevnt fordelt last på 40 kN/m i senterlinje veg, som skal representere overbygningens superegenvekt. Denne lasten omfatter slitelag, kantdragere og rekkverk.

### 5.6.2 Vindlast

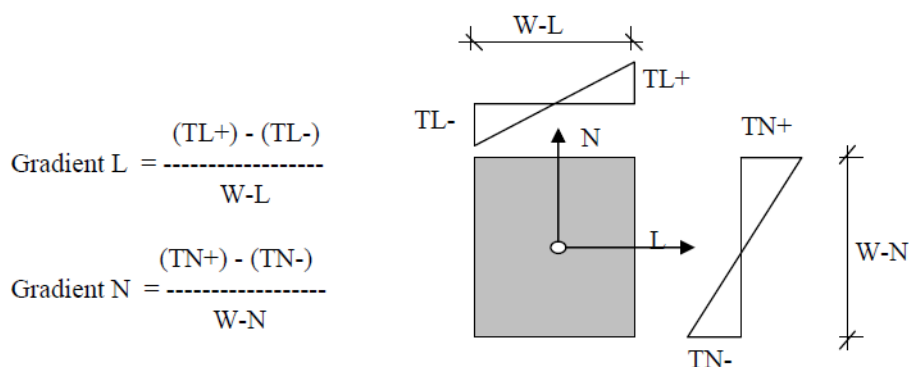
NovaFrame har en innebygd funksjon for beregning av vindlast. Denne er derimot basert på NS3491-4, som ble tilbaketrasket i 2010. I denne oppgaven er det derfor valgt å modellere vindlast som en jevnt fordelt linjelast i global z-retning. Som forklart i kapittel 4.2.3 blir vindlast i global y- og x-retning neglisjert. Det defineres fire ulike lasttilfeller, hvorav to representerer vindlast i positiv- og negativ z-retning *med* trafikklaster, og to representerer tilsvarende *uten* trafikklaster. Videre påføres vindlasten en eksentrisitet lik  $e = b/4$ , i henhold til EK1-1-4, 8.3.3(5). Dette gjøres for at kraften skal gi torsjon om lengderetningen.



### 5.6.3 Temperaturlast

Temperaturlaster blir i NovaFrame beregnet ved å definere temperaturøkning, temperaturgradient og temperaturkoeffisient. I kapittel 4.2.2 ble jevnt fordelt temperaturandel,  $\Delta T_{N,exp}/\Delta T_{N,con}$ , og vertikal lineært varierende temperaturandel,  $\Delta T_{M,heat}/\Delta T_{M,cool}$ , funnet.

I NovaFrame tilsvarer temperaturøkning  $\Delta T_{N,exp}$  og  $\Delta T_{N,con}$ . Positivt fortegn vil da medføre ekspansasjon, og negativt fortegn vil medføre kontraksjon. Temperaturgradienten i NovaFrame må beregnes manuelt ved hjelp av formlene vist i figur 5.11.



Figur 5.11: Beregning av temperaturgradient i NovaFrame [17].

W-N tilsvarer her tverrsnittshøyden, og temperaturendringen (TN+)-(TN-) tilsvarer  $\Delta T_{M,heat}$  eller  $\Delta T_{M,cool}$ , slik det følger av figur 4.7 i kapittel 4.2.2. Temperaturkoeffisienten settes lik  $1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ/\text{C}$ . Det medfører åtte ulike lasttilfeller som representerer de åtte ulike delkombinasjonene funnet i kapittel 4.2.2. Verdiene benyttet for hvert lasttilfelle, inkludert reduksjonsfaktorene  $\omega_N$  og  $\omega_M$ , er listet i tabell 5.1. Verste lasttilfelle (delkombinasjon) velges i *postprocess/loadcombinations*. Dette forklares nærmere i kapittel 5.7.2

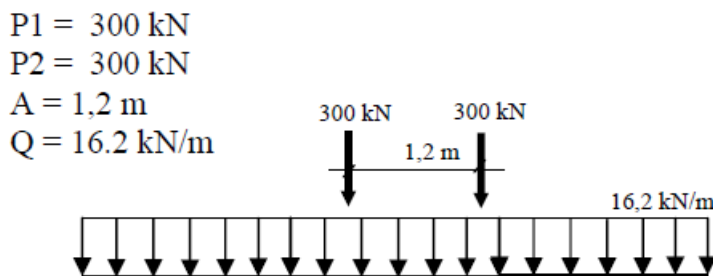
Kombinasjon	Temp.grad $\frac{\Delta T_M}{h}$	Temp.increase $\Delta T_N$
1.	10,5	7,35
2.	10,5	-10,5
3.	-8,0	7,35
4.	-8,0	-10,5
5.	7,88	21,0
6.	7,88	-30,0
7.	-6,0	21,0
8.	-6,0	-30,0

Tabell 5.1: Lastkombinasjoner for temperatur

### 5.6.4 Trafikklast

For å legge inn trafikklaster i NovaFrame, benyttes fanene *Traffic line* og *Traffic loads* i dialogboksen for laster. Først defineres en *traffic line* som beskriver hvilke elementer trafikklasten gjelder for og hvor mange ulike plasseringer lasten kan ha per element.

Videre defineres et trafikklasttilfelle under *Traffic loads*. For lasttilfellet defineres så 3 ulike lastfelt (*tracks*). NovaFrame har innebygde verdier for ulike lastmodeller, og i dette tilfellet benyttes derfor Highway LM1. NovaFrame påfører den jevnt fordelte trafikklasten som en stripelast. Boggilasten påføres som to punktlaster, som hver representerer en aksling. Lastmodellen, slik den blir modellert i NovaFrame, samt de forhåndsinnstilte verdier, er vist i figur 5.12. Når analysen kjøres, finner NovaFrame selv den mest ugunstige plassering av lastene.



Figur 5.12: Lastmodell 1 i NovaFrame [17].

Verdiene samsvarer med de som ble funnet for lastfelt 1 i kapittel 4.2.1. I NovaFrame er det også mulig å legge inn en maksimal og minimal verdi for eksentrisiteten til lasten i forhold

til senterlinje veg. Dette gir NovaFrame muligheten til å legge stripelasten og punktlastene hvor som helst innenfor intervallet som blir satt, avhengig av hva som er mest ugunstig. Som tidligere vist i figur 4.4 i kapittel 4.2.1 har akslingene to hjul med avstand 2.0 m, som plasseres symmetrisk om lastfeltets senterlinje. Plasseringen av lastene legges derfor til senter av hvert lastfelt for å representere LM1 korrekt i henhold til EK1-2, 4.3.2. Det medfører at maksimal og minimal eksentrisitet blir lik innad hvert lastfelt. Inputverdier som benyttes i NovaFrame er vist i tabell 5.2.

	Bredde (m)	Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m)	$P_k$ (kN)	$E_{cc}$ (m)
Lastfelt 1	3.0	5.4	16.2	300	-2.75
Lastfelt 2	3.0	2.5	7.5	200	0.25
Resterende	2.5	2.5	6.25	0	3.00

Tabell 5.2: Input for trafikklaster til NovaFrame

Bremsekraften som virker i bruas lengderetning legges inn som en jevnt fordelt last i global y-retning. Sidelasten som virker i bruas tverretning blir i denne modellen neglisjert da lasten er svært lav sammenlignet med bruas stivhet i tverretningen. Det kan derfor antas at sidelasten vil ha neglisjerbar innvirkning.

### 5.6.5 Spennkabler

I tillegg til å definere spennkablene slik det ble gjort i kapittel 5.5 må spennarmeringen legges inn som en last. Da velges **Tendon** fra nedtrekksmenyen og det legges inn lasttilfelle for hver kabelgruppe separat. Det må videre bestemmes om lasttilfellet skal beregnes med full oppspenning, hvor både tvangsmomenter og primærmomenter er inkludert (full), eller for kun tvangsmomenter alene (parasite). I dette tilfelle er det interessant å se på begge tilfellene og det legges derfor inn to lasttilfeller for hver kabelgruppe.

Det ble tidligere lagt inn verdier for spennkrafttap for kabelgruppene, og hvorvidt disse skal bidra i lasttilfellet bestemmes ved å sette inn en *Loss calc. code*. Ved å benytte den forhåndsinnstilte koden 111 blir virkningen av kryp, svinn og relaksasjon inkludert i beregningene. Forhåndsinnstillingen 0 for oppspenningsfase blir også beholdt, da denne innebærer at all definert oppspenning blir aktivert.

### 5.6.6 Svinn

For å legge inn svinn velges **Shrinkage** fra nedtreksmenyen. Lasten legges inn som en tøyning i promille. Svinntøyningen for overbygningen etter 100 år ble beregnet til å være  $-0.296\%$  i kapittel 4.3.2. Det er ikke beregnet svinntøyninger for søylene så lasttilfellet defineres kun for elementene i overbygningen.

### 5.6.7 Kryp

For å kunne legge inn kryp som lasttilfelle må det først defineres ulike krypkombinasjoner hvor relevante lasttilfeller legges inn. Dette gjøres fordi krypberegningene baseres på et spenningsnivå i elementene som er bestemt ut fra tidligere definerte og analyserte lasttilfeller [17]. Aktuelle lasttilfeller for kryp blir i dette tilfellet full oppspenning fra alle kabler, samt overbygningens egenlast og superegenvekt. Det defineres derfor to krypkombinasjoner; én for oppspenning av alle kabler og én for all egenlast.

Under fanen *Creep Loads* kan det nå legges inn lasttilfeller for kryp basert på de tidligere definerte krypkombinasjonene. Virkningen av kryp avhenger av tidsrommet som blir betraktet. Krypets virkning i de ulike lasttilfellene kan enten legges inn ved å oppgi informasjon om betongens belastningstidspunkt og aktuelt tidsintervall, eller ved bruk av kryptall. Kryptall for 28 dager og 100 år ble funnet i kapittel 4.3.1, og disse benyttes for denne modellen. For å kunne se hvordan kryptet påvirker brua blir det definert 2 lasttilfeller for hver krypkombinasjon, hvorav én for 28 dager og én for 100 år. Det gir totalt 4 lasttilfeller for kryp.

## 5.7 Analyse og lastkombinasjoner

I NovaFrame kan det kjøres analyse for hele modellen, eller for deler av den dersom den bygges i flere faser. Dette kan gjøres under fanen *Preprocess/Models and analyses*. I denne oppgaven antas brua bygget i én støp, og det er dermed ikke nødvendig å definere flere modeller og beregningsgrupper.

### 5.7.1 Analyse og resultater

For å kjøre en analyse av modellen benyttes fanen *Solve*. Her velges hvilke analyser man ønsker å kjøre og om det er ønskelig å kjøre beregningene på nytt når lastkombinasjonene endres. I denne modellen er det de statiske analysene som er av interesse, og det krysses derfor av for statistisk analyse for ordinære laster, trafikkklaster og kryp.

Når analysen er gjennomført kan resultatene plottes i form av diagrammer. Under fanen *Postprocess/Plot analysis result* kan diagrammer for de ulike lasttilfellene plottes på modellen. Dette er nyttig for å se om de enkelte lasttilfellene gir realistiske diagrammer, og dermed foreta kontroll av modellen.

### 5.7.2 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner legges inn under fanen *Postprocess/Loadcombinations*. Under fanen *Ordinary Loadcombinations* i dialogboksen kan lasttilfeller i samme kategori grupperes for å gjøre lastkombineringen enklere. For eksempel legges all egenlast sammen til en kombinasjon. Det samme gjelder for oppspenning av spennkabelgruppene og kryplastene.

Enkelte laster, som egenlast, kryp og forspenning, kan ha ulike lastfaktorer avhengig av hvorvidt de virker gunstig eller ugunstig. De aktuelle lastene legges derfor inn med ulike lastfaktorer innad en *sort combination*, og ved hjelp av kommandoen `WORST` velger NovaFrame lastfaktor utfra hva som blir mest ugunstig i hvert enkelt tilfelle. Kommandoen `WORST` blir også benyttet for å hente ut verste temperaturlast fra de 8 tidligere definerte delkombinasjonene.

Lastkombinasjonene som legges inn for de ulike lastsituasjonene i brudd- og bruksgrensetilstand ble tidligere vist i kapittel 4.5. *Sort combination* benyttes for å legge inn de ulike lastkombinasjonene. Her kan alle tidligere definerte lasttilfeller og delkombinasjoner legges sammen for å danne en lastkombinasjon. For å legge inn alle aktuelle lasttilfeller og delkom-

binasjoner benyttes kommandoen **ADD**. Avslutningsvis benyttes *Sorted combination line* for å finne mest ugunstig lastkombinasjon for de ulike lastsituasjonene i brudd- og bruksgrensetilstand. I dette tilfelle lages det *sorted combination lines* for ULS med og uten forspenningens primærmomenter, samt for de tre situasjonene karakteristisk, permanent og tilnærmet permanent i SLS.

## 5.8 Reduksjon av spennkabler

En analyse av konstruksjonen med 6 spennkabler viste at de positive primærmomentene ved søylen i akse 3 fra forspenningen var større enn det negative støttemomentet som følge av egenlast. Kombinert med effektene av kryp førte dette til at det oppstod strekk i underkant av overbygningen rett til venstre for søylen i akse 3. Over støtte ligger spennarmeringen i øvre del av tverrsnittet, og det er følgelig ønskelig at strekk oppstår i overkant over søyle. For å unngå at primærmomentene fra oppspenningen blir for store er det derfor valgt å redusere antall spennkabler til 4 stk. For å ivareta momentkapasiteten økes antall tau i kablen til 15. Tverrsnittsarealet øker dermed til  $2250 \text{ mm}^2$ . Dette medfører enkelte endringer i spennarmeringens egenskaper. De nye egenskapene er angitt i tabell 5.4.

Egenskaper	Symbol	Verdier
Spennarmerings areal	$A_p$	$2250 \text{ mm}^2$
Diameter kabel	$d_{indre}/d_{ytte}$	$90/100 \text{ mm}^2$
Karakteristisk verdi for maksimal kraft	$F_{pk}$	4185 kN
Forspenningsraft	$F_{p0,1} = A_p \cdot f_{p0,1k}$	3690 kN
Maks forspenning	$F_{0,max} = 0.9F_{p0,1}$	3321 kN
Maks kraft ved overspenning	$F_{m0,max} = 0.95F_{p0,1}$	3505 kN

Tabell 5.3: Egenskaper for nytt spennsystem

Endringer i spennkablernes diameter medfører også nye krav til kant- og senteravstander i henhold til ETA og EK2-1-1 og er angitt i tabell 5.4.

Krav	Verdi
Minste senteravstand mellom anker	365 mm
Minste kantavstand	275 mm
Minste horisontale avstand mellom kabler	100 mm
Minste vertikale avstand mellom kabler	100 mm

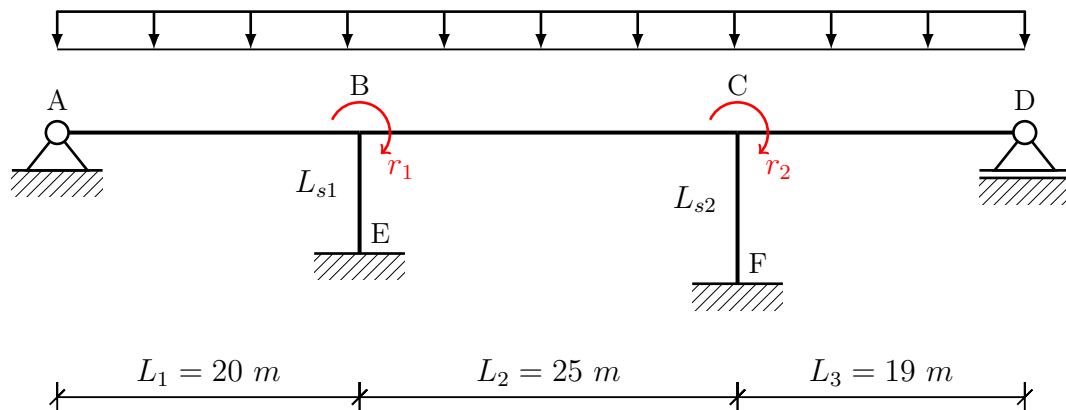
Tabell 5.4: Egenskaper for nytt spennsystem

Ved reduksjon til 4 kabler vil avstanden mellom kablene over støtte øke til 450 mm og avstand mellom forankringene øker til 900 mm. Kantavstand øker til 600 mm. Krav til kant- og senteravstander vil dermed være oppfylt for det nye spennsystemet.

## 6 | Verifikasjon av resultater fra NovaFrame

### 6.1 Verifikasjon av egenlast

Verifikasjon av egenlast gjøres for å kontrollere at input som er lagt inn i NovaFrame stemmer. En slik kontroll er fornuftig å gjøre så snart geometrien og tverrsnittene er definert for å sjekke at det statiske systemet og randbetingelser stemmer. Selve verifikasjonen gjøres ved å betrakte det statiske systemet vist i figur 6.1. I verifisering er kun egenlasten fra overbygningen betraktet og utstikkene på hver side er neglisjert. Fullstendige beregninger er vist i vedlegg I.



Figur 6.1: Bruas geometri

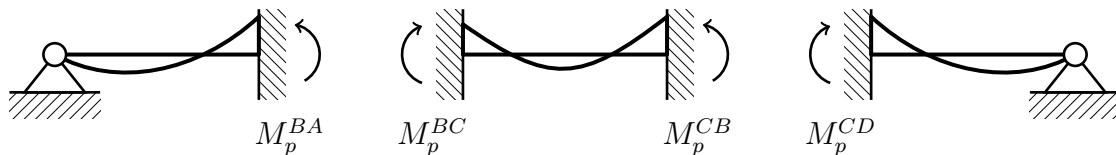
#### 6.1.1 Moment

Beregningene gjøres ved hjelp av matrisestatikk. Først bestemmes partikulærløsningen, lastvektorer  $\mathbf{R}$  og stivhetsmatrisen  $\mathbf{K}$ . Det gir grunnlag for å beregne rotasjonsfrihetsgradene  $r_1$  og  $r_2$  ut fra sammenhengen:

$$\mathbf{K}\mathbf{r}=\mathbf{R} \Rightarrow \mathbf{r}=\mathbf{K}^{-1}\mathbf{R} \quad (6.1)$$

Partikulærløsningen finnes ved å sørge for fastholding i frihetsgradene:





Figur 6.2: Partikulærløsning

Lastvektoren  $\mathbf{R}$  beregnes ved å betrakte kreftene som virker i frihetsgradene,  $\mathbf{R}_k$ , og fastholdingskreftene,  $\mathbf{R}^0$ . I dette tilfellet er det ingen krefter som virker i frihetsgradene. Fastholdingskreftene finnes ved å betrakte momentene fra partikulærløsningen:

$$\mathbf{R}^0 = \begin{bmatrix} M_p^{BA} - M_p^{BC} \\ M_p^{CB} - M_p^{CD} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -296.88 \\ 991.56 \end{bmatrix} \text{ kNm}$$

Lastvektoren kan nå defineres:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_k - \mathbf{R}_0 = \mathbf{0} - \mathbf{R}_0 = \begin{bmatrix} 296.88 \\ -991.56 \end{bmatrix} \text{ kNm}$$

Stivhetsmatrisen  $\mathbf{K}$  bestemmes ved å sette frihetsgradene lik 1 etter tur mens de resterende frihetsgradene settes lik 0. Bidragene fra komponentene som blir berørt kan dermed summeres og gir følgende stivhetsmatrise:

$$\begin{aligned} \mathbf{K} &= \begin{bmatrix} k_{11}^{BA} + k_{11}^{BC} + k_{11}^{BE} & k_{21}^{CB} \\ k_{12}^{BC} & k_{22}^{CB} + k_{22}^{CD} + k_{22}^{CF} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 7.53 \cdot 10^6 & 1.44 \cdot 10^6 \\ 1.44 \cdot 10^6 & 7.18 \cdot 10^6 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Ved å benytte likning 6.1 kan frihetsgradene bestemmes:

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{R} = \begin{bmatrix} 6.85 \cdot 10^{-5} \\ -1.52 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

Komplementærløsningen beregnes ved tilbakesubstitusjon. Stivhetsbidragene for de ulike komponentene kombineres med de relevante beregnede frihetsgradene. Som eksempel er komplementærløsningen for støttemomentet i B vist i likning 6.2 og 6.3

$$M_k^{BA} = k_{11}^{BA} \cdot r_1 \quad (6.2)$$

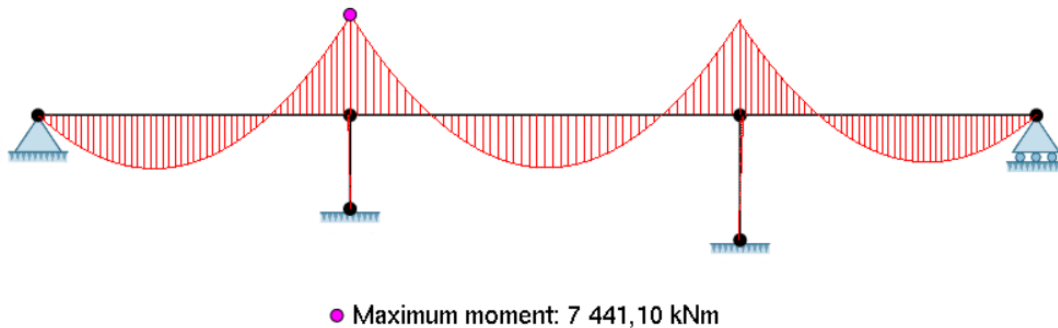
$$M_k^{BC} = k_{11}^{BC} \cdot r_1 + k_{21}^{CB} \cdot r_2 \quad (6.3)$$

Den totale løsningen blir så summen av primærløsningen og komplementærløsningen. Feltmomentene blir beregnet ved å ta utgangspunkt i skjærkreftene. Maksimale feltmoment opptrer der skjærkraften er lik 0, og ved å finne beliggenheten til dette punktet kan feltmomentet beregnes. Verifikasjon av skjærkrefter som skyldes egenlast blir beskrevet i kapittel 6.1.2. Momentene som fremkommer av håndberegning er sammenlignet med momentene fra NovaFrame i tabell 6.1.

	Felt A-B [kNm]	Støtte B [kNm]		Felt B-C [kNm]	Støtte C [kNm]		Felt C-D [kNm]
		$M_{BA}$	$M_{BC}$		$M_{CB}$	$M_{CD}$	
Håndberegning	3868	7310	<b>7443</b>	3932	7083	6862	3386
NovaFrame	3858	7239	7192	3981	7106	6638	3482
Avvik	0.2%	1.0%	3.5%	1.2%	0.3%	3.4%	2.8%

Tabell 6.1: Moment på grunn av egenlast

Største håndberegnete støttemoment er 7443.2 kNm og opptrer til høyre for støtte B. Resultatet fra en analyse i Fap2D, med tilsvarende statisk system som vist i figur 6.1, er vist i figur 6.3. Største opprettede støttemoment er her beregnet til å være 7441.1 kNm.



Figur 6.3: Momentdiagram fra Fap2D

I tabell 6.1 er det noe avvik mellom NovaFrame og håndberegningene. Dette skyldes at det statiske systemet fra figur 6.1 avviker noe fra modellen i NovaFrame ettersom det er foretatt noen forenklinger:

- Som nevnt i kapittel 5.3.2 er tverrsnittene modellert med effektive flensbredder over støtte i NovaFrame. I håndberegningene er det, for å unngå komplekse beregninger, regnet med full flensbredde for hele overbygningen. De effektive flensbreddene i NovaFrame vil påvirke konstruksjonens stivhet og har i dette tilfelle resultert i noe lavere støttemoment enn ved håndberegning.
- Utstikkene på 1 meter som er modellert i NovaFrame er neglisjert i håndberegningene.
- I håndberegningene regnes opplagrene som plassert i tverrsnittets nøytralakse, og dette vil dermed medføre at de horisontale opplagerreaksjonene ikke vil ha noen form for eksentrisitet til nøytralaksen kreftene virker om. I NovaFrame er opplagrene, som beskrevet i kapittel 5.4.3, plassert i underkant av overbygningen. Dette vil medføre at de horisontale opplagerreaksjonene i A får en eksentrisitet til overbygningens nøytralakse og dermed bidra til momentet.

Avvikene er totalt sett små, og det kan dermed antas at modellen og beregningene gjort i NovaFrame er korrekt.

### 6.1.2 Opplagerreaksjoner og skjær

I likhet med beregning av moment beregnes også skjærkreftene ved å summere partikulær og komplementærløsningen. Partikulærløsningen for skjær fremkommer av de samme bjelkemodellene som vist i figur 6.2. Komplementærløsningen beregnes ved å ta utgangspunkt i skjærstivheten til hver komponent multiplisert med sine respektive, kjente frihetsgrader. Håndberegningene er sammenlignet med verdier fra NovaFrame i tabell 6.2.

	Støtte A		Støtte B		Støtte C		Støtte D
	$V_{AB}$	$V_{BA}$	$V_{BC}$	$V_{CB}$	$V_{CD}$	$V_{DC}$	
Håndberegning [kN]	1060	1791	1796	1767	1715	993	
NovaFrame [kN]	1070	1779	1784	1777	1699	1008	
Avvik	1.0%	0.7%	0.7%	0.6%	0.9%	1.5%	

Tabell 6.2: Skjærkrefter på grunn av egenlast

I motsetning til momentetene påvirkes ikke skjærkreftene av den eksentriske beliggenheten til de horisontale opplagerreaksjonene i A. Det er dermed naturlig at skjærkreftene vil ha noe mindre avvik mellom de håndberegnete verdiene og verdiene fra NovaFrame.

De vertikale opplagerreaksjonene er beregnet ut fra skjærkreftene:

$$A_z = V_{AB} + 1 \text{ m} \cdot g \quad (6.4)$$

$$D_z = V_{DC} + 1 \text{ m} \cdot g \quad (6.5)$$

$$E_z = V_{BA} + V_{BC} \quad (6.6)$$

$$F_z = V_{CB} + V_{CD} \quad (6.7)$$

Her er det i håndberegningene tatt hensyn til virkningen av egenvekten til utstikkene på hver ende. Egenvekten til søylene er ikke inkludert i verken håndberegningene eller NovaFrame da det kun er interessant å sjekke at kraftlikevekten er beholdt. Resultatene fra håndberegningene og NovaFrame er sammenlignet i tabell 6.3.

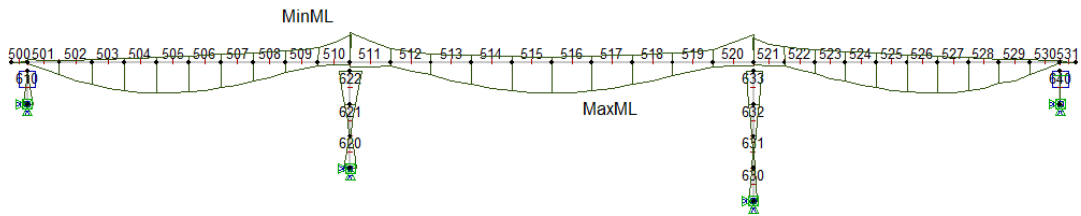
	$A_z$	$D_z$	$E_z$	$F_z$	Sum egenlast	$\sum F_z$
Håndberegning [kN]	1202	1135	3586	3482	9405	0
NovaFrame [kN]	1213	1151	3565	3477	9405	0
Avvik	0.9%	1.0%	0.6%	0.1%	0%	

Tabell 6.3: Opplagerreaksjoner

Kraftlikevekten er beholdt i både håndberegningene og i NovaFrame, og det kan dermed antas at modellen og beregningene i NovaFrame er korrekte.

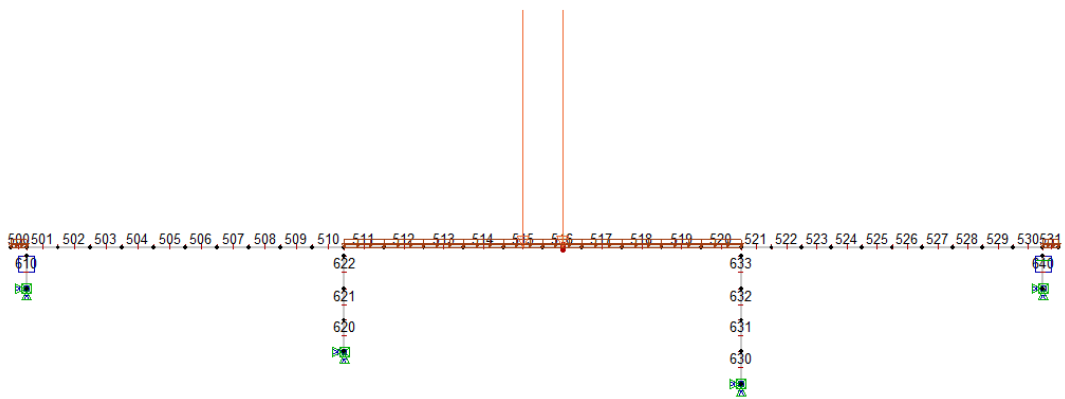
## 6.2 Verifikasjon av trafikklast

For å verifisere trafikklasten er det valgt å benytte Fap2D, som er et todimensjonalt analyseprogram for rammer. Det skal kontrolleres for maksimalt støtte- og feltmoment forårsaket av LM1. Lokasjonen til momentene finnes ved hjelp av NovaFrame, og som vist på figur 6.4 oppstår disse i element 511 og 516.

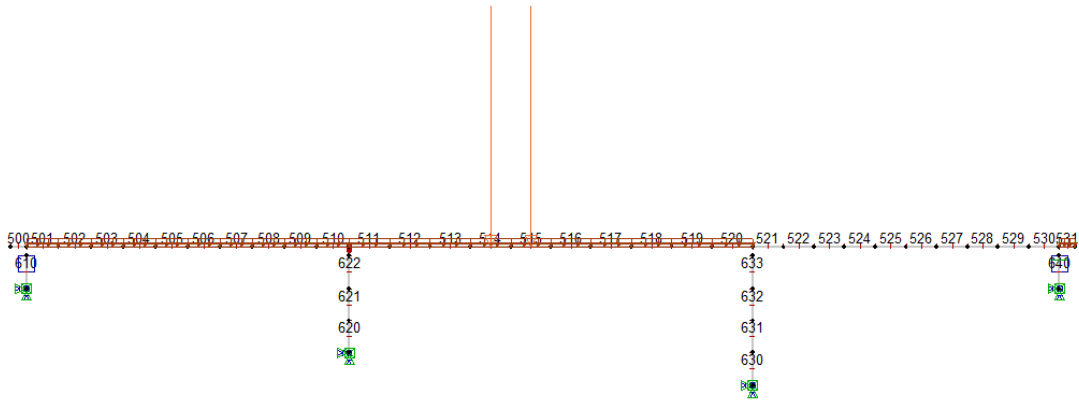


Figur 6.4: Lokasjon av maks støtte - og feltmoment

Funksjonen *plot traffic position* i NovaFrame benyttes for å finne den lastplasseringen som gir størst moment i felt og over støtte. Figur 6.5 viser minst gunstig plassering av lastene i forhold til feltmoment, og figur 6.6 viser minst gunstig plassering av lastene i forhold til støttemoment.



Figur 6.5: Lastplassering som gir størst feltmoment



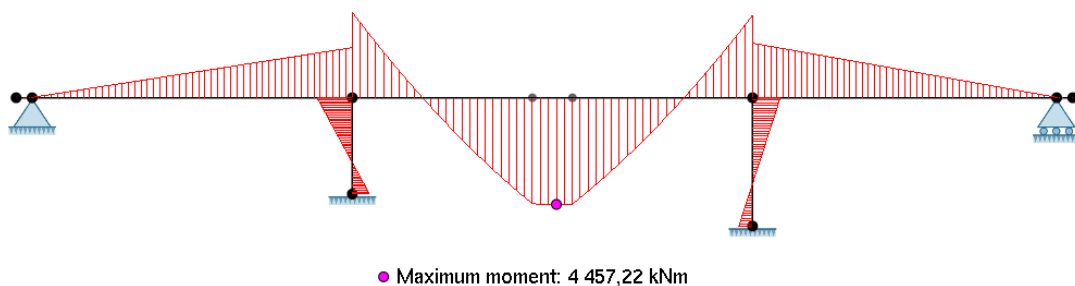
Figur 6.6: Lastplassering som gir størst støttemoment

I NovaFrame er trafikklasten fordelt over flere lastfelt, som forklart i kapittel 4.2.1. I Fap2D er det derimot kun mulig å modellere i planet, og trafikklasten for samtlige lastfelt må kombineres. Dette medfører en punktlast på 500 kN pr. aksling. For å finne total linjelast må den jevnt fordelte lasten summeres som vist i likning 6.8.

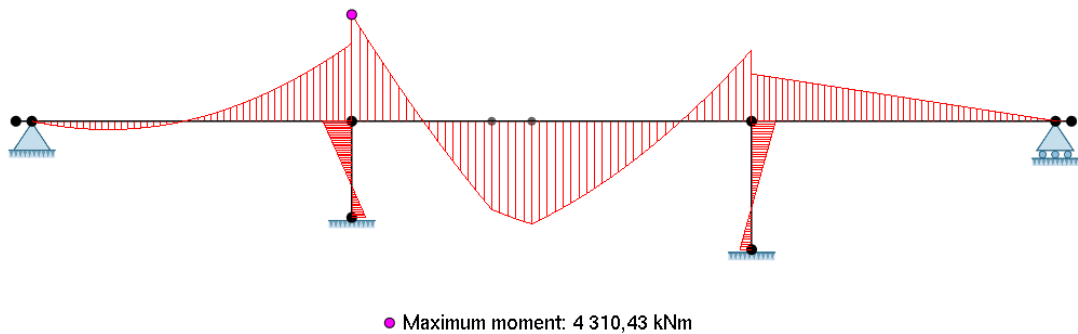
$$q_{k.tot} = 5.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 29.95 \text{ kN/m} \quad (6.8)$$

Systemet er statisk ubestemt og man trenger derfor E-modul og arealtreghetsmoment for å finne momentdiagrammet. Det er ikke mulig å modellere nøyaktig tverrsnitt i Fap2D, men man kan definere et vilkårlig tverrsnitt med verdier for arealtreghetsmomentet, tyngdepunktakse og tverrsnittsareal hentet fra NovaFrame. Det er også definert et nytt materiale som har tilsvarende E-modul som brua. I fap2D ses det bort ifra effektive bredder over søyler.

Resultatet fra Fap2D er vist i figur 6.7 og 6.8.



Figur 6.7: Størst feltmoment beregnet i Fap2D



Figur 6.8: Størst støttemoment beregnet i Fap2D

En sammenligning av verdiene fra NovaFrame og verdiene fra Fap2D er vist i tabell 6.4.

	NovaFrame	Fap2D	Differanse	Differanse i %
Maksimalt feltmoment [kNm]	4405	4457	52	1.0%
Maksimalt støttemoment [kNm]	4350	4310	40	0.9%

Tabell 6.4: Sammenligning av momentverdier fra NovaFrame og Fap2D

Som man ser i tabell 6.4 er det liten forskjell i resultatene fra NovaFrame og Fap2D. Dette skyldes mange av de samme årsakene som nevnt i ved verifisering av egenlast i kapittel 6.1. Med unntak av utstikkende på hver ende, er det statiske systemet i Fap2D det samme som det benyttet til verifikasjon av egenlast. Forskjellene kan altså skyldes at de effektive breddene ikke er tatt hensyn til i Fap2D, og at det ikke oppstår eksentrisitet mellom horisontale opplager reaksjoner og nøytralaksen slik som i NovaFrame.

Avvikene er små, og det kan derfor antas at momentene som følge av trafikklaster er korrekt beregnet i NovaFrame.

### 6.3 Verifikasjon av forspenningens primærmomenter

Oppspenning av spennkablene vil gi et momentforløp i brua, og hvilke moment som oppstår avhenger av hvorvidt konstruksjonen er statisk bestemt eller ikke. I statisk bestemte konstruksjoner vil momentet kun innebære primærmomentet som oppstår grunnet eksentrisiteten  $e$  mellom spennkabelen og spennkraften  $P_{max}$ . I statisk ubestemte konstruksjoner oppstår det i tillegg et tvangsmoment som følge av at konstruksjonen ikke kan bevege seg fritt. Da brua i denne oppgaven er en statisk ubestemt konstruksjon, vil momentet som følge av full oppspenning være en sum av primærmomentet  $M_0$ , og tvangsmomentet  $M_1$ :

$$M = M_0 + M_1 \quad (6.9)$$

I dette kapitlet er det ønskelig å kontrollere at beregningene som gjøres i NovaFrame samsvarer med håndberegninger av primærmomenter. I NovaFrame er det ingen mulighet for å plote diagrammer for kun primærmomentene. I stedet kan man velge mellom *full* eller *parasite* som beskrevet i kapittel 5.6.5. Diagrammet som plottes for full oppspenning vil altså være summen av primærmomentene og tvangsmomentene. Det gjennomføres derfor en kontroll for å sjekke at primærmomentene beregnet av NovaFrame samsvarer med de håndberegnete momentene. Ved beregning av krefter som skyldes full oppspenning tar NovaFrame hensyn til spennkrafttapet i kabelen, og dette må det også tas hensyn til i håndberegningene.

Verdien av oppspenningskraften  $P_{max} = 3321$  kN er hentet fra ETA [13] og er tidligere gitt i tabell 3.3. Spennkrafttapet i kablene finnes under fanen *preprocess/list/tendon losses*. Primærmomentet beregnes for begge kabelgruppene (4 kabler per gruppe), og formelen for primærmomentene blir dermed følgende:

$$M_0 = 4 \cdot P_{max} \cdot e \cdot (1 - tap) \quad (6.10)$$

Deretter sammenlignes de håndberegnete primærmomentene med differansen mellom momentene som følge av full oppspenning,  $M$ , og tvangsmomentene  $M_1$  fra NovaFrame:

$$M_0 = M - M_1 \quad (6.11)$$



Resultatene for kabelgruppe 1 og 2 er vist i henholdsvis tabell 6.5 og 6.6

	Felt 1	Støtte akse 2	Felt 2	Støtte akse 3
Eksentrisitet [mm]	418	292	418	292
Spennkrafttap [%]	16.2	16.2	20.5	24.5
$M_0$ håndberegnet [kNm]	4657	3246	4416	2925
$M_0$ NovaFrame [kNm]	4662	3245	4420	2924
Avvik	0.10%	0.03%	0.10%	0.04%

Tabell 6.5: Primærmomenter kabelgruppe 1

	Støtte akse 2	Felt 2	Støtte akse 3	Felt 3
Eksentrisitet [mm]	292	418	292	418
Spennkrafttap [%]	24.6	20.5	16.3	16.5
$M_0$ håndberegnet [kNm]	2922	4420	3244	4639
$M_0$ NovaFrame [kNm]	2921	4424	3243	4643
Avvik	0.02%	0.09%	0.03%	0.09%

Tabell 6.6: Primærmomenter kabelgruppe 2

Med et største avvik på 0.1% er det rimelig å anta at NovaFrame beregner primærmomenter som ønsket.

## 7 | Bruddgrensetilstand

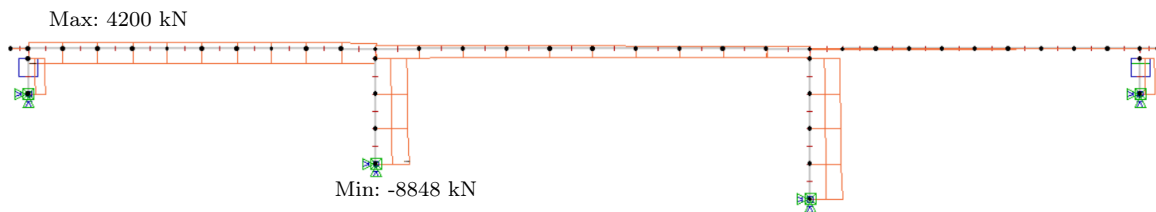
Kontroller i bruddgrensetilstand gjøres for å sikre konstruksjonens kapasitet mot brudd. I bruddgrensetilstand kontrolleres konstruksjonen for moment, skjær og torsjon og eventuelle interaksjoner mellom disse kreftene. Beregningene gjøres ved å ta utgangspunkt i betongens tøyningsegenskaper og ved å benytte dimensjonerende fastheter. Alle beregninger er gjort i henhold til kapittel 6 i EK2-1 og med formler hentet fra S. I. Sørensens *Betongkonstruksjoner*. I alle beregningene er forspenningskraften betraktet som indre motstand.

### 7.1 Resultater fra NovaFrame

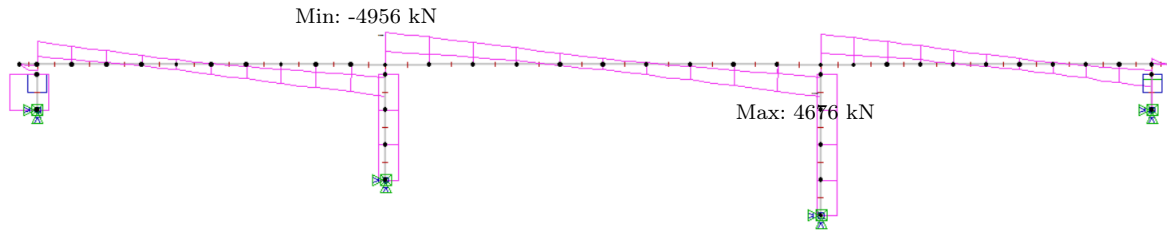
For å kunne gjøre enkle kontroller og se hvordan lastene påvirker konstruksjonen er det valgt å plote diagrammer for aksialkrefter, skjærkrefter, moment og torsjon. Diagrammene plottes for tilfellet med og uten primæreffektene fra spennarmeringen. Når det plottes diagrammer for en lastkombinasjon vil diagrammet inneholde to kurver. Kurvene representerer maksimal- og minimumsverdiene for de ulike lastkombinasjonene.

#### 7.1.1 Diagrammer *uten* forspenningens primæreffekter

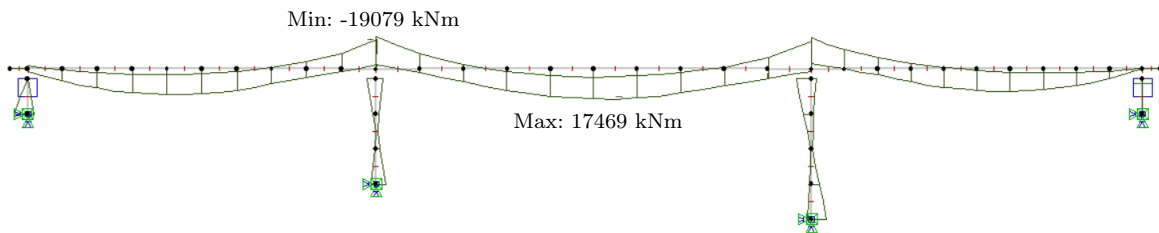
Diagrammene i figur 7.1 til 7.4 viser kraftfordelingen i konstruksjonen når primærmomentene fra forspenningen er utelatt. Primærmomentene vil i hovedsak motvirke momentene fra de andre lastene, og det er derfor ønskelig å vite hvor store momenter som opptrer i brua uten motvirkning fra forspenningen.



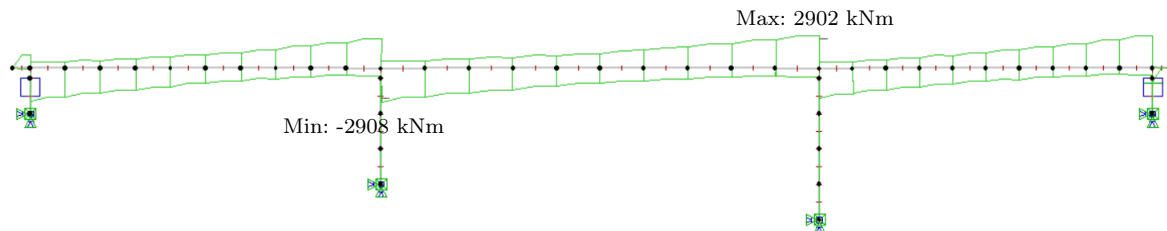
Figur 7.1: Aksialkraftdiagram uten primæreffekter



Figur 7.2: Skjærkraftdiagram uten primæreffekter



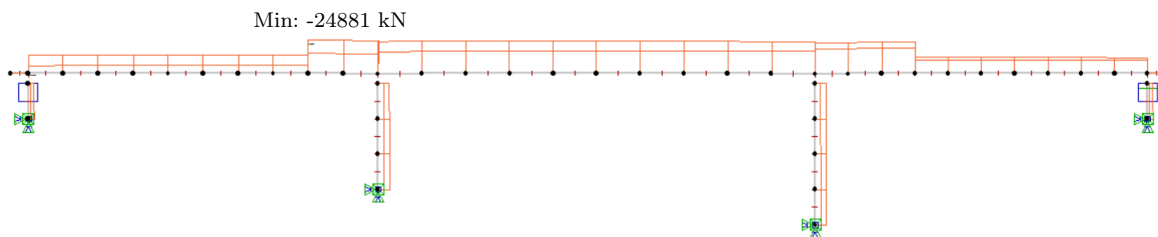
Figur 7.3: Momentdiagram uten primæreffekter



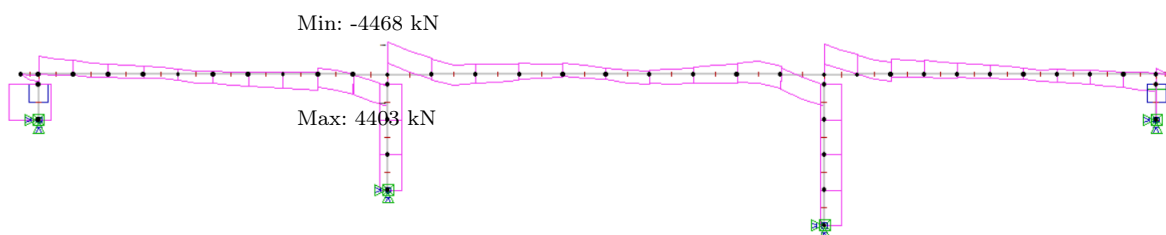
Figur 7.4: Torsjonsmomentdiagram uten primæreffekter

### 7.1.2 Diagrammer med forspenningens primæreffekter

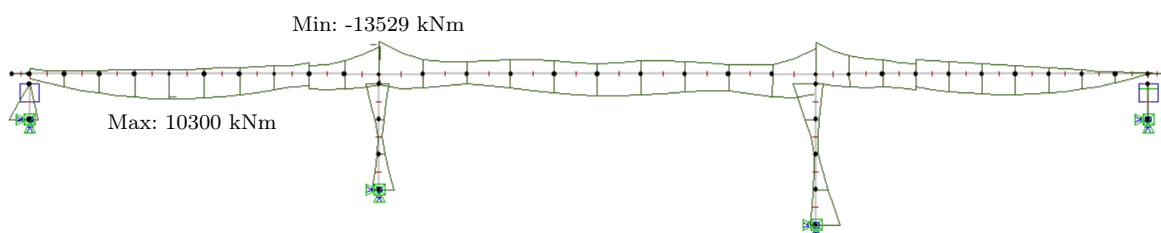
Diagrammene i figur 7.5 til 7.8 viser kraftfordelingen i konstruksjonen ved full oppspenning, det vil si inkludert primærmomentene fra forspenningen. Sammenligning med figurene 7.1-7.4 viser at aksialkreftene i overbygningen endres fra strekk til trykk som følge av trykkspenningene fra spennarmeringen. Momentene er derimot mindre da primærmomentene fra spennarmeringen virker gunstig.



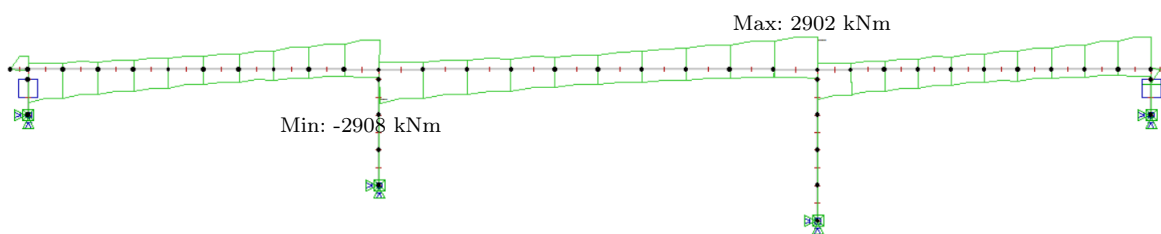
Figur 7.5: Aksialkraftdiagram med primæreffekter



Figur 7.6: Skjærkraftdiagram med primæreffekter



Figur 7.7: Momentdiagram med primæreffekter

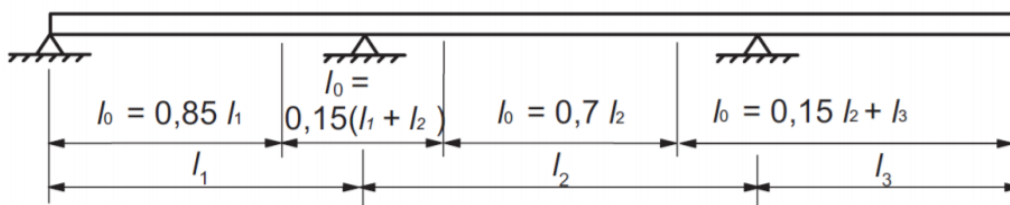


Figur 7.8: Torsjonsmomentdiagram med primæreffekter

## 7.2 Effektiv flensbredde

I denne oppgaven blir overbygningen betraktet som en bjelke med et T-tverrsnitt. I flensen vil bøyepeningene være ujevnt fordelt. Spenningene vil være størst ved steget og deretter avta ut mot enden av flensene. Denne spenningsfordelingen avhenger av skjærkreftene som opptrer, og effekten er størst der skjærkreftene er størst [6]. Dette medfører i praksis at det i felt vil være jevnere spenningsfordeling enn over opplegg, og dette ivaretas ved bruk av effektiv flensbredde. Effektiv flensbredde beregnes ut fra punkt 5.3.2.1 i EK2-1-1, og fulstendige beregninger er vist i vedlegg J.

Ved å beregne avstanden mellom momentnullpunktene  $l_0$ , kan den effektive flensbredden  $b_{eff}$  for de ulike delene av konstruksjonen beregnes.  $l_0$  beregnes ut fra figur 5.2 i EK2-1-1 og er gjengitt i figur 7.9.

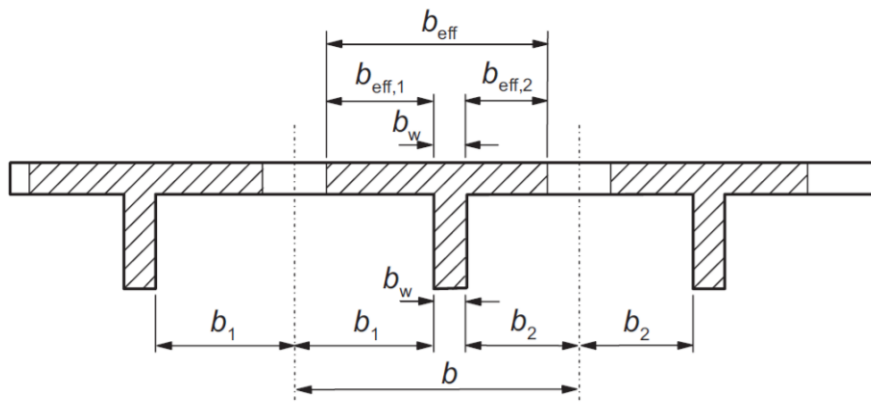


Figur 7.9: Definisjon av  $l_0$ , for beregning av effektiv flensbredde [3].

De effektive flensbreddene beregnes i henhold til EK2-1-1 punkt 5.3.2.1(3). De geometriske parameterene som benyttes er gjengitt i figur 7.10.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (7.1)$$

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (b_{eff,i} \leq b_i) \quad (7.2)$$



Figur 7.10: Effektiv flens, geometriske parametere [3].

Komplette beregninger er vist i vedlegg J. De effektive flensbreddene for brua er vist i tabell 7.1.

	Spennvidder	$l_0$	$b_{eff}$
Felt 1	$l_1 = 20$ m	17.0 m	8500 mm
Felt 2	$l_2 = 25$ m	17.5 m	8500 mm
Felt 3	$l_1 = 19$ m	16.2 m	8500 mm
Støtte akse 2	$l_1 = 20$ m $l_2 = 25$ m	6.75 m	6650 mm
Støtte akse 3	$l_1 = 19$ m $l_1 = 25$ m	6.60 m	6620 mm

Tabell 7.1: Effektiv flensbredde for de ulike delene av brua

Reduksjon av flensbredden over støtte vil føre til en endring av tverrsnittsdata for overbygningen. Nøytralaksen for tverrsnittet blir dermed:

$$y = \sum \frac{A_i y_i}{A_i} \quad (7.3)$$

Annet arealmoment kan dermed beregnes:

$$I_x = \sum \left( \frac{1}{12} b_i h_i^3 + A_i d^2 \right) \quad (7.4)$$

$$I_y = \sum \frac{1}{12} h_i b_i^3 \quad (7.5)$$

Det gir følgende endring i annet arealmoment for tverrsnittet:

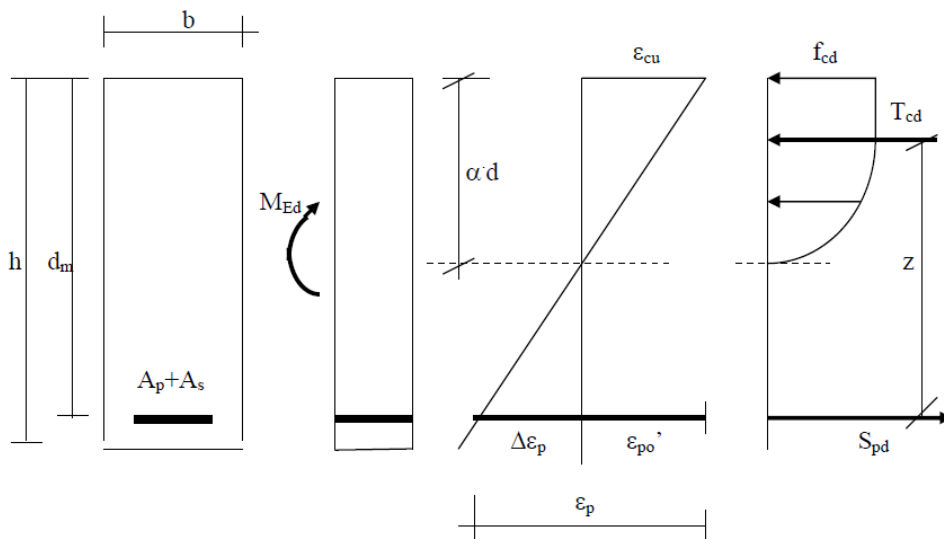
	Nøytralakse	$I_x$	$I_y$
Akse 2	543.9 mm	$4.49 \times 10^{11} \text{ mm}^4$	$1.27 \times 10^{13} \text{ mm}^4$
Akse 3	543.3 mm	$4.48 \times 10^{11} \text{ mm}^4$	$1.26 \times 10^{13} \text{ mm}^4$

Tabell 7.2: Ny tverrsnittsdata grunnet effektive flensbredder

### 7.3 Momentkapasitet

Momentkapasiteten sjekkes for lastilfellet uten spennarmeringens primærkrefter. Som vist på figur 7.3 opptrer de største momentene ved støtte i akse 2 og i felt mellom akse 2 og 3. I tillegg kontrolleres feltet mellom akse 1 og 2, da det her kun virker 4 spennkabler. Fullstendige beregninger er gjort i vedlegg K.

Ved beregning av tverrsnittets momentkapasitet settes betongens tøyningsgrense for trykk,  $\varepsilon_{cu}$ , til 0.0035% i henhold til tabell 3.1 i EK2-1-1. Videre beregninger gjøres ved å anta en lineær spennings- og tøyningssammenheng som vist i figur 7.11.



Figur 7.11: Beregning av momentkapasitet [19].

Ved beregning av den indre kraften  $T_{cd}$  kan spenningsfordelingen i trykksonen, i henhold til EK2-1-1, 3.1.7(3), betraktes som rektangulær. Høyden på trykksonen settes da til  $x \cdot \lambda$  hvor  $\lambda = 0.8$  for fastheter mindre enn  $50 \text{ N/mm}^2$  [3]. Videre innføres faktoren  $\alpha$  for å beskrive forholdet mellom trykksonehøyden og den effektive tverrsnittshøyden, slik at  $x = \alpha d$ .

Beregninger gjennomføres ved å først betrakte et balansert tverrsnitt der armeringen flyter samtidig som betongen når tøyningsgrensen for trykkbrudd. Ved lineær tøyning kan dermed faktoren  $\alpha_b$  bestemmes ved forholds betraktninger:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} \quad (7.6)$$



Her tilsvarer  $\Delta\varepsilon_p$  fellestøyningen i spennarmeringen og betongen. Den er gitt som differansen mellom tøyningsgrensen for brudd,  $\varepsilon_p$ , og den effektive tøyningsdifferansen,  $\varepsilon'_{p0}$ .

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_p - \varepsilon'_{p0} \quad (7.7)$$

$$= \varepsilon_p - \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} \quad (7.8)$$

$$= \frac{f_{pd}}{E_p} - \frac{\sigma_{p0}}{E_p} - \Delta\varepsilon_{tap} \quad (7.9)$$

Spennkrafttapet er beregnet i vedlegg H og settes til 9.21%. Dette resulterer i  $\alpha_b = 0.66$ , og gjelder for alle tverrsnitt. Videre bestemmes en midlere effektiv høyde  $d_m$  for tverrsnittet. Det balanserte spennarmeringsarealet kan nå beregnes:

$$A_{pb} = 0.8\alpha_b b d_m \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s \frac{f_{yd}}{f_{pd}} \quad (7.10)$$

Det balanserte armeringsarealet sammenlignes med det opp tredende armeringsarealet:

$$A_p \geq A_{pb} \Rightarrow \text{Overarmert tverrsnitt}$$

$$A_p < A_{pb} \Rightarrow \text{Underarmert tverrsnitt}$$

I overarmerte tverrsnitt går betongen til brudd før armeringen når flytning, og dette medfører at det ikke oppstår forvarsel før brudd. I underarmerte tverrsnitt flyter derimot armeringen før tøyningsgrensen for trykkbrudd i betongen er nådd, og det vil oppstå forvarsler i form av riss i strekksonen. I henhold til *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruere* [6] skal overbygningen, inklusiv både spenn- og slakkarmering, være underarmert.

For underarmerte tverrsnitt kan beliggenheten til trykksonen beregnes ut fra:

$$\alpha = \frac{f_{pd}A_p + f_{yd}A_s}{0.8f_{cd}bd_m} \quad (7.11)$$

Momentkapasiteten blir da:

$$M_{Rd} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)f_{cd}bd_m^2 \quad (7.12)$$

Utleddning av formlene over er gjort i *Betongkonstruksjoner* [4].

### 7.3.1 Momentkapasitet ved støtte akse 2

Største støttemoment opptrer i akse 2 og har en verdi  $M_{Ed} = 19\,079$  kNm. I praksis dimensjoneres det vanligvis ikke for peak-moment. Dette skyldes at momentene i analyseprogram regnes i systemlinjene. I virkeligheten har søyler og lagre en fysisk utbredelse, og dette medfører at momentene fordeles utover en bredde. I henhold til EK2-1-1, 5.3.2.2(3) kan momentet det skal dimensjoneres for i en monolittisk forbindelse settes lik momentet ved kanten av søylen. Momentet ved søylerand er i vedlegg K beregnet til  $M_{Ed} = 17\,774$  kNm, og benyttes dermed videre.

Over støtte overlapper kabelgruppene hverandre og dette medfører at 8 spennkabler bidrar til kapasiteten. Over støtte vil flensen ligge i strekk og tverrsnittet kan dermed betraktes som et rektangulært tverrsnitt med bredde lik stegbredden [4]. Effektiv flensbredde ble i kapittel 7.2 beregnet til 6650 mm over støtte akse 2, og all slakkarmering innenfor den effektive bredden kan dermed regnes med. Midlere effektiv tverrsnittshøyde  $d_m$  for støtte settes til 865 mm.

Spennarmeringens totale areal over støtte:

$$A_p = 8 \cdot 2250 \text{ mm}^2 = 18\,000 \text{ mm}^2$$

Balansert spennarmeringsareal beregnes med likning 7.10:

$$A_{pb} = 28\,699 \text{ mm}^2$$

Det opptredende spennarmeringsarealet er mindre enn det balanserte spennarmeringsarealet, og tverrsnittet er dermed *underarmert*. Beliggenheten til trykksonen og momentkapasiteten beregnes med henholdsvis likning 7.11 og 7.12.

$$\alpha = 0.442 \Rightarrow M_{Rd} = 24\,992 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten er tilstrekkelig i akse 2.

### 7.3.2 Momentkapasitet i felt mellom akse 1 og 2

Største feltmoment mellom akse 1 og 2 er  $M_{Ed} = 14\,679$  kNm. I feltet virker kun kabelgruppe 1, som innebærer bidrag fra 4 spennkabler til kapasiteten. Effektiv flensbredde ble i kapittel 7.2 beregnet til full flensbredde. Midlere effektive tverrsnittshøyde  $d_m$  settes til 875 mm.

Spennarmeringens totale areal over støtte:

$$A_p = 4 \cdot 2250 \text{ mm}^2 = 9000 \text{ mm}^2$$

Balansert spennarmeringsareal:

$$A_{pb} = 59\,372 \text{ mm}^2$$

Det opptredende spennarmeringsarealet er mindre enn det balanserte spennarmeringsarealet, og tverrsnittet er dermed *underarmert*. Ny faktor for beskrivelse av trykksonen blir dermed:

$$\alpha = 0.123$$

Dette gir en trykksonehøyde på:

$$h = 0.8\alpha \cdot d_m = 86.1 \text{ mm}$$

Flensen har en tykkelse på 300 mm, og det medfører at hele trykksonen ligger i flensen. Ved beregning av tverrsnittets momentkapasitet kan tverrsnittet dermed betraktes som et rektangulært tverrsnitt med bredde lik den effektive flensbredden. For feltet mellom akse 1 og 2 vil dette tilsvare full flensbredde på 8.5 m.

Momentkapasiteten blir:

$$M_{Rd} = 15\,520 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten er tilstrekkelig i felt mellom akse 1 og 2.

### 7.3.3 Momentkapasitet i felt mellom akse 2 og 3

Største feltmoment mellom akse 2 og 3 er  $M_{Ed} = 17\,469 \text{ kNm}$ . Kabelgruppene overlapper hverandre i feltet, og i likhet med støtte i akse 2 vil 8 spennkabler bidra til kapasiteten. Effektiv tverrsnittsbredde tilsvarer full flensbredde. Midlere effektive tverrsnittshøyde  $d_m$  settes til 875 mm.

Spennarmeringens totale areal over støtte:

$$A_p = 8 \cdot 2250 \text{ mm}^2 = 18\,000 \text{ mm}^2$$

Balansert spennarmeringsareal:

$$A_{pb} = 59\,372 \text{ mm}^2$$

Det opptredende spennarmeringsarealet er mindre enn det balanserte spennarmeringsarealet, og tverrsnittet er dermed *underarmert*. Ny faktor for beskrivelse av trykksonen blir dermed:

$$\alpha = 0.219$$

Dette gir en trykksonehøyde på:

$$h = 0.8\alpha \cdot d_m = 153.2 \text{ mm}$$

Hele trykksonen ligger i flensen, og tverrsnittet kan i likehet med tverrsnittet i kapittel 7.3.2 betraktes som et rektangulært tverrsnitt med bredde lik den effektive flensbredden.

Momentkapasiteten blir:

$$M_{Rd} = 26\,515 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Momentkapasiteten er tilstrekkelig i felt mellom akse 2 og 3.

## 7.4 Skjærkraftkapasitet

Skjærkapasiteten kontrolleres i forhold til resultatene for full oppspenning. Største skjærkraft opptrer over støtte i akse 2 og har, som vist på figur 7.6, en verdi på  $V_{Ed} = 4468$  kN. Beregningene er gjort i henhold til EK2-1-1, 6.2 og fullstendige beregninger er vist i vedlegg K.

### 7.4.1 Skjærstrekkapasitet

Skjærstrekkapasitet blir først kontrollert for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, EK2-1-1, 6.2.2. I henhold til EK2-1-1, 6.2.1(8) er det ikke nødvendig å sjekke skjærstrekkapasiteten,  $V_{Rd,c}$ , i en avstand mindre enn  $d$  fra kanten av opplegget for konstruksjonsdeler med hovedsakelig jevnt fordelt last. For akse 2 vil dette tilsvare en avstand på  $d = 865$  mm. Den reduserte skjærkraften er beregnet i vedlegg K, og settes videre til  $V_{Ed,red} = 3727$  kNm.

Skjærstrekkapasiteten beregnes i henhold til EK2-1-1, 6.2.2(1):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd \quad (7.13)$$

Kapasiteten må også kontrolleres mot en minsteverdi:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_wd \quad (7.14)$$

Dette gir en skjærstrekkapasitet på:

$$V_{Rd,c} = 4391 \text{ kN} > V_{Ed,red}$$

Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmering i overbygningen.

### 7.4.2 Skjærtrykkkapasitet

I henhold til EK2-1-1, 6.2.1(8) må skjærkraften ved opplegget,  $V_{Ed}$ , kontrolleres mot trykkbrudd,  $V_{Rd,max}$ . Skjærtrykkkapasiteten for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarming beregnes etter formel 6.5 i EK2-1-1, 6.2.2(6):

$$V_{Ed} \leq 0.5b_w d \nu f_{cd} \quad (7.15)$$

Skjærstrekkkapasiteten beregnes til:

$$V_{Rd,max} = 24\,418 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Overbygningen har tilstrekkelig kapasitet mot trykkbrudd.

### 7.4.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Ved dimensjonering må det tas hensyn til skjærspenninger som kan oppstå mellom flens og steg i et tverrsnitt. Denne skjærspenningen kan gi behov for ekstra armering i tverretningen. Kapasiteten beregnes etter EK2-1-1, 6.2.4.

Opptredende skjærspenninger bestemmes etter 6.2.4(3):

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (7.16)$$

Der  $\Delta x$  er halve avstanden mellom et snitt der momentet er 0 og der momentene er størst.  $\Delta F_d$  er endringen i normalkraft i delen av flensen som betraktes over lengden  $\Delta x$ .  $h_f$  er flensens tykkelse ved overgangen til steget, og settes til 300 mm for alle snitt. Det er valgt og kontrollere over støtte i akse 2 og i felt mellom akse 2 og 3.

Endringen i normalkraften  $F_d$  beregnes ved å ta utgangspunkt i momentene på hver siden av lengden  $\Delta x$ , samt forholdet mellom arealet av flensdelen som betraktes og arealet av hele flensen:

$$\Delta F_d = \left( \frac{M_{Ed,max}}{z} - \frac{M_{Ed,\Delta x}}{z} \right) \cdot \frac{A_{flens.del}}{A_{flens.tot}} \quad (7.17)$$

Skjærspenningene må sjekkes mot trykkbrudd i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(4):

$$v_{Ed} \leq \nu f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (7.18)$$

Det må også kontrolleres hvorvidt det er nødvendig med tilleggsarmering i tverretningen, utover det som kreves for bøyning, i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(6):

$$v_{Ed} \leq k f_{ctd} = 0.612 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Ingen krav til ekstra armering} \quad (7.19)$$

## Støtte akse 2

Største moment over støtte har en verdi på  $M_{Ed,max} = 19\,079 \text{ kNm}$ , som vist i figur 7.3. Avstanden til nærmeste nullpunkt er 6.25 m. Avstanden som skal undersøkes blir dermed halvparten,  $\Delta x = 3.125 \text{ m}$ . Momentet i avstand  $\Delta x$  fra maks moment leses av i NovaFrame og har en verdi på  $M_{Ed,\Delta x} = 7031 \text{ kNm}$ .

Endring i normalkraft:

$$\Delta F_d = 2735 \text{ kN}$$

Det gir følgende skjærpenninger i overgangen mellom steg og flens:

$$v_{Ed} = 2.92 \text{ N/mm}^2$$

Over støtte ligger flensen i strekk. Ved beregning av kapasitet mot brudd settes vinkelen  $\theta_f$  lik  $38.6^\circ$  i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(4). Kapasiteten mot trykkbrudd blir da:

$$v_{Rd,max} = 6.12 \text{ N/mm}^2 > v_{Ed}$$

Kapasiteten mot trykkbrudd er tilstrekkelig, men ettersom skjærspenningene er større enn kravet i likning 7.19 er det nødvendig med tilleggsarmering i tverretningen. Mengden tilleggsarmering som kreves bestemmes i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(4):

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot\theta_f \cdot f_{yd}} = 1607 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.20)$$

EK2-1-1, 6.2.4(5) anbefaler at armeringsarealet ved kombinasjon av skjær og bøyning settes lik den største av det som er gitt ved likning 7.20 eller summen av halvparten av det som er gitt ved likning 7.20 og det som kreves for bøyning. I vedlegg K er nødvendig armeringsmengde dermed beregnet til  $1940 \text{ mm}^2$ . Tverrarmeringen som er lagt i form av minimumsarmering er i vedlegg B beregnet til  $2094 \text{ mm}^2$ . Tverrarmeringen som er lagt kan dermed anses som tilstrekkelig for å ta opp skjær mellom steg og flens. Det bør likevel noteres at marginen er knapp, og ved videre dimensjonering av flensene kan det likevel vise seg å være nødvendig med ekstra tverrarmering.

### Felt mellom akse 2 og 3

Største feltmoment leses av figur 7.3 til å ha en verdi på  $M_{Ed,max} = 17\,469$  kNm. Avstand til nærmeste nullpunkt er 11.25 m. Avstanden som skal undersøkes blir dermed  $\Delta x = 5.625$  m.

Endring i normalkraft:

$$\Delta F_d = 1902 \text{ kN}$$

Det gir følgende skjærpenninger i overgangen mellom steg og flens:

$$v_{Ed} = 1.13 \text{ N/mm}^2$$

I felt ligger flensen i trykk. Ved beregning av kapasitet mot brudd settes vinkelen  $\theta_f$  lik  $26.5^\circ$  i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(4). Kapasiteten mot trykkbrudd:

$$v_{Rd,max} = 5.01 \text{ N/mm}^2 > v_{Ed}$$

Kapasiteten mot trykkbrud er tilstrekkelig, men ettersom skjærspenningene er større enn kravet i likning 7.19 er det nødvendig med tilleggsarmering i tverretningen. Mengden tilleggsarmering som kreves bestemmes i henhold til EK2-1-1, 6.2.4(4):

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot\theta_f \cdot f_{yd}} = 389 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.21)$$

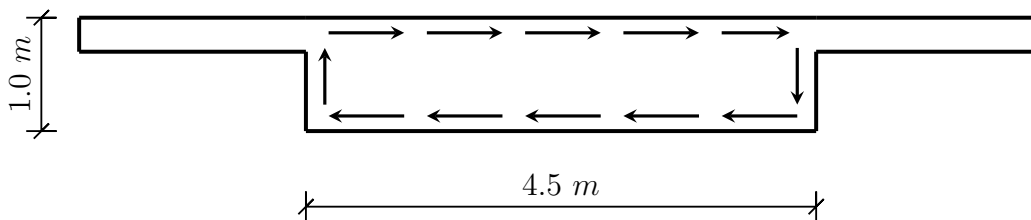
Armeringsmengden er mindre enn den beregnet for støtte. Tverrarmeringen som er lagt i form av minimumsarmering er den samme over støtte som for felt og det vil dermed ikke være nødvendig med ekstra armering.



## 7.5 Torsjonskapasitet

Torsjonskapasiteten kontrolleres for tilfellet med full oppspenning. Største torsjonsmoment opptrer i akse 2, som vist på 7.8, og har en verdi på  $T_{Ed} = 2908 \text{ kNm}$ . Torsjonskapasiteten kontrolleres etter EK2-1-1, 6.3. I henhold til 6.3.1(3) kan et massivt tverrsnitt anses som et tynnvegget, lukket hulltverrsnitt med lukket skjærstrøm [3]. Den effektive veggtykkelsen beregnes da ut fra forholdet mellom arealet av det torsjonsutsatte tverrsnitte og omkretsen. I T-tverrsnitt kan de ulike komponentene deles inn i flere deltverrsnitt, men da de utstikkende flensene i overbygningen er relativt tynne regnes det ikke med bidrag fra disse. Fullstendige beregninger er gjort i vedlegg K.

Skjærstrømmen i overbygningen ble illustrert i figur 5.1 i kapittel 5.1 og er gjengitt i figur 7.12. Tverrsnittets areal og omkrets beregnes dermed med utgangspunkt i stegbredden og full tverrsnittshøyde.

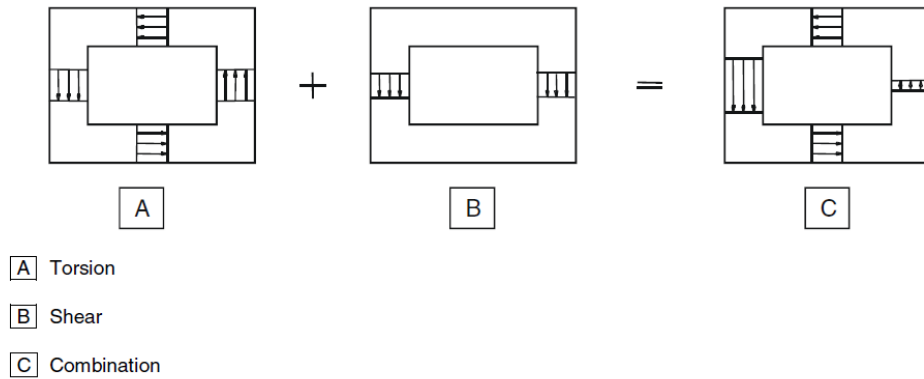


Figur 7.12: Torsjonsforløp

Dimensjonerende kapasitet for torsjon bestemmes ut fra EK2-1-1, 6.3.2(4):

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \quad (7.22)$$

Vinkelen  $\theta$  mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen er den samme som bestemt ved beregning av skjærkapasiteten. Største kapasitet begrenses av trykkstavens kapasitet. Dersom denne er utsatt for både skjær og torsjon må det tas hensyn til begge effektene ved dimensjonering, som illustrert i figur 7.13.



Figur 7.13: Skjær og torsjon i tynnvegget, lukket hulltverrsnitt [20].

Ved å betrakte største torsjonsmoment kombinert med oppredende skjærkraft gir det følgende kapasitet etter EK2-1-1, 6.3.2(4):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.442 < 1.0 \quad (7.23)$$

Kapasiteten mot trykk er tilstrekkelig. I henhold til 6.3.2(5) er det kun behov for minimumsarmering dersom følgende er oppfylt:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0 \quad (7.24)$$

Hvor  $T_{Rd,c}$  er torsjonsmomentet som gir opprissing. Torsjonsmomentet bestemmes ut fra EK2-1-1, 6.3.2(1) ved å sette skjærspenningen  $\tau_{t,i}$  lik betongens dimensjonerende strekkfasthet  $f_{ctd}$ :

$$T_{Rd,c} = 2A_k f_{ctd} t_{ef,i} \quad (7.25)$$

Ved å ta utgangspunkt i den reduserte skjærkraften og skjærstrekkapasiteten beregnet i kapittel 7.4.1 gir det følgende utnyttelse:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} = 1.81 > 1.0 \quad (7.26)$$

Det er nødvendig med ekstra armering utover minimumsarmeringen. Armeringen legges både som lengdearmering og tverrarmering. Lengdearmeringen fordeles over sidene i steget og tverrarmeringen legges i form av lukkede bøyler som omslutter steget.

Nødvendig lengdearmering beregnes i henhold til EK2-1-1, 6.3.2(3):

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2A_k \cdot f_{yd}} \cot\theta = 25\,912 \text{ mm}^2 \quad (7.27)$$

Lengdearmeringen bør fordeles jevnt utover sidene som utsettes for torsjon [3]. I vedlegg K er det beregnet at spennarmeringen alene kan ta det opptredende bøyemomentet som oppstår ved maksimalt torsjonsmoment. Dette medfører at minimumsarmeringen som ble beregnet i kapittel 3.3 kan benyttes til torsjon. Nødvendig lengdearmering for torsjon er noe større enn minimumsarmeringen. For å oppnå tilstrekkelig lengdearmering for å ta opp torsjonsmomentet økes derfor lengdearmeringen fra  $\varnothing 20$  til  $\varnothing 25$ , mens senteravstanden på 150 mm beholdes. I flensen legges fortsatt minimumsarmering med  $\varnothing 20 \times 150$ , da det som tidligere nevnt ikke regnes med bidrag fra flensene til torsjonskapasiteten.

I tillegg til lengdearmeringen legges det inn lukkede bøylor som omslutter steget. Nødvendig armeringsareal beregnes som for skjærkraft[6]:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot f_{yd}} \tan\theta = 692 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.28)$$

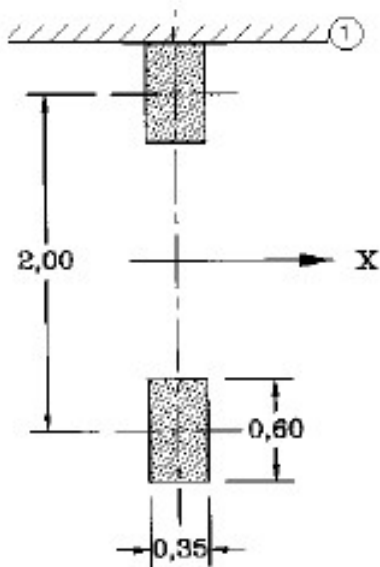
Ved bruk av  $\varnothing 16$  jern gir det en nødvendig senteravstand på 250 mm. Dette er innenfor kravet i EK2-1-1, 9.2.3(3).

### 7.5.1 Kapasitet i tverretningen

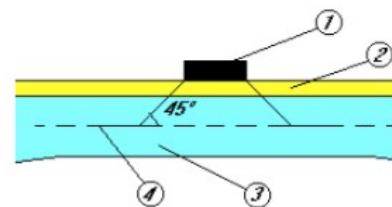
For å finne dimensjonerende moment i tverretningen blir et forenklet statisk system betraktet. I systemet blir det kun tatt hensyn til egenlast og trafikklast. Ettersom dette er en lokal verifikasjon, må både LM1 og LM2 vurderes for å finne den dimensjonerende trafikklasten. Kontrollen utføres ved overgang flens/steg, da det er der størst moment opptrer. Flensen betraktes som en utkrager, med innspenningsmoment i steget, og det blir strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet. Det regnes kun med armering i strekksonen, og det innebærer tverrarmeringen som ligger i overkant av flensen. Fullstendige beregninger er vist i vedlegg K.

For å finne dimensjonerende moment er det, i tillegg til laststørrelsen, nødvendig å vite kontaktflatearealet til hjulet, da dette har innvirkning på størrelsen til det opptrendene momentet. Desto mindre kontaktflateareal man har, desto større moment får man.

LM2 består av to boggilaster, med 200 kN pr. hjul [9]. Kontaktflaten til hjulet er illustrert i figur 4.3 i EK1-2, her gjengitt i figur 7.14. Som det fremgår av figuren er kontaktflaten til hjulet 350 mm i x-retning, og 600 mm i y-retning, hvor x-retning representerer bruas lengderetning. Som tidligere beskrevet består LM1 av en jevnt fordelt last på  $5.4 \text{ kN/m}^2$ , og en punktlast på 150kN pr. hjul. Kontaktflaten til hjulet er  $400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$ . Senteravstanden mellom hjulene i tverretning er 2 m både for LM1 og LM2. Dette medfører at det kun er én punktlast, altså last fra kun ett hjul, som inkluderes i beregningene.



Figur 7.14: Kontaktflate i LM2 [9]



Figur 7.15: Prosjeksjon av kontaktflate [9]

I henhold til EK1-2 4.3.6 (1) skal det ved lokale verifikasjoner av LM1 og LM2 tenkes at kontaktflaten under punklasten sprer seg gjennom belegg og betong med en 45 graders vinkel til senter av overbygningen. Dette er illustrert på figur 7.15.

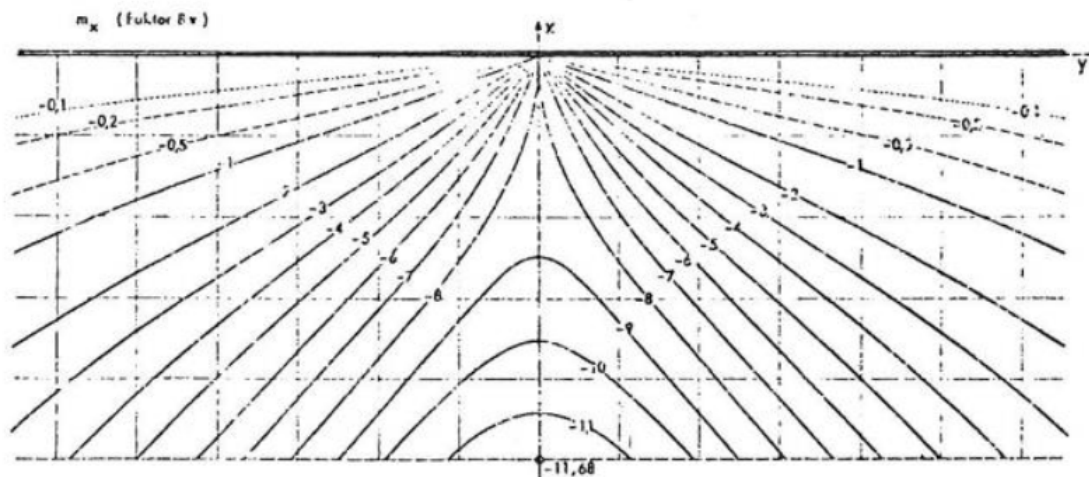
For å finne dimensjonerende moment brukes følgende formel utledet i samarbeid med Terje Kanstad:

$$M = \int_{dA} \mu(x, y) \cdot P \cdot dx dy \quad (7.29)$$

$$P = \frac{Q}{dA} \quad (7.30)$$

$$M = \mu_{\text{middel}} \cdot Q \cdot \frac{1}{8\pi} \cdot 1 \text{ m} \quad (7.31)$$

Hvor  $dA$  er kontaktflaten til dekket, og  $Q$  er punklasten fra dekket. Ved hjelp av figur 7.16 finnes en  $\mu_{\text{middel}}$ . Den mørke linjen representerer fast innspenning, og den stiplede linja representerer en fri rand. Høyden på grafen settes lik bredden til flensen, og kontaktflatearealet tegnes inn i samme målestokk. Dermed er det mulig å lese av en verdi for  $\mu_{\text{middel}}$ .



Figur 7.16: Figur hentet fra [21]

Beregningene i vedlegg K viser at opptredende moment for LM2 blir dimensjonerende. Dimensjonerende moment og momentkapasitet blir da som følger:

$$M_{Ed} = M_g \cdot \gamma_g + M_{Q2} \cdot \gamma_{tr} = 120 \text{ kNm} \quad (7.32)$$

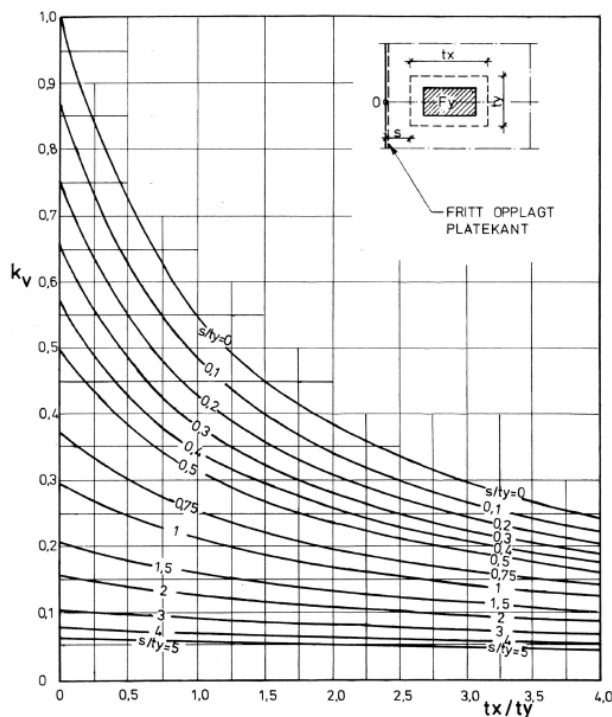
$$M_{Rd} = 0.257 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{\text{tverr}}^2 = 355 \text{ kNm} \quad (7.33)$$

Opptredende moment er mindre enn flensens kapasitet, og kapasiteten anses derfor å være tilstrekkelig. Det er dermed ikke nødvendig å legge inn mer armeringen enn minimumsarmeringen i tverretningen.

For å finne skjærkraften som oppstår på grunn av punktlastene i LM1 og LM2 benyttes formel 4.1 i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 6 [22], her gjengitt i likning 7.34.

$$V = k_v \cdot \frac{Q}{t_y} \quad (7.34)$$

Faktoren  $k_v$  for de forskjellige lastmodellene finnes ved å anvende diagram 4.1 i [22], her gjengitt i figur 7.17.  $k_v$  er avhengig av forholdet mellom sidekantene på kontaktflaten og lastens plassering. Avstanden  $s$  på figur 7.17, skal ikke være mindre enn tverrsnittets effektive høyde. Hvis det ikke er bestemt en spesifikk avstand settes  $s$  lik den effektive høyden [22].



Figur 7.17:  $k_v$  for last nær fast innspent platekant. [22]

Skjærkapasiteten forårsaket av LM2 viser seg å være dimensjonerende, og total opptredende skjærkraft blir som vist i likning 7.35. Skjærkapasiteten er beregnet etter 6.2.2 i EK2-1-1, og resultatet er vist i likning 7.36.

$$V_{Ed} = V_g \cdot \gamma_g + V_{Q2} \cdot \gamma_{tr} = 215 \text{ kN} \quad (7.35)$$

$$V_{Rd} = 182.2 \text{ kN} \quad (7.36)$$

Kapasiteten til tverrsnittet er altså ikke tilstrekkelig ved overgang steg/flens, da opptredende skjærkraft er større enn skjærkapasiteten. Det er ikke ønskelig å legge inn skjærarmering i flensene, og problemet bør derfor løses på andre måter. Et alternativ kan være å legge inn mer tverrarmering i overkant for å øke tverrsnittets skjærkapasitet. I feltet er det konservativt å betrakte flensen som en utkrager, ettersom lengderetningen også vil ta noe av kreftene. Det ville derfor vært hensiktsmessig å legge inn mer armering over søylene enn i feltet. En god og økonomisk gunstig løsning ville vært å la tykkelsen på flensen øke lineært inn mot steget. Det er valgt å ikke gå i dybden på dette, men ved en reell prosjekterings situasjon hadde det vært nødvendig å se nærmere på dette.

## 7.6 Oppsummering av bruddgrensetilstanden

Alle kontroller i bruddgrensetilstand er gjort i henhold til EK2-1-1, EK2-2 og Håndbok N400. For beregninger av momentkapasiteten er metodene fra *Betongkonstruksjoner* av S.I Sørensen benyttet. Videre følger en oppsummering av resultatene fra bruddgrensetilstanden.

### Momentkapasitet

Utnyttelsen av momentkapasiteten er vist i tabell 7.3.

	Utnyttelse
Moment akse 2	71%
Moment felt mellom akse 1 og 2	95%
Moment felt mellom akse 2 og 3	66%
Moment i tverretning	34%

Tabell 7.3: Utnyttelse av tverrsnittets momentkapasitet

Det er tydelig at momentkapasiteten er vesentlig bedre utnyttet i sidefeltet enn midtfeltet. Den store forskjellen i utnyttelsen skyldes forholdet mellom spennarmeringen og lengden på spennet. I sidefeltene er mengden spennarmering halvert sammenlignet med midtfeltet. For gjeldende spennsystem kan en mer balansert utnyttelse av momentkapasiteten oppnås ved reduksjon av sidespennet og tilsvarende økning av midtspennet.

### Skjærkapasiteten

Utnyttelse av skjærkapasiteten er vist i tabel 7.4.

	Utnyttelse
Skjærstrekk	85%
Skjærtrykk	20%
Skjær mellom steg og flens over støtte	48%
Skjær mellom steg og flens i felt	23%
Skjær mellom steg og flens i tverretning	118%

Tabell 7.4: Utnyttelse av tverrsnittets skjærkapasitet



Ved beregning av skjærkapasiteten viser det seg å ikke være beregningsmessig behov for skjærarmering. Til tross for at brua blir omtalt som en platebru, kan det diskuteres hvorvidt overbygningen kan betraktes som en mellomting mellom plate og bjelke. For bjelker er det i EK2-1-1, 9.2.2(5) krav til minste skjærarmeringsareal,  $\rho_{w,min}$ . Minimum skjærarmering for et bjelketverrsnitt ble beregnet i kapittel 3.3. En løsning kan være å legge inn armering i de mest skjærutsatte områdene ved søyle og opplager. I denne oppgaven er det valgt å inkludere minimum skjærarmering.

I tverretning er skjærkapasiteten overskredet. Skjærkapasiteten kan ivaretas ved å øke tverrarmeringen, men dette er ikke en gunstig løsning. Det anbefales i stedet å øke flensens tykkelse lineært inn mot steget. Det er ikke gjort endringer i tverrsnittets geometri i denne oppgaven.

### Torsjonskapasitet

Utnyttelse av tverrsnittets kapasitet mot torsjon er vist i figur 7.5.

	Utnyttelse
Dimensjonerende kapasitet for torsjon (trykkbrudd)	25%
Interaksjon med skjær (trykkbrudd)	44%
Riss-torsjonsmoment	96%
Riss-torsjonsmoment ved interaksjon med skjær	181%

Tabell 7.5: Utnyttelse av tverrsnittets torsjonskapasitet

Beregninger av torsjonskapasiteten viste at tverrsnittet hadde god kapasitet mot trykkbrudd, både alene og kombinert med skjær. Opptredende torsjonsmoment lå nært torsjonsmoment som fører til opprissing, og kombinert med skjær medførte dette at kapasiteten med gjeldende armering ikke var tilstrekkelig. Lengdearmeringen langs sidene i steget økes fra  $\varnothing 20$  til  $\varnothing 25$ . I tillegg legges det inn omsluttende bøylar.

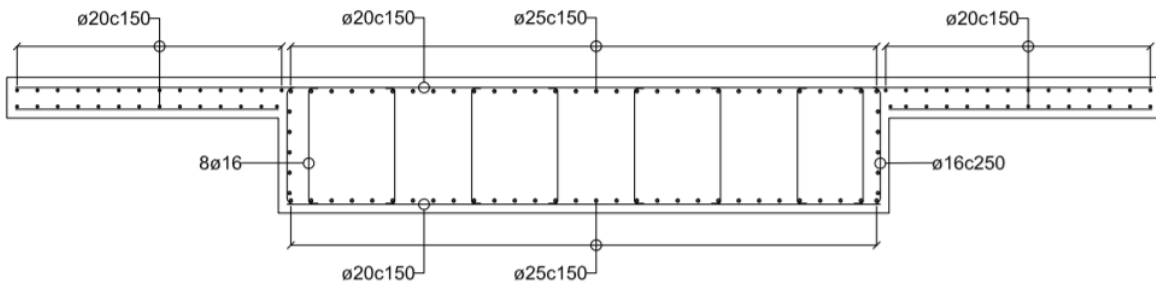
## Slakkarmering

Oversikt over innlagt armering er vist i tabell 7.6.

Armering	Diameter (mm)	Senteravstand (mm)
Lengdearmering steg	ø25	150
Lengdearmering flens	ø20	100
Tverrarmering steg	ø20	150
Tverrarmering flens	ø20	150
Skjærbøyler lengderetning	ø16	250
Skjærbøyler tverretning	ø16	600
Torsjonsbøyler	ø16	600

Tabell 7.6: Armeringsbehov

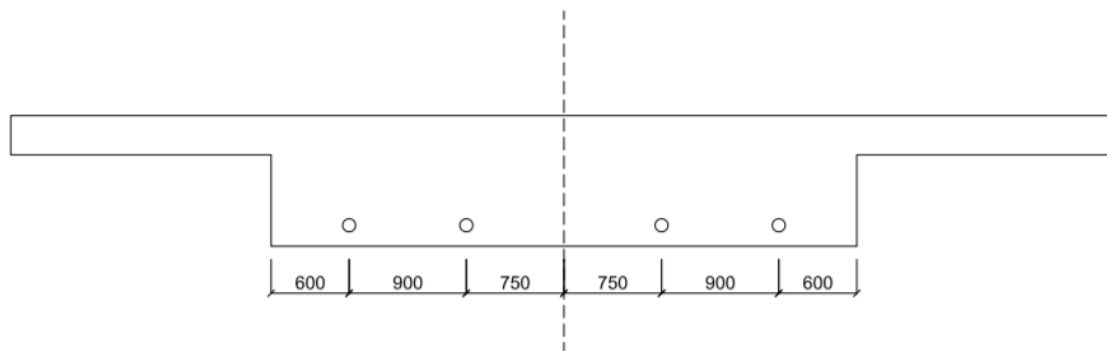
Endelig resultat av slakkarmeringen er vist i figur 7.18.



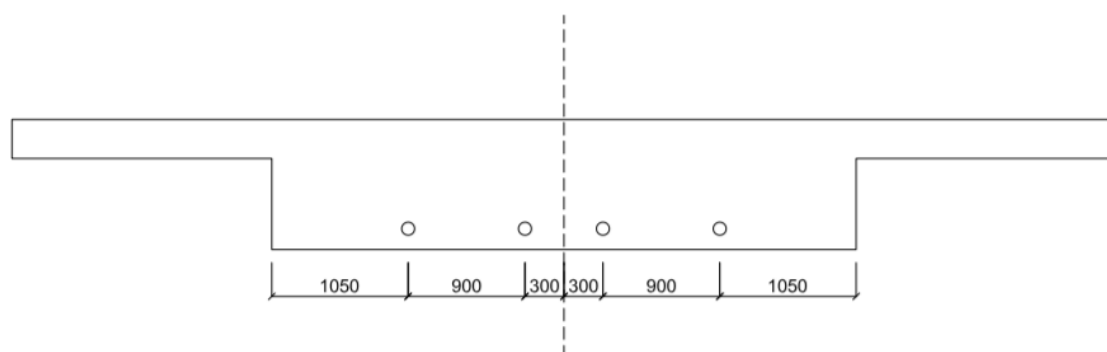
Figur 7.18: Armeringstegning med beregnet slakkarmering

## Spennsystem

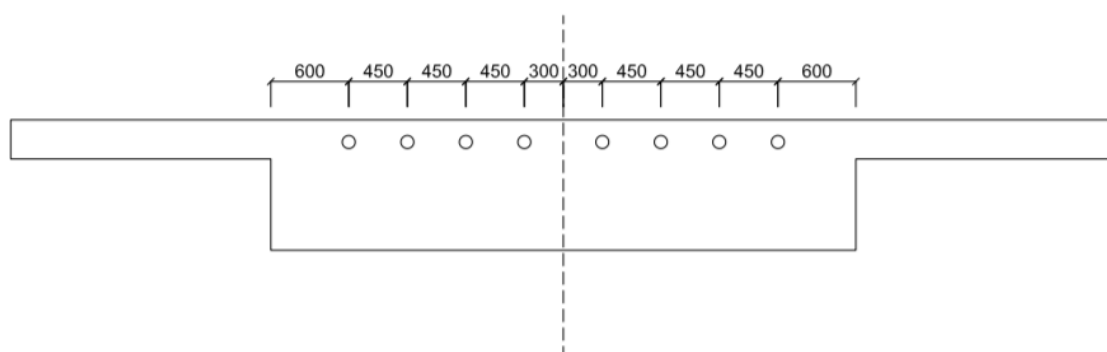
En endring av antall kabler medførte nye kant- og senteravstndar. Det nye spennsystemet er illustrert i figur 7.19-7.21.



Figur 7.19: Kabelgruppe 1



Figur 7.20: Kabelgruppe 2



Figur 7.21: Kabelgruppe 1 og 2

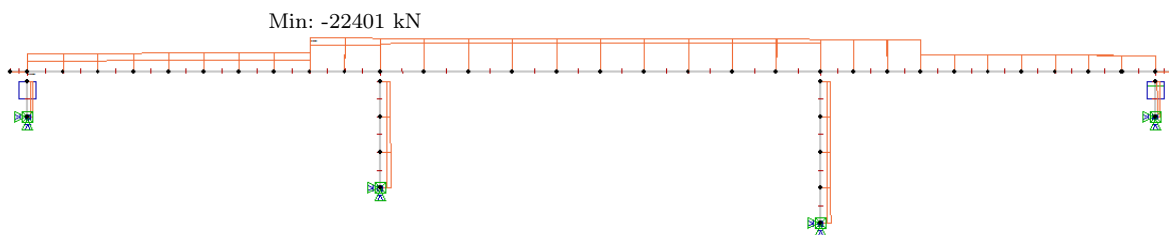
## 8 | Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden er en grensetilstand som skal sørge for at konstruksjonens bruksmessige egenskaper som funksjonsdyktighet og bestandighet ikke blir overskredet ved normalt bruk. Kontroller i bruksgrensetilstanden er utført i henhold til Håndbok N400 og EK2-1-1 kapittel 7. For en fullstendig kontroll i bruksgrensetilstanden skal det kontrolleres for spennings-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensinger. I denne oppgaven er det valgt å utelukke nedbøyningskontroll. Det kontrolleres for spenninger og rissvidder både i lengderetning og tverretning.

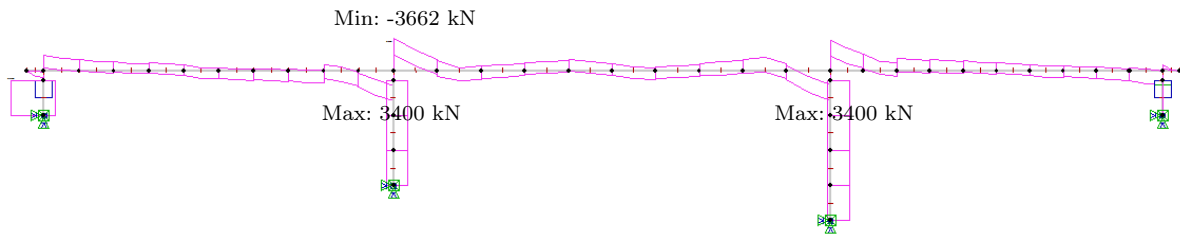
### 8.1 Resultater fra NovaFrame

I bruksgrensetilstanden er det tre forskjellige lastkombinasjoner som skal betraktes; karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende. Diagrammer i bruksgrensetilstanden er hentet fra NovaFrame og vist i figur 8.1-8.12.

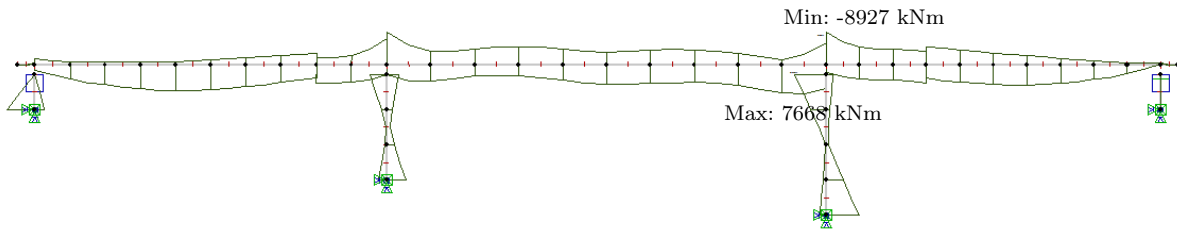
#### 8.1.1 Karakterstisk lastkombinasjon



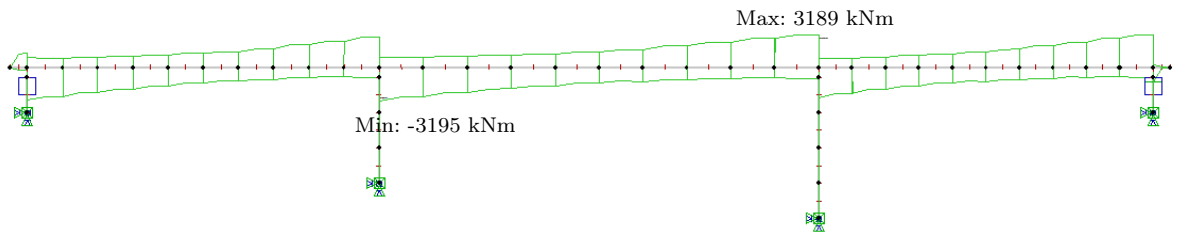
Figur 8.1: Aksialkraftdiagram fra lastkombinasjon karakteristisk lang tid



Figur 8.2: Skjærkraftdiagram fra lastkombinasjonen karakteristisk lang tid

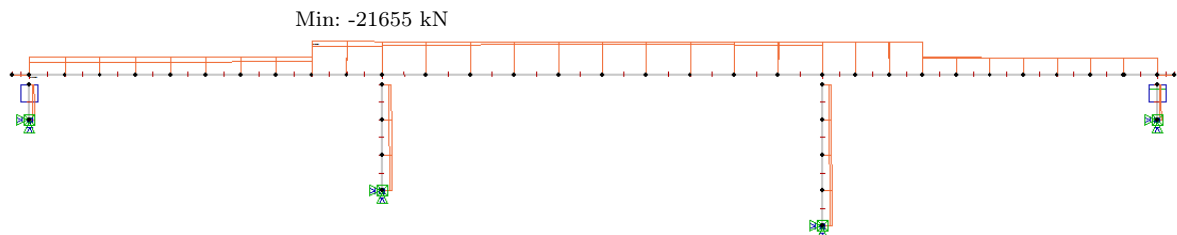


Figur 8.3: Momentdiagram fra lastkombinasjon karakteristisk lang tid

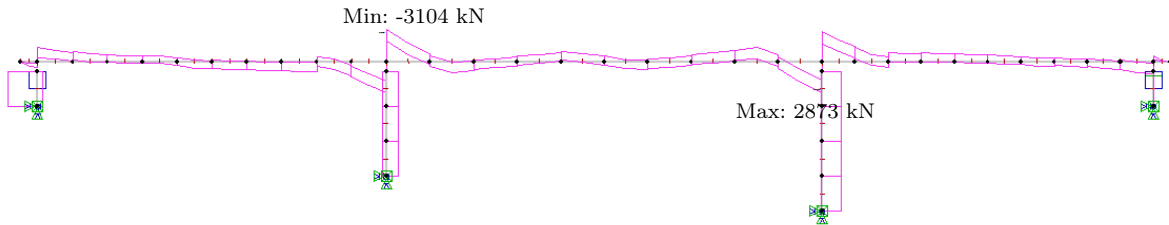


Figur 8.4: Torsjonsdiagram fra lastkombinasjonen karakteristisk lang tid

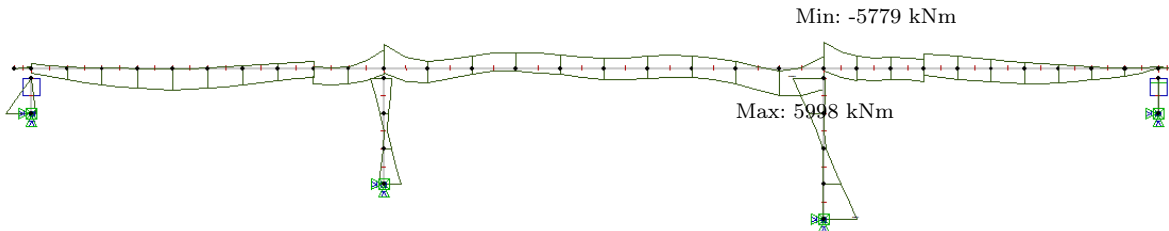
### 8.1.2 Ofte forekommende lastkombinajson



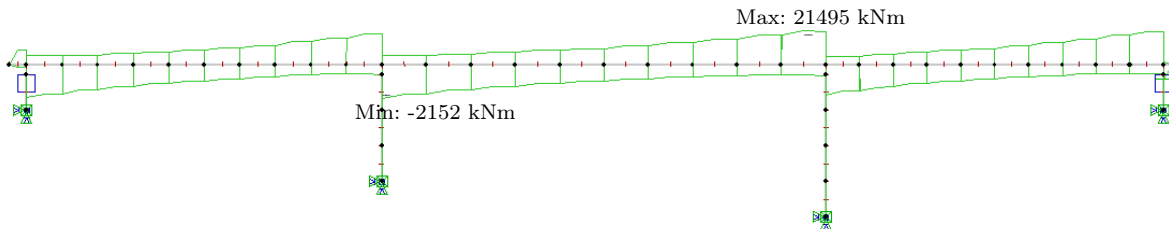
Figur 8.5: Aksialkraftdiagram fra lastkombinasjon ofte forekommende lang tid



Figur 8.6: Skjærkraftdiagram fra lastkombinasjon ofte forekommende lang tid

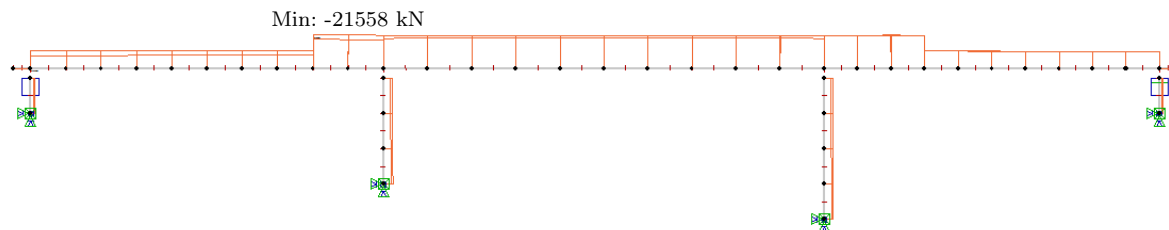


Figur 8.7: Momentdiagram fra lastkombinasjon ofte forekommende lang tid

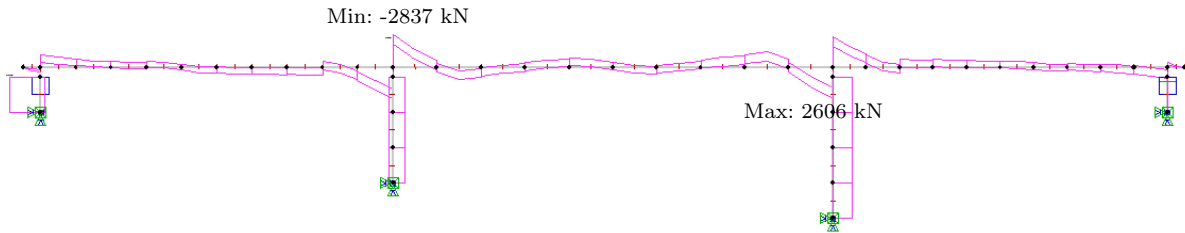


Figur 8.8: Torsjonsdiagram fra lastkombinasjon ofte forekommende lang tid

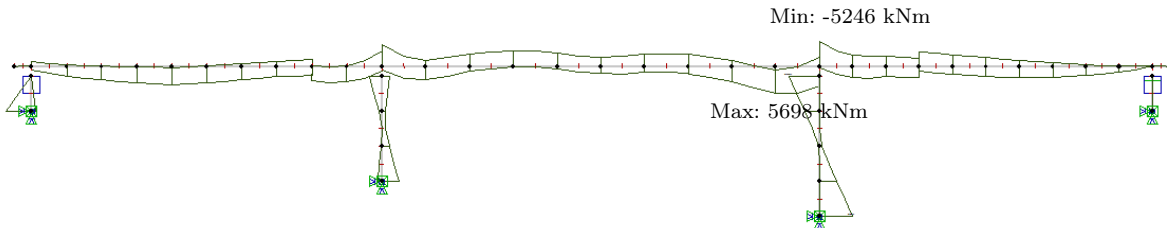
### 8.1.3 Tilnærmet permanent lastkombinasjon



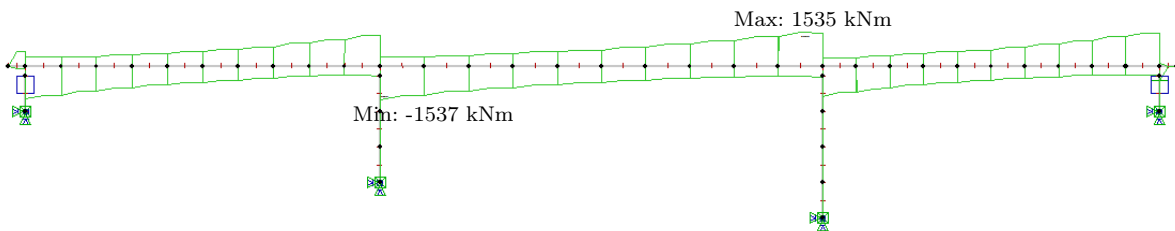
Figur 8.9: Aksialkraftdiagram fra lastkombinasjon tilnærmet permanent lang tid



Figur 8.10: Skjærkraftdiagram fra lastkombinasjon tilnærmet permanent lang tid



Figur 8.11: Momentdiagram fra lastkombinasjon tilnærmet permanent lang tid

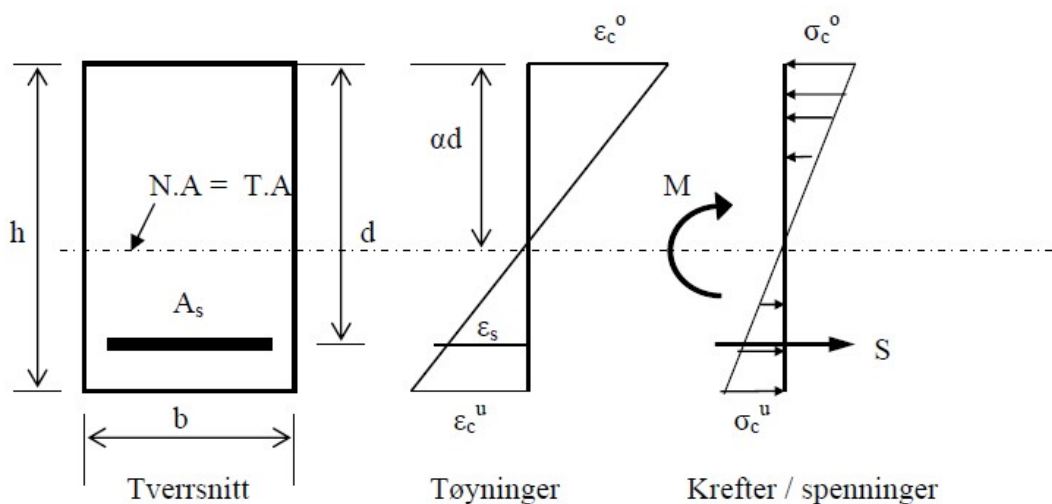


Figur 8.12: Torsjonsdiagram fra lastkombinasjon tilnærmet permanent lang tid

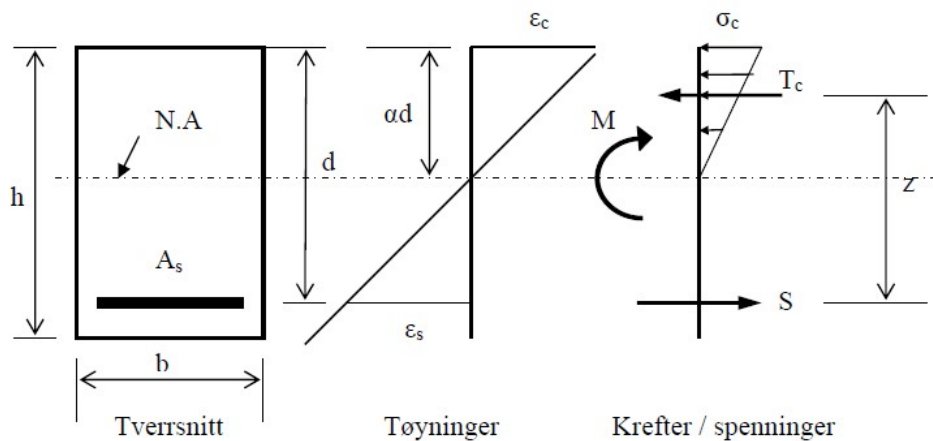
Det er valgt å utføre kontroller der momentene er størst, som i figur 8.1-8.12 viser seg å være over støtte i akse 3, og i felt like til venstre for akse 3. I tillegg er det valgt å kontrollere i felt 1, hvor det kun er fire spennkabler. Ved beregninger der flensen utsettes for strekk betraktes tverrsnittet som rektangulært, med bredde lik stegbredden [4]. 2.5 meter til venstre for akse 3 oppstår det et ekstremmoment som gir trykk på oversiden og strekk på undersiden av tverrsnittet. Kontrollsnittet ligger innenfor avstanden  $L_0$ , men siden det oppstår trykk i flensen ved støtte, er det uklart om effektiv flensbredde skal benyttes i beregningene. I dette tilfellet er det valgt å benytte effektiv flensbredde, men i motsetning til der flensen er i strekk betraktes ikke tverrsnittet som rektangulært.

## 8.2 Spenningsberegninger i lengderetning

I bruksgrensetilstanden skal spenningene i betongen, slakkarmeringen og spennarmeringen kontrolleres. Fullstendig spenningsberegning for lengderetningen finnes i vedlegg L. Utregningsmetode for spenninger er avhengig av om tverrsnittet er opprisset eller ikke. Figur 8.13 og 8.14 er hentet fra formelsamling for betongkonstruksjoner 1, og viser forskjellen i spenningsfordeling i et opprisset og uopprisset tverrsnitt. I uopprisset tilstand oppstår det strekk- og trykkspenninger i betongen, mens i opprisset tilstand anses betongen å ikke kunne ta strekkrefter [4]. Figurene 8.13 og 8.14 illustrerer ett tverrsnitt uten spennarmering.



Figur 8.13: Stadium 1, uopprisset tverrsnitt [23]



Figur 8.14: Stadium 2, opprisset tverrsnitt [23]

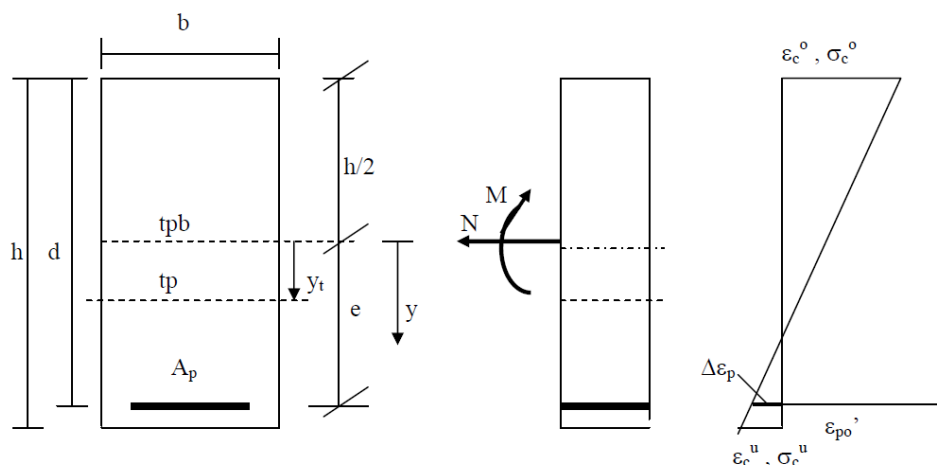


### 8.2.1 Uopprisset tverrsnitt

For å kontrollere spenningene antas først et uopprisset tverrsnitt. Betongspenningene i overkant og underkant av tverrsnittet finnes ved hjelp av likning 8.1. Kontroller utføres for alle 3 kontrollsnitt, for alle 3 lastkombinasjoner.

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{A_t} + \frac{M_{ed}}{I_t} \cdot (y - y_t) \quad (8.1)$$

I beregningene er det tatt hensyn til spennarmeringens påvirkning på tverrsnittet, hvor  $A_t$  er det arealet av det transformerte tverrsnittet.  $y_t$  er avstanden fra det rene betongtverrsnittets tyngdepunkt, til det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse, og  $I_t$  er det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment[4]. Beregningene som er gjort for å finne disse verdiene er avhengig av kontrollsnittet, og er vist i vedlegg L. Parameteren  $y$  i formel 8.1 definerer avstanden fra det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse, til henholdsvis underkant og overkant av tverrsnittet. Figur 8.15 viser et uopprisset, spennarmert tverrsnitt.



Figur 8.15: Stadium 1, uopprisset spennarmert tverrsnitt [19]

EK2-1-1 angir at trykkspenninger i karakteristisk tilstand for konstruksjonsdeler med eksponeringsklasser XD, XF og XS ikke skal overskride  $0.6f_{ck}$ . Eksponeringsklassen er XD1 for overkant av bruoverbyggingen, og XC3 for underkant av bruoverbyggingen. Kravet på  $0.6f_{ck}$  gjelder altså kun for trykkspenninger i overkant av brudekket. For at det skal kunne antas en lineær kryptøyning skal ikke trykkspenningene i tilnærmet permanent tilstand

overskride  $0.45f_{ck}$ . Hvis dette kravet overskrides må det antas en ikke lineær kryptøyning.

$$0.6f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad (8.2)$$

$$0.45f_{ck} = 20.25 \text{ MPa} \quad (8.3)$$

Hvis strekkspenningene i betongen overskrider  $f_{ctm}$  skal tverrsnittet anses å være opprisset [3]. Betong med fasthetsklasse B45 har en middelvei av betongens aksialtrekkfasthet,  $f_{ctm}$ , lik 3.8 MPa. Resultatene fra beregningene i uopprisset tilstand er gitt i tabell 8.1, hvor  $\sigma_s$  er strekkspenningene i betongen, og  $\sigma_c$  er trykkspenningene.

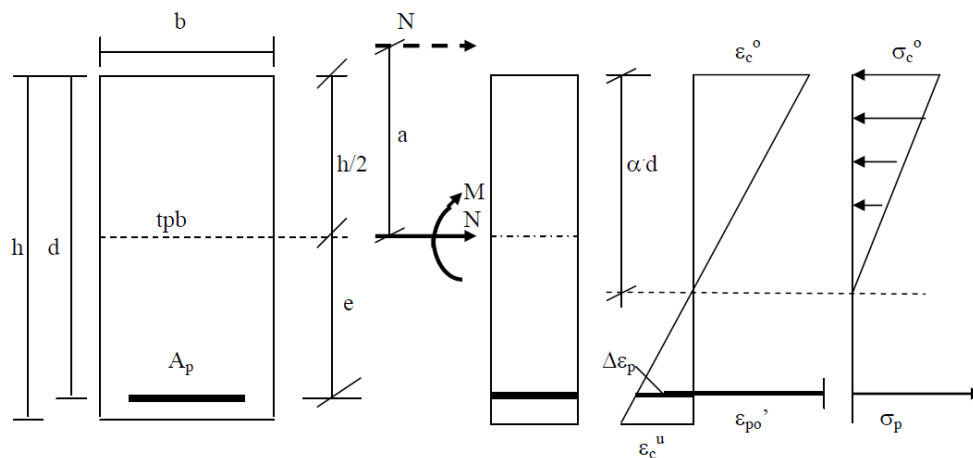
<b>Karakteristisk</b>					
	$\sigma_s$	$\sigma_s \leq f_{ctm}$	$\sigma_c$	$\sigma_{tillat}$	$\sigma_c \leq \sigma_{tillat}$
Over støtte	7.2 MPa	Opprisset	15.1 MPa	-	OK
I ytterfelt	5.6 MPa	Opprisset	10.1 MPa	27 MPa	OK
Element 520	4.8 MPa	Opprisset	11.8 MPa	27 MPa	OK
<b>Tilnærmet permanent</b>					
	$\sigma_s$	$\sigma_s \leq f_{ctm}$	$\sigma_c$	$\sigma_{tillat}$	$\sigma_c \leq \sigma_{tillat}$
Over støtte	2.7 MPa	Uopprisset	10.3 MPa	20.25 MPa	OK
I ytterfelt	2.2 MPa	Uopprisset	6.2 MPa	20.25 MPa	OK
Element 520	2.8 MPa	Uopprisset	9.6 MPa	20.25 MPa	OK
<b>Ofte forekommende</b>					
	$\sigma_s$	$\sigma_s \leq f_{ctm}$	$\sigma_c$	$\sigma_{tillat}$	$\sigma_c \leq \sigma_{tillat}$
Over støtte	3.4 MPa	Uopprisset	11.0 MPa	-	OK
I ytterfelt	3.1 MPa	Uopprisset	7.2 MPa	-	OK
Element 520	3.1 MPa	Uopprisset	9.9 MPa	-	OK

Tabell 8.1: Resultat fra spenningsberegninger i uopprisset tilstand

Ettersom det ikke risser opp i tilnærmet permanent og ofte forekommende lasttilfelle er det ikke nødvendig å kontrollere strekkspenninger i slakk- og spennarmering. Det er ikke gitt noen krav til trykkspenninger i lastkombinasjonen ofte forekommende, men finner like vell spenningene for å sjekke om tverrsnittet risser opp.

## 8.2.2 Opprisset tverrsnitt

I karakteristisk tilstand overskrider strekkspenningene i alle tre kontrollsnitt strekkfastheten  $f_{ctm}$ , og tverrsnittet må derfor betraktes som opprisset. Figur 8.16 viser et opprisset, spennarmert tverrsnitt.



Figur 8.16: Stadium 2, opprisset spennarmert tverrsnitt [19]

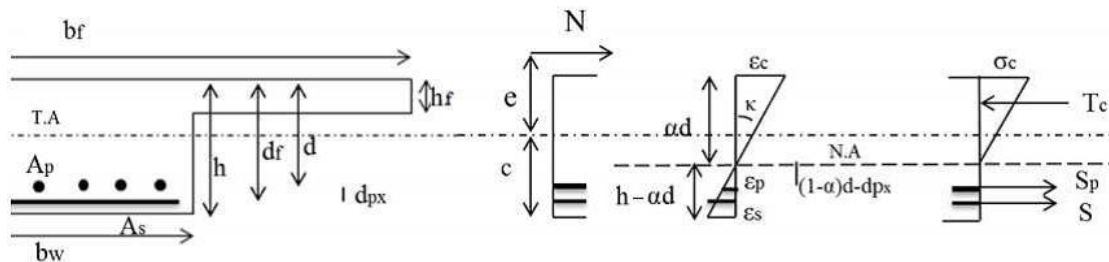
Fremgangsmåten for spenningsberegninger i opprisset tilstand er hentet fra «Betongkonstruksjoner» kapittel 6.4. Likning 8.4 og 8.5 utledes fra henholdsvis aksiallikevekt og momentlikevekt av indre og ytre krefter.

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad (8.4)$$

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{2(e+a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha(1-\frac{\alpha}{3})} \quad (8.5)$$

Ligningene plottes i et diagram med  $\alpha$  som ukjent, og gjeldene  $\alpha$  for tverrsnittet finnes i krysningspunktet mellom de to grafene. Dermed brukes likningene med korrekt trykksonehøyde,  $\alpha d$ , til å finne trykkspenningen i betongen.

I feltet i den karakteristiske lasttilstanden får man en trykksonehøyde større enn flensen, og det må derfor utledes nye likninger for å finne trykksonehøyden for et T-tverrsnitt. Figuren 8.17 er hentet fra masteroppgaven «Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru» skrevet av Ann-Kristin Kaldbekkdalen og Elin Holsten Strand 2014.



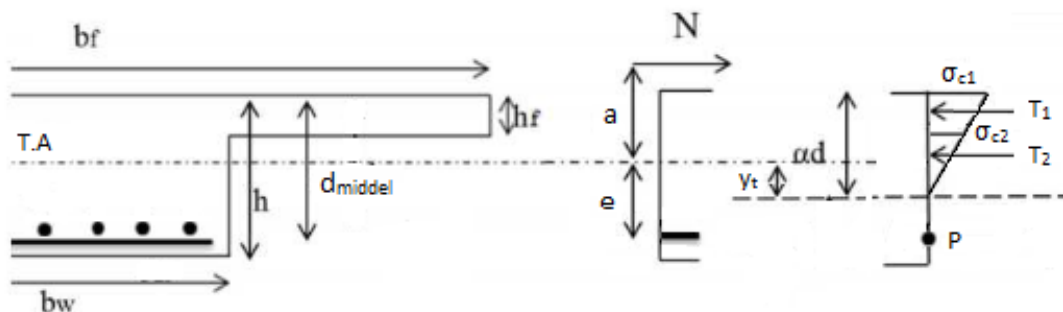
Figur 8.17: T-tversnitt med nøytralakse i steget [24]

To nye uttrykk finnes for aksialkraften ved hjelp av aksiallikevekt og momentlikevekt av figur 8.17. Utledningen gjengis ikke her, men resultatet er gitt i likning 8.6 og 8.7.

$$N_{aksial}(\alpha) = 0.5E_c(\alpha d - h_f)b_w + 0.5E_ch_fb_f - E_sA_s\left(\frac{h}{\alpha d} - 1\right) - E_pA_p\left(\frac{h}{\alpha d} - 1 - \frac{d_{px}}{\alpha d}\right) \quad (8.6)$$

$$N_{moment}(\alpha) = \frac{1}{e_{felt} + y_c} \cdot (0.5E_c(\alpha d - h_f)b_w \cdot \left(\frac{2}{3}(\alpha d - h_f) + (h - \alpha d)\right) + 0.5E_ch_fb_f(\alpha d - \frac{1}{3}h_f) + (h - \alpha d) + (-E_pA_pd_{px})) \quad (8.7)$$

Når korrekt trykksonehøyde er funnet, finnes trykkspenningen ved å ta momentlikevekt av ytre og indre krefter. Spenningsene i armeringen er ukjent, og for å redusere antall ukjente benyttes en midlere avstand til spennarmeringen og slakkarmeringen. Momentlikevekten tas om punktet der «samlet armering» ligger, og dermed forsvinner to ukjente faktorer fra beregningene. Figur 8.18 er en modifisert utgave av figur 8.17, og benyttes til å finne trykkspenningen.



Figur 8.18: T-tversnitt med nøytralakse i steget

Trykkspenningen i betongen er lineær, og deles opp i en kraft som virker på flensen og en kraft som virker på steget. Betongspenningen ved underkant flens finnes uttrykt ved hjelp av spenningen i overkant flens, og man har dermed kun en ukjent, betongspenningene i overkant, som finnes gjennom likevektsbetraktninger.

$$\frac{\sigma_{c.1}}{\alpha d} = \frac{\sigma_{c.2}}{\alpha d - h_f} \quad (8.8)$$

$$T_1 = (\sigma_{c.1} - \sigma_{c.2}) \cdot \frac{1}{2} \cdot h_f b_f + \sigma_{c.2} \cdot h_f b_f \quad (8.9)$$

$$T_2 = \sigma_{c.2} \cdot (\alpha d - h_f) \cdot \frac{1}{2} \cdot b_w \quad (8.10)$$

Momentlikevekt om punktet p gir likning 8.11, og etter omrokninger og innsetting av spenninger får man et uttrykk for betongspenningene i overkant av tverrsnittet, vist i likning 8.13.

$$N(a + e) - T_2 \cdot ((e - y_t) + (\alpha d - h_f) \cdot \frac{2}{3}) - T_1 \cdot ((e - y_t) + (\alpha d - h_f) \cdot \frac{1}{3}) = 0 \quad (8.11)$$

$$\begin{aligned} N(a + e) = & \sigma_{c.1} \left( \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \cdot (\alpha d - h_f) \cdot \frac{1}{2} b_w \cdot (e - y_t + (\alpha d - h_f) \cdot \frac{2}{3}) \right. \\ & \left. + \left( \left( 1 - \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \right) \cdot \frac{1}{2} h_f b_f + \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \cdot h_f b_f \right) \cdot (e - y_t + \alpha d - \frac{h_f}{3}) \right) \end{aligned} \quad (8.12)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c.1} = & N(a + e) / \left( \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \cdot (\alpha d - h_f) \cdot \frac{1}{2} b_w \cdot (e - y_t + (\alpha d - h_f) \cdot \frac{2}{3}) \right. \\ & \left. + \left( \left( 1 - \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \right) \cdot \frac{1}{2} h_f b_f + \frac{\alpha d - h_f}{\alpha d} \cdot h_f b_f \right) \cdot (e - y_t + \alpha d - \frac{h_f}{3}) \right) \end{aligned} \quad (8.13)$$

Spenningsene i spennarmeringen finnes ved å betrakte det lineære tøyingsdiagrammet i figur 8.16, og ved anvendelse av Hookes lov  $\sigma = E\varepsilon$ . Det er tatt hensyn til virkningen av kryp ved bruk av effektiv E-modul. I tillegg er det tatt hensyn til svinn, relaksasjon og friksjon. I de kontrollsnittene hvor det ligger to kabelgrupper med forskjellig avstand til aktive ankere, er den kabelgruppen med lavest friksjonstap benyttet, altså den kabelgruppen med kortest avstand til det aktive ankeret, da dette er en konservativ betraktning. Endelig strekk i spennarmeringen blir spenningsendringen på grunn av ytre laster, i tillegg til spenningen umiddelbart etter oppspenning:

$$\sigma_{p.kar.stotte} = \sigma_{pm0} \cdot \varepsilon_{tap} + \Delta\sigma_{p.kar.stotte} \quad (8.14)$$

Spenning i slakkarmeringen finnes på samme måte som spenningen i spennarmeringen, altså ved betraktning av det lineære tøyingsdiagrammet. Den eneste forskjellen er at det ikke er en initiell spennkraft, og det tas ikke hensyn til tap på grunn av relaksasjon og friksjon.

Resultatene fra spenningsberegningene i opprisset tilstand er presentert i tabell 8.2, hvor  $\sigma_c$  er trykkspenningen i betongen,  $\sigma_p$  er strekkspenningen i spennarmeringen, og  $\sigma_s$  er strekkspenningen i slakkarmeringen. Som tidligere nevnt skal ikke trykkspenningen i overkant av brudekket overstige 27 MPa i karakteristisk lasttilstand, og i henhold til punkt 7.2(5) skal ikke spenningene i slakkarmeringen overskride  $0.8f_{yk}$ , som med en flytespenning på 500 MPa tilsvarer 400 MPa.

Karakteristisk						
	$\sigma_c$	$\sigma_{c.tillat}$	$\sigma_p$	$\sigma_s$	$\sigma_{s.tillat}$	Konklusjon
Over støtte	17.4 MPa	-	1269 MPa	42 MPa	400 MPa	OK
I ytterfelt	10.6 MPa	27 MPa	1413 MPa	126 MPa	400 MPa	OK
Element 520	17.7 MPa	27 MPa	-	92 MPa	400 MPa	OK

Tabell 8.2: Resultat fra spenningsberegninger i opprisset tilstand

Største middelværdi for spenning i spennkablene bør ikke overskride  $0.75f_{pk} = 1395$  MPa i henhold til EK2-1-1 punkt 7.2(5). Verdier for karakteristisk spenning i spennkabelen blir 1269 MPa over støtte, og 1412 MPa i felt. Spenningsene som er beregnet er kun ekstremalpunktene, og resten av armeringen vil ha en mye lavere verdi. Den endelige middelværdien kan derfor anses å være innenfor kravet. Spenningsene i spennarmeringen er ikke kontrollert ved element 520, da spennarmeringen ligger i trykksonen. Alle beregnet spenninger i lengderetning er innenfor gitte krav, og anses derfor å være tilfredsstillende.

### 8.3 Spenningsberegninger i tverretning

Det samme statiske systemet som omtalt i kapittel 7.5.1 brukes for å finne dimensjonerende moment i tverretningen i bruksgrensetilstanden. I beregningene er det kommet frem til at det er LM2 som er avgjørende lastmodell når det gjelder trafikklast. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg L.

I tverretningen er det kun karakteristisk og tilnærmet permanent lastkombinasjon som blir kontrollert, da det verken er krav til spenninger eller rissvidder for konstruksjoner i ofte forekommende lastkombinasjon med kun slakkarmering (se figur 8.19). Dimensjonerende moment i tverretningen for de forskjellige lastkombinasjonene er vist i likning 8.15 og 8.16, hvor  $M_{Q2}$  er moment forårsaket av LM2, og  $M_g$  er moment forårsaket av egenlast. Momentene er multiplisert med lastfaktorer avhengig av lasttilstand og lasttype.

$$M_{ed.kar} = M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.kar} + M_g \cdot \gamma_{g.kar} = 90.6 \text{ kNm} \quad (8.15)$$

$$M_{ed.perm} = M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.perm} + M_g \cdot \gamma_{g.perm} = 52.8 \text{ kNm} \quad (8.16)$$

Ved å forutsette at tverrsnitt risser opp når strekkspenningene i underkant når strekkfastheten  $f_{ctm}$ , kan rissmomentet  $M_{cr}$  bestemmes [4]. Hvis dimensjonerende moment overstiger verdien for rissmomentet anses tverrsnittet å være opprisset. For fullstendig utledning av likning 8.17 se s. 124 i *Betongkonstruksjoner* [4].

$$M_{cr} = \left( \frac{I_{c,1} + \eta I_{s,1}}{h - \alpha d} \right) \cdot f_{ctm} = 64.4 \text{ kNm} \quad (8.17)$$

Tverrsnittet risser opp i karakteristisk lastkombinasjon, og forblir uopprisset i tilnærmet permanent lastkombinasjon. Dette betyr at det ikke er nødvendig å kontrollere rissvidder i tverretningen, da det ikke er rissviddekrav for karakteristisk lastkombinasjon (se figur 8.19). For å beregne spenningene til et opprisset tverrsnitt uten spennarmering benyttes formelarket til «TKT4175 Betongkonstruksjoner 1», og resultatet er gitt i tabell 8.3:

	$\sigma_{tverr}$	$\sigma_{maks}$	$\sigma_{tverr} \leq \sigma_{maks}$
Strekk i armeringen [MPa]	212	400	OK
Trykk i betongen [MPa]	20	27	OK

Tabell 8.3: Spenninger i karakteristisk lastkombinasjon i tverretningen

Det er ikke angitt noen begrensning for trykkspenninger i betongen for tverretningen i karakteristisk lasttilstand i bruksgrensetilstanden, men punkt 5.10.2.2 i EK2-1-1 angir en generell begrensning for betongspenninger i en forspent konstruksjon på  $0.6 \cdot f_{ck}$  (27MPa). Betongspenningene i karakteristisk lasttilstand i tverretningen er innenfor dette kravet.



## 8.4 Rissviddebegrensninger

Betong er et duktilt materiale med meget lav strekkapasitet. Det betyr at det skal lite strekkrefter til før tverrsnittet risser opp. Hvis rissa blir store kan det gå ut over bruas bestandighet. I henhold til Håndbok N400, skal rissvidder kontrolleres i tilnærmet permanent, og ofte forekommende lastkombinasjon. Det skal kontrolleres for rissvidder ved slakk- og spennarmering, i både lengde- og tverretning.

Tabell NA.A7 i EK2-1-1 angir begrensninger for rissvidder, her gjengitt i figur 8.19. Både ved spenningsberegninger i lengderetning og tverretning ser man at det kun er i karakteristisk lastkombinasjon tverrsnittet risser opp. Det er ingen grenseverdi for riss i denne lastkombinasjonen, og det trengs derfor ikke å regne ut rissvidder i noen av retningene. Sjekker like vel kravet for trykkavlastning selv om tverrsnittet er uopprisset i tilnærmet permanent lastkombinasjon, ettersom dette kravet handler om at spennarmeringen skal ligge i trykksonen.

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

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

<sup>2)</sup> Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning brutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst  $\Delta c_{av}$  inn i trykksonen.

<sup>3)</sup> Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket  $w_{2k} = w_1 (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$  der  $\epsilon_{s1}$  er strekketøyningen i armeringen på siden med størst tøyning,  $\epsilon_{s2}$  er strekketøyningen i nivå med spennarmeringen og  $w_{2k}$  er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

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

Figur 8.19: Grenseverdier for maksimal rissvidde [3]

Fullstendige beregninger for trykkavlastning finnes i vedlegg M. Det skal kontrolleres for at spennarmeringen ligger minst 25 mm inn i trykksonen i tverrsnittet [3]. Kontrollene utføres

over støtte i akse 2 og akse 3, siden det er der størst moment opptrer når spennarmeringen ligger på strekksiden. En interpolert momentverdi benyttes, da maksverdien for momentet blir ved søylekanten, nemlig 300 mm fra beliggenheten til momentet-diagrammets toppverdi.

I tilnærmet permanent lasttilstand er tverrsnittet uopprisset over begge søylene, og spennin-  
gene finnes ved formel gitt i likning 8.18 og 8.19, hvor  $\sigma_{c.2}$  er spenningene ved akse 2, og  $\sigma_{c.3}$   
er spenningene ved akse 3.

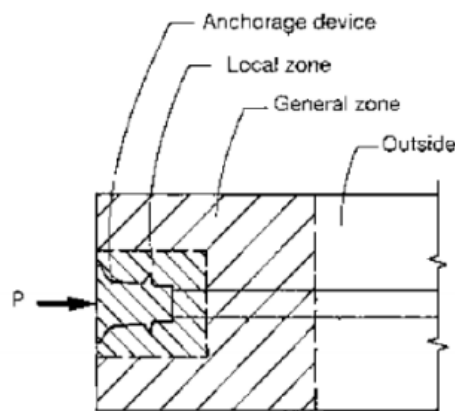
$$\sigma_{c.2} = \frac{N_{ed.511}}{A_t} + \frac{M_{ed.511.3}}{I_{t.eff}} \cdot y = -1.259 \text{ MPa} \quad (8.18)$$

$$\sigma_{c.3} = \frac{N_{ed.521}}{A_t} + \frac{M_{ed.521.3}}{I_{t.eff}} \cdot y = -0.66 \text{ MPa} \quad (8.19)$$

Det viser seg at man får negative spenninger, altså trykkspenninger, ved begge opplagerne, og kravet for trykkavlastning er dermed tilfredsstilt.

## 9 | Lokale effekter

Når betongkonstruksjoner spennes opp vil den konsentrerte forankringskraften føre til at det oppstår tverrstrekk innenfor et avgrenset område rundt forankringen. Områder rundt slike konsentrerte laster kalles ofte diskontinuitets-regioner, eller D-regioner. I figur 9.1 er denne regionen delt inn i to soner, en lokal og en generell. Trykkspenninger like bak forankringen, i den lokale sonen, antas ivaretatt dersom forankringen er utført i samsvar med gjeldende ETA [25]. Det vil likevel være nødvendig med øvrig armering for å ta opp strekkrefter i form av spalte- og randstrekk. I dette kapittelet blir det gitt en kort introduksjon til teorien knyttet til D-regioner.



Figur 9.1: Soneinndeling ved forankring [26]

### 9.1 B- og D-regioner

I betongkonstruksjoner skiller man mellom to ulike regioner avhengig av hvilke forutsetninger som gjelder:

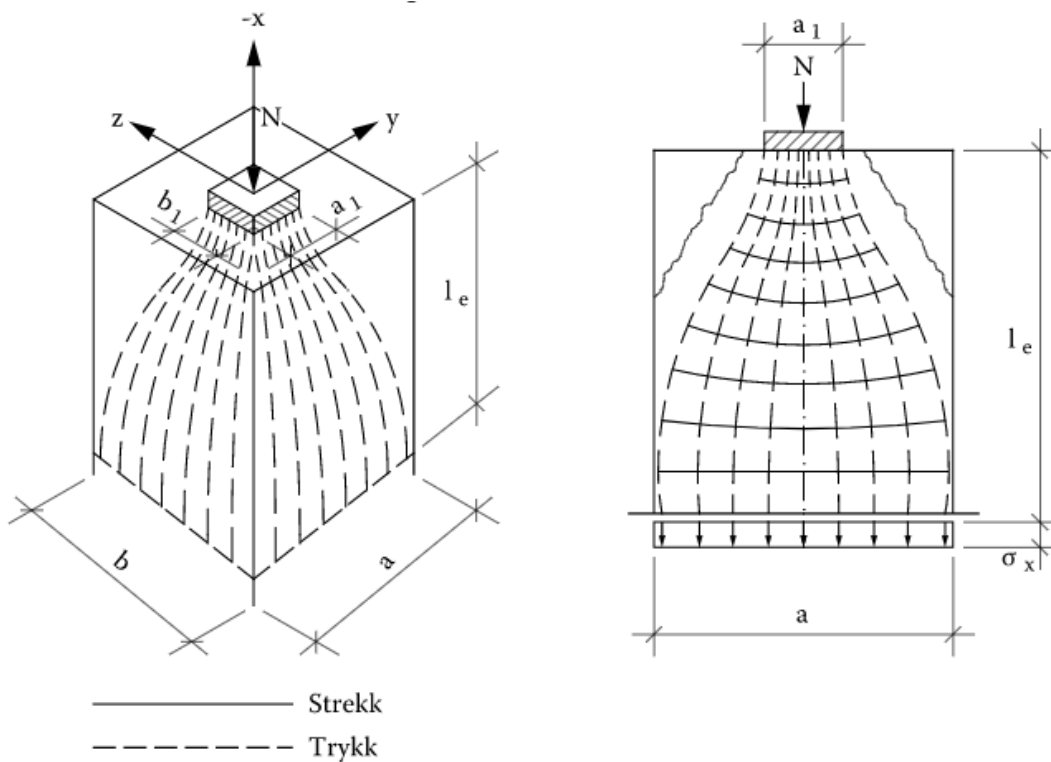
#### 1. Bernoulli-regioner

For Bernoulli-regioner, såkalte *B-regioner*, forutsettes det at vanlig bjelketeori gjelder. Det antas at plane tverrsnitt forblir plane og vinkelrett på bjelkeaksen og at Hookes lov gjelder. Dette innebærer en lineær spenningsfordeling [27].

## 2. Diskontinuitet-regioner

I områder med diskontinuitet gjelder ikke lenger vanlig bjelketeori, og spenningsfordelingen vil ikke lenger være lineær. Slike regioner, *D-regioner*, oppstår for eksempel i områder med konsentrerte laster, ved opplegg, i dype bjelker og ved søyle-bjelke forbindelser. [27].

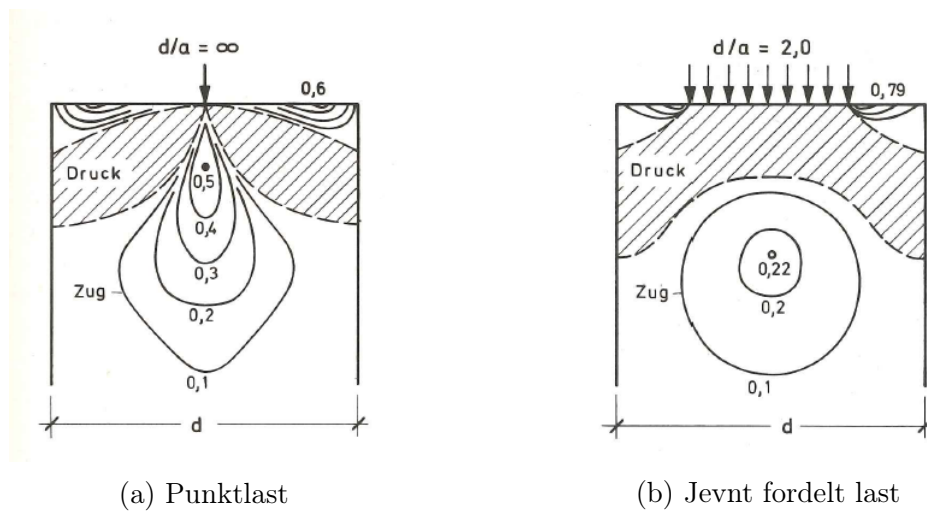
I en betongbru vil området rundt forankringen kunne anses som en D-region, da det her vil oppstå store konsentrerte krefter. Figur 9.2 viser hvordan hovedspenningene blir fordelt i en konstruksjonsdel påkjent av en konsentrert last. Ved påføring av en konsentrert last vil spenningene prøve å nå en konstant verdi, og dette medfører at trykkspenningene vil fordele seg utover tverrsnittet [28]. Endringen i hovedspenningsretningene kan ikke skje uten at det oppstår krefter i andre retninger, og resultatet blir strekkspenninger på tvers av lengderetningen. Disse strekkspenningene blir kalt spaltestrekk.



Figur 9.2: Hovedspenninger som følge av konsentrert last [28]

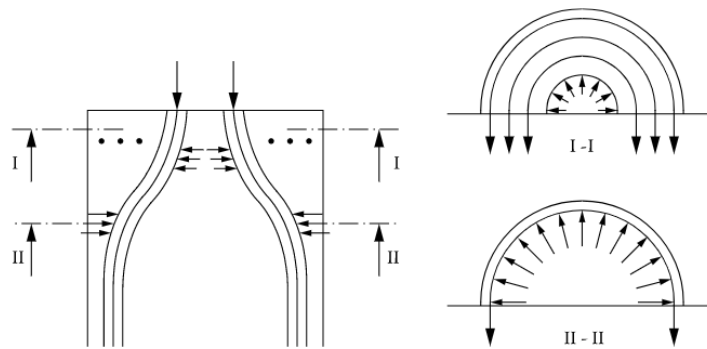
Figur 9.3a og 9.3b illustrerer spenningsforløpet i tverretningen i en konstruksjon med henholdsvis en konsentrert last og en jevnt fordelt last, hvor «druck» betyr trykk og «zug» betyr strekk. Spaltestrekkets størrelse og utbredelse varierer med størrelsen på kontaktflaten til

lasten. Som man kan se på figurene gir en konsentrert last store strekkspenninger i nærheten av lasten, mens den jevnt fordelte lasten ikke gir de samme lokale effektene. Etersom en forankringslast er en konsentrert last, vil det oppstå store strekkspenningene i området bak forankringen. Dette strekket må ivaretas med armering.



Figur 9.3: Spenningsfordeling i tverretningen [29]

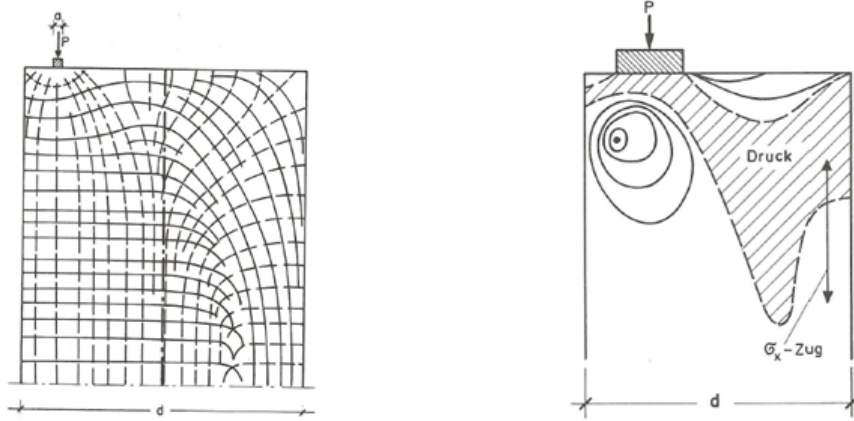
Det skilles mellom to ulike strekkeffekter som oppstår ved en konsentrert last. I området like bak forankringslasten oppstår det et tangentialstrekk som følge at de store trykkreftene presses utover. Etterhvert som trykkspenningene fordeles utover går strekkspenningene over til et radielt strekk for å holde trykkreftene på plass [28]. Dette er illustrert i figur 9.4.



Figur 9.4: Spaltestrekk ved sentrert last [28]

I tillegg til spaltestrekk kan det oppstå randstrekk i oppspente betongkonstruksjoner. Med randstrekk menes strekk som oppstår langs en rand eller kant på overbygningen eller mellom spennkabler[25]. Figur 9.5a viser hovedspenninger i en eksentrisk belastet konstruksjon.

Her oppstår det strekkspenninger langs både tverrgående og landsgående rand i tillegg til spaltetrekk. Figur 9.5b viser hvordan spenningene i tverretning fordeler seg ved en eksentrisk plassert last.



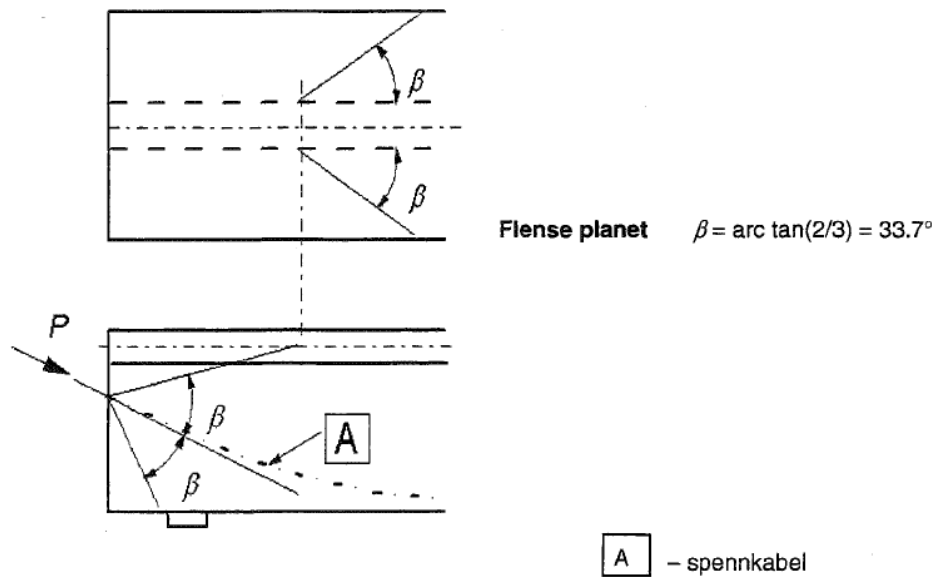
(a) Hovedspenninger

(b) Spenninger i tverretning

Figur 9.5: Spenningsfordeling ved eksentrisk plassert punktlast [29]

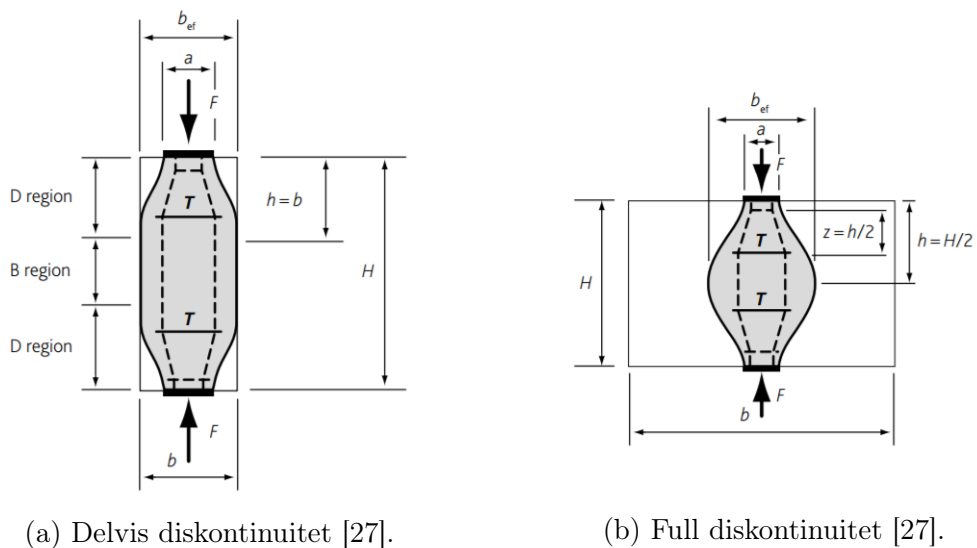
### 9.1.1 Stavmodeller

I D-regioner er spenningsbildet komplisert, og i henhold til EK2-1-1, 5.6.4(1) kan det i slike regioner benyttes stavmodeller for beregning av kreftene. En stavmodell er en forenklet modell av spenningsbildet der trykk- og strekkspenningene er representert ved bruk av trykk- og strekkstaver. Stavmodeller etableres ut fra elementanalyser, og målet er å modellere stavene slik at de følger trykkfeltet så godt som mulig. I praksis fordeler spenningene seg utover både vertikalt og horisontalt gjennom tverrsnittet, og spenningsbildet vil dermed avhenge av vinkelen til lasten som påføres. I EK2-1-1, 8.10.3(5) kan fordelingen av forankringslasten ut fra lastens angrepslinje settes til  $33,7^\circ$  i , slik det er vist på figur 9.6.



Figur 9.6: Fordeling av spennkraft [3]

I EK2-1-1, 6.5.3 skilles det mellom områder med delvis diskontinuitet ( $b \leq H/2$ ) og full diskontinuitet ( $b > H/2$ ). De to ulike stavmodellene er vist i figur 9.7a og 9.7b og er hentet fra *Strut-and-tie models* utgitt av The Concrete Center. Figurene tilsvarer figur 6.25a og 6.25b fra EK2-1-1. Her representerer T strekkstavene, H høyden på stavmodellen (konstruksjonsdelen) og b bredden på konstruksjonsdelen. Det er strekkraften T som her vil være avgjørende for hvor mye spalttestrekkarmering som vil være nødvendig.



Figur 9.7: Stavmodell for diskontinuitet

For en betongbru med store spenn vil bredden,  $b$ , til overbygningen være vesentlig mindre enn lengden ( $H$  på figur 9.7a). Dette medfører delvis diskontinuitet i overbygningen som følge av spennkraften, og D-regionen kan begrenses til å gjelde innenfor et område tilvarende bredden  $b$ , slik det fremkommer av figur 9.7a.



## 10 | Elementanalyse av forankringslast

### 10.1 Elementanalyse

Elementmetoden er en approksimert numerisk analysemetode [30]. Metoden går ut på å dele konstruksjonen opp i «et endelig antall elementer» som er knyttet til hverandre ved hjelp av noder[31]. På denne måten blir det reelle problemet forenklet, og man får en tilnærmet løsning. Videre i oppgaven blir denne elementinndelingen kalt «mesh», som på norsk betyr elementnett. Elementmetoden er ikke helt nøyaktig (med unntak av ved svært enkle problemstillinger), men kan forbedres ved å bruke flere elementer, altså et finere elementnett[31]. Det finnes også mange forskjellige elementtyper med ulike egenskaper, og for å få et vellykket resultat er det essensielt med en god kombinasjon av elementnett og elementtype.

Ved hjelp av elementmetoden er det mulig å løse komplekse problemer. Dette kan være tidkrevende å gjøre for hånd, derfor benyttes som regel et FEM-basert analyseprogram (FEM – Finite element method).

Innledningsvis ble elementmetodeprogrammet Abaqus benyttet. Dette var et naturlig valg da programmet tidligere var brukt i undervisning i «Elementmetoden i Styrkeanalyse» på NTNU. Etter en stund viste deg seg at prosessen med å modellere parabelformet spennarmering var kompleks og tidkrevende. Det var ønskelig å se virkningen av spennarmeringens kurvatur på kreftene i tverrsnittet, og det ble derfor valgt å undersøke om elementmetodeprogrammet DIANA var bedre tilpasset spennarmerte konstruksjoner. Den nyere versjonen av Diana (10.1) viste seg å være mer intuitivt og brukervennlig for ønsket formål, og ble derfor benyttet videre i prosessen.

Resultatene som presenteres er hovedsakelig fra Diana, men i og med at det ble brukt mye tid i Abaqus i starten av prosessen er det valgt å skrive litt om dette programmet også, i tillegg til å sammenligne resultatene fra begge programmene.

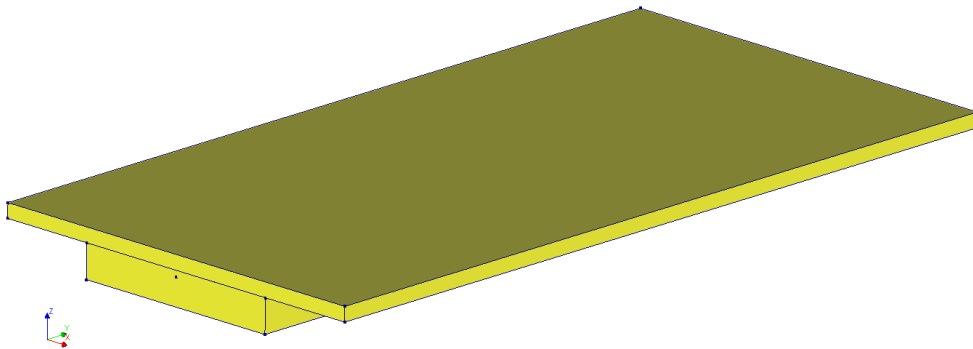
## 10.2 Modellering i Diana FEA

Modellering i Diana kan forenklet deles inn i fire steg; *geometry*, *mesh*, *analysis* og *results*. Diana er en kompleks programvare med mange innebygde funksjoner, og desto mer kompleks geometri, desto mer prosessorkraft vil kreves for elementinndeling og analyse. Det er først og fremst interessant å se på lokale effekter som følge av den konsentrerte forankringslasten, og det blir derfor innledningsvis laget to modeller, en med endetverrbærer og en forenklet modell uten endetverrbærer. Dette gjøres for å kunne se hvor stor betydning tverrbæreren har for de lokale effektene.

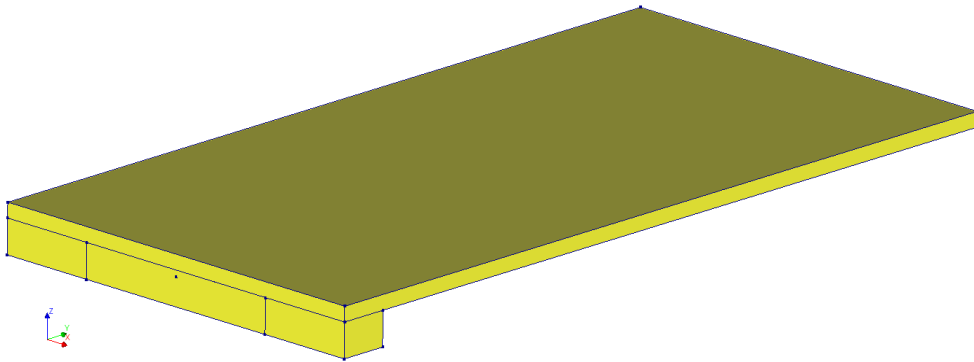
### 10.2.1 Geometri

Konstruksjonsdelen som skal betraktes er den samme overbygningen som har blitt benyttet i resten av oppgaven, se figur 2.2 i kapittel 2.3. Modellen bygges opp slik at koordinatsystemet tilsvarer det som ble benyttet tidligere. Y-aksen representerer da lengderetningen, og x-aksen representerer tverretningen. Da det kun er interessant å se på effektene innenfor D-regionen begrenses lengden på overbygningen til 16,5 m.

Modellene bygges opp ved bruk av *sheets*. Et *sheet* er en flate uten tykkelse som defineres ved bruk av koordinater. For å gjøre elementinndelingen lettere modelleres det flere sheets for de ulike komponentene i overbygningen. For å gi overbygningen en lengde benyttes funksjonen *extrude*. Geometrien til de to ulike modellene er vist i figur 10.1 og 10.2.

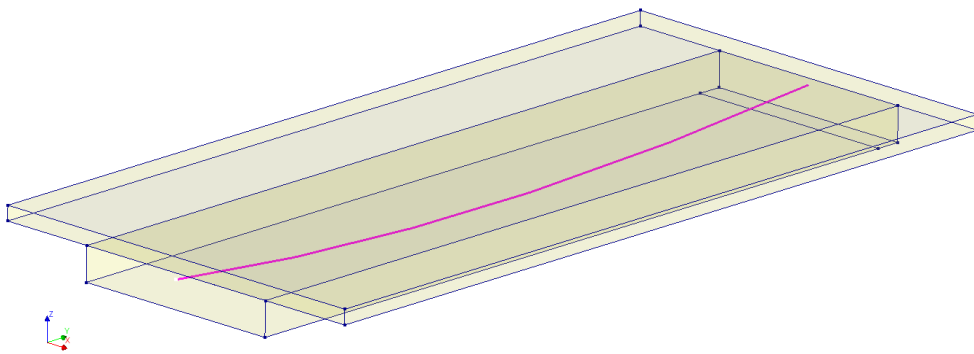


Figur 10.1: Geometri uten endetverrbærer i DIANA



Figur 10.2: Geometri med endetverrbærer i DIANA

Spennkabelen modelleres som en *line* eller *curve*, avhengig av hva som er aktuelt. Figur 10.3 viser modellering av en parabelformet spennkabel i senter av overbygningen. Begge forankringspunktene er lagt til overbygningens nøytralakse.



Figur 10.3: Spennarmering i DIANA

## 10.2.2 Materialer

Under fanen *Materials* defineres to nye materialer; betong og spennarmeringssål. Materialparametere for betong og spennstål settes lik de som har blitt benyttet tidligere i oppgaven, se henholdsvis tabell 2.2 og 2.4 i kapittel 2.2. I oppspenningstilstanden vil kabelen være uninjisert og det vil derfor ikke være etablert heft mellom betongen og spennarmeringen. For å ivareta dette i DIANA benyttes kommandoen `NOBOND` ved beskrivelse av materialet. Dette medfører at deformasjoner i overbygningen ikke fører til spenninger i armeringen og at de ekvivalente lastene for forspenningen blir behandlet som ytre laster [32]. Videre tildeles overbygningen og spennkabelen materialegenskaper henholdsvis ved hjelp av funksjonene *Property assignments*

og *Reinforcement property assignments*. Dette medfører at spennkabelen havner i mappen *Reinforcements*. Ved å definere kurven som armering blir det mulig å gi kabelen et tverrsnittsareal under fanen *element geometries*. Arealet settes til  $2250 \text{ mm}^2$

### 10.2.3 Randbetingelser og laster

Randbetingelser legges til ved å benytte fanen *Supports*. For den forenklete modellen uten tverrbærer plasseres opplagrene i stegets hjørnenoder på hver ende av overbygningen. For overbygningen med endetverrbærer modelleres opplagrene som flater for å bedre illustrere virkelige lagre. Konstruksjonen fastholdes tilsvarende en fritt opplagt bjelke. I tillegg fastholdes konstruksjonen mot translasjon i x-retning i én av nodene på hver ende slik at brua kan ekspandere i tverretningen.

Laster legges inn ved å benytte fanen *Loads*. I denne oppgaven er det interessant å se hva som skjer når kabelen spennes opp med en bestemt spennkraft. I Diana kan dette modelleres på to måter:

1. Ved å bruke *Reinforcement bar prestress* kan det defineres en spenning i kabelen. Denne settes til største tillatte spennkraft etter EK2-1-1:

$$\sigma_{p,max} = 1476 \text{ N/mm}^2$$

2. Ved å bruke *post tensioning load* kan det legges inn informasjon om forankringslast, låsetap, friksjonskoeffisient og wobble-koeffisient samt hvorvidt det er ett eller to aktive anker og hvilken node kabelen spennes opp i. Forankringslasten settes her til maksimal forankringslast presentert tidligere i tabell 5.4;

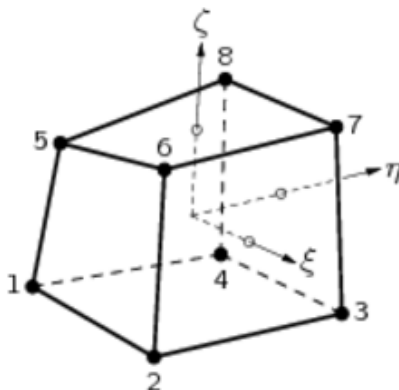
$$F_{0,max} = 3321 \text{ kN}$$

En analyse kjørt med begge lasttilfellene viser at det er liten forskjell mellom de to måtene å modellere oppspenningskraften på. Spenningene som oppstår ved lasttilfelle nr. 2 er noe lavere, og dette skyldes tap av spennkraft som følge av låsetap og friksjon. Videre resultater er vist for lasttilfelle nr. 1 da det er noe mer konservativt.

## 10.2.4 Mesh

Når det skal opprettes et mesh i DIANA velges det først en inndelingsmetode. Under *Set mesh properties* kan komponentene deles inn i elementer på to ulike måter; Ved å dele komponenten opp i et bestemt antall elementer eller ved å bestemme størrelsen på elementene. I dette tilfelle er det valgt å dele opp både flens og steg i elementer med sidemål 100 mm. Videre velges elementtypen *hexa/quad*, som ved et 3D-mesh innebærer et heksaeder med 8 noder. Det tillates også tilpasning av elementer rundt områder som krever det. Når elementnettet genereres, genereres også elementene automatisk.

Under fanen *Mesh/Element types* er det mulig å se en liste over elementene som har blitt generert når inndelingen er gjort. I dette tilfelle er det ingen kurvede overflater, og samtlige elementer i modellen er av typen HX24L. HX24L er et *isoparametrisk*, lineært integrert, 3D-solid element og er vist i figur 10.4. Bruk av et isoparametrisk element innebærer at elementet kan forvrenses og ikke må opprettholde 90 grader i hjørnene. DIANA bruker full integrasjon som standard [33], og dette kan medføre at elementet blir noe stivere enn i virkeligheten da det oppstår skjærtøyninger i integrasjonspunktene. Dette blir beskrevet nærmere i kapittel 10.3.4. Ved bruk av kommandoen *bubble* legges det til *inkompatible modus* som medfører en bedring av deformasjoner som skyldes bøyning da elementet kan krumme seg.



Figur 10.4: HX24L element i DIANA

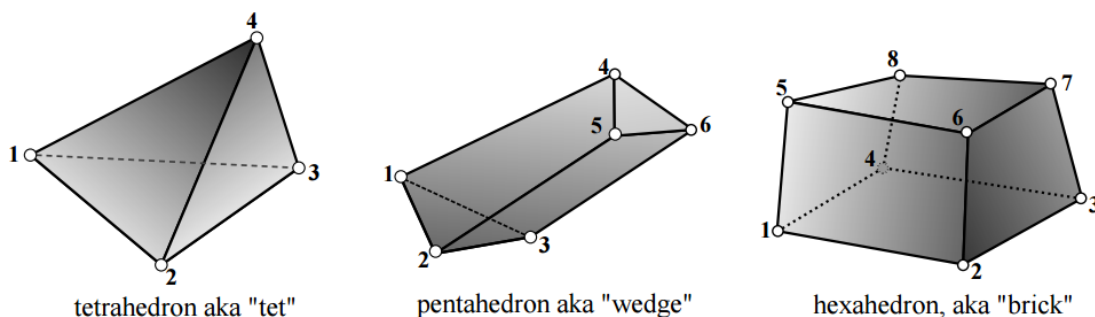
## 10.2.5 Analyse og resultat

Under fanen *Analysis* kan man legge til analyser og velge hvilke kommandoer som skal inngå i analysen. I dette tilfelle velges det å kjøre en statisk lineær analyse. Valgte forhåndsinnstillinger for analysen beholdes, med unntak av resultatene som skal produseres. Her velges lokale og globale spenninger, samt hovedspenninger. I tillegg velges globale reaksjonskrefter

og forskyvninger. Når analysen er ferdig kan resultatene vises under fanen *Results*. Her kan ulike plot og tabeller genereres, avhengig av hva som er aktuelt.

## 10.3 Modellering i Abaqus

Abaqus er et elementmetodeprogram som kan kjøre både lineære og ikke-lineære analyser. Ved lineær analyse i Abaqus løser programmet systemets stivhetsrelasjon  $Kr=R$ , hvor  $K$  er systemets stivhetsmatrise,  $r$  er forskyvningen i nodene, og  $R$  er kreftene i systemet. Abaqus er et benevningsløst program, så det er derfor viktig å være konsekvent med benevningene. For denne oppgaven er det valgt å bruke 3D-solid elementer. Dette er tredimensjonale elementer som kan brukes til å modellere kompliserte konstruksjoner uten noen form for geometrisk forenkling [34]. Det finnes flere typer 3D-solid elementer, og de mest vanlige formene er vist i figur 10.5 (her kun med hjørnenoder).



Figur 10.5: Eksempler på 3D-solid elementer. Figur hentet fra [34]

### 10.3.1 Oppbygging av modell

Modellen består av tverrbæreren hvor spennarmeringen er forankret, og 14 meter av bruoverbygningen. Den er først bygget opp som en kube med en høyde på 1 meter, en bredde på 8.5 meter. Deretter brukes funksjonen «create cut extrude» til å kutte vekk areal slik at man står igjen med ønsket geometri. På denne måten sikrer man at konstruksjonsdelene har «sammenkoblede» egenskaper. Modellen tilegnes et materiale med like egenskaper som betong med fasthetsklasse B45.

### 10.3.2 Laster og opplagerbetingelser

Opplagerne er modellert slik at konstruksjonen kan ekspandere/kontrahere i tverretning, lengderetning og i vertikalretning. Når det gjelder lengderetning er konstruksjonen fri til å bevege seg i tverrbæreren, men er fastholdt mot bevegelse over hele sideflaten på motsatt

ende. Opplagerne i tverrbæreren er modellert som et areal i underkant på  $500 \cdot 500$  mm, og plassert 2350 mm fra senter av konstruksjonen.

Det er ingen spesifikk funksjon for å modellere spennkabel i Abaqus, men for solid 3D-elementer er det vanlig å modellere spennarmeringen som vaier med riktige materialegenskaper, for å så benytte funksjonen *Predefined fields* til å gi vaieren en spenning. Dette er en ukomplisert prosess når det skal modelleres en rett spennkabel, men det er derimot mer komplekst å modellere en parabelformet armering.

Istedenfor å modellere en spennkabel er det i Abaqus valgt å modellere en spenning på tverrbæreren der forankringen er plassert. Denne spenningen tilsvarer forspenningskraften på 3321 kN fordelt på arealet til forankringsplaten, som etter samtale med veileder Håvar Johansen er satt til et kvadrat på  $250 \cdot 250$  mm. Spenninge blir da  $53N/mm^2$ .

Egenvekten er modellert som «Gravity load», hvor det eneste man angir er en akselerasjon på  $9.81 m/s^2$ , ettersom densitet og volum allerede ligger i modellen. Selv om kreftene er oppgitt i N og mm, skal akselerasjonen oppgis i  $m/s^2$ , forklaringen fremgår i ligning 10.2.

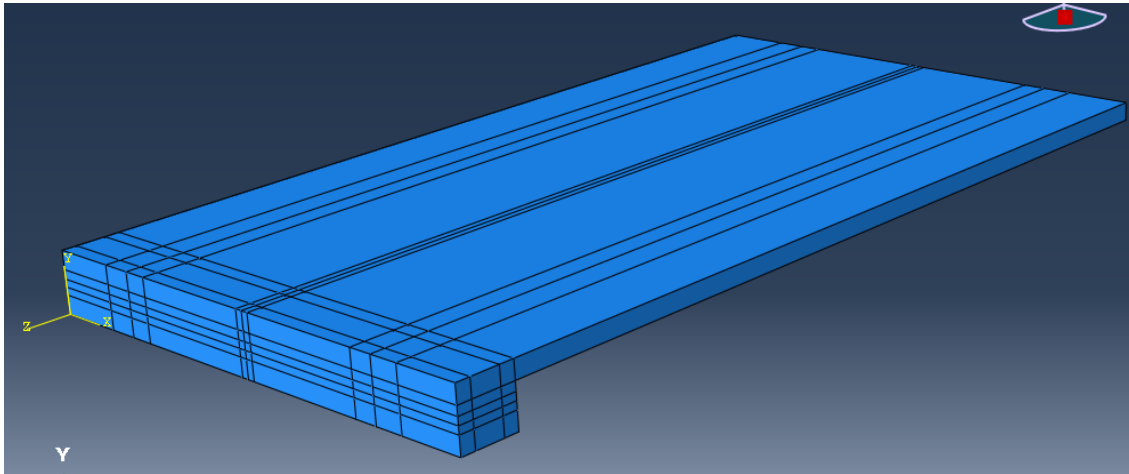
$$\text{Newton: } kg \cdot \frac{m}{s^2} \quad (10.1)$$

$$\text{Body force: } \frac{kg}{mm^3} \cdot \frac{m}{s^2} = \frac{N}{mm^3} \quad (10.2)$$

### 10.3.3 Mesh

Før modellen kan deles inn i elementer, burde den deles opp i rektangulære volumenheter. Dette er gunstig med tanke på å unngå «distorted elements», altså elementer med en uregelmessig form. Figur 10.6 illustrerer konstruksjonens oppdeling.



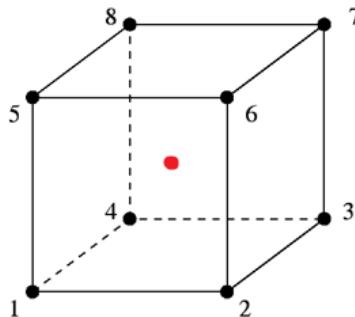


Figur 10.6: Oppdeling av modell i Abaqus

Modellen deles opp ved endringer i geometri og ved lastflater. Denne oppdelingen har ingen direkte betydning for resultatet, men det blir enklere for Abaqus å generere et mesh for konstruksjonen, og desto bedre mesh desto bedre resultat. Velger en global elementstørrelse på  $100 \cdot 100 \cdot 100$  mm.

### 10.3.4 3D-solid element

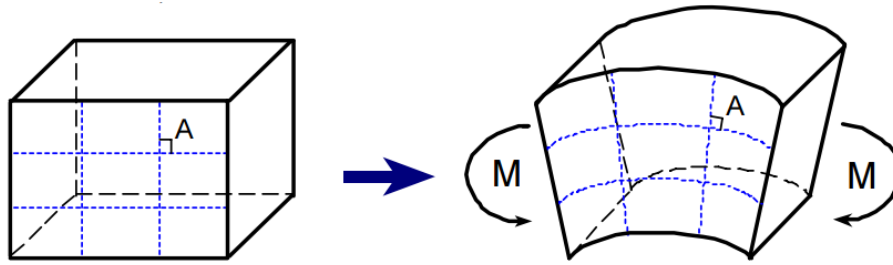
Det er valgt å beholde elementtypen C3D8R, som er forhåndsvalget til Abaqus. Dette er et kubisk element med 8 noder, og én lineær geometrisk rang. Stivhetsmatrisen integreres med en numerisk integrasjon av lavere orden, også kalt redusert integrasjon [30]. Figur 10.7 illustrerer et C3D8R element, hvor nodene i hjørnene er nummerert 1-8, og det reduserte integrasjonspunktet er plassert i midten av kuberen.



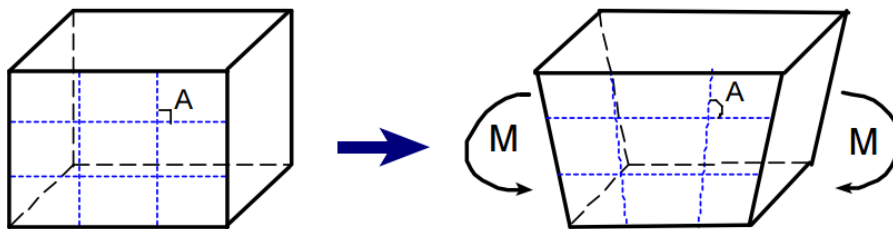
Figur 10.7: Elementtypen C3D8R. Figur hentet fra [35]

Ved bruk av redusert integrasjon kan man forbedre prestasjonen til elementet, og dermed

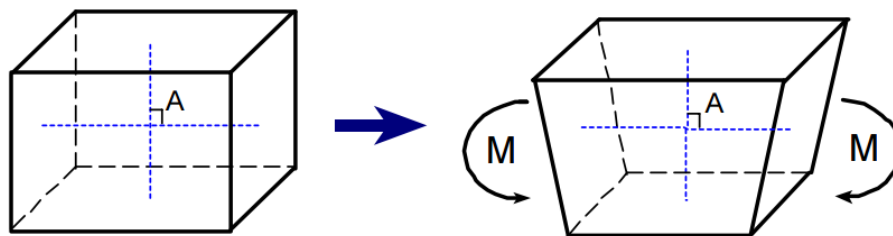
få et mer nøyaktig resultat. Redusert integrasjon reduserer beregningstiden, ettersom det er færre integrasjonspunkter, og det kan også være gunstig for å unngå «shear locking». Ved «shear locking» oppstår det «falske» skjærtøyninger som følge av at elementet ikke klarer å beskrive korrekt bøyning. Denne falske skjærtøyningen absorberer tøyingsenergi fra bøyning, og elementet vil oppføre seg for stivt [30]. Redusert integrasjon av et kubisk element med 8 noder vil myke opp elementet, da den «falske» skjærtøyningen er null i de reduserte integrasjonspunktene.



Figur 10.8: Ideell form for kubisk element utsatt for bøyning. [36]



Figur 10.9: Full integrasjon – Ser her at det er skjærtøyninger i integrasjonspunktene. [36]



Figur 10.10: Redusert integrasjon – Det er null skjærtøyning i integrasjonspunktet. [36]

Som det fremgår av figur 10.10 forblir både de stiplede linjene og vinkelen A uforandret ved deformasjon av elementet. Elementet registrerer altså ikke tøyingsenergien som oppstår ved deformasjonen. Dette kalles «hourglassing», og når dette intreffer kan man få meningsløse

resultater[36]. Abaqus har heldigvis en innebygd funksjon som heter «hourglass control», slik at man unngår dette problemet.

### 10.3.5 Verifikasjon av modell

Verifikasjon av modellen er gjort ved å snitte modellen i tverretningen, for så å kontrollere at samlet spenning i lengderetning er lik kraften som er påført tverrbæreren. Punktlasten som ble påført før verifikasjonen var 3690kN, dette er ikke oppspenningskraften, men maks forspenning. Da størrelsen på lasten ikke har betydning for verifikasjonen av modellen ble ikke dette endret på. Det ble valgt en relativt stor elementstørrelse slik at arbeidet ikke ble for omfattende, og for å minske sannsynligheten for å gjøre feil. Global elementstørrelse er satt til  $250 \cdot 250 \cdot 250$ mm, men over høyden av tverrsnittet justeres elementstørrelsen til 12 elementer over steghøyden som gir en elementhøyde på ca. 80 mm. Etter nøyaktige elementdimensjoner er notert, finnes spenningen i det reduserte integrasjonspunktet til hvert element, for så å multiplisere denne spenningen med størrelsen til elementet. Ved addering av kreftene i hvert element fikk man en total kraft på 3390 kN, det er altså 8,1% avvik fra påført last. Resultatet anses å være tilfredsstillende av flere årsaker; elementmetoden er ikke nøyaktig, elementstørrelsen var relativt stor, og Abaqus angir spenninger i størrelsesorden -0.549876, som blir avrundet til fire desimaler. Det er også en sannsynlighet for å gjøre menneskelige feil i prosessen da alt gjøres på kalkulatoren.

## 10.4 Resultater

Innledningsvis ble det kjørt to analyser i Diana, en med og en uten endetverrbærer. En sammenligning av resultatene fra de to analysene er gjort i vedlegg O, og det ble besluttet at modellering av endetverrbæreren var av liten betydning for spenningsbildet. Modellen med endetverrbærer krevde vesentlig mer prosessorkraft, og i videre analyser ble derfor den forenklete modellen benyttet.

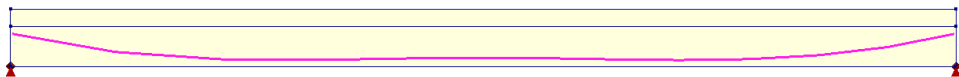
Resultatene i dette kapitlet stammer fra analyser utført med ulike plassering og kurvatur på spennkabelen. Målet med analysene er å kartlegge kurvaturen og beliggenhetens betydning for spenningsbildet. Samtlige spennkabler er forankret i tyngdepunktsaksen. Resultater fra DIANA er vist i form av konturplot for spenninger i tverretningen, ( $\sigma_{xx}$ ), og i lengderetning ( $\sigma_{yy}$ ), samt tensorplot av hovedspenningene. I samtlige modeller representerer blått trykk, og rødt strekk. For å enklere kunne sammenligne spenningsbildet er det satt like grenseverdier for spenningene i de ulike konturdiagrammene.

I Abaqus er det kjørt en analyse uten spennkabel, der spennkraften blir illustrert i form av en konsentrert flatelast. Analysen i Abaqus brukes for å kartlegge forskjeller og likheter mellom det å modellere forankringslasten som en konsentrert last og modellering med en oppspent kabel.

Resultatene er videre drøftet i kapittel 10.5 og 10.6.

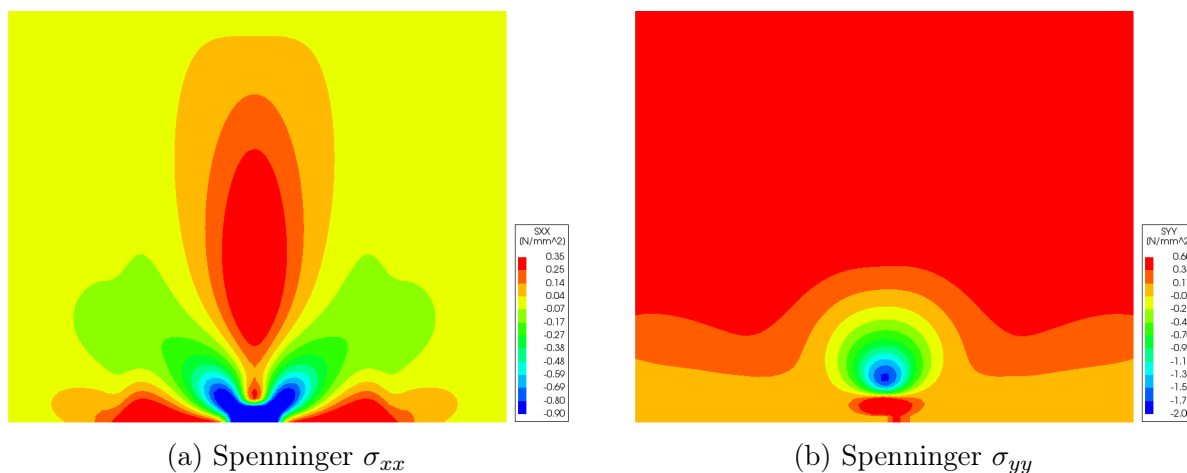
### 10.4.1 Analyse 1: Parabelformet kabel med stor helning

Kabelen i denne analysen er lagt med en helning på  $15,6^\circ$  ved forankringen, og med en overdekning på 155 mm medfører dette en parabellengde på 3 meter. Kabelens form er vist i figur 10.11.

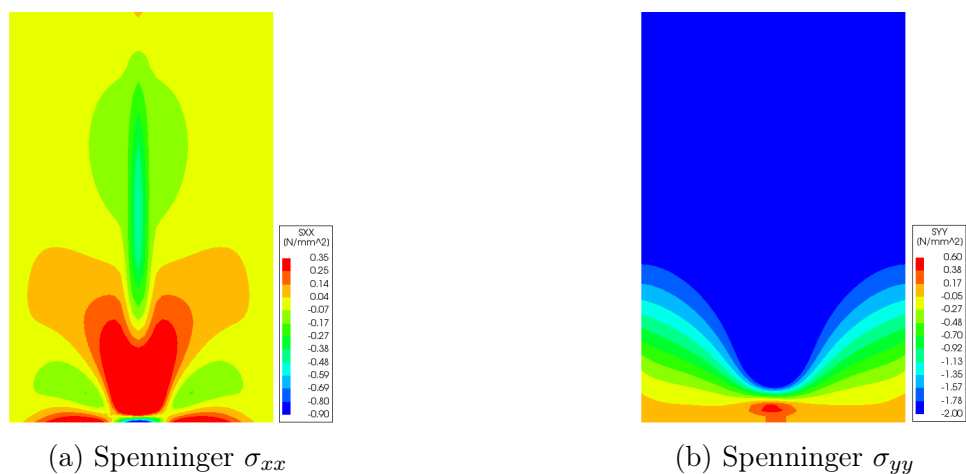


Figur 10.11: Parabelformet spennarmering med stor negativ helning

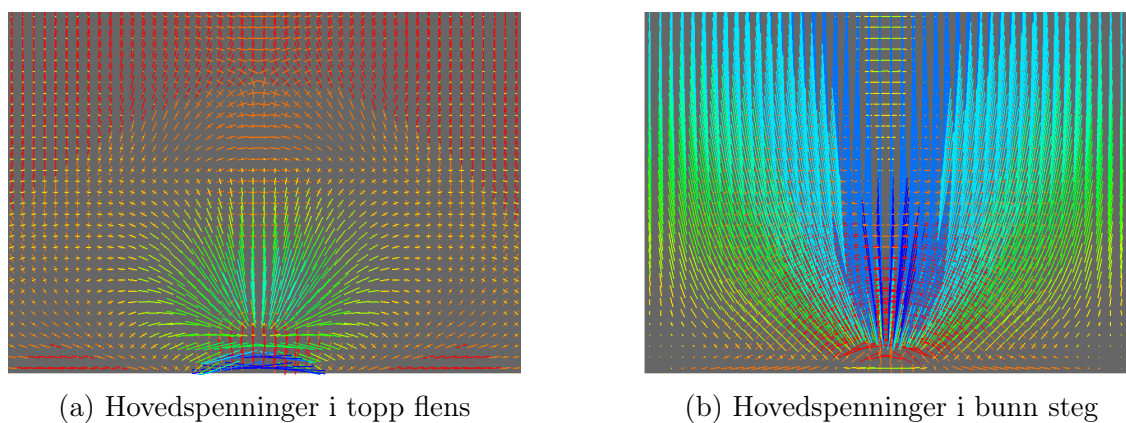
Resultater fra analysen er vist i figur 10.12-10.13.



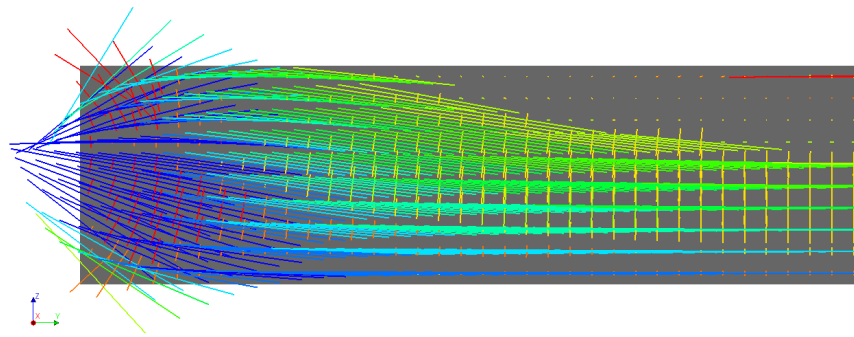
Figur 10.12: Spenninger i topp flens



Figur 10.13: Spenninger i bunn steg



Figur 10.14: Hovedspenninger i horisontalsnitt



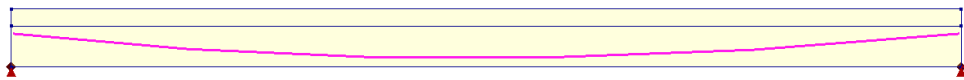
Figur 10.15: Hovedspenninger i vertikalsnitt

Figurene 10.12b og 10.13b viser at det i lengderetningen oppstår strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet. Dette stemmer godt med forventet resultat, da den oppspente kabelen vil prøve å rette seg ut og dermed medføre trykkrefter som presser konstruksjonen oppover. Det er derfor rimelig å anta at DIANA har gjennomført beregningene som ønsket.

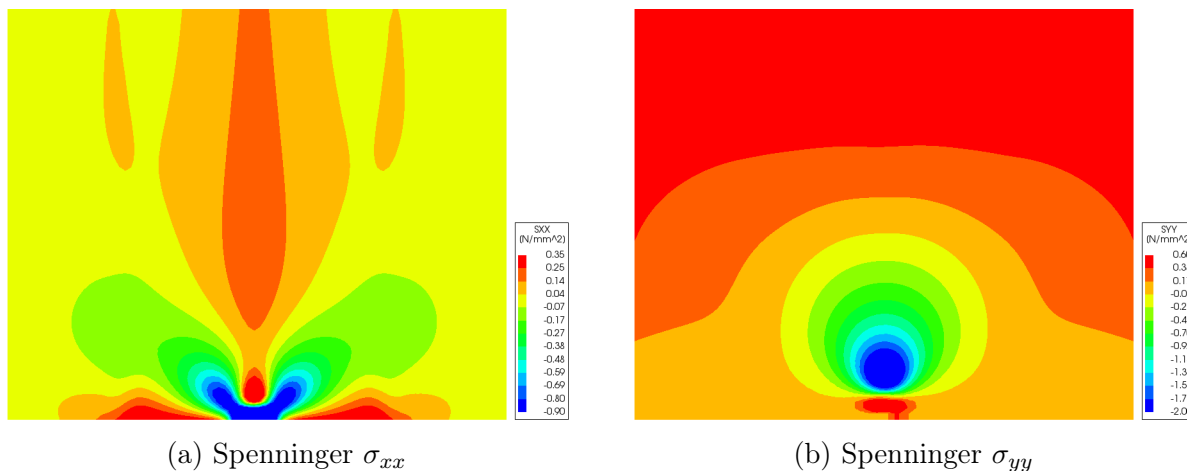
I tverretningen samsvarer spenningsbildet med det som kunne forventes. Som tidligere vist i figur 9.3a i kapittel 9.1 vil en konsentrert last gi store strekkspenninger i den lokale sonen like bak den påførte lasten, for deretter å avta gradvis utover. Dette er også tilfellet i denne analysen.

### 10.4.2 Analyse 2: Parabelformet kabel med svak helning

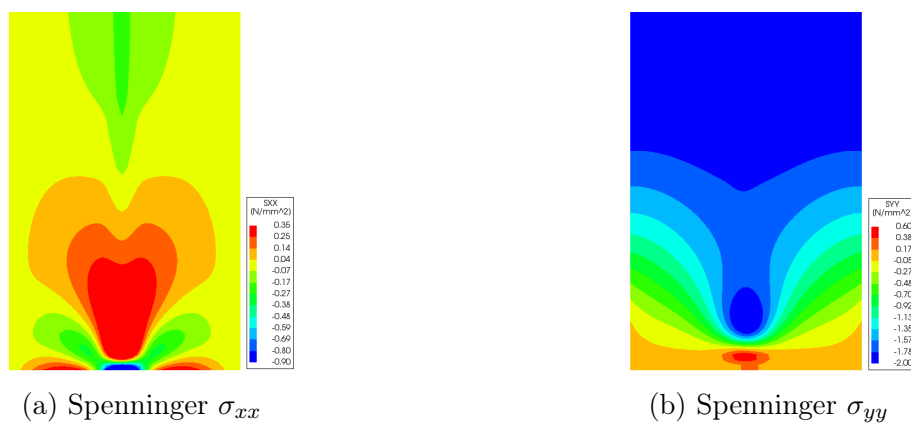
Analysen er kjørt med en parabel med svak helning på  $6,8^\circ$ . I spennarmerte konstruksjoner er ofte lengden vesentlig større enn høyden på tverrsnittet, og dette medfører at vinkelen på kabelen ved forankringsenden blir liten. En slik situasjon er forsøkt illustrert i denne analysen. Parabelen har en lengde på 7 meter, og overdekningen til spennkabelen er satt til 155 mm. Kabelens geometri er vist i figur 10.16:



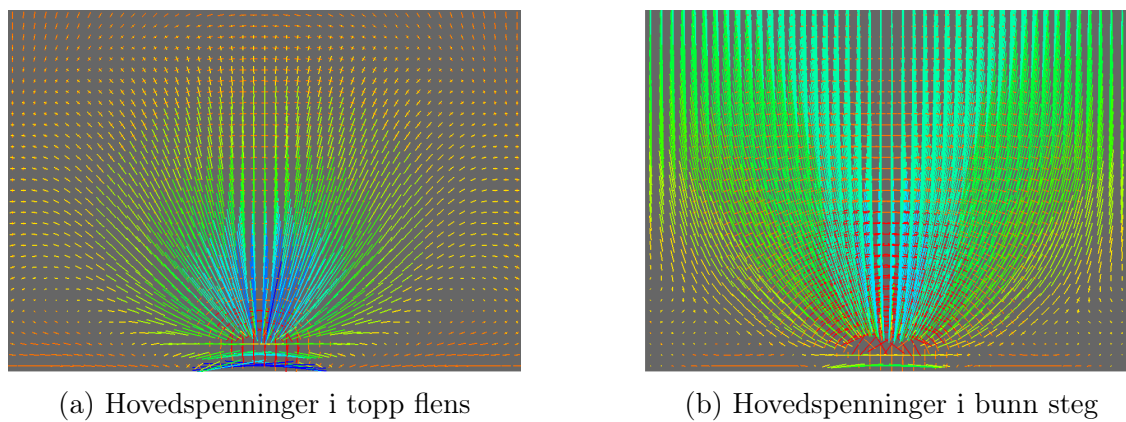
Figur 10.16: Parabelformet spennarmering med svak negativ helning



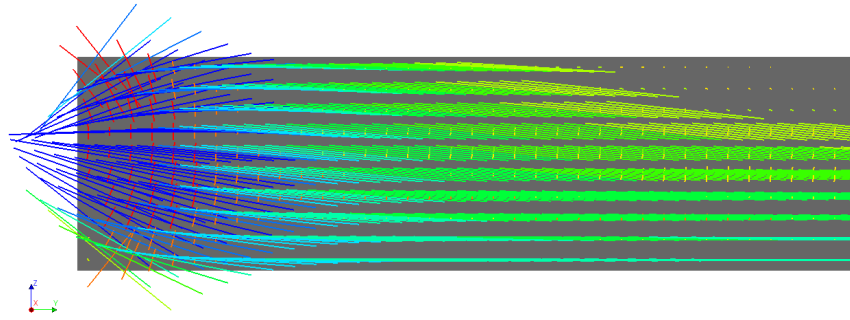
Figur 10.17: Spenninger i topp flens



Figur 10.18: Spenninger i bunn steg



Figur 10.19: Hovedspenninger i horisontalsnitt



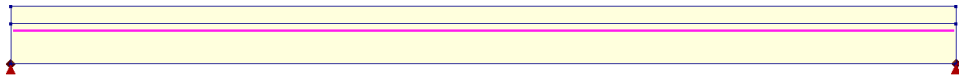
Figur 10.20: Hovedspenninger i vertikalsnitt

I likhet med analyse 1 i kapittel 10.4.1 vil også spenningsfordelingen i lengderetning for gjeldende analyse vise strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet ettersom også denne kabelen er parabelformet. Ved å sammenligne spenningsfordelingen i figur 10.12b og figur 10.17b blir det tydelig at helningen til kabelen og lengden på parabolen er av betydning for spenningene i lengderetning. Ved å minke helningen til spennkabelen samtidig som parabolen forlenges fordeles trykket fra kabelen på betongen over et større område når kabelen spennes opp.

I tverretningen oppstår det her strekkspenninger i flensen over hele overbygningens lengde. Dette kan skyldes at overbygningens lengde på 16,5 meter ikke er tilstrekkelig for å danne en konstruksjon med delvis diskontinuitet. Dette medfører at D-regionene på hver ende av konstruksjonen smelter sammen og resultatet blir en konstruksjon med full diskontinuitet. En analyse med større spenn vil kunne vise en tydeligere avgrensning av D-regionen.

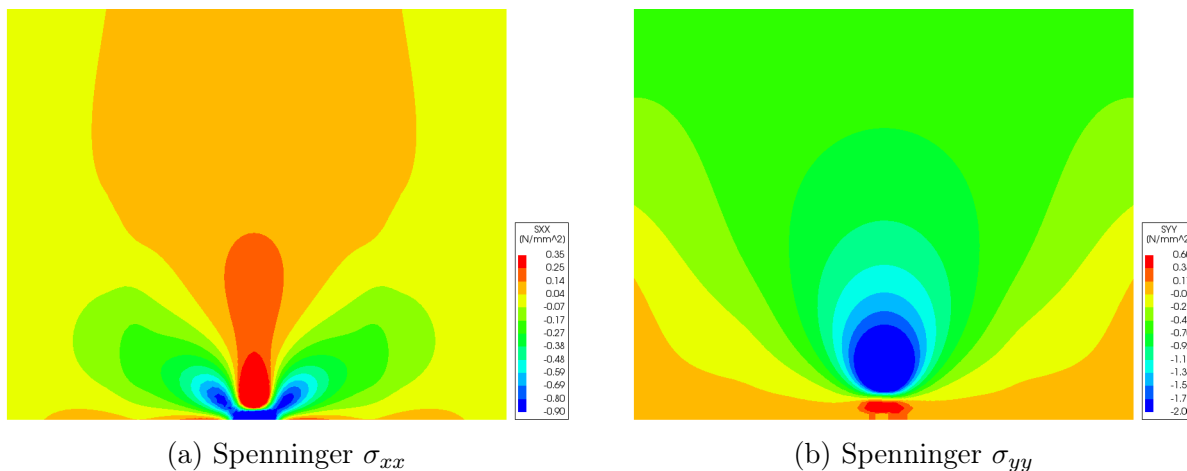
### 10.4.3 Analyse 3: Rett kabel

Spennkabelen er i denne analysen lagt rett, gjennom nøytralaksen, og forankringslasten har dermed ingen helning. Kabelens geometri er vist i figur 10.21.

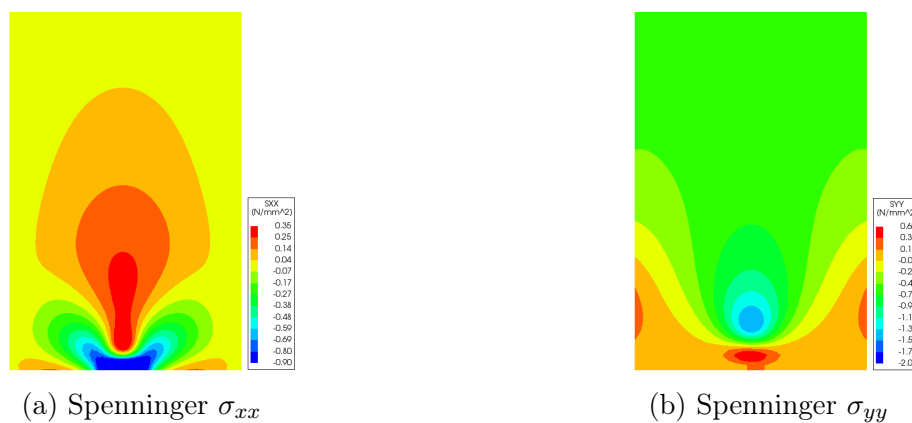


Figur 10.21: Rett spennkabel

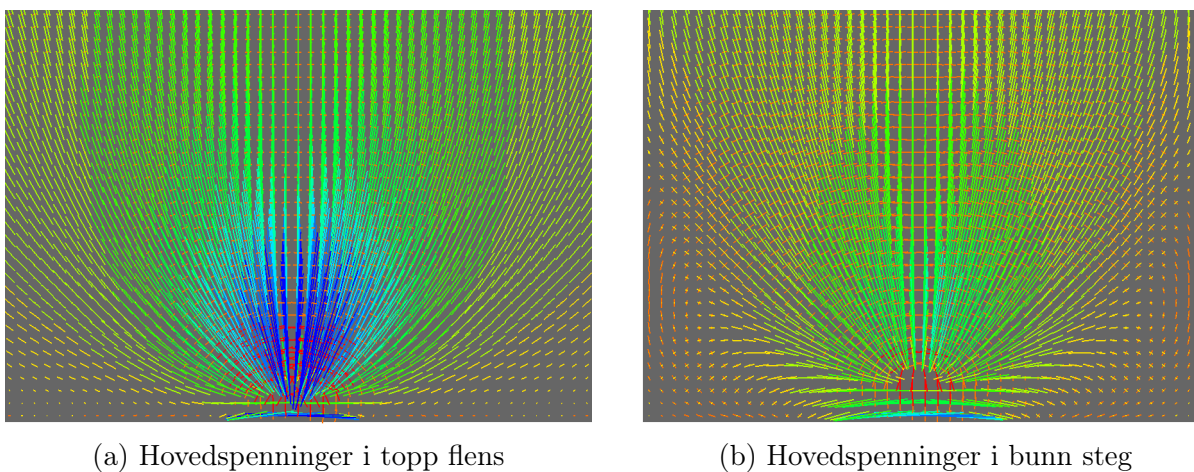




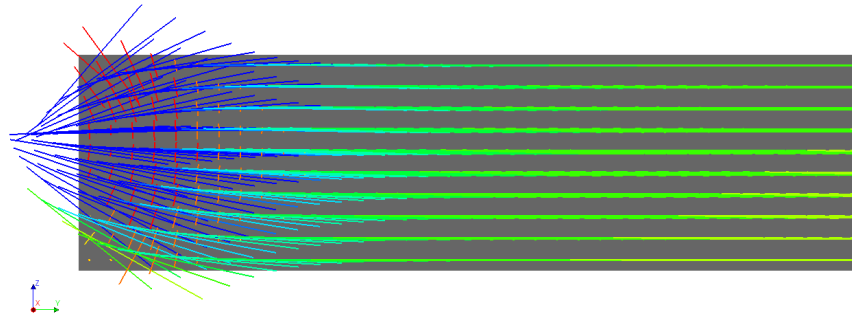
Figur 10.22: Spenninger i topp flens



Figur 10.23: Spenninger i bunn steg



Figur 10.24: Hovedspenninger i horisontalsnitt



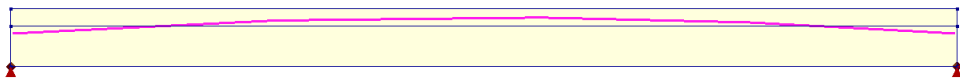
Figur 10.25: Hovedspenninger i vertikalsnitt

Som forventet medfører ikke oppspenning av den rette spennkabelen store trykk- eller strekkspenninger i lengderetningen utenfor den lokale sonen. En rett kabel vil ikke gi trykkrefter som presser betongen oppover, og da kabelen ligger i nøytralaksen ved opplegg vil det heller ikke oppstå endemomenter som følge av eksentrisitet. Dette medfører at konstruksjonen beholder sin rette form ved oppspenning når det sees bort fra all annen belastning. Det vil likevel oppstå små trykkspenninger gjennom hele tverrsnittet som følge av at betongen presses sammen fra sidene når kablene spennes opp.

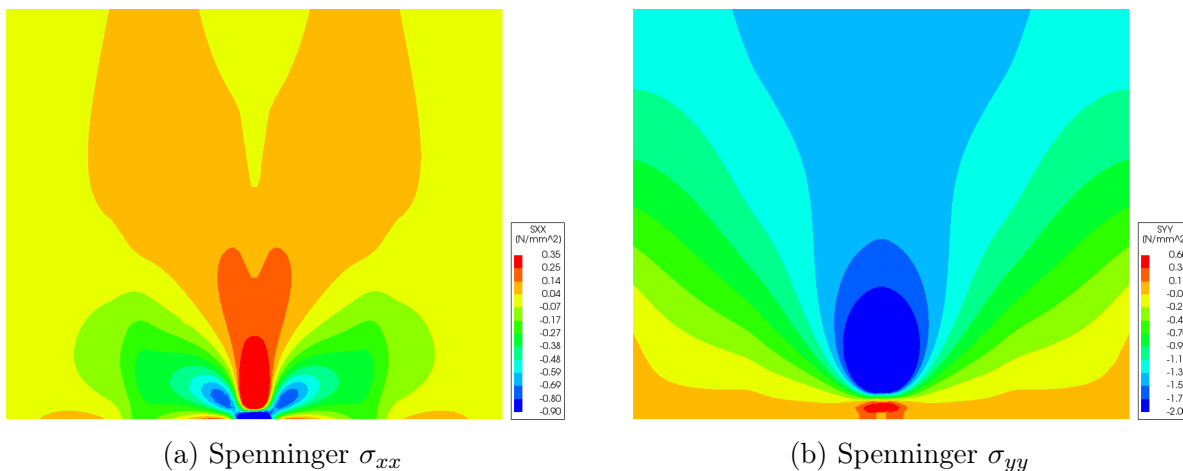
I tverretningen oppstår det i likhet med tidligere store strekkspenninger i området bak forankringen som gradvis avtar. Tensor diagrammene av hovedspenningene viser en jevnere spredning av trykkspenningene enn for analyse 1 og 2.

#### 10.4.4 Analyse 4: Omvendt parabelformet kabel med svak helning

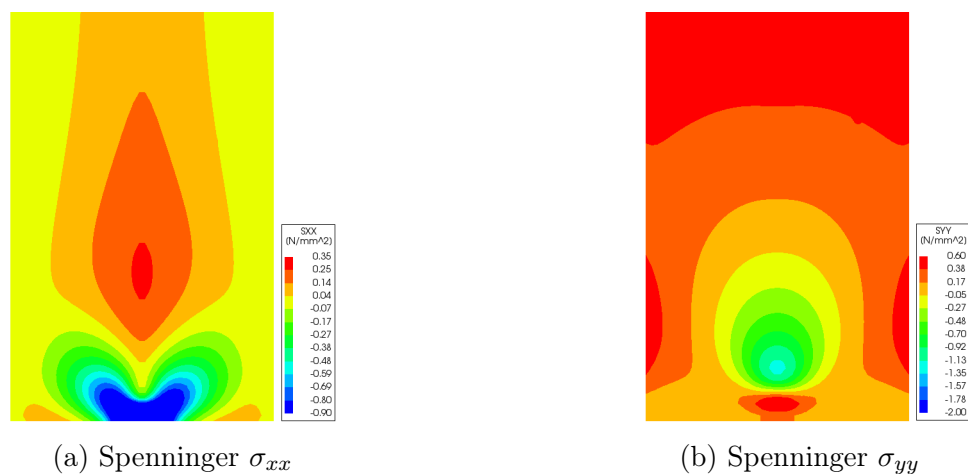
Spennkabelen er i denne analysen lagt med en positiv helning på  $8,5^\circ$ . I praksis kan dette være tilfelle når et anker skal støpes inn rett før en søyle eller støtte der det oppstår strekk i overkant av tverrsnittet. Parabelen over støtte vil her krumme oppover, og følgelig vil også forankringslasten vende oppover.



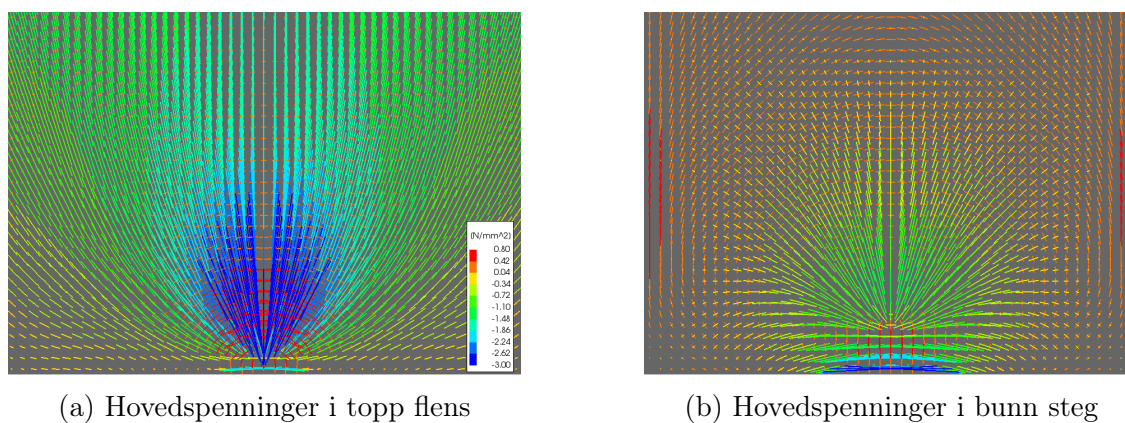
Figur 10.26: Parabelformet spennarmering med positiv helning



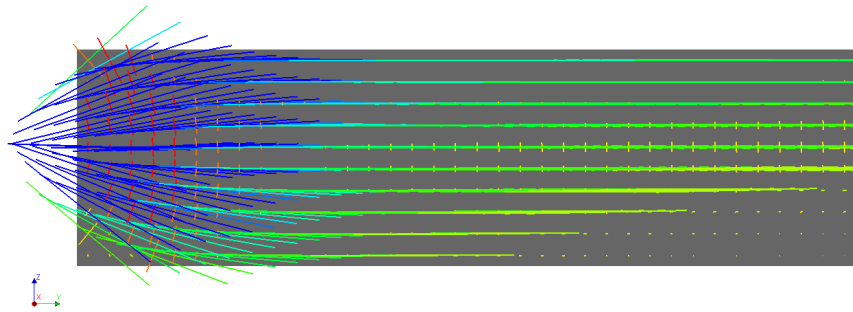
Figur 10.27: Spenninger i topp flens



Figur 10.28: Spenninger i bunn steg



Figur 10.29: Hovedspenninger i horisontalsnitt



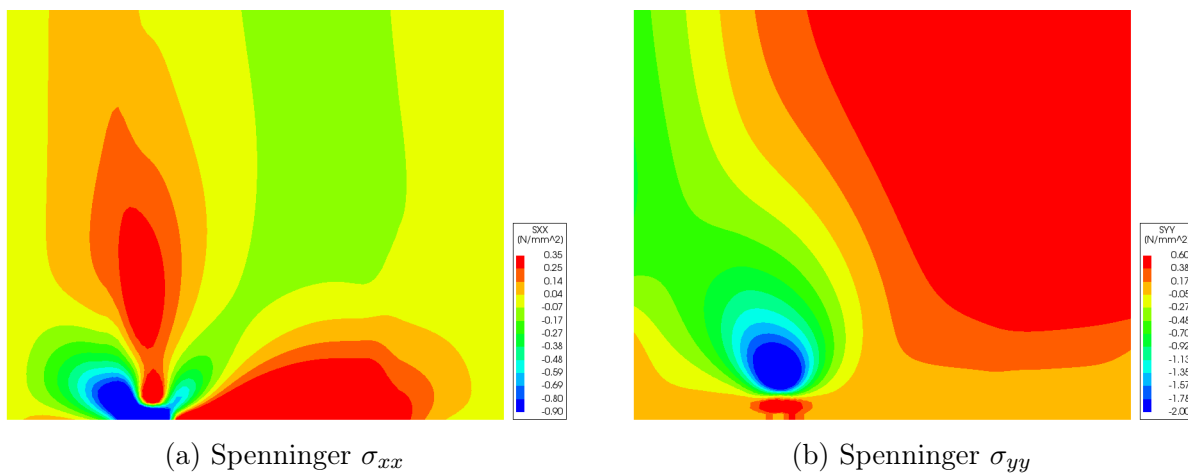
Figur 10.30: Hovedspenninger i vertikalsnitt

Ikke overraskende gir denne analysen et resultat som motsetter seg fra de tidligere resultatene der parabelen hadde negativ helning. Oppspenning vil i dette tilfelle medføre at betongen presses nedover når kabelen prøver å rette seg ut, og dette vil gi strekk i underkant og trykk i overkant av tverrsnittet.

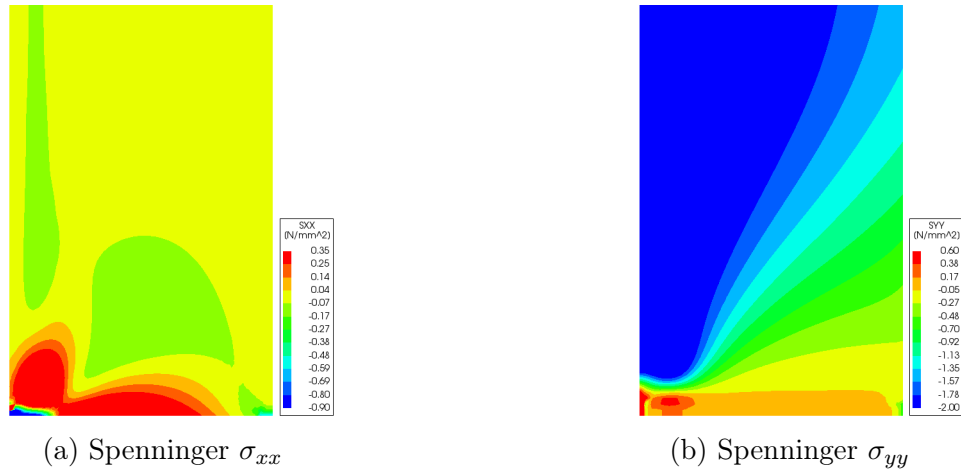
Hovedspenningene er vesentlig større i flensen enn steget, og strekkspenningene blir følgelig større i flensen.

### 10.4.5 Analyse 5: Eksentrisk plassert spennkabel

Spennkabelen i analysen er den samme som ble presentert i kapittel 10.4.2. Kabelen er plassert 500 mm fra kanten av steget og representerer dermed den ytterste kabelen i et spennsystem.



Figur 10.31: Spenninger i topp flens



Figur 10.32: Spenninger i bunn steg

Som tidligere forklart i kapittel 9.1 vil en eksentrisk plassert last gi strekkrefter langs randene på tverrsnittet. Ved å betrakte resultatet i figur 10.31b kommer det tydelig frem at det langsgående randstrekket i hovedsak oppstår i flensen. I likhet med en sentrert parabel vil også den eksentriske parabelen presse betongen oppover ved oppspenning og dermed gi strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet. Nå kombineres derimot denne effekten med krumming i  $xy$ -planet som følge av den eksentriske lasten. Randstrekket langs den tverrgående randen er fordelt gjennom hele tverrsnittet.

Tverrstrekket som oppstår bak forankringen fordeler seg ellers likt som for de sentriske parablene.

## 10.5 Drøfting

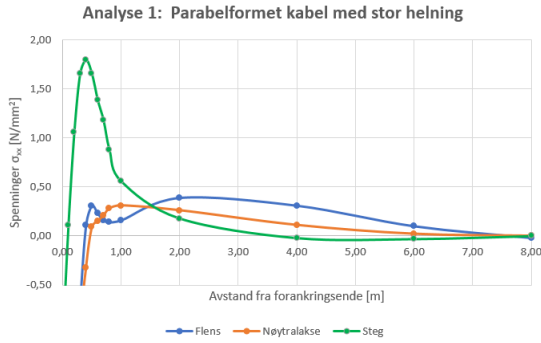
Resultatene i kapittel 10.4 viser en tydelig sammenheng mellom forankringslastens vinkel og spenningsbildet. Som tidligere forklart vil trykkraften fra forankringslasten fordele seg utover tverrsnittet i et forsøk på å oppnå konstant trykkspenning. Ved å betrakte hovedspenningene horisontalt og vertikalt er det mulig å danne et bilde av spenningenes forløp gjennom tverrsnittet. I analyse 1 vender forankringslasten nedover, og dette resulterer i store trykk- og strekkspenninger i steget. I analyse 4, der forankringslasten vender oppover, oppstår et motsatt tilfelle med store spenninger i flensen.

En forklaring til spenningbildet kan gjøres ved å trekke frem analyse 1 som eksempel. Trykkspenningene fordeler seg i en kjegleform fra lastens angrepslinje, og når lasten vender nedover vil dette føre til at kjeglen rettes ned mot steget. Trykkspenningene treffer dermed steget først, og steget blir dermed vesentlig større belastet enn flensen i området like bak lasten. Når trykkspenningene treffer steget fordeles de utover stegets bredde. Endringen i trykkspenningenes hovedretning medfører igjen at det oppstår strekk på tvers for å kompensere for spenningenes retningsendring. Etterhvert som trykkspenningene nærmer seg sidene på steget avtar det tverrgående strekket. Dette skjer som en følge av at trykkspenningene nærmer seg konstant, og at spenningsretningen nærmer seg parallell med steget (D-regionen går over til B-region). Flensen har vesentlig større bredde enn steget, og trykkspenningene må dermed føres lengre ut i tverrsnittet før de når konstant en spenningstilstand. Som et resultat får strekkspenningene større utbredelse i flensen. Dette samsvarer godt med teorien i kapittel 9.1, som viser til at D-regionens utbredelse avhenger av bredden på konstruksjonsdelen som betraktes.

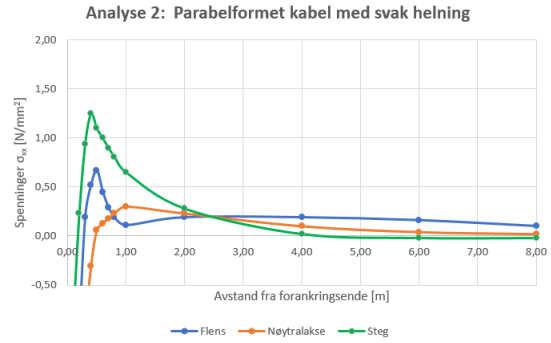
I kapittel 9.1 ble det forklart at det i området bak forankringen vil oppstå et tangentielt strekk. Disse tangentielle strekkspenningene kommer tydelig frem på hovedspenningsdiagrammene i området rundt lasten, både vertikalt og horisontalt.

Kabelens vertikale plassering har også vist seg å ha betydning for spenningsbildet. I analyse 1 og 2 oppstår det noe strekk i området bak forankringen. Tverrsnittet som blir betraktet er et T-tverrsnitt, og de utstikkende flensene medfører at nøytralaksen blir liggende i øvre halvdel av tverrsnittet. Ved forankring i nøytralaksen medfører dette at det oppstår strekkspenninger i flensen i området bak forankringen, selv i de tilfeller der lasten vender ned mot steget. Dette kommer også tydelig frem på vertikalsnittene i analyse 1 og 2.

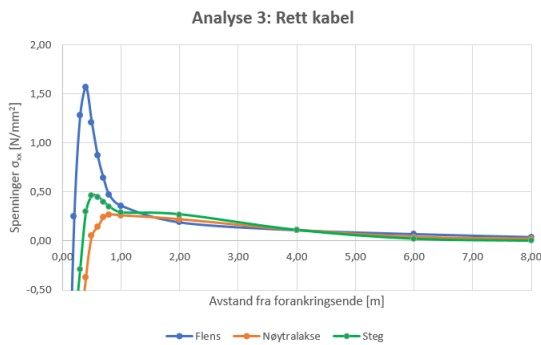
For å se hvor stort utslag lastens helning får for spenningsverdiene er det laget en grafisk fremstilling av spenningsfordeling over konstruksjonens lengde. Grafene er presentert i figur 10.33 og viser spenningene i topp flens, nøytralakse og bunn steg for et snitt gjennom senter av konstruksjonen.



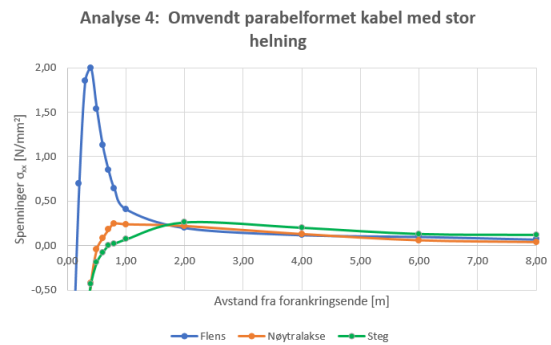
(a) Analyse 1: Stor negativ helning



(b) Analyse 2: Svak negativ helning



(c) Analyse 3: Rett kabel



(d) Analyse 4: Svak positiv helning

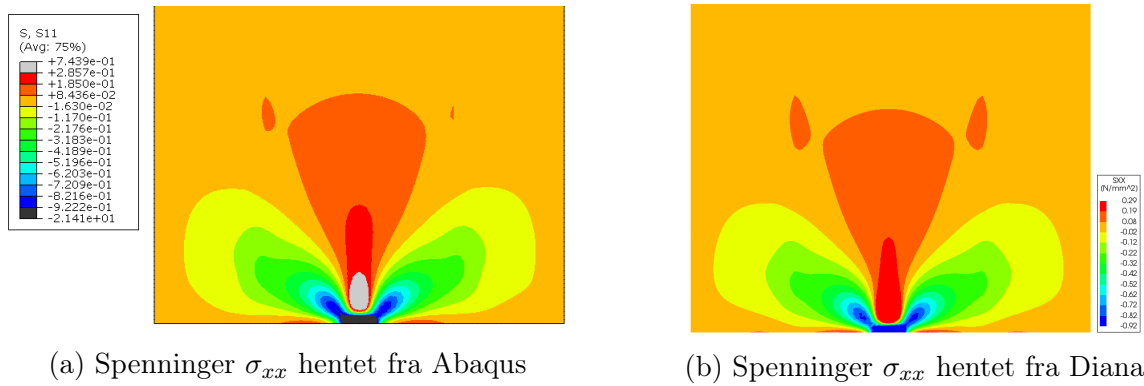
Figur 10.33: Fordeling av spenninger i tverretning ( $\sigma_{xx}$ ) over konstruksjonens lengde

Figur 10.33 viser at strekkspenningene i området bak forankringen er vesentlig større enn strekkspenningene som oppstår lenger ute i konstruksjonen. Som forklart tidligere skyldes dette de store trykkspenningene i området bak forankringen fører til store tangentielle strekkspenninger. Grafene viser små forskjeller i spenningsverdiene i den generelle sonen, med unntak av tilfelle der lasten har stor helning. Her opptrer det noe større spenninger i flensen enn steget i den generelle sonen. I nøytralaksen er spenningsfordelingen tilnærmet lik i alle analysene. Vinkelen kan dermed antas å ha liten effekt på spenningsfordelingen i nøytralaksen, men stor påvirkning på spenningsfordelingen i steg og flens i den lokale sonen.

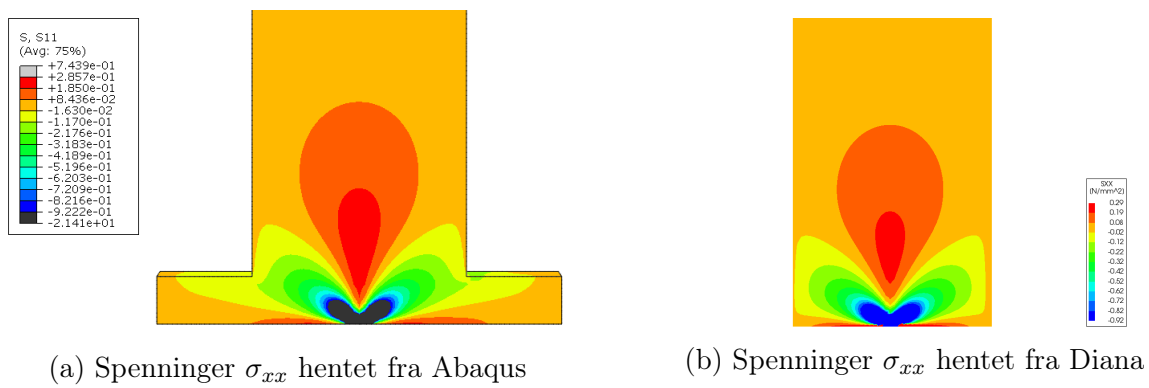
## 10.6 Sammenligning Abaqus og Diana

Som tidligere nevnt skal resultatet fra konsentrert last sammenlignes med resultatet for en rett spennkabel. Det er valgt å trekke frem spenningene i x-retning, og spenningene i y-retning i toppen av flensen. Ved å justere grenseverdiene i Diana slik at det samsvarer med verdiene i

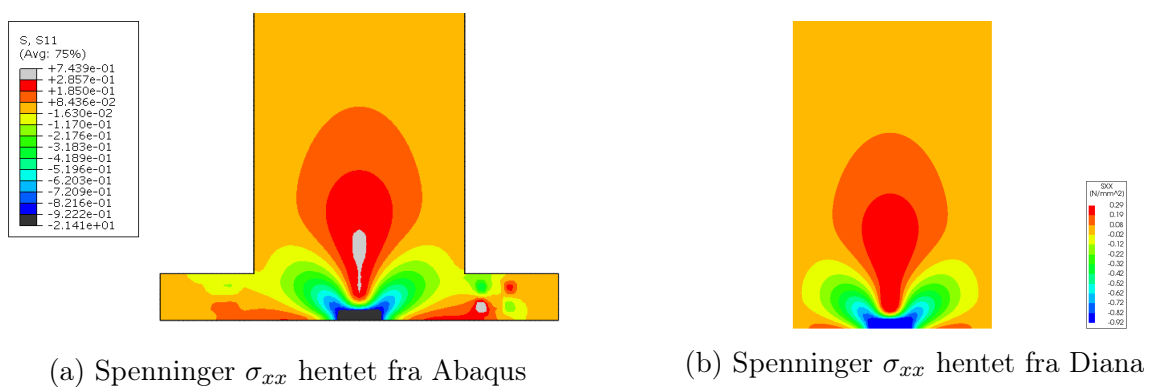
Abaqus, blir det enklere å sammenligne resultatene. I Abaqus blir områder med en spenning som ligger utenfor valgt grenseverdi grå eller svart avhengig av om det er trykk eller strekk.



Figur 10.34: Spenninger i topp flens

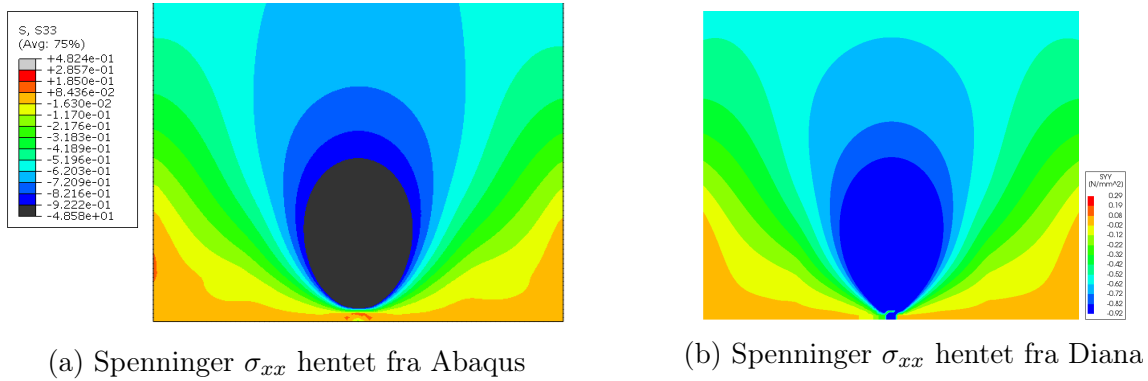


Figur 10.35: Spenninger i nøytralaksen



Figur 10.36: Spenninger i bunn steg





Figur 10.37: Spenninger i topp flens

De lokale effektene fra rett spennkabel i Diana samsvarer med effektene fra den konsentrerte lasten i Abaqus. Når kabelen er uninjisert behandler Diana de ekvivalente lastene som ytre last. For å undersøke de lokale effektene ved foranking av parabelformet spennarmering ville det antageligvis vært tilstrekkelig å modellere en konsentrert last med vinkel tilsvarende helningen på kabelen. Modellene er modellert uavhengig av hverandre, og det at de samsvarer med hverandre er også en verifikasjon på at modelleringen er riktig utført.

## 10.7 Oppsummering og konklusjon

Oppgaven har gått ut på å analysere og dimensjonere en etteroppspent betongbru, med fordypning i lokale effekter som følge av forankringslast. Hovedfokus har vært å sette seg inn i forskjellige beregningsmetoder, gjeldende regelverk og aktuelle analyseverktøy. Det er kontrollert om gitt geometri og spennsystem har tilstrekkelig kapasitet for tenkt bruksområde, i bruks- og bruddgrensetilstand.

Brua ble analysert med de viktigste lastene og lastkombinasjonene i rammeprogrammet NovaFrame, og resulterende diagrammer ble studert og verifisert. Det opprinnelige spennsystemet viste seg å gi større støttemoment som følge av full oppspenning enn moment som følge av egenlast. For å unngå at primærmomentene ble for store ble antall kabler i kabelgruppene redusert fra 6 til 4, og for å ha tilstrekkelig momentkapasitet ble antall tau i kabelen økt fra 12 til 15. Resultatene fra NovaFrame ble videre brukt til å kontrollere brua i brudd- og bruksgrensetilstand.

Kapasitetskontrollene ble i utgangspunktet utført med minimum slakkarmering, for deretter å øke armeringen ved behov. I bruddgrensetilstand var det tilstrekkelig med minimumsarmering for å ta moment- og skjærkrefter i lengderetning. Kapasiteten for torsjon var tilstrekkelig for trykkbrudd, men ved beregning av interaksjon mellom risstorsjonsmoment og skjær, viste det seg imidlertid å være nødvendig med økt armeringsareal i lengderetning. Nødvendig lengde og tverrarmering for torsjon ble beregnet og resulterte i en økning i lengdearmeringen fra  $\varnothing 20$  til  $\varnothing 25$ , i tillegg til at det ble lagt inn tverrarmering i form av omsluttende bøylar. Et forenklet statisk system ble benyttet til å finne opptredende krefter i tverretning. Opptredende moment viste seg å være mindre enn momentkapasiteten, men tverrsnittet hadde ikke tilstrekkelig kapasitet til å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens. En bedre løsning hadde vært å øke flensens tykkelse inn mot steget, noe som er ganske vanlig.

I bruksgrensetilstand er brua kontrollert opp mot spenningsbegrensningene gitt under punkt 7.2 i EK2-1-1, i både lengderetning og tverretning. Spenningene i karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende lastkombinasjon er kontrollert. Konstruksjonen forblir uopprikket i lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende, men risser opp i alle kontrollsnitt, i begge retninger, i karakteristisk lastkombinasjon. Da det ikke er rissviddebegrensninger i denne lastkombinasjonen var det ikke nødvendig å beregne rissvidder i verken lengderetning eller tverretning. Kontrollerte likevel kravet for trykkavlastning, ettersom dette kravet handler om at spennarmeringen skal ligge i trykksone. Alle beregnede spenninger er innenfor gitte krav, og spennarmeringen ligger i trykksone i tverrsnittet. Brua

har tilstrekkelig kapasitet i bruksgrensetilstanden.

Fordypningsdelen innebar å se nærmere på de lokale effektene som oppstår ved konsentrerte laster i form av oppspenning av spennkabler. Konsentrerte laster i betong kan føre til regioner med diskontinuitet, der ordinær bjelketeori ikke lenger gjelder. Det vil her oppstå strekkspenninger i form av spalte- og randstrekk. Målet har vært å betrakte fordelingen av disse spenningene ved bruk av FEM-analyse. Hvordan armeringen burde plasseres for å ta opp spalte- og randstrekk er imidlertid ikke undersøkt i denne oppgaven, da studentene har lite erfaring med hvordan dette gjøres i praksis.

Som elementmetodeprogram ble Abaqus valgt innledningsvis. Modellering av spennarmering i Abaqus skulle vise seg å bli svært omfattende, og forankringslasten ble derfor modellert i form av en konsentrert flatelast med utbredelse tilsvarende forankringsarealet. Programmet DIANA ble så benyttet for å modellere de faktiske spennkablene med påført oppspenningslast. I modelleringen ble det samme tverrsnittet fra tidligere i oppgaven betraktet, og modellen ble forenklet til å kun omhandle ett enkelt spenn. Spennkablene ble i DIANA lagt inn med ulik geometri, som igjen påvirket vinkelen på lasten. Det ble kun lagt inn én spennkabel, da det viste seg å kreve mer enn tilgjengelig prosessorkraft ved modellering av flere spennkabler. Spennkabelen ble også plassert eksentrisk i forhold til senterlinjen av tverrsnittet for å se hvordan plasseringen påvirker spenningsbildet.

I resultatene fra analysene viste det seg at spennkabelens kurvatur hadde stor betydning for spenningsbildet. Trykkfeltet viste seg i hovedsak å følge angrepslinjen til lasten, noe som medførte store strekkspenninger i komponenten lasten var orientert mot i den lokale sonen. I den generelle sonen var spenningene jevnere fordelt. Komponentenes bredde var avgjørende for utbredelsen av spenningene (avgrensning av D-regionen). Kabelens plassering i tverrsnittet viste seg også å være av betydning, og forankring i nøytralaksen av et T-tverrsnitt viste seg å gi noe strekkspenninger i flens for alle tilfellene.

En stor del av oppgaven har gått ut på anvendelse av nye og omfattende analyseprogrammer. Studentene har lagt ned mye tid på å bli kjent i programmene NovaFrame, Abaqus og Diana. I tillegg har studentene tilegnet seg praktisk kunnskap om prosjektering av betongkonstruksjoner og de problemstillingene som er relevante ved konstruksjon av denne type bruer.

# Referanser

- [1] Statens Vegvesen. *Håndbok N400: Bruprosjektering*. Vegdirektoratet. 2009.
- [2] Sintef Byggforsk. “Armeringskorrosjon 520.061”. I: *Byggforskserien* (2009). URL: <https://www.byggforsk.no/dokument/298/armeringskorrosjon>.
- [3] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1: 2004+ NA: 2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008.
- [4] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner*. Tapir akademisk forlag, 2010.
- [5] Jan Vincent Thue (NTNU). “Armeringsstål”. I: *Store Norske Leksikon* (2009). URL: <https://snl.no/armeringsstal>.
- [6] Håvard Johansen. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. Vegdirektoratet. 2017.
- [7] Statens Vegvesen. *Håndbok R412: Bruklassifisering*. Vegdirektoratet. 2009.
- [8] Statens Vegvesen. *Håndbok V440: Bruregistrering*. Vegdirektoratet. 2009.
- [9] Standard Norge. *NS-EN 1991-2: 2003+ NA: 2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer*. 2010.
- [10] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5: 2003+ NA: 2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning*. 2008.
- [11] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4: 2005+ NA: 2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster*. 2009.
- [12] “Kryp”. I: *Store Norske Leksikon* (2009). URL: <https://snl.no/kryp>.
- [13] BBR. *BBR VT CONA CMI BT: Internal Post-tensioning System with 02 to 61 strands, ETA-09/0286*. 2013.
- [14] AS Spenneteknikk. *BBR VT CONA Multi spenntausystem*. 2015.
- [15] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2016.
- [16] Per Kristian Larsen. *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*. Tapir Akademisk Forlag. 2004.
- [17] Dr. Ing A. Aas Jakobsen AS. *User’s Guide: NovaFrame version 5*. 2011.

- [18] Per Kristian Larsen. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. Tapir Akademisk Forlag, 2007.
- [19] *Formelsamling, TKT4220, Betongkonstruksjoner 2*. Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet. 6.10.2015.
- [20] Standard Norge. *NS-EN 1992-2: 2005+ NA: 2010: Eurokode 2: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer*. 2010.
- [21] Adolf Pucher. *Einflubfelder elastischer Platten/Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer-Verlag, 2013.
- [22] Norsk Betongforening. *Norsk Betongforening publikasjon nr. 6: Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*. 1978.
- [23] *Formelsamling, TKT4175, Betongkonstruksjoner 1*. Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet. 6.10.2015.
- [24] Elin Holsten Strand og Ann-Kristin Kaldbekkdalen. "Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru". Masteroppg. Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, 2014.
- [25] Håvard Johansen. *Lokale effekter ved kabelforankringer*. Vegdirektoratet. 2016.
- [26] P. Rogowsky D. M. & Marti. *Detailing for post-tensioned*. 1991.
- [27] C.H. Goodchild, J. Morrison og R.L. Vollum. *Strut-and-tie Models*. MPA The Concrete Centre. 2014.
- [28] *Betongelementboken Bind B: Austivning og kraftoverføring*. Betongelementforeningen. 2016.
- [29] Fritz Leonhardt. *Vorlesungen über Massivbau, Zweiter Teil; Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer-Verlag, 1975.
- [30] Kjell Magne Mathisen. "TKT4192, Elementmetoden i styrkeanalyse". I: 2016.
- [31] Robert D. Cook mfl. *Concepts and applications of finite element analysis*. 4th edition. John Wiley & Sons. Inc., 2002.
- [32] Gerd-Jan Schreppers. "Embedded Reinforcement". Diana FEA BV, 2015. URL: <https://dianafea.com/content/DIANA-White-Papers>.
- [33] DIANA FEA. *User's manual - Release 10.1*. 2016.
- [34] *Solid Elements: Overview*. 2017. URL: <http://www.colorado.edu/engineering/CAS/courses.d/AFEM.d/AFEM.Ch08.d/AFEM.Ch08.pdf>.

- [35] *Eight-node brick element (C3D8 and F3D8)*. 2014. URL: [http://web.mit.edu/calculix\\_v2.7/CalculiX/ccx\\_2.7/doc/ccx/node26.html](http://web.mit.edu/calculix_v2.7/CalculiX/ccx_2.7/doc/ccx/node26.html).
- [36] Eric Q. Sun. *Shear locking and hourglassing in MSC Nastran, ABAQUS and ANSYS*. 2006. URL: [https://web.mscsoftware.com/events/vpd2006/na/%20presentations/tech\\_papers/27.pdf](https://web.mscsoftware.com/events/vpd2006/na/%20presentations/tech_papers/27.pdf).

# Vedleggsliste

Vedlegg A	Oppgavetekst
Vedlegg B	Minimumsarmering
Vedlegg C	Betongens alder ved oppspenningstidspunktet
Vedlegg D	Temperturlastberegning
Vedlegg E	Vindlastberegning
Vedlegg F	Kryptall
Vedlegg G	Svinntøyning
Vedlegg H	Tidsavhengig tap av spennkraft
Vedlegg I	Verifikasjon av egenlast
Vedlegg J	Effektiv flensbredde
Vedlegg K	Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand
Vedlegg L	Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand
Vedlegg M	Trykkavlastning
Vedlegg N	Armeringstegning
Vedlegg O	Diagrammer fra DIANA
Vedlegg P	Spenningsverdier fra DIANA

# Vedlegg A

KT6003 Prosjektering av bruer 1 høsten 2016

## Prosjektoppgave

### Innledning

Ei planlagt plaststøpt og etteroppspent bjelke/platebru skal analyseres og dimensjoneres i henhold til gjeldende regelverk. Brulengden er  $1,0 + 20,0 + 25,0 + 19,0 + 1,0 = 66,0$  meter (1,0 meter utstikk forbi landkaraksene på begge ender). Tverrsnittet er konstant, med føringsbredde 8,5 meter, bjelkedel bredde 4,5 meter, tverrsnittshøyde i bjelkedelen 1,0 meter og vingetykkelse 0,3 meter.

Spennarmeringen er satt sammen av to kabelgrupper med 6 kabler i hver gruppe. Lengdesnitt og tverrsnitt med spennkabler i endefelt og ved opplegg er vist i vedlagte figur. Antatt/foreslått kabelføring er også vist.

### Forutsetninger

#### Utførelse

Overbygningen forutsettes utført i én støp med forskaling på reis fra bakken.

De som ønsker (frivillig), kan regne med følgende tre byggefaser:

1. Første etappe:  $1,0 + 20,0 + 4,0 = 25,0$  meter fra venstre bruende til 4,0 meter forbi akse 2
2. Andre etappe: 25,0 meter fram til 5,0 meter forbi akse 3
3. Tredje etappe:  $14,0 + 1,0 = 15,0$  meter fram til høyre bruende

### Geometri og grensebetingelser

Forutsetninger:

- Brua er horisontal (ingen vertikalkurvatur) og rett (ingen horisontalkurvatur)
- Akse 1: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med sidestyling og fastholding i bruas lengderetning. Fugefri bruende med skjørt og vanger hengt på brua.
- Akse 2: Skivesøyle 4,5 m x 0,6 m, lengde 6 meter, monolittisk forbindelse
- Akse 3: Skivesøyle 4,5 m x 0,6 m, lengde 8 meter, monolittisk forbindelse
- Akse 4: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med sidestyling men uten fastholding i bruas lengderetning. Fuge mellom bruende og tradisjonelt landkar.
- Fundamentering på berg i alle akser

### Materialer

Forutsetninger:

- Betongkvalitet B45
- Slakkarmering B 500 NC

### Laster

Forutsetninger for egenvekter:

- Egenvekt for endeskjørt, vanger og endetverrbærer i akse 1 modelleres med følgende laster i akse 1:
  - vertikal konsentrert last på -400 kN (nedover)
  - konsentrert moment på 600 kNm (rotasjon som løfter brua)
- Egenvekt for endetverrbærer i akse 4 neglisjeres
- Super-egenvekt (slitelag, kantdragere og rekkverk) modelleres som sentrisk last 40 kN/m



Forutsetninger for temperatur:

- Temperatur-virkninger:  $T_{\max} = 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{\min} = -28 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Forutsetninger for vindlaster:

- Brua ligger i Trondheim kommune i Sør-Trøndelag
- Retningsfaktor, sesongfaktor og nivåfaktor settes lik 1,0 ( $C_{dir}$ ,  $C_{season}$ ,  $C_{alt} = 1,0$ )
- Returperiode i ferdigtilstand settes lik 50 år ( $C_{prob} = 1,0$ )
- Terrengformfaktor,  $c_0(z) = 1,0$
- Overbygningens høyde over terreng,  $z = 10 \text{ m}$
- Terrengruhetskategori II
- Vindturbulens,  $k_1 = 1,0$
- Total bruplatebredde inkl kantdragere,  $b = 9,5 \text{ m}$
- Vindlast på søyler neglisjeres

### Spennarmering

Spennarmering med 12 stk 150 mm<sup>2</sup> tau pr kabel antas brukt. Aktuelle systemer kan være for eksempel Dywidag (DSI), Cona CMI BT (BBR VT) eller VSL. Data/forutsetninger finnes i relevante ETA'er, for eksempel ETA-09/0286 (BBR).

ETA-ene finnes på leverandørens nettsider. Google-søk med titlene fører som regel fram.

Kablenes/forankringenes plassering er antydnet i vedlagte figur.

I analysen kan kabler samles i grupper i CL bru.

Kabelgruppe 1 spennes opp ved akse 1 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Kabelgruppe 2 spennes opp ved akse 4 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Låsetapet ved aktiv forankring settes lik 6 mm.

Det forutsettes brukt kabelrør med diameter 90 mm, og minimum trykkfasthet for betongen ved oppspenning settes lik 32 MPa (sylinder) / 40 MPa (terning).

Ved utførelse i tre etapper forutsettes kabelføring tilpasset byggefasene.

### Miljø

Eksponeringsklasser: XD1 for overside, XC3 for underside.

## Oppgaver

### Oppgave 1: Prosjekteringsgrunnlag

(a) Lag en summarisk oversikt over nødvendige grunnlagsdokumenter, inkludert standarder, håndbøker, ETA'er osv. Gi en kort presentasjon av analyseprogrammet som benyttes.

(b) Bestem dimensjonerende materialeegenskaper for både betong, slakkarmering og spennarmering. Kartlegg viktige forutsetninger vedr kryp og svinn for betongen.

(c) Bestem viktige forutsetninger for valgt spennsystem, inkludert parametere for spennkrafttap, minimum senteravstander og kantavstander for kabelforankringene, oppspenningskraft mm.

(d) Bestem minimumsarmering (slakkarmering) for tverrsnittet. Velg (innledende) lengdearmering med senteravstand 150 mm slik at kravet til minimumsarmering er tilfredsstilt.

(e) Bestem nødvendig overdekning, og vis plassering av slakkarmering og spennarmering, samt kabelforankringer, i tverrsnittet.

(f) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra trafikklast.

(g) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra temperaturlaster.

(h) Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra vindlaster på bru uten trafikk og på bru med trafikk.

(i) Bestem dimensjonerende lastkombinasjoner.

## Oppgave 2: Analyse

(a) Etabler analysemodell for brua. Bestem effektiv flensbredde for alle deler av brua og vurder hvordan eventuelt varierende flensbredder skal modelleres.

(b) Vis hvordan alle forutsetninger vedrørende både geometri, grensebetingelser, materialer, laster, lastkombinasjoner og spennarmering er ivaretatt og implementert i analysen.

(c) Verifiser viktige resultater for alle viktige lasttilfeller, delkombinasjoner og dimensjonerende lastkombinasjoner. Nevn kort hvilke forhold som *ikke* er ivaretatt eller modellert eksakt i analysen, og vurder om unøyaktighetene har vesentlig betydning for resultatene.

(d) Kontroller om SLS-krav om trykkavlastning er tilfredsstilt. Dersom kravet ikke er tilfredsstilt, øk spennarmeringsmengdene (antall tau pr kabel) og kjør analysen på nytt.

(e) Presenter og forklar de viktigste analyseresultatene (krefter/moment) ved diagrammer og tabeller.

## Oppgave 3: Tverrsnittskontroll

(a) Kontroller ved håndregning tverrsnittets momentkapasitet (ULS) i endefelt akse 1-2 (snitt A) og/eller 3-4 (snitt C) og ved opplegg akse 3 (snitt B). Regn med spennarmeringen som bidrag til tverrsnittets kapasitet (indre motstand). Kontroller kapasiteten mot dimensjonerende (opptredende) momenter for ULS uten forspenningens primær-effekter.

(b) Vis at tverrsnittene kontrollert i (a) er underarmerte.

(c) Kontroller ved håndregning tverrsnittets skjærkapasitet (ULS) ved opplegg akse 3. Finn ut om skjærarmering (bøyler) er nødvendig, og bestem eventuelt nødvendig bøylearmering og nødvendig tillegg i lengdearmering.

(d) Kontroller ved håndregning tverrsnittets torsjonskapasitet (ULS) ved opplegg akse 3. Bestem eventuell nødvendig tverrarmring (bøyle rundt bjelkedelen av tverrsnittet) og tillegg i lengdearmering.

(e) Kontroller betongens kapasitet for skjær-trykk for kombinert skjær og torsjon.

(f) Kontroller ved håndregning trykkavlastning (snitt A) og rissvidder (snitt A og B).

#### **Oppgave 4: Diverse kontroller – frivillig**

De som ønsker kan dokumentere følgende kontroller:

- a) Skiveskjær i flenser og lastvirkninger i bruas tverretning; dimensjonering av tverrarmring i bruvingenes innspenning
- b) Kontroll av lokale krefter over lagre og ved spennarmeringsforankringer
- c) Dimensjonering av søyler, inkludert vurdering av knekk lengder/slankhet og 2. ordens tilleggs momenter

De som regner med byggefaser kan kontrollere overbygningens kapasitet i oppspenningstilstanden, dvs med spennarmeringen på trykksida.

#### **Praktiske detaljer**

Praktiske detaljer for besvarelsen:

- Oppgavene skal besvares fullstendig – men mest mulig kortfattet
- Oppgavene skal besvares i samme rekkefølge som oppgaveteksten; oppgave 1 (a) > (b) osv
- Besvarelsen skal leveres digitalt i én samlet fil (pdf) med epost til: [havard.johansen@vegvesen.no](mailto:havard.johansen@vegvesen.no)
- Skannede håndskrevne sider aksepteres hvis teksten er godt lesbar
- Innlevert pdf skal ha fortløpende sidenummerering (kan legges inn helt til slutt)

Oppgave 1 og 2 skal leveres innen **tirsdag 27. september kl 14.30**.

Løsningsforslag for analysen vil deretter bli delt ut og gjennomgått.

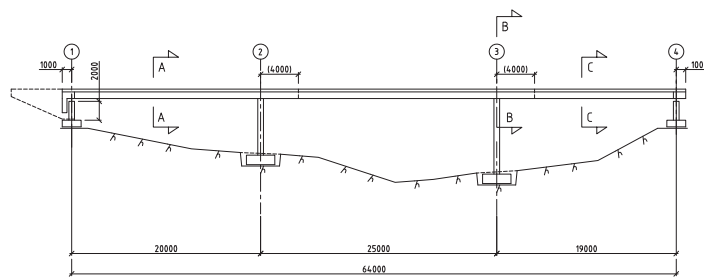
Oppgave 3 (og eventuelt oppgave 4) skal leveres innen **tirsdag 25. oktober kl 15.30**.

Arbeidet med oppgave 3 kan baseres på løsningsforslag for oppgave 1 og 2.

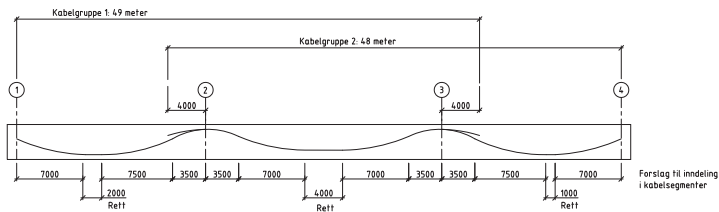
**Alle besvarelser må leveres innen fristen for å bli vurdert.**

**Flere studenter kan samarbeide om arbeidet med prosjektoppgaven, men alle må levere selvstendig og egenprodusert besvarelse.**

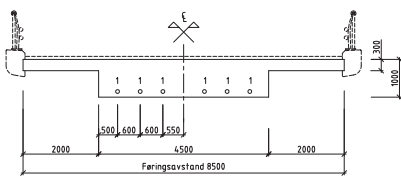
KT6003 Prosjektering av bruer 1 høsten 2016 - Prosjektoppgave



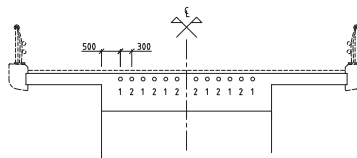
Lengdesnitt



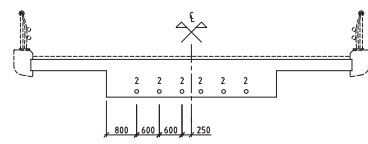
Spennarmering



Snitt A - endefelt 1-2



Snitt B - akse 3



Snitt C - endefelt 3-4

## Vedlegg B: Minimumsarmering

### 1. Lengdearmering (NS-EN 1992-1-1, NA.9.2.1.1)

Antar i første omgang  $\varnothing 20$  for armering i topp og bunn.

$$\begin{aligned} b_{uk} &:= 4500 \text{ mm} & b_{ok} &:= 8500 \text{ mm} & h &:= 1000 \text{ mm} \\ c_{nom.uk} &:= 65 \text{ mm} & c_{nom.ok} &:= 75 \text{ mm} & \varnothing &:= 20 \text{ mm} & cc &:= 150 \text{ mm} \\ f_{yk} &:= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{ctm} &:= 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & A_{\varnothing 20} &:= \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 314.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### 1.1 Bunn tverrsnitt:

$$d_{uk} := h - c_{nom.uk} - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 905 \text{ mm}$$

$$A_{s,min.uk} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_{uk} \cdot d_{uk}, 0.0013 b_{uk} \cdot d_{uk}\right) = 8047.3 \text{ mm}^2 \quad (NA.9.1N)$$

Minste armeringsareal per lengdeenhet:

$$\frac{A_{s,min.uk}}{b_{uk}} = 1788.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall jern c150:

$$n_{uk} := \text{ceil}\left(\frac{b_{uk} - 2 c_{nom.uk}}{cc}\right) = 30$$

$$A_{s.uk} := n_{uk} \cdot A_{\varnothing 20} = 9424.78 \text{ mm}^2 \quad A_{s.uk} > A_{s,min.uk} \quad \text{OK}$$

Armeringsareal per lengdeenhet:

$$\frac{A_{s.uk}}{b_{uk}} = 2094.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger 30 $\varnothing$ 20c150

## Vedlegg B: Minimumsarmering

### 1.2 Topp tverrsnitt:

$$d_{ok} := h - c_{nom.ok} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 895 \text{ mm}$$

Minimumsarmering i topp av tverrsnitt

$$A_{s,min.ok} := \max \left( 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_{ok} \cdot d_{ok}, 0.0013 b_{ok} \cdot d_{ok} \right) = 15032.4 \text{ mm}^2 \quad (NA.9.1N)$$

Minimum armering per lengdeenhet:

$$\frac{A_{s,min.ok}}{b_{ok}} = 1768.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antall jern c150 innenfor effektiv flensbredde:

$$n_{ok} := \text{ceil} \left( \frac{b_{ok} - 2 c_{nom.uk}}{cc} \right) = 56$$

$$A_{s.ok} := n_{ok} \cdot A_{\emptyset 20} = 17592.9 \text{ mm}^2 \quad A_{s.ok} > A_{s,min.ok} \quad \text{OK}$$

$$\frac{A_{s.ok}}{b_{ok}} = 2069.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger å legge 50 $\emptyset$ 20c150

### **2. Tverrarmering (NS-EN 1992-1-1, NA.9.3.1.1)**

Tverrarmeringen må i henhold til 9.3.1.1(2) utgjøre minst 20% av hovedarmeringen. Velger lik armering som hovedarmering,  $\emptyset$ 20c150 i både bunn og topp:

$$A_{s,tverr} := \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm} \cdot 0.5)^2}{150 \text{ mm}} = 2094.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

### **3. Skjærarmering (NS-EN 1992-1-1, 9.2.2(5)/NA.9.2.2(5))**

$$f_{ck} := 45 \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^2$$

$$\rho_{w,min} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1.3416 \cdot 10^{-3} \quad (NA.9.5N)$$

Antar vertikal skjærarmering som danner 90 grader med lengdeaksen.

$$\alpha := 90^\circ$$

$$\rho_{w,min} \cdot b_{uk} \cdot \sin(\alpha) = 6037.38 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \left( \frac{A_{sw,min}}{s} \right) \quad (9.4)$$

## Vedlegg B: Minimumsarmering

$$h' := h - c_{nom.ok} - c_{nom.uk} - 2 \varnothing - \varnothing = 800 \text{ mm}$$

Største senteravstand mellom bøyer i lengderetningen:

$$S_{b,max} := 0.6 h' \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 480 \text{ mm} \quad (NA.9.7N)$$

Største senteravstand mellom bøyer i tverretningen:

$$S_{t,max} := \min(h', 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm} \quad (NA.9.8N)$$

Da brua er en mellomting mellom en bjelke og en plate bør krav til senteravstand også tilfredstille kravene for plate:

Største senteravstand mellom bøyer i lengderetningen:

$$S_{max} := 0.75 \cdot d_{uk} \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 678.8 \text{ mm} \quad (9.9)$$

Største senteravstand mellom bøyer i tverretningen:

$$S_{max} := 1.5 \cdot d_{uk} = 1357.5 \text{ mm} \quad (9.3.2(5))$$

Velger  $\varnothing 16c600$  i tverretningen slik at bøyene kan legges inntil lengdearmeringen som har senteravstand 150 mm. Det gir følgende antall bøyer:

$$cc := 600 \text{ mm} \quad \varnothing := 16 \text{ mm} \quad A_{\varnothing 16} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$n_{bøyer} := \text{ceil}\left(\frac{b_{uk} - 2 c_{nom.uk}}{cc}\right) = 8 \quad (\text{Rundes opp til nærmeste heltall bøyer})$$

Totalt areal av armeringen i tverretningen:

$$A_{sw} := n_{bøyer} A_{\varnothing 16} = 1608.5 \text{ mm}^2$$

Nødvendig senteravstand i lengderetningen:

$$s_{nødv} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_{uk} \cdot \sin(\alpha)} = 266.4 \text{ mm} \quad s := 250 \text{ mm}$$

Velger  $\varnothing 16$  stående bøyer med senteravstand 600 mm i tverretningen. Disse plasseres med en senteravstand på 250 mm i lengderetningen.

Kontroll av skjærarmeringen:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 6434 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \rho_{w,min} \cdot b_{uk} \cdot \sin(\alpha) = 6037.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \left(\frac{A_{sw,min}}{s}\right) \quad \text{OK}$$

## Vedlegg C: Betongens alder ved oppspenningstidspunktet

Beregninger er gjort i henhold til EK2-1-1, 3.1.2

Minimum sylindertykkfasthet for betong ved oppspenning:

$$f_{ck,t} := 32$$

Middelverdi av betongens minimum sylindertykkfasthet ved oppspenning:

$$f_{cm,t} := f_{ck,t} + 8 = 40 \quad (\text{Tabell 3.1})$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet etter 28 døgn:

$$f_{cm} := 53 \quad (\text{Tabell 3.1})$$

For sement klasse N:

$$s := 0.25$$

$$\beta_{cc}(t_0) := \exp\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_0}\right)^{0.5}\right)\right) \quad (3.2)$$

$$f_{cm,t} = \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cm} \xrightarrow{\text{solve}, t_0} 6.1969013627526739362$$

Setter oppspenningstidspunkt til 7 døgn

$$t_0 := 7$$

$$f_{cm,t} := \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cm} = 41.3 \quad (3.1)$$

Betongens sylindertykkfasthet etter 7 døgn:

$$f_{ck,t} := f_{cm,t} - 8 = 33.3 \quad (3.1.2(5))$$



## Vedlegg D: Temperaturlastberegning

### Temperaturlast ihht. EK1-1-5

Øvre representative lufttemperatur:  $T_{max} := 34 \text{ }^\circ\text{C}$  (Oppgitt i oppgaveteksten)

Nedre representative lufttemperatur:  $T_{min} := -28 \text{ }^\circ\text{C}$

Platebru er *Type 3* ihht. NA.6.1.1(1)

### Jevnt fordelt temperaturandel

Brutemperaturer:  $T_{e,min} := T_{min} + 8 \text{ }^\circ\text{C} = -20 \text{ }^\circ\text{C}$  *Figur NA.6.1*

$$T_{e,max} := T_{max} - 3 \text{ }^\circ\text{C} = 31 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} := 31 \text{ }^\circ\text{C}$$

Initialtemperaturen:  $T_0 := 10 \text{ }^\circ\text{C}$  *NA.A.1(3)*

Karakteristisk verdi for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for jevnt fordelt brutemperaturandel:

$$\Delta T_{N.con} := T_{e,min} - T_0 = -30 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{NA. 6.1.3.3}$$

Karakteristisk verdi for maksimalt temperaturekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel:

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e,max} - T_0 = 21 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{NA. 6.1.3.3}$$

### Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Lineært varierende temperaturdifferanseandel:

Overside varmere enn underside:  $\Delta T_{M.heat} := 15 \text{ }^\circ\text{C}$  *Tabell NA.6.1*

Underside varmere enn overside:  $\Delta T_{M.cool} := 8 \text{ }^\circ\text{C}$

*Tabell NA.6.1 Merknad 2: Verdiene gjelder for vegbruer med et belegg med tykkelse lik 50 m, hvis ikke dette er tilfelle må verdiene multipliseres med en faktor  $k_{sur}$ . Antar at brua har et belegg med tykkelse lik 100 mm.*

Overside varmere enn underside:  $k_{sur,1} := 0.7$  *Tabell NA.6.2*

## Vedlegg D: Temperaturlastberegning

Underside varmere enn overside:  $k_{sur.2} := 1.0$

### **Endelig vertikalt lineært varierende temperaturandel**

Overside varmere enn underside:  $\Delta T_{M.heat} := 10.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

Underside varmere enn overside:  $\Delta T_{M.cool} := 8 \text{ } ^\circ\text{C}$

### **Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser**

$$\omega_N := 0.35 \qquad \text{NA.6.1.5(1)}$$

$$\omega_M := 0.75$$

$$\text{Kombinasjon nummer 1:} \qquad \Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 17.85 \text{ } ^\circ\text{C} \qquad (6.3)$$

$$\text{Kombinasjon nummer 2:} \qquad \Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 15.35 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 3:} \qquad \Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con} = -2.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4:} \qquad \Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con} = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

*$^\circ\text{C}$  kan ikke multipliseres med en faktor, må derfor gjøres om til  $\Delta^\circ\text{C}$*

$$\Delta T_{M.heat} := 10.5 \text{ } \Delta^\circ\text{C} \qquad \Delta T_{N.exp} := 21 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M.cool} := 8 \text{ } \Delta^\circ\text{C} \qquad \Delta T_{N.con} := -30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4:} \qquad \omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.exp} = 28.875 \text{ } ^\circ\text{C} \qquad (6.4)$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4:} \qquad \omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.con} = -22.125 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4:} \qquad \omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.exp} = 27 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nummer 4:} \qquad \omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.con} = -24 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Novaframe finner den kombinasjonen som er ugunstigst

## Vedlegg E: Vindlastberegninger

### Gitt data:

Retningsfaktor:  $c_{dir} := 1.0$

Sesongfaktor:  $c_{season} := 1.0$

Nivåfaktor:  $c_{alt} := 1.0$

Returperiode i ferdigtilstand (50 år):  $c_{prob} := 1.0$

Terrengformfaktor:  $c_0 := 1.0$

Terrengruhetskategori 2

Overbygningens høyde:  $z := 10 \text{ m}$

Vindturbulens  $k_1 := 1.0$

Total bruplatebredde:  $b := 9.5 \text{ m}$

Brua ligger i Sør-Trøndelag kommune i Trondheim.

### Vindlastberegninger ihht. EK1-1-4

EK1-1-4 8.2 (1) Merknad 3: "Dynamiske beregninger utelates dersom bruas spennvidde er mindre enn 40m." VI har et maksimalt spenn på 25m og kan derfor se bort ifra dynamiske respons.

Referansevindhastigheten i Sør-Trøndelag:

$$v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Tabell NA.4(901.1)}$$

Lufttettheten:

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{NA.4.5 (1)}$$

Basisvindhastigheten:

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{NA.4.1})$$

$$z_{min} := 4 \text{ m} \quad \text{Tabell NA.4.1} \\ (\text{Terrengruhetskategori 2})$$

$$k_r := 0.19$$

$$z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$z_{maks} := 200 \text{ m} \quad \text{EC1-1-4 4.3.2}$$

## Vedlegg E: Vindlastberegning

Z er større enn  $z_{\min}$  og mindre enn  $z_{\max}$ , bruker derfor formelen:

Turbulensintensiteten: 
$$I_v := \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.189 \quad (4.7)$$

Ruhetsfaktor: 
$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.007 \quad (4.4)$$

Stedsvindhastigheten: 
$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 26.2 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

Toppfaktor: 
$$k_p := 3.5 \quad NA.5(1)$$

### ***Vindlast på bru uten trafikklast***

Vindhastighetstrykket: 
$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = 993.8 \text{ Pa} \quad (NA 4.8)$$

Basisvindhastighetstrykket: 
$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422.5 \text{ Pa} \quad (4.10)$$

Eksponeringsfaktor: 
$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.35 \quad (4.9)$$

$$d_{tot} := 1 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 1.6 \text{ m} \quad \text{Tabell 8.1}$$

$$L := 1$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = 5.938 \quad \text{Figur 8.3}$$

Kraftfaktor for  
vindpåvirkninger på brudekker i  
x-retning:

$$c_{fx,0} := 1.3 \quad 8.3.1(1) \text{ Merknad 2}$$

$$c_{f,x} := c_{fx,0} \quad (8.1)$$

Referansearealet: 
$$A_{ref,x} := L \cdot d_{tot} = 1.6 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad \text{Figur 8.3}$$

Vindlastfaktor: 
$$C := c_e \cdot c_{f,x} = 3.058 \quad 8.3.2(1)$$

## Vedlegg E: Vindlastberegning

Kraft i x-retning: 
$$F_{WX} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = 2.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.2)$$

kraft i y-retning: 
$$F_{WY} := 0.25 \cdot F_{WX} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad NA.8.3.4(1)$$

Kraftfaktor for vindpåvirkninger på brudekker i z-retning: 
$$c_{f,z} := 0.9 \quad NA.8.3.3(1)$$

Vindlastfaktor: 
$$C := c_{f,z} \cdot c_e = 2.117 \quad 8.3.3(1)$$

$$A_{ref,z} := b \cdot L = 9.5 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad (8.3)$$

Kraft i z-retning 
$$F_{WZ} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} = 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eksentrisitet: 
$$e := \frac{b}{4} = 2.38 \text{ m} \quad 8.3.3(5)$$

Kraften i z-retning plasseres i en avstand på 2.375m fra bruens midtpunkt.

$$v_s := v_m$$

Vindkasthastigheten: 
$$v_p := v_s \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} = 39.9 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

### ***Vindlast på bru med trafikklast***

8.1(4): Ved vurdering av samtidig vegtrafikk og vind, bør kombinasjonsverdien  $\psi_0 F_{w,k}$  for vindpåvirkningen på brua og kjøretøyene begrenses til en verdi  $F_w^*$ , som bestemmes ved å erstatte referansevindhastigheten  $v_{b,0}$  med  $v_{b,0}^*$ .

NA.8.1(4) " Vindhastigheten  $v_{b,0}^*$  og tilhørende vindfelt bestemmes slik at vindkasthastigheten ved kjørebansens høyeste punkt er 35 m/s.  $v_{b,0}^*$  skal ikke settes høyere enn  $v_{b,0}$  i tabell NA.4(901.1)."

Vindkasthastigheten: 
$$v_{p,t} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad NA.8.1(4)$$

Vindkasthastighetstrykk: 
$$q_{p,t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{p,t}^2 = 765.6 \text{ Pa}$$

Eksponeringsfaktor: 
$$c_{e,t} := \frac{q_{p,t}}{q_b} = 1.812 \quad (4.9)$$

## Vedlegg E: Vindlastberegning

$$d_{tot,t} := 1 \text{ m} + 2 \text{ m} = 3 \text{ m} \quad 8.3.1(5a)$$

Referanseareal i x-retning:  $A_{ref,x,t} := d_{tot,t} \cdot L = 3 \text{ m}$  *Figurer 8.3*

Kraftfaktor i x-retning:  $\frac{b}{d_{tot,t}} = 3.167 \quad \rightarrow \quad c_{f,x,t} := 1.6$

Vindlastfaktor i x-retning:  $C_t := c_{e,t} \cdot c_{f,x,t} = 2.899 \quad 8.3.2(1)$

Kraft i x-retning:  $F_{WX,t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_t \cdot A_{ref,x,t} = 3.675 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.2)$

Kraft i y-retning:  $F_{WY,t} := 0.25 \cdot F_{WX,t} = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad NA.8.3.4(1)$

Kraftfaktor i z-retning:  $c_{f,z,t} := 0.9 \quad NA.8.3.3(1)$

Vindlastfaktor i z-retning:  $C_{z,t} := c_{f,z,t} \cdot c_{e,t} = 1.631 \quad 8.3.3(1)$

Referanseareal i z-retning:  $A_{ref,z,t} := b \cdot L = 9.5 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad (8.3)$

Kraft i z-retning:  $F_{WZ,t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{z,t} \cdot A_{ref,z,t} = 6.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kraften i z-retning plasseres i en avstand på 2.375m fra bruens midtpunkt.

Kontrollerer at vindhastigheten  $v_{b,0}^*$  ikke overstiger vindhastighet  $v_{b,0}$  gitt i tabell NA.4(901.1):

Stedsvindhastigheten:  $v_s := \frac{v_{p,t}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 23 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad NA.4.4(1)$

$$v_m := v_s$$

Basisvindhastigheten:  $v_{b,t} := \frac{v_m}{c_r \cdot c_0} = 22.8 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.1)$

Referansevindhastigheten:  $v_{b,0t} := \frac{v_{b,t}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 22.8 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (NA.4.1)$

## Vedlegg E: Vindlastberegning

$$\frac{v_{b.0t}}{v_{b.0}} = 0.878$$

Innenfor kravet!

## Vedlegg F: Kryptall

### Nødvendige faktorer:

Betongens alder ved belastningstidspunktet (se vedlegg C for beregning):

$$t_0 := 7$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet etter 28 døgn:

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

Spennstålets karakteristiske strekkfasthet:

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

Spennstålets karakteristiske 0.1%-strekkgrense:

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

Relativ fuktighet (bestemmes etter Håndbok N400 s.83)

$$RH := 70$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := 5.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunktakse:

$$y_c := 573.7 \text{ mm}$$

Areal av spennarmering:

$$A_p := 1800 \text{ mm}^2$$

Antall spennkabler i felt:

$$n_{uk} := 6$$

Antall spennkabler i felt:

$$n_{ok} := 12$$

Diameter spennkabel:

$$\varnothing := 90 \text{ mm}$$

### Kryptall (EK2-1-1, Tillegg B.1)

Del av overbygningens omkrets utsatt for uttørking:

$$u := 8500 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 700 + 2 \cdot 2000 + 4500 = 19000 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 A_c}{u} = 600 \tag{B.6}$$

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \tag{B.8c}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{B.4} \quad \beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \tag{B.5}$$

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.165 \tag{B.3b}$$



## Vedlegg F: Kryptall

$$\beta_H := \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right) = 1.142 \cdot 10^3 \quad (B.8b)$$

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.706 \quad (B.2)$$

**Kryptall ved 28 døgn (ferdig herdet betong):**

$$t := 28$$

$$\beta_{c.28} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.3 \quad (B.7)$$

$$\varphi_{28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.28} = 0.512 \quad (B.1)$$

**Kryptall ved 100 døgn:**

$$t := 365 \cdot 100 = 36500$$

$$\beta_{c.100} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.991 \quad (B.7)$$

$$\varphi_{100} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.100} = 1.691 \quad (B.1)$$

## Vedlegg G: Svinntøyning

### Svinntøyning beregnet ihht. EK2-1-1

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

Middelverdien av  
betongtrykkfastheten:  $f_{cm} := 53 \text{ MPa}$  Tabell 3.1

$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$  B.2 (1)

$RH := 70\%$

$RH_0 := 100\%$  B.2 (1)

Antar sementklasse N:  $\alpha_{ds1} := 4$

$\alpha_{ds2} := 0.12$

$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.018$  (B.12)

Nominell verdi for svinntøyning:

$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \cdot 10^{-4}$  (B.11)

Betongens tv.snitt areal:  $A_c := 5700000 \cdot \text{mm}^2$

Omkretsen av den delen av  
tv.snittet utsatt for uttørkning:  $u := 19000 \text{ mm}$

Effektiv tverrsnittstykkelse:  $h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 600 \text{ mm}$

$h_0 > 500 \text{ mm} \rightarrow k_h := 0.70$  Tabell 3.3

Den endelige verdien av  
svinntøyning ved uttørkning:  $\varepsilon_{cd,\infty} := k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.117 \cdot 10^{-4}$  EK2-1-1 3.1.4 (6)

Betongens alder på det aktuelle  
tidspunktet (100 års levetid):  $t := 36500$

## Vedlegg G: Svinntøyning

Betongens alder ved begynnelsen av  
uttørkingssvinnet:

$$t_s := 7$$

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = 0.984 \quad (3.10)$$

Svinntøyning ved uttørkning  
etter 100 år:

$$\varepsilon_{cd.100} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 2.084 \cdot 10^{-4} \quad (3.9)$$

Den endelige autogene  
svinntøyningen:

$$\varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5} \quad (3.12)$$

$$\beta_{as.100} := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1 \quad (3.13)$$

Den autogene svinntøyningen  
etter 100 år:

$$\varepsilon_{ca.100} := \beta_{as.100} \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5} \quad (3.13)$$

Total svinntøyning etter 100 år:

$$\varepsilon_{cs.100} := \varepsilon_{cd.100} + \varepsilon_{ca.100} = 2.959 \cdot 10^{-4} \quad (3.8)$$

## Vedlegg H: Tidsavhengig tap av spennkraft

### Materialparametere:

Spennstålets karakteristiske strekkfasthet:

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

Spennstålets karakteristiske 0.1%-strekkgrense:

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

Tverrsnittsareal betong:

$$A_c := 5.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunktakse:

$$y_c := 573.7 \text{ mm}$$

Annet arealmoment:

$$I_x := 5.001 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Areal av spennarmering:

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2$$

Diameter spennkabel:

$$\varnothing := 100 \text{ mm}$$

Antall spennkabler i felt:

$$n_{uk} := 4$$

Antall spennkabler over støtte:

$$n_{ok} := 8$$

Totalt areal av spennarmering UK:

$$A_{p.tot.uk} := n_{uk} \cdot A_p$$

Totalt areal av spennarmering OK:

$$A_{p.tot.ok} := n_{ok} \cdot A_p$$

Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong B45:

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

Elastisitetsmodul spennstål:

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

### Tverrsnittsdata:

Overdekning spennarmering:

$$c_{ok} := \max(75 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 20 \text{ mm}, 100 \text{ mm}) = 115 \text{ mm}$$

$$c_{uk} := \max(65 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 20 \text{ mm}, 100 \text{ mm}) = 105 \text{ mm}$$

(7.20)

Eksentrisiteter:

Over støtte:

$$e_{ok} := 1000 \text{ mm} - y_c - c_{ok} - \frac{\varnothing}{2} = 261.3 \text{ mm}$$

I felt:

$$e_{uk} := y_c - c_{uk} - \frac{\varnothing}{2} = 418.7 \text{ mm}$$

### Krefter som skyldes oppspenning og egenlast:

Største spennkraft per kabel(5.10.2.1):

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.9$$

(NA.5.10.2.1(I)P)

$$\sigma_{p,max} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 3321 \text{ kN}$$

## Vedlegg H: Tidsavhengig tap av spennkraft

Største spennkraft totalt i felt:

$$P_{max.tot} := n_{uk} \cdot P_{max} = (1.328 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Maks moment i felt 1 pga egenlast (fra Novaframe):

$$M_g := 5098.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Kryp:**

Kryptall (hentet fra vedlegg F)

$$\varphi_{100} := 1.691$$

Langtids effektiv elastisitetsmodul (7.4.3(5)):

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100}} = 13377.9 \text{ MPa}$$

Velger å se på spenningene i feltet for kort og lang tid. Det bestemmes en ny tyngdepunktsakse der det tas hensyn til spennarmeringen. Beregninger er gjort med samme fremgangsmetode som i *Betongkonstruksjoner* av S.I. Sørensen.

**Kort tid (28 dager):**

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$$

$$A_{t.k} := A_c + (\eta_k - 1) A_{p.tot.uk} = (5.74 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_{t.k} := \frac{(\eta_k - 1) A_{p.tot.uk} \cdot e_{uk}}{A_{t.k}} = 2.9 \text{ mm}$$

$$I_{t.k} := I_x + A_c \cdot y_{t.k}^2 + (\eta_k - 1) A_{p.tot.uk} \cdot (e_{uk} - y_{t.k})^2 = (5.07 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Moment i felt grunnet egenlast og forspenning:

$$M_{t.k} := -P_{max.tot} \cdot (e_{uk} - y_{t.k}) + M_g = -425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger i høyde med spennarmeringen:

$$\sigma_{c.k} := \frac{-P_{max.tot}}{A_{t.k}} + \frac{M_{t.k} \cdot (e_{uk} - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -2.66 \text{ MPa}$$

Det er antatt at tverrsnittet regnes som uopprisset (Stadium I). Dette må kontrolleres ved å sjekke om strekkspenningene i overkant er innenfor kravet:

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet:

$$f_{cm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Spenninger i OK tverrsnitt:

$$\sigma_{c.ok} := \frac{-P_{max.tot}}{A_{t.k}} + \frac{M_{t.k} \cdot (-(1 \text{ m} - y_c) - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -1.95 \text{ MPa}$$

## Vedlegg H: Tidsavhengig tap av spennkraft

Ettersom det er trykkspenninger i OK tverrsnitt er spenningene innenfor kravet og antagelsen om uopprisset tverrsnitt er derfor gyldig.

### Lang tid (100 år):

$$\eta_L := \frac{E_p}{E_{c,eff}} = 14.576$$

$$A_{t,L} := A_c + (\eta_L - 1) A_{p,tot.uk} = (5.822 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_{t,L} := \frac{(\eta_L - 1) A_{p,tot.uk} \cdot e_{uk}}{A_{t,L}} = 8.787 \text{ mm}$$

$$I_{t,L} := I_x + A_c \cdot y_{t,L}^2 + (\eta_L - 1) A_{p,tot.uk} \cdot (e_{uk} - y_{t,L})^2 = (5.211 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Moment i felt grunnet egenlast og forspenning:

$$M_{t,L} := -P_{max,tot} \cdot (e_{uk} - y_{t,L}) + M_g = -346.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger i høyde med spennarmeringen:

$$\sigma_{c,L} := \frac{-P_{max,tot}}{A_{t,L}} + \frac{M_{t,L} \cdot (e_{uk} - y_{t,L})}{I_{t,L}} = -2.55 \text{ MPa}$$

Tøyninger i betongen i høyde med spennarmeringen (tilsvarer tøyningsreduksjon i spennarmeringen):

Kort tid:

$$\varepsilon_{c,k} := \frac{\sigma_{c,k}}{E_{cm}} = -7.397 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,k} := \varepsilon_{c,k}$$

$$\Delta\sigma_{p,k} := \Delta\varepsilon_{p,k} \cdot E_p$$

Lang tid:

$$\varepsilon_{c,L} := \frac{\sigma_{c,L}}{E_{c,eff}} = -1.909 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,L} := \varepsilon_{c,L}$$

$$\Delta\sigma_{p,L} := \Delta\varepsilon_{p,L} \cdot E_p$$

Spenningsreduksjon pga kryp:

$$\Delta\sigma_{p,kryp} := \Delta\sigma_{p,L} - \Delta\sigma_{p,k} = -22.81 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft pga kryp:

$$\left| \frac{\Delta\sigma_{p,kryp}}{\sigma_{p,max}} \right| \cdot 100 = 1.545$$

### **Svinn:**

Svinntøyning etter 100 år (Hentet fra vedlegg G):

$$\varepsilon_{cs} := -2.959 \cdot 10^{-4}$$

Følgende beregninger er gjort med samme fremgangsmetode som i *Betongkonstruksjoner* av S.I. Sørensen:

Fiktig kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p,tot.uk} = 519.3 \text{ kN}$$

Svinntøyning i armeringen:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c,eff} \cdot A_{t,L}} + \frac{N_s \cdot (e_{uk} - y_{t,L})^2}{E_{c,eff} \cdot I_{t,L}} = -2.767 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p,svinn} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p = -54 \text{ MPa}$$

**Tap av spennkraft pga svinn:**

$$\left| \frac{\Delta\sigma_{p,svinn}}{\sigma_{p,max}} \right| \cdot 100 = 3.656$$

### **Relaksasjon (beregnet ihht. EK2-1-1):**

Relaksasjonstap i prosent:

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad (\text{BBR Cona multi spenntausystem})$$

Med et relaksasjonstap i prosent på 2.5% havner man i relaksasjonsklasse 2, som er for tau eller tråd med lav relaksasjon.

Spennning i spennkabel umiddelbart etter oppspenning:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa} \quad 5.10.3 (2)$$

Absoluttverdi av den initielle spenningen:

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} \quad 3.3.2 (7)$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.749$$

Tiden etter oppspenning i timer:

$$t := 500000 \quad 3.3.1 (8)$$

## Vedlegg H: Tidsavhengig tap av spennkraft

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen (3.3.2):

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 67.74 \text{ MPa} \quad (3.29)$$

Relaksasjonen i stålet blir påvirket av deformasjon i betongen som følger av kryp og svinn. Ifølge EK2-1-1 5.10.6 (1) Merknad, kan man som en forenkling ta hensyn til dette ved å multiplisere absolutt veridien for relaksasjonstapet i forspenningen med 0.8.

$$\Delta\sigma_{pr.red} := 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} = 54.19 \text{ MPa}$$

**Tap av spennkraft pga. relaksasjon:**

$$\frac{\Delta\sigma_{pr.red}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 3.671$$

**Totalt tap av spennkraft grunnet kryp, svinn og relaksasjon:**

$$\frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}| + |\Delta\sigma_{p.svinn}| + |\Delta\sigma_{pr.red}|}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 8.873$$

**Forenklet metode for tidsavhengige tap (5.10.6):**

$$\sigma_{c.QP} := \sigma_{c.k} \quad z_{cp} := e_{uk}$$

$$\Delta\sigma_{p.csr} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 \cdot |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{100} \cdot |\sigma_{c.QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p.tot.uk}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_x} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{100})} = 128.53 \text{ MPa} \quad (5.46)$$

**Tap av spennkraft ved forenklet metode:**

$$\frac{\Delta\sigma_{p.csr}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 8.708$$

**Tap i Novaframe:**

Svinn:	Kryp:	Relaksasjon:
$\Delta P_s := 129.9 \text{ kN}$	$\Delta P_c := 59.670 \text{ kN}$	$\Delta P_r := 116.171 \text{ kN}$

**Tap av spennkraft i NovaFrame:**

$$\frac{\Delta P_c + \Delta P_s + \Delta P_r}{P_{max}} \cdot 100 = 9.206$$



## Vedlegg I: Verifikasjon av egenlast

Elastisitetsmodul:

$$E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Areal av overbygning:

$$A_c := 5.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Egenlast per kubikkmeter:

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

Egenlast per meter tverrsnitt:

$$g_c := A_c \cdot \rho_c = 142.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Superegenvekt:

$$g_s := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Evt punktlast:

$$G := 0 \text{ kN}$$

Momenter i akse 1:

$$M_I := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Total egenlast per meter:

$$g := g_c + g_s = 142.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast søyler per meter:

$$g_{søyer} := 4500 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot \rho_c = 67.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lengder spenn:

$$L_1 := 20 \text{ m} \quad L_2 := 25 \text{ m} \quad L_3 := 19 \text{ m}$$

Lengder søyler:

$$L_{s1} := 6 \text{ m} \quad L_{s2} := 8 \text{ m}$$

Annet arealmoment tverrsnitt:

$$I_x := 5.001 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_y := 2.067 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{cm} \cdot I_x = (1.8 \cdot 10^7) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Annet arealmoment søyler:

$$I_{x_s} := \frac{1}{12} 4500 \cdot 600^3 \text{ mm}^4 = (8.1 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{y_s} := \frac{1}{12} 600 \cdot 4500^3 \text{ mm}^4 = (4.56 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$EI_s := E_{cm} \cdot I_{x_s} = (2.92 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Konstruksjonen har 2 frihetsgrader og det benyttes derfor matrisestatikk for utregning av de ukjente frihetsgradene.

### Moment:

Partikulærløsning:

$$M_{BA,p} := \frac{g \cdot L_1^2}{8} \quad M_{BC,p} := \frac{g \cdot L_2^2}{12}$$

$$M_{CB,p} := M_{BC,p} \quad M_{CD,p} := \frac{g \cdot L_3^2}{8}$$

Lastvektorer:

$$R_k := 0$$

$$R_0 := \begin{bmatrix} M_{BA,p} - M_{BC,p} \\ M_{CB,p} - M_{CD,p} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -296.88 \\ 991.56 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg I: Verifikasjon av egenlast

$$R := R_k - R_0 = \begin{bmatrix} 296.88 \\ -991.56 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Stivhetsmatrise:

$$k_{11.BA} := \frac{3 EI}{L_1} \quad k_{11.BC} := \frac{4 EI}{L_2} \quad k_{11.BE} := \frac{4 EI_s}{L_{s1}} \quad k_{21.CB} := \frac{2 EI}{L_2}$$

$$k_{22.CB} := \frac{4 EI}{L_2} \quad k_{22.CD} := \frac{3 EI}{L_3} \quad k_{22.CF} := \frac{4 EI_s}{L_{s2}} \quad k_{12.BC} := k_{21.CB}$$

$$k_{11} := k_{11.BA} + k_{11.BC} + k_{11.BE} \quad k_{21} := k_{21.CB}$$

$$k_{22} := k_{22.CB} + k_{22.CD} + k_{22.CF} \quad k_{12} := k_{21}$$

$$K := \begin{bmatrix} k_{11} & k_{21} \\ k_{12} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.53 \cdot 10^6 & 1.44 \cdot 10^6 \\ 1.44 \cdot 10^6 & 7.18 \cdot 10^6 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Forskyvninger:

$$r := K^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} 6.85 \cdot 10^{-5} \\ -1.52 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$r_1 = 6.85 \cdot 10^{-5}$$

$$r_2 = -1.52 \cdot 10^{-4}$$

Komplementærlosning:

$$M_{BA.k} := k_{11.BA} \cdot r_1 = 185.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB.k} := k_{12.BC} \cdot r_1 + k_{22.CB} \cdot r_2 = -338.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC.k} := k_{11.BC} \cdot r_1 + k_{21.CB} \cdot r_2 = -21.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD.k} := k_{22.CD} \cdot r_2 = -431.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BE.k} := k_{11.BE} \cdot r_1 = 133.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CF.k} := k_{22.CF} \cdot r_2 = -221.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Moment i B:**

$$M_{BA} := M_{BA.p} + M_{BA.k} = 7310 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} := M_{BC.p} - M_{BC.k} = 7443.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BE} := M_{BE.k} = 133.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Moment i C:**

$$M_{CB} := M_{CB.p} + M_{CB.k} = 7083.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} := M_{CD.p} - M_{CD.k} = 6861.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CF} := M_{CF.k} = -221.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg I: Verifikasjon av egenlast

Kontroll av likevekt:

$$M_{BC} - M_{BA} - M_{BE} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} - M_{CD} + M_{CF} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Skjærkrefter:**

Partikulærløsning:

$$V_{AB,p} := -\frac{3 \cdot g \cdot L_1}{8} = -1068.8 \text{ kN}$$

$$V_{BA,p} := \frac{5 \cdot g \cdot L_1}{8} = 1781.3 \text{ kN}$$

$$V_{BC,p} := -\frac{g \cdot L_2}{2} = -1781.3 \text{ kN}$$

$$V_{CB,p} := -V_{BC,p}$$

$$V_{CD,p} := -\frac{5 \cdot g \cdot L_3}{8} = -1692.2 \text{ kN}$$

$$V_{DC,p} := \frac{3 \cdot g \cdot L_3}{8} = 1015.3 \text{ kN}$$

Komplementærløsning:

$$V_{AB,k} := \frac{3 \cdot EI}{L_1^2} \cdot r_1 = 9.3 \text{ kN}$$

$$V_{BA,k} := \frac{3 \cdot EI}{L_1^2} \cdot r_1 = 9.3 \text{ kN}$$

$$V_{BE,k} := \frac{6 \cdot EI_s}{L_{s1}^2} \cdot r_1 = 33.3 \text{ kN}$$

$$V_{BC,k} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_1 = 11.8 \text{ kN}$$

$$V_{CB,k} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_2 = -26.2 \text{ kN}$$

$$V_{CF,k} := \frac{6 \cdot EI_s}{L_{s2}^2} \cdot r_2 = -41.5 \text{ kN}$$

$$V_{CD,k} := \frac{3 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_2 = -22.7 \text{ kN}$$

$$V_{DC,k} := \frac{3 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_2 = -22.7 \text{ kN}$$

### **Skjærkrefter i opplegg A:**

$$V_{AB} := V_{AB,p} + V_{AB,k} = -1059.5 \text{ kN}$$

### **Skjærkrefter i opplegg D:**

$$V_{DC} := V_{DC,p} + V_{DC,k} = 992.6 \text{ kN}$$

### **Skjærkrefter i opplegg B:**

$$V_{BA} := V_{BA,p} + V_{BA,k} = 1790.5 \text{ kN}$$

### **Skjærkrefter i opplegg C:**

$$V_{CB} := V_{CB,p} + V_{CB,k} + V_{BC,k} = 1766.9 \text{ kN}$$

$$V_{BC} := V_{BC,p} + V_{CB,k} + V_{BC,k} = -1795.6 \text{ kN}$$

$$V_{CD} := V_{CD,p} + V_{CD,k} = -1714.9 \text{ kN}$$

### **Opplagerreaksjoner:**

(Ikke inkludert søylenes egenvekt)

$$A_z := |V_{AB}| + g \cdot 1 \text{ m} = 1202 \text{ kN}$$

$$D_z := V_{DC} + g \cdot 1 \text{ m} = 1135.1 \text{ kN}$$

$$E_z := V_{BA} + |V_{BC}| = 3586.1 \text{ kN}$$

$$F_z := V_{CB} + |V_{CD}| = 3481.8 \text{ kN}$$

## Vedlegg I: Verifikasjon av egenlast

Kontroll av likevekt av vertikalkrefter:

$$A_z + D_z + E_z + F_z = 9405 \text{ kN}$$

$$g \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + 2 \text{ m}) = 9405 \text{ kN}$$

### **Feltmoment:**

(Momentene er beregnet ved hjelp av snittmetoden)

Felt AB:

$$x_{AB} := |V_{AB}| \cdot \frac{L_1}{|V_{AB}| + V_{BA}} = 7.44 \text{ m}$$

$$M_{felt.AB} := A_z \cdot x_{AB} - \frac{g \cdot (x_{AB} + 1 \text{ m})^2}{2} = 3867.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Felt BC:

$$x_{BC} := |V_{BC}| \cdot \frac{L_2}{|V_{BC}| + V_{CB}} = 12.6 \text{ m}$$

$$M_{felt.BC} := A_z \cdot (x_{BC} + 20 \text{ m}) + E_z \cdot x_{BC} - \frac{g \cdot (x_{BC} + 20 \text{ m} + 1 \text{ m})^2}{2} = 3932.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

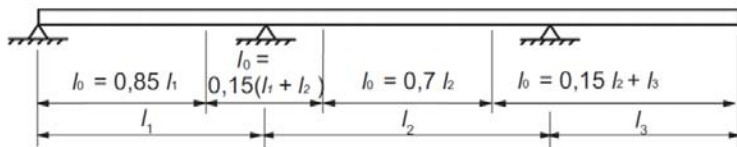
Felt CD:

$$x_{DC} := V_{DC} \cdot \frac{L_3}{|V_{CD}| + V_{DC}} = 6.97 \text{ m}$$

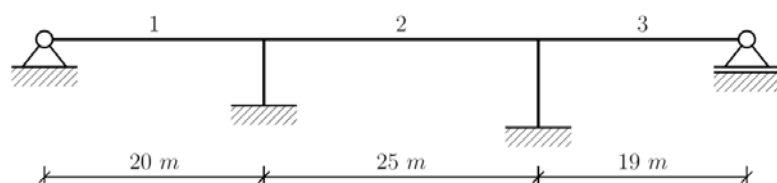
$$M_{felt.CD} := D_z \cdot x_{DC} - \frac{g \cdot (x_{DC} + 1 \text{ m})^2}{2} = 3385.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg J: Effektiv flensbredde

Beregninger er gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.1



Figur 1: Definisjon av  $l_0$ , for beregning av effektiv flensbredde (fra EK2-1-1)



Figur 2: Bruens geometri

$$l_{1,1} := 20 \text{ m} \quad l_{2,2} := 25 \text{ m} \quad l_{1,3} := 19 \text{ m}$$

Indeks 1: Type felt etter figur 1

Indeks 2: Spenn i brua etter figur 2

Avstander mellom momentnullpunktene

$$l_{0,1} := 0,85 l_{1,1} = 17 \text{ m}$$

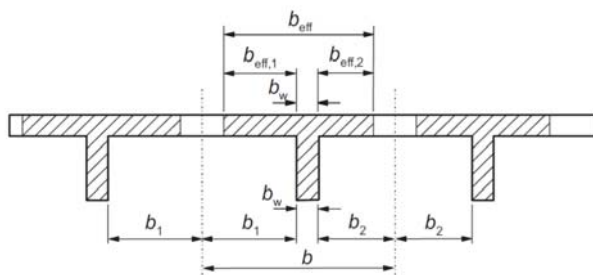
$$l_{0,1,2} := 0,15 (l_{1,1} + l_{2,2}) = 6,75 \text{ m}$$

$$l_{0,2} := 0,7 l_{2,2} = 17,5 \text{ m}$$

$$l_{0,2,3} := 0,15 (l_{1,3} + l_{2,2}) = 6,6 \text{ m}$$

$$l_{0,3} := 0,85 l_{1,3} = 16,15 \text{ m}$$

$i_j$ : felt mellom spenn  $i$  og  $j$  (over søyle)



Figur 3: Effektiv flens, geometriske parametere (fra EK2-1-1)

$$b_w := 4.5 \text{ m} \quad b_1 := 2 \text{ m} \quad b_2 := b_1$$

Effektiv flensbredde i spenn 1:

$$b_{eff.1.1} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_{0.1}, 0.2 l_{0.1}, b_1) = 2 \text{ m} \quad (5.7a) \quad (5.7b)$$

$$b_{eff.1} := 2 b_{eff.1.1} + b_w = 8500 \text{ mm} \quad (\text{Full flensbredde}) \quad (5.7)$$

Effektiv flensbredde mellom spenn 1 og 2:

$$b_{eff.1.1.2} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_{0.1.2}, 0.2 l_{0.1.2}, b_1) = 1.075 \text{ m} \quad (5.7a) \quad (5.7b)$$

$$b_{eff.1.2} := 2 b_{eff.1.1.2} + b_w = 6650 \text{ mm} \quad (5.7)$$

Effektiv flensbredde i spenn 2:

$$b_{eff.1.2} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_{0.2}, 0.2 l_{0.2}, b_1) = 2 \text{ m} \quad (5.7a) \quad (5.7b)$$

$$b_{eff.2} := 2 b_{eff.1.2} + b_w = 8500 \text{ mm} \quad (\text{Full flensbredde}) \quad (5.7)$$

Effektiv flensbredde mellom spenn 2 og 3:

$$b_{eff.1.2.3} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_{0.2.3}, 0.2 l_{0.2.3}, b_1) = 1.06 \text{ m} \quad (5.7a) \quad (5.7b)$$

$$b_{eff.2.3} := 2 b_{eff.1.2.3} + b_w = 6620 \text{ mm} \quad (5.7)$$

Effektiv flensbredde i spenn 3:

$$b_{eff.1.3} := \min(0.2 b_1 + 0.1 l_{0.3}, 0.2 l_{0.3}, b_1) = 2 \text{ m} \quad (5.7a) \quad (5.7b)$$

$$b_{eff.3} := 2 b_{eff.1.3} + b_w = (8.5 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (\text{Full flensbredde}) \quad (5.7)$$

Plassering av nøytralakse grunnet endring av flensbredde:

Over søyle 1:

$$A_{steg} := 4500 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \quad A_{flens1} := b_{eff.1.2} \cdot 300 \text{ mm}$$

$$y_1 := \frac{A_{steg} \cdot 350 \text{ mm} + A_{flens1} \cdot 850 \text{ mm}}{A_{steg} + A_{flens1}} = 543.9 \text{ mm}$$

Over søyle 2:

$$A_{flens2} := b_{eff.2.3} \cdot 300 \text{ mm}$$

$$y_2 := \frac{A_{steg} \cdot 350 \text{ mm} + A_{flens2} \cdot 850 \text{ mm}}{A_{steg} + A_{flens2}} = 543.3 \text{ mm}$$

Annet arealmoment:

Over søyle 1:

$$I_{x,1} := \left( \frac{4.5 \text{ m} \cdot (0.7 \text{ m})^3}{12} + A_{steg} \cdot (y_1 - 0.35 \text{ m})^2 \right) + \left( \frac{b_{eff,1,2} \cdot (0.3 \text{ m})^3}{12} + A_{flens1} \cdot (0.85 \text{ m} - y_1)^2 \right)$$

$$I_{x,1} = (4.489 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_{y,1} := \frac{0.7 \text{ m} \cdot (4.5 \text{ m})^3}{12} + \frac{0.3 \text{ m} \cdot b_{eff,1,2}^3}{12}$$

$$I_{y,1} = (1.267 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Over søyle 2:

$$I_{x,2} := \left( \frac{4.5 \text{ m} \cdot (0.7 \text{ m})^3}{12} + A_{steg} \cdot (y_2 - 0.35 \text{ m})^2 \right) + \left( \frac{b_{eff,2,3} \cdot (0.3 \text{ m})^3}{12} + A_{flens2} \cdot (0.85 \text{ m} - y_2)^2 \right)$$

$$I_{x,2} = (4.48 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_{y,2} := \frac{0.7 \text{ m} \cdot (4.5 \text{ m})^3}{12} + \frac{0.3 \text{ m} \cdot b_{eff,2,3}^3}{12}$$

$$I_{y,2} = (1.257 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

### Data betong:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

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

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$y := 573.7 \text{ mm} \quad y_{eff} := 543.3 \text{ mm}$$

$$b_f := 8500 \text{ mm} \quad b_{f,eff} := 6650 \text{ mm}$$

$$b_s := 4500 \text{ mm}$$

$$A_c := 5.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

### Data spennarmering:

$$\gamma_p := 1.15$$

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

$$f_{pd} := \frac{f_{pk}}{1.15}$$

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

$$\sigma_{p0} := \min(0.75 f_{pk}, 0.85 f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$A_p := 2250 \text{ mm}^2 \quad \phi_p := 100 \text{ mm}$$

$$n_{ok} := 8 \quad n_{uk} := 4$$

### Data slakkarmering:

$$\gamma_s := 1.15 \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa} \quad c_{nom.ok} := 75 \text{ mm}$$

$$A_{s.ok} := 2069.76 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad c_{nom.uk} := 65 \text{ mm}$$

$$A_{p,tot.ok} := n_{ok} \cdot A_p \quad A_{s.uk} := 2094.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

### Momentkapasitet i lengderetning

Momentkapasiteten er beregnet ihht EK2-1-1, ved bruk av fremgangsmetoden i Betongkonstruksjoner del 2 og Formelsamling for betongkonstruksjoner 2.

Tøyningsgrense for trykk i betong:

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

Initiell tøyningsdifferanse i spennarmering:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p}$$



## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Tap av spennkraft:

Effektiv tøyningsdifferanse:

$$\Delta \varepsilon_{tap} := 0.09206 \cdot \varepsilon_{p0} = 6.581 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta \varepsilon_{tap} = 0.0065$$

### Støtte akse 2

Finner en midlere verdi for  $d$  med utgangspunkt i slakk- og spennarmeringen:

$$d_{slakk.ok} := h - c_{nom.ok} - \varnothing_s - \frac{\varnothing_s}{2} = 895 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.ok} := h - c_{nom.ok} - 2 \cdot \varnothing_s - \frac{\varnothing_p}{2} = 835 \text{ mm}$$

$$d_s := \frac{d_{slakk.ok} + d_{spenn.ok}}{2} = 865 \text{ mm}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left( \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.66$$

$$A_{s,tot.s} := A_{s.ok} \cdot b_{f,eff} = 13763.9 \text{ mm}^2$$

(All langsgående armering i den effektive delen av flensen kan medregnes)

$$A_{p,tot.s} := n_{ok} \cdot A_p = 18000 \text{ mm}^2$$

Da flensen får strekkspenninger over støtte anses tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden:

$$A_{pb.s} := 0.8 \alpha_b \cdot b_s \cdot d_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s,tot.s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 28699.1 \text{ mm}^2$$

$$Tverrsnitt := \begin{cases} \text{if } A_{p,tot.ok} < A_{pb.s} & \text{“Underarmert”} \\ \text{“Underarmert”} \\ \text{else} \\ \text{“Overarmert”} \end{cases}$$

Ny faktor for underarmert tverrsnitt:

$$\alpha_s := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot.ok} + f_{yd} \cdot A_{s,tot.s}}{0.8 f_{cd} \cdot b_s \cdot d_s} = 0.442$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.s} := 0.8 \alpha_s \cdot (1 - 0.4 \alpha_s) f_{cd} \cdot b_s \cdot d_s^2 = 24991.8 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Moment over søyle:

Moment 1,25m til høyre søyle:

$$M_{Ed.s} := 19078.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.s.1.25} := 13642.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Finner moment ved søylekant, 0,3m til høyre for akse 3, ved interpolasjon:

$$M_{Ed.red.s} := M_{Ed.s} + (0.3 \text{ m} - 0) \cdot \frac{M_{Ed.s.1.25} - M_{Ed.s}}{1.25 \text{ m} - 0 \text{ m}} = 17774.1 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } M_{Rd.s} > M_{Ed.red.s} & = \text{“OK”} \\ \quad \parallel & \text{“OK”} \\ \quad \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{“Ikke OK”} \end{cases}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed.red.s}}{M_{Rd.s}} = 0.711$$

### **Felt 1 (mellom akse 1 og 2)**

$$d_{slakk.uk} := h - c_{nom.uk} - \varnothing_s - \frac{\varnothing_s}{2} = 905 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.uk} := h - c_{nom.uk} - 2 \cdot \varnothing_s - \frac{\varnothing_p}{2} = 845 \text{ mm}$$

$$d_{fl} := \frac{d_{slakk.uk} + d_{spenn.uk}}{2} = 875 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = 0.66$$

$$A_{s,tot.fl} := A_{s.uk} \cdot b_s = 9424.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,tot.fl} := n_{uk} \cdot A_p = 9000 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb.fl} := 0.8 \alpha_b \cdot b_f \cdot d_{fl} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s,tot.fl} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 59372.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{cases} \text{if } A_{p,tot.fl} < A_{pb.fl} & = \text{“Underarmert”} \\ \quad \parallel & \text{“Underarmert”} \\ \quad \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{“Overarmert”} \end{cases}$$

Ny faktor for underarmert tverrsnitt:

$$\alpha_{fl} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot.fl} + f_{yd} \cdot A_{s,tot.fl}}{0.8 f_{cd} \cdot b_f \cdot d_{fl}} = 0.123$$

I følge punkt 4.2.4 i Betongkonstruksjoner kan det ved tykke flenser, der nøytralaksen ligger i flensen, regnes med et rektangulært tverrsnitt med bredde lik den effektive bredden på flensen. Sjekker derfor om flensen i dette tilfelle kan ansees som tynn eller tykk:

$$\lambda := 0.8$$

(EK2-1-1 pkt. 3.1.7(3))

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Krav til tynn flens:

$$t \leq \lambda \cdot \alpha_{fl} d_{fl} \quad t := \alpha_{fl} \cdot \lambda \cdot d_{fl} = 86.06 \text{ mm}$$

Flenstykkelse:

$$t_f := 300 \text{ mm}$$

Flensen er større enn kravet, og nøytralaksen ligger i flensen. Kan dermed anta rektangulært tverrsnitt med bredde lik effektiv flensbredde (som tilsvarer full flensbredde i felt).

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,fl} := 0.8 \alpha_{fl} \cdot (1 - 0.4 \alpha_{fl}) f_{cd} \cdot b_f \cdot d_{fl}^2 = 15519.8 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Opptredende moment:

$$M_{Ed,fl} := 14679.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kontroll} := \text{if } M_{Rd,fl} > M_{Ed,fl} \left| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Ikke OK”} \end{array} \right. = \text{“OK”}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed,fl}}{M_{Rd,fl}} = 0.946$$

### **Felt 2 (mellom akse 2 og 3)**

$$d_{slakk, felt2} := h - c_{nom, uk} - \varnothing_s - \frac{\varnothing_s}{2} = 905 \text{ mm}$$

$$d_{spenn, felt2} := h - c_{nom, uk} - 2 \cdot \varnothing_s - \frac{\varnothing_p}{2} = 845 \text{ mm}$$

$$d_{f2} := \frac{d_{slakk, felt2} + d_{spenn, felt2}}{2} = 875 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b, f2} := \alpha_b = 0.66$$

$$A_{s, tot, f2} := A_{s, uk} \cdot b_s = 9424.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{p, tot, f2} := n_{ok} \cdot A_p = 18000 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb, f2} := 0.8 \alpha_{b, f2} \cdot b_f \cdot d_{f2} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s, tot, f2} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 59372.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tverrsnitt} := \text{if } A_{p, tot, f2} < A_{pb, f2} \left| \begin{array}{l} \text{“Underarmert”} \\ \text{else} \\ \text{“Overarmert”} \end{array} \right. = \text{“Underarmert”}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Ny faktor for underarmert tverrsnitt:

$$\alpha_{f2} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p,tot,f2} + f_{yd} \cdot A_{s,tot,f2}}{0.8 f_{cd} \cdot b_f \cdot d_{f2}} = 0.219$$

Krav til tynn flens:

$$t \leq \lambda \cdot \alpha_{f2} \cdot d_{uk} \quad t := \alpha_{f2} \cdot \lambda \cdot d_{f2} = 153.222 \text{ mm}$$

Flenstykkelser:

$$t_f := 300 \text{ mm}$$

Flensen er større enn kravet, og nøytralaksen ligger i flensen. Kan dermed anta rektangulært tverrsnitt med bredde lik effektiv flensbredde (som tilsvarer full flensbredde i felt).

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,f2} := 0.8 \alpha_{f2} \cdot (1 - 0.4 \alpha_{f2}) f_{cd} \cdot b_f \cdot d_{f2}^2 = 26515.13 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Opptredende moment:

$$M_{Ed,f2} := 17468.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kontroll} := \text{if } M_{Rd,f2} > M_{Ed,f2} \left| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Ikke OK”} \end{array} \right. = \text{“OK”}$$

Utnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed,f2}}{M_{Rd,f2}} = 0.659$$

### **Skjærkapasitet i lengderetning**

Beregninger er gjort ihht. EK2-1-1 og EK2-2 kapittel 6.2.

$$b_w := 4500 \text{ mm} \quad b_{eff} := 6620 \text{ mm}$$

$$d := d_s = 865 \text{ mm}$$

NovaFrame kan kun lese av krefter i noder og midt på elementene. Nærmeste punkt for avlesning av krefter ligger 1,25 meter til høyre for akse 2. For å finne redusert skjærkraft i avstand  $d=0,8675$  mm fra støtte må det brukes lineær interpolasjon:

Største opptredende skjærkraft (støtte akse 2):

$$V_{Ed} := 4668.26 \text{ kN}$$

Skjærkraft 1,25 m til høyre fra akse 2:

$$V_{Ed,1.25} := 3308.57 \text{ kN}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Lineær interpolasjon gir redusert skjærkraft:

$$V_{Ed,red} := V_{Ed} + (d-0) \cdot \frac{V_{Ed,1.25} - V_{Ed}}{1.25 \text{ m} - 0 \text{ m}} = 3727.4 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkrefter:

$$N_{Ed} := 24162.4 \text{ kN}$$

### Skjærstrekk (6.2)

$$k_2 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1 \quad k_1 := 0.15 \quad (NA.6.2.2(1))$$

$$k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \text{mm}^{-1}}}, 2.0 \right) = 1.481 \quad (6.2.2(1))$$

$$A_{sl} := A_{p,tot.ok} + A_{s,tot.s} = 31763.9 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l := \min \left( \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.008$$

$$\sigma_{cp} := \min \left( \frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 f_{cd} \right) = 4.24 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.42 \text{ MPa} \quad (NA.6.3N)$$

Skjærkapasiteten beskrives som:

$$V_{Rd,c} := \left( C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_s \cdot d_s = 4391 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

Med en minsteverdi på:

$$V_{Rd,c} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_s \cdot d_s = 4122 \text{ kN} \quad (6.2.b)$$

Skjærkapasiteten blir dermed:

$$V_{Rd,c} := \max \left( (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}), \left( C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \right) \cdot b_s \cdot d_s = 4391 \text{ kN}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } V_{Rd.c} > V_{Ed.red} & \text{= "Ikke behov for skjærarmering"} \\ \quad \parallel \text{"Ikke behov for skjærarmering"} & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"Behov for skjærarmeing"} & \end{cases}$$

Minimumsarmering beregnet i vedlegg B benyttes

Utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed.red}}{V_{Rd.c}} = 0.849$$

### **Skjærtrykkkapasitet**

(Skal sjekkes mot skjærkraft ved opplegg)

Uten beregningsmessig behov for skjærarmering (6.2.2(6)):

$$v := 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.492$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 b_s \cdot d_s \cdot v \cdot f_{cd} = 24417.7 \text{ kN} \quad (6.5)$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } V_{Rd.max} > V_{Ed} & \text{= "OK"} \\ \quad \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"Ikke OK"} & \end{cases}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.max}} = 0.191$$

### **Skjærkrefter mellom steg og flens (6.2.4)**

#### **Støtte akse 2**

Lengden som undersøkes settes lik halve avstanden mellom snitt med maks moment (element 511, pkt 0) og snitt med 0 moment (element 513, pkt 0.5)

$$\Delta x_s := \left( 2 \cdot 2.5 \text{ m} + \frac{2.5}{2} \text{ m} \right) \cdot \frac{1}{2} = 3.125 \text{ m}$$

Momenter på hver ende av lengden  $\Delta x$ :

$$M_{max.s} := 19078.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{\Delta x.s} := 7031.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Arealet av 1 utstikkende flens:

$$A_{flens.s} := \frac{b_{f,eff} - b_s}{2} \cdot t_f = 322500 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av flens:

$$A_{tot,flens.s} := b_{f,eff} \cdot t_f = 1995000 \text{ mm}^2$$

Endring i normalkraft i flensen over lengden  $\Delta x$ :

$$z := (1 - 0.4 \alpha_s) d_s = 712.07 \text{ mm}$$

$$\Delta F_{d.s} := \left( \frac{M_{max.s}}{z} - \frac{M_{\Delta x.s}}{z} \right) \cdot \frac{A_{flens.s}}{A_{tot,flens.s}} = 2735.1 \text{ kN}$$

Skjærspenning i overgang mellom del av en flens og steget:

$$v_{Ed.s} := \frac{\Delta F_{d.s}}{t_f \cdot \Delta x_s} = 2.92 \text{ MPa} \quad (6.20)$$

Krav for å unngå trykkbrudd:

$$\theta_{f.s} := 38.6^\circ \quad (\text{Velger konservativ vinkel})$$

$$v_{Rd.s} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{f.s}) \cdot \cos(\theta_{f.s}) = 6.12 \text{ MPa} \quad (6.22)$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } v_{Rd.s} > v_{Ed.s} & = \text{“OK”} \\ \quad \parallel & \text{“OK”} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{“Ikke OK”} \end{cases}$$

Utnyttelse:

$$\frac{v_{Ed.s}}{v_{Rd.s}} = 0.477$$

Ihht. punkt 6.2.4(6) er det ikke nødvendig med ekstra armering utover det som kreves for bøyning hvis den opptredende skjærspenningen er lavere enn  $k \cdot f_{ctd}$

$$k := 0.4 \quad (NA.6.2.4(6))$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } k \cdot f_{ctd} > v_{Ed.s} & = \text{“Behov for ekstra armering”} \\ \quad \parallel & \text{“Ikke behov for ekstra armering”} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{“Behov for ekstra armering”} \end{cases}$$

Det er nødvendig med ekstra tverrarmring over støtte for å ta opp skjærkreftene mellom flens og steg.

$$A_{sf.s} := \frac{v_{Ed.s} \cdot t_f}{\cot(\theta_{f.s}) \cdot f_{yd}} = 1607 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right) \quad (6.21)$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

I henhold til EK2-1-1, 6.2.4(5) bør armeringsarealet ved kombinasjon av skjær og bøyning være lik den største av det som følger av likning (6.21) eller summen av halvparten av det som følger av likning (6.21) og det som kreves for bøyning.

Nødvendig tverrarmring for bøyning (Hentet fra vedlegg L):

$$A_{s.nødv} := 1136 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s.f.s.nødv} := \max(A_{s.f.s}, 0.5 A_{s.f.s} + A_{s.nødv}) = 1939.49 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimumsarmering i tverretning (Hentet fra vedlegg B):

$$A_{min.tverr} := 2094 \text{ mm}^2$$

Armeringen som er lagt i tverretningen er større en det nødvendige armeringsarealet. Det vil derfor ikke være nødvendig med øvrig armering utover minimumsarmeringen.

### **Felt 2 (mellom akse 2 og 3)**

Lengden som undersøkes settes lik halve avstanden mellom snitt med maks moment (element 516, pkt 0.5) og snitt med 0 moment (element 518, pkt 0.5)

$$\Delta x_f := (4.5 \cdot 2.5 \text{ m}) \cdot \frac{1}{2} = 5.625 \text{ m}$$

Momenter på hver ende av lengden  $\Delta x$ :

$$M_{max.f} := 17468.98 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{\Delta x.f} := 11015.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Arealet av 1 utstikkende flens:

$$A_{flens.f} := \frac{b_f - b_s}{2} \cdot t_f = 600000 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av flens:

$$A_{tot.flens.f} := b_f \cdot t_f = 2550000 \text{ mm}^2$$

Endring i normalkraft i flensen over lengden  $\Delta x$ :

$$z := (1 - 0.4 \alpha_{f2}) d_{f2} = 798.4 \text{ mm}$$

$$\Delta F_{d.f} := \frac{M_{max.f}}{z} \cdot \frac{A_{flens.f}}{A_{tot.flens.f}} - \frac{M_{\Delta x.f}}{z} \cdot \frac{A_{flens.f}}{A_{tot.flens.f}} = 1901.9 \text{ kN}$$

Skjærspenning i overgang mellom del av en flens og steget:

$$v_{Ed.f} := \frac{\Delta F_{d.f}}{t_f \cdot \Delta x_f} = 1.13 \text{ MPa} \quad (6.20)$$

Krav for å unngå trykkbrudd:

$$\theta_{f.f} := 26.5^\circ \quad (\text{Velger konservativ vinkel})$$

$$v_{Rd.f} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{f.f}) \cdot \cos(\theta_{f.f}) = 5.01 \text{ MPa} \quad (6.22)$$



## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } v_{Rd,f} > v_{Ed,f} \\ \quad \parallel \text{“OK”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Ikke OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Utnyttelse:

$$\frac{v_{Ed,f}}{v_{Rd,f}} = 0.225$$

$$k := 0.4$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } k \cdot f_{ctd} > v_{Ed,f} \\ \quad \parallel \text{“Ikke behov for ekstra armering”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Behov for ekstra armering”} \end{cases} = \text{“Behov for ekstra armering”}$$

Det er nødvendig med ekstra tverrarmering over støtte for å ta opp skjærkreftene mellom flens og steg.

$$\frac{v_{Ed,f} \cdot t_f}{\cot(\theta_{ff}) \cdot f_{yd}} = 387.7 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right)$$

Armeringsmengden er mindre enn den beregnet for støtte. Da minimumsarmeringen lagt i tverretningen er den samme for over støtte som for felt vil det ikke være nødvendig med ekstra armering utover minimumsarmeringen.

### **Torsjonskapasitet i lengderetning**

Beregninger er gjort ihht. EK2-1-1 kapittel 6.3.

$$T_{Ed} := 2908.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{cp} = 4.24 \text{ MPa} \qquad 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd} \qquad (\text{NA.6.11.aN})$$

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.17$$

Tverrsnittsdelen som utsettes for torsjon:

$$A := b_s \cdot h = 4500000 \text{ mm}^2$$
$$u := 2 \cdot (b_s + h) = 11000 \text{ mm}$$

$$t_{ef} := \frac{A}{u} = 409.1 \text{ mm} \qquad 6.3.2(1)$$

Areal som omslutes av senterlinjene i tverrsnittsdelen, medregnet innvendig hulrom:

$$A_k := (b_s - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 2417355.4 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

$$u_k := 2 \cdot (b_s - t_{ef}) + 2 \cdot (h - t_{ef}) = 9363.6 \text{ mm}$$

### **Dimensjonerende kapasitet for torsjon (trykkbrudd)**

Vinkelen  $\theta$  mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen skal ihht. N400 punkt 7.6.2 ikke velges større enn at  $\cot \theta = 2.0$

$$\theta := \text{acot}(2.0) = 26.565 \text{ deg}$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 11575.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} = 0.251$$

### **Største kapasitet for en konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft**

Benytter maks skjærkapasitet fra likning (6.9).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.442 \quad (6.29)$$

$$\text{Kontroll} := \text{if } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \mid \text{“OK”} \\ \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \parallel \text{“Ikke OK”}$$

### **Riss-torsjonsmoment**

For ren torsjon blir skjærspenning lik strekkspenning (6.3.2(5)):

$$\tau_t := f_{ctd} = 1.53 \text{ MPa}$$

Torsjonsmoment som gir opprissing:

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot \tau_t \cdot A_k \cdot t_{ef} = 3026.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} = 0.961$$

Interaksjon mellom riss-torsjon og skjær:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,c}} = 1.81 \quad (6.28)$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd.c}} + \frac{V_{Ed.red}}{V_{Rd.c}} \leq 1.0 \\ \quad \parallel \text{“Ikke behov for ekstra armering”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Behov for ekstra armering”} \end{cases} = \text{“Behov for ekstra armering”}$$

### **Torsjonsarmering**

Nødvendig lengdearmering:

$$\Sigma A_{sl} := \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot(\theta)}{2 A_k \cdot f_{yd}} = 25911.6 \text{ mm}^2 \quad (6.28)$$

Sjekker om opptredende bøyemoment ved maks torsjon kan tas av spennarmeringen alene:

Moment ved støtte akse 2 ved max torsjon:

$$M_{Ed.s.torsjon} := 15146.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{p.tot.ok} := n_{ok} \cdot A_p = 18000 \text{ mm}^2$$

Da flensen får strekkspenninger over støtte anses tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden:

$$A_{pb.ok} := 0.8 \alpha_b \cdot b_s \cdot d_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 32399 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{cases} \text{if } A_{p.tot.ok} < A_{pb.ok} \\ \quad \parallel \text{“Underarmert”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Overarmert”} \end{cases} = \text{“Underarmert”}$$

Ny faktor for underarmert tverrsnitt:

$$\alpha_{spennarm} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.tot.ok}}{0.8 f_{cd} \cdot b_s \cdot d_s} = 0.367$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.spennarm} := 0.8 \alpha_{spennarm} \cdot (1 - 0.4 \alpha_{spennarm}) f_{cd} \cdot b_s \cdot d_s^2 = 21489.7 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kontroll} := \begin{cases} \text{if } M_{Rd.spennarm} > M_{Ed.s.torsjon} \\ \quad \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Ikke OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Spennarmeringen alene kan ta bøyemomentet som oppstår ved maks torsjonsmoment. Slakkarmeringen kan dermed benyttes for å ta opp torsjonsmomentet.

Antall jern nødvendig innenfor det tynnveggede lukkede hulltverrsnittet (benytter  $\varnothing 25$ ):

$$\varnothing := 25 \text{ mm}$$

$$n_{lengde} := \text{ceil} \left( \frac{\Sigma A_{sl}}{\pi \cdot \left( \frac{\varnothing}{2} \right)^2} \right) = 53$$

Lengden armeringen skal fordeles over:

$$o_{tv.snitt} := 2 \cdot \left( (b_s - 2 \cdot c_{nom.uk} - 2 \varnothing) + (h - c_{nom.uk} - c_{nom.ok} - 2 \varnothing) \right) = 10260 \text{ mm}$$

Nødvendig senteravstand:

$$\frac{o_{tv.snitt}}{n_{lengde}} = 193.6 \text{ mm}$$

Velger lengdearmering  $\varnothing 25c150$  fordelt langs sidene i steget.

### **Bøylearmering**

Nødvendig bøylearmering dimensjoneres som for skjærkraft:

$$A_{sw.s} := \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \tan(\theta) = 691.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (\text{Obs! Enkeltsnittet})$$

Velger  $\varnothing 16$  bøyer. Maks senteravstand:

$$\varnothing_{bøyle} := 16 \text{ mm}$$

$$s := \frac{\pi \cdot \left( \frac{\varnothing_{bøyle}}{2} \right)^2}{A_{sw.s}} = 290.6 \text{ mm}$$

Krav til senteravstand (9.2.3(3)):

$$\alpha := 90^\circ$$

$$h' := h - c_{nom.ok} - c_{nom.uk} - 2 \varnothing - \varnothing = 785 \text{ mm}$$

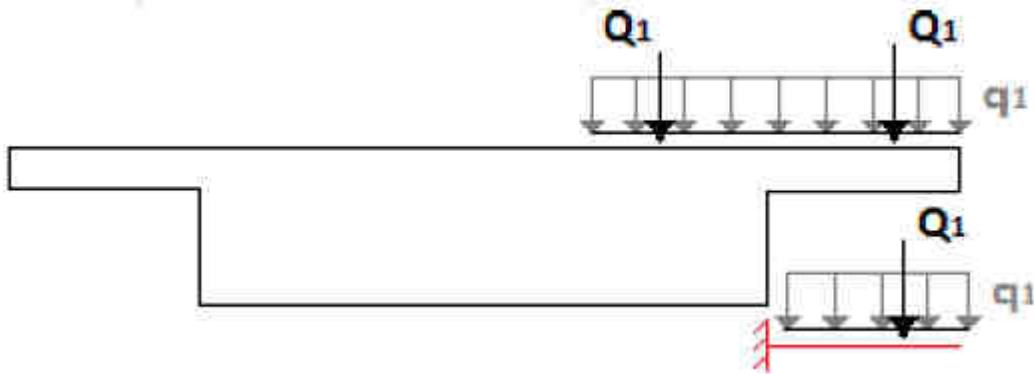
$$s_{max} := \min \left( \frac{u}{8}, 0.6 h' \cdot (1 + \cot(\alpha)), 1000 \text{ mm} \right) = 471 \text{ mm}$$

Velger lukkede torsjonsbøyer  $\varnothing 16c250$

### Momentkapasitet i tverretningen

Statisk system:

Kontrollen utføres ved overgang flens/steg, da det er der det er størst opptrædende moment. Flensen betraktes som en utkrager med innspenningsmoment i steget. Det vil bli strekk i overkant og trykk i underkant av flensen. Regner kun med armering i strekksone.



Figuren er hentet fra masteroppgave "Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru" av Ann-Kristin Kaldbekkdalen og Elin Holsten Strand.

Opptredende moment:

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

$$h_f := 300 \text{ mm}$$

$$l_f := 2000 \text{ mm}$$

$$c_{nom.ok} := 75 \text{ mm}$$

$$d_{verr} := h_f - c_{nom.ok} = 0.225 \text{ m}$$

$$t_{membran} := 100 \text{ mm}$$

Egenvekt:

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

$$g := \rho_c \cdot h_f \cdot b = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast trafikklast:

LM2:

$$\beta_Q := 1.0$$

N.A 4.3.3

$$Q_{ak} := 200 \text{ kN} \quad \text{pr. hjul}$$

$$Q_2 := Q_{ak} \cdot \beta_Q = 200 \text{ kN}$$

LM1:

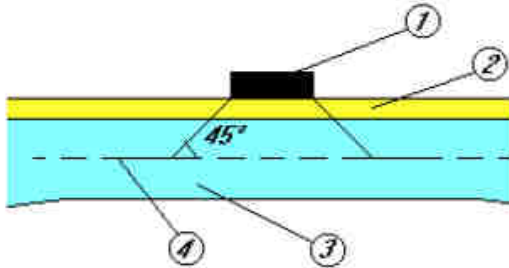
$$Q_1 := 150 \text{ kN} \quad \text{pr. hjul}$$

Hentet fra kapittel 4.2.1

$$q_1 := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

I følge EK1-2. 4.3.6 (1) skal det ved lokale verifikasjoner av lastmodell 1 og 2 tenkes at kontaktflaten under punktflaten sprer seg gjennom belegget og betong med en 45 graders vinkel til senter av betongdekke.



Figur 4.4 i EK1-2

### LM1:

Kontakt overflate:

$$b_{hjul} := 0.4 \text{ m} \quad h_{hjul} := 0.4 \text{ m}$$

$$h_{hjul.senter} := h_{hjul} + \frac{h_f}{2} \cdot 2 + t_{membran} \cdot 2 = 900 \text{ mm}$$

$$b_{hjul.senter} := h_{hjul.senter} = 900 \text{ mm}$$

$$A_1 := h_{hjul.senter} \cdot b_{hjul.senter} = (8.1 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Faktor for influensfelt:

$$\mu_{middel.1} := 9.7$$

Figur 7.16 i kapittel 7.5.1

$$M_{Q1} := \left( \frac{Q_1}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.1} \cdot 1 \text{ m} = 57.9 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Likning 7.31 i kapittel 7.5.1

$$M_{q1} := q_1 \cdot b \cdot \frac{l_f^2}{2} = 10.8 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

### LM2:

$$b_{hjul.2} := 0.35 \text{ m} \quad h_{hjul.2} := 0.60 \text{ m}$$

$$h_{hjul.senter.2} := h_{hjul.2} + \frac{h_f}{2} \cdot 2 + t_{membran} \cdot 2 = (1.1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$b_{hjul.senter.2} := b_{hjul.2} + \frac{h_f}{2} \cdot 2 + t_{membran} \cdot 2 = 850 \text{ mm}$$

$$A_2 := h_{hjul.senter.2} \cdot b_{hjul.senter.2} = 0.935 \text{ m}^2$$

Faktor for influensfelt:

$$\mu_{middel.2} := 9.5$$

Figur 7.16 i kapittel 7.5.1

Ser at LM2 blir dimensjonerende, bruker derfor den i resten av beregningene.

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Moment pga. trafikk: 
$$M_{Q2} := \left( \frac{Q_2}{8 \cdot \pi} \right) \cdot \mu_{middel.2} \cdot 1 \text{ m} = 75.6 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Moment pga. egenvekt: 
$$M_g := g \cdot \frac{l_f^2}{2} = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

*Egenvekten er mye mindre enn trafikklasten, så det vil derfor bli likning 6.10b som blir dimensjonerende.*

Lastfaktor for trafikklast: 
$$\gamma_{tr} := 1.35$$

Lastfaktor for egenlast: 
$$\gamma_g := 0.89 \cdot 1.35 = 1.2$$

Dimensjonerende moment i tverretningen: 
$$M_{Ed} := M_g \cdot \gamma_g + M_{Q2} \cdot \gamma_{tr} = 120.1 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

### Momentkapasitet:

$$\gamma_c := 1.5 \qquad \alpha_{cc} := 0.85 \qquad \text{NA.3.1.6(1)+Tabell NA.2.IN}$$

Karakteristisk trykkfasthet: 
$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \qquad f_{yd} := 500 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet: 
$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha_{cc} = 25.5 \text{ MPa} \qquad \text{EK2-1-1 (3.15)}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035 \qquad \text{Tabell 3.1 EK2-1-1}$$

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.003$$

Antar et normalarmert tverrsnitt (vanlig praksis i norge):

$$\alpha_{tverr} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2 \cdot \varepsilon_{yk}} = 0.412 \qquad \text{Betongkonstruksjoner (4.22)}$$

$$K := 0.275 \qquad \text{Betongkonstruksjoner Tabell 4.31}$$

Momentkapasitet: 
$$M_{Rd} := K \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{tverr}^2 = 355 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{array}{l} \text{if } M_{Ed} < M_{Rd} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \Bigg| = \text{"OK"}$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Nødvendig armering:

$$c := 0.17$$

Betongkonstruksjoner tabell 4.5

Momentarm for delvis utnyttet trykksone:

$$z := \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_{tverr} \quad \text{Betongkonstruksjoner (4.28)}$$

Mindre enn 0.95d

$$z := 0.94 \cdot d_{tverr} = 0.212 \text{ m}$$

$$A_{s,nødv} := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = (1.136 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Behov pr. meter}$$

Minimumsarmering Ø20s150:

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

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

$$A_{s,tverr} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{s} = (2.094 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Behov pr. meter}$$

Kontroll av armering:

$$\text{Tverrsnitt} := \text{if } A_{s,nødv} < A_{s,tverr} \text{ = "OK"} \\ \left. \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"IKKE OK"} \end{array} \right| \end{array}$$

*Konklusjon: Det er tilstrekkelig med tverrarmering for å ta opp opptredende moment.*

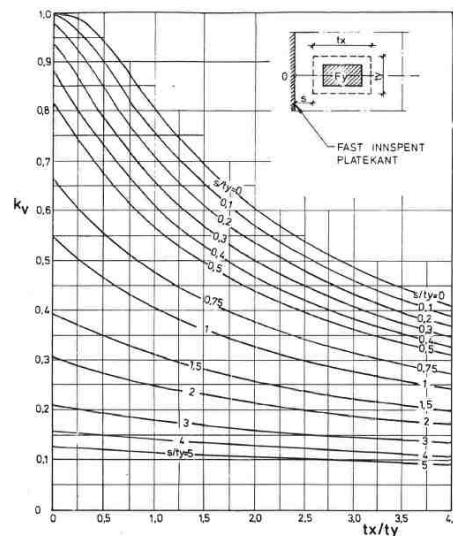
## Skjærkapasitet i tverretningen

Skjærkraft grunnet egenvekt:

$$V_g := g \cdot l_f = 15 \text{ kN}$$

Skjærkraft grunnet punklast:

Benytter diagram 4.1 i Norske Betongforening publikasjon nr. 6.





## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Figur 4.1 angir et minimumskrav til avstanden fra innspenningen til lastareal:  $s \geq d$ . Setter  $s=d$ , ettersom avstanden  $s$  kan variere med hvor i kjørebanelen kjøretøyet befinner seg. For lokal verifikasjon av LM1 og LM2 brukes projisert areal gitt i EK1-2.

Lastmodell 1:  $t_{x,1} := 900 \text{ mm}$   $t_{y,1} := 900 \text{ mm}$

$$s_1 := 225 \text{ mm}$$

$$\frac{t_{x,1}}{t_{y,1}} = 1 \quad \frac{s_1}{t_{y,1}} = 0.25 \quad k_{v,1} := 0.67$$

$$Q_1 := 150 \text{ kN} \quad q_1 := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{Q1} := k_{v,1} \cdot \left( \frac{Q_1}{t_{y,1}} \right) \cdot b = 111.7 \text{ kN}$$

*Norsk betongforening publ. 6  
likning 4.1*

$$V_{q1} := q_1 \cdot l_f \cdot b \cdot \gamma_{tr} = 14.6 \text{ kN}$$

Lastmodell 2:  $t_{x,2} := 1100 \text{ mm}$   $t_{y,2} := 850 \text{ mm}$

$$s_2 := 225 \text{ mm}$$

$$\frac{t_{x,2}}{t_{y,2}} = 1.29 \quad \frac{s_2}{t_{y,2}} = 0.26 \quad k_{v,2} := 0.62$$

$$Q_2 := 200 \text{ kN}$$

$$V_{Q2} := k_{v,2} \cdot \left( \frac{Q_2}{t_{y,2}} \right) \cdot 1 \text{ m} = 145.9 \text{ kN}$$

*Norsk betongforening publ. 6  
likning 4.1*

*Ser at skjærkraften for lastmodell 2 blir dimensjonerende, benytter derfor denne verdien videre i beregningene.*

Dimensjonerende skjærkraft:  $V_{Ed} := V_g \cdot \gamma_g + V_{Q2} \cdot \gamma_{tr} = 215 \text{ kN}$

Skjærkapasitet beregnet etter EK2-1-1 6.2.2:

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{tverr}}} = 1.943$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

$$A_{s.tverr} := (2.094 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_I := \frac{A_{s.tverr}}{b \cdot d_{tverr}} = 0.009$$

$$C_{Rd.c} := 0.12$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.64 \text{ MPa} \quad (6.3N)$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft:

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_I \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_{tverr} \cdot \text{MPa} = 182.2 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

Med en minsteverdi:

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b \cdot d_{tverr} = 143.1 \text{ kN} \quad (6.2.b)$$

$$Tverrsnitt := \begin{array}{l} \text{if } V_{Ed} < V_{Rd.c} \\ \quad \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“IKKE OK”} \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{“IKKE OK”}$$

*Konklusjon: Skjærkapasiteten ved overgang steg/flens er ikke tilstrekkelig. Det er ikke ønskelig å legge inn skjærarmoring i flensene.*

Test av kapasitet til tverrarmoring på Ø25c150:

$$A_{s.tverr} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150} = 0.003 \text{ m}^2$$

$$\rho_I := \frac{A_{s.tverr}}{b \cdot d_{tverr}} = 0.015$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_I \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_{tverr} \cdot \text{MPa} = 211.4 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

## Vedlegg K: Kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand

Test av kapasitet til tverrarmring på Ø25c100:

$$A_{s.tverr} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{100} = 0.005 \text{ m}^2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s.tverr}}{b \cdot d_{tverr}} = 0.022$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_{tverr} \cdot \text{MPa} = 242 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

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

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

*EK2-1-1 Tabell 3.1*

$$\eta := 14.576$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

### Lengderetning:

#### Dimensjonering i stadium 1: Uopprisset betong

##### **Over støtte i akse 3, element 521:**

Effektivt tverrsnitt med flensen i strekk betraktes som ett kvadrat med bredde lik 4.5 m og høyde lik 1m.

*Betongkonstruksjoner*  
4.2.4

$$b_{eff} := 4.5 \text{ m}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{p,tot.OK} := 18000 \text{ mm}^2$$

$$y_{felt} := 573.7 \text{ mm}$$

*Avstand fra UK tverrsnitt*

$$A_{c,eff} := 4.5 \text{ m}^2$$

$$y_{støtte} := \frac{h}{2} = 500 \text{ mm}$$

$$I_{x,eff} := \frac{b_{eff} \cdot h^3}{12} = (3.75 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Avstanden fra armeringstyngdepunktet over støtte til det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse tpb:

$$e_{støtte} := h - y_{støtte} - 75 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 335 \text{ mm}$$

Transformert tverrsnitt:

$$A_{t,eff.støtte} := A_{c,eff} + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} = 4.744 \text{ m}^2$$

*Betongkonstruksjoner (6.6)*

Avstanden mellom det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse tp og det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse tpb:

$$y_{t,støtte} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} \cdot e_{støtte}}{A_{t,eff.støtte}} = 17.3 \text{ mm}$$

*Betongkonstruksjoner (6.7)*

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse tp:

$$I_{t,eff.støtte} := I_{x,eff} + b_{eff} \cdot h \cdot y_{t,støtte}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} \cdot (e_{støtte} - y_{t,støtte})^2 = (4.01 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

*Betongkonstruksjoner (6.8)*

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

For aksialkrefter regnes full flensbredde:

$$A_c := 5.7 \text{ m}^2$$

$$A_{t.stotte} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} = 5.944 \text{ m}^2$$

### **Til venstre for støtte i akse 3, element 520.5:**

Dette elementet ligger innenfor  $l_0$ , og effektiv bredde for tverrsnittet over støtte i akse 3, beregnet i vedlegg "Effektiv flensbredde", benyttes.

Avstanden fra armeringstyngdepunktet over element 520 til det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse  $tp_b$ :

$$e_{520} := 220 \text{ mm}$$

$$b_{eff.520} := 6620 \text{ mm} \quad h_f := 300 \text{ mm} \quad h_w := 700 \text{ mm} \quad b_w := 4500 \text{ mm}$$

Effektivt tverrsnitt:

$$A_{eff.520} := b_{eff.520} \cdot h_f + b_w \cdot h_w = 5.136 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt:

$$A_{t,eff.520} := A_{eff.520} + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.6)}$$

Avstanden mellom det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse  $tp$  og det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse  $tp_b$ :

$$y_{t.520} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot e_{520}}{A_{t,eff.520}} = 10 \text{ mm} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.7)}$$

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse  $tp$ :

$$I_{x,2} := 4.48 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \quad \text{Hentet fra vedlegg J}$$

$$I_{t,eff.520} := I_{x,2} + A_{t,eff.520} \cdot y_{t.520}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.OK} \cdot (e_{520} - y_{t.520})^2 = (4.593 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.8)}$$

$$A_{t.520} := A_{t.stotte} = 5.944 \text{ m}^2$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

### I ytterfelt:

$$A_{p,tot.UK} := 9000 \text{ mm}^2$$

$$e_{felt} := y_{felt} - 65 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 0.419 \text{ m}$$

$$I_x := 5.001 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$A_{t,felt} := A_c + (\eta - 1) A_{p,tot.UK} = 5.822 \text{ m}^2$$

*Betongkonstruksjoner (6.6)*

$$y_{t,felt} := \frac{(\eta - 1) A_{p,tot.UK} \cdot e_{felt}}{A_{t,felt}} = 8.8 \text{ mm}$$

*Betongkonstruksjoner (6.7)*

$$I_{t,felt} := I_x + A_c \cdot y_{t,felt}^2 + (\eta - 1) A_{p,tot.UK} \cdot (e_{felt} - y_{t,felt})^2 = (5.21 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

*Betongkonstruksjoner (6.8)*

### **Karakteristisk lastkombinasjon**

#### Over støtte i akse 3, element 521:

$$M_{ed.kar.støtte} := 8927 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.kar.støtte} := -21319 \text{ kN}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{kar.støtte.UK} := \frac{N_{ed.kar.støtte}}{A_{t.støtte}} + \frac{M_{ed.kar.støtte}}{I_{t,eff.støtte}} \cdot (-y_{støtte} - y_{t.støtte}) = -15.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{kar.støtte.OK} := \frac{N_{ed.kar.støtte}}{A_{t.støtte}} + \frac{M_{ed.kar.støtte}}{I_{t,eff.støtte}} \cdot (y_{støtte} - y_{t.støtte}) = 7.2 \text{ MPa}$$

#### KONTROLL:

EK2-1-1 punkt 7.1(2) for at tversnittet skal kunne antas å være uopprisset må ikke spenningene overskride  $f_{ctm}$ .

$$\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } \sigma_{kar.støtte.OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Uopprisset tilstand”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Opprisset tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Opprisset tilstand”}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

### I felt, element 505.0:

$$M_{ed.kar.felt} := 7154 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.kar.felt} := -12377 \text{ kN}$$

$$\sigma_{kar.felt.OK} := \frac{N_{ed.kar.felt}}{A_{t.felt}} + \frac{M_{ed.kar.felt}}{I_{t.felt}} \cdot (y_{felt} - y_{t.felt}) = 5.6 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{kar.felt.OK} := \frac{N_{ed.kar.felt}}{A_{t.felt}} + \frac{M_{ed.kar.felt}}{I_{t.felt}} \cdot (-y_{felt} - y_{t.felt}) = -10.1 \text{ MPa}$$

### KONTROLL:

EK2-1-1 punkt 7.2(2) angir kritisk verdi for trykkspenninger i det karakteristiske lasttilfellet, utsatt for miljøpåkjenninger tilsvarende eksponeringsklasser XD, XF, XS. I vårt tilfelle gjelder denne kritiske verdien for OK brudekke.

$$\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$Tverrsnitt := \left. \begin{array}{l} \text{if } |\sigma_{kar.felt.OK}| < \sigma_{c.tillatt} \\ \quad \parallel \text{ word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \right| = \text{“OK”}$$

$$Tverrsnitt := \left. \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{kar.felt.OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{ word} \leftarrow \text{“Uopprikket tilstand”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ word} \leftarrow \text{“Opprikket tilstand”} \end{array} \right| = \text{“Opprikket tilstand”}$$

### Til venstre for støtte i akse 3, element 520.5:

$$M_{ed.kar.520} := 7668 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.kar.520} := -21629.6 \text{ kN}$$

$$\sigma_{kar.520.OK} := \frac{N_{ed.kar.520}}{A_{t.520}} + \frac{M_{ed.kar.520}}{I_{t.eff.520}} \cdot (y_{stotte} + y_{t.520}) = 4.9 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{kar.520.OK} := \frac{N_{ed.kar.520}}{A_{t.520}} + \frac{M_{ed.kar.520}}{I_{t.eff.520}} \cdot (-y_{stotte} + y_{t.520}) = -11.8 \text{ MPa}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$\text{Tverrsnitt} := \text{if } \left| \sigma_{kar,felt.OK} \right| < \sigma_{c,tillatt} \quad \left| = \text{“OK”} \right. \\ \left. \begin{array}{l} \left| \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \right. \\ \text{else} \\ \left| \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{kar,felt.UK} < f_{ctm} \quad \left| = \text{“Opprisset tilstand”} \right. \\ \left. \begin{array}{l} \left| \text{word} \leftarrow \text{“Uopprisset tilstand”} \right. \\ \text{else} \\ \left| \text{word} \leftarrow \text{“Opprisset tilstand”} \right. \end{array} \right.$$

### ***Tilnærmet permanent lastkombinasjon***

#### **Over støtte i akse 3, element 521:**

$$M_{ed,perm.støtte} := 5246 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed,perm.støtte} := -21241 \text{ kN}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{perm.støtte.UK} := \frac{N_{ed,perm.støtte}}{A_{t,støtte}} + \frac{M_{ed,perm.støtte}}{I_{t,eff,støtte}} \cdot (-y_{støtte} - y_{t,støtte}) = -10.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{perm.støtte.OK} := \frac{N_{ed,perm.støtte}}{A_{t,støtte}} + \frac{M_{ed,perm.støtte}}{I_{t,eff,støtte}} \cdot (y_{støtte} - y_{t,støtte}) = 2.7 \text{ MPa}$$

#### **KONTROLL:**

EK2-1-1 punkt 7.1(2) for at tverrsnittet skal kunne antas å være uopprisset må ikke spenningene overskride  $f_{ctm}$ .

EK2-1-1 punkt 7.2(3) Hvis spenningene i tilnærmet permanent lasttilstand er mindre enn  $0.45 \cdot f_{ck}$ , kan det antas lineær kryptøyning.

$$\sigma_{Rd} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tverrsnitt} := \text{if } \left| \sigma_{perm.støtte.UK} \right| < \sigma_{Rd} \quad \left| = \text{“Lineær”} \right. \\ \left. \begin{array}{l} \left| \text{word} \leftarrow \text{“Lineær”} \right. \\ \text{else} \\ \left| \text{word} \leftarrow \text{“Ikke lineær”} \right. \end{array} \right.$$



## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } \sigma_{perm.st\ddot{o}tte.OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Uoppriisset tilstand”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Oppriisset tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uoppriisset tilstand”}$$

### **I felt, element 505.0:**

$$M_{ed,perm,felt} := 3811 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed,perm,felt} := -11508 \text{ kN}$$

$$\sigma_{perm,felt,UK} := \frac{N_{ed,perm,felt}}{A_{t,felt}} + \frac{M_{ed,perm,felt}}{I_{t,felt}} \cdot (y_{felt} - y_{t,felt}) = 2.2 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{perm,felt,OK} := \frac{N_{ed,perm,felt}}{A_{t,felt}} + \frac{M_{ed,perm,felt}}{I_{t,felt}} \cdot (-y_{felt} - y_{t,felt}) = -6.2 \text{ MPa}$$

$$\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } |\sigma_{perm,felt,OK}| < \sigma_{Rd} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Lineær”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Ikke lineær”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Lineær”}$$

$$\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } \sigma_{perm,felt,OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Uoppriisset tilstand”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Oppriisset tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uoppriisset tilstand”}$$

### **Til venstre for støtte i akse 3, element 520.5:**

$$M_{ed,perm,520} := 5697 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed,perm,520} := -21098 \text{ kN}$$

$$\sigma_{perm,520,UK} := \frac{N_{ed,perm,520}}{A_{t,520}} + \frac{M_{ed,perm,520}}{I_{t,eff,520}} \cdot (y_{st\ddot{o}tte} + y_{t,520}) = 2.8 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{perm,520,OK} := \frac{N_{ed,perm,520}}{A_{t,520}} + \frac{M_{ed,perm,520}}{I_{t,eff,520}} \cdot (-y_{st\ddot{o}tte} + y_{t,520}) = -9.6 \text{ MPa}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

KONTROLL:

EK2-1-1 punkt 7.2(3) Hvis spenningene i tilnærmet permanent lasttilstand er mindre enn  $0.45 \cdot f_{ck}$ , kan det antas lineær kryptøyning.

$$\sigma_{Rd} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{array}{l} \text{if } |\sigma_{perm.520.OK}| < \sigma_{Rd} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Lineær”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Ikke lineær”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Lineær”}$$

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{perm.520.OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Uoppriisset tilstand”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Oppriisset tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uoppriisset tilstand”}$$

### ***Ofte forekommende lastkombinasjon***

**Over støtte i akse 3, element 521:**

$$M_{ed.ofte.stotte} := 5779 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.ofte.stotte} := -21272 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ofte.stotte.OK} := \frac{N_{ed.ofte.stotte}}{A_{t.stotte}} + \frac{M_{ed.ofte.stotte}}{I_{t,eff.stotte}} \cdot (-y_{stotte} - y_{t.stotte}) = -11 \text{ MPa} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.11)}$$

$$\sigma_{ofte.stotte.OK} := \frac{N_{ed.ofte.stotte}}{A_{t.stotte}} + \frac{M_{ed.ofte.stotte}}{I_{t,eff.stotte}} \cdot (y_{stotte} - y_{t.stotte}) = 3.4 \text{ MPa}$$

KONTROLL:

EK2-1-1 punkt 7.1(2) for at tverrsnittet skal kunne antas å være uoppriisset må ikke spenningene overskride  $f_{ctm}$ .

$$\text{Tverrsnitt} := \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{ofte.stotte.OK} < f_{ctm} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Uoppriisset tilstand”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“Oppriisset tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uoppriisset tilstand”}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

### I felt, element 505.0:

$$M_{ed.ofte.felt} := 4707 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.ofte.felt} := -11605 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ofte.felt.UK} := \frac{N_{ed.ofte.felt}}{A_{t.felt}} + \frac{M_{ed.ofte.felt}}{I_{t.felt}} \cdot (y_{felt} - y_{t.felt}) = 3.1 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{ofte.felt.OK} := \frac{N_{ed.ofte.felt}}{A_{t.felt}} + \frac{M_{ed.ofte.felt}}{I_{t.felt}} \cdot (-y_{felt} - y_{t.felt}) = -7.3 \text{ MPa}$$

KONTROLL:

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{ofte.felt.UK} < f_{ctm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“Uopprisset tilstand”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“Opprisset tilstand”} \end{array} \right. \\ \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{“Uopprisset tilstand”} \\ \\ \end{array} \right.$$

### Til venstre for støtte i akse 3, element 520.5:

$$M_{ed.ofte.520} := 5997.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$N_{ed.ofte.520} := -21149.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ofte.520.UK} := \frac{N_{ed.ofte.520}}{A_{t.520}} + \frac{M_{ed.ofte.520}}{I_{t.eff.520}} \cdot (y_{støtte} + y_{t.520}) = 3.1 \text{ MPa}$$

*Betongkonstruksjoner (6.11)*

$$\sigma_{ofte.520.OK} := \frac{N_{ed.ofte.520}}{A_{t.520}} + \frac{M_{ed.ofte.520}}{I_{t.eff.520}} \cdot (-y_{støtte} + y_{t.520}) = -10 \text{ MPa}$$

KONTROLL:

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{ofte.520.UK} < f_{ctm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“Uopprisset tilstand”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“Opprisset tilstand”} \end{array} \right. \\ \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{“Uopprisset tilstand”} \\ \\ \end{array} \right.$$

*Oppsummering: Tverrsnittet er opprisset over støtte, i felt, og i element 520, i karakteristisk tilstand, og spenningene må derfor beregnes i stadium 2.*

Dimensjonering i stadium 2: opprisset betong. Lengderetning

**Karakteristisk lastkombinasjon**

**Over søyle i akse 3:**

$$A_{s,tot.OK} := 13701 \text{ mm}^2$$

$$c_{nom.OK} := 75 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := 4500 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.OK} := e_{støtte} + y_{støtte} = 835 \text{ mm}$$

$$d_{slakk.OK} := h - c_{nom.OK} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 895 \text{ mm}$$

$$d_{middel.OK} := \frac{d_{spenn.OK} + d_{slakk.OK}}{2} = 865 \text{ mm}$$

$$\rho := \frac{A_{p,tot.OK} + A_{s,tot.OK}}{b_{eff} \cdot d_{middel.OK}} = 0.008$$

$$a_{støtte.kar} := \frac{M_{ed.kar.støtte}}{|N_{ed.kar.støtte}|} = 418.7 \text{ mm}$$

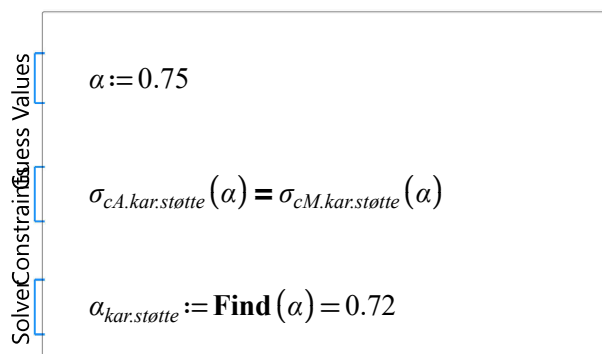
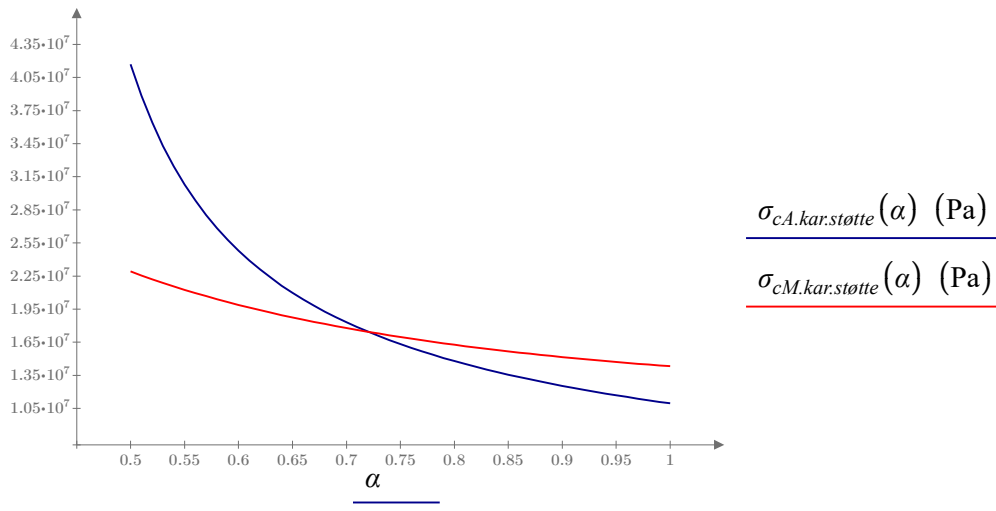
$$\alpha := 0.5, 0.51 \dots 1$$

$$\sigma_{cA.kar.støtte}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.støtte}|}{b_{eff} \cdot d_{middel.OK}} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.25)}$$

$$\sigma_{cM.kar.støtte}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.støtte}|}{b_{eff} \cdot d_{middel.OK}} \cdot \frac{2(e_{støtte} + a_{støtte.kar})}{d_{middel.OK}} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.26)}$$

Likningene løses grafisk og man finner en trykksonehøyde der grafene krysses.

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand



$$\sigma_{cA.kar.stotte}(\alpha_{kar.stotte}) = 17.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cM.kar.stotte}(\alpha_{kar.stotte}) = 17.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.kar.stotte} := \sigma_{cM.kar.stotte}(\alpha_{kar.stotte}) = 17.4 \text{ MPa}$$

$$x_{kar.stotte} := \alpha_{kar.stotte} \cdot d_{middel.OK} = 623.1 \text{ mm}$$

Krav i punkt 7.2(2) kun gjelder for trykkspenninger i områder med miljøklasse XD, XF og XS.

### Beregning av spenning i spennarmeringen:

Fra tidligere beregninger:

$$E_{c,eff} := 13377.926 \text{ MPa}$$

$$E_p := 194000 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cs} := 2.959 \cdot 10^{-4}$$

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

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

$$P_{max} := 3321 \text{ kN}$$

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

$$EK2-1-1 \ 5.10.3 \ (2)$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_{c.kar.støtte} := \frac{\sigma_{c.kar.støtte}}{E_{c.eff}} = 0.001$$

*Emiddel er mer nøyaktig, men velger å bruke Eceff på grunn av tidshensyn.*

Tøyning ved spennarmering:

$$\Delta\varepsilon_{p.kar.støtte} := \varepsilon_{c.kar.støtte} \cdot \frac{(1 - \alpha_{kar.støtte})}{\alpha_{kar.støtte}} = 5.06 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_{p.kar.støtte} := (\Delta\varepsilon_{p.kar.støtte} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_p = 40.8 \text{ MPa}$$

Tap grunnet relaksasjon:

$$\varepsilon_{rel} := 0.03671$$

*Hentet fra vedlegg H*

Tap grunnet friksjon:

Betrakter kabelgruppe 2 da den har minst friksjonstap.

$$\mu := 0.18 \cdot \text{rad}^{-1} \quad k := 5 \cdot 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

*ETA Tabell 2*

$$x := 19000 \text{ mm} \quad \theta := 0.38$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 272.1 \text{ kN}$$

*EK2-1-1 5.10.5.2*

$$\varepsilon_{tap.fri} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 0.082$$

$$\varepsilon_{tap} := 1 - \varepsilon_{tap.fri} - \varepsilon_{rel} = 0.881$$

$$\sigma_{p.kar.støtte} := \sigma_{pm0} \cdot \varepsilon_{tap} + \Delta\sigma_{p.kar.støtte} = (1.269 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

EK2-1-1 punkt 7.2(5) "Middelverdien av spenning i spennkabler bør ikke overskride 0.75fpk"

$$\sigma_{p.tillatt} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{p.kar.st\ddot{o}tte} < \sigma_{p.tillatt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \right. \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} \\ \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array}} \right| = \text{“OK”}$$

### **Beregning av spenning i slakkarmeringen:**

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_{c.kar.st\ddot{o}tte} := \frac{\sigma_{c.kar.st\ddot{o}tte}}{E_{c.eff}} = 0.001$$

Tøyning ved slakkarmering:

$$\Delta\varepsilon_{s.kar.st\ddot{o}tte} := \varepsilon_{c.kar.st\ddot{o}tte} \cdot \frac{(1 - \alpha_{kar.st\ddot{o}tte})}{\alpha_{kar.st\ddot{o}tte}} = 5.06 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i slakkarmering:

$$\Delta\sigma_{s.kar.st\ddot{o}tte} := (\Delta\varepsilon_{s.kar.st\ddot{o}tte} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_s = 42 \text{ MPa}$$

Spenning i slakkarmeringen:

$$\sigma_{s.kar.st\ddot{o}tte} := \Delta\sigma_{s.kar.st\ddot{o}tte} = 42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

*EK2-1-1 7.2(5)*

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{s.kar.st\ddot{o}tte} < \sigma_{s.tillatt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \right. \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} \\ \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array}} \right| = \text{“OK”}$$

*Oppsummering: Alle spenningskrav er tilfredsstilt i karakteristisk tilstand over søylen.*

### **I felt, element 505.5:**

$$A_{s.tot.UK} := 9424.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tot.UK} := 9000 \text{ mm}^2$$

$$b := 8500 \text{ mm}$$

$$c_{nom.UK} := 65 \text{ mm}$$

$$d_{spenn.UK} := h - y_{felt} + e_{felt} = 0.845 \text{ m}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$d_{slakk.UK} := h - c_{nom.UK} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 905 \text{ mm}$$

$$d_{middel.UK} := \frac{d_{spenn.UK} + d_{slakk.UK}}{2} = 875 \text{ mm}$$

$$\rho := \frac{A_{p.tot.UK} + A_{s.tot.UK}}{b \cdot d_{middel.UK}} = 0.002$$

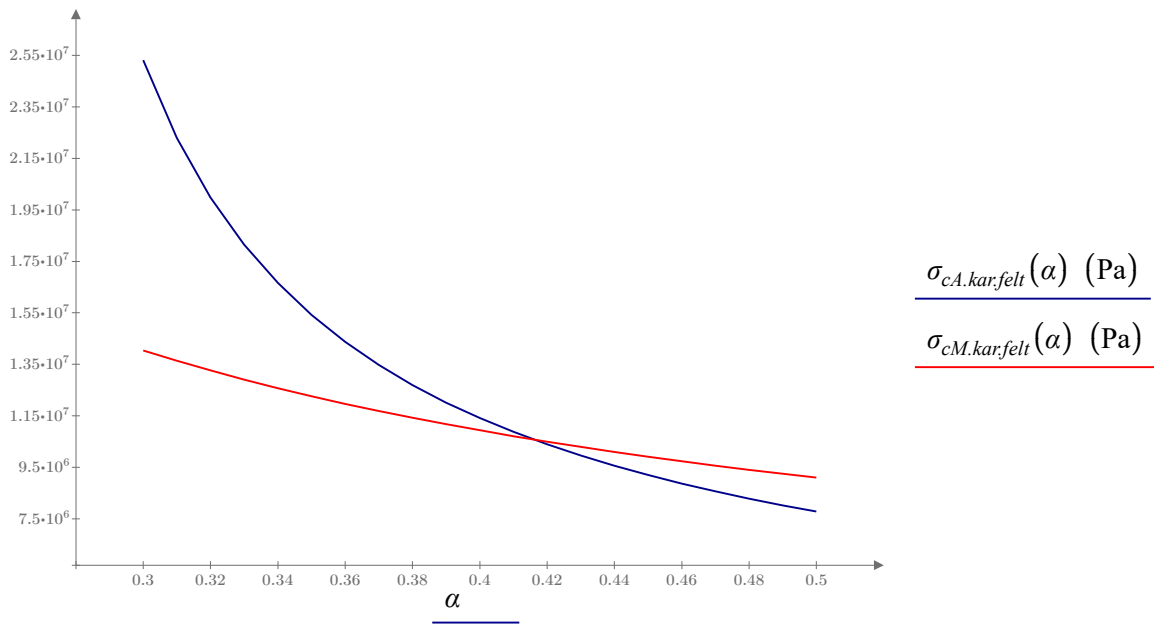
$$a_{felt.kar} := \frac{M_{ed.kar.felt}}{|N_{ed.kar.felt}|} = 578 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.3, 0.31 \dots 0.5$$

$$\sigma_{cA.kar.felt}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.felt}|}{b \cdot d_{middel.UK}} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.25)}$$

$$\sigma_{cM.kar.felt}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.felt}|}{b \cdot d_{middel.UK}} \cdot \frac{2(e_{felt} + a_{felt.kar})}{d_{middel.UK}} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.26)}$$

Likningene løses grafisk og man finner en trykksonehøyde der grafene krysses.





## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

SolveConstraintValues

$$\alpha := 0.41$$

$$\sigma_{cA.kar.felt}(\alpha) = \sigma_{cM.kar.felt}(\alpha)$$

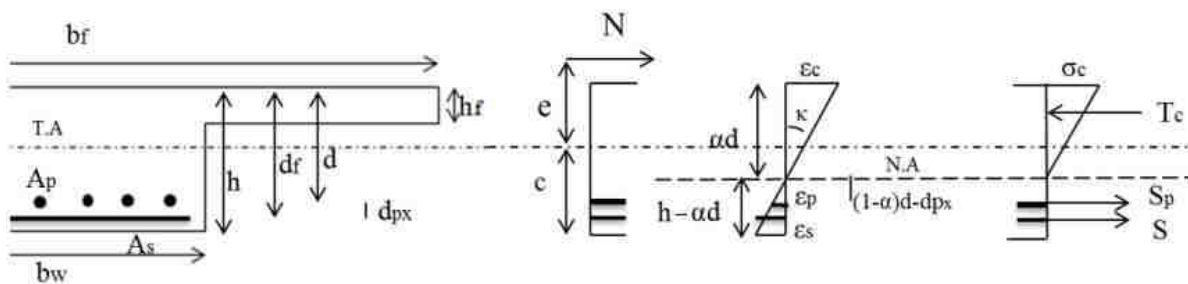
$$\alpha_{kar.felt} := \mathbf{Find}(\alpha) = 0.416$$

$$\sigma_{cA.kar.felt}(\alpha_{kar.felt}) = 10.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cM.kar.felt}(\alpha_{kar.felt}) = 10.6 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{kar.felt} \cdot d_{middel.UK} = 363.9 \text{ mm}$$

Ser at nøytralaksen ligger i steget, bruker følgende figur til å utlede formel for å finne trykksonehøyden:



Figuren og tilhørende formel er hentet fra side 12 i vedlegg L i masteroppgaven "Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru" av Ann-Kristin Kaldbekkdalen og Elin Holsten Strand.

$$h_f := 300 \text{ mm}$$

$$d := d_{middel.UK}$$

$$b_f := 8500 \text{ mm}$$

$$b_w := 4500 \text{ mm}$$

$$y := y_{felt} = 573.7 \text{ mm}$$

$$d_{px} := d_{slakk.UK} - d_{spenn.UK} = 60 \text{ mm}$$

$$e_{felt} := \frac{M_{ed.kar.felt}}{|N_{ed.kar.felt}|} = 0.578 \text{ m}$$

$$N_{felt.A.1}(\alpha) := (0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot (\alpha \cdot d - h_f) \cdot b_w) + (0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot h_f \cdot b_f) + \left( -E_s \cdot A_{s,tot.UK} \cdot \left( \left( \frac{h}{\alpha \cdot d} \right) - 1 \right) \right)$$

$$N_{felt.A.2}(\alpha) := \left( -E_p \cdot A_{p,tot.UK} \cdot \left( \left( \frac{h}{\alpha \cdot d} \right) - 1 - \left( \frac{d_{px}}{\alpha \cdot d} \right) \right) \right)$$

$$N_{felt.A}(\alpha) := N_{felt.A.1}(\alpha) + N_{felt.A.2}(\alpha)$$

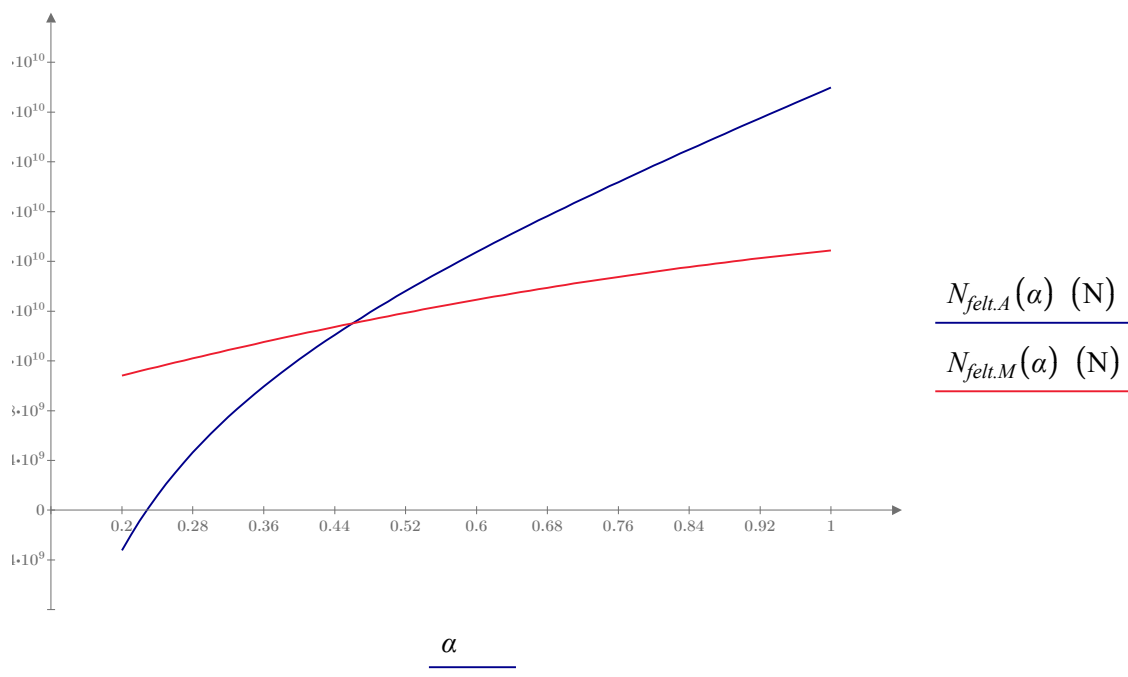
Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$N_{felt.M.1}(\alpha) := \frac{1}{e_{felt} + y} \cdot \left( 0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot (\alpha \cdot d - h_f) \cdot b_w \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot (\alpha \cdot d - h_f) + h - \alpha \cdot d \right) \right)$$

$$N_{felt.M.2}(\alpha) := \frac{1}{e_{felt} + y} \cdot \left( 0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot h_f \cdot b_f \cdot \left( \left( \alpha \cdot d - \frac{1}{3} \cdot h_f \right) + (h - \alpha \cdot d) \right) + (-E_p \cdot A_{p,tot.UK} \cdot d_{px}) \right)$$

$$N_{felt.M}(\alpha) := N_{felt.M.1}(\alpha) + N_{felt.M.2}(\alpha)$$

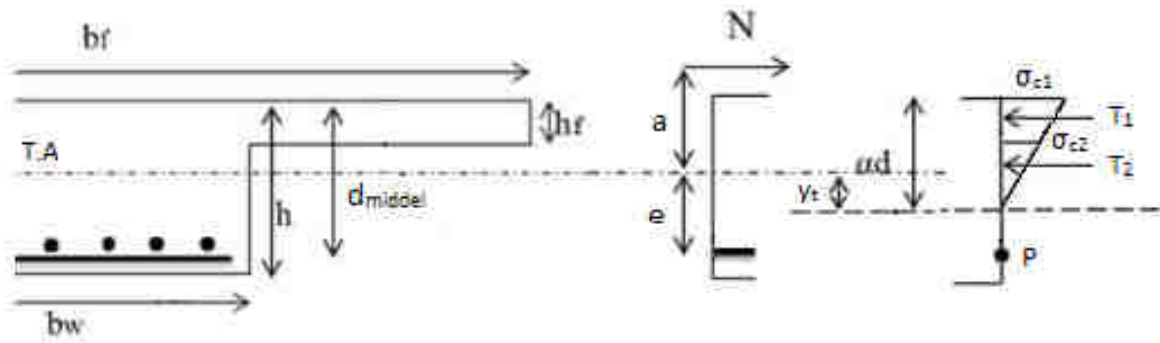
$\alpha := 0.2, 0.21 \dots 1$



$\alpha := 0.44$   
 $N_{felt.A}(\alpha) = N_{felt.M}(\alpha)$   
 $\alpha_{kar,felt} := \mathbf{Find}(\alpha) = 0.46$

$$\alpha_{kar,felt} \cdot d_{middel.UK} = 402.8 \text{ mm}$$

**Betongspenningene i tverrsnittet:**



$$\sigma_2(\sigma_1) := 0.25558 \sigma_1$$

$$T_1(\sigma_1) := (\sigma_1 - \sigma_2(\sigma_1)) \cdot \frac{1}{2} \cdot h_f \cdot b_f + \sigma_2(\sigma_1) \cdot h_f \cdot b_f$$

$$T_2(\sigma_1) := \sigma_2 \cdot (\alpha_{kar,felt} \cdot d_{middel,UK} - h_f) \cdot \frac{1}{2} \cdot b_w$$

$$f(\sigma_1) := T_2(\sigma_1) \cdot \left( e_{felt} - y_{t,felt} + (\alpha_{kar,felt} \cdot d_{middel,UK} - h_f) \cdot \frac{2}{3} \right)$$

$$f(\sigma_1) := T_1(\sigma_1) \cdot \left( e_{felt} - y_{t,felt} + \alpha_{kar,felt} \cdot d_{middel,UK} - \frac{h_f}{3} \right)$$

Likevekt om punkt P gir likning:

$$N_{ed, kar, felt} \cdot (e_{felt} + a_{felt, kar}) = f(\sigma_1) + f(\sigma_2)$$

Løser ut  $\sigma_1$  og får:

$$\sigma_1 := -10.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, kar, felt} := 10.55 \text{ MPa}$$

**Beregning av spenning i slakkarmeringen:**

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_{c, kar, felt} := \frac{\sigma_{c, kar, felt}}{E_{c, eff}} = 7.886 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved slakkarmering:

$$\Delta \varepsilon_{s, kar, felt} := \varepsilon_{c, kar, felt} \cdot \frac{(1 - \alpha_{kar, felt})}{\alpha_{kar, felt}} = 9.246 \cdot 10^{-4}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Spenningsendring i slakkarmering:

$$\Delta\sigma_{s, kar, felt} := (\Delta\varepsilon_{s, kar, felt} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_s = 125.7 \text{ MPa}$$

Spenning i slakkarmeringen:

$$\sigma_{s, kar, felt} := \Delta\sigma_{s, kar, felt} = 125.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s, tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

*EK2-1-1 7.2(5)*

$$\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } \sigma_{s, kar, felt} < \sigma_{s, tillatt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \right. \\ \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} Tverrsnitt := \text{if } \sigma_{s, kar, felt} < \sigma_{s, tillatt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \right. \right\} \right| = \text{“OK”}$$

**Beregning av spenning i spennarmeringen:**

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_{c, kar, felt} := \frac{\sigma_{c, kar, felt}}{E_{c, eff}} = 7.886 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning ved spennarmering:

$$\Delta\varepsilon_{p, kar, felt} := \varepsilon_{c, kar, felt} \cdot \frac{(1 - \alpha_{kar, felt})}{\alpha_{kar, felt}} = 9.246 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_{p, kar, felt} := (\Delta\varepsilon_{p, kar, felt} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_p = 122 \text{ MPa}$$

Tap grunnet relaksasjon:

$$\varepsilon_{rel} := 0.03671$$

*Hentet fra vedlegg H*

Tap grunnet friksjon:

$$\mu := 0.18 \cdot \text{rad}^{-1} \quad k := 5 \cdot 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

*ETA Tabell 2*

$$x := 9000 \text{ mm} \quad \theta := 2 \cdot \frac{e_{felt}}{7000 \text{ mm}} = 0.165$$

*Hentet fra NovaFrame*

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 123.3 \text{ kN}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

$$\varepsilon_{tap.fri} := \frac{\Delta P_{\mu}}{P_{max}} = 0.037$$

$$\varepsilon_{tap} := 1 - \varepsilon_{tap.fri} - \varepsilon_{rel} = 0.926$$

$$\sigma_{p.kar.felt} := \sigma_{pm0} \cdot \varepsilon_{tap} + \Delta\sigma_{p.kar.felt} = (1.413 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

EK2-1-1 punkt 7.2(5) "Middelverdien av spenning i spennkabler bør ikke overskride 0.75f<sub>pk</sub>"

$$\sigma_{p.middel.tillatt} := 0.75 \cdot f_{pk} = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Spenningen som er funnet her er en ekstremalverdi, spenningen jevnt over armeringen vil være lavere, og middelverdien anses derfor å være innenfor kravet.

*Oppsummering: Alle spenningskrav er tilfredsstilt i karakteristisk tilstand i felt.*

### **Til venstre for støtte i akse 3, element 520.5:**

$$A_{s.tot.UK} := 9424.78 \text{ mm}^2 \qquad A_{p.tot.520} := 0 \qquad \text{Spennarmeringen ligger i trykksonen.}$$

$$b := 4500 \text{ mm}$$

$$d_{slakk.UK} := h - c_{nom.UK} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 905 \text{ mm}$$

$$\rho := \frac{A_{s.tot.UK}}{b \cdot d_{slakk.UK}} = 0.002$$

Avstanden fra tpb til armeringa:

$$e_{520} := d_{slakk.UK} - \frac{h}{2} = 405 \text{ mm}$$

$$a_{520.kar} := \frac{M_{ed.kar.520}}{|N_{ed.kar.520}|} = 354.5 \text{ mm}$$

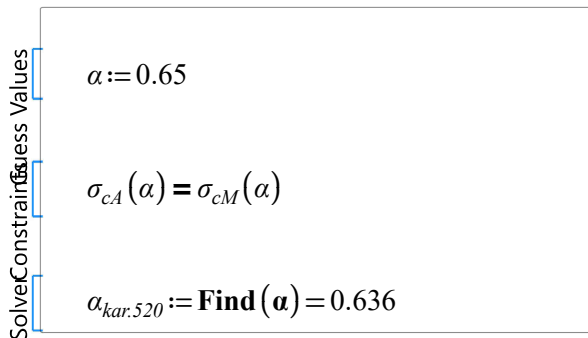
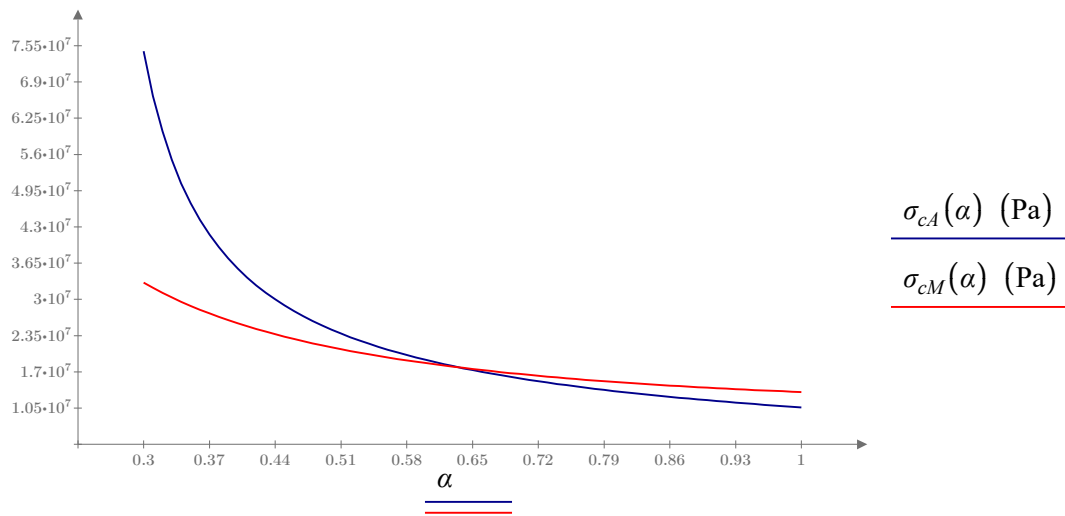
$$\alpha := 0.3, 0.31 \dots 1$$

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.520}|}{b \cdot d_{slakk.UK}} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)} \qquad \text{Betongkonstruksjoner (6.25)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{ed.kar.520}|}{b \cdot d_{slakk.UK}} \cdot \frac{2 \cdot (e_{520} + a_{520.kar})}{d_{slakk.UK}} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \qquad \text{Betongkonstruksjoner (6.26)}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Likningene løses grafisk og man finner en trykksonehøyde der grafene krysses.



$$\sigma_{cA}(\alpha_{kar.520}) = 17.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.kar.520} := 17.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha_{kar.520}) = 17.8 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{kar.520} \cdot d_{slakk.UK} = 575.2 \text{ mm}$$

### Beregning av spenning i slakkarmeringen:

Betongtøyning i overkant:

$$\varepsilon_{c.kar.520} := \frac{\sigma_{c.kar.520}}{E_{c.eff}} = 0.001$$

Tøyning ved slakkarmering:

$$\Delta\varepsilon_{s.kar.520} := \varepsilon_{c.kar.520} \cdot \frac{(1 - \alpha_{kar.520})}{\alpha_{kar.520}} = 7.6 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i slakkarmering:

$$\Delta\sigma_{s.kar.520} := (\Delta\varepsilon_{s.kar.520} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_s = 92.6 \text{ MPa}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Spenning i slakkarmeringen:

$$\sigma_{s.kar.520} := \Delta\sigma_{s.kar.520} = 92.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

*EK2-1-1 7.2(5)*

$$Tverrsnitt := \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{s.kar.520} < \sigma_{s.tillatt} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“OK”}$$

## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

### **Tverretning:**

Kontrollen utføres ved overgang flens/steg, da det er der det er størst opptredende moment. Flensen betraktes som en utkrager med innspenningsmoment i steget. Det vil bli strekk i overkant og trykk i underkant av flensen. Regner kun med armering i strekksone. Verdi for dimensjonerende moment er hentet fra vedlegg L.

$$\begin{aligned} b &:= 1000 \text{ mm} & h_f &:= 300 \text{ mm} & l_f &:= 2000 \text{ mm} \\ c_{nom.ok} &:= 75 \text{ mm} & d_{tverr} &:= h_f - c_{nom.ok} = 0.225 \text{ m} & f_{ck} &:= 45 \text{ MPa} \\ g &:= 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & M_{Q2} &:= 75.6 \text{ kN} \cdot \text{m} & & \text{Hentet fra vedlegg K} \end{aligned}$$

Faktorer hentet fra tabell NA.A2.6, og NA.A2.1:

$$\gamma_{g.kar} := 1.00 \quad \gamma_{tr.kar} := 1.00 \quad \gamma_{g.perm} := 1.00 \quad \gamma_{tr.perm} := 0.50$$

Egenvekt:

$$M_g := g \cdot \frac{l_f^2}{2} = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment karakteristisk lastkombinasjon:

$$M_{ed.kar} := M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.kar} + M_g \cdot \gamma_{g.kar} = 90.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$M_{ed.perm} := M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.perm} + M_g \cdot \gamma_{g.perm} = 52.8 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

### **Spenningsberegninger i tverretning:**

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad E_{c,eff} := 13377.926 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 14.95 \quad A_c := b \cdot h_f = 0.3 \text{ m}^2 \quad d_{tverr} = 225 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad A_s := 7 \cdot \pi \cdot (10 \cdot \text{mm})^2 = (2.199 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Formelark TKT 4175

### **Uopprikket tversnitt:**

$$ad_{tverr} := \frac{A_c \cdot 0.5 h_f + \eta \cdot A_s \cdot d_{tverr}}{A_c + \eta \cdot A_s} = 157.4 \text{ mm}$$

Betongens bidrag til arealtrehetsmoment:

$$I_{c,I} := b \cdot \frac{h_f^3}{12} + b \cdot h_f \cdot \left( ad_{tverr} - \frac{h_f}{2} \right)^2 = 0.002 \text{ m}^4$$



## Vedlegg L: Kapasitetskontroll i bruksgrensetilstand

Armeringens bidrag til arealtrehetsmomentet:

$$I_{s,l} := A_s \cdot (d_{tverr} - \alpha d_{tverr})^2 = (1.005 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

Bøystivheten til et uopprikket tverrsnitt:

$$EI_I := E_{c,eff} \cdot I_{c,l} + E_s \cdot I_{s,l} = (3.233 \cdot 10^7) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2}$$

Rissmoment:

$$M_{cr} := \left( \frac{I_{c,l} + \eta \cdot I_{s,l}}{h_f - \alpha d_{tverr}} \right) \cdot f_{ctm} = 64.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } M_{ed,kar} < M_{cr} \\ \quad \parallel \text{“Uopprikket tilstand”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Uopprikket tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uopprikket tilstand”}$$

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } M_{ed,perm} < M_{cr} \\ \quad \parallel \text{“Uopprikket tilstand”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Uopprikket tilstand”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Uopprikket tilstand”}$$

*Det er ikke nødvendig å regne rissvidder da det kun er karakteristisk tilstand som er opprikket.*

### Kontroll av trykkspenninger i tilnærmet permanent lasttilstand

$$I_{tot} := I_{c,l} + I_{s,l} = 0.002 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{perm} := \frac{M_{ed,perm}}{I_{tot}} \cdot 150 \text{ mm} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{perm,tillatt} := 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$$

$$\begin{array}{l} \text{Tverrsnitt} := \text{if } \sigma_{perm} < \sigma_{perm,tillatt} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“OK”}$$

Opprisset tversnitt:

Formelark TKT 4175

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_{tverr}} = 0.01$$

Relativ trykksonehøyde:  $\alpha := \sqrt[2]{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.414$

Ekvivalent arealtreghetsmoment for betong (armering inkludert):

$$I_{c,2} := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d_{tverr}^3 = (8.41 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$EI_2 := E_{c,eff} \cdot I_{c,2}$$

Armeringsspenning:

$$\sigma_{s,tverr} := E_s \cdot \frac{M_{ed,kar} \cdot (1 - \alpha) \cdot d_{tverr}}{EI_2} = 212.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

EK2-1-1 7.2(5)

$$\begin{array}{l} \text{Tversnitt} := \text{if } \sigma_{s,tverr} < \sigma_{s,tillatt} \\ \quad \left\| \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \right. \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Tversnitt} \\ \text{word} \leftarrow \text{“OK”} \\ \text{word} \leftarrow \text{“IKKE OK”} \end{array}} \right| = \text{“OK”}$$

Spenningen i betongen:

$$\varepsilon_{s,tverr} := \frac{\sigma_{s,tverr}}{E_s} = 0.001$$

$$\varepsilon_{c,tverr} := \frac{\varepsilon_{s,tverr} \cdot (d_{tverr} - \alpha \cdot d_{tverr})}{\alpha \cdot d_{tverr}} = 0.002$$

$$\sigma_{c,tverr} := \varepsilon_{c,tverr} \cdot E_{c,eff} = 20.1 \text{ MPa}$$

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

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

EK2-1-1 punkt 7.2(2) angir kritisk verdi for trykkspenninger i det karakteristiske lasttilfellet i lengderetning. EK2-1-1 punkt 5.10.2.2 angir derimot en generell begrensning for betongspenninger i en forspent konstruksjon på  $0.6 \cdot f_{ck}$ . Betongspenningene er innenfor dette kravet.

## Vedlegg M: Trykkavlastning

Kontrollerer for trykkavlastning ved støtte i akse 2 og 3.

Trykkavlastning kontrolleres for i tilnærmet permanent tilstand.

$$M_{ed.511.0} := 4547 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{ed.511.5} := 2136 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Hentet fra NovaFrame}$$

$$M_{ed.521.0} := 5246 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{ed.521.5} := 3442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{ed.521} := -21241 \text{ kN} \quad N_{ed.511} := -21243 \text{ kN}$$

Søylen har en bredde på 0,6 meter, som gjør at den realistiske toppverdien for momentet ligger 0,3 meter til høyre for maks moment. Realistisk verdi finnes ved interpolasjon:

Verdien ved 520.5 ligger 1m til høyre for akse 2.

$$x_1 := 0 \quad x_2 := 1 \text{ m} \quad x := 0.3 \text{ m}$$

$$M_{ed.511.3} := M_{ed.511.0} + (M_{ed.511.5} - M_{ed.511.0}) \cdot \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) = (3.8 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_1 := 0 \quad x_2 := 1.25 \text{ m} \quad x := 0.3 \text{ m}$$

$$M_{ed.521.3} := M_{ed.521.0} + (M_{ed.521.5} - M_{ed.521.0}) \cdot \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) = (4.8 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Geometri:

Effektivt tverrsnitt med flensen i strekk betraktes som ett kvadrat med bredde lik 4.5 m og høyde lik 1m

*Betongkonstruksjoner 4.2.4*

$$b_{eff} := 4500 \text{ mm} \quad h := 1000 \text{ mm} \quad b_w := 4500 \text{ mm} \quad b_f := 8500 \text{ mm}$$

$$h_f := 300 \text{ mm} \quad A_{p,tot.OK} := 18000 \text{ mm}^2 \quad \eta := 14.576 \quad y_c := \frac{h}{2} = 500 \text{ mm}$$

$$A_c := b_w \cdot (h - h_f) + b_f \cdot h_f = (5.7 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{c,eff} := b_{eff} \cdot h = 4.5 \text{ m}^2$$

$$I_{x,eff} := \frac{b_{eff} \cdot h^3}{12} = (3.75 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

## Vedlegg M: Trykkavlastning

$$e_{støtte} := h - y_c - 75 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 335 \text{ mm}$$

Transformert tversnitt:

$$A_{t,eff} := A_{c,eff} + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} = 4.744 \text{ m}^2 \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.6)}$$

Avstanden mellom det armerte tverrsnittets tyngdepunktakse  $t_p$  og det rene betongtverrsnittets tyngdepunktakse  $t_b$ :

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} \cdot e_{støtte}}{A_{t,eff}} = 17.3 \text{ mm} \quad \text{Betongkonstruksjoner (6.7)}$$

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktakse  $t_p$ :

$$I_{t,eff} := I_{x,eff} + b_{eff} \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} \cdot (e_{støtte} - y_t)^2 = (4.01 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

*Betongkonstruksjoner (6.8)*

For aksialkrefter regnes full flensbredde:

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,tot.OK} = 5.944 \text{ m}^2$$

EK2-1-1 Tabell NA.7.1N 2) " Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskanaler, ligger minst  $\Delta c_{dev}$  inn i trykksonen".

$$\Delta c_{dev} := 25 \text{ mm}$$

*Merknad tabell NA.7.1N*

$$\phi := 100 \text{ mm}$$

$$y := e_{støtte} - y_t - \frac{\phi}{2} - \Delta c_{dev} = 242.7 \text{ mm}$$

Betongspenninger over støtte i akse 2:

$$\sigma_{c,2} := \frac{N_{ed,511}}{A_t} + \frac{M_{ed,511.3}}{I_{t,eff}} \cdot y = -1.26 \text{ MPa}$$

Betongspenninger over støtte i akse 3:

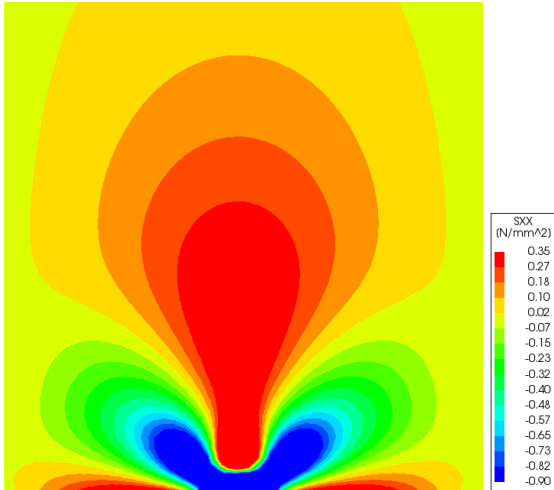
$$\sigma_{c,3} := \frac{N_{ed,521}}{A_t} + \frac{M_{ed,521.3}}{I_{t,eff}} \cdot y = -0.66 \text{ MPa}$$

Det er trykk 25 mm under spennarmeringen som medfører at trykkavlastningskravet er tilfredsstillt.

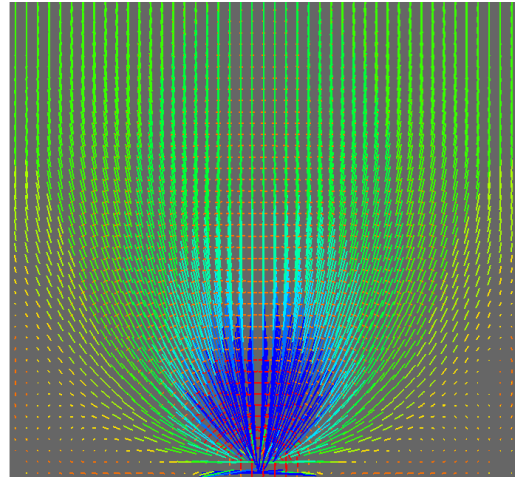


## VEDLEGG O: Diagrammer fra DIANA

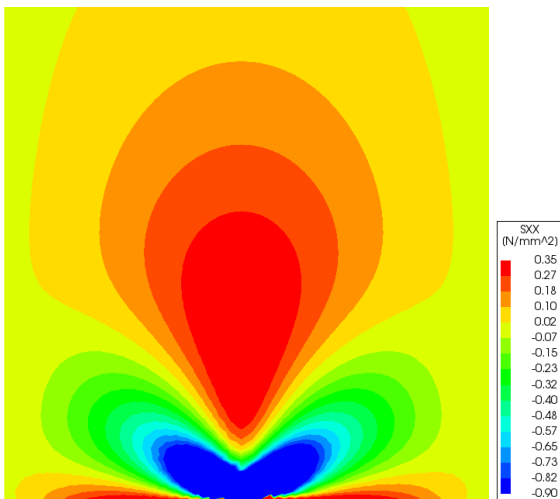
### Spenninger $\sigma_{xx}$ og hovedspenninger for et rektangulært tverrsnitt med kabel i nøytralakse



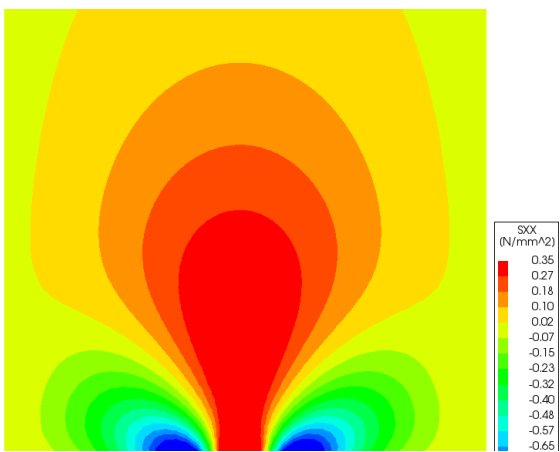
Figur 2: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i topp flens



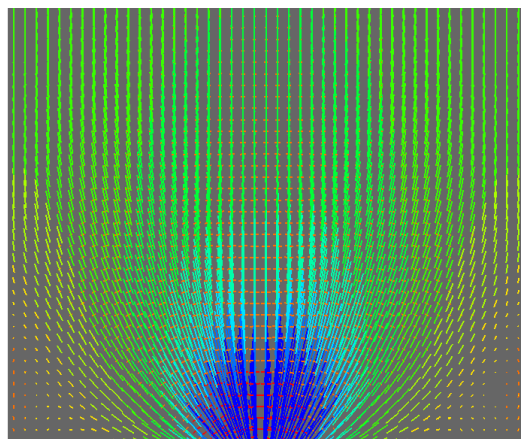
Figur 1: Hovedspenninger topp flens



Figur 3: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i nøytralakse

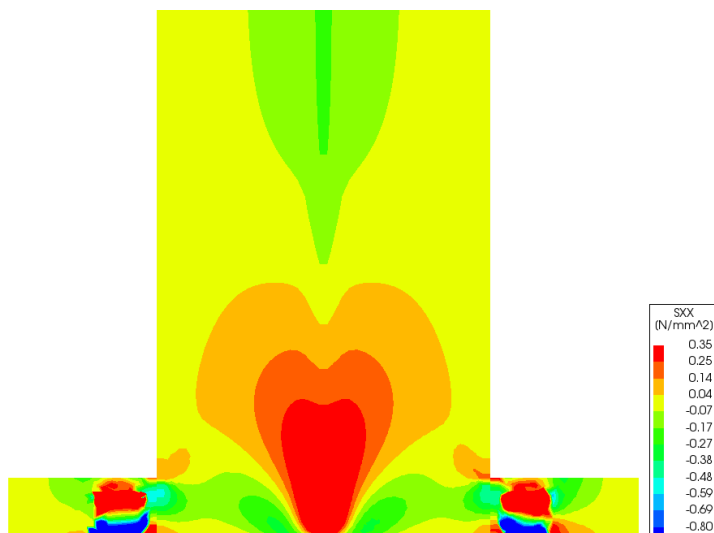


Figur 5: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i bunn steg

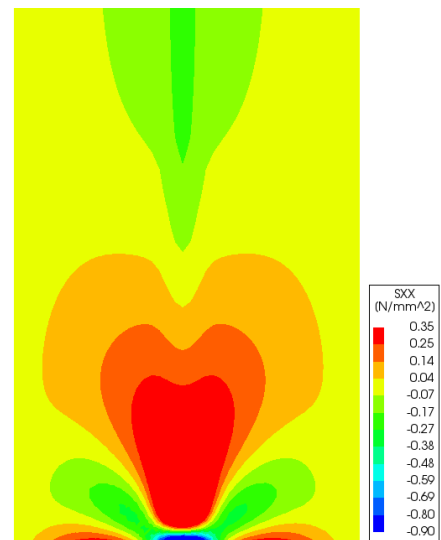


Figur 4: Hovedspenninger bunn steg

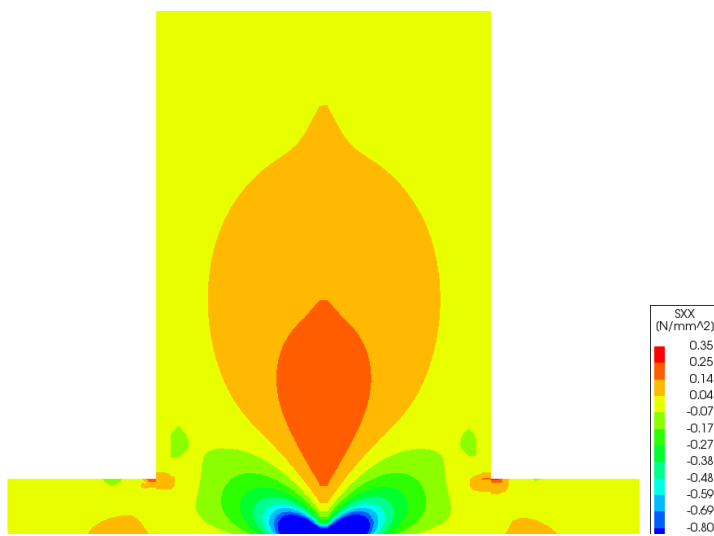
## Spenninger $\sigma_{xx}$ for modell med og uten endetverrbærere



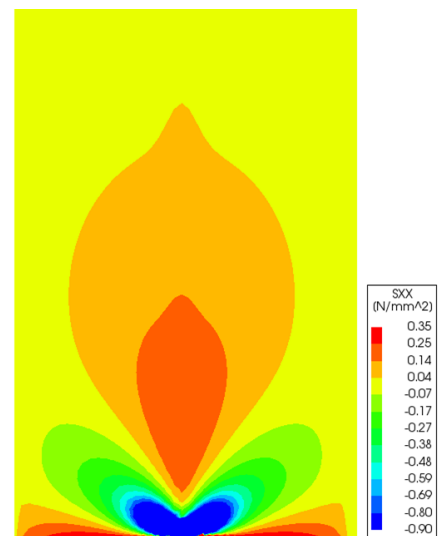
Figur 6: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i steg med tverrbærere



Figur 7: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i steg med uten tverrbærere



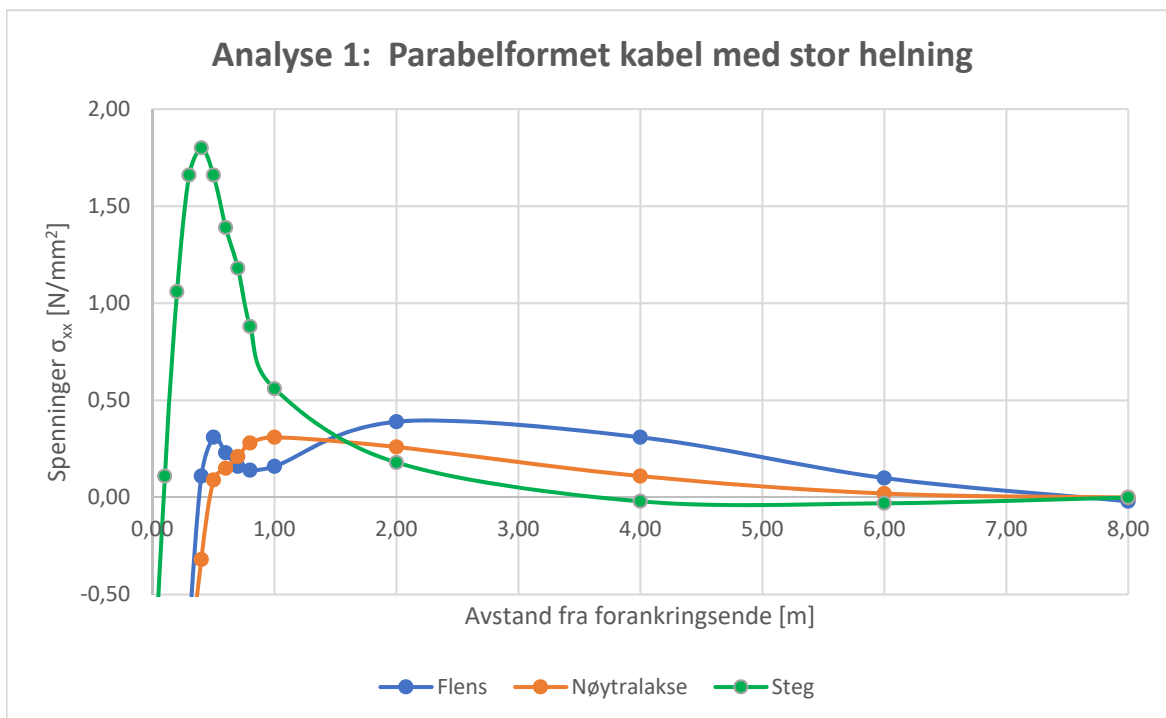
Figur 8: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i nøytralakse med tverrbærere



Figur 9: Spenninger  $\sigma_{xx}$  i nøytralakse uten tverrbærere

**Analyse 1: Parabelformet kabel med stor helning**

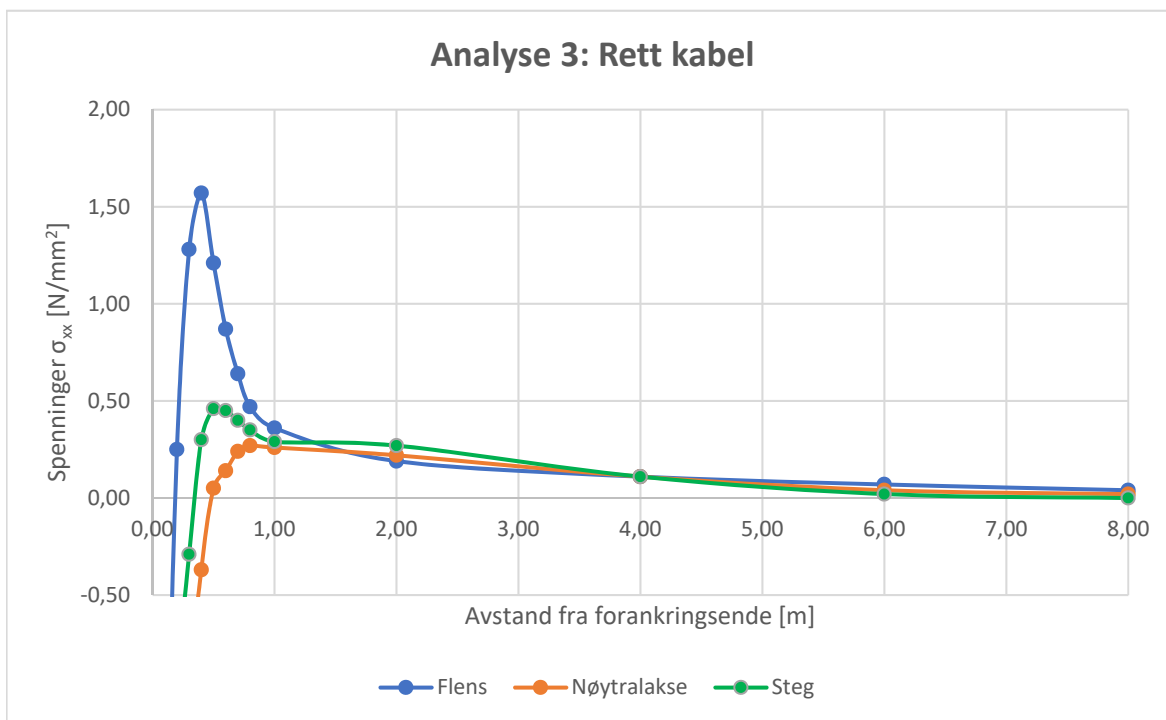
Avstand fra forankringsende[m]	Spenninger i tverretning (N/mm <sup>2</sup> )		
	Flens	Nøytralakse	Steg
0,00	-5,57	-84,95	-1,10
0,10	-3,97	-14,23	0,11
0,20	-1,90	-4,63	1,06
0,30	-0,70	-1,05	1,66
0,40	0,11	-0,32	1,80
0,50	0,31	0,09	1,66
0,60	0,23	0,15	1,39
0,70	0,16	0,21	1,18
0,80	0,14	0,28	0,88
1,00	0,16	0,31	0,56
2,00	0,39	0,26	0,18
4,00	0,31	0,11	-0,02
6,00	0,10	0,02	-0,03
8,00	-0,02	0,00	0,00





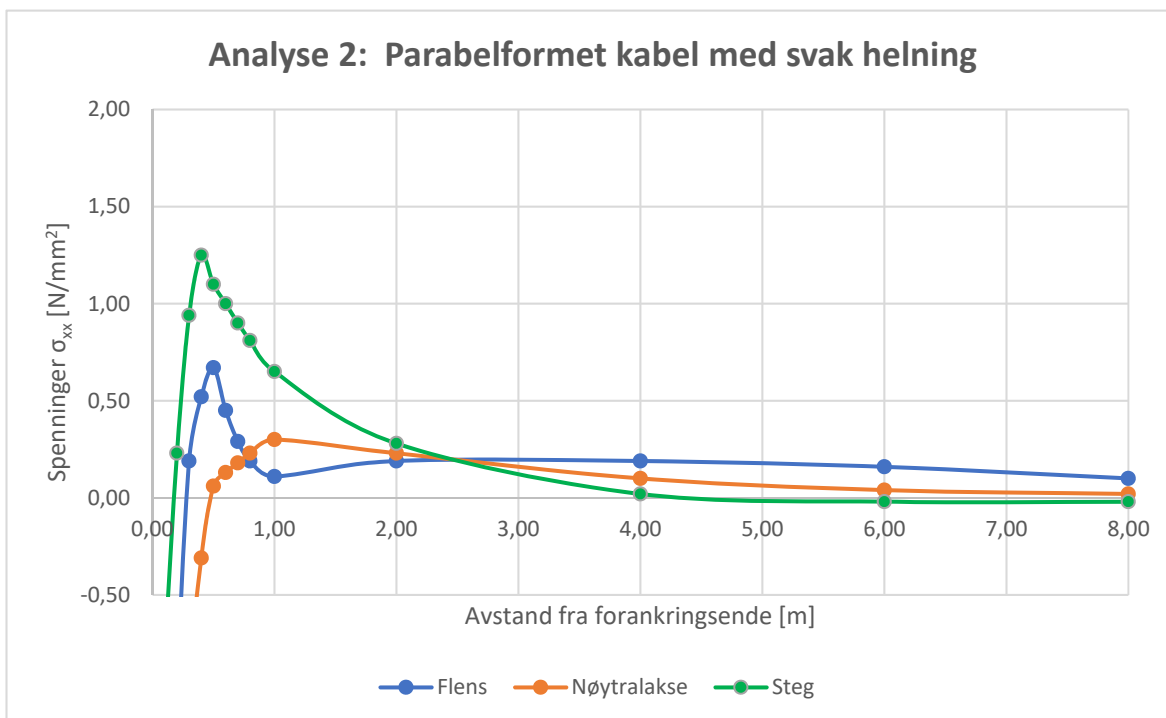
**Analyse 3: Rett kabel**

Avstand fra forankringsende[m]	Spenninger i tverretning (N/mm <sup>2</sup> )		
	Flens	Nøytralakse	Steg
0,00	-3,88	-79,37	-2,92
0,10	-1,85	-14,57	-2,00
0,20	0,25	-4,93	-0,97
0,30	1,28	-1,13	-0,29
0,40	1,57	-0,37	0,30
0,50	1,21	0,05	0,46
0,60	0,87	0,14	0,45
0,70	0,64	0,24	0,40
0,80	0,47	0,27	0,35
1,00	0,36	0,26	0,29
2,00	0,19	0,22	0,27
4,00	0,11	0,11	0,11
6,00	0,07	0,04	0,02
8,00	0,04	0,02	0,00



**Analyse 2: Parabelformet kabel med svak helning**

Avstand fra forankringsende[m]	Spenninger i tverretning (N/mm <sup>2</sup> )		
	Flens	Nøytralakse	Steg
0,00	-4,74	-81,98	-1,80
0,10	-2,74	-14,47	-0,80
0,20	-0,99	-4,80	0,23
0,30	0,19	-1,06	0,94
0,40	0,52	-0,31	1,25
0,50	0,67	0,06	1,10
0,60	0,45	0,13	1,00
0,70	0,29	0,18	0,90
0,80	0,19	0,23	0,81
1,00	0,11	0,30	0,65
2,00	0,19	0,23	0,28
4,00	0,19	0,10	0,02
6,00	0,16	0,04	-0,02
8,00	0,10	0,02	-0,02



**Analyse 4: Omvendt parabelformet kabel med stor helning**

Avstand fra forankringsende[m]	Spenninger i tverretning (N/mm <sup>2</sup> )		
	Flens	Nøytralakse	Steg
0,00	-3,31	-77,26	-3,61
0,10	-1,15	-14,56	-2,75
0,20	0,70	-4,98	-1,71
0,30	1,85	-1,18	-0,90
0,40	2,00	-0,42	-0,43
0,50	1,54	-0,04	-0,19
0,60	1,13	0,08	-0,08
0,70	0,85	0,18	0,00
0,80	0,64	0,25	0,02
1,00	0,41	0,24	0,07
2,00	0,20	0,22	0,26
4,00	0,12	0,13	0,20
6,00	0,10	0,06	0,13
8,00	0,07	0,04	0,12

