NTNU
Det skapende universitet

Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru

Ann-Kristin Kaldbekkdalen
Elin Holsten Strand

Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2014
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT
Medveileder: Håvard Johansen, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

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

TILGJENGELIGHET
ÅPEN

MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE:	DATO:	ANTALL SIDER:
Betongkonstruksjoner	2. juni 2014	179 + 98 sider vedlegg

TITTEL:

Prosjektering og analyse av en spennarmert betongbru

Design and analysis of a prestressed concrete bridge

UTFØRT AV:

Elin Holsten Strand
Ann-Kristin Kaldbekkdalen

SAMMENDRAG:
Hensikten med rapporten er å gjennomføre analyse og dimensjonering av en etteroppspent betongbru. Modellering og analyse er gjennomført i NovaFrame 5. En del av oppgaven var å bestemme spennsystem og tverrsnittshøyden i brua. Det ble antatt seks spennkabler i felt, og tolv over støtte. Videre ble tverrsnittshøyden satt lik 1,3 meter. Dimensjoneringen ble gjennomført i henhold til gjeldende Eurokoder, aktuelle dokumenter og Håndbok 185, som er utarbeidet av Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Rapporten omhandler kontroll av brua i brudd- og bruksgrensetilstand, og er utført for både lengde- og tverretningen. Videre er utforming og valg av spennsystem i brua betraktet. Her er eksakt kabelføring og antall spennkabler i felt og over støtte bestemt. Det er også blitt sett nærmere på kryputvikling i byggefaser, ved to ulike byggemåter. Én analyse hvor brua er understøttet av et stillas under bygging, og én hvor brua er støpt ved hjelp av en bevegelig støpevogn. De to byggemåtene ga forskjellige krypresultater under bygging, men krypmomentene gikk mot samme løsning etter lang tid, 100 år. Det betyr at kryputviklingen under byggefasene blir påvirket av valgt byggemåte. Videre ble det derfor konkludert med at kryp må tas i betraktning ved prosjektering av bruer med flere byggefaser.

Beregningene som ble utført for bruddgrensetilstand, viste at kapasiteten til tverrsnittet var tilstrekkelig. Spennarmeringsmengden i tverrsnittet var dermed tilfredsstillende. Slakkarmeringen måtte derimot økes på grunn av et stort opptredende torsjonsmoment. Ved kontroll i bruksgrensetilstand ble ikke rissviddekravene oppfylt i lengderetningen, og for å tilfredsstille rissviddekravene måtte brutverrsnittet optimaliseres. Ved optimalisering ble tverrsnittshøyden på 1,3 meter beholdt, og spennarmeringsmengden økt med 18 % over støtte og 26 % i midtfelt.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

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

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, og er gjennomført våren 2014. Arbeidet er utført over en periode på 20 uker, og tilsvarer til sammen 30 studiepoeng per student.

Oppgaven er skrevet som et samarbeid mellom Elin Holsten Strand og Ann-Kristin Kaldbekkdalen. Professor Terje Kanstad ved Instituttet for Konstruksjonsteknikk har fungert som hovedveileder. Videre har Statens vegvesen Vegdirektoratet, representert ved Håvard Johansen og Thomas Reed, fungert som en ekstern samarbeidspartner.

Rapporten omhandler dimensjonering og analyse av en fiktiv etteroppspent betongbru i Trondheim kommune. All dimensjonering er gjort i henhold til gjeldende Eurokoder og aktuelle håndbøker fra Statens vegvesen. Analysen av brua er gjennomført i ramme-programmet NovaFrame 5, og analyseresultatene er verifisert med håndberegninger. Resultater som ble for komplekse å kontrollere for hånd, er kontrollert i programmet Focus Konstruksjon 14.

Hensikten med oppgaven er at studentene skal benytte den kunnskapen de har tilegnet seg gjennom studiet til å gjennomføre prosjektering av en etteroppspent betongbru. I tillegg skal studentene sette seg inn i aktuelle regelverk, beregningsmetoder og analyseprogram. Det stilles krav til at leser har grunnleggende kunnskap om temaer som presenteres i rapporten.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår hovedveileder ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, professor Terje Kanstad. Vi takker for gode faglige diskusjoner og veiledning underveis i oppgaven. Videre rettes en takk til Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens vegvesen Vegdirektoratet, for faglig veiledning og hjelp med NovaFrame. Vi ønsker også å takke Lars Narvestad i Aas Jakobsen for studentlisens, og tilgang til NovaFrame. Til slutt rettes en takk til medstudenter ved Institutt for Konstruksjonsteknikk for gode faglige samtaler.

Trondheim, 2. juni 2014

Elin Holsten Strand

Ann-Kristin Kaldbekkdalen

Sammendrag

I denne rapporten er det gjennomført en prosjektering av en fiktiv etteroppspent betongbru, som skal oppføres i Trondheim kommune. Brua er utført som en bjelke-/platebru, og bygges i tre byggefaser. Den består av tre spenn, og har en total lengde på 80 meter. Brua er utført som et massivt T-tverrsnitt, og inkludert kantdragere og rekkverk er brutverrsnittet 9,5 meter bredt. Videre har brua en total føringsavstand på 8,5 meter, og inneholder to kjørefelt.

Hensikten med rapporten er å gjennomføre analyse og dimensjonering av brua ved å benytte tilegnet kunnskap fra studiet. Modellering og analyse er gjennomført i NovaFrame 5. I tillegg er det gjennomført et litteraturstudium hvor studentene har satt seg inn i gjeldene regelverk, relevante retningslinjer og beregningsmetoder for spenn-armerte betongkonstruksjoner.

En del av oppgaven var å bestemme spennsystem og tverrsnittshøyde i brua. Det ble antatt seks spennkabler i felt, og tolv over støtte. Videre ble tverrsnittshøyden satt lik 1,3 meter. Dimensjonering ble gjennomført i henhold til gjeldende Eurokoder, aktuelle dokumenter og Håndbok 185, som er utarbeidet av Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Rapporten omhandler kontroll av brua i brudd- og bruksgrensetilstand, og er utført for både lengde- og tverretningen. Videre er utforming og valg av spennsystem i brua betraktet. Her er eksakt kabelføring og antall spennkabler i felt og over støtte bestemt. Det er også blitt sett nærmere på kryputvikling i byggefaser, ved to ulike byggemåter. Virkningen av kryp på grunn av valgt byggemåte er drøftet.

Gjennom oppgaven er det utført to analyser av kryp. Én analyse hvor brua er understøttet av et stillas under bygging, og én hvor brua er støpt ved hjelp av en bevegelig støpevogn. I motsetning til stillaset er støpevognen opplagret på selve bru-konstruksjonen. De to byggemåtene ga forskjellige krypresultater under bygging, men krypmomentene gikk mot samme løsning etter lang tid, 100 år. Det betyr at kryputviklingen under byggefasene blir påvirket av valgt byggemåte. Det ble derfor konkludert med at kryp må tas i betraktning ved prosjektering av bruer med flere byggefaser.

Beregningene som ble utført for bruddgrensetilstand, viste at kapasiteten til tverrsnittet var tilstrekkelig. Spennarmeringsmengden i tverrsnittet var dermed tilfredsstillende. Slakkarmeringen måtte derimot økes på grunn av et stort opptredende torsjonsmoment. Ved kontroll i bruksgrensetilstand ble ikke rissviddekravene oppfylt i lengderetningen, og for å tilfredsstille rissviddekravene måtte brutverrsnittet optimaliseres. Ved optimalisering ble tverrsnittshøyden på 1,3 meter beholdt, og spennarmeringsmengden økt med 18 % over støtte og 26 % i midtfelt.

Abstract

This report covers the design of a fictitious post-tensioned concrete bridge, which is to be constructed in Trondheim. It is performed as a plate bridge, and built with three construction phases. The bridge consists of three spans, and has a total length of 80 meters. It is constructed as a massive T-cross section, and including the edge beams and railings the cross section is 9.5 meters wide. Further, the bridge has two carriageways with a total width of 8.5 meters.

The purpose of this report was to undertake an analysis and design of the bridge by utilizing knowledge from earlier courses. Modelling and analysis were elaborated in NovaFrame 5. The students were also going to carry out a literature study. This contained current regulations, relevant requirements and calculation methods for pre-stressed concrete structures. During the design, tendons and cross section height were determined. Six tendons were estimated in the spans, and twelve tendons were estimated over the supports. The cross section height was assumed to be 1.3 meters. The design was carried out in accordance with current Eurocodes, relevant documents and handbook 185 by Statens vegvesen Vegdirektoratet (Håndbok 185).

The report covers analysis in ultimate and serviceability limit state. The analyses are performed for both longitudinal and transverse direction. Further, the design of the post-tensioning system was considered. The exact cable routing and the number of tendons were determined for the span and over support. The report also includes a study of the creep development in the construction phases.

The creep development was performed in two separate analyzes. One analysis where the bridge was supported by scaffolding during construction, and a second one where the bridge was casted with a movable carriage. Unlike scaffolding the movable carriage was mounted on the bridge structure. The two construction methods gave different results considering creep development during construction. After a hundred years, the creep results approached the same solution. This means that creep development is influenced by the chosen construction method. It was therefore concluded that creep must be considered in the design of bridges with several construction phases.

The calculations performed for the ultimate limit state indicated that the capacity of the cross section was adequate. The amounts of tendons were sufficient, but as a result of torque the reinforcement area had to be increased. Considering the serviceability limit state, the requirements for crack width in the longitudinal direction, were not satisfied. To satisfy the requirements the cross section had to be optimized. The height of the cross section was retained when the bridge was optimized. Further the amounts of tendons were increased with 18 % over the supports and 26 % in mid-span.

Innholdsfortegnelse

Figurliste

Tabelliste

Indeksliste

Latinske store bokstaver

A_c	Betongens tverrsnittsareal
A_{ct}	Betongarealet i strekksonen
A_k	Areal som omsluttes av senterlinjene av tverrsnittsdelene i torsjonsberegning
A_p	Spennarmeringens areal
$A_{ref,i}$	Referansearealet til brua
A_s	Slakkarmeringens areal
A_{sl}	Nødvendig areal på lengdearmering for torsjon
$A_{s,min}$	Minimum slakkarmeringsareal
B	Total bredde på brua, inklusivt kantdragere og rekkverk
C	Vindlastfaktor for bruer
$C_{Rd,c}$	Faktor som tar hensyn til tilslagsstørrelse og materialfaktor
E_c	Elastisitetsmodul til betong
$E_{c,eff}$	Betongens effektive elastisitetsmodul
E_{cm}	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
E_d	Dimensjonerende verdi for lastvirkninger
E_p	Dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul
E_s	Dimensjonerende verdi for slakkarmeringens elastisitetsmodul
F_{wi}	Resulterende vindkraft i retning i, kraft/lengdeenhet
$F_{wi.trafikk}$	Resulterende vindkraft med samtidig virkende trafikklast
ΔF_d	Endringen av normalkraft i flensen over lengden Δx
G	Permanent påvirkning
$G_{k,j}$	Karakteristisk verdi for permanent last
$G_{k,j,sup}/G_{k,j,inf}$	Øvre/Nedre karakteristisk verdi av permanent last
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
L	Bruas lengde
M_{Ed}	Dimensjonerende verdi for bøyemoment
M_{Rd}	Momentkapasitet
N_{Ed}	Aksialkraftpåkjenning
P_0	Initiell kraft i aktiv ende av spennarmering umiddelbart etter oppspenning
P	Forspenningskraft
Q	Variabel påvirkning
Q_{ik}	Akslingslast for teoretiske kjørebaner
Q_k	Karakteristisk verdi for en enkel variabel påvirkning
Q_{k1}	Karakteristisk verdi for en dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel last

Q_{lk}	Bremse- og akselerasjonskrefter for teoretiske kjørebaner
RH_0	Referanseluftfuktighet (100 %)
RH	Omgivelsenes relative luftfuktighet (%)
T_0	Initialtemperatur
T_{Ed}	Dimensjonerende verdi for torsjonsmoment
$T_{e,max}/T_{e,min}$	Høyeste/laveste jevnt fordelte temperaturandel i brua
T_{max}/T_{min}	Øvre/nedre representative lufttemperatur
T_{Rd}	Torsjonsmomentkapasiteten
$\Delta T_{N,con}$	Største kontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Største ekspansasjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved oppvarming ovenfra
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved avkjøling ovenfra
V_{Ed}	Skjærkraftpåkjenning
$V_{Ed,red}$	Redusert skjærkraftpåkjenning i avstand d fra opplegg
V_{Rd}	Skjærstrekkapasitet
$V_{Rd,max}$	Skjærtrykkapasitet
Ø	Diameter på slakkarmering

<u>Latinske små bokstaver</u>

b	Avstanden mellom kantdragerne på brua
b_f	Flensbredde
b_s/b_w	Stegets bredde
$c_0(z)$	Terrengformfaktor
c_{alt}	Nivåfaktor
Δc_{dev}	Tillegg til minste overdekning som tar hensyn til avvik
c_{dir}	Retningsfaktor; tar hensyn til vindens retning på brustedet
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Tillegg til minste overdekning; tar hensyn til sikkerhet
c_e	Eksponeringsfaktor
c_{fi}	Kraftfaktor for vindpåkjenning på brudekket i i-retning
c_{min}	Minimum overdekning
$c_{min,b}$	Minste overdekning som følge av krav til heft
$c_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkning
$c_{min,dur,\gamma}$	Tillegg for sikkerhet
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor; basert på en returperiode på 50 år
$c_r(z)$	Ruhetsfaktor; angir variasjon i stedsvindhastigheten
c_{season}	Årstidsfaktor; tar hensyn til årstidsvariasjonene på brustedet
d	Effektiv tverrsnittshøyde/Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkrand
d_g	Største tilslagsstørrelse

d_{tot}	Total dybde på brua
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindertrykkfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	Betongens midlere sylindertrykkfasthet
f_{ctd}	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{ct,eff}$	Middelverdi for betongens strekkfasthet ved første opprissing
f_{ctm}	Middelverdi av betongens aksialstrekkfasthet
$f_{ctk.0,05}$	Betongens karakteristiske fasthet, 5 % fraktilverdi
f_{pd}	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Spennstålets karakteristiske 0,1 % strekkgrense
f_{yd}	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Slakkarmeringens karakteristiske flytegrense
h_0	Den effektive tverrsnittstykkelsen til en konstruksjonsdel
h	Tverrsnittets høyde
k_c	Faktor; tar hensyn til virkning av større overdekningskrav enn bestandighetskrav
$k_{,i}$	Koeffisient, faktor
k_I	Turbulensfaktor
k_h	Koeffisient som avhenger av h_0
k_p	Toppverdifaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
q_b	Midlere basisvindhastighetstrykk
q_{ik}	Karakteristisk jevnt fordelt last for teoretiske kjørebaner
q_p	Topphastighetstrykk
q_{rk}	Karakteristisk jevnt fordelt trafikklast for resterende område
s	Senteravstand/Koeffisient som avhenger av sementtypen
t_0	Betongens alder ved belastningstidspunktet
t	Tiden som vurderes
t_{ef}	Effektiv veggtykkelse
t_f	Flensens tykkelse
t_s	Betongens alder (i døgn) når uttørkingssvinnet starter
u	Omkrets av aktuelt betongtverrsnittet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_b	Basisvindhastighet
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet i høyde z over terreng
v_{min}	Minste skjærkraftkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd
$v_p(z)$	Vindkasthastigheten i høyde z over terreng
w_1	Bredden av en teoretisk kjørebane
w	Føringsavstand for trafikklast
w_k	Beregningsmessig rissvidde

w_{max}	Grenseverdi for beregningsmessig rissvidde
Δx	Lengde ved kontroll av skjærkapasitet mellom steg og flens
y	Avstanden til tverrsnittets nøytralakse
y_{eff}	Avstanden til nøytralaksen for tverrsnitt med effektiv flensbredde
z_0	Ruhetslengde
z	Overbygningens høyde over terreng/arm mellom kraftresultanter
z_{max}	Største høyde over terreng
z_{min}	Minste høyde over terreng

Små greske bokstaver

$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer som tar hensyn til betydningen av betongfastheten
α	Vinkel
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisienter som tar hensyn til sementtypen i betongen
α_{Qi}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (punktlast)
α_{qi}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (jevnt fordelt last)
α_{qr}	Korreksjonsfaktor for trafikklast (resterende område)
α_T	Temperaturutvidelseskoeffisient for betong
$\beta_{as.t}$	Faktor som tar hensyn til betraktningstidspunkt ved utvikling av autogent svinn
$\beta_c(t,t_0)$	Faktor som beskriver kryputvikling i betong ved angitt tidspunkt, t.
$\beta_{cc}(t)$	Koeffisient som avhenger av betongens alder, t
$\beta_{ds}(t,t_s)$	Faktor som beskriver svinnutviklingen i betongen ved et angitt tidspunkt, t, etter begynnelsen av uttørkingen
β_{fcm}	Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet
β_H	Faktor som tar hensyn til RH og h_0
β_{t0}	Faktor som tar hensyn til påvirkningen av t_0 på normert kryptall
β_{RH}	Faktor; tar hensyn til den RH ved beregning av nominell svinntøyning
γ	Partialfaktor
γ_G	Partialfaktor for permanente påvirkninger, G
$\gamma_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j
$\gamma_{Gj,sup}/\gamma_{Gj,inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j, ved beregning av øvre/nedre dimensjonerende verdier
γ_m	Partialfaktor for materialegenskaper
γ_P	Partialfaktor for forspenningslaster
γ_q	Partialfaktor for variable påvirkninger, tar hensyn til at påvirknings-verdiene kan avvike fra representative verdier på en ugunstig måte

γ_Q	Partialfaktor for variable påvirkninger, tar hensyn til modell-usikkerhet og variasjon i dimensjoner
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning i ULS
$\varepsilon_{c/p/s}$	Tøyning i de ulike materialene
ε_{ca}	Autogent svinn
$\varepsilon_{ca,\infty}$	Endelig autogent svinn etter lang tid
$\varepsilon_{cd,0}$	Nominelt uhindret uttørkingssvinn
ε_{cd}	Uttørkingssvinn
ε_{cs}	Total fri svinntøyning
ε_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
ε_{p0}	Initiell tøyningsdifferanse
ν_1	Reduksjonsfaktor for fasthet i opprisset betong grunnet skjær
ξ	Reduksjonsfaktor
η	Faktor som definerer den effektive fastheten i betongen
θ	Vinkel mellom betongtykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften
λ	Faktor som definerer effektiv høyde for trykksone i betong
μ	Friksjonskoeffisient
ρ_l	Armeringsforhold for slakk/spennarmering
ρ	Lufttetthet
ρ_c	Densitet for betong
σ_c	Trykkspenningen i betongen
σ_{cp}	Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning eller forspenning
σ_{p0}	Trykkspenning i betongen ved maksimal oppspenning
σ_p	Spenningen i spennarmeringen
σ_s	Spenningen i slakkarmeringen
φ_0	Nominelt kryptall
φ_{RH}	Faktor som tar hensyn til virkning av RH på nominelt kryptall
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall ved alder, t, etter belastning ved, t_0
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
ψ_1	Faktor for variabel ofte forekommende last
ψ_2	Faktor for variabel tilnærmet permanent last
$\psi_{1,infq}$	Faktor for variabel sjeldent forekommende last
ω_N	Reduksjonsfaktor for jevnt fordelt temperaturandel i kombinasjon med temperaturdifferanse
ω_M	Reduksjonsfaktor for temperaturdifferanse i kombinasjon med jevnt fordelt temperaturandel

1 Innledning

Denne rapporten er basert på en tidligere prosjektoppgave gitt i etter- og videre-utdanningskurset *KT6003 Prosjektering av bruer 1.* Dette kurset ble gjennomført høsten 2014 ved NTNU. På grunn av prosjektoppgavens omfang var det vanskelig å fullføre hele oppgaven i løpet av kursets varighet. NTNU og Statens vegvesen Vegdirektoratet ønsket derfor at oppgaven ble utført som en masteroppgave ved NTNU.

Oppgaven går ut på å prosjektere en fiktiv etteroppspent betongbru. Brua har tre spenn og skal plasseres i Trondheim kommune. Formålet med prosjekteringen er å bestemme bruas tverrsnittshøyde og spennsystem. Modellering og analyse av brua utføres i modelleringsprogrammet NovaFrame 5. Analysen gjøres i henhold til Håndbok 185, utgitt av Statens vegvesen, og aktuelle Eurokoder. Focus Konstruksjon 14 benyttes ved verifikasjon av enkelte analyseresultater.

Analysen i denne rapporten omhandler kun brubanen. I bruddgrensetilstand gjennomføres ulike tverrsnittskontroller. I lengderetning kontrolleres bruas kapasitet for moment, torsjon, skjær- og aksialkraft. Det gjennomføres også enkle kontroller for skjærkraft og moment i tverretningen. Ved kontroll i bruksgrensetilstand utføres beregninger for spenningsbegrensninger og rissvidder, i lengde- og tverretningen. Dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand gjennomføres for kritiske snitt, og kontrolleres opp mot krefter hentet fra NovaFrame. Fordypningstemaer i rapporten er valg av spennsystem og kryputvikling i byggefaser.

Rapporten innledes med en presentasjon av brua, og en detaljert beskrivelse av valgt spennsystem. Videre behandles aktuelle opptredende laster på brua, slik som trafikk-, vind-, og temperaturlast. Deformasjonslaster som kryp og svinn behandles også. Deretter følger en grundig gjennomgang av modellering i NovaFrame, og verifikasjon av analyseresultater. Fordypningstemaet som omhandler kryputvikling i byggefaser blir nøye studert for to ulike byggemåter. Her blir krypmomentdiagrammer for alle bygge-fasene presentert og diskutert. Brua blir deretter kontrollert i brudd- og bruks-grensetilstand. Resultatene fra tverrsnittskontrollene i grensetilstandene sammenfattes og kommenteres. På bakgrunn av disse resultatene optimaliseres bruas spennarmering, og til slutt følger en endelig oppsummering og konklusjon.

2 Prosjekteringsgrunnlag

2.1 Grunnlag

Under følger en kortfattet oversikt over de dokumentene som danner grunnlag for prosjekteringen av brua i denne oppgaven. I dette kapittelet redegjøres det også for de analyseprogrammene som er aktuelle for oppgaven. Oppgaveteksten ligger vedlagt som Vedlegg A.

Standarder

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1], og NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1 [2].
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger [3].
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster [4].
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning [5].
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer [6].
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betong-konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [7].
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betong-konstruksjoner, Del 2: Bruer [8].

ETA

European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-06/0022. Denne refereres heretter til som ETA-06/0022 [9].

Håndbøker

Håndbok 185: Bruprosjektering, Eurokodeutgave (2011), heretter referert som HB185 [10].

Analyseprogram

I analysene benyttes *NovaFrame 5*, Versjon 5-021. Dette er et rammeprogram basert på bjelketeori som er utviklet av Aas-Jakobsen. Analyse og modellering av brua vil foregå i NovaFrame. *Focus Konstruksjon 2014*, Versjon 14.2.0.0, er et beregningsprogram utviklet av Focus Software AS. Programmet benyttes ved verifisering av enkelte analyseresultater. Alle beregninger som gjennomføres i rapporten føres inn i regneprogrammet Mathcad 15. Beregningene ligger som vedlegg bakerst i rapporten.

2.2 Materialegenskaper

Materialene som benyttes i denne brua er betong, slakkarmering og spennarmering. I tillegg kommer rekkverk, slitelag, fuger og lignende, men dette blir ikke betraktet i denne oppgaven. Videre gjengis egenskapene til de ulike materialene som benyttes i brua. Dataene er hentet fra produktbladet ETA-06/0022, [9] og *NS-EN 1992-1-1: 2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, videre referert som EK2-1-1 [7].

2.2.1 Betong

Betongen som benyttes i brua har kvalitet B45, og materialegenskapene til betongen er gjengitt i Tabell 2-1.

Tabell 2-1 Materialegenskaper for betong B45.

Egenskaper betong	B45		
Karakteristisk sylindertrykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45	MPa
Dimensjonerende sylindertrykkfasthet	f_{cd}	25,50	MPa
Karakteristisk sylinderstrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,70	MPa
Dimensjonerende sylinderstrekkfasthet	f_{ctd}	1,53	MPa
Betongens midlere aksialstrekkfasthet	f_{ctm}	3,80	MPa
Materialfaktor for betong (ULS)	γ_c	1,50	
Elastisitetsmodul for betong	E_{cm}	36 000	MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24	kN/m³
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25	kN/m³

2.2.2 Slakkarmering

Det er valgt å benytte slakkarmering av type B500NC, og materialegenskapene finnes i Tabell 2-2. For lengdearmering og tverrarmering antas en diameter på 25 millimeter, og en senteravstand på 150 millimeter. For bøyler er det valgt en diameter på 16 millimeter. Disse verdiene danner grunnlag for videre prosjektering.

Tabell 2-2 Materialegenskaper for slakkarmering, B500NC.

Egenskaper slakkarmering	B500NC		
Karakteristisk fasthet, flytegrense	f_{yk}	500	MPa
Dimensjonerende fasthet, flytegrense	f_{yd}	434	MPa
Materialfaktor for betong (ULS)	γ_s	1,15	
Elastisitetsmodul for armeringsstål	E_s	200 000	MPa

2.2.3 Spennarmering

Spennarmeringen som benyttes i brua består av 15 tau per kabel. Hvert tau har et areal på 150 mm^2. Dette svarer til typen DYWIDAG 6815 i ETA-06/0022 [9]. Tallet 6 står for nominell taudiameter, som her er lik 0,6 inches. Videre representerer tallet 8 en intern kode, og tallet 15 antall tau per kabel. [11] Diameteren per kabelrør er lik 100 millimeter. Tabell 2-3 lister opp nødvendige egenskaper for spennarmeringen.

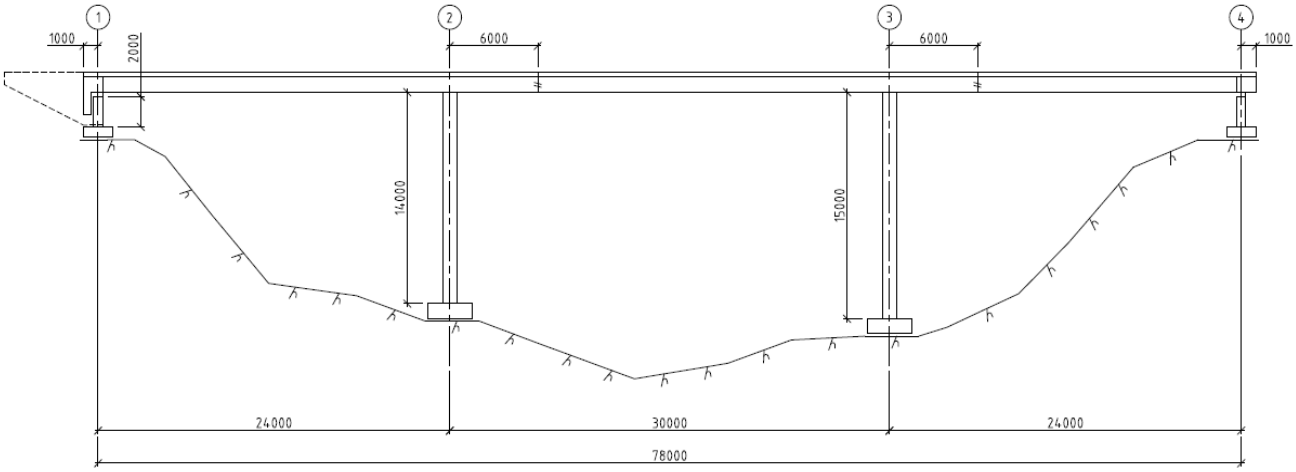
Tabell 2-3 Materialegenskaper for spennarmering.

Egenskaper spennstål	DYWIDAG 6815		
Areal (15 stk tau med areal 150 mm²)	A_p	2 250	mm²
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1 860	MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1 % - grense	$f_{p0,1k}$	1 600	MPa
Dimensjonerende strekkfasthet 0,1 % - grense	f_{pd}	1 391	MPa
Materialfaktor for spennarmering (ULS)	γ_s	1,15	
Elastisitetsmodul for spenntau	E_p	195 000	MPa
Relaksasjonsklasse, lav-relaksasjonsstål	Klasse 2		
Kabelkraft ved forankring, etter låsing		3 060	kN

I Norge benyttes spennarmering med karakteristisk strekkfasthet, f_{pk} = 1860 MPa, og flytegrense, $f_{p0,1k}$ = 1640 MPa. Flytegrensen, såkalt 0,1 % -grensen, er den spenningen hvor stålet har fått 0,1 % uelastisk tøyning. I henhold til ETA-06/0022 har spennstålet en flytegrense på $f_{p0,1k}$ = 1600 MPa, og denne er benyttet i videre beregninger.

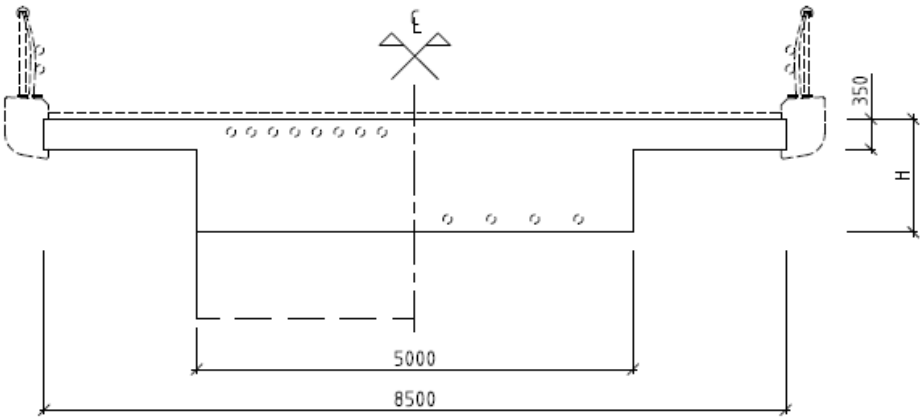
2.3 Brua

I denne oppgaven behandles en fiktiv plasstøpt og etteroppspent bjelke/platebru. Brua skal oppføres i Trondheim kommune i Sør-Trøndelag, og har en total lengde på 80 meter. Det er tre spenn på brua, hvor midtspennet har en lengde på 30 meter, slik som illustrert i Figur 2-1 og i Vedlegg A. Sidespennene er på 24 meter hver. I tillegg er det utstikkere med en lengde på 1 meter både til venstre for akse 1 og til høyre for akse 4.



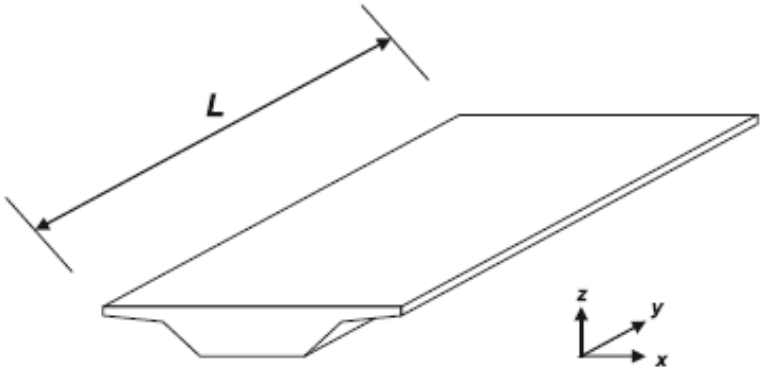
Figur 2-1 Lengdesnitt av brua.

Brua anses som helt rett, og det vil si at overbygningen ikke har kurvatur i horisontal- eller vertikalplanet. Brua har et konstant T-tverrsnitt hvor bredden til flensene og steget, samt tykkelsen til flensene er kjent. Tverrsnitt med aktuelle mål er gitt i Figur 2-2. Inkludert rekkverk og kantdragere har brua en total bredde på 9,5 meter. Tverrsnittshøyden er ukjent, og skal sammen med armeringsmengde og spennsystem bestemmes i oppgaven. Videre har brua to kjørefelt, og en total føringsavstand på 8,5 meter, slik som vist på Figur 2-2. Det antas også at brua utføres med et slitelag på 50 millimeter.



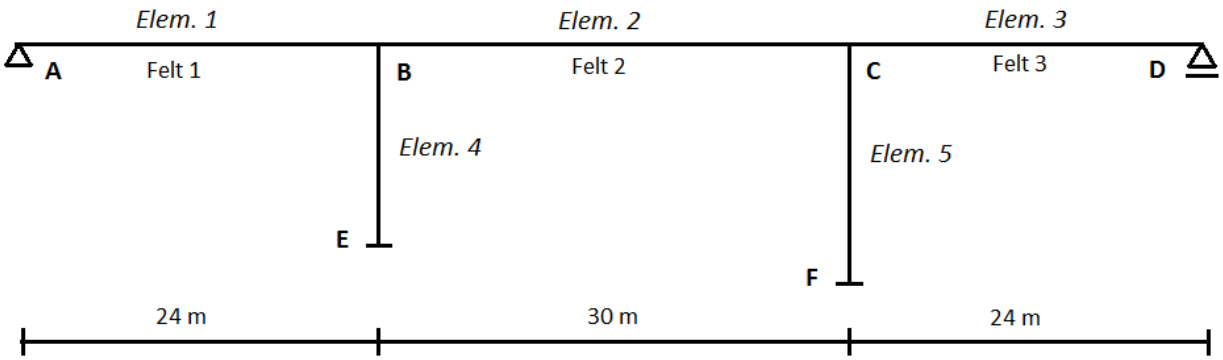
Figur 2-2 Bruas tverrsnitt.

Koordinatsystemet for brua defineres med Y-aksen langs bruas lengderetning. Dette illustreres på Figur 8.2 i [4], og her er deler av figuren gjengitt som Figur 2-3.



Figur 2-3 Koordinatsystem for brua.

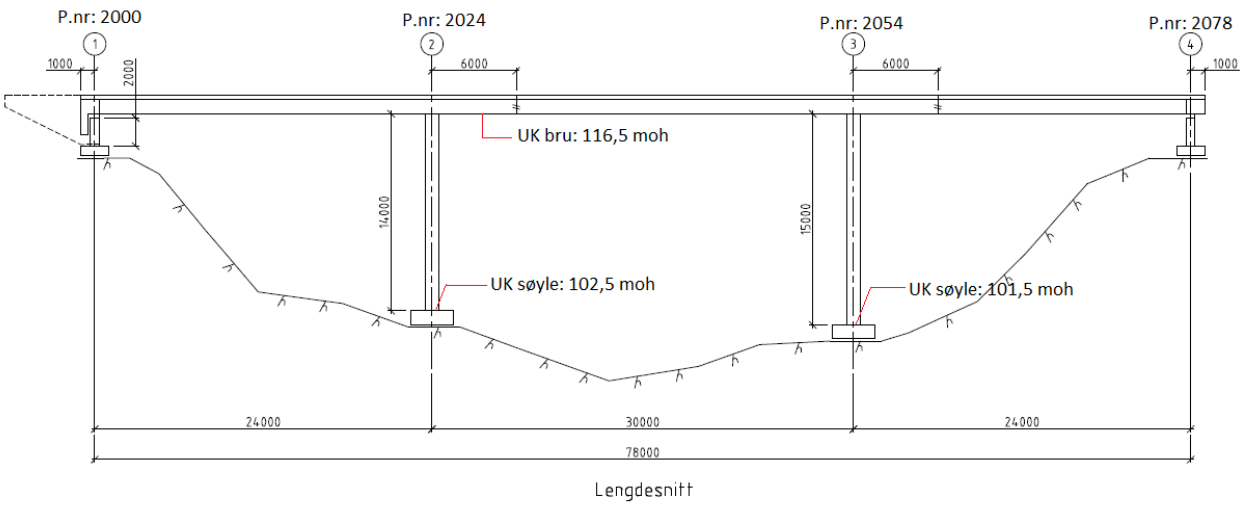
Brua understøttes av totalt fire søyler, i akse 1-4, slik som vist på Figur 2-1. Søylene utføres som skivesøyler, og er i akse 2 og 3 monolittisk forbundet til brubanen. En monolittisk forbindelse betyr at søylen og bruoverbygningen er støpt sammen, og det vil forekomme en overføring av moment i forbindelsen. Over søylene i akse 1 og 4 har brua henholdsvis et fast og fritt opplager. Brua vil altså kunne bevege seg i lengderetningen ved opplegg i akse 4. Ved håndberegninger er det benyttet følgende statisk system, illustrert i Figur 2-4.



Figur 2-4 Bruas statiske system.

I denne oppgaven antas det at brua bygges i tre byggefaser. Den første etappen begynner 1 meter før akse 1 og slutter 6 meter til høyre for opplegg i akse 2. Byggefase 1 har derfor en total lengde på 31 meter. Byggefase 2 er på 30 meter, og begynner 6 meter til høyre for akse 2 og slutter 6 meter til høyre for akse 3. Siste etappe, byggefase 3, starter 6 meter til høyre for akse 3 og slutter 1 meter til høyre for akse 4. Alle byggefasene er illustrert på Figur 2-1, med støpeskjøter som skiller de ulike byggefasene.

Ved modellering av brua i NovaFrame trengs en rekke profilnumre og kotehøyder som det kan refereres til. Profilnummer benyttes til å angi bruas geometri og hvor de ulike komponentene plasseres i forhold til hverandre. Da dette ikke er gitt for brua i denne oppgaven, er det antatt vilkårlige profilnumre. I dette tilfellet starter profilnumrene 1 meter til venstre for akse 1 og avsluttes 1 meter til høyre for akse 4. Disse nummereres med verdier fra 1999 til 2079. Figur 2-5 illustrerer brua, med profilnumre og kotehøyder, og denne figuren danner grunnlaget for videre modellering.



Figur 2-5 Brua med profilnummer og kotehøyder.

Det antas at brua understøttes av et stillas under bygging. Dette medfører at krefter på konstruksjonen føres ned til bakken gjennom hele byggeprosessen. Valg av bygge-metode kan påvirke kryputviklingen i brua, og dette behandles nærmere i kapittel 8 og 9. Videre i prosjekteringen antas det at terrenget under brua vil forbli uberørt. Det tas derfor utgangspunkt i at det ikke bygges eksempelvis en vei under brua.

3 Armering i brua

3.1 Overdekningskrav

Overdekningskrav for armering i bruer er avhengig av miljøforhold og eksponeringsklasse. Eksponeringsklasser beskriver ulike miljøforhold som betongkonstruksjoner kan utsettes for, og hvilke nedbrytningsmekansimer som er typiske for disse. Bruer er utsatt for korrosjon, forårsaket av klorider og karbonatisering. Klorider finnes naturlig i sjøvann, men forekommer også i form av veisalting. Karbonatisering er en kjemisk prosess hvor betong reagerer med karbondioksid i luften, noe som medfører at betongen mister sin korrosjonshindrende virkning. [7]

Brua i denne oppgaven har forskjellig eksponeringsklasse for ulike sider av tverrsnittet; XD1 for oversiden og XC3 for undersiden. XD1 innebærer at oversiden av tverrsnittet utsettes for luftbårne klorider, og at miljøet har en moderat fuktighet. XC3 betegner utvendig betong som er beskyttet mot regn og et miljø med moderat fuktighet.

Ved bestemmelse av betongoverdekning benyttes EK2-1-1: 4.4.1. Nominell overdekning, c_{nom}, er gitt som summen av minste overdekning, $c_{min,}$ og tillatt avvik, Δc_{dev}. Den største verdien av c_{min} som tilfredsstiller krav til både heft og miljøpåvirkninger skal benyttes, og utregningene for de ulike parameterne er gitt i EK2-1-1.

Ved generell beregning av overdekningskrav i betongbruer overstyrer HB185 punkt 5.3.6.2.6 og Tabell 5.4, kravene i EK2-1-1. For en minimumsoverdekning på mindre enn 70 millimeter, bør tillatt avvik settes lik ± 15 millimeter i henhold til HB185 5.3.6.2.3. Dette er noe strengere enn kravet på ± 10 millimeter gitt i EK2-1-1. Tilleggskravet, $\Delta c_{dur,\gamma}$, gjelder for oversiden av brudekker, og skal ta hensyn til eventuell fresing og sliping av dekket ved en senere anledning. Overdekningskrav for slakkarmering på oversiden og undersiden av brua er angitt i Tabell 3-1.

Tabell 3-1 Overdekningskrav for slakkarmering.

	$c_{min,dur}$	$\Delta c_{dur,\gamma}$	Δc_{dev}	$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dev}$
Klasse XD1, overside	50	10	15	75 mm
Klasse XC3, underside	35	0	15	50 mm

Under videre arbeid med oppgaven er det avdekket feil i overdekningskravet for slakkarmering i underkant av tverrsnittet. Denne feilen ble oppdaget på et sent tidspunkt, og kommenteres nærmere i kapittel 12.2. Feilen anses ikke som avgjørende for prosjektering av brua, og verdiene for overdekning i Tabell 3-1 benyttes derfor videre i oppgaven.

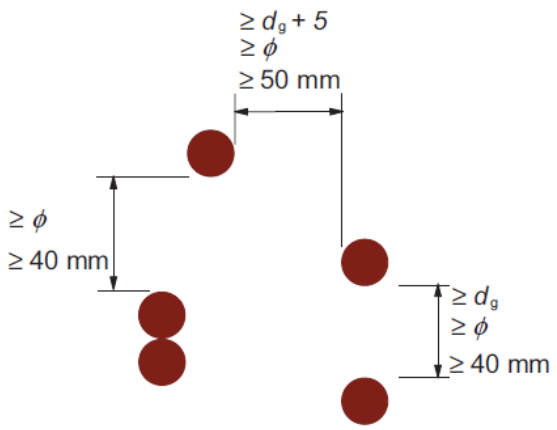
Ved videre beregninger er slakkarmeringens diameter satt lik 25 millimeter. Minste avstand mellom armeringsstenger er gitt i EK2-1-1: 8.2.(2). Fri avstand, både horisontalt og vertikalt, skal ikke være mindre enn den største verdien av, k_1*stangdiameter, (d_g + k_2 mm) og 20 millimeter. Her er d_g største tilslagsstørrelse, og denne antas å være 20 millimeter. Videre er k_1 = 1,5 og k_2=2. Den minste frie avstanden mellom armeringsstengene blir lik 37,5 millimeter.

Overdekningskrav for spennarmering er vist i Tabell 3-2, og dette kravet er noe høyere enn for slakkarmering. Spennarmeringen vil få en høyere c_{min} av hensyn til heft mellom betongen og de sirkulære kabelkanalene. I henhold til EK2-1-1: NA.4.2 settes c_{min} lik den minste verdien av kabelrørets diameter og 80 millimeter, og i dette tilfellet blir det 80 millimeter. HB185 setter tillatt avvik til ± 20 millimeter hvis minimumsoverdekningen er større eller lik 70 millimeter.

Tabell 3-2 Overdekningskrav for spennarmering.

	$c_{min,b}$	Δc_{dev}	$c_{nom} = c_{min,b} + \Delta c_{dev}$
Klasse XD1, overside	80	20	100 mm
Klasse XC3, underside	80	20	100 mm

Senteravstand mellom spennarmeringskabler skal i henhold til EK2-1-1: 8.10.1.1(1) være slik at utstøping og komprimering av betongen kan utføres på en tilfredsstillende måte. Det er også krav om at det oppnås tilstrekkelig heft mellom kablene og betongen. Minste frie avstand mellom kabelkanalene, både horisontalt og vertikalt, er gitt i Figur 8.15 i EK2-1-1: 8.10.1.3, og er her gjengitt som Figur 3-1. I dette tilfellet er rørdiameteren, Ø, 100 millimeter, og største tilslagsstørrelse, d_g, antatt å være 20 millimeter. Dette gir en horisontal- og vertikal avstand mellom kabelrørene på minimum 100 millimeter.



Figur 3-1 Minste frie avstand mellom kabelkanaler.

3.2 Slakkarmering

Ved innledende analyse er det valgt å legge inn minimumsarmering. Minimumsarmering i topp og bunn av tverrsnittet er utregnet i Vedlegg B. Det er på bakgrunn av disse beregningene valgt å legge inn lengde- og tverrarmering med diameter Ø25. I tverretningen benyttes en senteravstand på 150 millimeter. For lengderetningen benyttes 33Ø25 i underkant og 56Ø25 i overkant av brudekket. Ø25s150 gir et minimumsareal per meter bredde lik; A_s = 3272 mm^2/m. Dette tilfredsstiller kravet i EK2-1-1: NA.9.2.1.1(1).

Minimum skjærarmering i brubanen beregnes i henhold til EK2-1-1: 9.2.2. Det er valgt å sette senteravstanden i tverretningen lik 450 millimeter. Denne lengden tilsvarer tre ganger senteravstanden mellom lengdearmeringen i tverrsnittet. På denne måten kan bøylene bøyes om lengdearmeringen, og festes i disse. En senteravstand på
450 millimeter vil gi totalt 11 bøyler i tverretningen. Videre ved beregning er diameteren på bøylene satt lik 16 millimeter. Dette resulterer i en senteravstand i lengderetningen på 300 millimeter. Ø16s300 gir en $A_{sw.opptred}$ = 7372,27 mm^2/m, noe som tilfredsstiller kravet i EK2-1-1: NA.9.2.2(5).

3.3 Spennarmering generelt

Spennbetong er betong hvor hele eller deler av armeringen påføres en forspenning. Spennarmeringen påføres en strekkraft, som overføres som en trykkraft i betongen. Hensikten ved bruk av spennarmering er å kompensere for betongens lave strekk-fasthet. Det er derfor ideelt at spennarmeringen har lik form som momentforløpet som kommer av ytre laster. På denne måten vil stålets strekkfasthet utnyttes maksimalt, og kreftene fra spennarmeringen overføres som trykkrefter til betongen. [12]

Fordeler ved bruk av spennarmering er blant annet begrensing av opprissing i betongen. Dette anses som gunstig med tanke på konstruksjonens bestandighet. Nedbøyning og deformasjon vil også reduseres, siden trykkspenningene i betongen vil motvirke strekk-spenningene som påføres av ytre laster. Bruk av spennarmering vil kunne øke spenn-vidden på konstruksjonen, og er derfor meget aktuelt for blant annet brukonstruksjoner. [13]

Spennarmering kan forspennes på to måter, før- og etteroppspenning. Ved føroppspenning spennes armeringen opp mellom to motholdskonstruksjoner med en jekk, og deretter støpes betongen omkring. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet kappes spennarmeringen, og kreftene fra armeringen overføres som trykkrefter til betongen. Armeringen og betongen har direkte kontakt, noe som medfører god heft mellom materialene. Metoden brukes hovedsakelig ved produksjon av betongelementer, hvor fabrikken har permanente spennbenker med nødvendig motholdskonstruksjoner. [12]

Ved etteroppspenning spennes konstruksjonen først opp etter at betongen er ferdig støpt og tilstrekkelig herdet. Spennarmeringen tres gjennom utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen, og det påsettes forankringer i begge ender. Det finnes to typer forankringer; passivt og aktivt anker. Det er vanlig å sette et passivt anker i den ene enden og et aktivt anker i den andre, men det er også mulig med to aktive ankere. Forankringene er like i utførelsen, men spennarmeringen spennes opp med en jekk i det aktive ankeret. Ved oppspenning brukes betongkonstruksjonen selv som mothold, og betongen påføres en trykktøyning samtidig som spennarmeringen strekkes. Etter oppspenningen låses armeringen til innstøpte forankringsplater, og spennkreftene overføres til betongen via disse. For å skape heft mellom spennarmeringen og betongen injiseres en sementbasert mørtel inn i utsparingskanalene. Etteroppspenning benyttes gjerne ved store plasstøpte konstruksjoner, slik som bruer, og vil bli behandlet videre i denne oppgaven. [12]

3.4 Spennsystem for brua

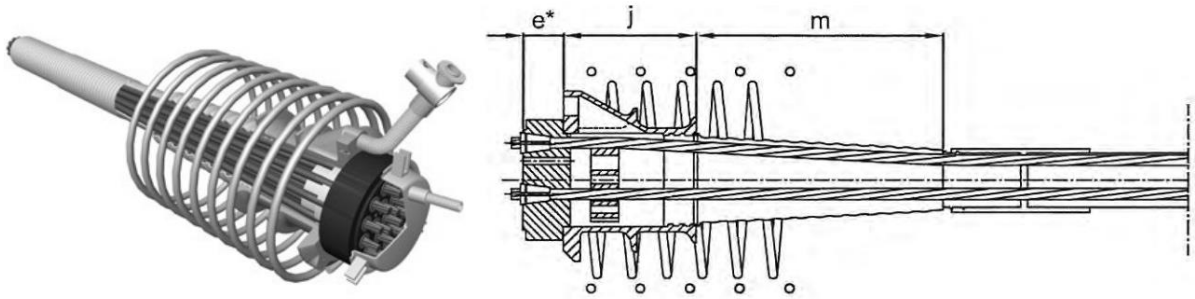
I denne oppgaven er det valgt et spennsystem bestående av spennkabler fra DYWIDAG. Hver spennkabel består av 15 spenntau med areal 150 mm^2, og kabelstørrelse 6815 er valgt. I henhold til ETA-06/0022, har spennarmeringen en dimensjonerende brukstid på 100 år. Egenskaper for kablene er gitt i Tabell 3-3.

Tabell 3-3 Egenskaper for spennarmering.

Kabelstørrelse	Antall spenntau	Tverrsnittsareal	Diameter d_{ytre}/d_{indre}	Forspenningskraft	
				$P_{m0,max}$ [kN]	$P_{0,max}$ [kN]
6815	15	2 250	100/90	3 060	3 240

3.4.1 Forankringer

I denne brua er det benyttet et MA-system, såkalt Multi Anker, og dette er en type forankring som benyttes for spennkabler med flere spenntau. Et MA-system består av et betonginnstøpt anker, med en fastmontert kileplate. Denne typen anker brukes hovedsakelig for langsgående spennarmering i bruer og bjelker. Ankeret er kjegleformet, og har en kileplate hvor spenntauene festes. Ankeret er illustrert på Figur 3-2.



Figur 3-2 Multi Anker. Figurene er hentet fra [11] og Vedlegg 5 i [9].

Figur 3-2 viser plassering av rør for injiseringsmasse og ventilasjon, samt en spiral rundt selve ankeret. Spiralen lages av godkjent materiale og har gitte dimensjoner, i henhold til ETA-06/0022, Vedlegg 9 og 17. Hensikten med spiralen er å øke trykkapasiteten i betongen rett bak ankeret. Her vil det oppstå store trykkspenninger på grunn av strekk i spennkabelen og en ytre trykkraft grunnet oppspenning. Spiralen fungerer på samme måte som bøyler, og forsøker å holde betongen sammen. Dermed økes trykkapasiteten.

Forankringslengder for etteroppspente kabler er gitt for de aktuelle systemene, og ved bruk av MA-system er forankringslengdene gitt i Vedlegg 5 i ETA-06/0022. Som illustrert til høyre i Figur 3-2 har selve kileplaten som sitter til venstre på ankeret en lengde på e* = 60 millimeter. Videre har ankeret en lengde lik j = 200 millimeter, og "trompeten" en lengde på m = 390 millimeter. Dette gir en total forankringslengde på 650 millimeter.

Ved bruk av passive innstøpte ankere er det viktig å ta hensyn til strekkspenningene som oppstår bak forankringene, da disse kan føre til økt behov for armering. Disse strekk-spenningene er ikke beregnet i oppgaven, og det antas derfor at gjeldene armering har god nok kapasitet mot disse spenningene.

Forankringer plasseres gjerne i støpeskjøter. I henhold til EK2-1: 3.4.1.2.1 (2) er det viktig at forankringene ikke plasseres i områder med høye spenningskonsentrasjoner. Med spenningskonsentrasjoner menes snitt i konstruksjonen hvor store krefter opptrer. Eksempel på aktuelle snitt er over støtte og midt i de ulike spennene, hvor store momenter forekommer. Støpeskjøtene for denne brua er plassert 6 meter til høyre for hver av de to søylene, noe som er fordelaktig med tanke på å unngå høye spennings-konsentrasjoner. I støpeskjøtene vil momentet grunnet egenlast være svært lite, og det vil derfor være gunstig å plassere skjøten og forankringene her.

3.4.2 Oppspenningstilstanden

Oppspenningen av spennarmeringen kan skje etter at betongen har herdet og oppnådd tilstrekkelig trykkfasthet. I dette tilfellet vil oppspenningen skje etter sju dager. Det henvises videre til kapittel 4.3.1 og Vedlegg C for mer informasjon omkring dette.

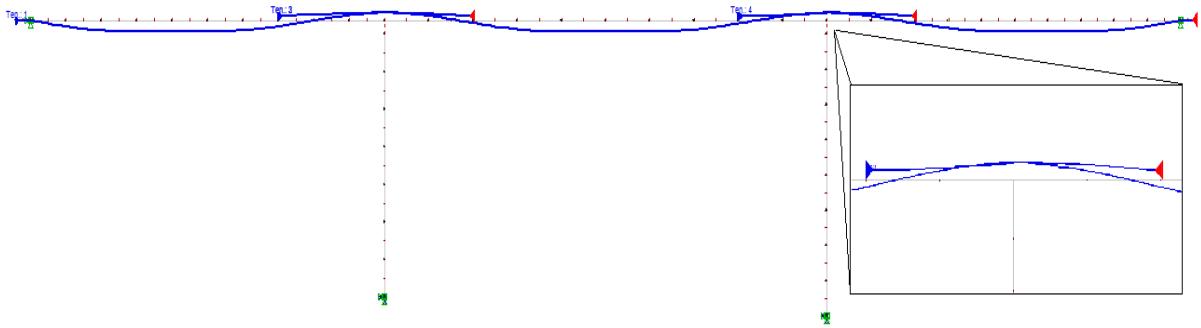
Trykkfastheten i betongen da spennarmeringen spennes opp, påvirker nødvendig senteravstand og kantavstand for spennkablene. Disse tallene kan leses av i tabeller for den aktuelle forankringen i ETA-06/0022, Vedlegg 9. Etter sju dager vil betongen i dette tilfellet ha en trykkfasthet på 33 MPa. Nødvendig senteravstand mellom kabel-forankringene vil med det bli 395 millimeter. Minimum kantavstand er blant annet avhengig av overdekningskravet for spennarmering, som i dette tilfellet er 100 millimeter. Minimum kantavstand for forankringene er gitt ved følgende formel, gitt i Vedlegg 9, ETA 06/0022:

$$cc = 0{,}5 * senteravstand + overdekningskrav - 10\,mm$$

$$cc = 0{,}5 * 395 + 100 - 10 \approx 290\,mm$$

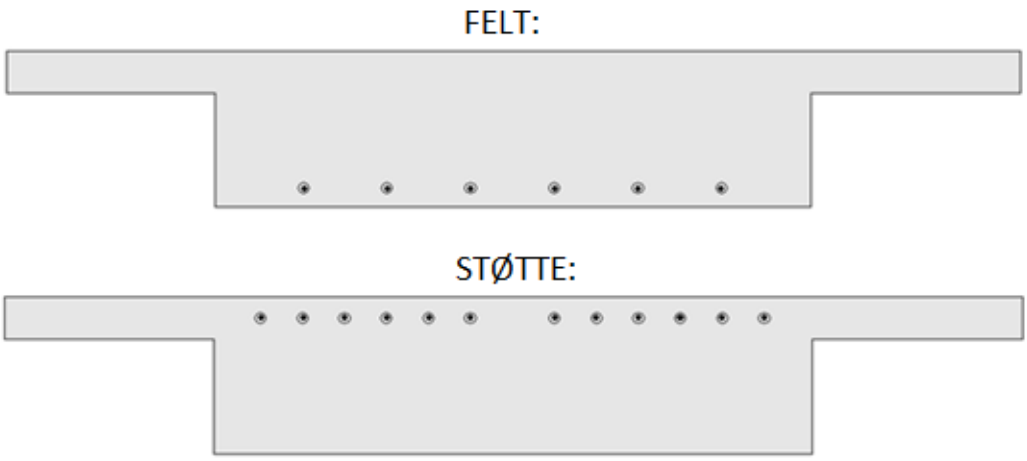
3.4.3 Kabelgrupper

Brua støpes etappevis, og dette vil påvirke utformingen av spennsystemet. Det er tre byggefaser, noe som resulterer i tre spennarmeringsgrupper, også kalt kabelgrupper. Hver kabelgruppe spennes opp etter tilstrekkelig herding av den tilhørende byggefasen. Kabelgruppene og endelig kabelføring i brua er illustrert på Figur 3-3. Hver kabelgruppe har et passivt anker i venstre ende og et aktivt anker i høyre ende. Det passive ankeret er vist med blå farge på Figur 3-3, og det aktive ankeret er markert med rødt. Ifølge veileder, H. Johansen, vil kablene som ligger i støpeskjøten i praksis skjøtekoples med bevegelige skjøtekoplinger. Det blir ikke gått mer inn på dette i denne oppgaven.



Figur 3-3 Passive og aktive ankere i brua.

I hver kabelgruppe er det antatt seks spennkabler. Slik som illustrert på Figur 3-3 vil deler av kabelgruppene overlappe hverandre over søylene i akse 2 og 3. Dette vil resultere i seks spennkabler i felt og totalt tolv spennkabler over støtte, slik som illustrert i Figur 3-4. Ved å legge tolv kabler over støttene vil momentkapasiteten her øke. Dette er svært gunstig siden det opptredende momentet over støttene gjerne er større enn i feltene.

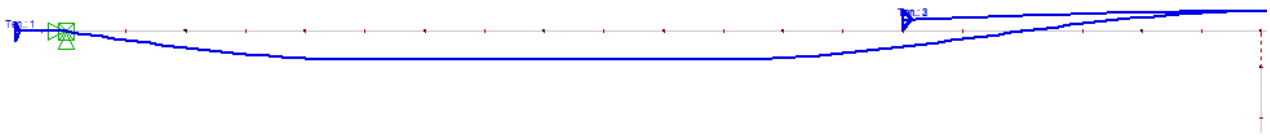


Figur 3-4 Plassering av spennarmeringen i brua.

Kablene legges symmetrisk om senter av overbygningen og kun i steget på tverrsnittet, som vist i Figur 3-4. Senteravstanden mellom de seks kablene i feltet er satt lik 700 millimeter. Over støttene er senteravstanden mellom kablene halvert, altså 350 millimeter. Begge tilfellene er godt ovenfor minimumskravet om horisontal og vertikal avstand mellom spennkabler på 100 millimeter.

3.4.4 Plassering av spennarmering i tverrsnittet

Spennarmeringen vil følge momentforløpet i brudekket, noe som gir en tilnærmet parabelformet kurve på armeringen. På denne måten vil armeringen hele tiden legges på strekksiden av brudekket, noe som resulterer i god utnyttelse av strekkapasiteten til spennkablene. Gjennom samtaler med veilederne, professor T. Kanstad og H. Johansen, er det besluttet at armeringen legges horisontalt i enkelte deler av konstruksjonen, slik som illustrert i Figur 3-5. Figuren viser spennarmeringen kun i felt 1, men spennarmeringen vil også legges horisontalt i deler av felt 2 og 3. Gjennom tidligere arbeid har det vist seg at det er mest hensiktsmessig å legge deler av spennarmeringen horisontalt. Dette skyldes at større deler av spennkablene vil ligge på strekksiden enn ved en parabelformet plassering. På denne måten vil strekkapasiteten til spennkablene utnyttes maksimalt.



Figur 3-5 Spennarmeringen i felt 1.

Overdekningskrav for spennkablene er som nevnt i kapittel 3.1, 100 millimeter både i overkant og underkant av brudekket. Overdekningskravet for slakkarmering er 75 millimeter i overkant og 50 millimeter i underkant. Videre er det antatt en lengde- og tverrarmering med Ø25 i hele brutverrsnittet. Nøytralaksen, NA, i betongtverrsnittet er beregnet til å være 725,3 millimeter fra underkant. Ved en kabelstørrelse på 100 millimeter, vil største eksentrisitet fra tverrsnittets nøytralakse til tyngdepunktet av spennarmeringen bli:

$$e_{underkant} = NA - c_{nom,slakkarm,uk} - Ø_{tverrarm} - Ø_{lengdearm} - \frac{Ø_{spennarm}}{2}$$

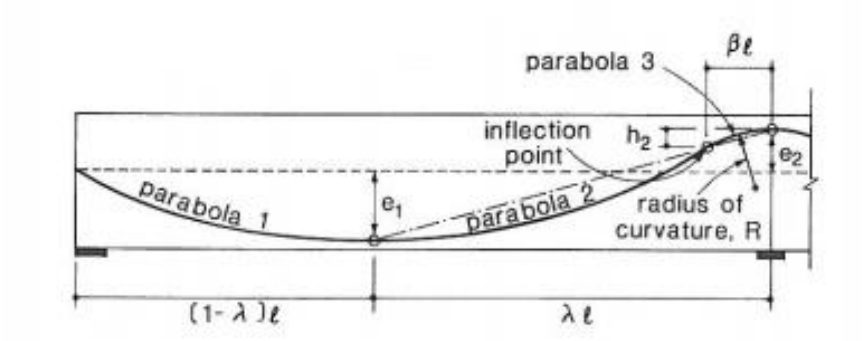
$$e_{underkant} = 725{,}3 - 50 - 25 - 25 - 50 = 575{,}3\ mm$$

$$e_{overkant} = h - NA - c_{nom,slakkarm,ok} - Ø_{tverrarm} - Ø_{lengdearm} - \frac{Ø_{spennarm}}{2}$$

$$e_{overkant} = 1300 - 725{,}3 - 75 - 25 - 25 - 50 = 399{,}7\ mm$$

Krumningen på kablene begrenses av stivheten i kablene, og maksimal krumning er gitt av produsent. I henhold til Tabell 8 i ETA-06/0022 er radius på minimumskurvaturen til de valgte spennkablene 7,2 meter. Ved kabelføring over opplegg i konstruksjonen må krumningen til spennkablene tas hensyn til. Avstanden mellom infleksjonspunktene i spennkablene over opplegg settes lik 2H i henhold til Figur 8 i [14]. Et infleksjonspunkt er et punkt som skiller to deler av kabelen som er konkave til hver sin side. Det vil si at kabelens krumming skifter fortegn og får et vendepunkt [15]. Avstanden mellom to infleksjonspunkt blir her; 2H = 2,6 meter, da høyden, H, til overbygningen er 1,3 meter.

Beregning av eksakt kabelføring er basert Figur 2-23b i [16], her gjengitt som Figur 3-6. Maksimal eksentrisitet fra tverrsnittets nøytralakse til tyngdepunktet av spenn-armeringen er som nevnt tidligere, e_1 = 575,3 millimeter og e_2 = 399,7 millimeter. β*l er den horisontale lengden fra opplegg til infleksjonspunktet på kabelen, og hvis l = 30 meter gir det β lik 0,0433.



Figur 3-6 Geometri av spennkabler. Hentet fra [s. 45, 16].

For å finne den ukjente lengden λ*l brukes formelen for radius på krumningen:

$$R = \frac{\lambda \beta l^2}{2(e_1 + e_2)} \quad \rightarrow \quad \lambda l = \frac{R(2e_1 + 2e_2)}{\beta l} = \frac{7{,}2 \times 1{,}97}{1{,}3} = 10{,}8\, m$$

Dette betyr at spennarmeringen må ha en horisontal lengde på minimum 10,8 meter mellom punktene hvor eksentrisiteten tilsvarer e_1 og e_2. Videre ved detaljert kabelføring i NovaFrame er denne lengden satt lik 11 meter.

Som tidligere nevnt har brua tre byggefaser, og støpeskjøtene er plassert 6 meter til høyre for opplegg. Det er hensiktsmessig å vite eksakt plassering til spennarmeringen i dette snittet, siden spennarmeringen skal forankres i støpeskjøten. For å finne nøyaktig plassering av spennarmeringen, er samme formel som over benyttet. Da vil e_1 være den ukjente faktoren og λ*l vil være lik 6 meter.

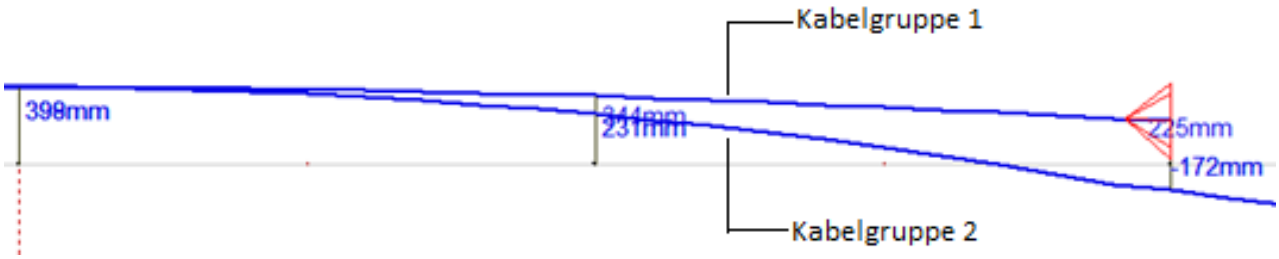
Dette resulterer i en eksentrisitet fra nøytralaksen på:

$$e_1 = \frac{1}{2} \times \left(\frac{\lambda \beta l^2}{R} - 2e_2 \right) = \frac{1}{2} \times (1{,}083 - 0{,}7994) = 0{,}142\ m$$

Denne verdien er benyttet videre ved definering av spennkablenes plassering i tverrsnittet i NovaFrame. Det henvises til kapittel 6.6 for mer informasjon om spennkablenes plassering i NovaFrame.

3.4.5 Forankring av kabelgrupper

Kabelgruppene i brua overlapper hverandre over søylene. På grunn av krav til senteravstand mellom kabelforankringene, og minimum horisontal og vertikal avstand mellom spennkabler, legges de ulike kabelgruppene i ulik høyde. Dette er illustrert på Figur 3-7, med kabelgruppe 1 og 2 over søylen i akse 2. Tallene på figuren angir avstanden fra spennarmeringen til nøytralaksen i betongtverrsnittet.



Figur 3-7 Spennarmering over støtte i akse 2, og forankring av kabelgruppe 1.

Kabelgruppe 1 vil ha et aktivt anker i høyre ende, markert med rødt, som legges høyere oppe i tverrsnittet enn kabelgruppe 2. Senter på forankringen legges 225 millimeter over nøytralaksen. Forankringen vil da ha en overdekning på 300 millimeter, og en senteravstand til tilhørende forankringer på 700 millimeter. I samme snitt ligger kabelgruppe 2, 172 millimeter under nøytralaksen. Dette gir en vertikal senteravstand på 397 millimeter mellom de to kabelgruppene. MA-systemet krever, som tidligere nevnt, en kantavstand på 290 millimeter og en senteravstand mellom forankringene på 395 millimeter. Kravet for horisontal og vertikal avstand mellom spennkabler er 100 millimeter. Ved å legge kabelgruppe 1 høyere enn kabelgruppe 2 tilfredsstilles alle kravene, og derfor er denne løsningen valgt. Endelig kabelføring i brua er illustrert i Figur 3-3.

4 Laster

En last defineres, i henhold til HB185 punkt 2.1.2, som enhver form for påvirkning som vil medføre spenninger eller tøyninger i en konstruksjon. Videre kan laster deles inn i følgende grupper [10];

- Permanente laster: Egenlast, vann- og jordtrykk.
- Variable laster: Trafikklast, temperaturlast, vindlast, snølast, og jordskjelv mm.
- Deformasjonslaster: Svinn, kryp, relaksasjon, setninger og forspenning mm.
- Ulykkeslaster: Påkjørsel, brann og eksplosjon mm.

Laster som betraktes i denne oppgaven er egen-, trafikk-, temperatur- og vindlast, samt deformasjonslastene svinn, kryp og forspenning.

4.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som er konstante over det tidsrom som betraktes. Laster som omtales som permanente er jordtrykk, permanent vanntrykk og egenlast. Egenlasten omfatter videre tyngden av konstruksjonen, samt tyngden av utstyr som blir værende på konstruksjonen gjennom hele dens levetid. Jordtrykk og vanntrykk neglisjeres her. [s.59, 10]

Tyngdetettheten til armert og spennarmert normalvektig betong skal i henhold til HB185 punkt 5.3.2.1.4 settes til minimum 25 kN/m^3. Tverrsnittarealet til overbygningen på brua er 7,725 m^2, og last per lengdemeter blir derfor $g_{tv.snitt}$ = 193,125 kN/m.

Egenlast for slitelag, kantdragere og rekkverk settes i henhold til oppgaveteksten, Vedlegg A, som en sentrisk jevnt fordelt last på 40 kN/m. Denne lasten omtales fra nå som super-egenvekt. Det antas at belegning er inkludert i slitelaget. Videre settes egenvekten for endeskjørt og vanger i akse 1 lik én enkel nedanrettet vertikallast på 350 kN. Denne plasseres på bruenden, det vil si 1 meter til venstre for akse 1. Egenlasten fra endetverrbærere neglisjeres i denne oppgaven. Dette er i samsvar med oppgaveteksten.

4.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer i tid og varighet. Laster som omfattes som variable er blant annet trafikklast, temperaturlast, vindlast, snølast, islast og jordskjelv. [s.63, 10] Lastene som er aktuelle for denne oppgaven vil bli gjennomgått detaljert i under-kapitlene som følger.

4.2.1 Trafikklast

Vertikale og horisontale laster på kjørebane, gangbane, skulder og midtdeler som skyldes kjøretøy og fotgjengere, betegnes som trafikklaster. Trafikklaster plasseres i ugunstigste stilling innenfor tilgjengelig føringsavstand. Med føringsavstand menes den minste horisontale bredden tilgjengelig på vegbanen til brua. Føringsavstanden er i henhold til HB185 kapittel 3.2, den minste verdien av:

- avstanden mellom skulderkanter
- avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverkskinne eller annen fysisk hindring
- avstanden mellom to høye kanter, rekkverkskinner eller andre fysiske hindringer

Føringsavstanden vil i dette tilfellet være bredden mellom skulderkantene på brua. Dette tilsvarer 8,5 meter.

Ved beregning av trafikklaster er *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer* [6] benyttet. Denne er heretter kalt EK1-2. I henhold til EK1-2: 4.1(1) benyttes regelverket for bruer med lengde på mindre enn 200 meter. Dette blir derfor tilfelle for denne brua.

<u>Vertikale krefter</u>

For vertikale trafikklaster er det i [6] definert fire lastmodeller:

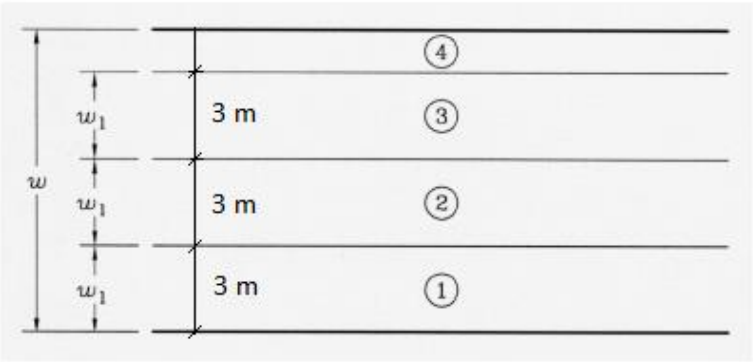
Lastmodell 1, LM1, representerer et vanlig trafikkbilde som inkluderer personbiler og lastebiler. Modellen har en jevnt fordelt last og en boggilast per teoretiske kjørebane. Boggilasten påføres som en dobbel akslingslast. Denne modellen tar hensyn til køtrafikk og trafikksituasjoner med høy andel av tunge lastebiler. LM1 benyttes ved generell og lokal verifikasjon.

Lastmodell 2, LM2, representerer tunge kjøretøy og deres dynamiske virkning på brua. Modellen består av en enkel akslingslast, som plasseres i den mest ugunstigste posisjonen på kjørebanen.

Lastmodell 3, LM3, tar hensyn til spesialkjøretøy og benyttes til generell og lokal verifikasjon. Det er i samråd med veileder, professor T. Kanstad, besluttet at denne brua ikke utsettes for slike påkjenninger, og derfor behandles ikke denne lastkombinasjonen videre.

Lastmodell 4, LM4, representerer belastning i form av menneskemengder. Lastmodellen består av en jevnt fordelt last, som også inkluderer dynamisk respons. Denne brua ligger i et område med terrengruhetsfaktor II, noe som indikerer spredt bebyggelse, og derfor er det lite trolig at brua vil benyttes av store folkemengder. Det er kun i spesielle tilfeller at bruer skal dimensjoneres for folkemengder, og på grunn av dette utelates derfor denne lastmodellen i denne oppgaven.

LM1 og LM2 vil være dimensjonerende for brua, og beregninger av disse følger under. Den dimensjonerende lastmodellen i lengderetningen på brua vil være LM1. Her deles veibanen inn i teoretiske kjørebaner med tilhørende belastning. Ved flere kjørebaner vil banen som nummereres som 1 være den som gir mest ugunstig effekt. Brua har en føringsavstand på 8,5 meter, og vil ha to teoretiske kjørebaner med en bredde på 3 meter hver. Det resterende området blir på 2,5 meter. Teoretiske kjørebaner, samt resterende område er illustrert på Figur 4.1 i EK1-2, her gjengitt som Figur 4-1.



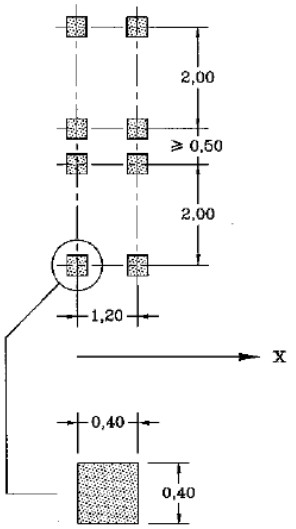
Figur 4-1 Definisjon av teoretiske kjørebaner. Figuren er hentet fra [6].

Den endelige lastfordelingen på de ulike kjørebanene i LM1 er angitt i Tabell 4-1. I denne tabellen er korreksjonsfaktorene, α_Q og α_q, inkludert. Disse faktorene gjelder for alle bruer i det offentlige vegnettet, og skal benyttes ved beregning av globale lastvirkninger på bruer med en spennvidde på mindre enn 500 meter. Ved enkelte prosjekter kan forenklede metoder benyttes for lastfordelingen i LM1. I denne oppgaven er ikke dette angitt, og derfor benyttes vanlige metoder.

Tabell 4-1 Lastfordeling, LM1, på kjørebaner.

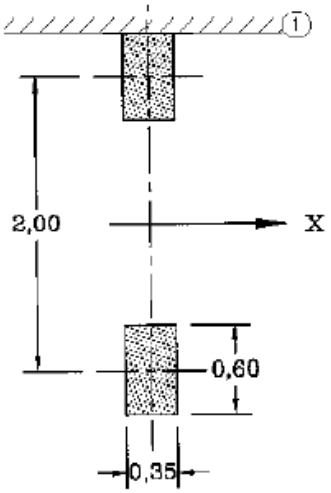
Kjørebane	Aksingslast (kN)	Jevnt fordelt last (kN/m^2)
Kjørebane 1	$Q_{1k}*\alpha_{Q1}$ = 300*1,0 = 300 kN	$q_{1k}*\alpha_{q1}$ = 9*0,6 = 5,4 kN/m^2
Kjørebane 2	$Q_{2k}*\alpha_{Q2}$ = 200*1,0 = 200 kN	$q_{2k}*\alpha_{q2}$ = 2,5*1,0 = 2,5 kN/m^2
Resterende område	$Q_{rk}*\alpha_{qr}$ = 0*1,0 = 0 kN	$q_{rk}*\alpha_{qr}$ = 2,5*1,0 = 2,5 kN/m^2

Boggilasten i LM1 påføres, som tidligere nevnt, som en dobbel akslingslast. Dette er illustrert i Figur 4.2b i [6], og her er denne gjengitt som Figur 4-2. Mål mellom akslingslastene i lengde- og tverretningen er angitt, samt avstand mellom dem. Kontaktflaten til akslingslasten er 0,4 x 0,4 meter.



Figur 4-2 Kontaktflate til LM1 [6].

LM2 gir en enkel akslingslast, $\beta_Q Q_{ak}$, hvor β_Q = 1,0 og Q_{ak} = 400 kN. Denne lasten plasseres vilkårlig på kjørebanen, og har kontaktflate som vist på Figur 4.3 i EK1-2, her gjengitt som Figur 4-3. Akslingslasten kan fordeles på to flater, og hver av disse belastes med en last lik 200 kN. LM2 vil ikke gi store krefter i lengderetningen, men for tverrretningen på brua vil det gi et betydelig bidrag i form av torsjon. Det vil også gi krefter i overgangen mellom steg og flens, noe som vil kunne få betydning for tverrarmeringen i brua.



Figur 4-3 Kontaktflaten til LM2 [6].

Horisontale krefter

Horisontale krefter som oppstår på overflaten av kjørebanen grunnet LM1 må tas i betraktning ved dimensjonering av brua. Med horisontale krefter menes bremsekrefter, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og tverrkrefter. Sentrifugalkrefter vil ikke oppstå i dette tilfellet, da brua er rett og ikke har horisontal kurvatur.

Bremsekraften og akselerasjonskraften er like store, bare motsatt rettet. Den øvre grensen for bremsekraft og akselerasjonskraft settes lik 900 kN, og kan beregnes fra formelen:

$$Q_{lk} = 0{,}6 * \alpha_{Q1}(2 * Q_{1k}) + 0{,}1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

L defineres som lengden av dekket som behandles, og ved beregning benyttes hele brulengden. Brua har et fastlager i akse 1 som vil ta all horisontal kraft ved bremsing og akselerasjon. Søylene vil ikke bidra til å ta de horisontale kreftene, da stivheten til søylene er mindre enn brudekket. På bakgrunn av dette kan det gjøres en forenkling hvor hele brulengden benyttes ved beregning. Den totale kraften blir Q_{1k} = 489,3 kN.

Det er lite sannsynlig at hele brudekket belastes av en stor bremse- og akselerasjonskraft. Ut fra formelen over kommer det frem at lengden, L, ikke gir et stort bidrag til den totale bremse- og akselerasjonslasten. Lengden vil derfor ikke være utslagsgivende for kraften, og en konservativ betraktning vil være å benytte den totale lengden på brua ved beregningen av Q_{lk}. Videre er det ønskelig å representere kraften som en stripelast over bruas lengde. Q_{lk} deles på lengden, og stripelasten blir 6,12 kN/m.

Tverrkrefter er sideveis krefter som oppstår på grunn av oppbremsing og skrensing. Kraften opptrer samtidig som bremsekraften og akselerasjonskraften, og kan settes lik Q_{trk} = 0,25 Q_{1k}. I dette tilfellet blir Q_{trk} = 122,3 kN. Denne kan også deles på lengden, og blir dermed en stripelast med verdi 1,53 kN/m.

Lastgrupper

Tabell NA.4.4a i EK1-2, her gjengitt som Tabell 4-2, gir ulike lastgrupper for bruer. Lastgrupper kombinerer trafikklaster, og angir hvilken verdi av trafikklasten som skal benyttes ved ulike tilfeller. Brua i denne oppgaven vil ha følgende lastgrupper og kombinasjoner av vertikale- og horisontale krefter, markert med gult i Tabell 4-2. LM1 og LM2 vil utgjøre hvert sitt lasttilfelle, samt at LM1 kombineres med bidrag fra horisontale krefter og utgjør lastgruppe gr2.

Tabell 4-2 Samtidige grupper av trafikklast. Tabellen er hentet fra [6].

		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 (Spesial-kjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneske-mengde)	Bremsekrefter og akselerasjons-krefter [a]	Sentrifugal-krefter og tverrkrefter [a]	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi [b]
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 [d]							Karakteristisk verdi [c]
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
	Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)							

[a] For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverrkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a.

[b] For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs. 2,5 kN/m^2.

[c] Se 5.3.2.1(2) Ved tosidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig.

[d] Denne lastgruppen er ikke aktuell der gr4 benyttes.

4.2.2 Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast som opptrer periodevis, og som forårsakes av naturlige forhold. Da lasten er variabel opptrer den ikke med en permanent og konstant virkning. Vindlastene på konstruksjonen i denne oppgaven bestemmes etter *NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009*: *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster*, heretter referert som EK1-1-4. Alle beregningene er gjort med støtte i HB185.

HB185 presenterer og definerer tre ulike vindlastklasser:
Vindlastklasse I: Omtaler i all hovedsak brukonstruksjoner med en ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Brutyper som plasseres i denne klassen er oftest plate- eller bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambygg bruer i ferdigtilstand, og hvelvkonstruksjoner.

Vindlastklasse II: Her plasseres bruer som har en dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan sees bort fra, og som samtidig har en spennvidde på mindre enn 300 meter. Eksempler på brutyper i denne klassen er fritt frambygg bruer i byggetilstand, slanke søyler eller tårn i byggetilstand og henge- og skråstagbruer med spennvidde mindre enn 300 meter.

Vindlastklasse III: Brukonstruksjonene med stor dynamisk lastvirkning og en spennvidde større eller lik 300 meter plasseres i denne vindlastklassen. Dersom en bru har en svært spesiell utforming skal den normalt plasseres i denne klassen, til tross for om spennvidden er under 300 meter. Eksempler på brutyper som kan klassifiseres til klasse III er henge- og skråstagbruer, samt kabler og slanke staver i fagverksbruer.

I henhold til punkt 8.2(1), merknad 3 i EK1-1-4 kan dynamiske lastvirkninger neglisjeres for bruer med spenn mindre enn 40 meter. Brua i denne oppgaven er en bjelke/platebru med et maksimalt spenn på 30 meter. Brua kan derfor plasseres i vindlastklasse I, og dynamisk beregning kan ses bort fra. Forutsetninger for vindberegningene er i denne oppgaven gitt i oppgaveteksten, her gjengitt i Tabell 4-3.

Tabell 4-3 Forutsetninger for vindberegninger.

Trondheim, Sør-Trøndelag	Vindfaktorer		
Retningsfaktor		c_{dir}	1,0
Årstidsfaktor		c_{season}	1,0
Nivåfaktor		c_{alt}	1,0
Returperiode i ferdigtilstand	50 år	c_{prob}	1,0
Terrengformfaktor		$c_o(z)$	1,0
Overbygningens høyde over terreng		z	15 m
Terrengruhetskategori	II		
Vindturbulens		k_I	1,0

Fullstendige vindlastberegninger finnes i Vedlegg D. De viktigste punktene gjengis under, og viktige observasjoner og resultater kommenteres. Referansevindhastigheten for Trondheim kommune i Sør-Trøndelag er hentet fra Tabell NA.4(901.1) i EK1-1-4, og er:

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

For å fremstille vindpåkjenningen på brua i form av jevnt fordelte krefter, må denne vindhastigheten transformeres. Første steget i denne transformasjonen er å finne basisvindhastigheten. Denne beregnes i samsvar med EK1-1-4 NA.4.2(2)P, hvor referansevindhastigheten over multipliseres med fire faktorer. Disse faktorene tar hensyn til vindretning (c_{dir}), årstidsvariasjoner (c_{season}), nivåforskjell (c_{alt}) og sannsynligheten for overskridelse (c_{prob}). Sannsynlighetsfaktoren er basert på en returperiode på 50 år, og er lik 1,0. I henhold til HB185 punkt 2.5.2.5, skal returperioden settes til ti år når brua skal kontrolleres i konstruksjonsfasen. I denne oppgaven vil ikke vindkrefter under utførelse vurderes, og det sees derfor bort i fra dette punktet. Basisvindhastigheten blir som følger:

$$v_b = v_{b,o} * c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} = 26\ m/s$$

Videre beregnes stedsvindhastigheten, $v_m(z)$, som er et uttrykk for basisvindhastigheten modifisert med hensyn på terrengets ruhet og form. For å finne $v_m(z)$ multipliseres basis-vindhastigheten, v_b, med to faktorer. En faktor tar hensyn til terrengformen på området ($c_0(z)$) og en faktor tar hensyn til terrengruheten ($c_r(z)$). Ruhetsfaktoren angir variasjon i stedsvindhastigheten, og den er avhengig av overbygningens høyde over terrengnivå, z, og terrengruhetskategorien på stedet. Denne brua tilhører som vist i Tabell 4-3 til terrengruhetskategori II, som tilsvarer spredt bebyggelse, og faktorene som er nødvendig for å beregne ruhetsfaktoren gis i Tabell NA.4.1 i EK1-1-4. Stedsvind-hastigheten ved brua blir da:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 28{,}17\ m/s$$

For å komme frem til endelige vindkrefter på brua, må vindkasthastighetstrykket beregnes. Her blir stedsvindhastigheten transformert fra å være en gjennomsnittlig vindhastighet til å bli en toppverdi for det vindtrykket som vil virke på bruas høyeste punkt. Vindkasthastighetstrykket bestemmes i henhold til EK1-1-4: NA.4.5(1), og uttrykkes som følger:

$$q_p = 0{,}5 * \rho * v_m(z) * \left(1 + 2 * k_p * I_v(z)\right) = 1{,}105 * 10^3\ Pa$$

Vindkraften på brua er gitt som last per meter, og den finnes ved å multiplisere vindkasthastighetstrykket med kraftfaktorer og relevant tverrsnittsdata. Kapittel 8 i EK1-1-4 gir kraftfaktorene, samt beregningsmetodene som er relevante med hensyn på vindberegninger på bruer. I henhold til punkt 8.3.2(1), 8.3.3(1) og 8.3.4(1) i EK1-1-4 kan en forenklet beregningsmetode benyttes dersom dynamiske beregninger for brua kan neglisjeres. Dette er tilfelle her, og den forenklede metoden brukes videre.

I henhold til den forenklede metoden i EK1-1-4 beregnes vindkrefter som resulterende punktlaster av all vindlast som virker i de ulike retningene på brua. Plassering og fordeling av krefter er ikke beskrevet i EK1-1-4, og metoden kan derfor antas å være litt unøyaktig dersom brua er stor. For denne brua vurderes likevel metoden for å være nøyaktig nok, da brua kun har tre mindre spenn og en total lengde på 80 meter.

Vindkreftene per lengdeenhet beregnes etter følgende formler fra EK1-1-4:

$F_{wx} = 0{,}5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x}$ (EK1-1-4: ligning 8.2)
$F_{wy} = 0{,}25 * F_{wx}$ (EK1-1-4: pkt 8.3.4(1))
$F_{wz} = 0{,}5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,z}$ (EK1-1-4: pkt. 8.3.3(1))

Her representerer ρ lufttettheten. Vindlastfaktoren, C, tar hensyn til vindeksponering og vindkraftens virkning på brubanen. I X- og Z-retningen beregnes faktoren som følger;

$$C = c_e * c_{f,i}$$

Her er eksponeringsfaktoren, c_e, gitt i EK1-1-4: 4.5(1). Kraftfaktorene, $c_{f,x}$ og $c_{f,z}$, er hentet fra EK1-1-4: Figur 8.3 og NA.8.3.3(1). $c_{f,z}$ bør defineres for vindpåkjenning i både positiv og negativ Z-retning, altså både løft og trykk på brudekket. Derfor settes denne faktoren lik ± 0,9. I henhold til EK1-1-4: 8.3.3(5) skal vindkraften i Z-retningen plasseres med en eksentrisitet fra brubanens senterlinje, e = B/4. Referansearealet i X- og Z-retningen settes lik;

$$A_{ref,x} = d_{tot} * L$$
$$A_{ref,z} = B * L$$

Bredden som benyttes inkluderer kantdragere og rekkverk, og settes derfor til 9,5 meter. Den totale dybden av brua, d_{tot}, beregnes etter tabell 8.1 i EK1-1-4. Her antas det at begge sider av brua har et åpent sikkerhetsrekkverk eller en åpen parapet. På grunn av dette settes d_{tot} = d + 0,6 m, hvor d tilsvarer bruas totale tverrsnittshøyde. Videre er det benyttet en enhetslengde, L = 1 meter. Dette er gjort for å fordele vindlasten jevnt over hele lengden på brua. Kreftene blir da representert som kraft per lengdeenhet. Kapittel 2.5.2.5 i HB185 forteller at brukonstruksjoner i vindlastklasse I skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig virkende vind- og trafikklast.

Vindflaten for kjøretøy på vegbruer antas å være en rektangulær flate med en høyde på 2 meter over overbygningen. Tillegg fra rekkverk neglisjeres her.

Når vind- og trafikklastene virker samtidig settes det en øvre grense for vindkast-hastigheten på bruas høyeste punkt. I henhold til EK1-1-4: NA.8.1(4) settes denne lik 35 m/s. Med utgangspunkt i dette beregnes et nytt basisvindkasthastighetstrykk. Dette trykket, sammen med nye kraftfaktorer, danner grunnlaget for beregning av de resulterende vindkreftene på brua når både vind- og trafikklaster virker samtidig. Som beregnet i Vedlegg D blir det nye basisvindkasthastighetstrykket:

$$q_p = 0{,}5 * \rho * v_{kast}^2 = 765{,}625\ Pa$$

Tabell 4-4 viser en oversikt over de totale vindkreftene som virker på brua med og uten samtidighet av trafikklaster.

Tabell 4-4 Vindkrefter på brua med og uten samtidig virkende trafikk

Vindkrefter	F_{wx} (N/m)	F_{wy} (N/m)	F_{wz} (N/m)
Uten samtidig virkende trafikk	2 730,00	682,44	± 9 449,00
Med samtidig virkende trafikk	4 169,00	1 042,00	± 6 546,00

Vindkrefter i X- og Z-retningen og Y- og Z-retningen antas å kunne virke samtidig. Det er valgt å neglisjere krefter i X-retningen ved videre analyser. Begrunnelsen for dette er at bidrag fra kreftene i X-retning blir minimale med hensyn på vertikalbøyning, da denne brua har et massivt tverrsnitt.

4.2.3 Temperaturlast

Temperatur blir karakterisert som en variabel naturlast. Den opptrer, i likhet med vindlasten, periodevis og skyldes naturforhold. Med periodevis opptreden menes her at temperaturen varierer gjennom hele året og er avhengig av døgn og årstid. Dette vil påvirke materialene i brua, som kan få en termisk ekspansjon eller kontraksjon. Det statiske systemet til brua vil avgjøre om det oppstår tvangskrefter på grunn av temperatur eller ikke. De termiske lastene blir beregnet i henhold til *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*, heretter referert som EK1-1-5. Alle beregninger er gjort med videre støtte i HB185.

De termiske påvirkningene kan deles inn i jevnt fordelt temperaturandel, og vertikalt- og horisontalt lineært varierende temperaturandel. Den jevnt fordelte temperaturandelen vil føre til at brua ekspanderer eller kontraherer, altså at brua utvider seg eller trekker seg sammen. De lineært varierende andelene vil skape temperaturgradienter over tverrsnittet. Gradientene oppstår ved at det er ulike temperaturer over bruas tverrsnitt. Ved vertikal temperaturandel vil oversiden av overbygningen kunne være varmere enn undersiden og motsatt. Dette vil danne en vertikal krumning i brubanen. Videre kan den horisontale temperaturandelen oppstå dersom det er ulike temperaturer over tverrsnittets bredde. Dette vil gi en horisontal krumning. I henhold til punkt 6.1.4.3(1) i EK1-1-5 kan de horisontale lastandelene vanligvis neglisjeres, da de vertikale andelene vil være dominerende i de fleste tilfeller. De horisontale lastandelene blir derfor ikke benyttet videre i analysen av brua. Temperaturlast på søyler blir også neglisjert i denne oppgaven.

I henhold til EK1-1-5: NA.6.1.1(1) klassifiseres denne brua, som brutype 3, da den er en bjelke-/platebru i betong. Temperaturvirkningene for Trondheim kommune er gitt i oppgaveteksten. Temperaturene er basert på maksimum og minimum verdier målt i skyggen per år, justert til havnivå. De representeres med en årlig sannsynlighet for overskridelse på p = 0,02, hvilket tilsvarer en returperiode på 50 år. De gitte temperaturene avviker noe fra isotermkartene på Figur NA.A1 og NA.A2 i EK1-1-5, og det antas derfor at temperaturene allerede er justert med hensyn på byggeplassens høyde over havet. Verdiene gitt i oppgaveteksten benyttes derfor videre, og er gitt som:

$T_{max} = 30°\mathrm{C}$
$T_{min} = -20°\mathrm{C}$

Jevnt fordelt temperaturandel

Forventede verdier for laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel for brua bestemmes i henhold til EK1-1-5: NA.6.1.3.1(4) og figur NA.6.1. Disse blir her:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3°\text{C} = 27°\text{C}$$
$$T_{e,min} = T_{min} + 8°\text{C} = -12°\text{C}$$

Disse temperaturendringene vil medføre at brudekket får en kontraksjon eller en ekspansjon i lengderetningen. De karakteristiske verdiene for disse temperaturendringene beregnes etter EK1-1-5: 6.1.3.3(3), hvor initialtemperaturen, T_o, settes lik 10 ^{o}C. Endelige verdier for jevnt fordelt temperaturandel blir:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-12) = 22°\text{C}$$
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 27 - 10 = 17°\text{C}$$

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Den vertikal lineært varierende temperaturandelen vil gi en temperaturdifferanse over bruas tverrsnittshøyde. Denne differansen vil gi en krumning i brudekket, som medfører momentkrefter på grunn av fastholdning langs brudekket. Med fastholdning menes at brudekket ikke kan bevege seg fritt, og det fastholdes mot forskyvninger ved opplegg. Tabell NA.6.1 i EK1-1-5 gir verdier for denne vertikale temperaturandelen. Her representerer $\Delta T_{M,heat}$ tilfellet der oversiden er varmere enn undersiden, og $\Delta T_{M,cool}$ tilfellet der undersiden er varmere enn oversiden.

$$\Delta T_{M,heat} = 15°\text{C}$$
$$\Delta T_{M,cool} = 8°\text{C}$$

Grunnlaget for disse verdiene er at brua har et belegg med en tykkelse lik 50 millimeter. Dersom beleggtykkelsen avviker fra dette kan $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ multipliseres med overflatefaktoren, k_{sur}, gitt i tabell NA.6.2 i samme standard. I dette tilfellet antas en beleggtykkelse på 50 millimeter, og k_{sur} kan settes lik 1,0. Ikke-lineær temperaturandel neglisjeres i denne oppgaven.

Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse

Etter EK1-1-5: 6.1.5 må det tas hensyn til virkningen av samtidighet av den jevnt fordelte temperaturandelen og den lineært varierende temperaturdifferansen i brua. Disse grupperes i lastkombinasjoner, og den ugunstigste virkningen blir dimensjonerende for brua. Formlene for kombinasjonene er gitt i EK1-1-5: 6.1.5(1), og vil totalt gi åtte kombinasjoner når de horisontale lastandelene neglisjeres.

Formlene er som følger;

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

Reduksjonsfaktorene settes lik; ω_N = 0,35 og ω_M = 0,75 i henhold til EK1-1-5: NA.6.1.5(1). De åtte kombinasjonene benyttes ved videre analyse av brua, og plottes manuelt som lastkombinasjoner i NovaFrame. I NovaFrame plottes $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{N,exp}$ som positive verdier, og $\Delta T_{M,cool}$ og $\Delta T_{N,con}$ angis som negative. NovaFrame vil velge de kombinasjonene som er ugunstigst for brua.

Kombinasjon nummer 1: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp}$ = 15 ^oC + 5,95 ^oC
Kombinasjon nummer 2: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,con}$ = 15 ^oC + 7,70 ^oC
Kombinasjon nummer 3: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,exp}$ = 8 ^oC + 5,95 ^oC
Kombinasjon nummer 4: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,con}$ = 8 ^oC + 7,70 ^oC
Kombinasjon nummer 5: $\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$ = 11,25 ^oC + 17 ^oC
Kombinasjon nummer 6: $\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$ = 11,25 ^oC + 22 ^oC
Kombinasjon nummer 7: $\omega_M * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$ = 6 ^oC + 17 ^oC
Kombinasjon nummer 8: $\omega_M * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$ = 6 ^oC + 22 ^oC

4.3 Deformasjonslasten kryp

4.3.1 Generelt om kryp

Kryp er en deformasjon som oppstår når betong utsettes for ytre belastninger over lang tid. Ved pålasting av ytre krefter vil betongen utsettes for trykk, og det vil oppstå en momentan sammentrykking. Ved langvarig påkjenning av trykkrefter vil betongen fortsette å trykkes sammen. Dette vil gi en volumendring som kalles kryp, og den tids-avhengige deformasjonen kalles kryptøyning. Kryptøyningen er avhengig av både last-nivå og lastvarighet. Kryptøyningen kan beregnes etter EK2-1-1: 3.1.4(3) og formelen:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Dersom betongen ikke utsettes for større trykkspenninger enn 0,45*$f_{ck}(t_0)$ kan det i henhold til EK2-1-1: 3.1.4(2) antas et lineært kryp i betongen. Ikke-lineært kryp må vurderes dersom trykkspenningene ved et gitt belastningspunkt overskrider fasthetens 45 % -grense. I denne rapporten er det antatt lineært kryp, og kryptall er beregnet i henhold til EK2-1-1: Tillegg B.1(1).

Kryptallet, $\varphi(\infty, t_0)$, er avhengig av relativ luftfuktighet, temperaturen til omgivelsene, samt tverrsnittsdimensjoner og betongsammensetning. Det er i denne oppgaven antatt at det benyttes sementtype N, noe som tilsvarer høyfast sement.

For nøyaktig beregning av kryptall ved et angitt tidspunkt er det nødvendig å vite alderen til betongen, i døgn, ved belasting av konstruksjonen. I denne oppgaven er det angitt et minimumskrav til betongens karakteristiske sylindertrykkfasthet ved oppspenning, f_{ck} = 32 MPa. For å tilfredsstille dette kravet er det valgt å sette betongens alder ved belastning, t_0, til sju døgn. Oppnådd karakteristisk sylindertrykkfasthet for betongen vil da være 33 MPa. Detaljerte beregninger av betongens alder finnes i Vedlegg C.

4.3.2 Beregningsmetoder for kryptøyning

Gjennom denne oppgaven er det ønskelig å oppnå en dypere forståelse for beregning av kryptøyninger. Det er viktig å få en grunnleggende kunnskap om beregningsmetoder for kryptøyning, slik at analysen i NovaFrame blir gjort korrekt. Begrunnelsen for dette er at inndata må blir rett i henhold til den beregningsmetoden som benyttes av NovaFrame. På bakgrunn av dette vil det kort redegjøres for tre ulike beregnings-metoder for kryptøyning.

Det finnes tre vanlige beregningsmetoder:

1. Effektiv E-modul metode (EMM)
2. Metode med delkryp (RCM)
3. Metode med lineær superposisjon (LSM)

<u>Effektiv E-modul metode</u>

Metoden med effektiv E-modul regnes som den ekleste metoden å benytte når det kommer til beregning av lineært kryp. Den egner seg godt til håndberegninger, og benyttes i stor grad i undervisningsopplegg. Metoden er derfor godt kjent av mange konstruktører, og på grunn av dette regnes den for å være en av de mest brukte metodene. Effektiv E-modul metoden er også den eldste metoden. [s. 66, 17]

Tanken bak denne metoden er å gjøre opp for effekten av kryp ved å redusere materialets E-modul. E-modulen blir redusert med en faktor på $(1+\varphi(t))$. Formelen for den effektive E-modulen kan hentes fra EK2-1-1: 7.4.3(5), og er gitt ved:

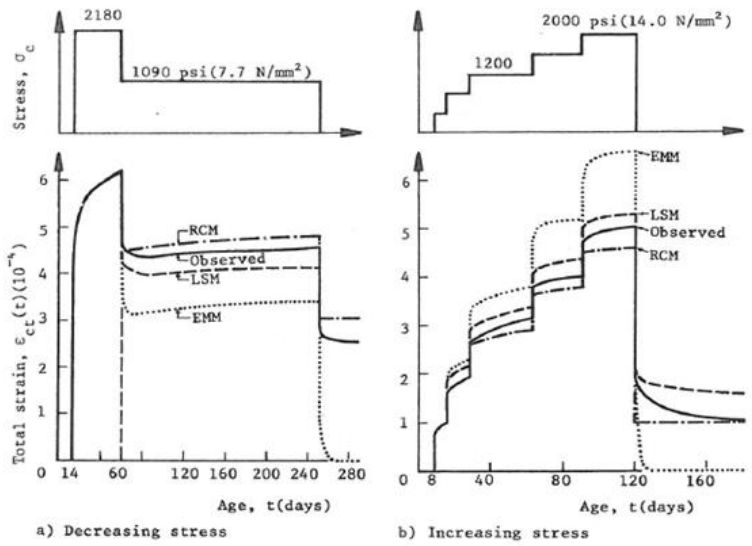
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

For å kombinere effektene av kort- og langtidslast kan E-modulen enkelt modifiseres til en midlere E-modul. Dette kan gjøres etter formel (5.25) kapittel 5.2.5 i [12], og formelen er gjengitt under:

$$E_{middel} = \frac{\sum M_i}{\sum \left(\frac{M_i}{E_i}\right)}$$

En av ulempene med denne metoden er at den ikke tar hensyn til spenningshistorikken i betongen. For å få en nøyaktig modellering av kryptøyningene er man avhengig av spenningskonsentrasjonene i konstruksjonen, og kryptøyningene kan uttrykkes ved $\varepsilon = \sigma/E_{eff}$. På grunn av dette egner metoden seg der hvor spenningsnivået er tilnærmet konstant i den perioden betongen betraktes. Kryptøyninger minker generelt sett ved økning av betongens belastningsalder. Dette medfører at metoden passer i tilfeller hvor betraktningsalderen til betongen er så gammel at tøyningen kan neglisjeres. Effektiv E-modul metoden gir av den grunn ofte bedre resultater på gammel betong.

Figur 4-4, hentet fra [s. 76, 17], illustrerer kryptøyningen beregnet ut fra denne metoden, sammenlignet med målte kryptøyninger i betongen. En økning av spenningene, merket som graf b i Figur 4-4, vil med effektiv E-modul metode gi en overestimering av kryptøyningene, se graf merket EMM. Videre blir tøyningene underestimert dersom spenningene minker, slik som i graf a i samme figur. Figuren viser også en sammenligning av de tre metodene nevnt i innledningen til kapittelet. Tøyningene måles opp mot observerte verdier.



Figur 4-4 Sammenligning av de ulike metodene. Hentet fra [s. 76, 17].

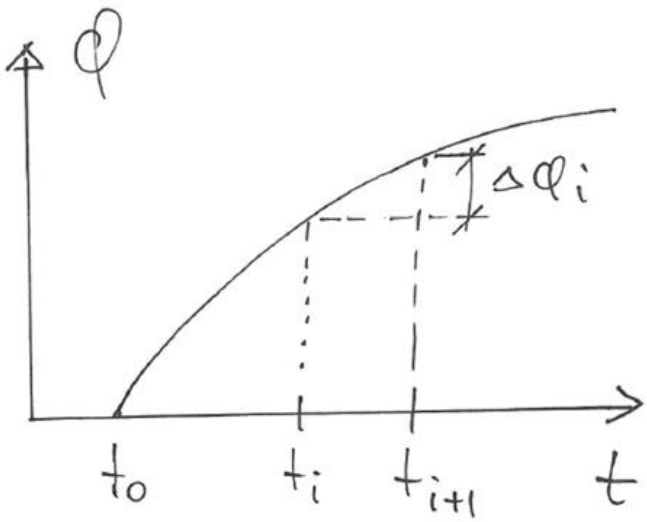
I denne oppgaven skal det tas hensyn til byggehistorikken. Dette medfører variasjon i spenning og belastning ettersom brua støpes, og det statiske systemet vil endre seg underveis. Da effektiv E-modul metode, som nevnt, ikke tar hensyn til spenningshistorikken vil ikke denne metoden egne seg ved beregning av kryp i denne oppgaven.

<u>Metode med delkryp</u>

Metode med delkryp går hovedsakelig ut på å fordele kryptallene ut over tidsintervaller som tilsvarer byggefasene. Dette ivaretar at det statiske systemet kan endre seg i løpet av den totale byggeperioden til brua. Korrekt andel kryptall må derfor fordeles på riktig statisk system og tilhørende byggefase.

Delkrypmetoden er basert på at kryptøyninger er en funksjon av opptredende spenning og tid som har gått siden belastningen ble påført betongen. Metoden benyttes ved mer kompliserte analyser, og nøyaktigheten øker når tidsintervallene minker.

Figur 4-5 som er hentet fra [18] illustrerer prinsippet, og hvordan delkryptallet kan benyttes ved beregning av kryptøyningen i gitt tidsintervall. Som det kommer ut av figuren, minker delkrypet, $\Delta\varphi_i$, jo eldre betongen blir. Kryptøyningene mellom tids-intervallene blir $\varepsilon_{cc} = \sigma\Delta\varphi_i$.



Figur 4-5 Delkrypmetoden. Hentet fra [18].

Det er de løpende spenningene som betraktes i denne metoden, og disse er med på å representere spenningshistorikken til betongen. I bruer med flere byggefaser kan spenninger og statisk system endres underveis i byggehistorien. Siden denne metoden tar hensyn til endring i spenningene, er den derfor velegnet i analyser som krever hensyn til byggehistorien.

Metoden antar også at betongen kryper i henhold til forholdet $(\sigma_c/E_c)*(d\varphi/dt)$. Denne forutsetningen tar ikke hensyn til hvordan betongen blir belastet ved tidligere tidspunkt. Ved delkrypmetoden antas delkrypet som konstant ved en vilkårlig tid, t. Det vil si at metoden ikke tar hensyn til aldrende effekter. Resultatet er at krypkurvene forblir parallelle ved alle aldre. Videre forteller dette at jo eldre betongen er ved belastning, desto raskere avtar krypet. Altså er krypet lik null hvis betongen belastes først etter lang tid. [s.67-70, 17]

Delkrypmetoden tar med det ikke tøyningshistorikken i betraktning ved beregning av kryptøyninger. Tøyningen blir representert som konstant, også etter at belastning fjernes. Dette er motstridende til de observasjonene som er gjort, se Figur 4-4 graf merket RCM, og fører videre til en overestimering av kryp ved minkende spenning. Det vil si at metoden ikke klarer å representere reversibelt kryp korrekt ved avlastning. Kryptøyningen som oppstår ved økende spenning blir underestimert. Delkrypmetoden blir litt for komplisert for bruk i håndberegninger, men er velegnet for bruk i dataprogram.

Metode med lineær superposisjon

Metode med lineær superposisjon kalles også lineær viskoelastisitet for materialer med aldring. Denne metoden tar utgangspunkt i at spenningen som opptrer på et gitt tidspunkt, er summen av en rekke uavhengige tøyninger som er forårsaket av laster med ulik varighet. Dette betyr at en last ikke påvirker tøyninger som er forårsaket av andre laster påført før eller etter det gitte tidspunktet. [s.70-75, 17] Dette gir en spennings-avhengig deformasjon ved tiden, t, som igjen fører til en spenningsavhengig tøyning uttrykt som følger [18]:

$$\varepsilon_{total}(t) = \varepsilon_c(t') + \varepsilon_{cc}(t,t') = J(t,t')\sigma_c(t') = \left(\frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t,t')}{E_{c28}}\right)\sigma_c(t')$$

En summasjon av den spenningsavhengige tøyningen, samt et tillegg fra autogent svinn og temperaturtøyningen, vil til slutt gi en total kryptøyning i konstruksjonen [18]. Denne blir:

$$\varepsilon_{total} = \sum J(t,t')\Delta\sigma_c(t') + \varepsilon_{ad}(t) + \varepsilon_T(t)$$

Gyldighetsområdet til denne metoden begrenses av at det ikke oppstår omfattende uttørking og at opptredende spenninger er under proporsjonalitetsgrensen. I tillegg må tøyningene i materialet være konstante eller økende. Til tross for dette er denne metoden ansett som den mest korrekte metoden å benytte. Dette fordi den gir best samsvar med målte observasjoner, se graf merket LSM i Figur 4-4. I likhet med delkrypmetoden er denne metoden best egnet for dataprogrammer. [18]

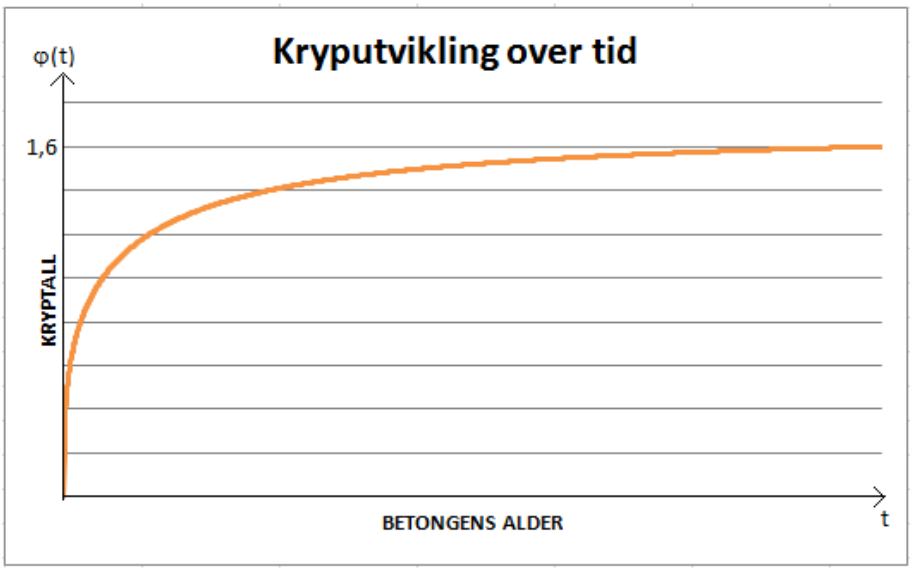
Metoden som benyttes videre i analysen er delkrypmetoden. Valg av metode presenteres i kapittel 6.7.6.

4.3.3 Kryp i brua

Laster som spennkraft og egenlast vil bidra til kryp i konstruksjonen. Kryp angis som tøyning, og vil kun gi krefter på konstruksjonen dersom den er statisk ubestemt. Videre vil kryp føre til en omfordeling av moment og skjærkrefter i den statisk ubestemte konstruksjonen. I dette tilfellet vil alle byggefasene, samt ferdig bru, ha et statisk ubestemt system. Dette vil medføre bidrag fra kryp i alle de tre byggefasene og ved ferdig tilstand. Ved videre beregninger av kryp antas det at hele omkretsen til brutverrsnittet er i kontakt med luft, og HB185 5.3.3.2.2 angir en relativ luftfuktighet på 70 % for bruoverbygningen. Det sees bort fra krypbidrag fra søylene i denne oppgaven.

Brua utføres i tre byggefaser. Forskallingen fjernes og betongen belastes med forspenning og egenlast etter sju døgn. Det antas at betongen herder i totalt 28 døgn før den neste byggefasen påbegynnes. Ferdigtilstand antas å være 28 døgn etter at siste byggefase er ferdig, det vil si etter 112 døgn. I henhold til HB185 5.3.3.2.1 skal det tas hensyn til kraftomlagring på grunn av kryp, svinn og relaksasjon ved minimum to tidspunkt; ett like etter at brua er åpnet for trafikk (her 112 døgn), og ett ved beregnet levetid (100 år).

Kryptallet vokser hurtig i ung betong og avtar med økende alder. Det regnes med at omtrent trefjerdedeler av det totale krypet oppnås etter belastning i ett år [19]. Kryptallet nærmer seg konstant etter hvert som betongen eldes. Dette gjenspeiles i Figur 4-6.



Figur 4-6 Kryputvikling over tid. Laget i Excel 2007.

Siden brua støpes i flere etapper vil kryptallet for hver støpeetappe utvikles forskjellig. Det vil si at ved ferdig tilstand, 112 døgn, vil overbygningen støpt i byggefase 1 ha et høyere kryptall enn overbygningen støpt i byggefase 3. Årsaken er at overbygningen støpt i fase 1 er 56 døgn eldre enn overbygningen støpt i fase 3. Da kryp er en tids-avhengig deformasjon er det nødvendig å beregne et kryptall for hver overbygningsdel i de ulike byggefasene. Dette gjøres for å kunne representere en så nøyaktig kryputvikling som mulig. Detaljerte beregninger finnes i Vedlegg E, og resultatene er gjengitt i Tabell 4-5. For enkelhets skyld er hver overbygningsdel tildelt samme nummer som den respektive byggefasen.

Tabell 4-5 Resultater av kryptall for alle byggefasene.

	Byggefase 1 etter 28 døgn	Byggefase 2 etter 56 døgn	Byggefase 3 etter 84 døgn	Ferdig tilstand, 112 døgn	Ferdig tilstand, lang tid. 100 år
Overbygning del 1	0,5092	0,6519	0,7415	0,8083	1,6886
Overbygning del 2	-	0,5092	0,6519	0,7415	1,6886
Overbygning del 3	-	-	0,5092	0,6519	1,6886

I Tabell 4-5 er det valgt å sette betongens alder etter 100 år til 36 500 døgn for alle de tre overbygningsdelene. Dette til tross for at alderen vil variere noe for de ulike overbygningsdelene. Etter lang tid vil kryptallet gradvis nærme seg en bestemt verdi, slik som vist i Figur 4-6, og derfor er denne verdien benyttet for alle de ulike delene. Tabell 4-6 viser de korrekte kryptallene for de ulike overbygningsdelene av brua, hvor eksakt alder er medregnet. Kryptallene for de ulike delene er svært like, og forskjellen oppstår først i femte desimal. Forskjellen anses som neglisjerbar, og kryptallet etter lang tid settes til 1,6886 for hele brubanen, som vist i Tabell 4-5.

Tabell 4-6 Nøyaktige kryptall ved estimert levetid, 100 år.

	Kryptall ved estimert levetid, 100 år
Overbygning del 1	1,688591646
Overbygning del 2	1,688579689
Overbygning del 3	1,688567714

4.4 Deformasjonslasten svinn

Svinntøyning er en tidsavhengig deformasjon i betong. Den oppstår på grunn av volumforandringer som er knyttet til endringer i betongens fuktinnhold. Uttørking medfører en sammentrekning av betongen, som igjen vil resultere i tøyninger i materialet. Svinn er i motsetning til kryp uavhengig av både lastnivå og lastvarighet. [12]

Svinn angis, på lik linje som kryp, som tøyninger, og vil kun gi krefter på konstruksjonen dersom den er statisk ubestemt. Som nevnt tidligere vil alle byggefasene i dette tilfellet, samt ferdig bru, ha et statisk ubestemt system. Svinn vil derfor gi bidrag til bruas momentforløp allerede fra starten av byggefase 1.

Fri svinntøyning i betong er sammensatt av to ulike bidrag, uttørkingssvinn, ε_{cd}, og autogent svinn, ε_{ca}. Uttørkingssvinnet er ytre uttørking som utvikles sakte, og det er et resultat av fukttransport gjennom herdet betong. Det autogene svinnet, som også kalles selvuttørkingssvinn, utvikles allerede på et tidlig stadium under utstøpingen av betongen. Dette er en indre uttørking som utvikles lineært med fasthetsutviklingen til materialet. At total svinntøyning betegnes som fri betyr at det ikke er etablert heft mellom armeringen og betongen, slik at betongen fritt kan trekke seg sammen. [12]

Siden brua bygges med tre byggefaser, vil overbygningen få ulik svinntøyning etter hvert som de ulike bruelementene blir eldre. Tilsvarende som for kryp bør det derfor regnes ut en svinntøyning for hver overbygningsdel etter hver byggefase. Da bidraget fra svinn vil bli nokså lite, er det i denne oppgaven valgt å se bort fra byggefasenes innvirkning. Svinntøyningene beregnes derfor som en totalverdi for tilfellet etter lang tid, 100 år, og ikke etter hver byggefase som for kryp.

Svinntøyningen beregnes etter EK2-1-1: 3.1.4(6) og Tillegg B.2(1). Videre antas det at betongens alder ved begynnelsen av uttørkingen, t_s, er sju døgn. Dette tilsvarer samme alder som ved belastning av betongen. Detaljerte beregninger finnes i Vedlegg E, og her angis kun resultatet. Den totale frie svinntøyningen etter 100 år i hele brudekket blir:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2{,}958 * 10^{-4}$$

4.5 Lastkombinering

For lastkombinering benyttes *NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, og *NA Endringsblad A1:2010*, heretter kalt EK0. Her gis det ulike krav og retningslinjer for konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. Ved beregning av bruer benyttes kapittel 6, samt *Vedlegg A2 - Anvendelse for bruer*. Bruer har en dimensjonerende brukstid på 100 år, og de tilhører pålitelighets-klasse 3. I dette tilfellet kontrolleres brua i brudd- og bruksgrensetilstand.

I henhold til EK0: NA.A2.2.2 er det gitt at snølast generelt ikke kombineres med trafikklastene LM1 og LM2, og det er derfor ikke tatt hensyn til snølast ved dimensjonering. Vindlast og temperaturpåvirkning må regnes å kunne virke samtidig. Faktorer for variable laster i kombinasjon er gitt i Tabell NA.A2.1 i EK0, her gitt som Tabell 4-7.

Tabell 4-7 Faktorer for variable laster i kombinasjoner. Hentet fra Tabell NA.A2.1 i EK0.

Påvirkning	Symbol		ψ_0	ψ_1	ψ_2 [5)]	$\psi_{1,infq}$ [1)]
Trafikklaster	gr1a (LM1 + horisontale laster)	Boggilast	0,7 [3)]	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last	0,7 [3)]	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 [3)]	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)		0,7 [3)]	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)		0,7 [3)]	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	F_{wk} – Vedvarende dim. situasjoner		0,7	0,6	0/0,5	0,8
	F_w^* [6)] - Kombinert med trafikklast		0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur [4)]	T_k		0,7	0,6	0/0,5	0,8

[1)] $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster
[3)] Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0.
[4)] Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også ULS, dersom virkningen er ugunstig.
[5)] Ved beregning av rissvidder i henhold til EC2 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.
[6)] $F_w^* = F_{wi.trafikk}$

4.5.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden knyttes opp mot konstruksjonens maksimale bæreevne, og er av betydning for konstruksjonens og menneskers sikkerhet. Det eksisterer fire brudd-grensetilstander, EQU-, STR-, GEO-, FAT-, som alle representerer ulike måter konstruksjoner kan gå i brudd på. EQU omhandler tap av statisk likevekt i konstruksjonen, STR og GEO tar hensyn til brudd og deformasjoner i henholdsvis konstruksjonen og grunnen, og FAT behandler utmattingsbrudd. Hver grensetilstand må påvises der den er aktuell. I dette tilfellet kontrolleres brua opp mot grensetilstand STR. Hvis STR overskrides vil konstruksjonen eller konstruksjonsdelen ha store deformasjoner og konstruksjonen vil gå til brudd. Fastheten i konstruksjonsmaterialene gir et betydelig bidrag til motstanden. [20]

Lastkombinasjoner for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner gis i følgende uttrykk, hentet fra EK0: 6.4.3.2(3):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}" + "\gamma_P \mathrm{P}"+"\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k.i} \qquad \text{Ligning 6.10 a)}$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j}" + "\gamma_P \mathrm{P}"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k.i} \qquad \text{Ligning 6.10 b)}$$

hvor ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster. Videre representerer P forspenningslast, og Q en variabel påvirkning. Det minst gunstige uttrykket benyttes videre ved dimensjonering. De dimensjonerende verdiene for laster i brudd-grensetilstanden er gitt i Tabell NA.A2.4(B) i EK0, her gitt som Tabell 4-8. De ulike faktorene er gitt som:

$\gamma_{Gj,sup/G,inf}$ = 1,35/1,0 for ugunstig/gunstig permanent last
ξ = 0,89 for egenvekt
γ_Q = 1,35 for vegtrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
γ_Q = 1,60 for laster fra vind, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
γ_Q = 1,20 for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
γ_Q = 1,50 for øvrige variable laster (0 hvis gunstig)
γ_P = 0,9/1,1 avhengig av hva som er mest ugunstig (EK2-1-1: NA.2.4.2.2)
ψ = leses av i Tabell 4-7 for aktuell last

Tabell 4-8 Lastkombinasjon i bruddgrensetilstand.

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Ligning 6.10 a)	$1{,}35*G_{k,j,sup}$	$1{,}0*G_{k,j,inf}$	0,9/1,1*P	$\gamma_{Q,1}*\psi_{0,1}*Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}*\psi_{0,i}*Q_{k,i}$
Ligning 6.10 b)	$0{,}89*1{,}35*G_{k,j,sup}$	$1{,}0*G_{k,j,inf}$	0,9/1,1 *P	$\gamma_{Q,1}*Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}*\psi_{0,i}*Q_{k,i}$

Permanente irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med hvis de har ugunstig virkning, og eksempler på slike laster er kryp og svinn. Lastfaktor for svinn, γ_{SH}, er gitt i EK2-1-1: NA.2.4.2.2, og denne settes lik 1,0. For kryp settes $\gamma_{Gj,sup}$ lik 1,0 hvis lasteffekten virker ugunstig i henhold til EK0: Tabell NA.A2.4(B). For gunstig lasteffekt settes $\gamma_{G,j,inf}$ lik 0 for både kryp og svinn.

4.5.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden sjekkes brua opp mot ulike bruks- og bestandighetskrav som ikke skal overskrides ved normal bruk. Den har også betydning for konstruksjonens utseende og brukernes komfort. Eksempler på dette kan være nedbøyning og rissdannelser i betongen. Brua kontrolleres for kombinasjonene, karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent. Dette resulterer i følgende uttrykk:

Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j}" + " P" + "Q_{k,1}" + " \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k.i}$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j}" + " \mathrm{P}" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + " \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k.i}$$

Tilnærmet permanent (kvasi-permanent) kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j}" + " \mathrm{P}" + " \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k.i}$$

E_d er den dimensjonerende verdien for lastvirkningene for det aktuelle brukbarhets-kriteriet, og er fastsatt på bakgrunn av den relevante kombinasjonen. Dimensjonerende verdier for bruksgrensetilstand er hentet fra EK0: Tabell NA.A2.6, her gitt som Tabell 4-9.

Tabell 4-9 Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand. Hentet fra EK0: Tabell NA.A2.6.

Lastkombinasjon	Permanente laster, G_d		Forspenning	Variable laster, Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende	Øvrige
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}*Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1}*Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}*Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1}*Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}*Q_{k,i}$

4.5.3 Total lastkombinering

Videre følger en oppsummering av total lastkombinering, inkludert lastfaktorer, for brudd- og bruksgrensetilstanden. Denne er vist i Tabell 4-10. Følgende forkortelser er benyttet:

G-SUP	=	Egenvekt hvis ugunstig
G-INF	=	Egenvekt hvis gunstig
PT	=	Forspenningslast
TR	=	Trafikklast
TE	=	Temperaturlast
V	=	Vindlast
V-TR	=	Vindlast med samtidig virkende trafikklast

Tabell 4-10 Lastkombinasjoner med aktuelle lastfaktorer.

Kombinasjon	Forklaring	G-SUP	G-INF	PT	TR	TE	V	V-TR
ULS-STR	Dim ULS-STR							
ULS-STR-O	Dim ordinær ULS-STR							
ULS-STR1	6.10a - m/TR	1,35	1,0	1,1/0,9	0,95	0,84	-	1,12
ULS-STR2	6.10a - u/TR	1,35	1,0	1,1/0,9	-	0,84	1,12	-
ULS-STR3	6.10b - TR dom	1,20	1,0	1,1/0,9	1,35	0,84	-	1,12
ULS-STR4	6.10b - TE dom - m/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	0,95	1,2	-	1,12
ULS-STR5	6.10b - TE dom - u/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	-	1,2	1,12	-
ULS-STR6	6.10b - V-TR dom - m/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	0,95	0,84	-	1,6
ULS-STR7	6.10b - V dom - u/TR	1,20	1,0	1,1/0,9	-	0,84	1,6	-
SLS-KAR	Dim SLS-KAR							
SLS-KAR1	TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	0,7
SLS-KAR2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	-	0,7
SLS-KAR3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-	1,0
SLS-KAR4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	0,7	1,0	-
SLS-OFTE	Dim SLS-OFTE							
SLS-OFTE1	TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
SLS-OFTE2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,6	-	-
SLS-OFTE3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,6
SLS-OFTE4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	-	0,6	-
SLS-PERM	Dim SLS-PERM							
SLS-PERM1	TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
SLS-PERM2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-
SLS-PERM3	V-TR dom	1,0	1,0	1,0	0,2	-	-	0,5
SLS-PERM4	V dom	1,0	1,0	1,0	-	-	0,5	-

5 Tap av spennkraft

Spennkrafttap er en reduksjon av forspenningen som opprinnelig påføres armeringen. Reduksjonen skyldes både umiddelbare tap ved selve oppspenningen, men også tids-avhengige tap. Det finnes hovedsakelig tre grupper av spennkrafttap [12]:

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

5.1 Tap av tøyningsdifferanse mellom spennarmering og betong

Spennkrafttapet skjer umiddelbart ved etteroppspenning av konstruksjonen, og skyldes at det ikke er heftforbindelse mellom betongen og armeringen. [12]

5.1.1 Låsetap

Ved overføring av krefter fra jekk til forankring vil det oppstå et låsetap. Dette skyldes at spennarmeringen glir noen millimeter før kilen låser seg, noe som resulterer i tap i opprinnelig spennkraft. Låseglidningen skal oppgis av produsenten av spennstålet. I dette tilfellet benyttes et MA system, såkalt Multi Anker, og låsetapet for aktive forankringer er angitt til 6 millimeter. Denne verdien brukes ved videre beregninger av spennkrafttap, og føres inn i NovaFrame. [9] [12]

5.1.2 Friksjonstap

Opprinnelig spennkraft vil reduseres på grunn av friksjonskrefter mellom spennstålet og utsparingsrøret. Disse friksjonskreftene skyldes blant annet kurvatur i spennkablene, som medfører normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret. Friksjon kan også skyldes lengdeeffekt. Med lengdeeffekt menes at spennkablene vil inneholde lokale vinkelendringer, fordi utsparingsrøret aldri vil være helt rett og perfekt utført. Lokale vinkelendringer vil kunne gi tilleggskrumninger av utsparingsrøret, noe som medfører friksjon mellom utsparingsrøret og spennarmeringen. Ulike koeffisienter for beregning av friksjonstap er oppgitt av produsenten, og for endelig løsning kan EK2-1-1: 5.10.5.2 benyttes. De ulike koeffisientene finnes i ETA-06/0022, og i dette tilfellet er friksjons-koeffisienten $\mu = 0{,}19$ og krumningsfaktoren $k = 0{,}005$. [9] [12]

5.2 Spenningsendring på grunn av kortidslast

I etteroppspente konstruksjoner kan spenningsendringer forekomme som et resultat av korttidslaster. Spennkrafttapet kan skje i konstruksjoner hvor ulike enheter spennes opp suksessivt, slik som for eksempel i fritt frambygg bruer. Tap som skyldes korttidslast vil ikke behandles videre i oppgaven. [12]

5.3 Tidsavhengige tap

Spennkrafttapet er et resultat av tidsavhengige egenskaper til betong og ytre belastninger over lang tid. Eksempler på tidsavhengige tap er kryp, svinn og relaksasjon.

5.3.1 Kryp

Kryp er som nevnt i kapittel 4.3.1 en tilleggsdeformasjon som oppstår når betong utsettes for ytre belastninger over lang tid. Krypet i betongen vil medføre en kryptøyning i spennarmeringen, som innebærer en reduksjon i spennkraften. Etter konsultasjon hos veileder, professor T. Kanstad, er det blitt benyttet en forenklet metode for beregning av kryptøying ved spennkrafttap. I denne metoden tas det kun hensyn til det totale betong-tverrsnittet, og ikke det reduserte tverrsnittet som inkluderer spennarmeringen. Kryptøyningen i sennarmeringen baseres på krypberegninger over to snitt i byggefase 1, og middelverdien av disse benyttes. Dette vil gi et forenklet resultat som kan representere hele konstruksjonen. Den totale kryptøyningen i spennarmeringen, $\varepsilon_{cc,middel1}$, settes lik 0,236 ‰. Fullstendig beregning finnes i Vedlegg F.

5.3.2 Svinn

Svinntøyning som nevnt i kapittel 4.4 uavhengig av ytre belastning, og deformasjonene skyldes en endring i betongens fuktinnhold. Betongen vil krympe som følge av uttørking, noe som gir svinntøyninger i betongen og spennarmeringen. For å beregne svinn-tøyningen i spennarmeringen kan formler i kapittel 6.3 i [12] benyttes.

Siden svinntøyningene ikke vil gi et stort bidrag til det totale spennkrafttapet, er svinn-tøyningen i dette tilfellet satt lik betongens svinntøyning etter lang tid. Svinntøyningen for spennarmeringen er beregnet i Vedlegg E og settes til ε_{cs} = 0,2958 ‰. I henhold til EK2-1-1: 5.10.6 kan dette være en korrekt antagelse, siden standarden kun benytter bidrag fra betongens svinntøyning ved beregning av det totale spennkrafttapet i spenn-armeringen.

5.3.3 Relaksasjon

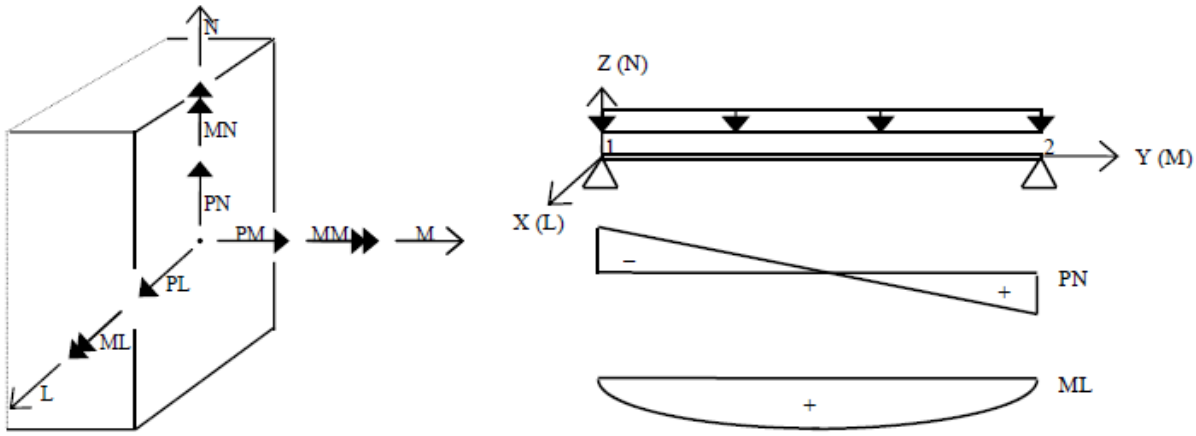
Når spennstål er oppspent over lang tid og utsettes for konstant tøyning, vil spenn-kraften reduseres som følge av tiden. Dette spenningsfallet kan betegnes som relaksasjon. Relaksasjonstapet er definert som den prosentvise reduksjonen av forspenningen, og beregnes etter Formel (3.29) i EK2-1-1: 3.3.2. Verdien for relaksasjonstapet kan også gis av produsenten. I dette tilfellet tilhører spennarmeringen relaksasjonsklasse 2, lav relaksasjon. Relaksasjonstapet angis i NovaFrame ved tre forskjellige inndata, S1, S2 og T2, som er nærmere forklart i kapittel 6.6.

6 Modellering i NovaFrame

NovaFrame er et program for statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammekonstruksjoner, og er utviklet av konsulentselskapet Aas-Jakobsen. Programmet er basert på elementmetoden (Finite Element Method). Dette er en viktig numerisk løsningsmetode for problemer som matematisk lar seg beskrive av differensialligninger eller integralligninger. [21] NovaFrame er spesielt utviklet med tanke på analyse av bruer, da det inneholder blant annet bevegelige trafikklaster. Det er også mulig å simulere ulike byggefaser, slik at alle krefter som oppstår på grunn av disse medregnes i den endelige analysen av brua. Programmet er bygget opp slik at det er enkelt å gjøre endringer i en input-fil senere hvis nødvendig. De andre filene vil ikke påvirkes av dette, men det er allikevel viktig at det er samsvar mellom de ulike input-filene. [22][23]

6.1 Koordinatsystem i NovaFrame

NovaFrame opererer med to typer koordinatsystemer, det globale XYZ-systemet og det lokale LMN-systemet. Koordinatsystemet er illustrert på Figur 3.7.1 i [24], her gjengitt som Figur 6-1. Noder, grensebetingelser og forskyvninger gis i det globale systemet. Tverrsnitt og tverrsnittskrefter defineres i det lokale systemet.



Figur 6-1 Koordinatsystemet i NovaFrame. Hentet fra s. 41 i [24].

6.2 Materialer og designparametere

For å gjennomføre analyser i NovaFrame må alle tverrsnitt tildeles relevante design-parametere og materialdata for betong, slakkarmering og spennarmering. Forhånds-innstillinger for betong i NovaFrame gir en betongkvalitet lik B35, men brua i denne oppgaven har en kvalitet lik B45. Det defineres derfor en ny betongkvalitet i programmet. Den karakteristiske sylinderfastheten, f_{ck}, endres fra 35 til 45 MPa. Videre redigeres betongens elastisitetsmodul til 36 000 MPa. Kvaliteten på slakkarmeringen er bestemt til B500NC, og forhåndsinnstillingene til denne typen beholdes. Det samme gjelder for spennarmeringen, der det er valgt å benytte en armering med $f_{p0,1k}$ lik 1600 MPa, som tilsvarer forhåndsinnstillingen i programmet.

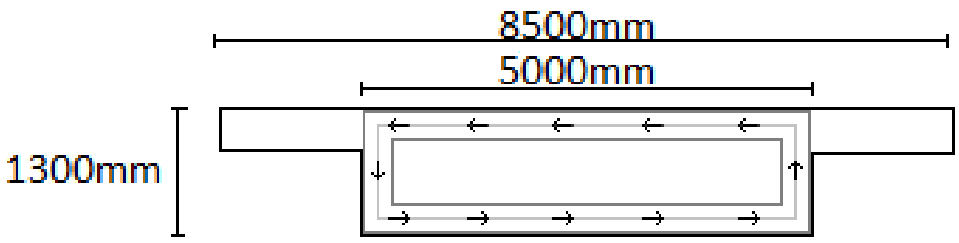
Design Parameters omhandler egenskaper knyttet til hver komponent i konstruksjonen, og disse materialdataene benyttes ved beregninger og analyser. Eksempler på egenskaper er blant annet materialfaktorer og tøyningsgrense for de ulike materialene. NovaFrame har forhåndsinnstilte materialfaktorer for betong, armeringsstål og spennstål. Materialfaktorene er utarbeidet etter EK2-1-1, Tabell NA.2.1N, og disse verdiene kan benyttes ved videre modellering og analyse.

6.2.1 Korreksjonsfaktor for torsjonsstivhet

Under *Sections* kan generelle krav for tverrsnitt i konstruksjonen defineres. Her kan en korreksjonsfaktor, k_{it}, for torsjonsstivheten til tverrsnittet angis. Torsjontreghets-momentet, I_t, sier noe om tverrsnittets evne til å motstå torsjon, og utslaget på grunn av kraftpåvirkning. Høy I_t betyr at tverrsnittet har god motstand, og vil få lite utslag ved kraftpåvirkninger. Lukkede tverrsnitt har høyere I_t enn åpne tverrsnitt.

NovaFrame beregner automatisk et torsjontreghetsmoment for de aktuelle tverrsnittene til brua. Denne verdien ligger normalt over den faktiske I_t til tverrsnittet, og vil gi en forhøyet torsjonsmotstand. Det er derfor ønskelig å redusere I_t med en korreksjonsfaktor, k_{it}, slik at en mer reell torsjonsmotstand oppnås.

Ved beregning av torsjontreghetsmomentet for brutverrsnittet er det gjort noen forenklinger. Det antas at flensene på hver side av tverrsnittet ikke bidrar særlig til torsjonsmotstanden, og disse neglisjeres derfor. Det er ikke ønskelig å dele opp tverrsnittet i mindre deler ved beregning, fordi dette hindrer samvirke mellom tverrsnittdelene. På grunn av dette er det valgt å benytte det massive området mellom de utstikkende flensene ved beregning av torsjonsmotstanden. Torsjonsforløpet i tverrsnittet er illustrert i Figur 6-2.



Figur 6-2 Torsjonsforløp i brutverrsnittet.

Følgende uttrykk for torsjonstreghetsmomentet er hentet fra Tabell 5.2 [25]:

$$I_t = \frac{1}{3}bh^3\left(1 - 0{,}63\frac{h}{b}\right) = \frac{1}{3} \times 5000 \times 1300^3\left(1 - 0{,}63 \times \frac{1300}{5000}\right)$$

$$I_t = 3{,}062 * 10^{12}\ \mathrm{mm}^4$$

Korreksjonsfaktoren for torsjonstivheten beregnes ved følgende uttrykk:

$$k_{It} = \frac{I_t}{I_{t,NovaFrame}} = \frac{3{,}062 \times 10^{12}}{2{,}897 \times 10^{13}} = 0{,}106$$

Faktoren føres inn under fanen *Sections*, og torsjonsstivheten reduseres med denne. Denne reduksjonen vil senere medføre et større torsjonsmoment i brubanen på grunn av en lavere torsjonsmotstand i tverrsnittet. Det vil gi et mer reelt resultat, og derfor er denne verdien benyttet videre i analysen.

6.3 Referanselinjer og aksesystem

6.3.1 Koordinatbestemte noder og referanselinjer

Generering av geometri kan gjøres på to ulike måter i NovaFrame. Modellen kan enten bygges opp ved hjelp av koordinatbestemte noder eller ved hjelp av referanselinjer. Koordinatbestemte noder benyttes dersom det som skal analyseres har en relativ enkel geometri, som for eksempel en fritt opplagt bjelke. Dersom konstruksjonen er stor og avhengig av en rekke noder og elementer, blir denne metoden fort veldig arbeids-krevende. Sannsynligheten for å gjøre modelleringsfeil øker også i takt med konstruksjonens kompleksitet.

Den andre metoden, modellering ved hjelp av referanselinjer, kan benyttes når det arbeides med mer komplekse konstruksjoner. Eksempel på dette er bruer med en definert veglinje. Referanselinjer er geometriske linjer som knyttes til vilkårlige tverrsnitt.

For å begrense arbeidet med geometrisk inndata og sannsynligheten for feil, er det derfor benyttet referanselinjer ved modellering i denne oppgaven. Det defineres flere referanselinjer i NovaFrame, én for brubanen og én for hver av de understøttende søylene. I tillegg genereres det en ikke-geometrisk referanselinje automatisk, idet de andre referanselinjene opprettes. Denne abstrakte linjen kalles referanselinje 0, og her samles tverrsnittene i modellen.

6.3.2 Aksesystem

Det kan også defineres et aksesystem under fanen *Axis* i NovaFrame. Disse relative aksene er ikke nødvendig å definere, men vil gjøre modellen mer oversiktlig og node-utsettingen enklere. Det er derfor valgt å benytte akser i denne oppgaven.

For å plassere ut aksene på rett plass i modellen, benyttes profilnummer. Disse er normalt angitt på detaljerte oversiktstegninger. Brua i denne oppgaven er fiktiv og det eksisterer ingen detaljerte tegninger med profilnummer. På grunn av dette er profil-numrene i denne modellen er antatt, se Figur 2-5 i kapittel 2.3. Det plasseres en akse i senter av hver søyle under brua.

6.3.3 Horisontal og vertikal kurvatur

Den horisontale og vertikale geometrien til brua må defineres før det kan plasseres ut noder og elementer. Den horisontale geometrien brukes for å kunne representere en horisontal projeksjon av veglinjen i XY-planet. Det er i denne modellen benyttet *discrete segments.* Disse segmentene krever mer inndata enn *chained segments*. Siden brua i denne oppgaven har en enkel og helt rett horisontal geometri betyttes *discrete segments*. Under fanen *Horizontal Geometry* angis hvilke profilnummer veglinjen starter og slutter i, samt den totale lengden til brua.

Den vertikale geometrien brukes til å representere den vertikale projeksjonen av veglinjen i YZ-planet. Den defineres enten med rette eller sirkel segmenter. Brua i denne oppgaven er helt rett også i vertikal retning, slik at det benyttes rette segmenter i modelleringen. Under fanen *Vertical Geometry* angis profilnumrene som brusegmentet starter og stopper i, samt kotehøyden til profilnumrene. Kotehøyden er målt til overkant av brubanen, og er lik i både start- og sluttpunktet til brua. I likhet med profilnumrene på brua, er kotehøydene også antatt. Se Figur 2-5 i kapittel 2.3 for kotehøyder og profilnummer.

6.3.4 Vertikale referanselinjer

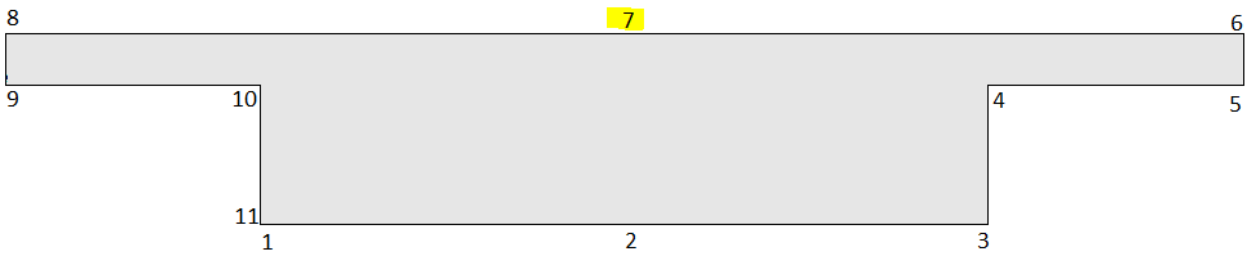
Vertikale referanselinjer defineres i fanen *Column*. Dersom et aksesystem tidligere er definert, er det enkelt å plassere ut søyler i de aktuelle aksene. I denne oppgaven har brua fire søyler. I akse 2 og 3 er det monolittiske forbindelser mellom søyle og brubane, mens i akse 1 og 4 er det opplager i søyletoppene. Det er kun søylene i akse 2 og 3 som modelleres. Videre angis søylenes aktuelle aksenummer og kotehøyde i topp og bunn. Kotehøyden for toppunktet er satt til underkanten av bruoverbygningen, og kotehøyden for bunnpunktet er satt til overkant av fundamentet.

6.4 Tverrsnitt

Tverrsnitt defineres i *Sections*, og kan angis ved å benytte forhåndsdefinerte eller egendefinerte tverrsnitt. Hvert tverrsnitt har et unikt nummer som viser til tverrsnittets plassering langs konstruksjonen. Hvilke typer tverrsnitt som velges er avhengig av hvilke resultater som er ønskelig, og om analyse av selve tverrsnittet skal gjennomføres. Hvis dette er tilfelle må tverrsnittet ha tilstrekkelig med punkter som kan gi ønskelig utdata.

Forhåndsdefinerte tverrsnitt er typiske rektangulære og sirkulære tverrsnitt, hvor dimensjonene er ukjente parametere. Disse tverrsnittene har begrenset antall punkter, og vil derfor ikke gi nøyaktige beregninger av selve tverrsnittet. Egendefinerte tverrsnitt benyttes gjerne ved mer kompliserte tverrsnittsformer og angis ved hjelp av punkter. Punktene defineres mot klokka, og plasseres der hvor det er ønskelig å få utdata fra analyser. Punktmetoden er gunstig hvis det er nødvendig med nøyaktige målinger over tverrsnittet.

Tverrsnittet for brubanen plasseres i profilnummer 1999, og tverrsnittet angis med punkter under *Points*. Brubanen er definert av totalt elleve punkter, slik som illustrert på Figur 6-3. Det er valgt å sette punkter i senter av brubanen, punkt 2 og 7, fordi det eventuelt er ønskelig å hente ut analysedata fra disse punktene. Referanselinje 1 er plassert i punkt 7 på tverrsnittet, markert med gult i Figur 6-3. Denne plasseringen er valgt fordi det er lettere å beregne avstander mellom ulike deler av konstruksjonen fra ett toppunkt.



Figur 6-3 Brutverrsnittet definert med punkter.

Søylene i akse 2 og 3 angis med deres respektive referanselinjer og kotehøyder. Søylene består av forhåndsdefinerte rektangulære massive tverrsnitt, og de vertikale referanse-linjene er plassert i tyngdepunktet av søylene. I toppen av søylene i akse 1 og 4 er det et fastlager og et glidelager. På grunn av dette er det valgt å ikke modellere søylene i akse 1 og 4, slik som nevnt i kapittel 6.3.4.

6.5 Geometri

Bruas geometri, randbetingelser og designsnitt defineres under fanen *Geometry input*.

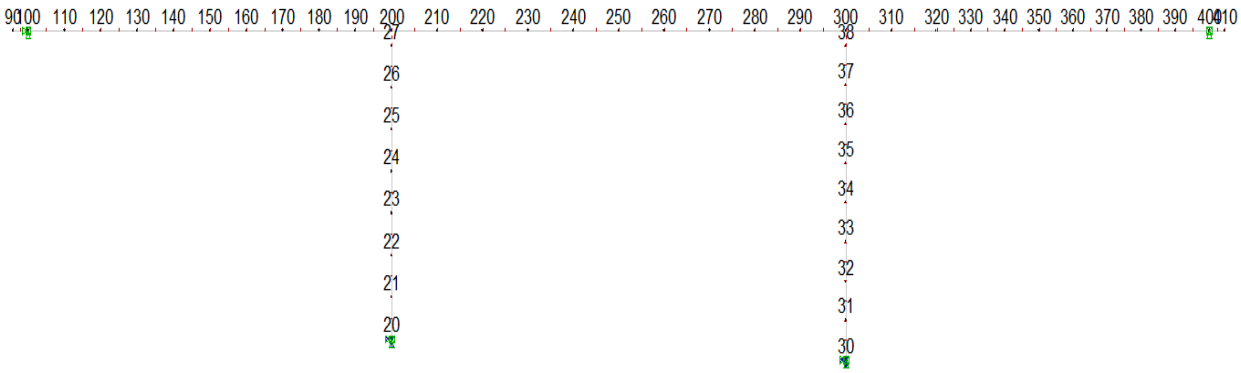
6.5.1 Noder og elementer

For å oppnå en fullstendig modell deles brua inn i elementer og noder. Elementer er rette linjer som kobler noder sammen. Noder kan angis ved bruk av koordinater, referanselinjer, *Axis* eller *Axis2*.

Ved bruk av koordinater plasseres nodene ut ved å angi X-, Y- og Z-koordinatene til den aktuelle noden. Dette kan bli svært arbeidskrevende og egner seg derfor best til enklere analyser. Referanselinjer kan også benyttes. Her velges ønskelig antall noder som skal plasseres mellom profilnumrene for brubanen eller kotehøydene for søylene. Denne metoden tar ikke hensyn til de aksedefinisjonene som ble gjort under *Reference Line Input,* og kan bli arbeidskrevende dersom brua har mange spenn. Derfor anbefales det å bruke denne metoden dersom brua som modelleres bare har ett spenn.

Dersom det modelleres med byggefaser, anbefales det å benytte *Axis*. Her velges avstanden mellom de ulike aksene, og ønskelig antall noder mellom aksene bestemmes. Brukeren vil på denne måten få bedre kontroll over elementlengdene, og plasseringen av noder kan tilpasses etter hva som er gunstig i forhold til byggefasene. I den siste metoden, *Axis2*, spesifiseres antall elementer mellom hver akse, og lengden til elementene avhenger derfor av lengden mellom aksene. I denne oppgaven benyttes *Axis*.

Nodene i brubanen defineres med tall fra 90-410, hvor det benyttes en *Increment* på 10. Nodene illustreres i Figur 6-4. Det tas hensyn til bygge-faser, som i denne oppgaven er totalt tre stykker. I modellen er det derfor plassert en node i hver støpeskjøt, i tillegg til over søylene. Nodene i søylene er definert med tall fra 20-27 og 30-38, hvor det første tallet representerer hvilken akse søylen er plassert i.

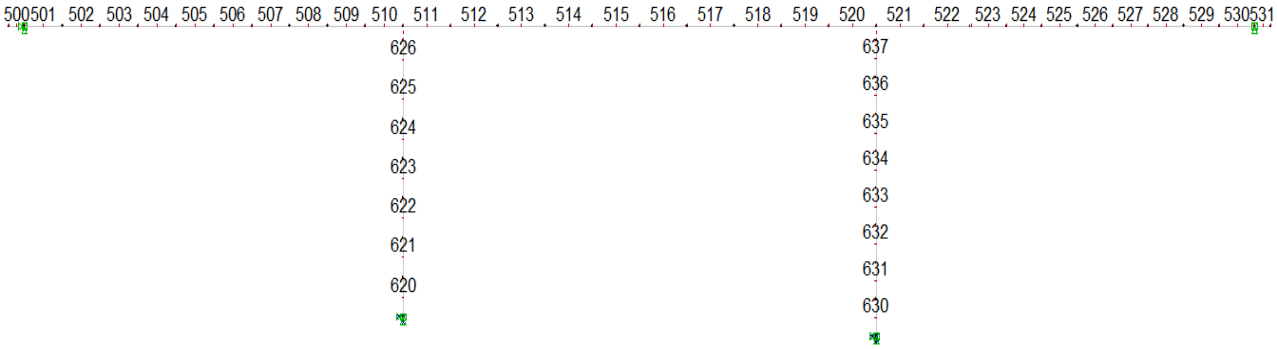


Figur 6-4 Plassering av noder i brua.

Elementene defineres under fanen *Elements*. Her angis plasseringen av de ulike elementene mellom nodene, og elementer som er tilknyttet referanselinjer blir her

koplet til modellen. Dersom elementet ikke er tilknyttet en referanselinje, for eksempel de delene av konstruksjonen som er plassert på referanselinje 0, må tverrsnittet spesifiseres under fanen *Elem. Spec.*

Brubanen tildeles elementer med nummer 500-531. Videre får søylene numrene 620-626 og 630-637. Nummereringen er illustrert på Figur 6-5. Det er valgt et slikt nummereringssystem for å få bedre kontroll på utdata, og for å få en mer oversiktlig modell. På denne måten blir det lettere å skille resultater i brubanen, representert med tall rundt 500, og resultater i søylene som er representert med tall omkring 600. Videre tildeles nodene i søylene nummer etter hvilke akse søylen tilhører. For eksempel betyr tallet 620; første element i søylen i akse 2.



Figur 6-5 Elementinndeling på brua.

Lengden på elementene er ulik i forhold til hvilket felt som betraktes. Sidefelt 1 og 3 har en lengde på 24 meter hver, og hver av dem er delt inn i ti elementer. Hvert element får derfor en lengde på 2,4 meter. Midtfeltet er 30 meter langt, og er også delt inn i ti elementer. Dette gir en elementlengde på 3 meter.

6.5.2 Randbetingelser

Fanen *Boundaries* benyttes til å beskrive grensebetingelsene til modellen. Her legges det inn *master-slave* koplinger dersom det er aktuelt. En *master-slave* kopling vil beskrive en stiv forbindelse korrekt. For eksempel benyttes denne koplingen når en søyle og bru-overbygningen har en monolittisk forbindelse. I denne oppgaven er det modellert inn et fastlager i akse 1 og et glidelager i akse 4. Videre er det lagt inn *master-slave* koplinger i toppen av søylene i akse 2 og 3. Søylene i akse 2 og 3 er også modellert med fast innspenning i bunn.

6.5.3 Designsnitt

Fanen *Design section* definerer hvor mange designsnitt det er ønskelig å ha i hvert element. Disse snittene benyttes til å hente ut snittkrefter i hvert element. I denne oppgaven er det benyttet forhåndsinnstilte verdier i NovaFrame. Det vil gi tre snitt i hvert element; ett i første og siste node, og ett i midten av elementet. Det antas å være tilstrekkelig å benytte denne forhåndsdefinisjonen for denne konstruksjonen.

6.6 Spennkabler

Under *Tendons* kan spennkabler i før- og etteroppspente betongkonstruksjoner defineres. Det er angitt en del forhåndsinnstilte egenskaper for spennarmering i NovaFrame, men i dette tilfellet er disse lagt til side.

Det er valgt å benytte en spennarmering med 0,1 %-grense, $f_{p0,1k}$ = 1600 MPa, som gitt i ETA -06/0022. Kabelens størrelse er i henhold til oppgaveteksten angitt til å være 100 millimeter i diameter, og tverrsnittsarealet er 150 mm^2. ETA-06/0022 angir en indre diameter for kablene på 90 millimeter, og verdier som brukes videre ved beregning er basert på kabelrør med denne diameteren. Injiseringsmassens karakteristiske fasthet er forhåndsinnstilt til 45 MPa i NovaFrame, og denne verdien benyttes videre. [s.37, 26].

Som nevnt i kapittel 3.4.3 er det valgt tre kabelgrupper for denne brua, med seks kabler i hver gruppe. Disse kabelgruppene er symmetriske om senterlinjen av brudekket, slik som illustrert i Figur 3-4 i kapittel 3.4.3. For å oppnå en symmetrisk kabelføring gjennom hele brudekket er det valgt å definere fire kabelgrupper i NovaFrame. Disse kabelgruppene defineres under fanen *Group Data*. Gruppe 1 og 4 har seks spennkabler hver, og tilhører henholdsvis byggefase 1 og 3. Gruppe 2 og 3 har tre spennkabler hver, og utgjør til sammen den midterste kabelgruppen i brua som tilhører byggefase 2. Disse, gruppe 2 og 3, plasseres i NovaFrame med en eksentrisitet på ± 1,4 meter i forhold til senterlinjen i tverrsnittet. Dette medfører at spennkablene til gruppe 2 og 3 plasseres mellom kablene i gruppe 1 og 4. På denne måten kan de ulike kabelgruppene overlappe hverandre uten at spennarmeringen kolliderer.

Det er valgt en senteravstand mellom spennkablene på 700 millimeter for alle kabelgruppene. For å gjøre modellen enkel å jobbe med kan all spennarmering samles i senterlinjen av tverrsnittet, men det er ikke gjort her. Det er ønskelig å illustrere den virkelige plasseringen til spennkablene, og derfor er det valgt å spre spennkablene utover i tverretningen med senteravstand på 700 millimeter.

Som tidligere nevnt, overlapper de ulike kabelgruppene hverandre over opplegg i akse 2 og 3. Dette resulterer i seks spennkabler i felt og tolv spennkabler over støtte. Forankringene for hver kabelgruppe er plassert i ulik høyde fra den resterende spenn-armeringen i det aktuelle snittet. Denne høyden spesifiseres under fanen *Geometry Input*. Under denne fanen legges også den nøyaktige kabelføringen gjennom hele brudekket inn. Kabelføringen vil, som nevnt tidligere i kapittel 3.4, følge momentforløpet i brudekket. Plasseringen begrenses av minimum krumningsradius gitt i ETA 06/0022, og det henvises til kapittel 3.4.4 for detaljert informasjon om plassering av spennkablene.

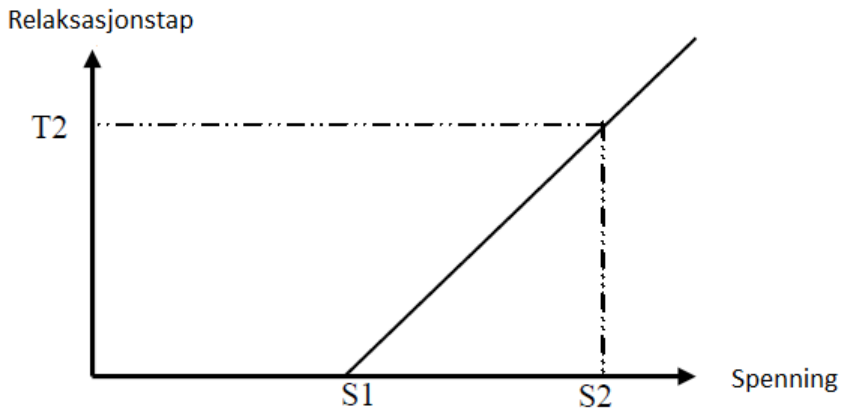
De overlappende kabelgruppene legges inn 6 meter til venstre for opplegg i akse 2 og 3. For å kunne lese av verdier i punktene hvor spennkablene starter, er det viktig at spennkablene begynner i en node langs brubanen. Kabelgruppe 4 starter i node 280, som ligger akkurat 6 meter til venstre for akse 3.

Som tidligere nevnt, i kapittel 6.5.1, har felt 1 i brua noder med innbyrdes avstand på 2,4 meter, og derfor vil det være vanskelig å få kabelgruppe 2 og 3 til å starte nøyaktig 6 meter til venstre for opplegg i akse 2. Etter anbefalinger fra veileder, H. Johansen, er det valgt å trekke kabelgruppe 2 og 3 videre til node 170, som ligger 7,2 meter til venstre for akse 2. Dette er ikke nødvendig å gjøre i praksis, men det er nødvendig for å kunne få ut verdier i snittet ved bruk av NovaFrame. Hvis kabelgruppe 2 og 3 legges nøyaktig 6 meter til venstre for akse 2 vil det ikke være en node der hvor kabelgruppen starter. Dette vil medføre et sprang i momentdiagrammet for spennarmeringen. Dette er ikke ønskelig, og vil føre til unøyaktige resultater ved analyser.

Spennkrafttap for spennarmeringen må angis. Disse tapene er gitt i ETA-06/0022 og utregnet for hånd, se Vedlegg F. De ulike faktorene for friksjonstap finnes i ETA-06/0022, og kan føres direkte inn i NovaFrame som beregner det totale friksjonstapet selv. Låsetap for ulike typer forankringer er også gitt i ETA-06/0022, og er i dette tilfellet 6 millimeter for MA forankringer.

Videre beregnes spennkrafttapet som skyldes tidsavhengige effekter, slik som kryp, svinn og relaksasjon. NovaFrame beregner selv det totale spennkrafttapet for spennarmeringen, men verdier for kryp og svinn i snitt ved armeringen må føres inn. Kryptøyningen i betongen bidrar til reduksjon i spennkraft, se Vedlegg F, og denne verdien settes lik 0,236 ‰. Svinn i betongen medfører også en reduksjon i spennkraften, men denne vil ikke gi et stort bidrag til det totale tapet. Det er derfor valgt å benytte betongens egen svinntøyning for hele konstruksjonen som verdi.

Verdien for relaksasjonstapet kan fastsettes ved å benytte formler i EK2-1-1: 3.3.2 (7). Relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning er mindre enn 2,5 % ved $0{,}7f_{pk}$, og 4,5 % ved $0{,}8f_{pk}$. Etter samtale med veileder, H. Johansen, illustreres disse tallene med en kurve. Kurven trekkes mellom de kjente verdiene og videre ekstrapoleres den. Dette gir null relaksasjon ved $0{,}575f_{pk}$. Videre kan disse verdiene brukes for å finne inndata-verdiene for relaksasjonstap. NovaFrame opererer med tre inndataverdier for relaksasjonstap, S1, S2 og T2, som alle angis i prosent av $f_{p0,1k}$. Sammenhengen mellom disse er illustrert på Figur 6-6.



Figur 6-6 Sammenhengen mellom relaksasjonstap og spenning [s. 50, 24].

S1 er den prosentvise spenningen ved null relaksasjonstap, mens S2 angir spenningen ved et relaksasjonstap på T2. T2 er i dette tilfellet 2,5 %. De endelige verdiene blir som følger:

$$S1 = 57{,}5\frac{f_{pk}}{f_{po,1k}} = 57{,}5\frac{1\,860}{1\,600} = 66{,}84$$

$$S2 = 0{,}7 * \frac{f_{pk}}{f_{po,1k}} = 0{,}7 * \frac{1\,860}{1\,600} = 81{,}38$$

$$T2 = 2{,}5$$

Forspenningskraften til kablene beregnes ut i fra EK2-1-1: 5.10.2.1, og vil i dette tilfellet være:

$$0{,}9 * f_{p0,1k} = 0{,}9 * 1\,600 = 1\,440\ MPa$$

NovaFrame angir oppspenningsverdien som en prosent av $f_{p0,1k}$, og vil derfor settes lik 90 % i dette tilfellet. Videre antas det at spennkablene spennes opp i det aktive ankeret, og dette vil si siden som ligger i støpeskjøten.

6.7 Lastmodellering

Laster på konstruksjonen er spesifisert under fanen *Load Input*. NovaFrame har mange forhåndsinnstilte spesifikasjoner for statiske variable- og permanente laster. Disse benyttes videre i oppgaven med unntak av vindlaster. Retningen til de ulike lastene defineres også under denne fanen.

6.7.1 Egenlast

Egenlast legges inn i underfanen *Loads*, og defineres for hver byggefase samt ferdig tilstand. Det angis at betong har en densitet på 25 kN/m^3, og dette er grunnlaget for videre beregning av egenvekten til brua. Egenvekt av endeskjørt og superegenvekt er kun tatt med ved ferdigtilstand av brua.

6.7.2 Temperaturlast

Temperaturlasten legges inn med en verdi lik 1,0 under fanen *Loads*. Her defineres temperaturens eventuelle endring i enten lengderetningen eller over tverrsnittet. Senere i modelleringen ordnes kombinasjoner for samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser etter EK1-1-5: 6.1.5. Dette legges inn under *Load Combinations*, og gir totalt åtte ulike kombinasjoner. Kombinasjonene som er lagt inn i NovaFrame er gjengitt i kapittel 4.2.3. Ved å benytte kommandoen *Sortcomb* i kombinasjon med *Worst* benyttes alltid den ugunstigste kombinasjonen av temperatur-virkninger. I denne oppgaven er det er valgt å modellere temperaturlasten slik, siden dette medfører mindre inndata under definering av laster.

6.7.3 Vindlast

NovaFrame beregner vindlaster ved hjelp av fanen *Wind spec.* Dette er etter den gamle norske standarden NS 3491-4, som ble tilbaketrukket i mars 2010 [4]. I denne oppgaven benyttes ikke fanen *Wind spec,* og dette vil derfor ikke ha betydning for oppgaven. Ved modellering av vindpåkjenningene er det valgt å modellere vindlastene som jevnt fordelte laster i henholdsvis X-, Y- og Z-retningen. Se kapittel 4.2.2 og Vedlegg D for utregningen av de jevnt fordelte vindkreftene. Vind i X-retning er neglisjert i modelleringen, da denne har lite å si her. Det vil som nevnt i kapittel 4.2.2 være liten sannsynlighet for denne type bøyning i brua. Vind i Y- og Z- retningen kombineres etter hva som blir mest ugunstig.

6.7.4 Spennarmering

Spennarmeringen føres også inn under *Loads*. For spennarmeringen er tvangskrefter på grunn av fastholdning, og krefter ved full oppspenning aktuelle lasttilfeller. Det er samtidig lagt inn ulike lasttilfeller for hver byggefase, slik at påvirkningen på de ulike byggefasene kan betraktes separat.

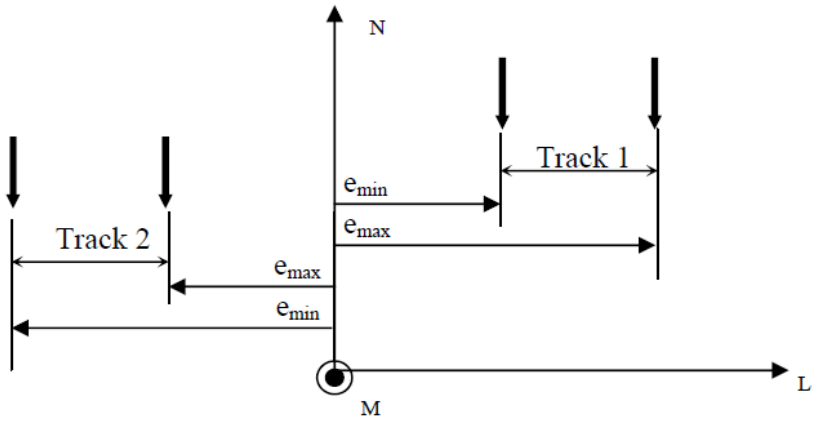
6.7.5 Trafikklaster

Horisontale trafikklaster defineres under fanen *Loads*, og dette er krefter som bremse- og tverrkrefter. Disse legges inn som jevnt fordelte krefter over hele brubanen.

For å definere den faktiske kjørebanen på brua, legges det inn en såkalt *Traffic line* under fanen *Load Input*. En *Traffic line* består av en rekke elementer som henger sammen, og den defineres i den rekkefølgen som trafikklasten passerer de ulike elementene. I denne oppgaven velges hele brudekket som en *Traffic line*, altså fra element 500 til 531. Det er valgt å benytte NovaFrame sin forhåndsinnstilling vedrørende antall lastplasseringer innad på ett element. Den er derfor satt lik 1. Denne kan med fordel økes til 10 for å få en finere trafikklastplassering, men dette er ikke gjort her.

Det finnes en egen fane under *Loads* for trafikklaster, og her legges de ulike lastmodellene for vertikale trafikklaster inn. NovaFrame vil for hvert lasttilfelle med trafikk generere 12 lasttilfellenummer (*Load case number*). For å unngå overlapping, og for å ha nok lasttilfellenummer ledig er det valgt et nummereringsintervall på 20.

NovaFrame har en rekke forhåndsinnstilte lastmodeller som baserer seg på ulike standarder, deriblant EK1-2. Siden trafikklaster i denne oppgaven er beregnet etter EK1-2 kan forhåndsinnstilte lasttilfeller benyttes. Ved lastmodell 1, LM1, er det gitt en jevnt fordelt last på 16,2 kN/m og to akslingslaster på 300 kN. Ved plassering av LM1 er kjørebanene angitt med eksentrisiteten fra senterlinjen til tverrsnittet. Dette illustreres i Figur 4.2.2 i [24], her gjengitt som Figur 6-7.



Figur 6-7 Definisjon av eksentrisitet til de ulike kjørebanene [s. 60, 24].

LM1 tilpasses hver kjørebane med tanke på ulik verdi for laster. LM2 er gitt ved en forhåndstilt verdi på Q_k = 400 kN. Denne punktlasten kan plasseres vilkårlig på brubanen, og det er valgt å plassere den lengst ute på flensen for å oppnå en ugunstig situasjon.

6.7.6 Kryp

For å oppnå en nøyaktig modellering av kryputviklingen i brua er det viktig å forstå hvilken beregningsmetode for kryp NovaFrame benytter. Det er lite forklart i brukermanualen hvilken metode som benyttes. Etter samtale med veileder, professor T. Kanstad, er det valgt å modellere kryplastene etter delkrypmetoden. Årsaken til dette er at veileder har antydet at NovaFrame ikke benytter metoden med lineær superposisjon. Dette til tross for at det er denne metoden som gir resultater nærmest forsøk, se Figur 4-4 i kapittel 4.3.3.

Årsaken til at NovaFrame trolig benytter metoden med delkryp er fordi det var uenighet om hvilken metode som var best for bruk i dataprogrammer, på det tidspunktet NovaFrame ble utviklet. Lineær superposisjon metoden anses som mer arbeidskrevende enn delkrypmetoden, siden det kreves at bruker har full kontroll på hele den globale tidsaksen til konstruksjonen. Dette fører til at arbeidet med inndata kan bli tidkrevende, og sannsynligheten for modelleringsfeil øker med mengden inndata. Tidligere var det også krevende for datamaskiner å gjennomføre summasjonen av de spenningsavhengige tøyningene i metoden med lineær superposisjon [18]. På bakgrunn av dette og samtale med veileder, professor T. Kanstad, antas det at NovaFrame benytter metoden med delkryp. Denne metoden brukes derfor videre i analysen.

Laster fra kryp defineres ved hjelp av krypkombinasjoner og kryplaster. Dette føres inn under fanene *Creep combinations* og *Creep loads*. For å beregne kryplastene korrekt er det viktig at alle lasttilfellene som inngår i krypanalysen er analysert separat på forhånd. Årsaken er at NovaFrame ønsker et ferdig definert spenningsnivå i konstruksjonen som krypberegningene kan baseres på. Videre dannes det krypkombinasjoner og kryplaster for hver byggefase, og ferdig tilstand.

Kombinasjoner av kryp defineres under fanen *Creep combinations.* Her angis hvilke laster som skal inngå ved beregning av spenninger, og hvilke som skal benyttes i krypberegninger. Kryptallene tilordnes de ulike byggefasene for brua, og kryp for hver fase kan betraktes alene. Ved å definere kryp for hver byggefase vil det være lettere å se hvordan krypet i brua utvikler seg, og hvordan det påvirkes av de ulike byggefasene. Lasttilfeller for kryp etter 112 døgn og 100 år er også definert, og disse lasttilfellene illustrerer langtidseffektene av kryp.

Laster som er aktuelle for krypberegninger er egenlast og forspenning. Alle lasttilfellene legges inn med lastfaktor lik 1,0. Det er viktig at lastene analyseres for rett statisk system, da kryp kun gir tvangskrefter og omlagring av moment i statisk ubestemte systemer.

Under fanen *Creep Loads* blir kryplastene definert. Her legges kryptallene for de ulike byggefasene inn. Dersom det er mange byggefaser kan denne operasjonen bli omfattende på grunn av mange forskjellige kryptall. I denne oppgaven er det kun tre byggefaser, noe som begrenser mengden inndata. Det opprettes også kryplaster for ferdig tilstand, både etter 112 døgn og 100 år. I ferdig tilstand tilføres permanente laster fra superegenvekt og endeskjørt.

Kryptallene er håndberegnet og disse benyttes ved modelleringen. Verdiene er gitt i Tabell 4-5 i kapittel 4.3.2. Tabell 6-1 viser hvordan endelige delkryptall for hver byggefase, samt overbygningsdel, beregnes i henhold til prinsippene i delkrypmetoden. Delkryptallet gis ved formelen:

$$\Delta\varphi_i = \varphi_{i+1} - \varphi_i$$

Tabell 6-1 Metode for beregning av delkryptall etter delkrypmetoden.

	Byggefase 1 etter 28 døgn	Byggefase 2 etter 56 døgn	Byggefase 3 etter 84 døgn	Ferdig tilstand etter 112 døgn	Ferdig tilstand etter, 100 år
Overbygning Del 1	φ(7,28)	φ(7,56) - φ(7,28)	φ(7,84) - φ(7,56)	φ(7,112) - φ(7,84)	φ(7,36500) - φ(7,112)
Overbygning Del 2	-	φ(7,28)	φ(7,56) - φ(7,28)	φ(7,84) - φ(7,56)	φ(7,36500) - φ(7,112)
Overbygning Del 3	-	-	φ(7,28)	φ(7,56) - φ(7,28)	φ(7,36500) - φ(7,112)

Tabell 6-2 viser resultatet av beregningene i Tabell 6-1, og gir de endelige delkryptallene som føres inn i NovaFrame.

Tabell 6-2 Endelige beregnede delkryptall.

	Byggefase 1 etter 28 døgn	Byggefase 2 etter 56 døgn	Byggefase 3 etter 84 døgn	Ferdig tilstand etter 112 døgn	Ferdig tilstand etter, 100 år
Overbygning Del 1	0,5092	0,1427	0,0896	0,0668	0,8803
Overbygning Del 2	-	0,5092	0,1427	0,0896	0,9471
Overbygning Del 3	-	-	0,5092	0,1427	1,0367

For å illustrere hvordan Tabell 6-2 kan benyttes, betraktes kryputviklingen i overbygningsdel 1 separat. Byggefase 1 har et lasttilfelle som inneholder kryptallet 0,5092. Dette tilsvarer krypet som oppstår etter at betongen har herdet i 28 døgn, gitt en belastningsalder på 7 døgn. Videre i byggefase 2 vil overbygning del 1 tildeles et kryptall lik 0,1427, mens overbygning del 2 tildeles samme kryptall som del 1 i byggefase 1, altså 0,5092. Tallet 0,1427 representer krypet som oppstår i overbygningsdel 1 i løpet av påfølgende 28 døgn, når overbygningsdel 2 herder. 0,1427 er differansen mellom kryptallet i overbygning del 1 fra byggefase 1 og byggefase 2. Slik fortsetter det videre for de resterende byggetilstandene. Når hver byggefase har fått tildelt sine kryptall, vil NovaFrame selv beregne virkningene fra disse kryptallene.

6.7.7 Svinn

NovaFrame beregner ikke svinn selv, og det betyr at svinntøyningen etter 100 år må føres inn manuelt som et eget lasttilfelle. Dette gjøres under fanen *Loads*. Svinn legges inn som tøyning i promille med negativt fortegn. Negativt fortegn angir at svinnet gir en kontraksjon i brubanen. Da hele brubanen i denne oppgaven har lik geometri, vil hele brua få lik tøyning.

Brua bygges med byggefaser, og overbygningsdelene får ulik svinntøyning etter hvert som bruelementene blir eldre. NovaFrame har ikke samme oppbygning for generering av laster og kombinasjoner for svinn, slik som for kryp. Hvis effekten av svinn i byggefasene skal betraktes, øker mengden inndata. På grunn av oppgavens begrensning er det valgt å se bort fra svinnets påvirkning.

Svinntøyningen angis som en enkel last i NovaFrame. Under fanen *Loads* velges lasttypen *Shrinkage* og verdien for svinn i ferdig tilstand, 100 år, settes lik -0,2958 ‰. Fullstendige beregninger av svinntøyningen finnes i Vedlegg E.

6.8 Modell og analyseoppsett

Under fanen *Models* defineres hvilke elementer som tilhører de ulike byggefasene. På denne måten kan brua deles opp i mindre systemer, og egne analyser kan utføres for hver byggefase. Søylene i akse 2 og 3 tilhører byggefase 0 og modell 0. Dette er valgt fordi det antas at søylene er ferdig oppført før resten av brua bygges. Videre er byggefasene angitt med ulike modellnummer, samt at det er laget en modell for den ferdige brua. Under *Models* kan også rekkefølgen på de ulike byggefasene genereres, og byggefaser kan bindes sammen med foregående byggefaser.

Modify Models Parametres kan benyttes dersom det er endringer i randbetingelsene til komponenter i ulike byggefaser. I dette tilfellet er søylene monolittisk forbundet med brubanen ved hjelp av en *master-slave* forbindelse. Denne forbindelsen må forklares nærmere under *Modify Models Parametres*. Søylen i akse 2 som oppføres i byggefase 0 betraktes som en fri søyle under denne byggefasen. I byggefase 1 skal søylen koples sammen med brubanen ved hjelp av en *master-slave* forbindelse. Søylens randbetingelser endres i de to byggefasene, og må derfor spesifiseres her. *Master-slave* forbindelsen vil gjøre at brubanen er den dominerende parten i forbindelsen, og søylen vil være bundet til brubanen.

I *Calculations Groups* kan ulike lasttilfeller, inkludert trafikklaster, kombineres i ulike kalkulasjonsgrupper. Her bestemmes altså hvilke statiske og dynamiske lasttilfeller som skal virke sammen og inkluderes i ulike grupper. Som eksempel kan egenlast og spennarmeringskrefter kombineres, da dette er en aktuell kalkulasjonsgruppe for de ulike byggefasene av brua. Videre kan det lages en kalkulasjonsgruppe for brua sin ferdige tilstand, der alle laster (egenlast og nyttelast) er påført og kombinert.

Under fanen *Analysis* kombineres *Models* og *Calculations Groups*. Dette vil si at det dannes analyser bestående av en modell og en kalkulasjonsgruppe, altså byggefasens tilhørende laster. Når analysen kjøres vil geometrien av den valgte modellen analyseres med hensyn på innholdet i den tilhørende kalkulasjonsgruppen. I *Analysis* kan eksempelvis egenlast og spennarmeringskrefter knyttes til de aktuelle byggefasene. Videre kan kalkulasjonsgruppene som tilhører brua i ferdige tilstand kombineres med modellen for den ferdige brua.

Etter at fanen *Models and Analysis* er komplett, kan analyser for modellen kjøres. I dette tilfellet kan dette gjøres under *Solve Analysis*, siden denne fanen behandler flere modeller. Modellene representerer ulike byggefaser. Det er viktig at alle analysene er fullstendige og at ingen feil oppstår under analysen. Etter at alle analysene er kjørt kan lastkombinering påbegynnes.

6.9 Lastkombinering

Under fanen *Loadcombinations* defineres hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Under *Ordinary Loadcombinations* kombineres ulike lasttilfeller som tidligere er splittet på grunn av ulike byggefaser. Lasttilfellene multipliseres med en lastfaktor, som i dette tilfellet er satt lik 1,0 for alle lasttilfeller. Resultatet blir foreløpig en gruppering av lasttilfeller, og de faktiske lastfaktorene blir tatt hensyn til under *Sorted Combinations*. Som eksempel er den totale egenlasten av brubanen samlet i en kombinasjon, 100. Videre er øvrig egenvekt, slik som endeskjørt og vange, samlet i en annen kombinasjon, 101. Tilslutt er disse lastkombinasjonene summert opp i en tredje lastkombinasjon, 102. Laster på grunn av kryp og spennarmering er også lagt inn under *Ordinary Loadcombinatons*.

I *Sorted Combinations* blir ulike lastkombinasjoner, med tilhørende lastfaktorer, definert. Det finnes ulike metoder for kombinering, blant annet ADD og WORST. Dersom ADD benyttes vil lastkombinasjonen legge til alle lasttilfellene som inkluderes. Som eksempel vil egenvekt i SLS alltid legges til med en lastfaktor på 1,0. WORST velger ut det last-tilfellet som gir den minst gunstige virkningen, og denne benyttes ved for eksempel egenlasten i ULS. Egenlasten i ULS har ifølge EK0: Tabell NA.A2.4 (B) to mulige last-faktorer, 1,0 hvis gunstig og 1,35 hvis ugunstig. Begge disse faktorene legges inn, og NovaFrame velger selv ut den som gir den minst gunstige virkningen.

Videre samles resten av lasttilfellene i ulike lastkombinasjoner med tilhørende last-faktorer. Når alle lastene er sortert, grupperes de ulike lastkombinasjoner (fra *Sorted Combinations*) i egne kombinasjoner for SLS og ULS. Det er totalt 16 lastkombinasjoner for SLS og sju lastkombinasjoner for ULS. Disse lastkombinasjonene, med tilhørende lastfaktorer, er gitt i Tabell 4-10 i kapittel 4.5.3.

For å finne den minst gunstige lastkombinasjonen benyttes *Sort Combination Line*. Hvis det eksempelvis er ønskelig å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen for ULS, lages det en sortering hvor alle de sju bruddgrensekombinasjonene inngår. Deretter velges den minst gunstige kombinasjonen, som medfører de verste snittkreftene for hvert enkelt element, i bruddgrensetilstand ut. I denne oppgaven er det valgt å se på SLS og ULS etter 112 døgn og 100 år, noe som medfører en ekstra *Sorted Combination Line* for hver ønskelige kontrolltilstand. For bruddgrensetilstanden gir dette fire *Sorted Combination Lines*. I bruksgrensetilstanden skal det kontrolleres for lastkombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent. Dette resulterer totalt i seks *Sorted Combination Lines* for SLS.

7 Verifikasjon av modell i NovaFrame

For å benytte et analyseverktøy korrekt, er det viktig å ha kjennskap til programmets oppbygning og inndata. Håndberegning er nødvendig for å kunne kontrollere analyse-resultatene og at inndata tolkes på ønsket måte. I denne oppgaven brukes NovaFrame ved analyse av brua. Det er derfor ønskelig å kontrollere programmets beregninger, og videre i kapittelet følger verifikasjon av noen lasttilfeller.

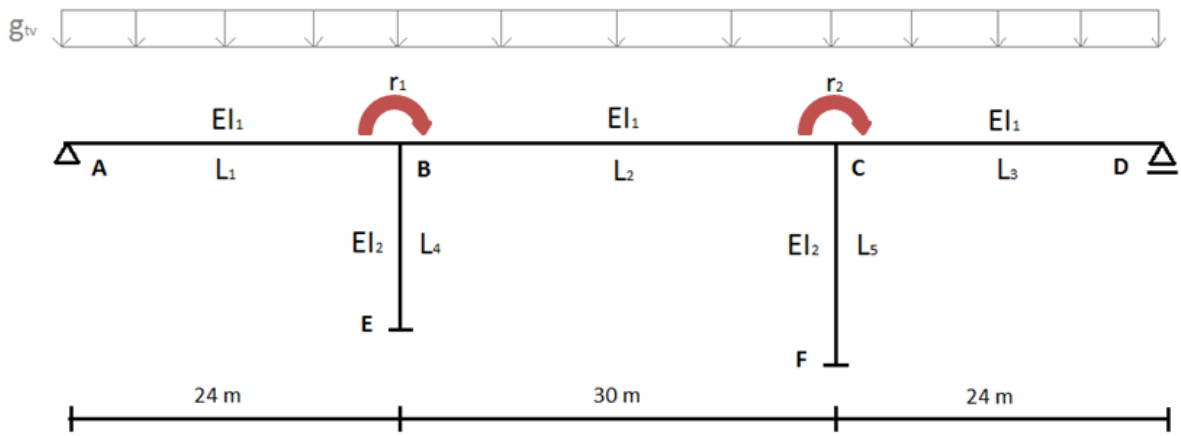
7.1 Verifikasjon av egenlast

7.1.1 Verifikasjon av moment som skyldes egenlast

Dette kapittelet tar for seg momentet i konstruksjonen som skyldes egenlast av brubanen. Med egenlast menes densiteten til betong, som er 25 kN/m^3. Egenlast grunnet endeskjørt og vanger, samt super-egenvekten, er ikke medregnet i dette tilfellet. Den jevnt fordelte lasten på brubanen blir derfor:

$$g_{tv} = A_{tverrsnitt} * \rho_c = 7{,}725\ m^2 * 25\ kN/m^3 = 193{,}125\ kN/m$$

Den statiske modellen for brua er illustrert i Figur 7-1. Det statiske systemet har momentstive forbindelser i punkt B og C. Brua har et fastlager i punkt A, glidelager i punkt D og er fast innspent ved punkt E og F. Systemet er påført en jevnt fordelt ytre last, g_{tv}, langs hele brubanen. Bøyestivheten og lengden til de ulike komponentene er også illustrert i Figur 7-1.



Figur 7-1 Statisk modell som benyttes ved verifikasjon av egenlast.

Ved håndberegning benyttes stivhetsmatriser og bjelkeformler for å løse det statiske systemet. Bjelkeformlene er hentet fra Vedlegg C i [27]. *K* er konstruksjonens stivhetsmatrise. Den påvirkes av bøyestivheten til de ulike komponentene, og den påsatte forskyvningen. *R* er den totale lastvektoren for konstruksjonen, og er avhengig av R^k og R^0. Her representerer R^k ytre last, som består av konsentrerte krefter, og momenter som virker i og langs frihetsgradene. R^0 er summen av fastholdningskreftene i konstruksjonen. Frihetsgrader er representert ved *r*, og disse kan settes lik 1 eller 0. Ved *r* = 1 vil frihetsgraden føre til en forskyvning eller rotasjon i punktet. Ved *r* = 0 vil frihetsgraden representere fastholdning, og ingen forskyvning vil finne sted. Stivhetsrelasjonen kan uttrykkes slik:

$$K * r = R$$

Fullstendig beregning er vist i Vedlegg G, og hovedpunktene er gjengitt under. For å løse det statisk ubestemte systemet etableres det to rotasjonsfrihetsgrader, r_1 og r_2, i henholdsvis i punkt B og C, som illustrert på Figur 7-1. Lastfaktoren bestemmes ved formelen:

$$R_{last} = R^k - R^0 = 0 - \begin{bmatrix} R_1^0 \\ R_2^0 \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} \frac{g_{tv}L_1^2}{8} - \frac{g_{tv}L_2^2}{12} \\ \frac{g_{tv}L_2^2}{12} - \frac{g_{tv}L_3^2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 579{,}375 \\ -579{,}375 \end{bmatrix} kNm$$

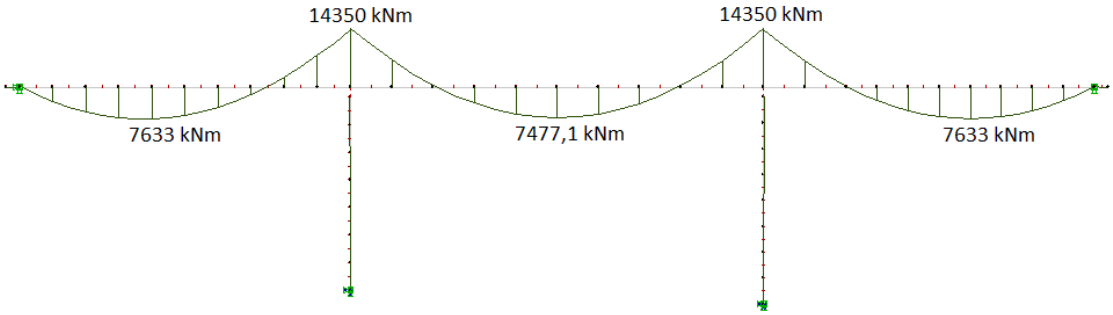
Stivhetsmatrisen bestemmes ved å påføre hver frihetsgrad en rotasjon lik 1. Deretter summeres bidragene fra de ulike komponentene i konstruksjonen. For å finne eksakt løsning for frihetsgradene benyttes stivhetsrelasjonen, og beregningene blir som følger:

$$K_{stivhet} = \begin{bmatrix} \frac{3EI_1}{L_1} + \frac{4EI_1}{L_2} + \frac{4EI_2}{L_4} & \frac{2EI_1}{L_2} \\ \frac{2EI_1}{L_2} & \frac{3EI_1}{L_3} + \frac{4EI_1}{L_2} + \frac{4EI_2}{L_5} \end{bmatrix}$$

$$K_{stivhet} = \begin{bmatrix} 1{,}507 \times 10^7 & 2{,}784 \times 10^6 \\ 2{,}784 \times 10^6 & 1{,}479 \times 10^7 \end{bmatrix} kNm$$

$$K_{stivhet} * r = R_{last} \quad \rightarrow \quad r = K_{stivhet}^{-1} * R_{last} = \begin{bmatrix} 4{,}732 \times 10^{-5} \\ -4{,}809 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

For å finne endelig momentdiagram settes verdiene på frihetsgradene inn i bjelkeformlene for de ulike konstruksjonsdelene, og summeres opp. Det endelige momentdiagrammet som skyldes egenlast fra brubanen er illustrert i Figur 7-2.



Figur 7-2 Beregnet momentdiagram som skyldes egenlast.

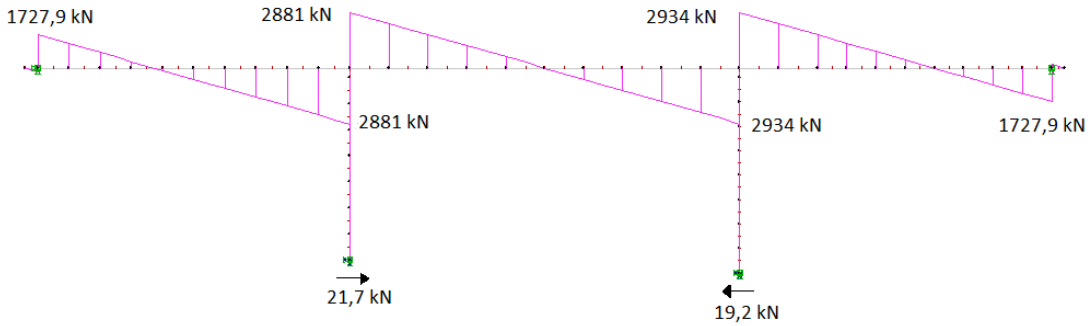
En sammenligning av håndberegninger og beregninger i NovaFrame er gjort i Tabell 7-1. Avvik mellom de ulike beregningene er svært små, noe som tyder på at NovaFrame behandler egenlasten til brubanen på ønsket måte.

Tabell 7-1 Sammenligning av håndberegninger og resultater fra NovaFrame.

Moment (kNm)	Felt 1	Støtte B	Felt 2	Støtte C	Felt 3
Håndberegning	7 633,0	14 350,0	7 477,1	14 350,0	7 633,0
NovaFrame	7 674,4	14 335,8	7 404,4	14 308,5	7 710,6
Avvik	-41,4	14,2	72,7	41,5	-77,6
Avvik i %	0,5 %	0,1 %	1,0 %	0,3 %	1,0 %

7.1.2 Verifikasjon av opplagerkrefter som skyldes egenlast

Ut fra momentet i Figur 7-2 i kapittel 7.1.1, kan opplagerkreftene til konstruksjonen på grunn av egenlast utredes. For å oppnå nøyaktige opplagerkrefter er det viktig å ta med egenlasten av endene på brua, som stikker 1 meter utenfor akse 1 og akse 4. De opptredende skjærkreftene i brubanen er funnet ved å bruke bjelkeformlene i [27], slik som ved momentberegningen. Detaljerte beregninger finnes i Vedlegg H. Skjær-diagrammet fra håndberegningen er illustrert i Figur 7-3.



Figur 7-3 Skjærdiagram på grunn av egenlast, fra håndberegning.

For å finne opplagerkreftene i punkt E og F benyttes likevektsbetraktninger av det globale systemet. Ved å ta momentlikevekt om punkt A, blir kreftene ved toppen av søylene funnet. Opplagerkreftene i punkt E og F er i tillegg avhengig av egenlasten til søylene. Ved å summere kreftene i toppen av søylene og egenlasten av søylene får opplagerkreftene følgende verdier:

$$E_z = 7\,554\ kN$$
$$F_z = 7\,679\ kN$$

De endelige opplagerkreftene for konstruksjonen er gitt i Tabell 7-2. Her sammenlignes håndberegninger med gitte verdier fra NovaFrame. Avvikene mellom resultatene er svært små, og dette forsterker antagelsen om at NovaFrame behandler egenlasten på ønsket måte.

Tabell 7-2 Sammenligning av opplagerkrefter som skyldes egenlast.

Opplagerkraft	A_z [kN]	D_z [kN]	E_z [kN]	F_z [kN]
Håndberegning	1 921,0	1 921,0	7 554,0	7 679,0
NovaFrame	1 929,4	1 929,7	7 546,6	7 669,4
Avvik	-8,4	-8,7	7,4	9,6
Avvik i %	0,4 %	0,5 %	0,1 %	0,1 %

7.2 Verifikasjon av moment som skyldes forspenning

Brua har seks spennkabler i feltet og tolv kabler over støttene, og spennkablene vil følge momentforløpet i brua. For utfyllende informasjon angående spennarmeringen henvises det til kapittel 3.4. Ved etteroppspenning av kablene vil det oppstå et moment i brudekket som et resultat av dette.

For statisk bestemte konstruksjoner vil momentet kun få bidrag fra primærmoment. Primærmoment, $M_{primær}$, finnes direkte som spennkraft multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet (P*e). Dette momentet gir en forskyvning oppover, og dermed strekk på oversiden av brudekket. Ved statisk ubestemte konstruksjoner vil momentet i tillegg få et bidrag fra tvangsmoment. Tvangsmoment, M_{tvang}, oppstår fordi konstruksjonen ikke kan bevege seg fritt, og fordi brudekket vil tvinges ned til opplagerne.

Brua i denne oppgaven er en statisk ubestemt konstruksjon, og momentet på grunn av forspenning vil derfor ha bidrag fra både primær- og tvangsmoment. Det resulterende momentet kan uttrykkes som:

$$M_{full} = M_{primær} + M_{tvang}$$

Ved beregning benyttes maksimal oppspenningskraft, P_{max} = 3240 kN, gitt i ETA-06/0022. Videre antas det at NovaFrame tar hensyn til virkningen av spennkrafttap i sine momentdiagrammer. Dette må derfor tas hensyn til ved håndberegning. Oppspenningskraft i spennarmering reduseres med tiden, på grunn av spennkrafttap. Spennkrafttap behandles i kapittel 5. Det håndberegnede momentet vil reduseres med en prosentsats tilsvarende spennkrafttapet. Denne prosentsatsen leses av i NovaFrame, under *List* i *Preprocess*-fanen. Det reduserte momentet sammenlignes deretter med momentet gitt i NovaFrame.

7.2.1 Spennarmering over opplegg i akse 2

Det antas en slakkarmering med Ø25 i både lengde- og tverretningen. Overdekningen til slakkarmeringen i overkant av tverrsnittet settes lik c_{nom} = 75 millimeter. Nøytralaksen til tverrsnittet, NA, ligger 725,3 millimeter over underkant. Primærmomentet over støtte er avhengig av eksentrisiteten til spennarmeringen, og kan uttrykkes ved:

$$e_{overkant} = H - NA - c_{nom,slakk} - ø_{slakk} - \frac{ø_{spenn}}{2}$$

$$e_{overkant} = 1\,300 - 725{,}3 - 75 - 50 - 50 = 399{,}7\ mm$$

Totalt primærmoment, uten spennkrafttap, blir:

$$M_{primær} = P_{max} * e_{overkant} * 12 = 15\,540{,}336\ kNm$$

Det prosentvise spennkrafttapet i snitt over støtte er hentet fra NovaFrame, og er gitt som 19,24 %. Dette gir følgende primærmoment:

$$M_{primær} = 15\,540{,}336 * (1 - 0{,}1924) = 12\,550{,}38\ kNm$$

I NovaFrame er primærmoment, tvangsmoment og moment på grunn av full oppspenning gitt. Det er kontrollert at moment ved full oppspenning er summen av primær- og tvangsmomentet. Dette betyr at NovaFrame behandler momentene korrekt i forhold til hverandre. Videre sammenlignes det håndberegnede primærmomentet med primærmomentet som er gitt i NovaFrame. Momentene fra NovaFrame er:

$$M_{full} = 12\,984{,}9\ kNm$$
$$M_{tvang} = 15\,55{,}0\ kNm$$
$$M_{primær} = 11\,429{,}9\ kNm$$

Primærmomentet i NovaFrame er mindre enn det håndberegnede, og avviket mellom disse er 9 %. Dette avviket kan skyldes ulike beregningsmetoder eller ulik fremgangsmåte. Avviket er lite, og regnes derfor som tilfredsstillende.

7.2.2 Spennarmering i felt 1

For slakkarmering i underkant av tverrsnittet antas det Ø25 i både lengde- og tverrarmeringen. Overdekningskravet for slakkarmering i underkant er lik c_{nom} = 50 millimeter. Primærmomentet angis som negativt ved strekk på undersiden av brubanen, og momentet i felt blir:

$$e_{underkant} = NA - c_{nom,slakk} - ø_{slakk} - \frac{ø_{spenn}}{2} = 725{,}3 - 50 - 50 - 50 = 575{,}3\ mm$$

$$M_{primær} = P_{max} * e_{underkant} * 6 = -11\,183{,}4\ kNm$$

Spennkrafttap i feltet er i henhold til NovaFrame 26,55 %. Det reduserte primærmomentet blir:

$$M_{primær} = 11\,183{,}4 * (1 - 0{,}2655) = -8\,214{,}5\ kNm$$

Momentene i NovaFrame ved samme snitt er gitt ved:

$M_{full} = -7\,928{,}18\ kNm$
$M_{tvang} = +466{,}51\ kNm$
$M_{primær} = -8\,394{,}69\ kNm$

Avviket mellom det håndberegnede primærmomentet og verdien i NovaFrame er 2,2 %. Dette er et lite avvik, og regnes derfor som tilfredsstillende. Dette bekrefter at NovaFrame beregner de ulike momentene, på grunn av forspenning, i felt 1 korrekt.

Tilsvarende utregninger er gjort for resterende felt og over søyler i brua. Resultatene er gjengitt i Tabell 7-3. Her vises den en sammenligning av primærmoment fra NovaFrame og håndberegning. Tap av spennkraft, gitt i prosent, for de ulike snittene er også tatt med i Tabell 7-3.

Tabell 7-3 Sammenligning av primærmomenter fra håndberegninger og NovaFrame.

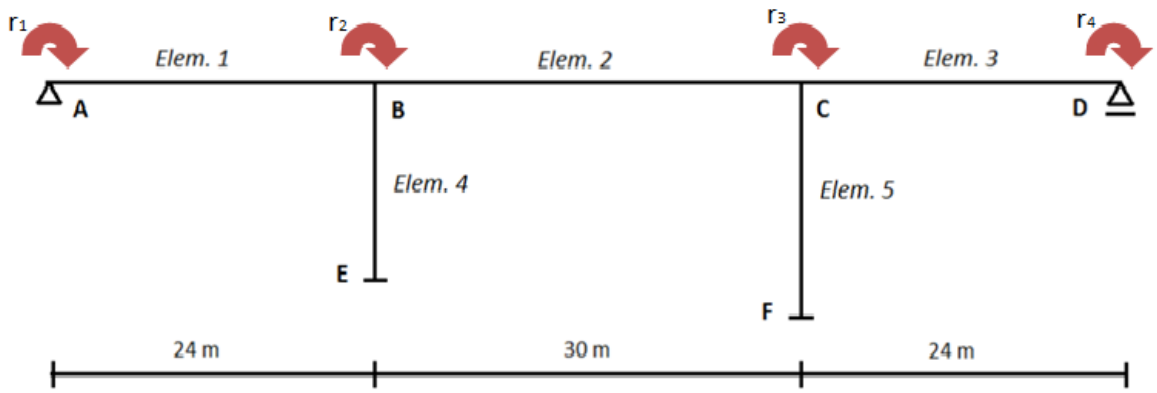
	Felt 1	Støtte B	Felt 2	Støtte C	Felt 3
Spennkrafttap %	26,55	19,24	24,30	18,83	20,07
Håndberegning (kNm)	-8 214,5	12 550,4	-8 465,5	12 614,1	-8 938,6
NovaFrame (kNm)	-8 394,7	11 429,9	-8 588,1	11 902,9	-8 827,9
Avvik (kNm)	180,2	1 120,5	122,6	711,2	110,7
Avvik i %	2,2 %	9,0 %	1,4 %	5,5 %	1,2 %

Verdiene fra NovaFrame stemmer godt overens med de håndberegnede verdiene. Ut fra Tabell 7-3 konkluderes det med at NovaFrame beregner momenter på grunn av forspenning som ønsket.

7.3 Verifikasjon av temperaturgradient

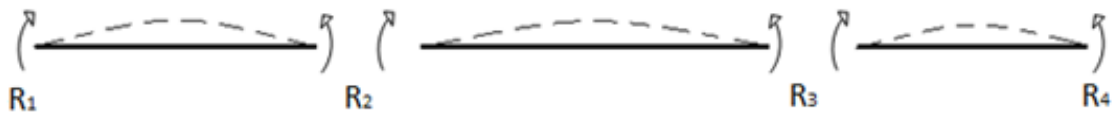
Dette kapittelet tar for seg verifikasjon av momentdiagrammet som fremkommer av den varierende vertikal lineære temperaturandelen på brua. Det er valgt å se på tilfellet hvor oversiden er varmere enn undersiden, det vil si $\Delta T_{M,heat}$ = 15 ^{o}C. Slik som ved verifikasjon av egenlast, benyttes det også her matrisestatikk og bjelkeformler ved håndberegninger [27]. Fullstendig beregning er vist i Vedlegg I, og hovedpunktene er gjengitt under.

For å løse det statisk ubestemte systemet er det etablert fire rotasjonsfrihetsgrader, r_1 - r_4. Disse er plassert i henholdsvis punkt A, B, C og D, slik som illustrert på Figur 7-4. Videre bestemmes stivhetsmatrisen, *K*. Dette gjøres ved å påføre hver frihetsgrad en rotasjon lik 1. Deretter summeres de ulike bidragene fra komponentene i konstruksjonen opp.



Figur 7-4 Statisk system som benyttes ved verifisering av temperaturlast.

For å løse ut de ukjente rotasjonsfrihetsgradene må forholdet, *K*r = R*, løses. Lastvektoren, *R*, må derfor etableres. Når et element utsettes for en temperaturøkning som varierer over tverrsnittshøyden, vil det oppstå en krumning i elementet. Temperaturøkningen i dette tilfellet fører til en utvidelse i overkant av brua. Dette fører til en krumning i hvert spenn av brua, slik som illustrert i Figur 7-5.



Figur 7-5 Krumning og tvangsmoment på grunn av temperatur.

På grunn av at konstruksjonen er statisk ubestemt oppstår det tvangsmomenter i systemet. Tvangsmomentene kalles her M_0, og gis ved formelen:

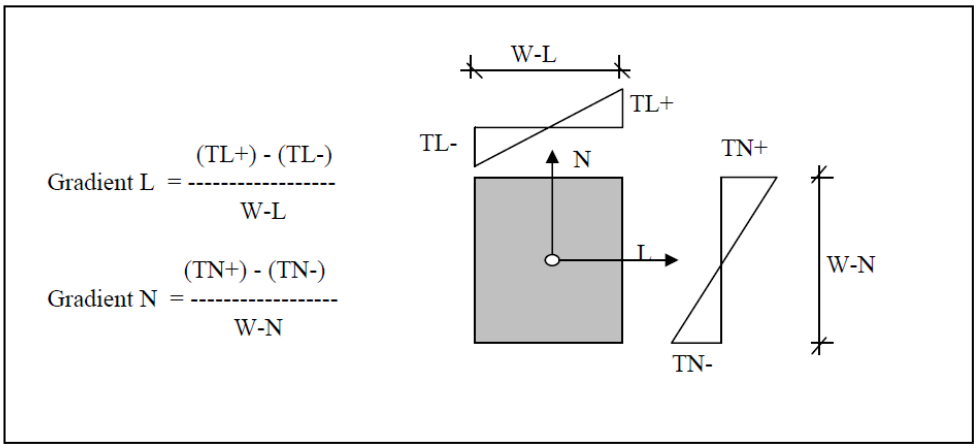
$$M_0 = EI * \kappa_{Mo} = EI * \frac{\alpha_T * 0{,}5\Delta T_{M,heat}}{0{,}5\ h}$$

Hvor α_T er betongens temperaturutvidelseskoeffisient. Tvangsmomentene føres videre inn i lastvektoren, og siden det antas konstant krumning over hele brua, blir lastvektoren som følger:

$$R = \begin{bmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{bmatrix}$$

Rotasjonsfrihetsgradene beregnes, og disse benyttes for å finne momentfordelingen i konstruksjonen på grunn av stivheten til de ulike komponentene. Frihetsgradene settes inn i bjelkeformlene for de ulike konstruksjonsdelene, og av dette fås momenter i bruas komponenter. Tvangsmomentet summeres deretter med momenter fra stivhets-forholdene ved hjelp av superposisjonsprinsippet. Dette danner det endelige momentdiagrammet for brua.

For å sammenligne de håndberegnede verdiene med verdier i NovaFrame er det nødvendig å lage en modell som belastes med temperaturen $\Delta T_{M,heat}$ = 15 ^{o}C. Avsnitt 8.1.2 og Figur 4.1.2 i [24] beskriver hvordan NovaFrame beregner temperaturgradienten. Denne er her gjengitt som Figur 7-6:

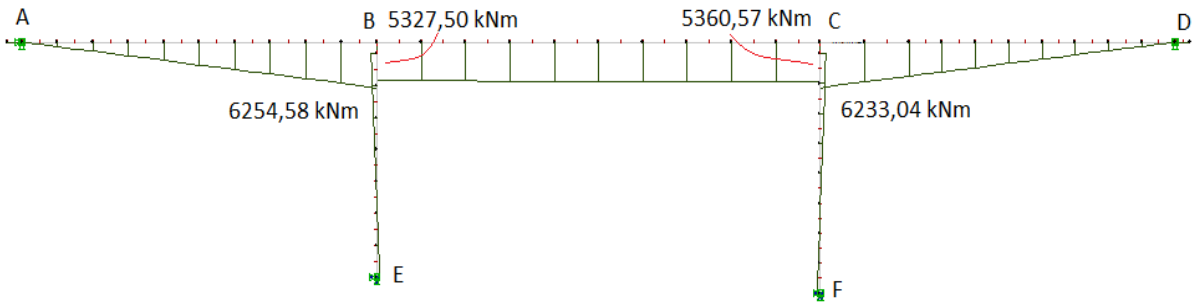


Figur 7-6 Illustrasjon av hvordan NovaFrame beregner temperaturgradienter [24].

I denne oppgaven gir formelen følgende gradient:

$$Gradient\ N = \frac{15 - 0}{1{,}3\ m} = 11{,}538$$

Denne gradienten føres inn som et lasttilfelle i NovaFrame, noe som resulterer i momentdiagrammet illustrert i Figur 7-7.



Figur 7-7 Momentdiagram fra NovaFrame på grunn av temperaturgradient.

Tabell 7-4, viser en sammenligning av verdier fra håndberegninger og verdier fra NovaFrame. Avvikene ligger omkring 5 %, og er regnet som tilfredsstillende. På bakgrunn av dette konkluderes det med at NovaFrame behandler temperaturlast som ønskelig.

Tabell 7-4 Sammenligning av momentverdier fra håndberegninger og NovaFrame.

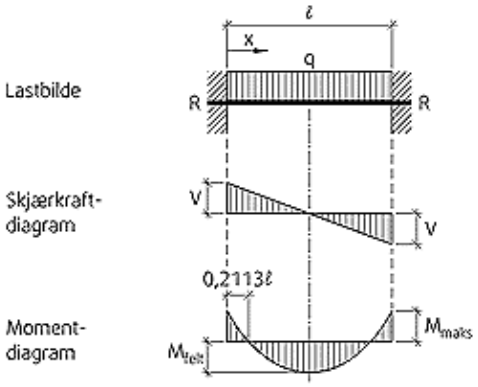
	M_{AB}	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}	M_{DC}
Håndberegning (kNm)	0,1	6 594,0	5 146,0	5 178,0	6 574,0	0,3
NovaFrame (kNm)	0	6 258,6	5 327,5	5 360,6	6 233,0	0
Avvik (kNm)	0,1	335,4	-181,5	-182,6	341	0,3
Avvik i %	-	5 %	3,4 %	3,4 %	5 %	-

7.4 Verifikasjon av vindlast

Det gjennomføres en enkel verifikasjon av vindlast. Det er valgt å kontrollere Z-komponenten i lasttilfellet uten samtidig virkende trafikk. Årsaken er at Z-komponenten er den største opptredende vindkraften på brua. Denne vil dermed bidra mest til bøyemomentet i lengderetningen. Kraft i Z-retningen er:

$$q_{z,uten\ trafikk} = 9{,}449\ kN/m$$

Det benyttes enkle statikkformler for bjelkeforbindelser ved verifikasjon av maksimalt støtte- og feltmoment. Det største støttemomentet opptrer over søylen i akse 2, og videre opptrer største feltmoment i felt 3. Formler og figur gitt i [28], her gjengitt som Figur 7-8, benyttes ved beregning av maksimalt støttemoment og skjærkraft i akse 2.



$$R = V \ldots\ldots = \frac{q\ell}{2}$$

$$V_x \ldots\ldots = q\left(\frac{\ell}{2} - x\right)$$

$$M_{maks}\ (\text{ved endene}) \ldots\ldots = \frac{q\ell^2}{12}$$

$$M_{felt}\ (\text{på midten}) \ldots\ldots = \frac{q\ell^2}{24}$$

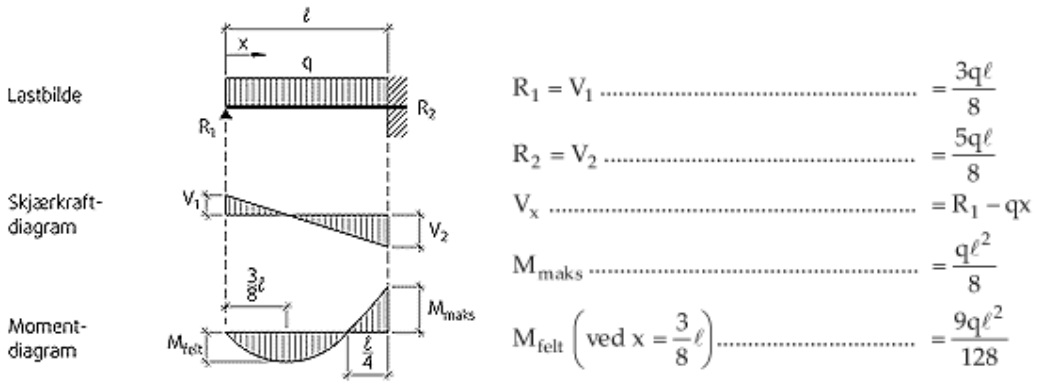
Figur 7-8 Statikkformler for angitt bjelke [28].

Støttemomentet og skjærkraften får følgende verdier:

$$M_{maks,støtte} = \frac{qL^2}{12} = \frac{9{,}449 * 30^2}{12} = 708{,}7\ kNm$$

$$V_{akse\ 2} = \frac{qL}{2} = \frac{9{,}449 * 30}{2} = 141{,}7\ kN$$

Største feltmoment og tilhørende skjærkraft over akse 3 beregnes etter formlene og figur gitt i [28], her gjengitt som Figur 7-9.



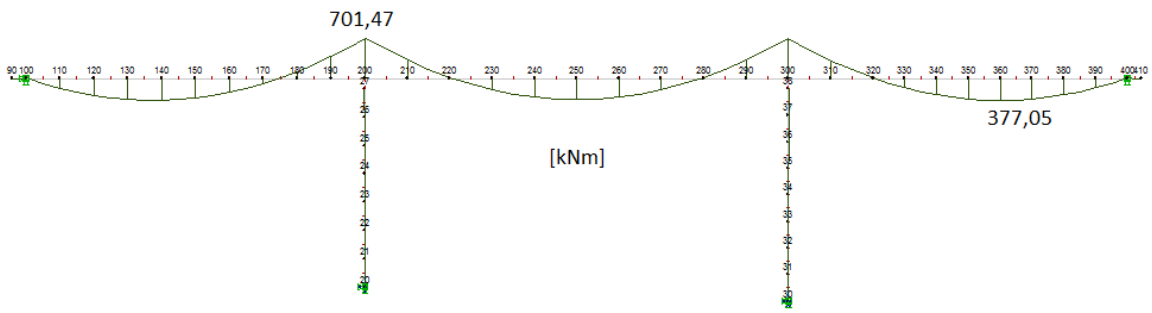
Figur 7-9 Statikkformler for angitt bjelke [28].

Feltmoment og tilhørende skjærkraft blir:

$$M_{maks,felt} = \frac{9qL^2}{128} = \frac{9 * 9{,}449 * 30^2}{128} = 382{,}7\ kNm$$

$$V_{akse\ 3} = \frac{5qL}{8} = \frac{5 * 9{,}449 * 30}{8} = 141{,}7\ kN$$

Figur 7-10 viser momentdiagrammet fra NovaFrame, som skyldes vindpåkjenningen. Resultatene fra håndberegningene sammenlignes med verdiene gitt i Figur 7-10.



Figur 7-10 Momentdiagram grunnet vindlast i -Z retning. Hentet fra NovaFrame.

Resultatene og avvik er vist i Tabell 7-5. Ut fra Tabell 7-5 er det god overensstemmelse mellom håndberegningene og verdier i NovaFrame. Det konkluderes derfor med at NovaFrame behandler vindlast som ønskelig.

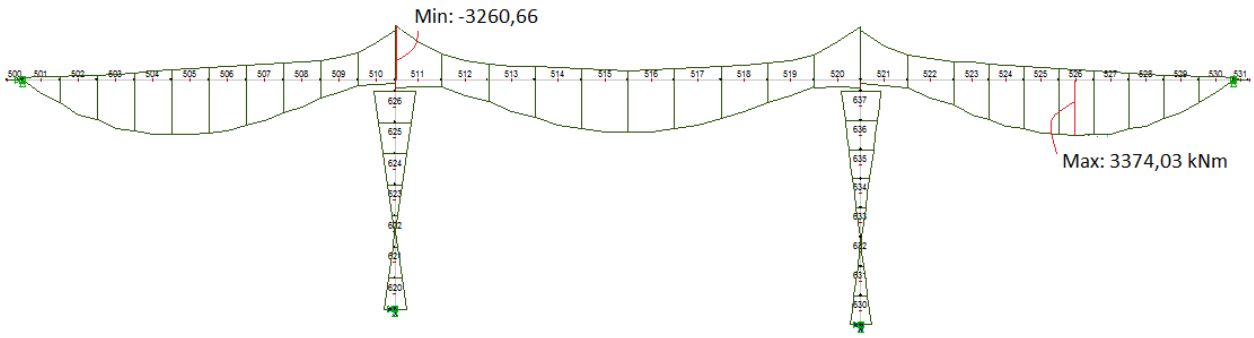
Tabell 7-5 Sammenligning av momentverdier fra håndberegninger og NovaFrame.

	Maks støttemoment	Maks feltmoment	Skjærkraft til høyre for akse 2	Skjærkraft til høyre for akse 3
Beregnet	708,7 kNm	382,7 kNm	141,7 kN	141,7 kN
NovaFrame	701,5 kNm	377,1 kNm	141,8 kN	141,8 kN
Avvik	7,2 kNm	5,8 kNm	-0,1 kN	-0,1 kN
Avvik i %	1,0 %	1,5 %	0,0 %	0,0 %

7.5 Verifikasjon av trafikklast

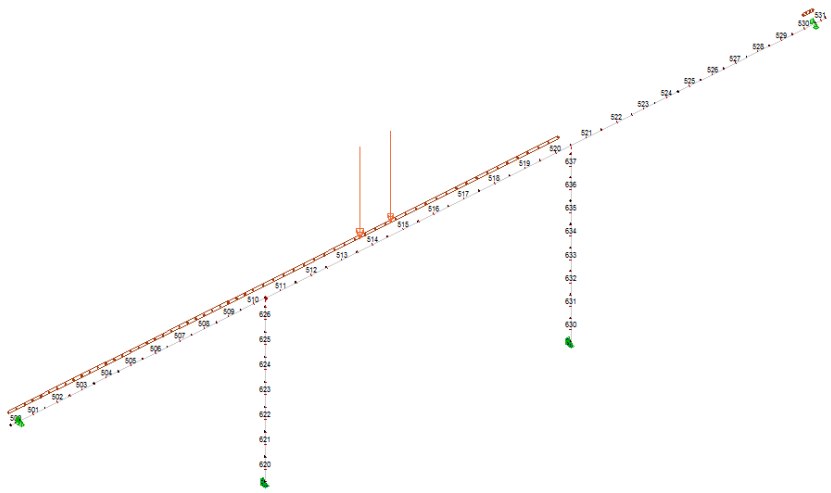
Ved verifikasjon av trafikklast benyttes programvaren *Focus Konstruksjon 2014*, heretter kalt Focus. Det sees nærmere på lastmodell *LM1, kjørefelt 1*. NovaFrame benyttes for å finne den minst gunstige plasseringen for trafikklasten. Kontrollen utføres for maksimalt felt- og støttemoment.

For å lokalisere hvor det maksimale felt- og støttemomentet oppstår er moment-diagrammet på grunn av *LM1, kjørefelt 1*, plottet i NovaFrame. Figur 7-11 illustrerer dette momentdiagrammet. Det fremkommer av Figur 7-11 at maksimalt støttemoment opptrer over søylen i akse 2, nærmere bestemt i element 511 og designsnitt 0. Videre opptrer det største feltmomentet i felt 3, i element 526 og designsnitt 0,5.



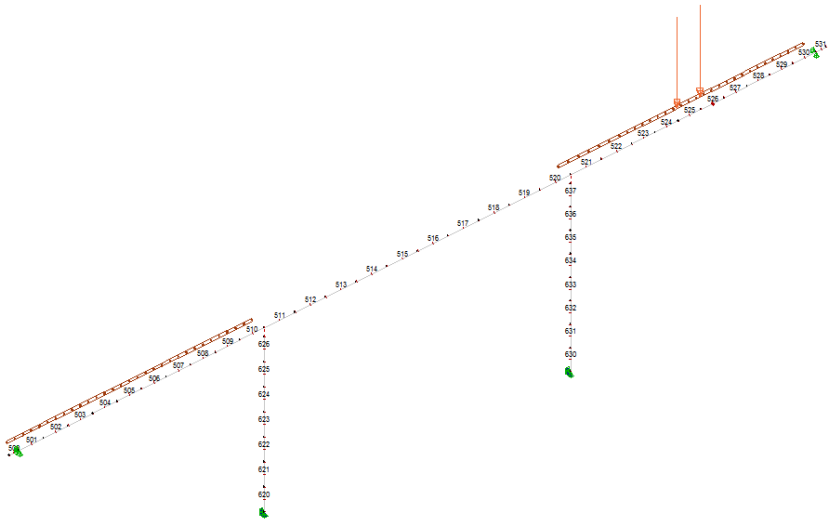
Figur 7-11 Momentdiagram for lastmodell LM1, kjørefelt 1.

For å utføre en verifikasjon er det nødvendig å vite hvor NovaFrame plasserer trafikklasten, LM1, i de ulike tilfellene. For å finne dette, benyttes funksjonen *Plot traffic position*. Dette er en funksjon som gir en visuell beskrivelse av hvilken lastplassering, av trafikklasten, som er minst gunstig for et gitt element i et gitt designsnitt. Figur 7-12 illustrerer hvilken lastplassering som gir maksimalt støttemoment over søylen i akse 2.



Figur 7-12 Lastplassering av LM1, kjørefelt 1, som gir maksimalt støttemoment.

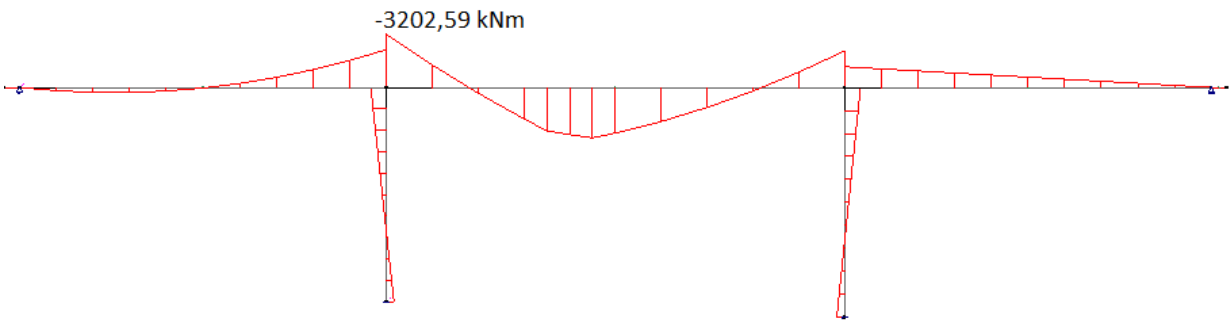
Figur 7-13 viser den lastplasseringen som gir det største feltmomentet i felt 3.



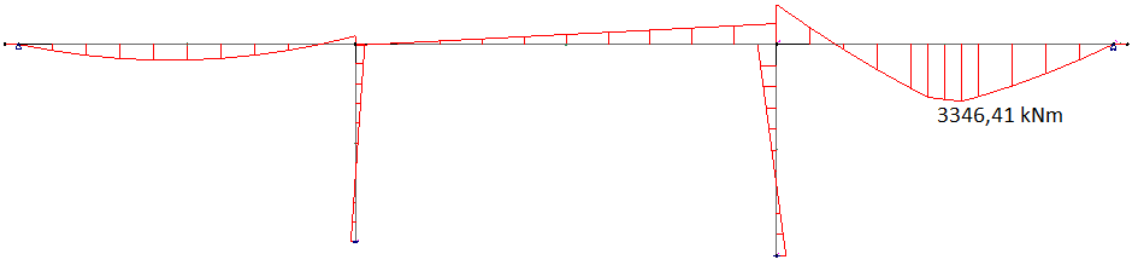
Figur 7-13 Lastplassering av LM1, kjørefelt 1, som gir maksimalt feltmoment.

Focus benyttes for å kontrollere de maksimale momentverdiene i NovaFrame. Lastene påføres som vist i Figur 7-12 og Figur 7-13. Lastene plasseres sentrisk på brua, og ikke med en eksentrisk kjørebane slik som i NovaFrame.

Momentdiagrammene fra analysen i Focus er vist i Figur 7-14 og Figur 7-15. Figur 7-14 viser diagrammet for maksimalt støttemoment over søylen i akse 2, og Figur 7-15 viser maksimalt feltmoment i felt 3.



Figur 7-14 Maksimalt støttemoment beregnet i Focus.



Figur 7-15 Maksimalt feltmoment beregnet i Focus.

Tabell 7-6 viser en sammenligning av verdier fra NovaFrame og Focus, samt registrerte avvik.

Tabell 7-6 Sammenligning av momentverdier (kNm) fra NovaFrame og Focus.

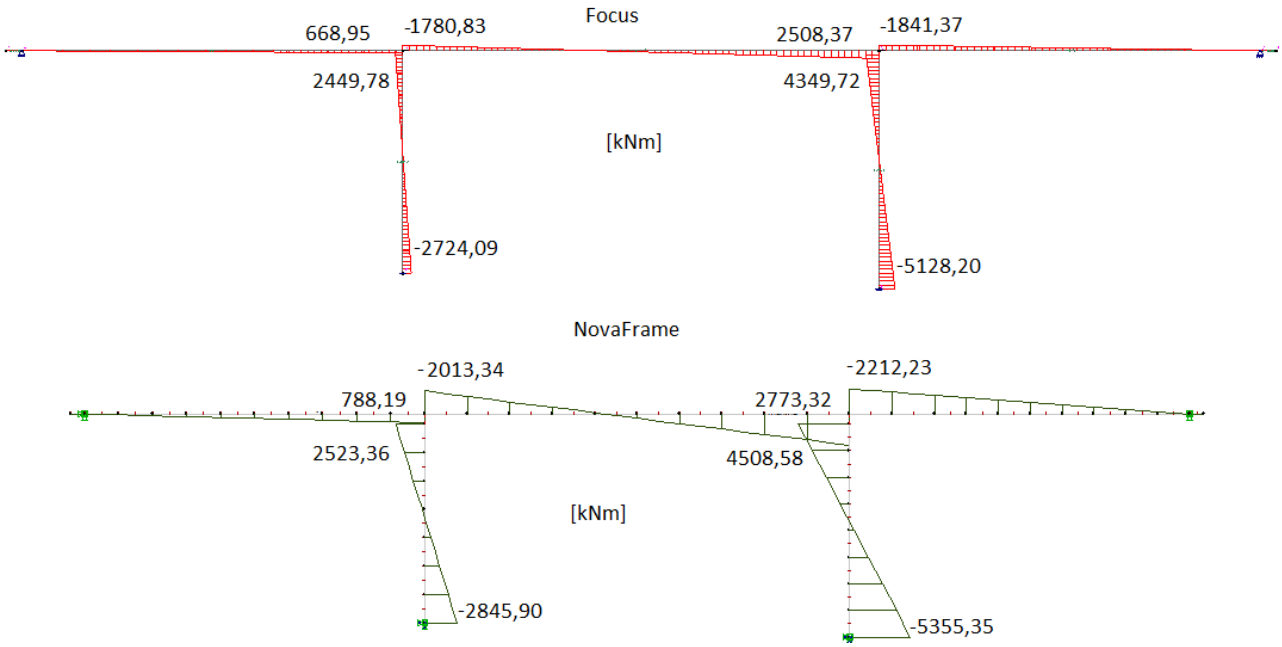
	Element nr.	Design-punkt	NovaFrame	Focus	Avvik	Avvik i %
Maksimalt støttemoment	511	0	-3 260,7	-3 202,6	-58,1	2 %
Maksimalt feltmoment	526	0,5	3 374,0	3 346,4	27,6	1 %

Som det kommer frem av Tabell 7-6 registreres det svært små avvik mellom de to modellene. Dette til tross for at lastene er modellert uten eksentrisitet i Focus. Resultatene anses som svært tilfredsstillende, og det konkluderes med av NovaFrame behandler trafikklasten som ønsket.

7.6 Verifikasjon av svinn

Ved verifikasjon av svinn benyttes Focus. Årsaken til dette er at svinnberegninger medfører mange frihetsgrader. Dette gjør at håndberegningene blir svært kompliserte, og det anses derfor som ugunstig å gjennomføre verifikasjonen for hånd. Modellen av brua som oppføres i Focus er tilsvarende den i NovaFrame. Det påføres en initialtøyning på hele brubanen, her representert som svinn. Tøyningen har verdien -0,2958 ‰. Negativt fortegn skyldes at svinnet representerer en kontraksjon av brubanen.

Diagrammer og verdier for moment og aksialkraft fra de to programmene sammenlignes. Figur 7-16 viser momentdiagram fra NovaFrame og Focus, og verdiene av disse sammenlignes i Tabell 7-7. Kraftpåvirkningen i søylene er ikke betraktet i denne oppgaven. Det henvises til Figur 2-4 for navnsetting av systemets knutepunkter.



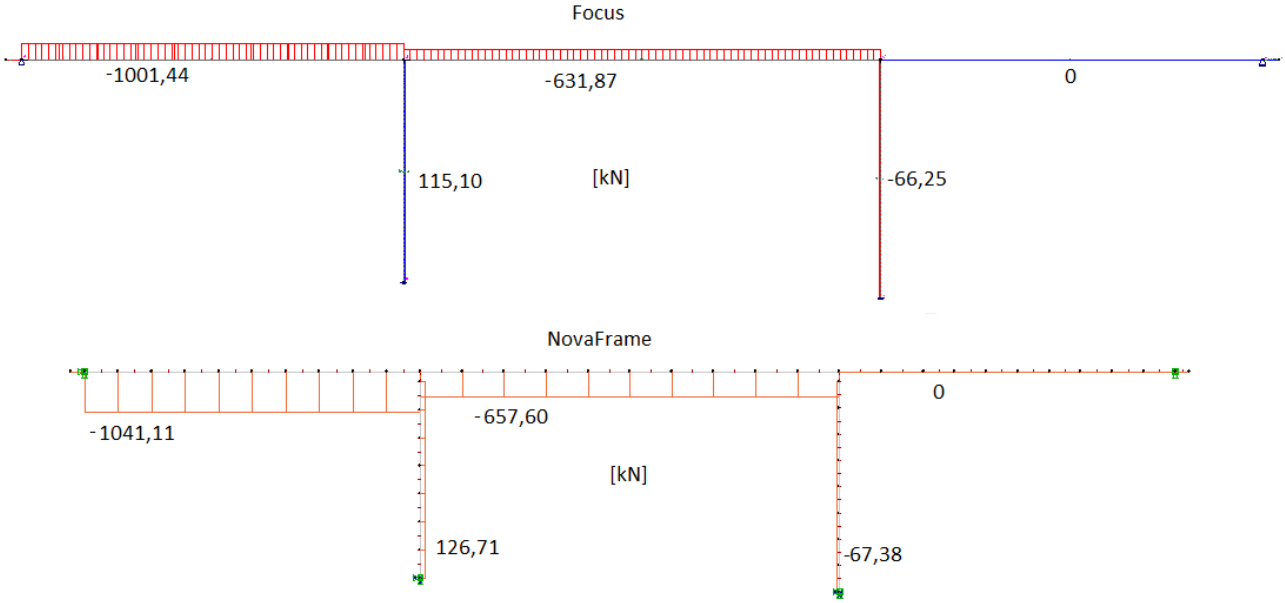
Figur 7-16 Sammenligning av momentdiagrammer fra NovaFrame og Focus.

I diagrammene antyder negative verdier strekk i overkant av tverrsnittet. Videre angis strekk i underkant med positive verdier.

Tabell 7-7 Sammenligning av momentverdier (kNm) fra NovaFrame og Focus.

	M_{AB}	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}	M_{DC}
Focus	0,01	668,9	1 780,8	2 508,4	1 841,4	0,070
NovaFrame	0	788,2	2 013,3	2 773,3	2 212,2	0
Avvik	0,01	-119,3	-232,5	-264,9	-370,8	0,07
Avvik i %	-	15 %	12 %	10 %	17 %	-

Videre illustrerer Figur 7-17 aksialkraftdiagrammene fra de to programmene, og Tabell 7-8 viser en sammenligning av verdiene. Trykkrefter i brutverrsnittet er vist med negative verdier, og positive verdier tilsvarer strekkrefter.



Figur 7-17 Sammenligning av aksialkraftdiagrammer fra NovaFrame og Focus.

Tabell 7-8 Sammenligning av aksialkraft (kN) fra NovaFrame og Focus.

	N_{AB}	N_{BA}	N_{BC}	N_{CB}	N_{CD}	N_{DC}
Focus	1 001,4	1 001,4	631,9	631,9	0	0
NovaFrame	1 041,1	1 041,1	657,6	657,6	0	0
Avvik	-39,7	-39,7	-25,7	-25,7	0	0
Avvik i %	4 %	4 %	4 %	4 %	-	-

Svinn vil, som nevnt, føre til at brubanen trekker seg sammen. Søylene i akse 2 og 3 vil forsøke å motstå denne forskyvningen. Dette fører til strekk på venstre side i søyletopp og høyre side i bunn av søylen, slik som vist på Figur 7-16.

Aksialkraften blir størst i feltet mellom punkt A og B, felt 1. Dette på grunn av fast-holdningen i akse 1, som vil motvirke sammentrekningen i brubanen. Dette fører til trykkrefter i tverrsnittet, slik som illustrert på Figur 7-17.

Det registreres større avvik for momentverdiene enn for aksialverdiene. Mens aksialkreftene i de to modellene avviker med kun 4 %, er forskjellen mellom momentene opp mot 17 %. Avviket vurderes som et systematisk avvik. Årsaken til dette er at NovaFrame konsekvent har høyere verdi på momentene enn Focus. Dette har trolig sammenheng med tverrsnittets E-modul, og at programmene behandler denne forskjellig.

Gjennom mailkorrespondanse med *Focus Software AS* (31. mars 2014) kommer det frem at Focus beregner betongens E-modul etter EK2-1-1: 7.4.3(5). Her tas det hensyn til både kryp og lastvarighet. I tillegg til dette kontrollerer Focus om belastningen er så stor at tverrsnittet eller deler av tverrsnittet havner i Stadium II. Stadium II innebærer at tverrsnittet risser opp. Dersom dette er tilfelle vil ny bøyestivhet beregnes av Focus. Etter diskusjon med veileder, H. Johansen, konkluderes det med at NovaFrame behandler E-modul annerledes enn Focus. NovaFrame gjennomfører kun statiske beregninger. Dette innebærer at materialegenskapene beholdes elastiske og konstante, og at E-modulen behandles som konstant i hele analysen. Det vil si at NovaFrame hverken tar opprissing, lastvarighet eller kryp i betraktning, slik som Focus gjør.

Når E-modulen antas å være konstant og lik for hele konstruksjonen påvirkes kun deformasjonene i konstruksjonen. Det virker som om Focus justerer E-modulen i brutverrsnittet etter tøyningsnivået i hvert snitt. Dette vil føre til at momentforløpet i Focus blir annerledes enn i NovaFrame. Altså vil momentene i Focus bli mindre, og deformasjonene større. Dette stemmer godt overens med avvikene registrert i Tabell 7-7.

På bakgrunn av dette, konkluderes det med at programforskjeller forårsaker avvikene for momentverdiene. Avvikene anses som tilfredsstillende, og derfor er det rimelig å anta at NovaFrame behandler påvirkningen fra svinn på en korrekt måte.

8 Verifikasjon av kryputvikling i byggefaser

Det gjennomføres verifikasjon av opptredende krypmoment gjennom de tre byggefasene. I denne verifikasjonen fokuseres det på å kontrollere at momentdiagrammene for kryp i ulike byggefaser virker logiske. Det gjennomføres også to andre verifikasjoner i forbindelse med kryplaster. Én verifikasjon av momentdiagrammet for lastkombinasjonen egenvekt og kryp. Deretter én verifikasjon av momentdiagrammet for kombinasjonen av forspenning og kryp. For de to sistnevnte kontrolleres verdiene i diagrammene opp mot en forenklet beregning av krypmoment etter lang tid.

Kryp fører til at elastisitetsmodulen til betongen reduseres. Denne reduksjonen innebærer at komponenten som betraktes blir mindre stiv. Momentfordelingen grunnet kryp er avhengig av stivhetsforholdene mellom bruas ulike komponenter. Videre er det kjent at stor stivhet tiltrekker stort moment. Derfor vil den komponenten som har størst stivhet ta et større moment, når den relative stivhetsforskjellen mellom komponentene øker. Dette stivhetsfortholdet kan uttrykkes som følger:

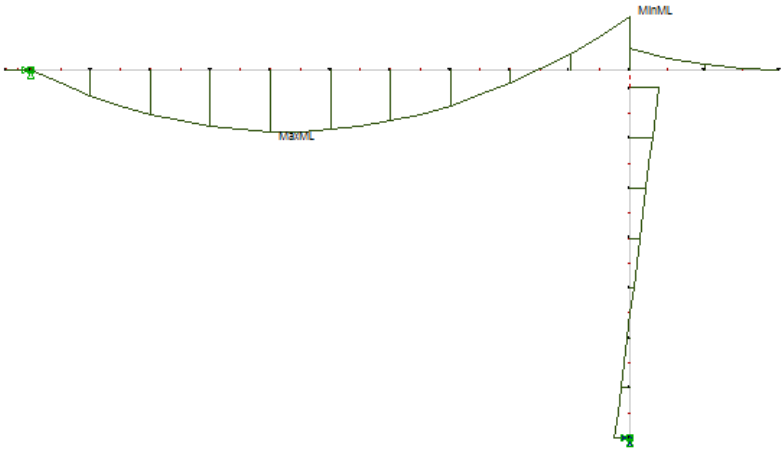
$$R = \frac{Stivheten\ til\ de\ fastholdende\ komponenetene}{Total\ stivhet}$$

8.1 Verifikasjon av kryplast, i byggefaser, på grunn av egenlast

Egenlast og forspenning i brua gir momentdiagram for kryplast. For å kontrollere om disse diagrammene virker logiske, er det nødvendig å separere de to lastenes bidrag til kryplasten. Derfor dannes det nye lasttilfeller og krypanalyser i NovaFrame. Det opprettes én analyse som inneholder kryplaster som skyldes egenvekt, og én analyse som kun har bidrag fra forspenning. På denne måten er det enklere å kontrollere diagrammene, og undersøke hvilke laster som dominerer i de ulike byggefasene. I denne oppgaven er det hovedsakelig analysen som inkluderer bidrag fra egenlast som verifiseres. Det er også valgt å studere byggefase 1 i tilfellet hvor forspenningen bidrar alene.

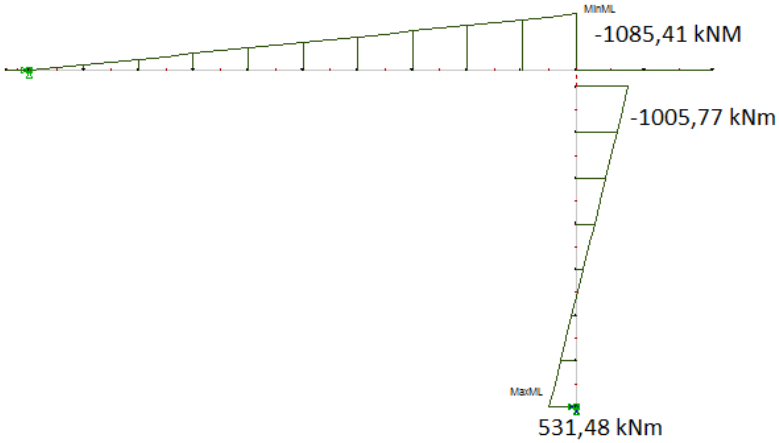
8.1.1 Byggefase 1

Den første fasen som studeres er byggefase 1. Momentdiagram på grunn av egenvekt for brubanen i byggefase 1 er vist i Figur 8-1. Her kommer det frem at den jevnt fordelte egenlasten som virker mellom akse 1 og 2 er dominerende. Dette illustreres ved at innspenningsmomentet er størst til venstre for søylen. At denne lasten er dominerende vil være avgjørende i forhold til utformingen til krypmomentdiagrammet vist i Figur 8-2.



Figur 8-1 Momentdiagram på grunn av egenvekt i byggefase 1.

Figur 8-2 viser momentdiagrammet som oppstår på grunn av kryp i byggefase 1, når kun egenlasten bidrar.

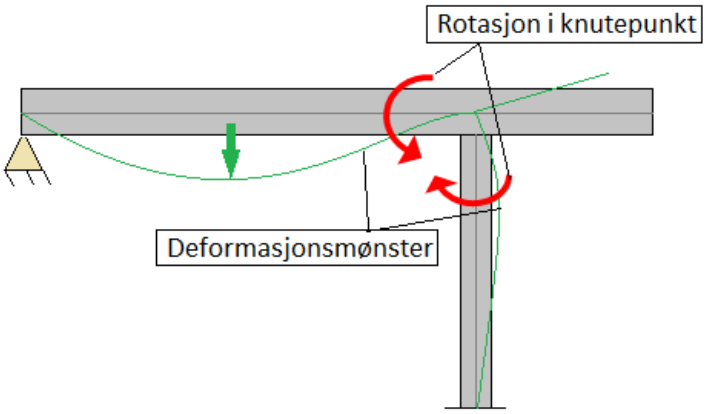


Figur 8-2 Krypmoment på grunn av egenvekt i byggefase 1.

Krypmomenter er tvangsmomenter som kun dannes i systemer som er statisk ubestemte. Byggefase 1 er statisk ubestemt, og det oppstår derfor tvangsmomenter i systemet. Som nevnt vil krypet i brubanen redusere tverrsnittets E-modul. En redusert E-modul gir mindre opptredende moment, og større deformasjoner. Det vil si at komponenten som betraktes blir mindre stiv. Når diagrammet i Figur 8-2, og de

resterende byggefasene, skal verifiseres er det derfor viktig å betrakte de relative stivhetsforskjellene i systemet for å tolke diagrammene korrekt.

Nedbøyningen i feltet, på grunn av egenlast, gir rotasjon i knutepunktet over søylen. Deformasjonsmønsteret og rotasjonen i knutepunktet illustreres i Figur 8-3. Denne rotasjonen gir et innspenningsmoment over søylen. Dette innspenningsmomentet gir strekk i overkant av brubanen, slik som illustrert på Figur 8-2.



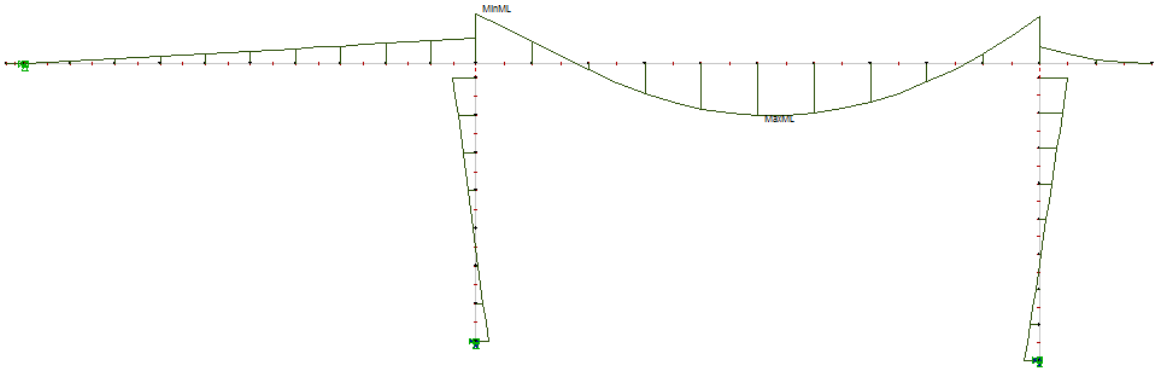
Figur 8-3 Illustrasjon av deformasjoner og rotasjoner i brua i byggefase 1.

Som det kommer frem av momentdiagrammet i Figur 8-2 vil søylen tiltrekke seg et relativt stort moment. Dette er fordi søylen har en relativt stor stivhet sammenlignet med brubanen. Dette skyldes at søylene er ferdig støpt og herdet, før byggefase 1 påbegynnes. I tillegg er det hverken beregnet eller modellert kryp for søylene. De to sistnevnte faktorene er med på å utgjøre forskjellen i den relative stivheten mellom søylen og brubanen. Med tanke på stivhetsforholdet, *R*, fungerer søylen som den fastholdende komponenten i denne byggefasen. Altså må søylen motvirke rotasjonen som skjer i knutepunktet. Siden søylen er regnet som stiv vil den tiltrekke et stort moment, og momentfordelingen blir som vist i Figur 8-2.

Utkrageren på høyre side av søylen får ikke moment. Årsaken til dette er at utkrageren representeres som statisk bestemt i byggefase 1. Den kan fritt rotere på grunn av kryplasten, og deformasjonen som oppstår her vil ikke påvirke momentdiagrammet i Figur 8-2.

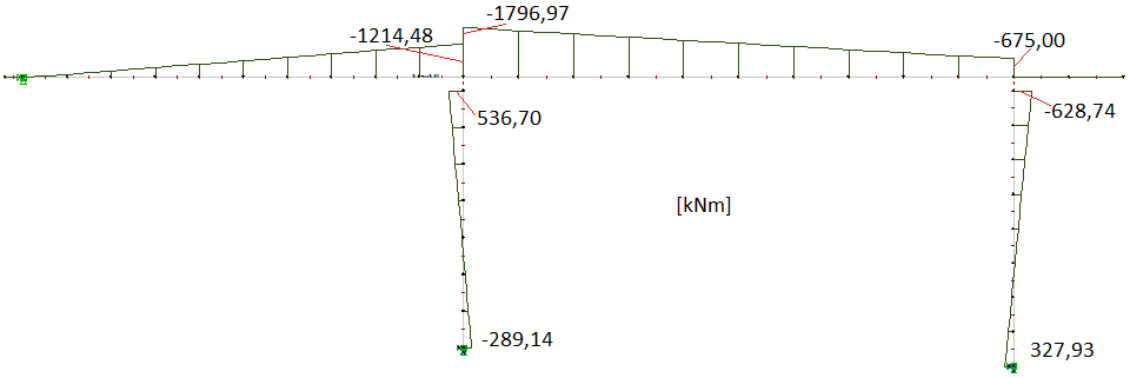
8.1.2 Byggefase 2

Egenvekten i byggefase 2 gir et momentdiagram som vist på Figur 8-4. Av dette diagrammet kommer det frem at midtfeltet utsettes for et langt større moment enn felt 1. Lasten som opptrer i midtfeltet gir et dominerende innspenningsmoment til høyre for søylen i akse 2 og til venstre for akse 3. Disse innspenningsmomentene danner grunnlaget for krypdiagrammet i Figur 8-5.



Figur 8-4 Momentdiagram på grunn av egenvekt i byggefase 2.

Krypdiagrammet for denne byggefasen illustreres i Figur 8-5. Prinsippet med stivhets-forskjeller mellom komponentene er tilsvarende som for byggefase 1.

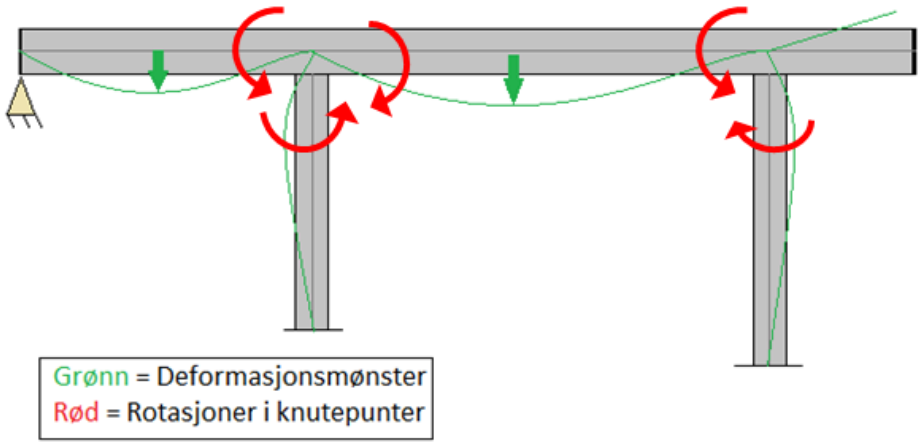


Figur 8-5 Krypmoment på grunn av egenlast i byggefase 2.

Begrunnelsen for at momentet i midtfeltet blir størst avhenger av to faktorer; det dominerende innspenningsmomentet fra egenvekten og betongens alder. Siden betongen i byggefase 2 er yngre enn betongen i byggefase 1 vil betongen midtfeltet krype mer enn betongen i felt 1. Mer informasjon om betongens kryputvikling over tid finnes i kapittel 4.3.3.

Nedbøyningen i midtfeltet vil gi rotasjoner i knutepunktene over søylene i akse 2 og 3. Rotasjonene representeres som innspenningsmomenter, og vil gi strekk i overkant av brubanen, slik som illustrert på Figur 8-5.

Felt 1 har i byggefase 2 oppnådd en høyere stivhet enn hva den hadde i byggefase 1. Midtfeltet vil dermed ha en lavere stivhet enn felt 1, siden betongen her er yngre. Derfor blir nedbøyningen i midtfeltet den dominerende deformasjonen. Figur 8-6 illustrerer bruas deformasjonsmønster, og opptredende rotasjoner i brubanen på grunn av kryp.



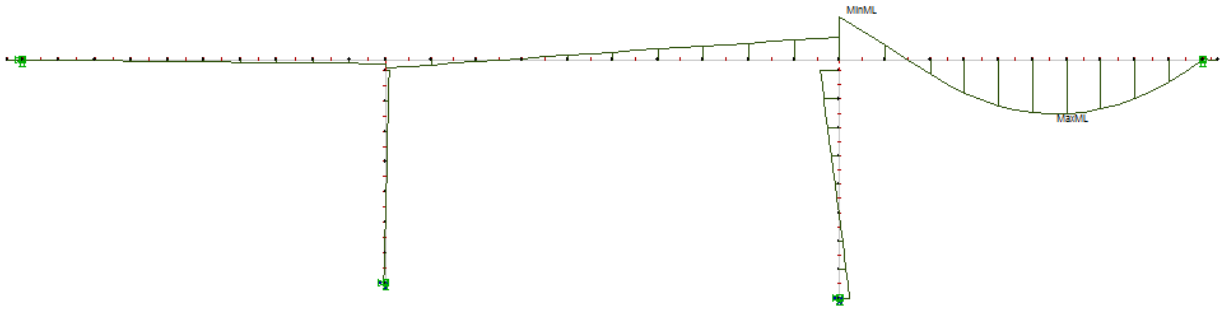
Figur 8-6 Illustrasjon av deformasjoner og rotasjoner i brua i byggefase 2.

Stivhetsforholdet mellom søylen i akse 2 og brubanen vil endres når byggefase 2 koples til byggefase 1. Figur 8-5 viser at momentdiagrammet i søylen i akse 2 skifter fortegn fra byggefase 1 til byggefase 2. I byggefase 2 blir det dermed strekk på venstre side av søylen. Årsaken til at momentdiagrammet skifter side er fordi stivhetsforskjellene endres idet byggefase 1 og 2 koples sammen, som nevnt over. Med tanke på stivhetsforholdet, *R*, vil både søylen i akse 2 og brubanen i felt 1 virke som fastholdende komponenter. Brubanen i felt 1 og søylen i akse 2 motvirker rotasjonen i knutepunktet i akse 2. Siden brubanen regnes som stivere enn søylen, vil dette medføre at innspenningsmomentet i brubanen, til venstre for søylen i akse 2, blir større enn søylemomentet.

Søylen i akse 3 tar et relativt stort moment, på grunn av samme årsak som søylen i akse 2 under byggefase 1. Videre vil det ikke oppstå moment i utkrageren. Årsaken er den samme som for utkrageren i byggefase 1.

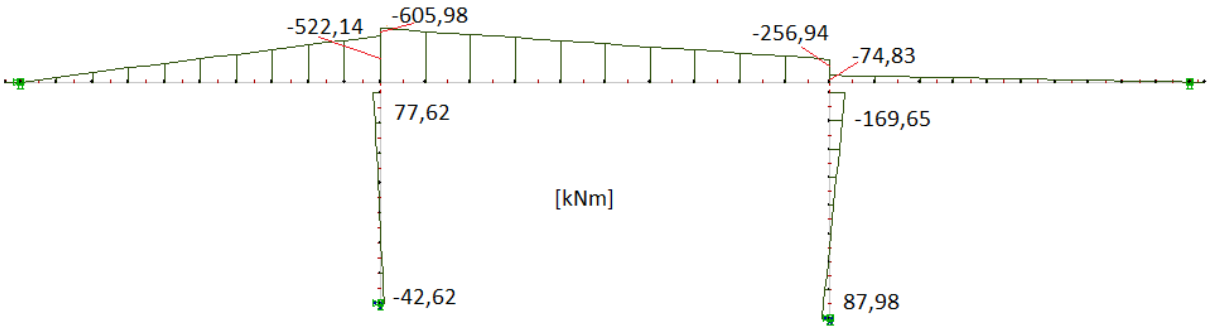
8.1.3 Byggefase 3

I byggefase 3 støpes siste del av brua, og det koples på et glidelager i akse 4. Egenvekt og kryp, fra byggefase 1 og 2, danner grunnlaget for krypmomentet i byggefase 3. Det oppnås kontinuitet i hele systemet, når byggefase 2 og 3 koples sammen. Figur 8-7 viser momentdiagrammet på grunn av egenvekt i byggefase 3. Her kommer det frem at innspenningsmomentet til høyre for søylen i akse 3 er dominerende.



Figur 8-7 Momentdiagram på grunn av egenvekt i byggefase 3.

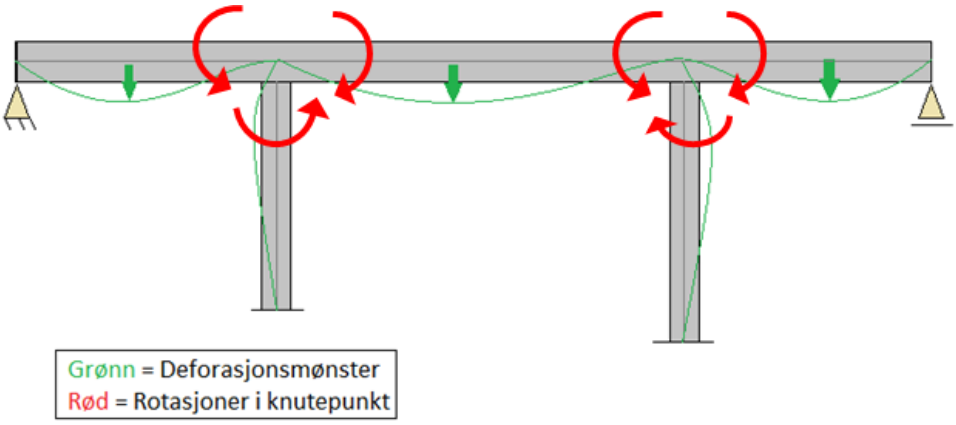
Figur 8-7 og kryputviklingen fra de tidligere byggefasene, danner grunnlaget for kryp-diagrammet som illustreres på Figur 8-8.7



Figur 8-8 Krypmoment på grunn av bidrag fra egenvekt i byggefase 3.

Til tross for at det dominerende innspenningsmomentet fra egenlast er størst til høyre for akse 3, viser Figur 8-8 at effektene fra kryp i byggefase 2 er dominerende. På grunn av dette vil Figur 8-8 være nokså lik som krypdiagrammet fra byggefase 2. Kryp-diagrammet for byggefase 2 er vist i kapittel 8.1.2 og Figur 8-5. Ut fra dette kan det konkluderes med at NovaFrame tar hensyn til krypeffekter fra tidligere byggefaser.

Nedbøyningen i midtfeltet vil gi rotasjoner i knutepunktene over søylene i akse 2 og 3. Rotasjonene og deformasjonene er illustrert på Figur 8-9. Disse representeres som innspenningsmomenter, og vil gi strekk i overkant av brubanen. Dette illustreres i Figur 8-8.



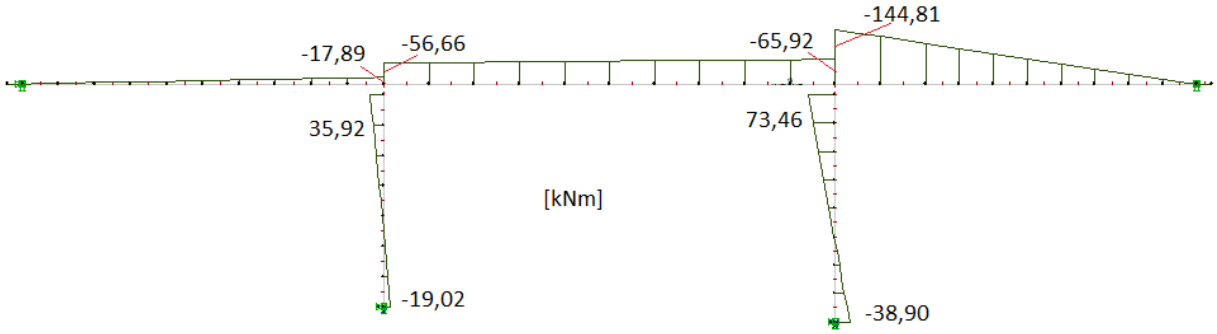
Figur 8-9 Illustrasjon av deformasjoner og rotasjoner i brua i byggefase 3.

Stivhetsforholdet mellom brubane og søyler endres i byggefase 3. Opplageret i akse 4 vil sørge for at felt 3 ikke lenger kan deformeres fritt. I byggefase 3 vil søylene og brubanen, i felt 1 og 3, virke som fastholdende komponenter. Søylene vil forsøke å motstå rotasjonen som kommer av deformasjonen i midtfeltet, slik som vist i Figur 8-9. Dermed vil søylene få strekk på samme side som i byggefase 2. Siden brubanen regnes som stivere enn søylene vil dette medføre at søylemomentene blir mindre enn i byggefase 2.

På grunn av det frie opplageret i akse 4 vil krypmomentet i felt 3 bli relativt lite. Dette skyldes at det oppstår lite tvangskrefter i feltet, siden opplageret fritt kan bevege seg i lengderetningen. Dersom opplageret hadde vært et fastlager, ville fastholdningen medført større tvangskrefter i felt 3. Momentfordelingen på grunn av kryp i brua ville blitt annerledes, og momentet i felt 3 ville trolig blitt større enn i Figur 8-8.

8.1.4 Ferdig tilstand

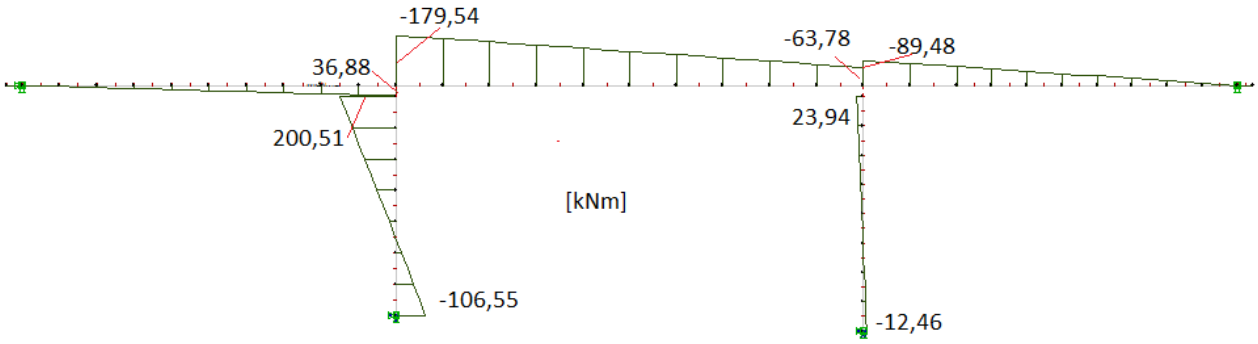
Mellom byggefase 3 og ferdig tilstand, 112 døgn, er utviklingen i krypmomentet som vist på Figur 8-10. Det registreres en relativt stor forskjell mellom byggefase 3 og ferdig tilstand, 112 døgn.



Figur 8-10 Momentdiagram på grunn av kryp etter 112 døgn.

I felt 3 øker momentet, mens momentet i de to andre feltene minker. Årsaken til dette koples opp mot hvordan kryp utvikles over tid. Betongen i felt 3 er yngre enn betongen i felt 1 og 2. Som tidligere nevnt vil kryp utvikle seg hurtig i ung betong, jamfør kapittel 4.3.3. Dette medfører at delkrypet og deformasjonen blir størst i felt 3. Rotasjonen som oppstår til høyre for akse 3, må motvirkes av søylen i akse 3 og brubanen i midtfeltet. Dermed oppstår det strekk på venstre side av søyletoppen, og i overkant av brubanen. Dette er vist i Figur 8-10.

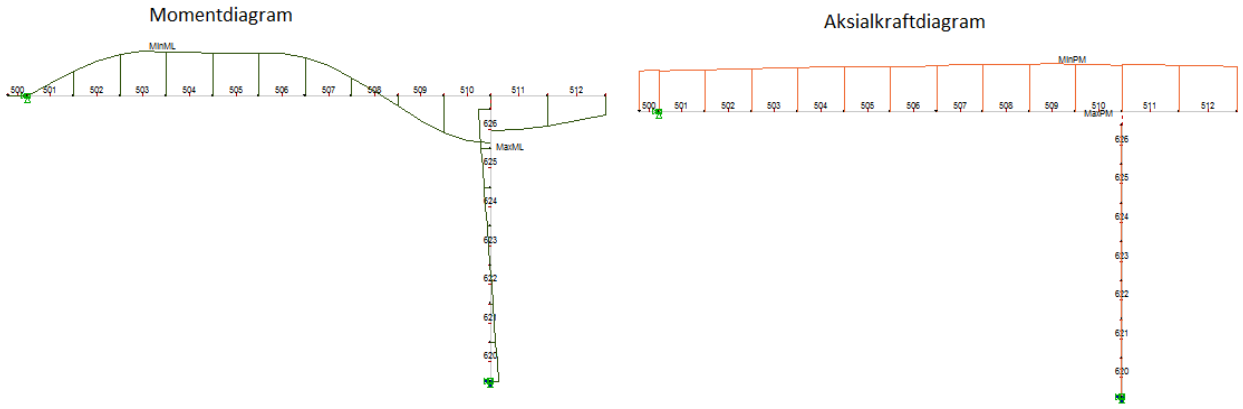
Figur 8-11 viser momentdiagrammet fra kryp etter lang tid, 100 år. Diagrammet illustrerer momentet som oppstår på grunn av kryp i betongen mellom ferdig tilstand, 112 døgn, og 100 år. I dette diagrammet medregnes også bidrag fra super-egenvekt, og vekten av endeskjørt og vange. Det vil si at egenlasten som bidrar til krypmomentet er annerledes her enn i de foregående diagrammene. Dette gjør analysen av diagrammet etter 100 år, Figur 8-11, mer kompleks. I samråd med veileder, professor T. Kanstad, besluttes det derfor å ikke analysere dette diagrammet videre.



Figur 8-11 Momentdiagram på grunn av kryp, etter lang tid.

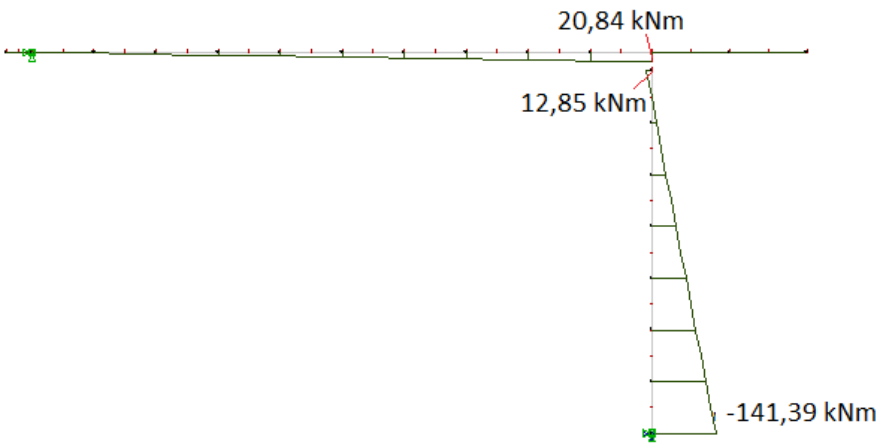
8.2 Verifikasjon av kryplast, grunnet forspenning, i byggefase 1

I denne oppgaven betraktes kun bidrag til krypmoment fra forspenning i byggefase 1. Forspenningen gir et momentbidrag og et aksialbidrag til brua. Dette illustreres i Figur 8-12. Momentdiagrammet på grunn av kryp vil påvirkes av både moment- og aksialkraftdiagrammet fra Figur 8-12.



Figur 8-12 Moment- og aksialkraftdiagram for byggefase 1, forspenning.

Det totalet krypmomentet for byggefase 1 illustreres i Figur 8-13.

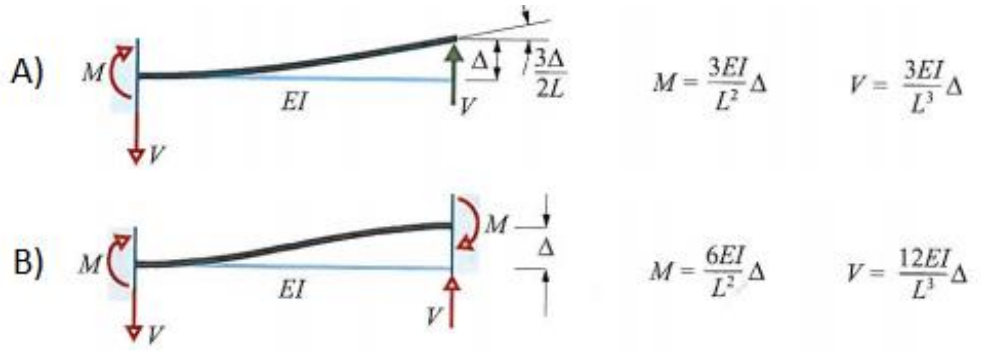


Figur 8-13 Krypmoment på grunn av forspenningens i byggefase 1.

Som vist i Figur 8-12 opptrer det største innspenningsmomentet fra forspenningen på venstre side av søylen. Dette momentet fører til rotasjoner i knutepunktet i akse 2. Disse rotasjonene vil føre til at brubanen får strekk i underkant, og strekk på venstre side av søyletoppen, slik som vist på Figur 8-13. Det store aksialbidraget fra forspenningen vil også bidra til krypdiagrammet i Figur 8-13. Trykkraften i brua vil være dominerende for kryputviklingen i søylen.

Det er vanskelig å forstå hvordan NovaFrame tar hensyn til aksialbidraget i brua. På grunn av det relativt store krypmomentet som opptrer i bunn av søylen, ser det ut til at NovaFrame beregner søylen som uendelig stiv. Videre betraktes da brubanen som uendelig myk. Det er uklart om dette henger sammen med at det ikke beregnes kryp for søylene i denne oppgaven.

For å undersøke hvordan NovaFrame behandler søylestivheten ved aksialdeformasjon, utføres det en enkel kontroll av søylemoment. Kontrollen gjøres ved hjelp av stivhets-beregninger og bjelkeformlene i [27]. Det gjennomføres én beregning hvor brubanen regnes som uendelig myk, og én hvor brubanen får økt stivhet. De to tilfellene er illustrert i, og hentet fra, *Vedlegg C: Bjelkeformler - II* i [27]. Her gjengitt som Figur 8-14.



Figur 8-14 Bjelkeformler, hentet fra [27].

Først finnes deformasjonen, i lengderetningen, i brubanen på grunn av aksialkraften fra forspenningen. Dette gjøres med følgende formel, hentet fra *Vedlegg C: Bjelkeformler - II* i [27].

$$\Delta L = \frac{F * L_{brubjelke}}{EA_{brubjelke}} = \frac{-15\,544{,}72 * 10^3 * 24\,000}{36\,000 * 7{,}725 * 10^6} = -1{,}34\ mm$$

Videre inkluderes delkryptallet fra byggefase 1, og lengdeforandringen i brubanen blir:

$$\Delta L_{kryp} = \Delta L * \Delta\varphi = -1{,}34 * 0{,}5092 = -0{,}683\ mm$$

NovaFrame beregner selv bruas deformasjon i lengderetning. Denne kan hentes ut fra *List results* under fanen *Post-process*. Deformasjonen er gitt som -0,631 millimeter, og denne verdien stemmer godt overens med den håndberegnede deformasjonen.

Deformasjonen brukes videre til å finne momentet i bunn av søylen. Bjelke A og B vist i Figur 8-14, representere de to ytterpunktene for beregning av søylemomentet. Videre sammenlignes de beregnede momentene med krypmomentet fra NovaFrame. I bjelke A fås følgende moment:

$$M_A = \frac{3\ E\ I_{søyle} \Delta L_{kryp}}{\left(L_{søyle}\right)^2} = \frac{3 * 36\ 000 * 4{,}167 * 10^{11} * (-0{,}683)}{14\ 000^2} * 10^{-6}$$

$$M_A = -156{,}83\ kNm$$

I bjelke B blir momentet:

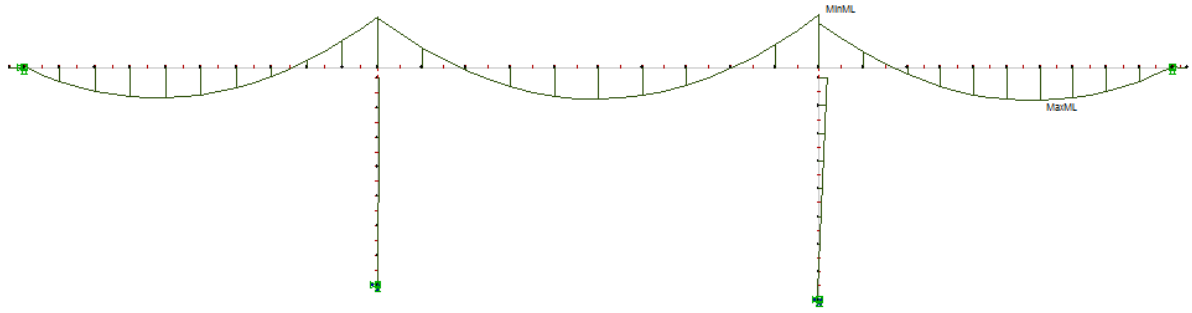
$$M_B = \frac{6\ E\ I_{søyle} \Delta L_{kryp}}{\left(L_{søyle}\right)^2} = \frac{6 * 36\ 000 * 4{,}167 * 10^{11} * (-0{,}683)}{14\ 000^2} * 10^{-6}$$

$$M_B = -313{,}65\ kNm$$

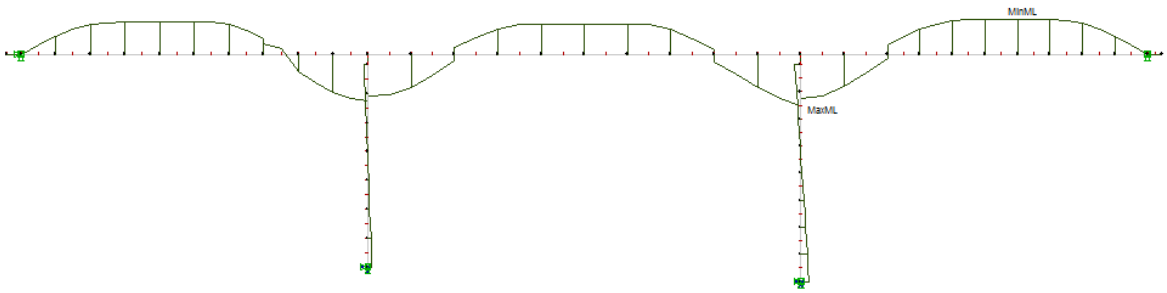
NovaFrame gir en verdi på momentet i bunn av søylen på 141 kNm, se Figur 8-13. Dette momentet er nærmest resultatet fra bjelke A. Ut fra disse beregningene virker det som om NovaFrame antar at brubanen blir underlig myk når aksialdeformasjonene tas med. Det konkluderes derfor med at aksialbidraget blir dominerende for krypmomentet i søylen. For brubanen blir momentbidraget dominerende, og diagrammet i Figur 8-13 anses som korrekt.

8.3 Verifikasjon av lastkombinasjoner med kryp

Det er utført en verifikasjon av de to lastkombinasjonene *Egenvekt + kryp 100 år* og *Full forspenning + kryp 100 år*. Diagrammet i Figur 8-15, illustrerer tilfellet med egenvekten og Figur 8-16 illustrerer tilfellet med forspenningen.



Figur 8-15 Lasttilfellet med Egenvekt + kryp etter 100 år.



Figur 8-16 Lasttilfellet med full forspenning og kryp etter 100 år.

Etter samtale med veileder, professor T. Kanstad, er det benyttet enkle håndberegninger ved verifikasjonen. Formelen som er benyttet i beregningene er utledet i [29], og er som følger:

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

Det er ønskelig å finne momentdiagrammet etter 100 år. Kryptallet som benyttes i beregningen er dermed satt til; φ(7,100) = 1,6886. M_I representerer moment-diagrammet som tar hensyn til byggefaser. I NovaFrame tilsvarer dette lastkombinasjon *100 Sum egenvekt* og *120 Sum spennarmering full*. M_{II} gir momentdiagrammet etter lang tid, og dette ikke tar hensyn til byggefasenes innvirkning. Dette svarer til lasttilfelle *4 Egenvekt* og *47 Spennarm. alle full* i NovaFrame. Både M_I og M_{II} er dermed moment-diagrammer uten bidrag fra kryp. Summen av disse, M_{res}, vil gi et momentdiagram som skal samsvare med momentdiagrammene for *Egenvekt + kryp 100 år* og *Full forspenning + kryp 100 år* fra NovaFrame.

Beregninger, resultater og avvik for de to tilfellene kommer frem i Tabell 8-1 og Tabell 8-2.

Tabell 8-1 Kontroll av lastkombinasjonen *Egenvekt + kryp etter 100 år.*

Kontroll av kombinasjonen Egenvekt + kryp, 100 år							
Element nr	Design-snitt	MI	MII	Mres	NovaFrame	Avvik	Avvik i %
501	0	-95,6	-96,6	-96,2	-95,6	0,6	1 %
504	1	8 110,8	7 672,1	7 835,3	8 001,5	166,2	2 %
510	1	-12 950,1	-14 046,8	-13 638,9	-13 223,3	415,6	3 %
511	0	-12 204,9	-14 335,8	-13 543,2	-12 945,3	597,9	4 %
515	1	8 984,8	7 404,4	7 992,2	8 336,4	344,3	4 %
520	1	-13 278,7	-14 308,5	-13 925,5	-13 834,9	90,6	1 %
521	0	-10 707,8	-14 040,0	-12 800,7	-11 546,5	1 254,2	10 %
526	1	8 960,1	7 710,5	8 175,3	8 645,6	470,3	5 %
530	1	-96,6	-96,6	-96,6	-96,6	0,00	0 %

Tabell 8-2 Kontroll av lastkombinasjonen *Full forspenning + kryp etter 100 år.*

Kontroll av kombinasjonen Full oppspenning + kryp, 100 år							
Element nr	Design-snitt	MI	MII	Mres	NovaFrame	Avvik	Avvik i %
501	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	0,00	0 %
504	1	-7 844,0	-8 039,6	-7 966,9	-8 148,9	182,0	2 %
510	1	12 814,9	12 326,0	12 507,9	12 052,8	455,1	4 %
511	0	12 615,7	11 666,3	12 019,4	10 925,8	1 093,6	10 %
515	1	-6 581,8	-7 106,7	-6 911,5	-7 755,1	843,6	11 %
520	1	13 971,8	13 871,3	13 908,7	13 315,2	593,5	4 %
521	0	13 513,8	12 397,3	12 812,6	11 558,6	1 254	10 %
526	1	-8 232,6	-8 651,3	-8 495,6	-8 965,8	470,2	5 %
530	1	-2,4	-2,4	-2,4	-2,4	0,00	0 %

Som det kommer frem av Tabell 8-1 registreres det ingen store avvik. Det registreres kun ett avvik på over 10 %. Avviket ligger i element 521, og årsaken er trolig at søylen i akse 3 tar mer moment i tilfelle M_I enn i tilfellet M_{II}. Dette er på grunn av byggefasenes innvirkning på momentfordelingen.

I Tabell 8-2, registreres avvik omkring 10 % i tre av elementene som undersøkes. For element 511 og 521, henholdsvis ved søylene i akse 2 og 3, kommer avviket av at søylene tar større moment i tilfelle M_{II} enn i M_I. Avviket som registreres i midtfeltet, i element 515, skyldes trolig også at søylene tar et større moment i M_{II} enn i M_I. Dette er fordi det oppstår mindre feltmoment i midtfeltet, i M_I, når søylemomentet øker. Ut fra tabellene over kan det konkluderes med at NovaFrame behandler kryp på en tilfredsstillende måte.

9 Kryputvikling i byggefaser ved alternativ byggemåte

I denne oppgaven antas det at brua understøttes av et stillas underveis i utbyggingen. Dette medfører at alle krefter alltid føres ned i bakken i byggeprosessen. Ved bruk av stillas vil kryputviklingen i brua, gjennom byggefasene, bli som i kapittel 8. Etter samtale med veileder, professor T. Kanstad, ble det besluttet å undersøke en alternativ byggemåte, og dens virkning på kryputviklingen.

Den nye byggemåten innebærer bruk av en flyttbar støpevogn. Støpevognen er en fagverksbjelke som flyttes i bruas lengderetning etter hvert som nye etapper støpes. Fagverksbjelken vil til alle tider bæres av brukonstruksjonen. Kreftene fra bygge-prosessen føres dermed ikke ned til bakken, slik som ved bruk av et stillas. Den nye byggemåten vil trolig gi brua en annen kryputvikling.

Det er videre bestemt å gjennomføre en enkel kontroll av kryputviklingen i brua med den nye byggemåten. Resultatene fra denne kontrollen skal kort sammenlignes med resultatene fra tidligere krypanalyse i kapittel 8.

9.1 Vognvekt

Fagverksbjelken kan tilpasses hvert prosjekt med tanke på bruas bredde og lengde. Fagverksbjelken består av den forskallingen som er nødvendig for støpningen av brua. Vognvekten er dermed avhengig av hvor lange spenn som skal bygges, da den blir tyngre desto lengre spennene på brua er. I tillegg er det forskjellige leverandører av slike vogner, og de kan benytte forskjellige typer fagverksbjelker og prinsipper for opplegg.

Etter anbefaling av veileder, professor T. Kanstad, opprettes kontakt med Aja Anta Faal Magerøy ved Multiconsult, avdeling Oslo. Dette gjøres for å innhente informasjon angående vekten til fagverksbjelken. Magerøy opplyser om at hun i sitt prosjekt opererer med en vognvekt på 6 000 kN, på et spenn på 60 meter. I denne oppgaven er det største spennet som skal støpes på 30 meter. Magerøy foreslår derfor at vekten nedskaleres til 2 000 kN. I denne oppgaven er hovedfokuset å se på prinsippet av kryputviklingen under bygging, og derfor er vekten av fagverksbjelken ikke av særlig betydning. Det velges derfor å benytte samme vognvekt på alle spennene i brua, til tross for at byggefasene er av ulik lengde.

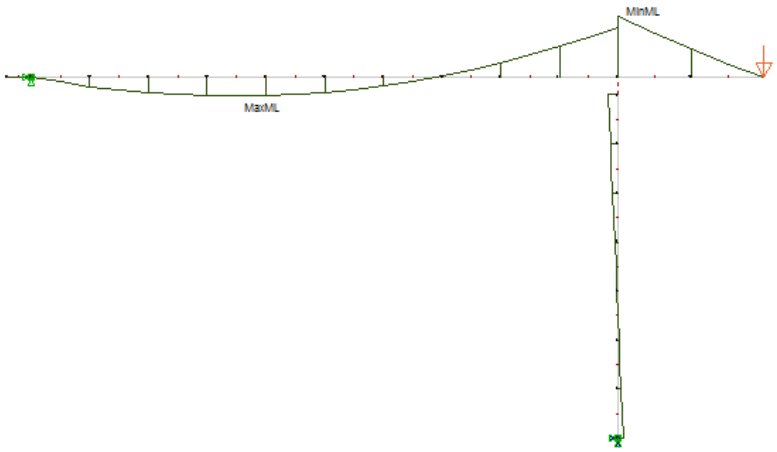
9.2 Modellering

For å illustrere hvilken innvirkning fagverksbjelken vil ha på kryputviklingen dannes det nye lasttilfeller, samt nye kryplaster og krypkombinasjoner i NovaFrame. Disse benyttes videre i krypanalysen.

9.2.1 Byggefase 1

I byggefase 1 vil vekten av fagverksbjelken og den ferske betongen hvile på opplageret i akse 1 og søylen i akse 2. Dette medfører at alle kreftene føres ned til bakken gjennom selve konstruksjonen. Det oppstår derfor ingen ekstra kraftbidrag fra vognvekten ved støpningen av byggefase 1.

Byggefase 1 påføres belastning etter sju døgn. Da vil kryputviklingen begynne, og fagverksbjelken flyttes videre til byggefase 2. Kryputviklingen i byggefase 1 får dermed bidrag fra vognvekten, og den ferske betongen fra byggefase 2. Fagverket og betongens vekt, fra byggefase 2, vil være opplagt på utkrageren til høyre for søylen i akse 2, og på søylen i akse 3. I NovaFrame må egenvekten fra byggefase 2 modelleres som punktlast. Momentdiagrammet på grunn av egenlast fra betong og fagverk, i byggefase 1, illustreres i Figur 9-1. I figuren angis vekten av byggefase 2 som punktlast.



Figur 9-1 Momentdiagram på grunn av egenlast i byggefase 1.

Hvordan kreftene på grunn av egenlast og fagverk fordeler seg beregnes med grunnleggende mekanikk. Punktlastene og egenvekten, fra betongen i byggefase 1, bidrar til kryputviklingen. Ved utregning representeres byggefase 2 ved punktlastene F_A og F_B. F_A er den delen av den totale lasten som virker på utkrageren, og F_B er punktlasten i søylen i akse 3. Videre representer q egenvekten av byggefase 1, denne angis som en jevnt fordelt last. Fagverkets totale egenvekt gis som punktlasten G.

Opptredende krefter blir da:

Betongens egenvekt:

$\sum F_y = 0 \rightarrow \ F_A + F_B - q * 30m = 0 \rightarrow \ F_A = q * 30m - F_B$

$\sum M_A = 0 \rightarrow q * 30m * 15m - F_B * 24m = 0 \rightarrow \ F_B = q * 18{,}75m$

$F_{A,i\ utkrager} = q * 11{,}25m = 193{,}125 * 11{,}25 = 2\ 172{,}66\ kN$

$F_{B,i\ søyle} = q * 18{,}75m = 193{,}125 * 18{,}75 = 3\ 621{,}10\ kN$

Fagverksbjelken:

$\sum F_y = 0 \rightarrow \ F_A + F_B - G = 0 \rightarrow \ F_A = G - F_B$

$\sum M_A = 0 \rightarrow G * 15m - F_B * 24m = 0 \rightarrow \ F_B = 0{,}625\ G$

$F_{A,i\ utkrager} = 0{,}375\ G = 0{,}375 * 2000 = 750\ kN$

$F_{B,i\ søyle} = 0{,}625\ G = 0{,}625 * 2000 = 1\ 250\ kN$

9.2.2 Byggefase 2

Lastene i byggefase 2 beregnes på samme måte som lastene i byggefase 1. Fagverket vil flyttes til byggefase 3 idet byggefase 2 belastes, altså sju døgn etter at byggefase 2 støpes. Det må derfor modelleres inn punktlast på utkrageren ved akse 3, og over opplegg i akse 4.

Siden fagverksbjelken flyttes videre til byggefase 3 er det er viktig å avlaste brua med tilsvarende punktlaster påført i byggefase 1. Avlastningen plasseres i støpeskjøten ved akse 2, og over søylen i akse 3. Punktlastene som representerer avlastningene er beregnet i kapittel 9.2.1. Lastene fra byggefase 3 som virker på utkrageren ved akse 3 og i akse 4 beregnes så til:

Betongens egenvekt:

$\sum F_y = 0 \rightarrow \ F_A + F_B - q * 18m = 0 \rightarrow \ F_A = q * 18m - F_B$

$\sum M_A = 0 \rightarrow q * 18m * 9m - F_B * 18m = 0 \rightarrow \ F_B = q * 9m$

$F_{A,i\ utkrager} = q * 9m = 193{,}125 * 9 = 1\ 738{,}13\ kN$

$F_{B,i\ opplager} = F_{A,i\ utkrager} = 1\ 738{,}13\ kN$

Fagverksbjelken:

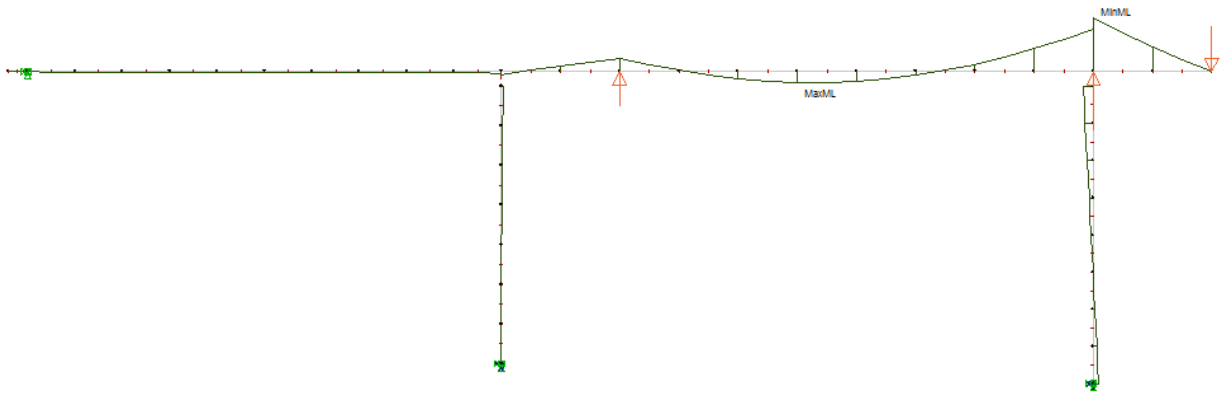
$$\sum F_y = 0 \rightarrow \; F_A + F_B - G = 0 \rightarrow \; F_A = G - F_B$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow G * 9m - F_B * 18m = 0 \rightarrow \; F_B = 0{,}5\, G$$

$$F_{A,i\ utkrager} = 0{,}5\, G = 0{,}5 * 2000 = 1\,000\ kN$$

$$F_{B,i\ opplager} = F_{A,i\ utkrager} = 1\,000\ kN$$

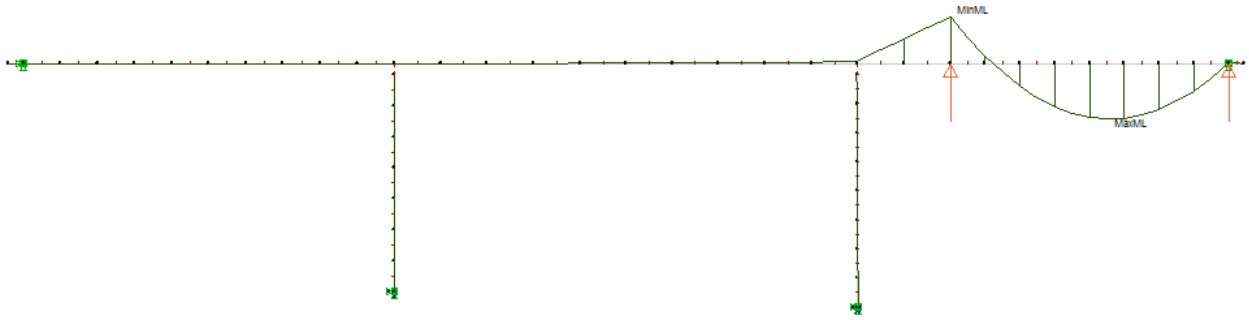
Momentdiagrammet på grunn av egenlast blir som i Figur 9-2. Her er også punktlastene fra byggefase 3, samt avlastning fra byggefase 2 illustrert.



Figur 9-2 Momentdiagram på grunn av egenlast i byggefase 2.

9.2.3 Byggefase 3

I byggefase 3 blir momentdiagrammet på grunn av egenvekten som illustrert i Figur 9-3. Denne byggefasen får bidrag fra egenlasten av betongen i byggefase 3, og avlastningen av fagverksbjelken fra byggefase 2. Avlastningen representeres som to punktlaster, og plasseres i støpeskjøten til høyre for akse 3 og i akse 4. Lastene for avlastningen er beregnet i kapittel 9.2.2.



Figur 9-3 Momentdiagram på grunn av egenvekt i byggefase 3.

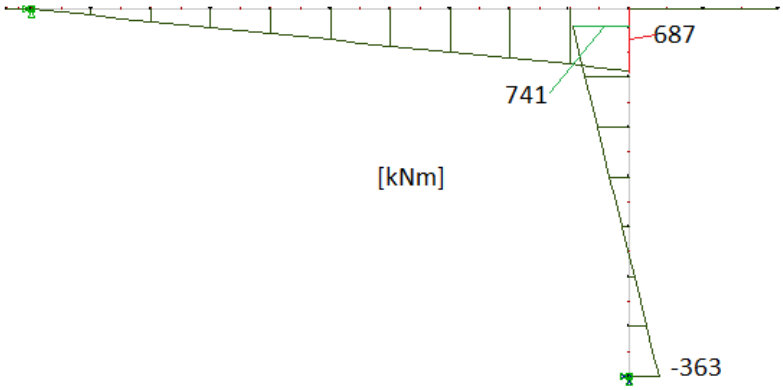
9.2.4 Oppsummering

Som det kommer frem av kapittel 9.2, er momentdiagrammene for egenvekt ulike momentdiagrammene gitt i kapittel 8.1. Ulik byggemetode vil dermed påvirke egenlast-diagrammene. Da disse diagrammene danner grunnlaget for kryputviklingen er det grunn til å anta at de nye krypmomentdiagrammene er ulike de gamle gitt i kapittel 8.1. De nye krypdiagrammene blir behandlet nærmere i kapittel 9.3.

9.3 Resultat og diskusjon av krypdiagrammer

I dette kapittelet illustreres krypmomentdiagrammene for de tre byggefasene. Siden momentdiagrammene, på grunn av egenlast, for de ulike byggemåtene er forskjellige, forventes det at også krypdiagrammene blir ulike. Dette er tilfelle her, siden krypdiagrammene i kapittel 8.1 er ulike krypdiagrammene vist i dette kapittelet.

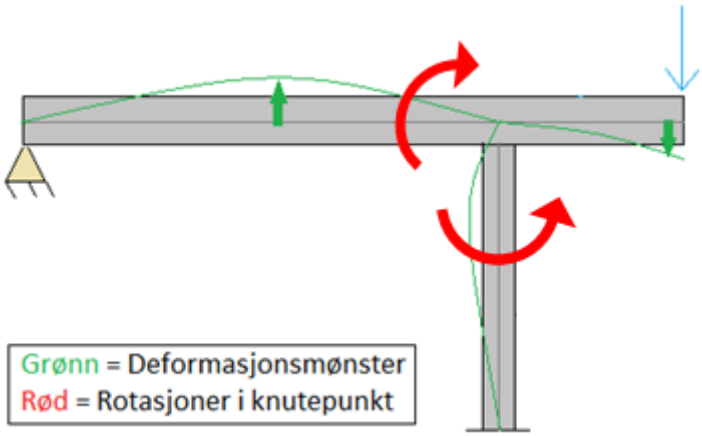
Figur 9-4 viser krypmomentdiagrammet for byggefase 1. Sammenlignet med Figur 8-2 i kapittel 8.1 skifter momentet i Figur 9-4 fortegn på grunn av denne nye byggemåten. Dette skyldes punkt-lasten som påføres utkrageren. Punktlasten vil gi det dominerende egenvektmomentet, og dette illustreres i Figur 9-1.



Figur 9-4 Krypmoment byggefase 1, ny byggemåte.

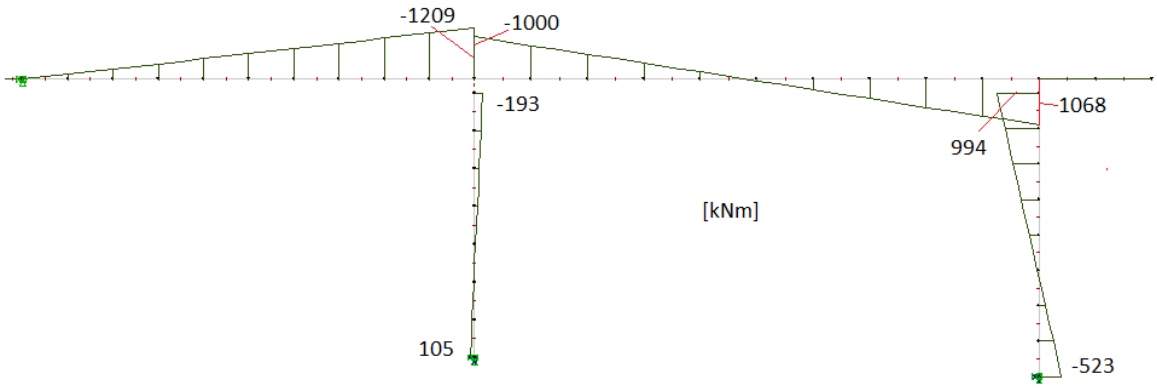
Søylen i akse 2 må ta det resterende egenlastmomentet som oppstår i knutepunktet. Dette medfører at søylen får strekk på venstre side av søyletoppen, slik som vist på Figur 9-1. Videre kommer det frem av krypdiagrammet, i Figur 9-4, at momentet i søylen øker med virkningen av kryp. Årsaken er at den relative stivhetsforskjellen mellom brubanen og søylen øker. Søylen trekker derfor til seg et større moment.

Deformasjonen i knutepunktet vil trolig bli som illustrert i Figur 9-5. På grunn av deformasjonen oppstår det rotasjoner i knutepunktet, og disse rotasjonene gir krypdiagrammet i Figur 9-4.



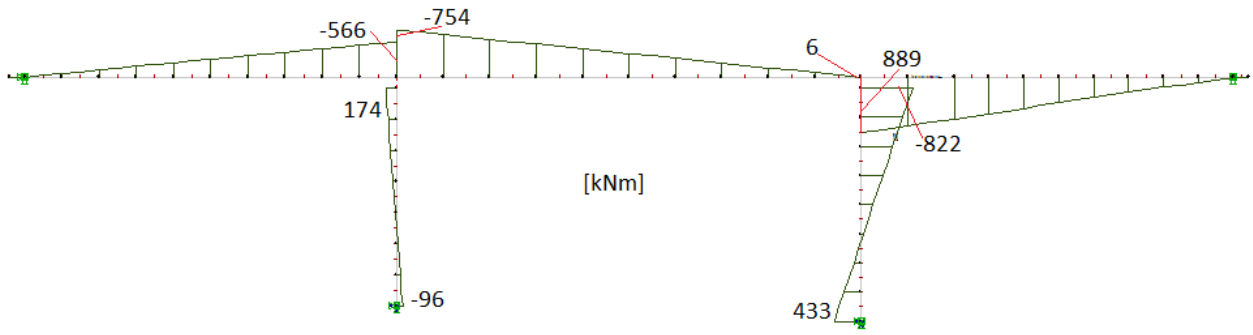
Figur 9-5 Deformasjon og rotasjon i knutepunkt i byggefase 1.

I Figur 9-6 vises kryputviklingen i byggefase 2. Her kommer det frem at kryputvikling til betongen støpt i byggefase 2, får tilsvarende krypdiagram som byggefase 1 og Figur 9-4. Utkrageren og søylen i akse 3 vil få samme krypvirkning som utkrageren og søylen i akse 2 fikk i byggefase 1. Rotasjonen vil gi strekk på undersiden av brubanen ved akse 3. Søylen i akse 3 vil få strekk på venstre side av søyetoppen. I overbygningsdel 1 blir krypdiagrammet likt som ved tidligere byggemåte. Bruoverbygningen vil regnes som stivere enn søylen i akse 2, som tidligere nevnt i kapittel 8.1, og søylen vil dermed ta mindre moment.



Figur 9-6 Krypmoment byggefase 2, ny byggemåte.

Krypmomentet i byggefase 3 vises i Figur 9-7. Dette diagrammet er svært likt diagrammet for byggefase 3 ved tidligere byggemåte. Forskjellen mellom kryp-diagrammene er at momentene skifter fortegn i felt 3 og i søylen i akse 3. Årsaken til dette er avlastningen av støpevognen, og det dominerende feltmomentet i felt 3. I tillegg virker søylen som en fastholdende konstruksjonsdel, og den forsøker å motvirke nedbøyningen i felt 3. Dette gir strekk på høyre side av søyletopp.



Figur 9-7 Krypmoment byggefase 3, ny byggemåte.

Ved å studere diagrammene i dette kapittelet, observeres det at krypdiagrammene nærmer seg samme løsning, som ved tidligere krypanalyse, når betongen blir eldre. Det vil si at byggemåten som velges påvirker kryputviklingen i brua under utbygging. Virkningen av kryp vil altså være størst under utbygging. På grunn av dette bør kryp tas i betraktning ved prosjektering av betongbruer med flere byggefaser.

Kryputviklingen etter lang tid, 100 år, vil ikke påvirkes av byggemåten i like stor grad som byggefasene. Krypdiagrammet etter 100 år betraktes kun i NovaFrame og gjengis ikke her. Begrunnelsen for dette er at krypdiagrammet vil gå mot samme løsning uavhengig av byggemåte. Dette bekrefter at kryputvikling avtar med betongens alder, og bygge-måten vil dermed ha liten innvirkning på dette krypdiagrammet. Dette samsvarer godt med grafen i Figur 4-6 i kapittel 4.3.3, som illustrerer krypets utvikling i betong over tid.

På bakgrunn av de to krypanalysene, som gjennomføres i denne oppgaven, konkluderes det med at NovaFrame behandler kryp på en tilfredsstillende måte. Gjennom krypanalysene kan det også konkluderes med at NovaFrame beregner kryputvikling tilnærmet likt delkrypmetoden. Delkrypmetoden anses derfor som tilfredsstillende ved modellering av kryp i NovaFrame.

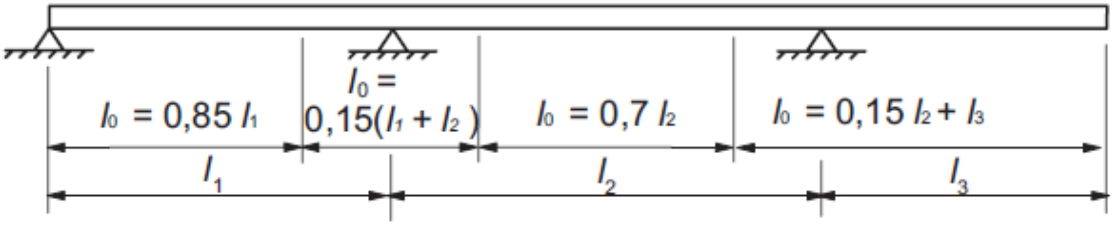
10 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden (ULS) kontrolleres opp mot krav i EK2-1-1: kapittel 6. Videre kontrolleres krav til armering etter EK2-1-1: kapittel 9. I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonens kapasitet mot brudd, og beregningene gjøres på grunnlag av materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [s.5, 12]. Last-virkninger som blir kontrollert er bøyemoment, skjærkraft, aksialkraft og torsjons-moment. Det er også gjennomført en kontroll av moment- og skjærkapasiteten i tverretningen. Fullstendige beregninger for bruddgrensetilstand finnes i Vedlegg K.

10.1 Effektiv flensbredde

Effektiv flensbredde beregnes i henhold til EK2-1-1: 5.3.2.1. Den effektive flensbredden i T-bjelker er avhengig av målene på steg og flens, og hvilke typer belastning bjelken utsettes for. I tillegg påvirkes den effektive flensbredden av spennvidde, opplagring og tverrarmering. [7]

Avstanden mellom momentnullpunktene, l_0, beregnes for alle feltene på brua, samt over støtte. Figur 5.2 fra EK2-1-1: 5.3.2.1(2) viser definisjonen av l_0, og er her gjengitt som Figur 10-1.



Figur 10-1 Avstand mellom momentnullpunkt for beregning av effektiv flensbredde. [7]

Avstandene, l_0, blir som følger:

Over støtte: $l_0 = 0{,}15(l_1 + l_2) = 0{,}15(24 + 30) = 8{,}1\ m$

I midtfelt: $l_0 = 0{,}7 l_2 = 0{,}7 * 30 = 21\ m$

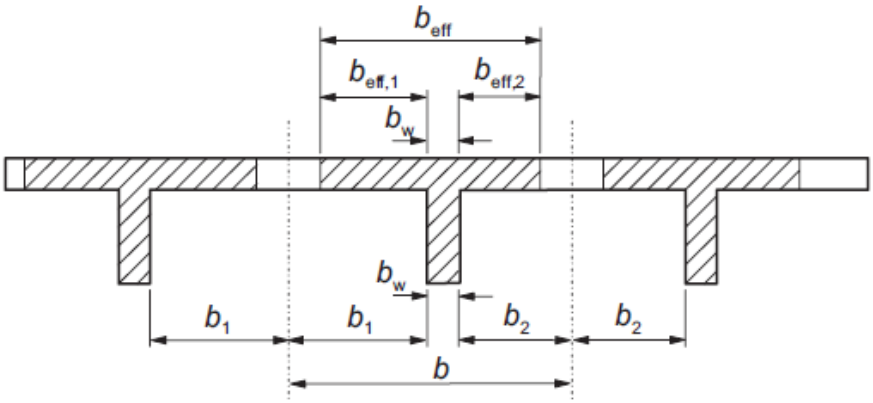
I sidefelt: $l_0 = 0{,}85 l_1 = 0{,}85 * 24 = 20{,}4\ m$

Effektiv flensbredde, b_{eff}, for bruer med T-tverrsnitt bestemmes fra formler gitt under, samt Figur 5.3 fra EK2-1-1: 5.3.2.1(3), her gjengitt som Figur 10-2.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0{,}2 b_i + 0{,}1 l_0 \leq 0{,}2 l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$



Figur 10-2 Geometriske parametere for beregning av effektiv flens. [7]

For de ulike delene av brua er den effektive flensbredden gitt i Tabell 10-1.

Tabell 10-1 Effektiv flensbredde (m) i ulike felt i brua.

Felt	b_i	l_0	b_w	$b_{eff,i}$	b_{eff}	b	Bredde som benyttes videre
Sidefelt	1,75	20,4	5	2,39	9,78	8,5	8,5 m
Midtfelt	1,75	21	5	2,45	9,90	8,5	8,5 m
Støtte	1,75	8,1	5	1,16	7,32	8,5	7,32 m

Som det kommer frem av Tabell 10-1 benyttes bruas totale flensbredde på 8,5 meter videre ved beregning i felt. I tilfeller der det gjøres beregninger over støtte, settes den effektive flensbredden lik 7,32 meter.

Ny tverrsnittsdata for tverrsnitt med effektiv flensbredde blir:

$$A_{c,ny} = (7320 * 350) + (5000 * 950) = 7\,312\,000\ mm^2$$

$$y_{ny} = \frac{\sum(A_i y_i)}{A_{tot}} = 702{,}7\ mm$$

$$I_{x,ny} = \sum\left(\frac{b_i(h_i)^3}{12} + A_i(y_i)^2\right) = 1{,}0866 * 10^{12}\ mm^4$$

$$I_{y,ny} = \sum\left(\frac{h_i(b_i)^3}{12} + A_i(y_i)^2\right) = 2{,}204 * 10^{13}\ mm^4$$

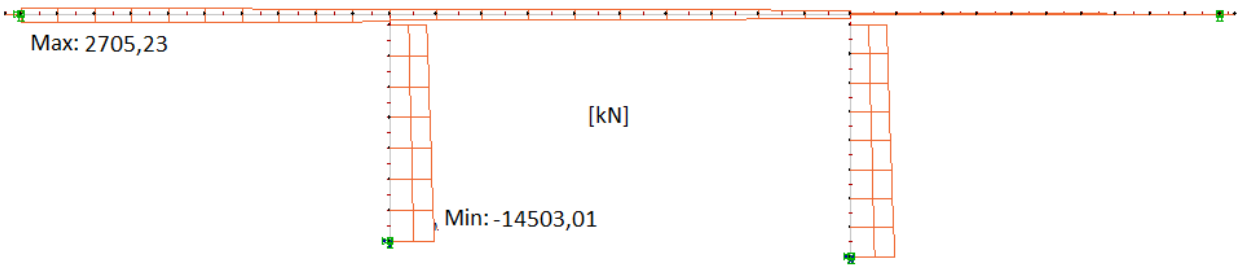
Disse tverrsnittsdataene benyttes ved beregning av felt i bruddgrensetilstanden.

10.2 Diagrammer for bruddgrensetilstanden

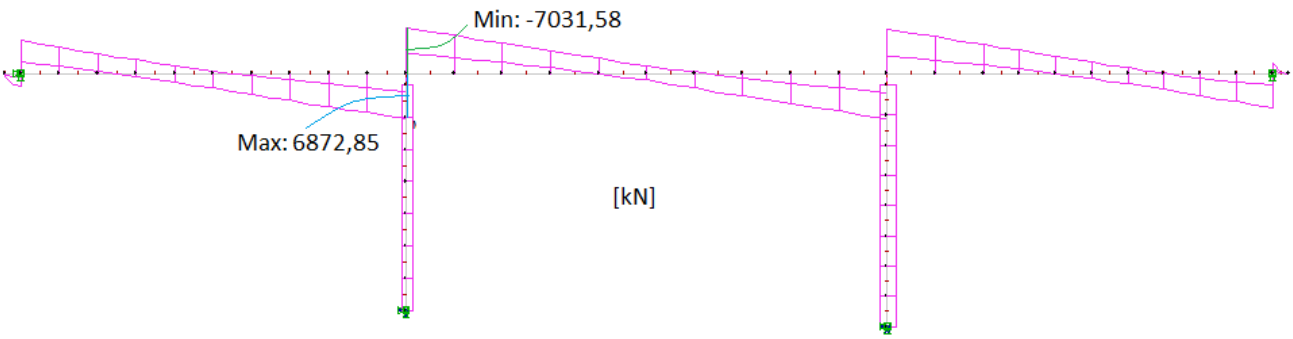
Dimensjonerende diagrammer følger under, og disse er hentet fra analysen som er gjennomført i NovaFrame. Utfyllende informasjon angående de aktuelle diagrammene, og hvilke verdier som er benyttet videre i dimensjoneringen behandles i kapittel 10.3-10.6. Hvilke laster og aktuelle lastfaktorer som inngår i de ulike analysene kommer frem i Tabell 4-10 i kapittel 4.5.3.

10.2.1 ULS, kun tvangsmoment

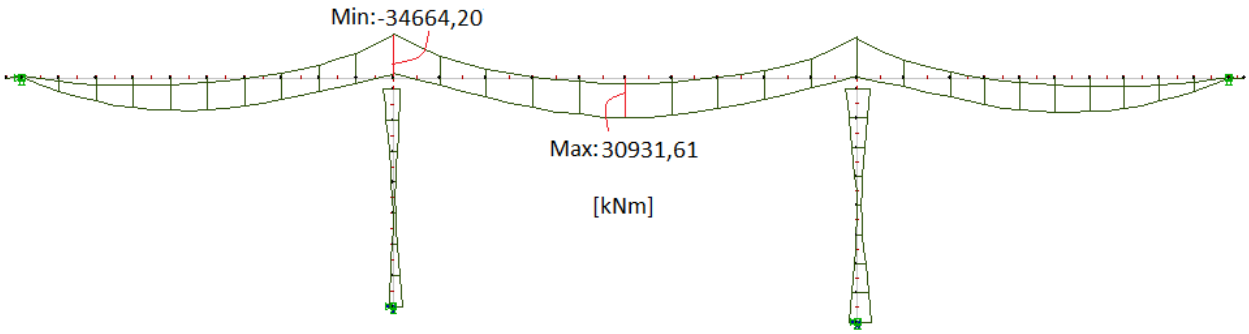
I denne analysen er alle laster medregnet, bortsett fra primærmoment fra forspenningen. Primærmomentet vil motvirke momentet fra ytre belastning, og er uttrykt som P*e. Det henvises til kapittel 7.2 for mer informasjon. Årsaken til at primærmomentet ikke tas med er fordi det er ønskelig å finne maksimalt opptredende moment i brua. Verdiene i Figur 10-5 benyttes videre ved kontroll av bruas momentkapasitet, og dette behandles i kapittel 10.3.



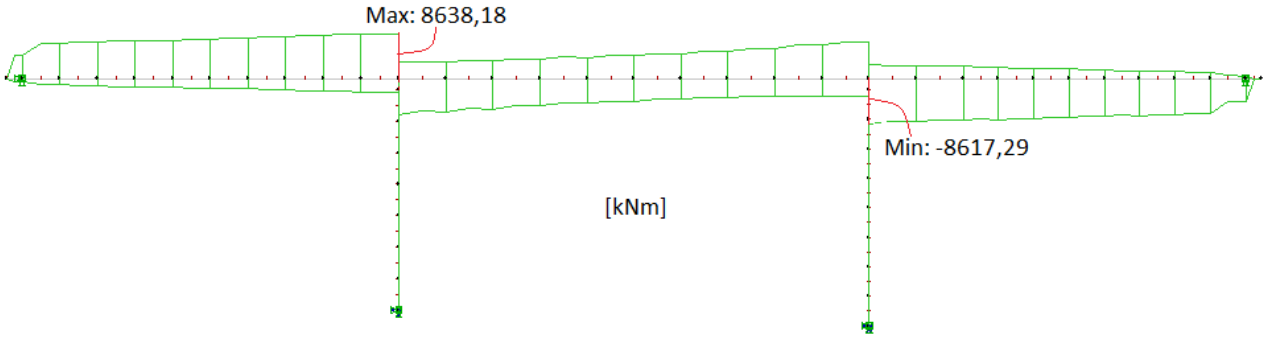
Figur 10-3 Aksialkraftdiagram (N) fra lastkombinasjon *ULS tvang 100 år.*



Figur 10-4 Skjærkraftdiagram (V) fra lastkombinasjon *ULS tvang 100 år.*



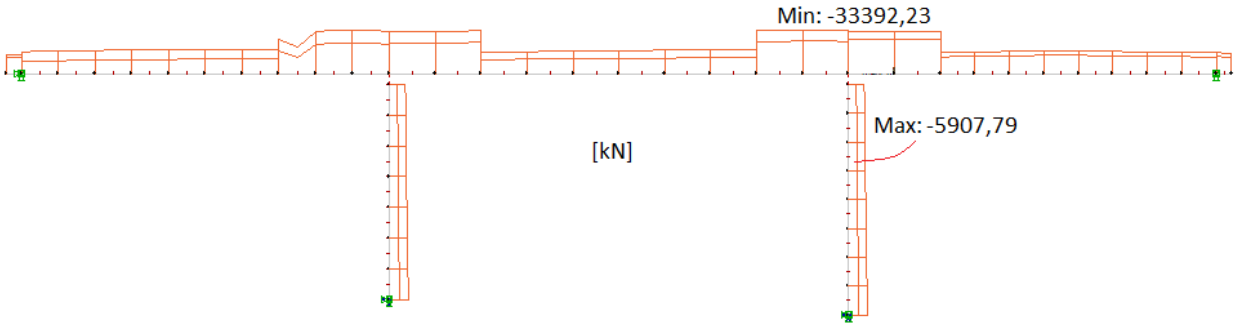
Figur 10-5 Momentdiagram (M) fra lastkombinasjon *ULS tvang 100 år.*



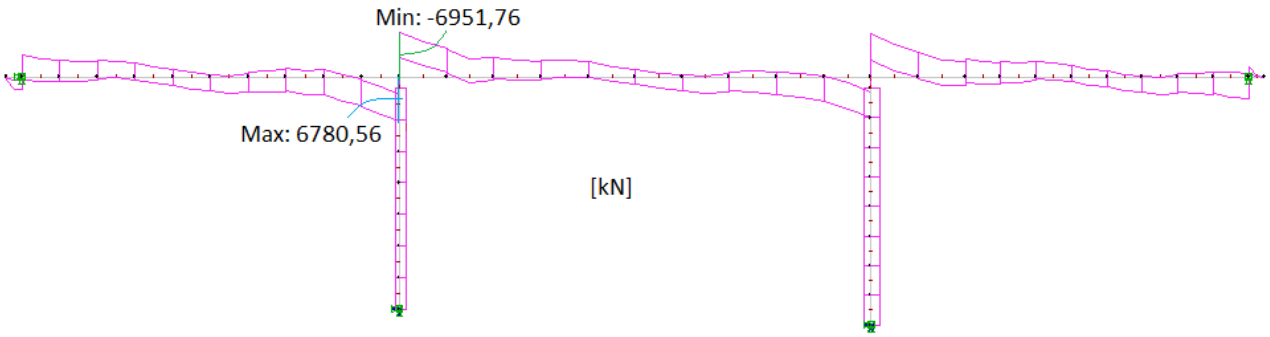
Figur 10-6 Torsjonsmoment (T) fra lastkombinasjon *ULS tvang 100 år.*

10.2.2 ULS, primær- og tvangsmoment

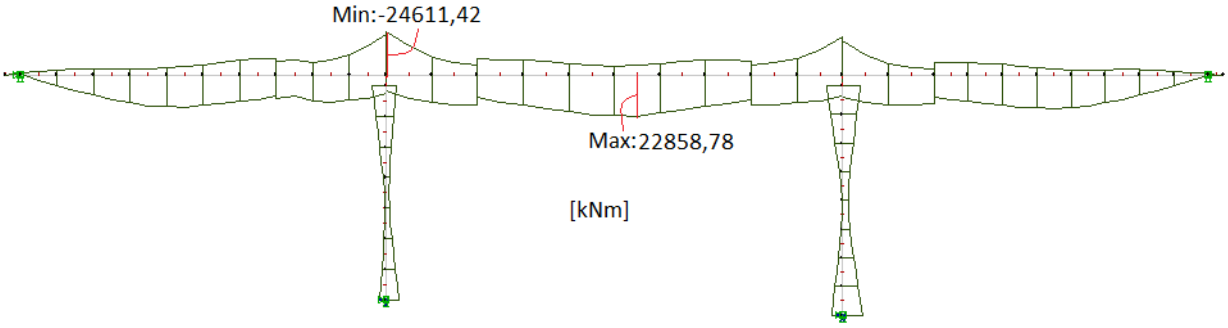
I denne analysen er alle laster medregnet, inkludert primær- og tvangsmoment fra forspenningen. Verdiene i Figur 10-7 til Figur 10-10 benyttes i tverrsnittskontrollene for skjærkraft og torsjonsmoment. Disse kontrollene gjennomføres i kapittel 10.4 og 10.5.



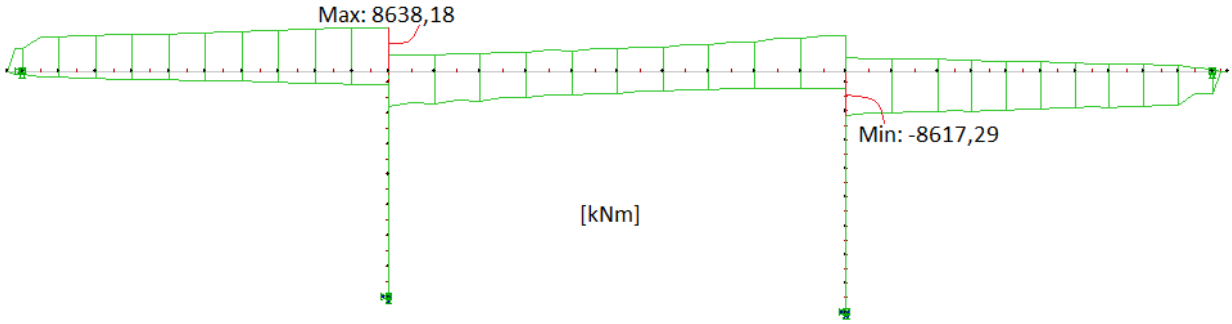
Figur 10-7 Aksialkraftdiagram (N) fra lastkombinasjon *ULS full 100 år.*



Figur 10-8 Skjærkraftdiagram (V) fra lastkombinasjon *ULS full 100 år.*



Figur 10-9 Momentdiagram (M) fra lastkombinasjon *ULS full 100 år.*



Figur 10-10 Torsjonsmoment (T) fra lastkombinasjon *ULS full 100 år.*

10.3 Momentkapasitet

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand er det tatt utgangspunkt i moment-diagrammet i Figur 10-5 i kapittel 10.2.1. Ved beregning av momentkapasiteten er det utført kontroll i tre snitt; over støtte i akse 2, midtsnitt i midtfeltet og felt 3. Fullstendige beregninger finnes i Vedlegg K. Alle beregninger er gjort i henhold til formler i [30].

Det antas en tøyningsgrense, ε_{cu}, på 3,5 ‰ for trykk i betongen i alle tilfeller. Videre er det totale spennkrafttapet beregnet til å være 9,4 %, se Vedlegg J for beregning. Minimum slakkarmering i tverrsnittet er satt til Ø25s150 for både lengde- og tverr-retningen. Mer informasjon angående dette finnes i kapittel 3.2. Videre forutsettes et balansert armert tverrsnitt, hvor faktoren for trykksonehøyden, α_b, er lik:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + (\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0})} = 0{,}642$$

Her er ε'_{po} er gitt som effektiv tøyningsdifferanse. Videre utregninger er gjort i henhold til Del 2 - Kapittel 7 i [12]. Ved kontroll av momentkapasiteten benyttes det opptredende momentet som kun har bidrag fra forspenningens tvangskrefter. Hvis primærkreftene fra spennarmeringen medregnes vil det opptredende momentet bli lavere, fordi spenn-armeringen motvirker det ytre momentet. Verdier av opptredende krefter, for de snittene som kontrolleres, hentes fra NovaFrame.

10.3.1 Kontroll av moment ved opplegg i akse 2

Det opptredende støttemomentet ved akse 2 er M_{Ed} = 34 664,2 kNm, slik som vist i Figur 10-5. Momentet fordeles på tolv spennkabler og minimum slakkarmering i tverrsnittet.

For videre beregning i det aktuelle snittet må tverrsnittets bredde utredes. I henhold til [s. 53, 12] vil tverrsnittet regnes som rektangulært, med en bredde lik stegbredden, b_w, dersom flensen ligger på strekksiden. Dette blir tilfelle over opplegg, og bredden settes derfor lik $b_w = b_{uk}$ = 5 meter. Det antas også en midlere effektiv tverrsnittshøyde for spennarmeringen og slakkarmeringen, d_{mid}. Denne er ved forenklet beregning satt lik 1 156,25 millimeter. Bredden og den effektive tverrsnittshøyden benyttes videre ved beregning av nødvendig spennarmeringsareal. Dette arealet blir:

$$A_{pb} = \left(0{,}8 * \alpha_b * b_{uk} * d_{mid} * \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) - \left(A_{s.min} * \frac{f_{yd}}{f_{pd}}\right) = 40\ 368{,}1\ mm^2$$

Faktisk spennarmeringsareal over støtte er gitt ved:

$$A_{p.tot} = A_p * n_{kabler.s} = 27\,000\ mm^2$$

Siden $A_{p.tot} < A_{pb}$ er tverrsnittet underarmert, og formler for underarmert tverrsnitt må derfor benyttes videre. Dette gir en ny trykksonehøydefaktor, α, på 0,459. Denne benyttes i beregningen av bruas momentkapasitet, som blir:

$$M_{Rd} = 0{,}8 * \alpha * (1 - 0{,}4\alpha) * f_{cd} * b_{uk} * d_{mid}^2 = 51\,063\ kNm$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet er tilstrekkelig over støtte siden $M_{Ed} < M_{Rd}$.

10.3.2 Kontroll av feltmoment i midtfelt

Opptredende feltmoment i midtfelt er $M_{Ed.felt}$ = 30 931,6 kNm, slik som illustrert på Figur 10-5. I dette snittet er det plassert seks spennkabler, med tilhørende minimum slakkarmering i lengde- og tverretning. Ved beregning benyttes tilsvarende prosedyre som i kapittel 10.3.1. Det antas en midlere effektiv tverrsnittshøyde, $d_{mid.f}$, på 1 181,25 millimeter. Nødvendig spennarmeringsareal blir:

$$A_{pb.uk} = \left(0{,}8 * \alpha_b * b_{eff.f} * d_{mid,f} * \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) - \left(A_{s.min} * \frac{f_{yd}}{f_{pd}}\right) = 52\,216{,}5\ mm^2$$

Faktisk spennarmeringsareal i midtfelt er:

$$A_{p.tot.felt} = A_p * n_{kabler.f} = 13\,500\ mm^2$$

Siden $A_{p.tot.felt} < A_{pb.uk}$ er tverrsnittet underarmert, og formler for underarmert tverrsnitt må benyttes ved videre beregning. Dette gir en ny trykksonehøydefaktor, α_f, lik 0,141. I midtfeltet vil flensen påføres trykkspenninger, og det foreligger følgende krav til tykkelsen for flensen [s. 54, 12]:

$$t \leq \lambda\ \alpha_f\ d_{\ mid.f} \quad \rightarrow \quad t \leq 0{,}8 * 0{,}141 * 1\,181{,}25\ mm = 134\ mm$$

Dersom tykkelsen til flensen er mindre enn kravet, vil nøytralaksen og trykksonen befinne seg i flensen. Da kan tverrsnittet regnes som rektangulært, med en bredde lik b_{eff}. [s. 53, 12] I dette tilfellet har flensen en tykkelse på 350 millimeter og kravet tilfredsstilles ikke. Bredden, $b_{eff.f}$, kan dermed settes lik 8,5 meter. Dette gir tverrsnittet følgende moment-kapasitet i midtfeltet:

$$M_{Rd.felt} = 0{,}8 * \alpha_f * \left(1 - 0{,}4\alpha_f\right) * f_{cd} * b_{eff.f} * d_{mid.f}^2 = 32\,261{,}6\ kNm$$

Da $M_{Ed.felt} < M_{Rd.felt}$ er momentkapasiteten til tverrsnittet tilstrekkelig i midtfeltet.

10.3.3 Kontroll av moment i sidefelt 3

Denne kontrollen følger tilsvarende utregninger som ved kontroll av feltmoment i midtfelt i kapittel 10.3.2. I felt 3 er det opptredende momentet lik $M_{Ed.felt3}$ = 27 061,3 kNm, og denne verdien er hentet fra element 526 i NovaFrame. Momentdiagrammet i NovaFrame er tilsvarende Figur 10-5.

Den midlere effektive tverrsnittshøyden er lik som for midtfelt, og denne settes lik 1 181,25 millimeter. Bredden settes lik $b_{eff.f}$ = 8,5 meter. I det aktuelle snittet vil tverrsnittet være underarmert og trykksonehøydefaktoren settes lik 0,141. Momentkapasiteten i felt 3 blir:

$$M_{Rd.felt3} = 0{,}8 * \alpha_f * \left(1 - 0{,}4\alpha_f\right) * f_{cd} * b_{eff.f} * d_{mid.f}^2 = 32\ 261{,}6\ kNm$$

Siden $M_{Ed.felt} < M_{Rd.felt}$, er momentkapasiteten til tverrsnittet tilstrekkelig i felt 3.

Momentkapasiteten til brua er tilstrekkelig i alle aktuelle snitt, og antagelsen om antall kabler og kabelføring er foreløpig OK.

10.4 Skjærkraftkapasitet

Det tas utgangspunkt i diagrammene som er illustrert i kapittel 10.2.2 ved kontroll av skjærkraftkapasiteten til brua. Diagrammene, samt dimensjonerende verdier, er hentet fra NovaFrame. Ved beregning av skjærkraftkapasiteten er det utført kontroll i ulike snitt. Aktuelle snitt avgjøres etter hvilken type skjærkraftkontroll som gjennomføres. Fullstendige beregninger finnes i Vedlegg K.

10.4.1 Kontroll av skjærstrekkapasitet

Tverrsnittets skjærstrekkapasitet kontrolleres i henhold til EK2-1-1: 6.2.2 og NA.6.2.2. Dimensjonerende skjærkrefter opptrer i ULS-tilfellet med full forspenning, og skjærkraft-diagrammet illustreres i Figur 10-8. Snittet med størst skjærpåkjenning finnes ved søylen i akse 2, i element 511. Opptredende kraft er V_{Ed} = 6 951,7 kN.

Ved kontroll av skjærstrekkapasiteten benyttes en redusert skjærkraft, $V_{Ed.red}$. Denne finnes i avstand d = 1,156 meter, fra opplegget. I NovaFrame kan det leses ut verdier i hver ende av et element, samt i midten av elementet. For å få en nøyaktig redusert skjærkraft benyttes lineær interpolasjon. Dette vises i Vedlegg K, og kraften gjengis her:

$$V_{Ed,red} = 5\,834{,}71\ kN$$

Det antas at tverrsnittet forblir uopprisset, og det undersøkes om tverrsnittet har beregningsmessig behov for skjærarmering. Skjærstrekkapasiteten beregnes etter formel (6.2.a) i EK2-1-1: 6.2.2(1). Kapasiteten blir:

$$V_{Rd,c} = \max\left(\left[C_{Rd.c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{\frac{1}{3}}\right] + k_1 \sigma_{cp}\ ;\ \left[0{,}035\, k^{\frac{3}{2}}\, f_{ck}{}^{\frac{1}{2}} + k_1\, \sigma_{cp}\right]\right) * b_w * d_{mid}$$

$$V_{Rd,c} = 6\,302{,}63\ kN$$

Da $V_{Ed,red} < V_{Rd,c}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. Minimum skjær-armering i tverrsnittet kan derfor anses som tilstrekkelig. Denne er beregnet i henhold til EK2-1-1: NA.9.2.2(5), og utregninger finnes i Vedlegg B.

10.4.2 Kontroll av skjærtrykkapasitet

Ved kontroll av skjærtrykkapasiteten til tverrsnittet benyttes formel (6.14) fra EK2-1-1: 6.2.3. Denne formelen er avhengig av vinkelen, θ, mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften. I henhold til EK2-1-1: 6.2.3(2) skal cot(θ) ha en verdi mellom 1 og 2,5. HB185 pkt. 5.3.4.2.6 overstyrer dette kravet, og gir cot(θ) en maksimal verdi på 2 ved dimensjonering av bruer. For å få den laveste skjærtrykk-kapasiteten settes derfor cot(θ) lik 2. Vinkelen, θ, blir da som følger:

$$\cot\theta = \frac{1}{\tan\theta} = 2$$

$$\tan\theta = \frac{1}{2} \rightarrow \theta = 26{,}56°$$

Denne vinkelen benyttes ved beregning av skjærtrykkapasiteten, som blir:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \upsilon_1 * f_{cd} * \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} = 38\,050{,}77\ kN$$

Siden $V_{Rd,max}$ >> $V_{Ed,red}$, er bruas skjærtrykkapasitet tilstrekkelig.

10.4.3 Kontroll av skjærkrefter mellom steg og flens

Det gjennomføres en kontroll som tar hensyn til de langsgående skjærspenningene mellom steg og flens i brutverrsnittet. Denne kontrollen gjennomføres i henhold til EK2-1-1: 6.2.4, og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg K.

Kontrollen utføres for en av de to flensene. Snittene som kontrolleres er midtsnitt i midtfelt og over støtte i akse 2. Opptredende skjærspenning beregnes etter følgende formel fra EK2-1-1: 6.2.4(3):

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x}$$

Her representerer Δx halve avstanden mellom punktet hvor momentet er null og punktet hvor momentet når sin maksimale verdi. ΔF_d representerer endringen i normalkraft i flensen over lengden Δx. Flensens tykkelse er gitt som h_f.

Kapasitet over støtte i akse 2

Momentets maksimale verdi befinner seg over støtte i akse 2, og ligger i designpunkt 0, i element 511 i NovaFrame. Videre ligger momentets nullpunkt mellom designpunkt 0 og 0,5 i element 514. I NovaFrame kan snittkrefter kun leses av i designpunktene, og derfor antas det at nullpunktet ligger i designpunkt 0, i element 514. Hvert element, i midtfeltet, har en lengde på 3 meter. Dette medfører at nullpunktet ligger i en avstand på 9 meter fra akse 2. Siden Δx_s representerer halve lengden mellom nullpunkt og maksimal verdi av momentet, blir lengden som undersøkes 4,5 meter. 4,5 meter tilsvarer designpunkt 0,5 i element 512. Her leses $M_{\Delta x.s}$ av. Endringen i normalkraft blir:

$$\Delta F_{d.s} = \frac{M_{maks} * A_{flens1}}{z * A_{total\ flens}} - \frac{M_{\Delta x.s} * A_{flens1}}{z * A_{total\ flens}} = 3\ 854{,}43\ kN$$

Her blir det effektive arealet til flensen som kontrolleres representert med A_{flens1}, og videre er flensens totale effektive areal gitt som $A_{totalflens}$. I denne beregningen benyttes også en forenklet verdi av z lik $d_{mid}(1\text{-}0{,}4\alpha)$. Skjærspenningen over støtte blir:

$$v_{Ed.s} = \frac{\Delta \mathrm{F_d}}{h_f * \Delta x} = 2{,}447\ MPa$$

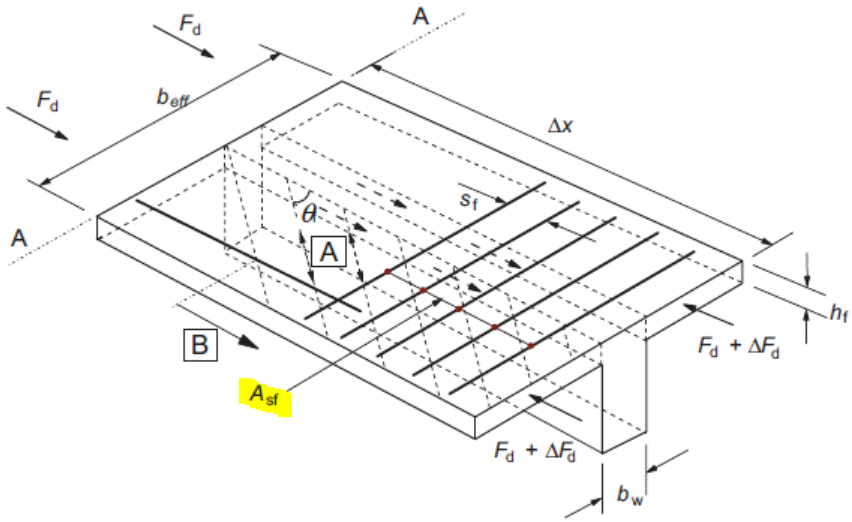
Kapasiteten beregnes etter formel (6.22) i EK2-1-1: 6.2.4(4). Siden flensen er i strekk over støtte, benyttes en vinkel, $\theta_{f.s}$, på 38,6°. Kapasiteten blir dermed:

$$v_{Rd.s} = \nu f_{cd} \sin\theta_{f.s} \cos\theta_{f.s} = 6{,}117\ MPa$$

Da $v_{Ed.s} < v_{Rd.s}$ er kapasiteten mot trykkbrudd tilstrekkelig. Videre kontrolleres behovet for ekstra armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens. I henhold til EK2-1-1: 6.2.4(6) er det ikke behov for ekstra armering dersom $v_{Ed} \leq k*f_{ctd}$.

$$k * f_{ctd} = 0{,}4 * 1{,}53 = 0{,}612\ MPa$$

Dette kravet tilfredsstilles ikke, og det er dermed behov for ekstra armering over støtte. Nødvendig armering er beregnet i Vedlegg K, og det legges inn armering med Ø20s150 mm i lengderetningen. Denne armeringen, A_{sf}, blir plassert slik som illustrert i Figur 6.7 fra EK2-1-1: 6.2.4(3). Figuren gjengis her som Figur 10-11.



Figur 10-11 Betegnelser for beregning av skjærkrefter mellom steg og flens [7].

<u>Kapasitet i midtfelt</u>

I midtfelt ligger maksimalverdien til momentet midt i element 516. Nullpunktet antas å ligge i designpunkt 0 i element 514. Siden hvert element har en lengde på 3 meter, blir avstanden mellom punktene på 7,5 meter. Videre representerer Δx_f halve avstanden mellom maksimalverdien og nullpunktet, og denne blir dermed 3,75 meter. Siden det ikke eksisterer designpunkt i denne avstanden fra element 516, benyttes moment-verdien i designpunkt 1 i element 514. Momentet i dette punktet vil være mindre enn momentet i Δx_f = 3,75 meter. Det vil si at endringen av normalkraften i flensen, $\Delta F_{d,f}$, vil bli større, og denne betraktning regnes som konservativ. Endringen i normalkraft blir:

$$\Delta F_{d.f} = \frac{M_{maks} * A_{flens1}}{z * A_{total\ flens}} - \frac{M_{\Delta x.s} * A_{flens1}}{z * A_{total\ flens}} = 555{,}58\ kN$$

Skjærspenningen i felt blir:

$$v_{Ed.f} = \frac{\Delta \mathrm{F_d}}{h_f * \Delta x} = 0{,}423\ MPa$$

Kapasiteten beregnes etter formel (6.22) i EK2-1-1: 6.2.4(4). Siden flensen er i trykk, benyttes en vinkel, $\theta_{f.f}$, på 26,5°. Kapasiteten blir som følger:

$$v_{Rd.f} = \nu f_{cd} \sin\theta_{f.f} \cos\theta_{f.f} = 5{,}01\ MPa$$

Kapasiteten mot trykkbrudd er tilstrekkelig siden $v_{Ed.f} << v_{Rd.f}$. I felt er det ikke behov for ekstra armering for å ta opp skjærkreftene mellom steg og flens, da kravet i EK2-1-1: 6.2.4(6) er oppfylt.

10.4.4 Skjærkrefter mellom betong støpt på ulike tidspunkt

Det utføres en kontroll for skjærkrefter i støpeskjøtene på brua. Støpeskjøtene kontrolleres etter EK2-1-1: 6.2.5 og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg K. De største skjær-kreftene som oppstår i støpeskjøtene opptrer i skjøten i midtfeltet. Støpeskjøten ligger 6 meter til høyre for akse 2, og de største skjærkreftene hentes ut fra designpunkt 0 i element 513. Opptredende skjærkraft er:

$$V_{Ed,støpeskjøt} = 3\ 104{,}59\ kN$$

I henhold til formel (6.23) i EK2-1-1: 6.2.5(1) blir opptredende skjærspenningen i støpeskjøten:

$$v_{Ed,i} = \frac{\beta V_{Ed,støpeskjøt}}{zb_i} = 0{,}342\ MPa$$

Her blir støpeskjøtens bredde representert som b_i. For å finne kapasiteten til støpe-skjøten er det nødvendig å finne normalspenningene som oppstår i skjøten. Minste utvendige aksialkraft finnes i element 513, designpunkt 0. Denne blir:

$$N_{Ed,støpeskjøt} = -10\ 427{,}54\ kN$$

Aksialkraften benyttes videre for å beregne normalspenningen, σ_n. Kapasiteten beregnes etter formel (6.25) i EK2-1-1: 6.2.5(1). Det antas at støpeskjøten har en ru overflate med minst 3 millimeter ujevnheter, og en senteravstand på 40 millimeter. Kapasiteten blir:

$$v_{Rd,i} = \min[cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)\ ; 0{,}5\nu f_{cd}] = 3{,}677\ MPa$$

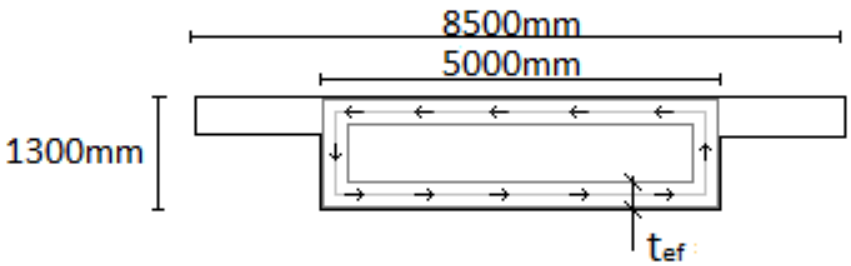
Siden $v_{Ed,i} << v_{Rd,i}$ er skjærkapasiteten i støpeskjøten tilstrekkelig.

10.5 Torsjonskapasitet

Ved beregning av torsjonskapasiteten til tverrsnittet utføres det en bruddgrensekontroll ved opplegg i akse 2. Det opptredende torsjonsmomentet vil her ha sin maksimale verdi, T_{Ed} = 8 638,18 kNm, illustrert på Figur 10-10. Kontrollen av tverrsnittet gjennomføres i henhold til EK2-1-1:6.3.2, og fullstendige utregninger finnes i Vedlegg K.

Etter EK2-1-1: 6.3.1(3): "Torsjonskapasiteten for et tverrsnitt kan beregnes på grunnlag av et tynnvegget lukket hulltverrsnitt der likevekten oppfylles ved en lukket skjærstrøm. Massive tverrsnitt kan modelleres ved hjelp av et likeverdig tynnvegget hulltverrsnitt. Komplekse former, f.eks. T-tverrsnitt, kan deles inn i en rekke deltverrsnitt som hver modelleres som et tilsvarende tynnvegget hulltverrsnitt, og den totale torsjons-kapasiteten kan beregnes som summen av de enkelte konstruksjonsdelenes kapasitet".

Effektivt torsjonsareal antas i dette tilfellet til å være et massivt tverrsnitt, bestående av steget og den totale høyden til brua. De utstikkende flensene er ikke tatt med i beregningene, da disse ikke vil gi stort bidrag til torsjonskapasiteten. Antagelsen er i overensstemmelse med tidligere forutsetninger for torsjon i tverrsnittet fra kapittel 6.2.1. Det antas et torsjonsforløp som illustrert på Figur 10-12.



Figur 10-12 Torsjonsforløp i brutverrsnittet.

Kapasiteten til tverrsnittet kontrolleres for trykkbrudd. Trykkbrudd kan forekomme for konstruksjonsdeler som er utsatt for torsjon og skjærkraft, og kapasiteten begrenses av betongtykkstavens kapasitet. Følgende krav fra 6.3.2(4) i [7] må oppfylles:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.red}}{V_{Rd.max}} = 0{,}561 \ \leq 1$$

I dette tilfellet er kravet oppfylt. Ut fra dette konkluderes det med at trykkbrudd-kapasiteten for tverrsnittet er tilstrekkelig.

Videre undersøkes kapasiteten for strekkbrudd, også kalt riss-torsjonsmoment. I dette tilfellet vil kapasiteten, $T_{Rd.c}$ = 5 550,5 kNm, være mindre enn det opptrendene torsjons-momentet. Det vil dermed være beregningsmessig behov for torsjonsarmering.

Torsjonskrefter kan tas av både lengdearmering og bøylearmering. Ved maksimalt opptredende torsjonsmoment påkjennes tverrsnittet også av et bøyemoment, i lengde-retningen, ved opplegg. Dette bøyemomentet tas av strekkarmeringen på oversiden av tverrsnittet. Spennarmeringen vil i dette tilfellet ta hele bøyemomentet alene, og all slakkarmeringen i overkant kan benyttes til å ta krefter som skyldes torsjon. Det er tidligere plassert en minimumsarmering i overkant og underkant av tverrsnittet, med Ø25s150. Videre følger en beregning av nødvendig torsjonsarmering, $A_{sl.tot}$:

$$A_{sl.tot} = \left(\frac{T_{Ed}}{s * A_k}\right) * \cot(\theta) * \frac{u_k}{f_{yd}} = 59\,549{,}5mm^2$$

Antall armeringsstenger i lengderetningen, som plasseres innenfor det effektive torsjonsarealet, blir:

$$n_{tot.slakk} = \frac{A_{sl.tot}}{\pi * \left(\frac{Ø}{2}\right)^2} = 121{,}31 \ \rightarrow 122\ stk$$

Armeringsmengden i tverrsnittet må økes på grunn av et stort torsjonsmoment. For å oppnå tilstrekkelig kapasitet må den opprinnelige senteravstanden til lengdearmeringen på 150 millimeter reduseres. Lengdearmeringen plasseres derfor med en senteravstand på 100 millimeter i hele det tynnveggede hulltverrsnittet. Dette resulterer i en total lengdearmering på 122Ø25s100. I de utstikkende flensene vil lengdearmeringen fortsatt ha senteravstand lik 150 millimeter.

Det er også behov for bøyler for å ta det opptredende torsjonsmomentet. Ved beregning av bøyler antas det en diameter på 20 millimeter. Senteravstand mellom bøylene i lengderetningen blir:

$$\frac{A_{sw.1}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k * f_{ywd}} * \tan(\theta) = 1{,}412\,\frac{mm^2}{mm}$$

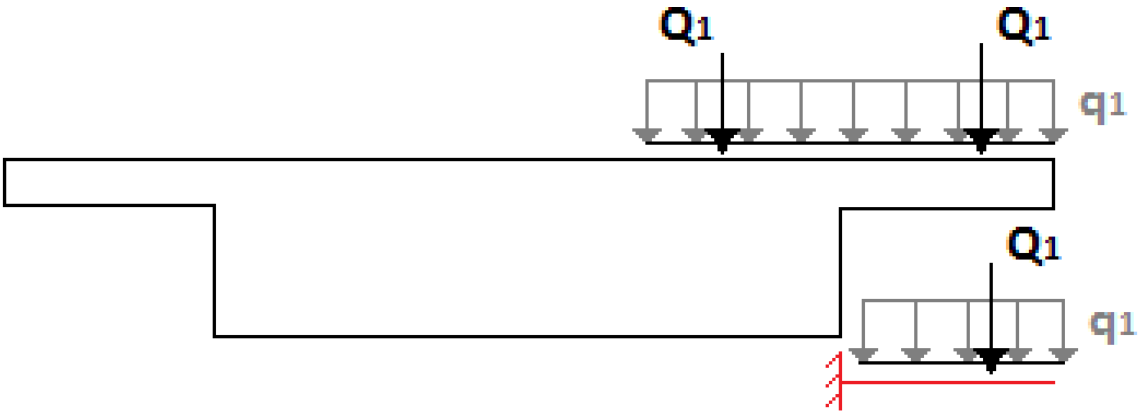
$$s \leq \frac{A_{sw}}{\frac{A_{sw.1}}{s}} = 222{,}8mm$$

Senteravstanden mellom bøylene kan begrenses av ulike krav i EK2-1-1, men ingen av disse vil bli dimensjonerende. Det benyttes derfor bøyler Ø20s200 som torsjons-armering. Denne armeringen vil erstatte minimum skjærarmering som er lagt inn tidligere.

10.6 Kapasitet i tverretningen

Det gjennomføres en enkel kontroll av tverrarmeringen i tverrsnittet. Tverrarmeringen kontrolleres for moment og skjærkraft, som følge av trafikk- og egenlast. Fullstendig beregning finnes i Vedlegg K. Antatt slakkarmering i tverretningen er Ø25s150.

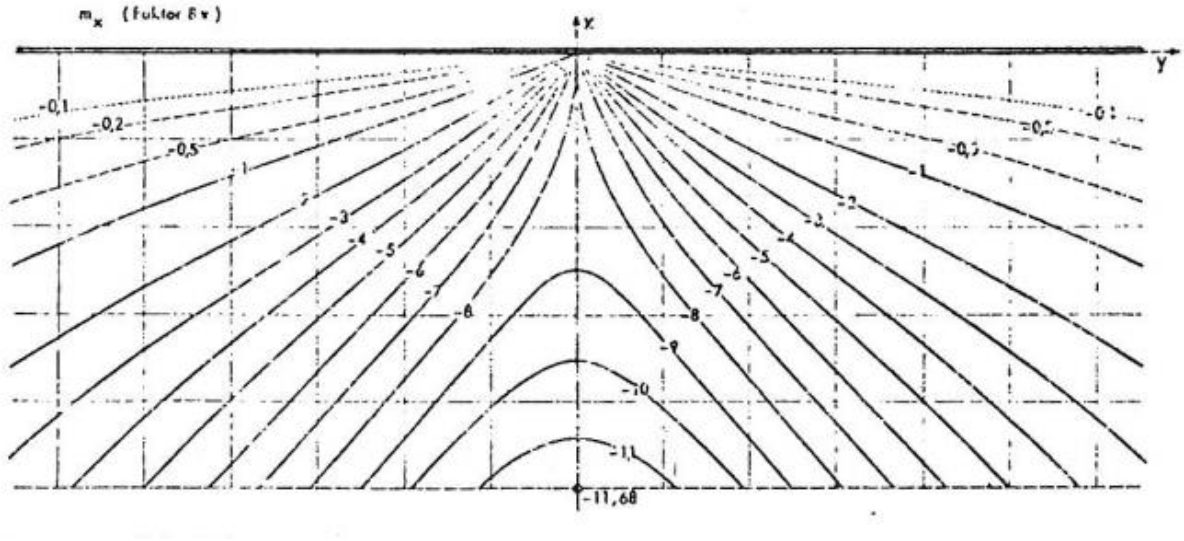
Ved beregning kan flensen ses på som en utkrager, som er fast innspent i steget. Det statiske systemet er illustrert på Figur 10-13. Figur 10-13 viser de påførte trafikklastene ved LM1, i teoretisk kjørebane nummer 1. Som tidligere beskrevet består LM1 av en jevnt fordelt last, q_1, og to akslingslaster i lengderetning, Q. LM2 består kun av én akslingslast, Q_2. Akslingslasten i LM1 og LM2 vil i tverretningen kunne representeres ved to punktlaster. I Figur 10-13 er punktlastene, Q_1, fra LM1 påført, og hver av disse representerer trykkraften under ett dekk. Avstanden mellom disse punktlastene i tverr-retningen er 2 meter. Derfor vil kun den ene gi bidrag for det statiske systemet til flensen. Dette er vist på Figur 10-13.



Figur 10-13 Statisk system for flensen, påført trafikklast LM1.

Det antas en bredde på 1 meter ved videre beregning av utkrageren. Moment- og skjærkapasiteten for utkrageren finnes ved enkle betongformler i [31] og [7]. Opptredende krefter ved innspenning, fra egenvekt og jevnt fordelt trafikklast, finnes ved mekanikkberegninger [31].

Ved beregning av opptredende moment som følge av punktlasten, Q_i, må Figur 10-14 benyttes [32]. Figur 10-14 viser et diagram som illustrerer hvordan plassering av en vilkårlig punktlast påvirker momentet ved innspenningen. Det er gitt i Figur 4.2a i EK1-2 at plasseringen av punktlasten i LM1 skal være 0,5 meter fra ytterkanten av den teoretiske kjørebanen. Kontaktflaten til dekket i LM1 er 0,4x0,4 m^2. Ved LM2 er kontaktflaten 0,35x0,6 m^2, og lasten skal plasseres helt i ytterkant av den teoretiske kjørebanen. Videre må kontaktflaten av dekket projiseres ned til midten av betongdekket i flensen. Dette arealet benyttes til å lese av en middelverdi av faktor μ_i fra Figur 10-14. I LM1 er faktoren μ_1 = 10 og i LM2 er faktoren μ_2 = 10,5.



Figur 10-14 Influensfelt for moment ved innspenning. Hentet fra [32].

Videre benyttes følgende ligning for utregning av moment på grunn av punktlast:

$$M_{Ed,Q} = \frac{Q_i}{8 * \pi} * \mu_i * \gamma_{tr}$$

Ved beregning av opptredende moment kommer det frem at LM2 gir den dimensjonerende kraftvirkningen på flensen. Videre ved beregning benyttes derfor momentet på grunn av LM2.

Det totale opptredende momentet og momentkapasiteten ved innspenningen blir:

$$M_{Ed.tverr} = 126{,}2\ kNm$$
$$M_{Rd.tverr} = 530{,}9\ kNm$$

Siden $M_{Ed.tverr} < M_{Rd.tverr}$ er kapasiteten i tverrsnittet tilstrekkelig, og det er ikke nødvendig med ekstra tverrarmering.

Ved beregning av opptredende skjærkraft ved innspenning, på grunn av punktlast, må Diagram 4.1 i [33] benyttes. Det projiserte arealet av kontaktflaten til dekket, samt avstanden fra innspenningen til kontaktflaten, brukes for å finne faktoren k_v. k_v kan leses av diagrammet, og resultatet for LM1 og LM2 blir henholdsvis lik 0,28 og 0,25. Følgende ligning benyttes for å beregne skjærkraft fra punktlasten:

$$V_{Qi} = k_{vi} * \frac{Q_i}{t_y}$$

Her er t_y lengden av det projiserte arealet i bruas lengderetning.

Ved kontroll av opptredende skjærkrefter vil LM2 gi den dimensjonerende last-virkningen. Denne verdien benyttes derfor ved videre beregning. Den totale opptredende skjærkraften og skjærkapasiteten blir:

$$V_{Ed.tverr} = 143{,}9\ kN$$
$$V_{Rd.tverr} = 230{,}5\ kN$$

Siden $V_{Ed.tverr} < V_{Rd.tverr}$ er skjærkapasiteten til flensen tilstrekkelig, og det er ikke behov for ekstra skjærarmering utover minimumskravet.

10.7 Oppsummering av bruddgrensetilstand

Opptredende krefter i bruddgrensetilstand er kontrollert opp mot krav i EK2-1-1: kapittel 6. Armeringen er kontrollert i henhold til EK2-1-1: kapittel 9.

Tabell 10-2 viser en oppsummering av dimensjonerende lastvirkninger og kapasitet, i felt og over støtte. I tillegg er også tverrsnittets utnyttelsesgrad, for de aktuelle snittene, illustrert.

Tabell 10-2 Oppsummering av utnyttelsesgrad i ULS.

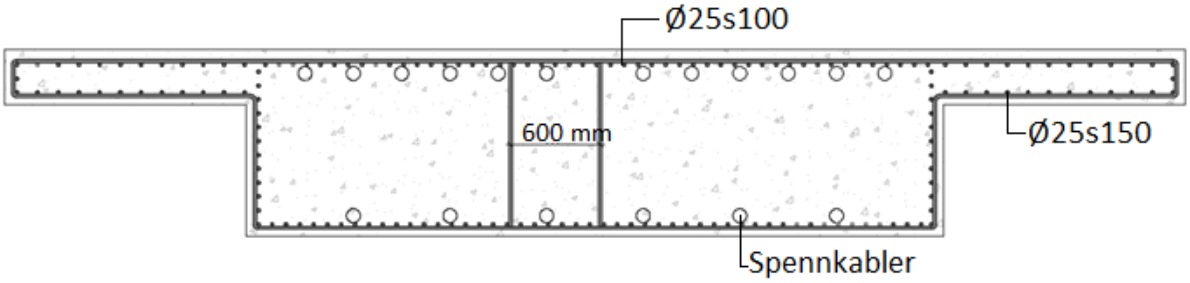
		Opptredende	Kapasitet	Utnyttelse i %
Moment (kNm)	Støttemoment	34 664,2	51 063,0	68 %
	Feltmoment (midtfelt)	30 931,6	32 261,6	96 %
	Feltmoment (endefelt)	27 061,3	32 261,6	84 %
Skjærkraft	Skjærstrekk u/behov for skjærarmering (kN)	5 834,7	6 302,6	93 %
	Skjærtrykk (kN)	6 951,8	38 050,8	18 %
	Mellom steg og flens over støtte (MPa)	2,45	6,12	40 %
	Skjær mellom steg og flens i felt (MPa)	0,423	5,01	8 %
	Støpeskjøt (MPa)	0,342	3,68	9 %
Torsjon (kNm)	Trykkbrudd	8 638,2	21 182,1	41 %
	Interaksjon mellom torsjon og skjær	0,561	1,0	56 %
	Riss-torsjonsmoment	8 638,2	5 550,5	156 %
Tverretningen	Tverrmoment (kNm)	126,2	530,9	24 %
	Tverrskjær (kN)	143,9	230,5	62 %

Bruas hovedbæring består av spennarmering og betongens trykksone, og disse vil være avgjørende for bruas kapasitet. Som det kommer frem av Tabell 10-2 har tverrsnittet tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstanden. For alle lastvirkninger, bortsett fra risstorsjonsmoment, er minimum slakkarmering tilstrekkelig. På grunn av risstorsjons-momentet er det nødvendig med ekstra armering, i form av både bøyler og lengdearmering. Nødvendig slakkarmering i tverrsnittet er vist i Tabell 10-3.

Tabell 10-3 Oversikt over slakkarmeringsbehov i brua.

Slakkarmering og senteravstander			
	Antall	Diameter	Senteravstand
Total lengdearmering i steget	122	Ø25	100 mm
Lengdearmering i flens		Ø25	150 mm
Tverrarmering underkant		Ø25	150 mm
Tverrarmering overkant		Ø25	150 mm
Skjærarmering i lengderetningen		Ø20	200 mm
Skjærarmering i tverretningen		Ø20	600 mm
Ekstra skjærarmering i flens over støtte		Ø20	150 mm

Figur 10-15 viser en enkel illustrasjon av tverrsnittets slakk- og spennarmering. Tegningen er ikke i målestokk, og skisserer armeringens plassering.



Figur 10-15 Armert brutverrsnitt.

11 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden (SLS) kontrolleres opp mot kapittel 7 i EK2-1-1. I denne grensetilstanden påvises det at konstruksjonen tilfredsstiller krav til bestandighet, bruk og formål gjennom hele sin brukstid. For etteroppspent betong med injiserte utsparingsrør, slik som i dette tilfellet, kan spennbetongtverrsnittet beregnes som et vanlig armert tverrsnitt. [12] I henhold til EK2-1-1 kapittel 7 gis følgende begrensninger ved beregning i bruksgrensetilstanden:

- Opptredende spenninger
- Rissvidde
- Nedbøyning

11.1 Bakgrunnsteori

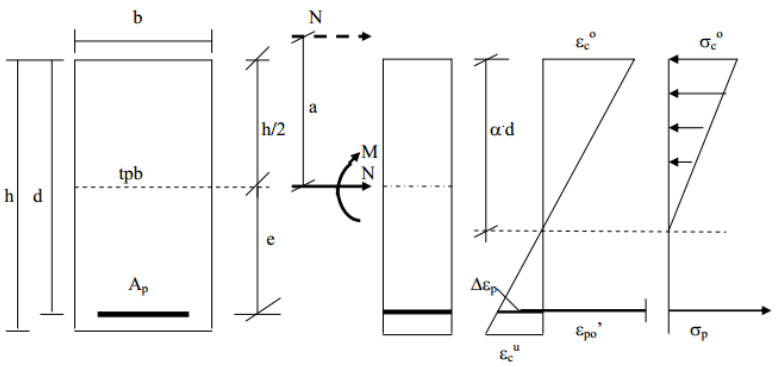
11.1.1 Stadium I og Stadium II

I bruksgrensetilstand kan betongtverrsnitt kan ha to ulike tilstander:

- Stadium I Uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper
- Stadium II Opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

Ved Stadium I vil tverrsnittet være uopprisset, og hele tverrsnittshøyden vil bidra til stivheten til tverrsnittet. Betongen vil ha både trykk- og strekk-kapasitet.

Ved Stadium II antas det at tverrsnittet risser i strekksonen. Figur 11-1 viser et opprisset tverrsnitt som er påkjent av moment og aksialkraft. Som illustrert på Figur 11-1, vil betongen i strekksonen ikke ha strekkfasthet, og den vil være spenningsløs. Dette medfører at det kun er betongen i trykksonehøyden og armeringen som gir bidrag til stivheten, og på grunn av dette vil stivheten til tverrsnittet minke.



Figur 11-1 Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II [30].

11.1.2 Spenningsbegrensninger

For å unngå at det oppstår mikroriss, store krypdeformasjoner eller riss i bruas lengderetning må trykkspenningene i betongen begrenses. Gjeldende krav til spenningsbegrensninger finnes i EK2-1-1: 7.2.

Dersom spenningsnivået for karakteristisk lastkombinasjon overstiger kritisk verdi, kan det oppstå riss i bruas lengderetning. Disse rissene kan redusere bestandigheten til brua. I henhold til EK2-1-1: 7.2(2) bør trykkspenningene i betongen begrenses til en verdi gitt av $k_1 f_{ck}$. Kravet gjelder i de områdene av brua som er plassert i eksponeringsklassene XD, XF, XS. Brua i denne oppgaven har eksponeringsklasse XD og XC, og spenningene må derfor være under kravet. I henhold til EK2-1-1: NA.7.2(2) settes k_1 = 0,6 og kravet til spenning under karakteristisk lastkombinasjon blir som følger:

$$\sigma_{c,kar} \leq 0{,}6\, f_{ck}$$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon kan det i følge EK2-1-1: 7.2(3) antas en lineær kryptøyning i betongen dersom spenningene ikke overstiger $k_2 f_{ck}$. Dersom spenningene overstiger denne verdien, må det antas ikke-lineær kryptøyning i betongen i henhold til EK2-1-1: 3.1.4(4). Nasjonalt tillegg angir den anbefalte verdien for k_2, og kravet for spenning under tilnærmet permanente laster blir gitt som:

$$\sigma_{c,perm} \leq 0{,}45\, f_{ck}$$

I slakkarmeringen bør spenningene begrenses, siden opptredende strekkspenninger kan føre til opprissing og deformasjon i betongen. For å unngå at dette skjer må spenningene i slakkarmeringen ikke overstige kravene gitt i EK2-1-1: 7.2(5). For karakteristisk lastkombinasjon gjelder kravet, $k_3 f_{yk}$, hvor k_3 er gitt som 0,8 i NA i EK2-1-1. Kravet blir:

$$\sigma_{s,arm} \leq 0{,}8\, f_{yk}$$

I samme punkt er det videre gitt at dersom spenningene oppstår på grunn av en påført deformasjon, skal strekkspenningene ikke overstige $k_4 f_{yk}$. I Nasjonalt tillegg settes faktoren k_4 lik 1. Det vil si at kravet blir:

$$\sigma_{s,\text{påført deformasjon}} \leq f_{yk}$$

Gjennomsnittsspenningene i spennkablene i brua skal ikke overskride $k_5 f_{pk}$. Her er k_5 gitt som 0,75 fra EK2-1-1: NA.7.2(5), og kravet blir:

$$\sigma_{p,midd,spennarm} \leq 0{,}75\, f_{pk}$$

11.1.3 Rissviddebegrensninger

For at ikke konstruksjonens funksjon, utseende eller bestandighet skal reduseres, må opprissing i betongen begrenses. Opprissing er vanlig i armerte betongkonstruksjoner som utsettes for virkninger som bøying, skjær, torsjon eller strekk [7]. *NS-EN 1992-2: 2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2:* Bruer, heretter kalt EK2-2, spesifiserer at verdier i EK2-1-1, kapittel 7, kan benyttes. EK2-1-1: NA.7.3.1 og Tabell NA.7.1N angir rissviddebegrensninger i form av maksimal tillatt rissvidde, w_{max}. Rissvidden er avhengig av eksponeringsklassen til konstruksjonen og armeringstypen. Med armeringstype menes slakk- eller spennarmering.

Tabell NA.7.1N i [7] gjengis her som Tabell 11-1. Faktoren k_c tar hensyn til virkningen av større overdekningskrav enn bestandighetskrav, og er i EK2-1-1: NA.7.3.1(5) bestemt som:

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

Tabell 11-1 Grenseverdier for rissvidde [7].

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

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

[2] Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dev} inn i trykksonen.

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

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

11.1.4 Nedbøyningsbegrensninger

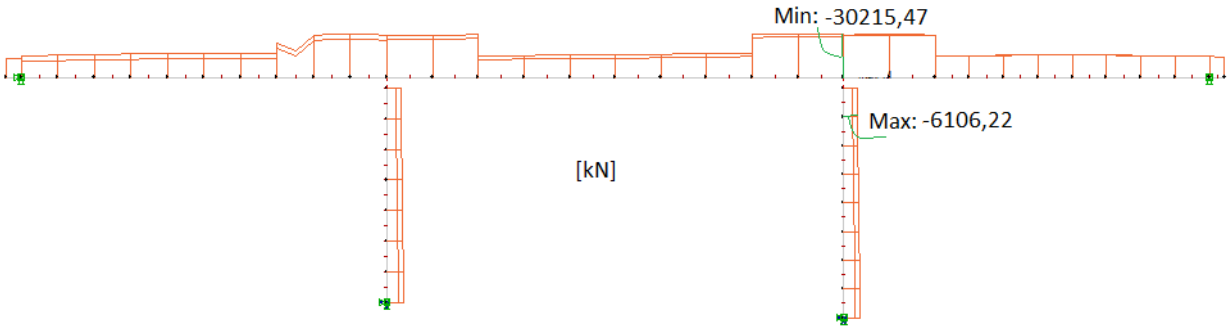
I en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal det ikke oppstå store deformasjoner slik at funksjon eller utseende påvirkes på en ugunstig måte [7]. I EK2-1-1: 7.4 er det derfor gitt begrensninger som skal ta hensyn til dette.

For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er deformasjonsbegrensningen satt til L/250, hvor L er lengden av det betraktede spennet. HB185, punkt 5.1.2.1, gir et nedbøyningskrav for vegbruer på L/350. I samme avsnitt gir HB185 også et krav om lokale nedbøyningsforskjeller, og ved fuger i kjørebanen skal denne ikke overstige 5 millimeter. Det gjennomføres ikke nedbøyningsberegninger i denne oppgaven.

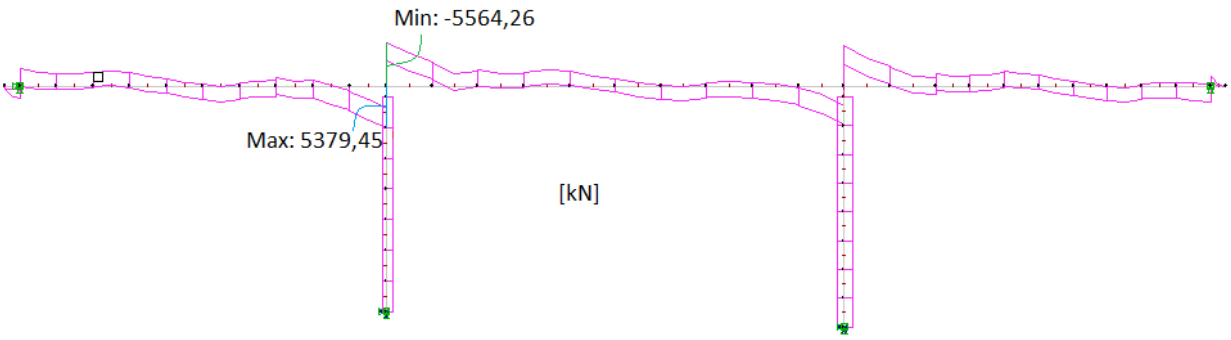
11.2 Diagrammer SLS

Dimensjonerende diagrammer for bruksgrensetilstanden følger under. Disse hentes fra analysen som er gjennomført i NovaFrame. Utfyllende informasjon angående de aktuelle diagrammene, og hvilke verdier som er benyttet videre i dimensjoneringen behandles i kapittel 11.3. Hvilke laster og aktuelle lastfaktorer som inngår i de ulike analysene kommer frem i Tabell 4-10 i kapittel 4.5.3.

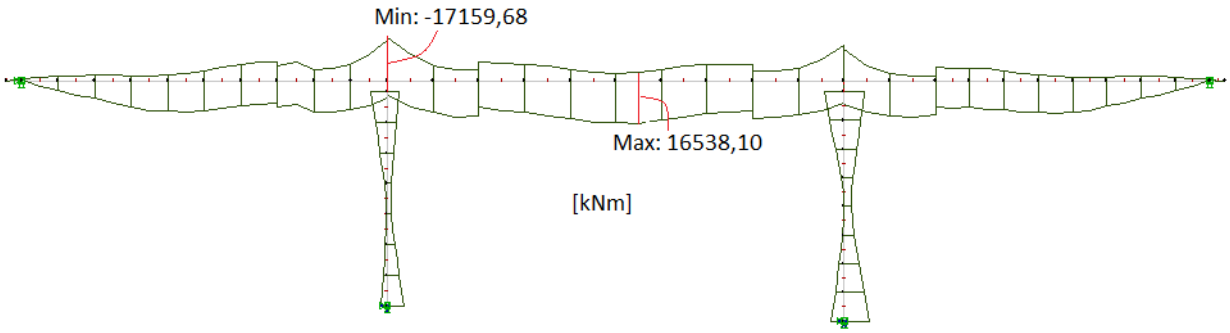
11.2.1 SLS, Karakteristisk lastkombinasjon



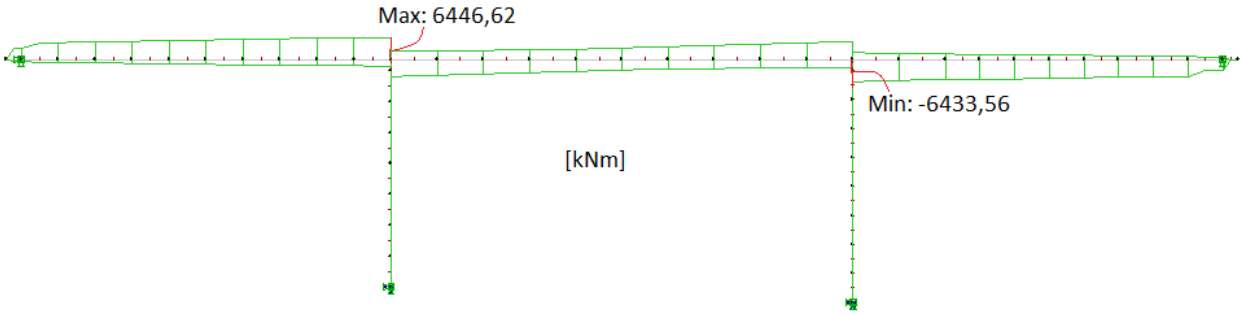
Figur 11-2 Aksialkraftdiagram (N) fra lastkombinasjon *SLS Karakteristisk 100 år.*



Figur 11-3 Skjærkraftdiagram (V) fra lastkombinasjon *SLS Karakteristisk 100 år.*

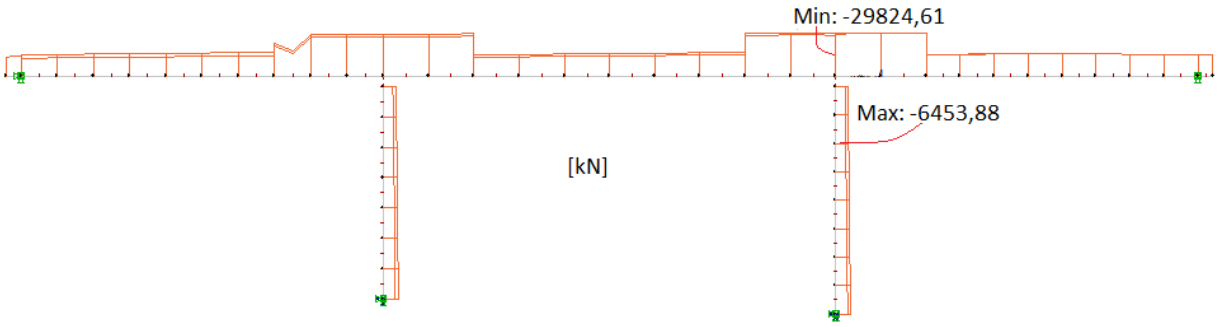


Figur 11-4 Momentdiagram (M) fra lastkombinasjon *SLS Karakteristisk 100 år.*

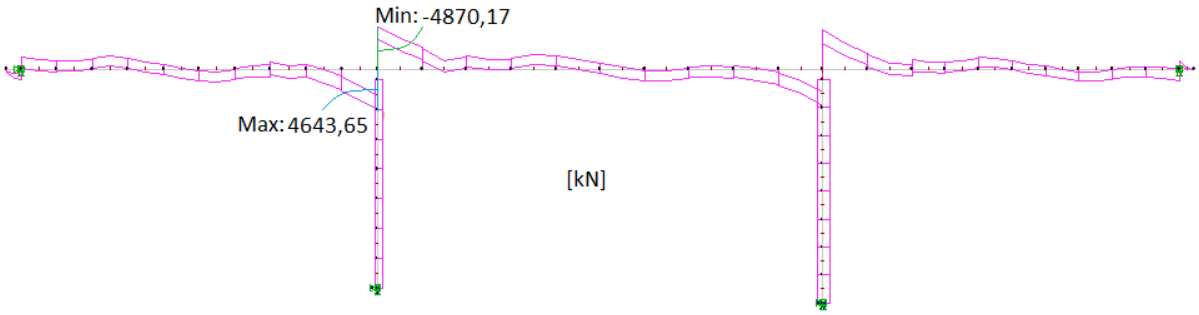


Figur 11-5 Torsjonsmoment (T) fra lastkombinasjon *SLS Karakteristisk 100 år.*

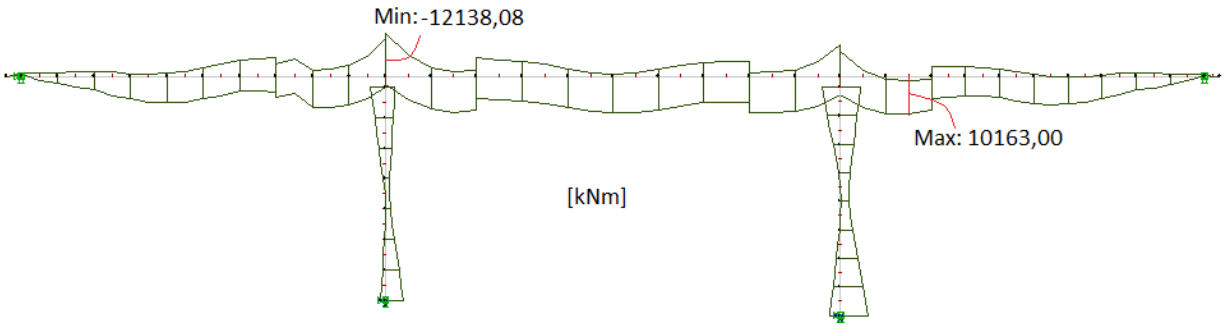
11.2.2 SLS, Ofte forekommende lastkombinasjon



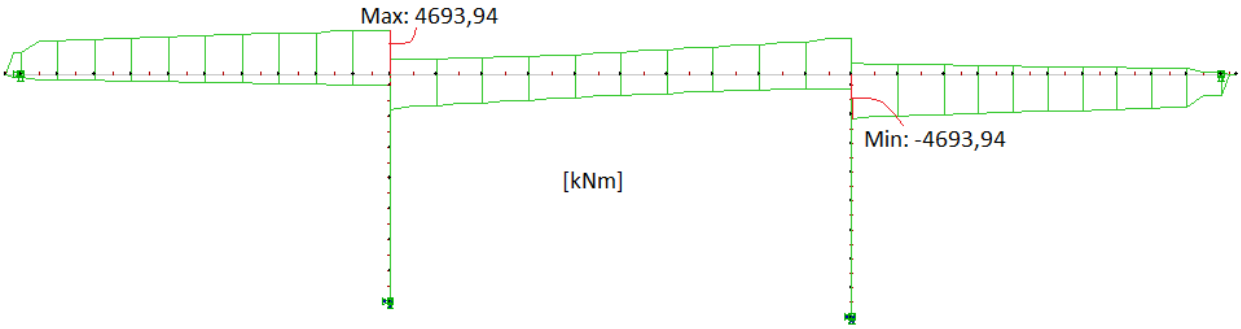
Figur 11-6 Aksialkraftdiagram (N) fra lastkombinasjon *SLS Ofte forekommende 100 år.*



Figur 11-7 Skjærkraftdiagram (V) fra lastkombinasjon *SLS Ofte forekommende 100 år.*

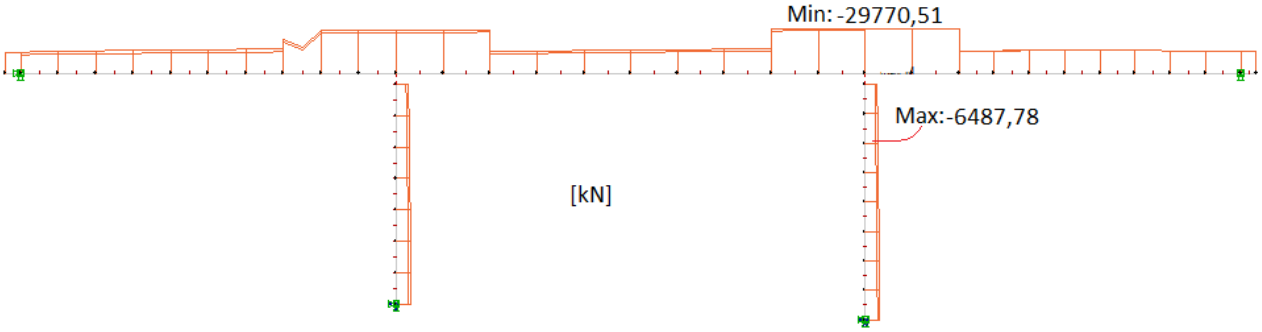


Figur 11-8 Momentdiagram (M) fra lastkombinasjon *SLS Ofte forekommende 100 år.*

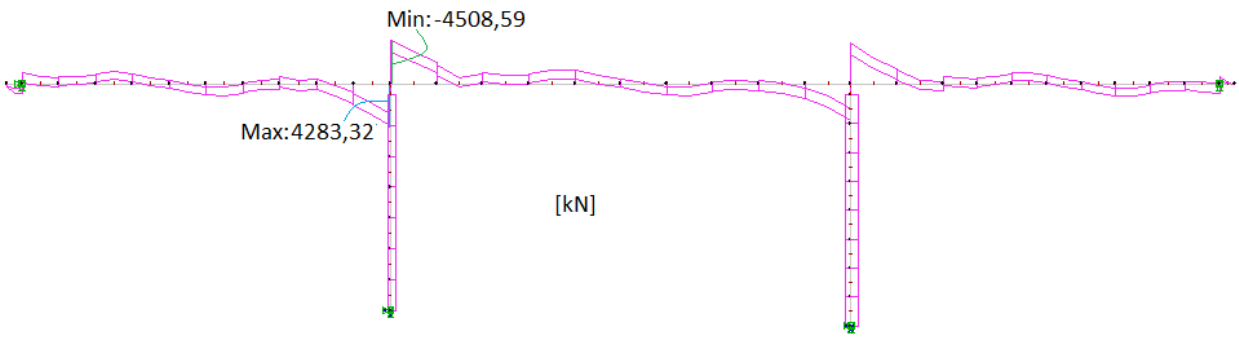


Figur 11-9 Torsjonsmoment (T) fra lastkombinasjon *SLS Ofte forekommende 100 år.*

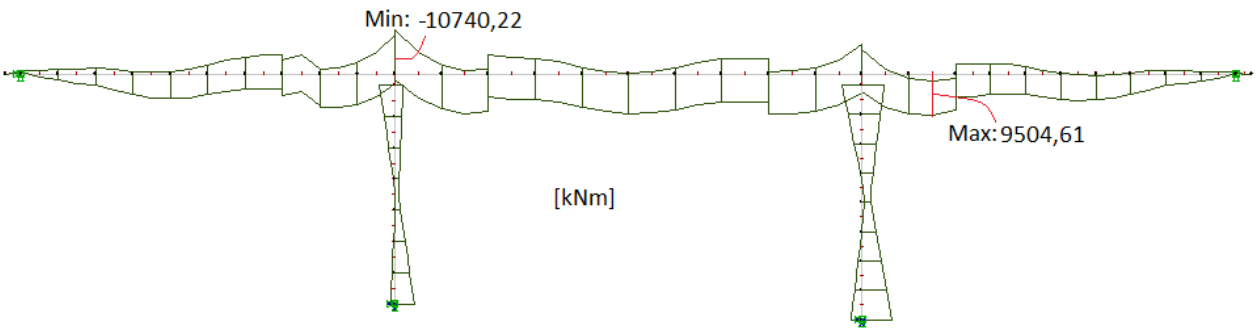
11.2.3 SLS, Tilnærmet permanent lastkombinasjon



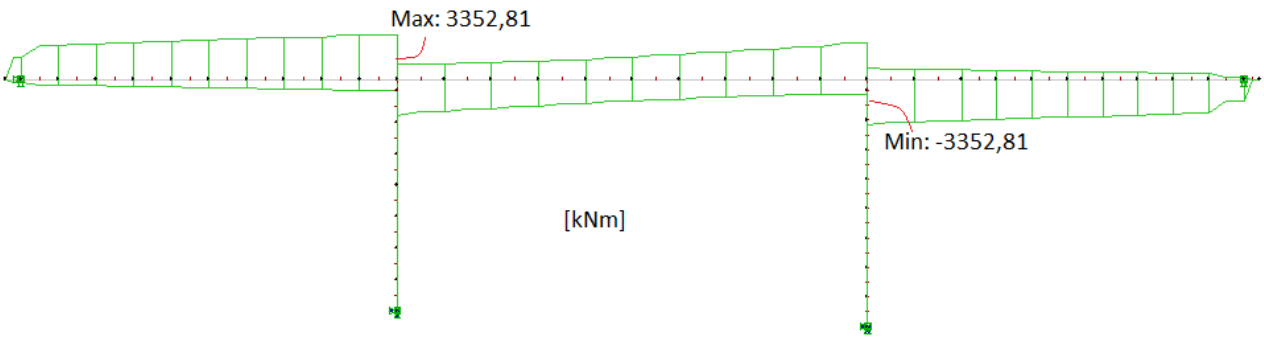
Figur 11-10 Aksialkraftdiagram (N) fra lastkombinasjon *SLS Tilnærmet permanent 100 år.*



Figur 11-11 Skjærkraftdiagram (V) fra lastkombinasjon *SLS Tilnærmet permanent 100 år.*



Figur 11-12 Momentdiagram (M) fra lastkombinasjon *SLS Tilnærmet permanent 100 år.*



Figur 11-13 Torsjonsmoment (T) fra lastkombinasjon *SLS Tilnærmet permanent 100 år*

11.3 Dimensjonering i SLS

Dimensjoneringen i bruksgrensetilstanden gjennomføres i henhold til kapittel 7 i EK2-1-1. Fullstendige beregninger for bruksgrensetilstanden finnes i Vedlegg L.

11.3.1 Spenningsbegrensning i Stadium I

Det gjennomføres kontroll for spenningsbegrensning i lastkombinasjonene karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende. Formler i [12] og [30] benyttes ved beregning av opptredende spenninger i tverrsnittet. Fullstendige beregninger finnes i Vedlegg L, og hovedpunktene er gjengitt i Tabell 11-2.

Den tillatte trykkspenningen for de ulike lastkombinasjonene er gitt i kapittel 11.1.2. Grenseverdien for opptredende strekkspenninger i betongen, $f_{ct,eff}$, settes i henhold til EK2-1-1: 7.1(2) lik f_{ctm} = 3,8 MPa.

Tabell 11-2 Spenningsbegrensning i Stadium I.

Karakteristisk						
	$\sigma_{.c.Rd}$	$\sigma_{.c.kar}$	$\sigma_{.c.kar} < \sigma_{.c.Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed}<f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 2	27 MPa	14,4 MPa	OK	3,8 MPa	6,4 MPa	IKKE OK
Midtfelt, felt 2	27 MPa	12,0 MPa	OK	3,8 MPa	7,9 MPa	IKKE OK
Tilnærmet permanent						
	$\sigma_{.c.Rd}$	$\sigma_{.c.perm}$	$\sigma_{.c.perm} < \sigma_{.c.Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed}<f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 2	20,2 MPa	10,3 MPa	OK	3,8 MPa	2,7 MPa	OK
Midtfelt, felt 2	20,2 MPa	7,5 MPa	OK	3,8 MPa	3,6 MPa	OK
Ofte forekommende						
	$\sigma_{.c.Rd}$	$\sigma_{.c.ofte}$	$\sigma_{.c.ofte} < \sigma_{.c.Rd}$	f_{ctm}	f_{Ed}	$f_{Ed}<f_{ctm}$
Ved opplegg, akse 2	-	11,2 MPa	-	3,8 MPa	3,5 MPa	OK
Midtfelt, felt 2	-	7,9 MPa	-	3,8 MPa	4,1 MPa	IKKE OK

Trykkfastheten til betongen er tilstrekkelig i alle lastkombinasjonene. I EK2-1-1: 7.2 er det kun angitt spenningsbegrensninger for lastkombinasjonene karakteristisk og tilnærmet permanent. Ved kontroll av trykkspenninger i ofte forekommende lastkombinasjon antas det at kapasiteten er tilstrekkelig.

Strekkfastheten er ikke tilstrekkelig for lastkombinasjonene karakteristisk og ofte forekommende. Dette medfører at tverrsnittet, i de aktuelle snittene, vil risse opp som følge av for store strekkspenninger. Tverrsnittet må derfor beregnes som opprisset. For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er kravene for spenningsbegrensning tilfredsstilt, og tverrsnittet forblir uopprisset.

11.3.2 Spenningsbegrensning i Stadium II

Videre utføres en beregning i opprisset tilstand, Stadium II, for de aktuelle snittene i lastkombinasjonene karakteristisk og ofte forekommende. Ved Stadium II antas det at tverrsnittet risser i strekksonen, og på grunn av dette vil stivheten til tverrsnittet minke. En ny kontroll av spenningene i trykksonen er derfor nødvendig, samt en kontroll av opptredende spenninger i slakk- og spennarmering. De endelige resultatene fra beregningene i Stadium II er gjengitt i Tabell 11-3. Fra Tabell 11-3 kommer det frem at spenningskravene tilfredsstilles for alle lastkombinasjoner ved beregning i Stadium II.

Tabell 11-3 Spenningsbegrensning i Stadium II.

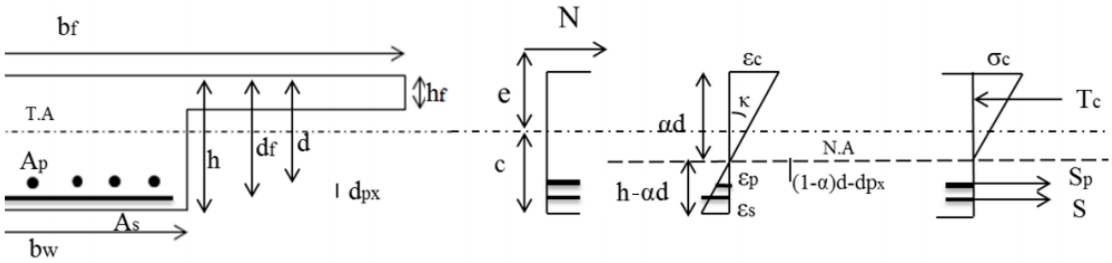
Karakteristisk			
Ved opplegg i akse 2	$\sigma_{tillatt}$	σ_{kar}	$\sigma_{kar} < \sigma_{tillatt}$
Betong, $\sigma_{.c}$	27 MPa	16,6 MPa	OK
Slakkarmering, $\sigma_{.s}$	400 MPa	34,7 MPa	OK
Spennarmering, $\sigma_{.p}$	1 395 MPa	1 191,8 MPa	OK
Midtfelt, felt 2	$\sigma_{tillatt}$	σ_{kar}	$\sigma_{kar} < \sigma_{tillatt}$
Betong, $\sigma_{.c}$	27 MPa	19,4 MPa	OK
Slakkarmering, $\sigma_{.s}$	400 MPa	326,9 MPa	OK
Spennarmering, $\sigma_{.p}$	1 395 MPa	1 392,3 MPa	OK
Ofte forekommende			
Midtfelt, felt 2	$\sigma_{tillatt}$	σ_{ofte}	$\sigma_{ofte} < \sigma_{tillatt}$
Betong, $\sigma_{.c}$	-	14,9 MPa	-
Slakkarmering, $\sigma_{.s}$	400 MPa	123,5 MPa	OK
Spennarmering, $\sigma_{.p}$	1 395 MPa	1 208,1 MPa	OK

Ved beregning i Stadium II må ny trykksonehøyde for tverrsnittet utregnes. Nøytralaksen i tverrsnittet vil flytte seg som følge av at bare deler av tverrsnittet er effektivt og kan ta krefter.

Ved opplegg i akse 2 kan trykksonehøyden beregnes ved bruk av gitte formler hentet fra [12], som deretter løses grafisk. De aktuelle verdiene kan leses av grafen, og benyttes ved videre beregning av spenninger i tverrsnittet. Fremgangsmåten for metoden og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg L.

Ved beregning av spenninger i spennarmeringen ved opplegg i akse 2 er det forutsatt en E_{cm} lik 13 389,9 MPa. Denne E-modulen er beregnet etter formel 7.20 i EK2-1-1: 7.4.3(5), hvor kryptallet etter 100 år benyttes. Ved bruk av denne E-modulen antas det ingen reduksjon i stivheten til tverrsnittet, og det tas ikke hensyn til lastenes lang- og korttids-andeler. Dette er en grei forenkling for utregning av E-modulen, da korttidslastene vil gi svært små bidrag i forhold til langtidslastene.

For midtfeltet, felt 2, benyttes likevektsligninger for å uttrykke den nye trykksone-høyden. Figur 11-14, hentet fra [s. 73, 34], er modifisert i denne oppgaven. Figur 11-14 viser et T-tverrsnitt med nødvendige mål, samt tøyning- og spenningsfordeling over tverrsnittet. Ut fra denne figuren kan likevektsligningene utledes.



Figur 11-14 T-tverrsnitt i Stadium II [s. 73, 34].

Aksiallikevekt gir:

$$N = 0{,}5E_c\varepsilon_c(\alpha d - h_f)b_w + 0{,}5E_c\varepsilon_c h_f b_f - E_s\varepsilon_s A_s - E_p\varepsilon_p A_p$$

Naviers/Bernoullis hypotese gir følgende:

$$\varepsilon_c = \kappa\alpha d$$
$$\varepsilon_s = \kappa(h - \alpha d)$$
$$\varepsilon_p = \kappa\left(h - \alpha d - d_{px}\right)$$

Setter dette inn i ligning for aksiallikevekt og får:

$$N = 0{,}5E_c\varepsilon_c\left(\alpha d - h_f\right)b_w + 0{,}5E_c\varepsilon_c t_f b_f - E_s A_s\varepsilon_c\left(\frac{h}{\alpha d} - 1\right) - E_p A_p\varepsilon_c\left(\frac{h}{\alpha d} - 1 - \frac{d_{px}}{\alpha d}\right)$$

Setter opp momentlikevekt om slakkarmeringens tyngdepunkt:

$$M + Nc = N(e + c) \rightarrow e = \frac{M}{N}$$

$$N(e + c) = 0{,}5E_c\varepsilon_c(\alpha d - h_f)b_w\left(\frac{2}{3}\left(\alpha d - h_f\right) + (h - \alpha d)\right)$$
$$+ 0{,}5E_c\varepsilon_c h_f b_f\left(\left(\alpha d - \frac{1}{3}h_f\right) + (h - \alpha d)\right) - E_p A_p\varepsilon_p d_{px}\frac{\left(h - \alpha d - d_{px}\right)}{\alpha d}$$

Setter inn formler for tøyning og får:

$$N = \frac{1}{(e+c)}[0{,}5E_c\varepsilon_c(\alpha d - h_f)b_w\left(\frac{2}{3}\left(\alpha d - h_f\right) + (h - \alpha d)\right)$$
$$+ 0{,}5E_c\varepsilon_c h_f b_f\left(\left(\alpha d - \frac{1}{3}h_f\right) + (h - \alpha d)\right)$$
$$- E_p A_p \varepsilon_c d_{px}\frac{\left(h - \alpha d - d_{px}\right)}{\alpha d}]$$

For å finne trykksonehøydefaktoren, α, til tverrsnittet, løses ligningssettet grafisk. I krysningspunktet mellom grafen for aksiallikevekt og grafen for momentlikevekt kan ny verdi for α leses av. Ny α multipliseres med effektiv høyde til spennarmeringen, og dette resulterer i den endelige trykksonehøyden for det opprissede tverrsnittet. Grafene, med tilhørende krysningspunkt, og utdypende informasjon finnes i Vedlegg L.

Videre kan ny α benyttes ved kontroll av de opptredende spenningene i betongen, slakk- og spennarmeringen. Ved utregning av betongspenninger i midtfeltet må likevektsligningene brukes. Ved å anta at Navier/Bernoullis hypotese, om at plane tverrsnitt forblir plane, gjelder for det aktuelle tverrsnittet, kan tøyningen i betongen uttrykkes med krumningen. Videre kan betongspenningen finnes fra formelen $\sigma_c = E_c\varepsilon_c$.

11.3.3 Spenningsbegrensning i tverretningen

Det utføres en kontroll av tverrarmeringen i bruksgrensetilstanden. Krav for spenningsbegrensning kontrolleres ved overgangen mellom flens og steg i tverrsnittet. Kontrollen utføres for lastkombinasjonene karaktereristisk og tilnærmet permanent. Ved beregning av spenningsbegrensninger i tverretningen antas det samme statiske systemet som ved bruddgrensetilstand, se Figur 10-13. Bredden på utkrageren er 1 meter, og slakkarmeringen i tverretningen er Ø25s150. Fullstendige beregninger finnes i Vedlegg L.

Ved å anta et uopprisset tverrsnitt kan rissmomentet for utkrageren finnes. Rissmomentet, M_{cr}, definerer overgangen mellom Stadium I og Stadium II for tverrsnittet. LM2 blir dimensjonerende for lastpåvirkningen i flensen, og derfor benyttes denne ved videre beregning. I dette tilfellet blir resultatet følgende:

$$M_{cr} = 93{,}4\ kNm$$
$$M_{Ed.tverr.kar} = 97\ kNm$$
$$M_{Ed,tverr.perm} = 55{,}2\ kNm$$

Siden det opptredende momentet i karakteristisk lastkombinasjon, $M_{Ed.tverr.kar}$, er større enn rissmomentet, $M_{cr,}$ må tverrsnittet beregnes i opprisset tilstand. For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er opptredende moment, $M_{Ed.tverr.perm}$, mindre enn rissmomentet, noe som betyr at tverrsnittet forblir uopprisset.

Ved opprisset tilstand, Stadium II, finnes ny trykksonehøyde og bøyestivhet til tverrsnittet. Det er kun slakkarmeringen i overkant av tverrsnittet som medregnes, siden det er denne som utsettes for strekkrefter. Deretter kontrolleres opptredende spenninger i slakkarmeringen og trykkspenningen i betongen, opp mot kravene for karakteristisk lastkombinasjon. Resultatene er gitt i Tabell 11-4. Fra Tabell 11-4 konkluderes det med at kravene for spenningsbegrensninger er tilfredsstilt for tverretningen.

Tabell 11-4 Spenningskontroll i tverretningen i Stadium II.

	$\sigma_{tillatt}$	σ_{kar}	$\sigma_{kar} < \sigma_{tillatt}$
Betong, $\sigma_{.c}$	27 MPa	5 MPa	OK
Slakkarmering, $\sigma_{.s}$	400 MPa	59 MPa	OK

11.3.4 Rissviddebegrensning

I henhold til punkt 5.3.4.3.3 i HB185 skal rissvidder i betongkonstruksjoner beregnes etter EK2-1-1: 7.3.4. Kontroll etter punkt 7.3.3 i EK2-1-1 kan alternativt benyttes. Rissviddekontroll skal, etter punkt 5.3.4.3.2 i HB185, gjennomføres for all strekk-armering, også der hvor rissretningen ikke kan antas å være vinkelrett på armerings-retningen. Riss som ikke er vinkelrett på armeringsretningen er ikke aktuelt for denne brua, og dette vil derfor ikke bli behandlet videre i oppgaven. Fullstendige beregninger for rissviddebegrensning finnes i Vedlegg L.

Rissviddebegrensning skal kontrolleres i lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende, etter Tabell NA.7.1N i EK2-1-1. I dette tilfellet har betongen eksponeringsklasse XD1 for oversiden av tverrsnittet, og XC3 for undersiden. Dette gir følgende grenseverdier for den beregningsmessige rissvidden, w_{max}, i de ulike lastkombinasjonene:

- Tilnærmet permanent:

Slakkarmering:	$w_{max.ok.perm} = 0{,}3\ k_{c.ok} = 0{,}45$	(overkant)
	$w_{max.uk.perm} = 0{,}3\ k_{c.uk} = 0{,}429$	(underkant)
Spennarmering:	$w_{max.ok}$ = trykkavlastning	(overkant)

- Ofte forekommende:

Spennarmering:	$w_{max.ok.ofte} = 0{,}2\ k_{c.ok} = 0{,}3$	(overkant)
	$w_{max.uk.ofte} = 0{,}2\ k_{c.uk} = 0{,}286$	(underkant)

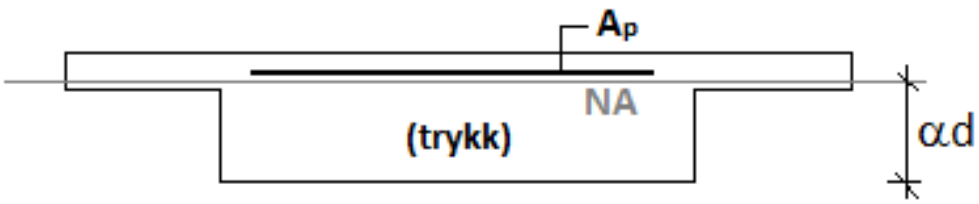
For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er det ikke nødvendig å beregne rissvidder, siden spenningsbegrensning i betongen er tilfredsstilt, se Tabell 11-2. Det er allikevel nødvendig å se på spennarmeringens plassering i tverrsnittet med tanke på kravet til trykkavlastning. Trykkavlastning betyr at det ikke er tillatt med strekkspenninger i betongen i høyde med spennarmeringen. Dette kravet gjelder kun for spenninger i bruas lengderetning. Spennarmeringen må ligge minimum Δc_{dev} inn i trykksonen til tverrsnittet etter Tabell NA.7.1N. Δc_{dev} er satt lik 10 millimeter i henhold til NA.4.4.1.3 (1) i EK2-1-1. I EK2-1-1 gir Tabell 7.1N følgende tilleggskrav for trykkavlastning i konstruksjoner; "Grensen for trykkavlastning krever at alle deler av spennkablene eller kabelkanalene ligger minst 25 millimeter innenfor betongtrykksonen." Siden dette generelle kravet er strengere enn det nasjonale kravet vil Δc_{dev} settes lik 25 millimeter.

Undersiden av overbygningen har eksponeringsklasse XC3, og har derfor ikke krav til trykkavlastning. Oversiden av overbygningen har eksponeringsklasse XD1, og har krav til trykkavlastning i lastkombinasjonen tilnærmet permanent. I denne oppgaven vil derfor kravet til trykkavlastning kun være aktuelt for snittet over opplegg i akse 2.

For å kontrollere kravet om trykkavlastning må trykksonehøyden for tverrsnittet i Stadium I beregnes. Det antas en lineær spenningsfordeling over tverrsnittet, og ut fra formlikhet finnes trykksonehøyden. I dette tilfellet blir trykksonehøyden lik:

$$ad = 1\,033{,}1\ mm$$

Figur 11-15 illustrerer beliggenheten til nøytralaksen (NA) og spennarmeringens plassering i snittet over opplegg i akse 2. Spennarmeringen har en effektiv høyde på 1 125 millimeter. Ut fra Figur 11-15 kan det konkluderes med at kravet til trykkavlastning ikke er tilfredsstilt i dette snittet, siden spennarmeringen ikke ligger innenfor trykksonen. For å oppfylle dette kravet må andelen av spennarmering i tverrsnittet økes. Dette behandles nærmere i kapittel 12.1.



Figur 11-15 Beliggenhet av NA og spennarmering over opplegg i akse 2.

Rissviddeberegninger for lastkombinasjonen ofte forekommende utføres i snittet hvor opprisset tverrsnitt oppstår. Her gjelder dette midtfeltet. Det antas en lineær spenningsfordeling over tverrsnittet, og spenningen i spennarmeringen utregnes ved bruk av formlikhet. Fremgangsmåten er nærmere beskrevet i Vedlegg L. Rissvidden i underkant av tverrsnittet beregnes til:

$$w_{k.uk.ofte} = 0{,}344$$

I henhold til Tabell NA.7.1N i EK2-1-1 skal den beregningsmessige rissvidden justeres ved påvisning mot kravet for spennarmering. Justeringen tar hensyn til strekktøyningen i armeringen på siden med størst tøyning, og strekktøyningen i nivå med spennarmeringen. Den justerte beregningsmessig rissvidden blir da:

$$w_{2k} = 0{,}314\ mm$$

Den maksimale rissvidden er som tidligere gitt ved $w_{max.uk.ofte}$= 0,286, og kravet for rissviddebegrensning tilfredsstilles derfor ikke i dette snittet. Dette betyr at andelen av spenn-armering i tverrsnittet må økes. Dette behandles videre i kapittel 12.1.

11.4 Oppsummering av bruksgrensetilstand

Brua er kontrollert opp mot krav for spenningsbegrensning i lastkombinasjonene karakteristisk, tilnærmet permanent og ofte forekommende. Tverrsnittet vil forbli uopprisset i lastkombinasjonen tilnærmet permanent, og ved opplegg i akse 2 for lastkombinasjonen ofte forekommende. For lastkombinasjonen karakteristisk og for midtfelt i ofte forekommende vil tverrsnittet risse opp og være i Stadium II. Beregninger av opptredende spenninger i tverrsnittet er utført for begge stadiene, for aktuelle lastkombinasjoner. Kravene for spenningsbegrensning oppfylles i alle tilfeller, og kontrollen er OK.

Videre er brua kontrollert for rissviddekrav i lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende. For de ulike lastkombinasjonene blir følgende krav dimensjonerende:

- Tilnærmet permanent:
  Trykkavlastning i snitt over opplegg i akse 2.

- Ofte forekommende:
  Beregningsmessig rissvidde i midtfelt.

Trykkavlastning for overkant av tverrsnittet ved opplegg i akse 2 er kontrollert. Trykksonehøyden for tverrsnittet i Stadium I beregnes, og videre sammenlignes denne med spennarmeringens plassering i tverrsnittet. Spennarmeringen ligger ikke innenfor trykksonen, og kravet for rissviddebegrensning er ikke oppfylt.

I lastkombinasjonen ofte forekommende er det utført en kontroll av beregningsmessig rissvidde i midtfeltet. Rissvidden kontrolleres opp mot grenseverdien, og beregnes etter EK2-1-1 7.3.4. Den beregningsmessige rissvidden er større enn grenseverdien, og rissviddekravet er ikke tilfredsstilt.

Siden ingen av rissviddekravene er tilfredsstilt i bruksgrensetilstanden må andelen av spennarmering i tverrsnittet økes. Dette behandles videre i kapittel 12.1.

12 Optimalisering

Ved optimalisering er det ønskelig å endre valgt inndata for å øke bruas kapasitet og finne den optimale løsningen for brua. I denne oppgaven skal tverrsnittshøyde og spennarmering vurderes i forhold til resultater fra innledende tverrsnittskontroll. I den innledende tverrsnittskontrollen er brua kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand. For denne brua vil bruksgrensetilstanden være den dimensjonerende grensetilstanden, siden rissviddekravene ikke tilfredsstilles. Denne grensetilstanden behandles derfor videre i dette kapittelet.

12.1 Optimalisering av spennarmering

Høyden på tverrsnittet er som tidligere nevnt satt lik 1 300 millimeter. I tverrsnittet er det seks spennkabler i hver kabelgruppe, noe som resulterer i seks spennkabler i felt og tolv spennkabler over opplegg i akse 2 og 3. Det henvises til kapittel 3.4 for detaljert plassering av spennkabler og kabelgrupper. Under optimaliseringen av tverrsnittet er det valgt å beholde tverrsnittshøyden på 1 300 millimeter, og kun justere andelen av spennkabler i tverrsnittet. Eventuell økning i spennarmeringsarealet er gitt i prosent.

I bruksgrensetilstanden er ikke kravet for rissviddebegrensning i lastkombinasjonene tilnærmet permanent og ofte forekommende oppfylt. Det er derfor nødvendig å legge inn mer spennarmering i tverrsnittet for å tilfredsstille disse kravene. En ny kontroll av bruksgrensetilstanden med nytt spennarmeringsareal gjennomføres, og fullstendige beregninger finnes i Vedlegg M.

12.1.1 Ved opplegg i akse 2

Kravet for trykkavlastning tilfredsstilles ikke i snittet ved opplegg i akse 2 i lastkombinasjonen tilnærmet permanent. Som tidligere nevnt må spennarmeringen ligge minimum Δc_{dev} = 25 millimeter innenfor betongtrykksonen, for å tilfredsstille kravet til trykkavlastning. For å finne tilstrekkelig trykksonehøyde i tverrsnittet er det gjort noen forenklinger. Det er valgt å øke spennarmeringsarealet i tverrsnittet med en prosentsats, for deretter å skalere opp de opptredende kreftene i spennarmeringen med tilsvarende prosentsats. Siden gjennomføres en ny kontroll av spenningsbegrensningene med nytt spennarmeringsareal.

De opptredende kreftene leses av i NovaFrame under fanen *Combination Tracer*. Under denne fanen er det mulig å finne bidraget fra hvert enkelt lasttilfelle, som resulterer i de endelige opptredende kreftene i snittet.

Figur 12-1 viser opptredende krefter i element 511, opplegg i akse 2, fra last-kombinasjonen tilnærmet permanent. Som illustrert på Figur 12-1 er lastkombinasjonen delt opp i lasttilfeller, hvor bidraget fra hvert lasttilfelle er beregnet. Deretter summeres alle bidragene opp, og gir de endelige opptredende kreftene i snittet.

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
1	Egenvekt byggefase 1	1.000	0.0	0.0	-1158.7	-3476.3	0.0	0.0
2	Egenvekt byggefase 2	1.000	-0.0	-571.8	-1872.9	-10058.6	-0.0	-0.0
3	Egenvekt byggefase 3	1.000	-0.0	327.2	170.6	1330.0	-0.0	-0.0
5	Super-egenvekt	1.000	0.0	-5.2	-600.2	-2969.5	0.0	0.0
6	Egenvekt endeskjørt	1.000	-0.0	-0.9	2.6	57.7	-0.0	-0.0
44	Spennarm. fase 1 ful	1.000	0.0	-15269.4	23.3	6102.8	0.0	0.0
45	Spennarm. fase 2 ful	1.000	0.0	-12422.1	28.4	6619.2	0.0	0.0
46	Spennarm. fase 3 ful	1.000	-0.0	-186.7	0.3	-106.3	-0.0	-0.0
12	Svinn	1.000	0.0	657.6	-159.6	-2013.3	0.0	0.0
51	Kryp fase 1 total	1.000	-0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0
52	Kryp fase 2 total	1.000	-0.0	-88.2	-5.2	-1193.1	-0.0	-0.0
53	Kryp fase 3 total	1.000	-0.0	-62.1	-27.4	-705.5	-0.0	-0.0
54	Kryp ferdig 112 døgn	1.000	-0.0	4.6	0.3	-92.2	-0.0	-0.0
55	Kryp ferdig 100 år t	1.000	-0.0	64.9	-6.1	-740.5	-0.0	-0.0
11	Temperatur-gradient	-0.000	-0.0	0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
209	ML-Min LM2	0.500	2.9	-18.7	-137.7	-649.0	-510.8	-234.1
30	Bremsekraft	-0.500	0.0	-167.0	-0.3	-4.6	-0.0	0.0
31	Tverrkraft	-0.500	0.0	-41.8	-0.1	-1.1	-0.0	0.0
109	ML-Min LM1, kjørefel	0.500	3.7	-50.1	-318.5	-1630.3	-326.7	-263.1
129	ML-Min LM1, kjørefel	0.500	-2.6	-29.7	-185.7	-949.5	272.4	197.5
149	ML-Min LM1, resteren	0.500	-3.8	-7.0	-50.3	-260.1	149.6	220.9
20	Vindlast Y, uten tra	0.000	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0
21	Vindlast -Z, uten tr	0.000	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0
23	Vindlast Y, med traf	0.000	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0
24	Vindlast -Z, med tra	0.000	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0
	Calc. sum :		0.2	-27866.5	-4297.3	-10740.2	-415.5	-78.7
	DB. sum :		0.2	343.2	-852.2	-5508.0	-415.5	-78.7

Figur 12-1 Opptredende krefter i element 511. Hentet fra NovaFrame.

Ved beregning av nødvendig spennarmeringsareal i tverrsnittet antas en prosentvis økning av det eksisterende spennarmeringsarealet. Bidraget fra spennarmeringen i de tre byggefasene økes med tilsvarende prosentsats, og deretter beregnes ny verdi for opptredende moment og aksialkraft i snittet. Ved en økning av spennarmeringsarealet vil aksialkraften på grunn av forspenningen øke, og gi større opptredende aksialkraft. Momentet vil minke som et resultat av større oppspenningskraft.

For å finne nødvendig økning i spennarmeringsareal gjennomføres en forenklet iterasjonsprosess i Mathcad. Kravet for trykkavlastning, ved opplegg i akse 2, oppfylles dersom spennarmeringsarealet økes med 18 %. Dette gir en trykksonehøyde på 1 218 millimeter, som videre medfører trykktøyninger i nesten hele tverrsnittet. Spennarmeringen har en effektiv høyde på 1 125 millimeter i dette snittet. I tillegg kommer Δc_{dev} og halve diameteren til spennarmeringen på 50 millimeter. Dette gir til sammen en høyde på 1 200 millimeter. Siden 1 200 mm < 1 218 mm, vil spenn-armeringen ligge innenfor trykksonehøyden, og kravet for trykkavlastning er oppfylt.

12.1.2 Midtfelt

Kravet for den beregningsmessige rissvidden er ikke tilfredsstilt i midtfelt for lastkombinasjonen ofte forekommende. For å finne nødvendig spennarmeringsareal i midtfeltet benyttes formel (7.8) i kapittel 7.3.4 i [7] for beregning av rissvidder. Den beregningsmessige rissvidden justeres, og kontrolleres opp mot kravet. Kravet for maksimal beregningsmessig rissvidde er:

$$w_{max.uk.ofte} = 0{,}286\ mm$$

Spennarmeringsarealet i midtfeltett økes også med en prosentsats, før ny beregning av rissvidden gjennomføres. I likhet med beregning over støtte, gjennomføres en forenklet iterasjonsprosess i Mathcad. Ved en økning på 26 % av spennarmeringsarealet i midtfeltet, oppnås følgende beregningsmessige rissvidde:

$$w_{2k} = 0{,}285\ mm$$

Siden $w_{2k} < w_{max.uk.ofte}$ tilfredsstilles kravet for rissviddebegrensning.

12.1.3 Kommentarer

Optimalisering av spennarmeringen medfører en økning av spennarmeringsarealet i brua. Den prosentvise økningen er gitt i Tabell 12-1. I Tabell 12-1 illustreres minimum økning av spennarmeringsareal som er nødvendig for å tilfredsstille kravene i bruksgrensetilstand. For å oppnå en større sikkerhetsmargin i bruksgrensetilstand kan arealet økes mer, men virkningen av dette studeres ikke i denne oppgaven.

Tabell 12-1 Minimum prosentvis økning av spennarmering.

Snitt	Økning i prosent
Ved opplegg, akse 2	18 %
Midtfelt, felt 2	26 %

Kravet for trykkavlastning medfører at spennarmeringsarealet over støtte må økes. Ifølge [35] og veileder, professor T. Kanstad, vil trykkavlastningskravet ofte bli dimensjonerende for spennarmeringsbehovet over søyler. Trykkavlastningskravet ble gjeldene fra mars 2010 da NS3473 ble erstattet av EK2-1-1 [7]. Kravet regnes derfor som forholdsvis nytt, og kan ofte medføre større spennarmeringsbehov enn ved bruk av tidligere regelverk.

Etter samtale med veilederne, professor T. Kanstad og H. Johansen, er det ikke urimelig at seks spennkabler i midtfelt er for lite. Ved tidligere observasjoner vedrørende opptredende moment i konstruksjonen, jamfør kapittel 10.2 og 11.2, er momentet størst ved opplegg og litt mindre i midtfelt. Momentet i midtfeltet er allikevel relativt stort i forhold til støttemomentet, og med seks spennkabler tilfredsstilles derfor ikke kravene i bruksgrensetilstand. Av den grunn er det akseptabelt at det må legges inn flere spennkabler i midtfeltet. Det antas at det er tilstrekkelig med plass i tverrsnittet til ekstra spennarmering. Nøyaktig plassering av ny spennarmering ses ikke nærmere på i denne oppgaven.

12.2 Betongoverdekning

Det er i denne oppgaven blitt benyttet en overdekning på 50 millimeter for slakk-armeringen i underkant av bruoverbygningen. Gjennom arbeid med oppgaven er det oppdaget at denne verdien er feil, og dette skyldes en mistolkning av tabell 5.4 i HB185.

Kravet til minimumsoverdekning for slakkarmering, $c_{min,dur}$ = 35 millimeter, er gitt i EK2-1-1: Tabell NA.4.4N. Dette kravet er benyttet i oppgaven, og den nominelle overdekningen for slakkarmeringen i underkant blir:

$$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dev} = 35\ mm + 0\ mm + 15\ mm = 50\ mm$$

Her er det tillatte avviket, Δc_{dev}, satt lik 15 millimeter i henhold til kapittel 5.3.6.2.3 i HB185. Det henvises til kapittel 3.1 for mer informasjon om minimumsoverdekning i brua.

HB185 Tabell 5.4 gir et annet krav til $c_{min,dur}$, og dette vil overstyre kravet i EK2-1-1. Her gjengis deler av tabellen i Tabell 12-2. Det er dette kravet som har blitt mistolket, og kravet er merket med gult i Tabell 12-2. Overdekningen for slakkarmeringen i underkant burde dermed vært som følger:

$$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dev} = 50\ mm + 0\ mm + 15\ mm = 65\ mm$$

Tabell 12-2 Overdekningskrav etter Tabell 5.4 i HB185 [10].

Eksponeringsforhold, produksjonsmetode, konstruksjonstyper, osv.	**Tilleggs-overdekning $\Delta C_{dur,\gamma}$ 1)**	**Redusert overdekning for rustfri arm. $\Delta C_{dur,st}$ 1)**	**Resulterende minimums-overdekning 2)**
Oversiden av brudekker (pga. behov for ev. fresing av dekket senere)	10	5	60 (45)
Mot tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. i kassetverrsnitt og søyler, samt mot sparerør og trekkerør	0	15	35 (20)
Alle øvrige flater	0	15	50 (35)

Det har, som nevnt tidligere, forkommet en feiltolkning tidlig i utarbeidelsen av oppgaven. Feilen er ikke rettet opp hverken i NovaFrame eller i beregningene. Årsaken til dette er hovedsakelig tidspunktet feilen ble oppdaget på. Videre er det gjort en vurdering om at en eventuell endring, av overdekningen, ikke har hensikt for læringsutbyttet av oppgaven.

Dersom overdekningen endres vil hele analysen, samt alle beregninger i ULS og SLS, påvirkes. Videre vil muligheten for å gjøre nye feil ved redigeringen av analysen øke. På grunn av dette, samt tidsbegrensning, blir ikke overdekningen endret.

13 Oppsummering og konklusjon

Oppgaven har gått ut på å gjennomføre analyse og prosjektering av en fiktiv etter-oppspent betongbru i Trondheim. Hovedfokuset i oppgaven har vært å sette seg inn i gjeldende regelverk, aktuelle analyseprogrammer og beregningsmetoder. Videre har oppgavens fordypningsdel omhandlet valg av spennsystem og kryputvikling i byggefaser.

Gjennom oppgaven skulle spennsystem og tverrsnittshøyden bestemmes. Det var ikke gitt nødvendig antall spennkabler eller plassering av disse. Det ble derfor antatt seks kabler i felt, og tolv over støtte. Tverrsnittshøyden ble videre satt lik 1,3 meter.

I oppgaven er analyseprogrammet NovaFrame 5 benyttet. Arbeidet med modelleringen i NovaFrame har vært dominerende i utarbeidelsen av oppgaven, og modelleringen har vært en tidkrevende prosess. Programmet benytter koder som inndata, og dette medfører at informasjon vedrørende modellen må skrives inn manuelt i programmet. På grunn av dette tok modelleringen mye tid. Resultater fra analysene i NovaFrame ble videre benyttet ved dimensjonering av brua. I tillegg til selve modelleringen er det gjennomført en grundig analyse av brua. Gjennom analysen er det gjort en rekke verifikasjoner av diverse analyseresultater. Videre er det utført dimensjonering av brua i brudd- og bruksgrensetilstand.

Fordypningsdelen i rapporten omhandler kryputvikling i brua. Brua utføres med tre byggefaser, og det statiske systemet endres ettersom brua støpes. På grunn dette, og at brua til alle tider er statisk ubestemt, oppstår det tvangskrefter. Tvangskreftene er et resultat av blant annet kryp og svinn. I denne oppgaven ble kun virkningen av kryp betraktet. Dersom brua ikke ble utført med byggefaser ville krypbidraget trolig vært neglisjerbart, siden bidraget ville vært lite. I denne oppgaven tas det derimot hensyn til byggehistorien, og krypvirkningen kan derfor ikke neglisjeres. Gjennom oppgaven har det vært fokus på å modellere kryp så nøyaktig som mulig i NovaFrame. Flere metoder for beregning av kryp er betraktet, og metoden som ble benyttet er delkrypmetoden.

Gjennom oppgaven er det utført to analyser av kryp. I hovedanalysen understøttes brua av et stillas i hele byggeprosessen. Krefter fra byggeprosessen vil alltid føres ned i bakken gjennom stillaset. På grunn av stillaset blir ikke kryputviklingen i hovedanalysen påvirket av byggemåten. I den andre krypanalysen er brua støpt med en bevegelig støpevogn, som er opplagt på selve brukonstruksjonen. I denne analysen vil kreftene fra støpevognen, og påfølgende byggefase, prege kryputviklingen i brua.

De to byggemåtene ga forskjellige resultater, men det kom likevel frem at momentene gikk mot samme løsning etter lang tid, 100 år. Det betyr at kryputviklingen under byggefasene blir påvirket av valgt byggemåte. Etter lang tid vil kryputviklingen, og krypmomentet, bli tilnærmet likt uavhengig av byggemåten. Det er derfor konkludert med at NovaFrame behandler kryp på en tilfredsstillende måte, og at resultatene for krypmomentene virket logiske. På bakgrunn av dette bør kryp tas i betraktning ved prosjektering av betongbruer med flere byggefaser.

I bruddgrensetilstand er det gjennomført kontroller, i lengderetningen, for moment, skjær og torsjon. Kapasiteten i tverretningen er kontrollert for skjær og moment. Hovedsakelig er det spennarmeringen og betongens trykkapasitet som bærer belastningene på brua. Den antatte spennarmeringen hadde tilstrekkelig kapasitet ved kontroll i bruddgrensetilstand. For moment- og skjærkapasiteten var minimum slakkarmering tilstrekkelig for tverrsnittet. Under torsjonskontrollen fremkom det likevel at tverrsnittet hadde større behov for slakkarmering. Nødvendig lengde- og skjærarmering ble dermed beregnet. Nytt slakkarmeringsareal, på grunn av torsjon, ble dimensjonerende for slakkarmeringen i brua.

I bruksgrensetilstand ble krav for spenningsbegrensning og rissvidder kontrollert. I snitt hvor kravet til strekkspenninger i betongen ikke ble tilfredsstilt, ble det gjennomført Stadium II-beregninger. Dette var tilfelle for midtfelt, og over støtte, i karakteristisk lastkombinasjon. I lastkombinasjonen ofte forekommende måtte Stadium II-beregning gjennomføres for midtfelt. Alle kravene for spenningsbegrensninger ble oppfylt i Stadium II.

Videre ble det gjennomført en rissviddekontroll. For lastkombinasjonen tilnærmet permanent ble kravet om trykkavlastning dimensjonerende. Kravet for beregningsmessig rissvidde ble gjeldende i lastkombinasjonen ofte forekommende. Ingen av rissviddekravene ble tilfredsstilt, og det ble derfor nødvendig å optimalisere tverrsnittet i brua. Ved optimalisering ble det valgt å beholde den antatte tverrsnittshøyden på 1,3 meter. For å tilfredsstille rissviddekravene ble det derfor nødvendig å øke den opprinnelige spennarmeringsmengden med 18 % over støtte, og 26 % i midtfeltet.

Gjennom arbeidet med oppgaven har studentene oppnådd en bredere forståelse for prosjektering av betongkonstruksjoner, særlig med tanke på etteroppspente betongbruer. Studentene sitter igjen med et stort læringsutbytte fra denne masteroppgaven, og ser på dette som en lærerik avslutning på masterstudiet.

14 Referanser

[1] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN); 2008.

[2] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: CEN; 2010.

[3] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.* Brussel: CEN; 2008

[4] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster.* Brussel: CEN; 2009

[5] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning.* Brussel: CEN; 2008

[6] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer*. Brussel: CEN; 2003

[7] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.* Brussel: CEN; 2008

[8] Standard Norge. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer.* Brussel: CEN; 2005

[9] Dywidag International Systems. *European Technical Approval, DYWIDAG Post-Tensioning, ETA-06/0022.* Tyskland; 2011. ETA-06/0022. Tilgjengelig fra: Dywidag Norge, hentet 04.05.2014

[10] Statens vegvesen. *Håndbok 185: Bruprosjektering - Eurokodeutgave.* Oslo: Statens vegvesen Vegdirektoratet; 2011. Statens vegvesens håndbøker.

[11] Dywidag International Systems. *DYWIDAG Bonded Post-Tensioning Systems using Strands*. Tilgjengelig fra: Dywidag Norge, hentet 24.05.2014

[12] Sørensen S. I. *Betongkonstruksjoner*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2010.

[13] Tekna. *Spennbetong* [power point]. Tilgjengelig fra: Teknanotat, Spennbetong, hentet 04.05.2014.

[14] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr.14 Spennarmeringsarbeider*. Oslo, Norsk Betongforening; 2005.

[15] Store norske leksikon. *Infleksjonspunkt*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: Store norske leksikon, Infleksjonspunkt, hentet 03.05.2014.

[16] Collins M. P., Mitchell D. *Prestressed concrete structures*. USA: Prentice-Hall Inc; 1991.

[17] Åldstedt E. *Nonlinear analysis of reinforced concrete frames.* [doktorgradavhandling]. Trondheim: Norges Tekniske Høgskole; 1975.

[18] Kanstad T. *Langtidseffekter: Virkning av kryp, svinn og relaksasjon i bruer*. [power point]. Trondheim: 2011.

[19] Store norske leksikon. *Kryp*. Store norske leksikon: 2005-2007. Tilgjengelig fra: Store norske leksikon, Kryp, hentet 25.05.2014.

[20] Norsk Bergmekanikkgruppe. *Eurokode 7, Kap 2.4.* Gardemoen: Tekna; 31. august 2011. Tilgjengelig fra: Teknanotat, Eurokode 7, hentet 04.05.2014

[21] Bell K. *Elementmetoden*. Store norske leksikon. Tilgjengelig fra: Store norske leksikon, Elementmetoden, hentet 03.05.2014.

[22] NovaFrame og DovaDesign. Aas-Jakobsen. Tilgjengelig fra: Novaprog.com, hentet 04.05.2014.

[23] Aas-Jakobsen K. *Analyse av bruer*. Aas-Jakobsen AS; 2010.

[24] Aas-Jakobsen. *User`s Guide - NovaFrame versjon 5*; 2011

[25] Aalberg A., Clausen A. H., Larsen P. K. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. 2. utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 1997

[26] Aas-Jakobsen. *Appendix 1: Ascii Command Input*; NovaFrame versjon 5.0

[27] Bell K. *Matrisestatikk - Statiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2011.

[28] SINTEF Byggforsk. *Byggforskblad 421.051*. Tilgjengelig fra: SINTEF Byggforsk Kunnskapssystemer, hentet 07.05.2014.

[29] Sørensen S. I. *Broer og tyngre betongkonstruksjoner - Bruberegninger*. Trondheim: NTH; 1984.

[30] *Formelsamling TKT4220 Betongkonstruksjoner 2*. Institutt for Konstruksjonsteknikk; NTNU: 2010

[31] *Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1*. Institutt for Konstruksjonsteknikk; NTNU: 2012

[32] Pucher. A. *Einflußfelder elastischer Platten*. 1951.

[33] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr.6 Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*. Oslo, Norsk Betongforening; 1978.

[34] Tomassen S. B. *Analyse av en spennarmert betongbru i henhold til Eurokode* [masteroppgave]. Trondheim: NTNU; 2013.

[35] Johansen H. *Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. [kurskompendium] NTNU; Statens vegvesen Vegdirektoratet: 2013.

15 Vedleggsliste

Vedlegg A	Oppgavetekst
Vedlegg B	Minimum slakkarmering i bruoverbygningen
Vedlegg C	Alder på betong ved oppspenningstidspunkt
Vedlegg D	Vindlastberegning
Vedlegg E	Kryptall og svinntøyning for betongen
Vedlegg F	Kryptøyning ved tap av spennkraft
Vedlegg G	Verifikasjon av moment som skyldes egenlast
Vedlegg H	Verifikasjon av opplagerkrefter som skyldes egenlast
Vedlegg I	Verifikasjon av temperaturlast
Vedlegg J	Tap i spennkraft
Vedlegg K	Dimensjonering i bruddgrensetilstand (ULS)
Vedlegg L	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden (SLS)
Vedlegg M	Optimalisering av spennarmering

KT6003 ***Prosjektering av bruer 1***

Prosjektoppgave

Innledning

Ei planlagt plasstøpt og etteroppspent bjelke/platebru med lengde 24 + 30 + 24 = 78 meter skal dimensjoneres i henhold til gjeldende regelverk. Tverrsnittshøyde (H) og spennarmering (mengde og plassering) skal bestemmes. Lengdesnitt, tverrsnitt og forslag til kabelføring er vist i vedlagte figur.

Forutsetninger

Utførelse

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

De som ønsker, kan regne med følgende tre byggefaser:

1. Første etappe: 1 + 24 + 6 = 31 meter fra venstre bruende til 6 meter forbi akse 2
2. Andre etappe: 30 meter fram til 6 meter forbi akse 3
3. Tredje etappe: 18 + 1 = 19 meter fram til høyre bruende

Geometri og grensebetingelser

Forutsetninger:

- Brua er horisontal (ingen vertikalkurvatur) og rett (ingen horisontalkurvatur)
- Brua har 1,0 meter utstikk forbi landkaraksene på begge ender
- Akse 1: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre med fastholding i bruas lengderetning
- Akse 2/3: Skivesøyler 5,0 m x 1,0 m, monolittisk forbindelse
- Akse 4: Skivesøyle 7,5 m x 0,6 m, lagre uten fastholding i bruas lengderetning
- Fundamentering på berg i alle akser

Tverrsnitt

Bruplatas bredde, «stegets» bredde og vingenes tykkelse er kjent, mens nødvendig tverrsnittshøyde skal bestemmes.

Materialer

Forutsetninger:

- Betongkvalitet B45
- Slakkarmering B 500 NC

Laster
Forutsetninger for egenvekter:

- Egenvekt for endeskjørt og vanger i akse 1 modelleres som vertikallast 350 kN (nedover) ved bruenden.
- Egenvekt for endetverrbærere neglisjeres.
- Super-egenvekt (slitelag, kantdragere og rekkverk) modelleres som sentrisk last 40 kN/m.

Forutsetninger for temperatur:

- Temperatur-virkninger: T_{max} = 30 ^oC, T_{min} = -20 ^oC

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 = 15 m
- Terrengruhetskategori II
- Vindturbulens, k_I = 1,0
- Total bruplatebredde inkl kantdragere, b = 9,5 m
- Vind med samtidig virkende trafikk skal regnes med en maksimal kastvindhastighet på 35 m/s i henhold til NS-EN 1991-1-4+NA pkt NA.8.1 (4).
- Vindlast på søyler neglisjeres.

Spennarmering
Spennarmering med 15 stk 150 mm^2 tau pr kabel antas brukt. Aktuelle systemer kan være for eksempel Dywidag (DSI) eller Cona CMI BT (BBR VT). Data/forutsetninger finnes i relevante ETA'er:

- ETA-06/0022 (DSI)
- ETA-09/0286 (BBR)

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

Kabelføring, plassering av forankringer, antall kabler osv skal bestemmes.

Forslag til kabelføring (forutsatt utførelse i én støp) finnes i vedlagte figur og består av to kabelgrupper:

1. Kabelgruppe 1 spennes opp ved akse 1 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.
2. Kabelgruppe 2 spennes opp ved akse 4 og har innstøpte passive forankringer i motsatt ende.

Ved utførelse i tre etapper forutsettes kabelføring tilpasset byggefasene.

Det forutsettes brukt kabelrør med diameter 100 mm, og minimum trykkfasthet for betongen ved oppspenning settes lik 32 MPa (sylinder) / 40 MPa (terning).

Miljø
Eksponeringsklasser: *XD1* for overside, *XC3* for underside.

Oppgaver

Oppgave 1: Prosjekteringsgrunnlag

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

Bestem dimensjonerende materialegenskaper for både betong, slakkarmering og spennarmering. Kartlegg viktige forutsetninger vedr kryp og svinn for betongen.

Vis viktige forutsetninger for valgt spennsystem, inkludert parametere for spennkrafttap, minimum senteravstander og kantavstander for kabelforankringene, oppspenningskraft mm.

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

Bestem nødvendig overdekning, og kartlegg plassering av slakkarmering og spennarmering, samt kabelforankringer, i tverrsnittet.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra trafikklaster, og kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra termiske påvirkninger (temperaturlaster), og kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.

Bestem karakteristiske verdier for alle komponenter/bidrag fra vindlaster på bru uten trafikk og på bru med trafikk. Kartlegg relevante forutsetninger for lastmodelleringen i analysen.
Dette inkluderer blant annet følgende:

1. Finn referansevindhastigheten, $v_{b,0}$
2. Bestem basisvindhastighet, v_b
3. Bestem (10-min) middelvindhastighet for brua, v_m (z)
4. Bestem (1 sek / 3-5 sek) vindkasthastighet, v_p (z)
5. Bestem vindkasthastighetstrykket, q_p (z)
6. Bestem karakteristisk vindkraft ($F_{w,x}$, $F_{w,y}$ og $F_{w,z}$) på brua i høyde med overbygningen

Vis hvordan laster kombineres i dimensjonerende lastkombinasjoner i;

- ULS kombinasjon STR (ULS-STR)
- SLS kombinasjon *Ofte forekommende* (SLS-OFTE)
- SLS kombinasjon *Tilnærmet permanent* (SLS-PERM)

Oppgave 2: Innledende analyse

Etabler en analysemodell for brua basert på en første antagelse for tverrsnittshøyde og spennarmering. Modeller nøyaktig kabelplassering over opplegg og i feltmidt, men ikke legg mye arbeid i nøyaktig kabelføring for øvrig.

Vis hvordan alle forutsetninger vedrørende både geometri, materialer og laster/lastkombinasjoner er ivaretatt og implementert i analysen.

Vis hvordan spenninger i ulike deler av tverrsnittet kan leses ut eller bestemmes fra analysen.

Følgende resultater fra den innledende analysen presenteres:

1. Diagrammer for min/max normalspenning (bøyespenning) i tverrsnittet i nivå med spennarmeringen for SLS-PERM.
2. Diagrammer for M, N, V og T for overbygningen for alle dimensjonerende lastkombinasjoner (med både primær-effekter og tvangskrefter for spennarmeringen inkludert).
3. Momentdiagram for overbygningen for ULS-STR der forspenningens primær-effekter er utelatt.

Min/max-verdier i viktige snitt angis med verdier på plottene.

Momenttopper over søyleakser kan vurderes avrundet.

Oppgave 3: Innledende tverrsnittskontroll

Bestem effektiv flensbredde.

Tverrsnittskontroll for valgt (innledende) tverrsnittshøyde, spennarmering og slakkarmering gjennomføres slik:

(a) Kontroller, basert på analyseresultater, om trykkavlastning er tilfredsstilt for SLS-PERM i de områdene der kravet gjelder.

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

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

(d) Kontroller ved håndregning tverrsnittets skjærkapasitet (ULS) inn mot opplegg i akse 2 eller 3. Finn ut om skjærarmering (bøyler) er nødvendig, og bestem eventuelt nødvendig bøylearmering.

(e) Kontroller ved håndregning tverrsnittets torsjonskapasitet (ULS) ved opplegg i akse 2 eller 3. Bestem nødvendig tverrarmering (bøyle rundt bjelkedelen av tverrsnittet) og eventuelt nødvendig tillegg i lengdearmering.

(f) Kontroller ved håndregning rissvidder for SLS-OFTE i samme snitt som oppgave (b).

For oppgave (a), (d), (e) og (f) benyttes komplette lastkombinasjoner (inkludert spennarmeringens primær-effekter).

Oppgave 4: Optimalisering

Tverrsnittshøyde og spennarmering vurderes i forhold til resultater fra innledende tverrsnittskontroll. Endrede forutsetninger vurderes, og analyse og tverrsnittskontroller gjennomføres eventuelt med reviderte forutsetninger.

Oppgave 5: Analyse

Når optimal tverrsnittshøyde og spennarmering er bestemt, kjøres endelig analyse, og alle relevante (endelige) resultater dokumenteres på samme måte som i oppgave 2.

Analyseresultater for enkeltlaster verifiseres mot håndregning. Dette inkluderer også lastvirkninger fra spennarmeringen, både primær-effekter og tvangskrefter. Vi også hvordan både umiddelbart og tidsavhengig spennkrafttap er ivaretatt.

Nevn kort hvilke forhold som *ikke* er ivaretatt eller modellert eksakt i analysen.

Analyseresultater for dimensjonerende lastkombinasjoner verifiseres mot håndregnede kombinasjoner av resultater for enkeltlaster.

Oppgave 6: Tverrsnittskontroll

Tverrsnittskontroll basert på endelig analyse gjennomføres på samme måte som i oppgave 3.

Oppgave 7: Diverse kontroller – frivillig

De som ønsker kan dokumentere følgende kontroller:

1. Skiveskjær i flens; dimensjonering av tverrarmering i bruvingenes innspenning
2. Kontroll av lastvirkninger i bruas tverretning
3. Kontroll av hjultrykk/gjennomlokking
4. Kontroll av lokale krefter over lagre og ved spennarmeringsforankringer; spaltestrekkarmering
5. Dimensjonering av søyler, inkludert vurdering av knekklengder/slankhet og 2. ordens tilleggsmomenter
6. Dimensjonering av landkar i akse 6
7. Dimensjonering av fundamenter i alle akser

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

Praktiske detaljer

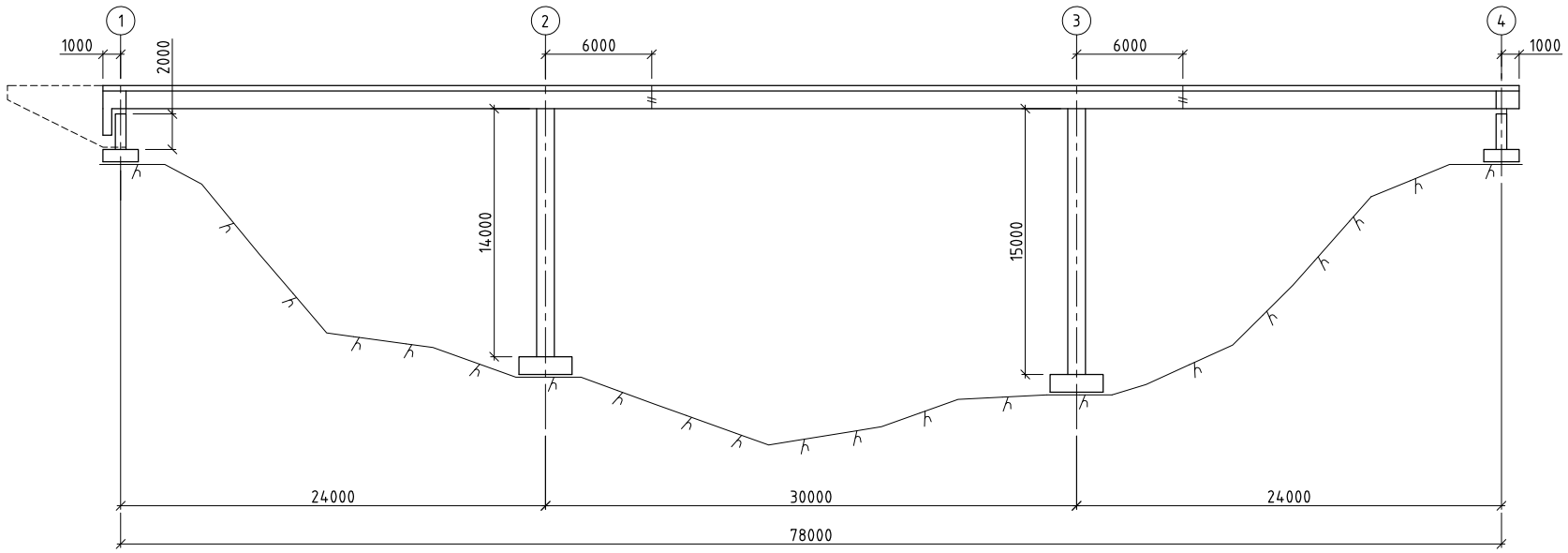
Oppgavene skal besvares fullstendig – men mest mulig kortfattet. Besvarelsen skal leveres digitalt (pdf) og på papir (utskrift). Skannede håndskrevne sider aksepteres. Utskrifter fra analyseprogram (forutsetninger og/eller resultater) skal være kortfattet, og viktig informasjon skal være uthevet og/eller kommentert.

For de som benytter analyseprogrammer uten trafikklaster og/eller spennarmeringsmodul vil noen oppgaver måtte besvares litt annerledes enn oppgaveteksten legger opp til. Dette avklares nærmere med veiledere.

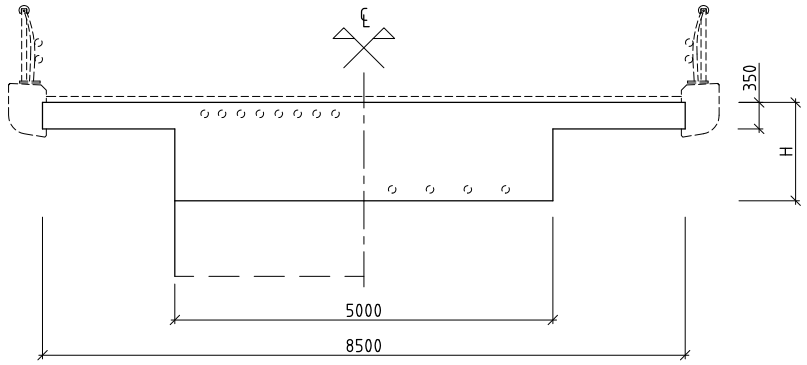
Innlevering senest **onsdag 11/12 kl 10.00**.

KT6003 Prosjektering av bruer 1

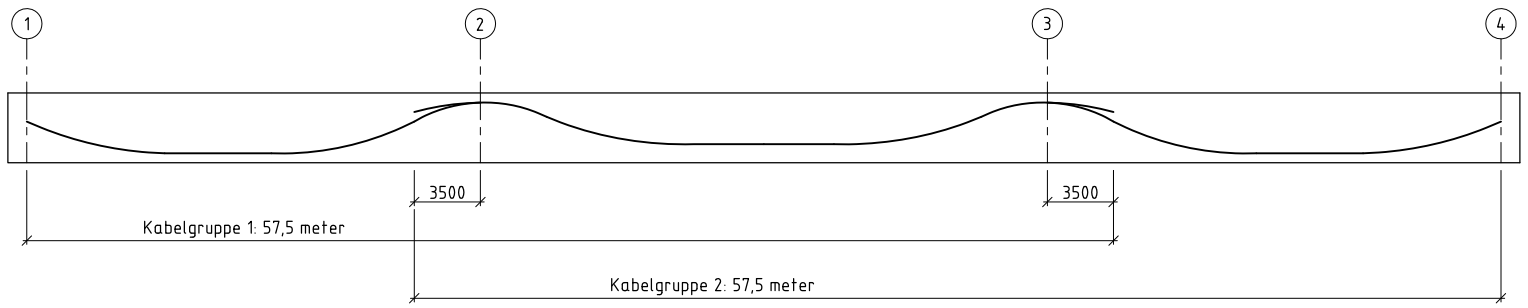
Prosjektoppgave



Lengdesnitt



Tverrsnitt over opplegg og i endefelt



Spennarmering

Vedlegg B: Minimum slakkarmering i bruoverbygningen

Minimum lengdearmering

Beregner minimum lengdearmering etter EK2-1-1: NA.9.2.1.1(1)

$b_{bunn} := 5m \qquad b_{topp} := 8.5m \qquad h := 1.3m$

$d_{bunn} := h - (50mm + 25mm + 12.5mm) = 1.213\,m$

$d_{topp} := h - (75mm + 25mm + 12.5mm) = 1.188\,m$

Effektiv tverrsnittshøyde er beregnet til midten av lengdearmeringen. Antar lengde- og tverrarmering med diameter Ø25. 50 mm og 75 mm representerer overdekningen til slakkarmeringen.

$f_{ctm} := 3.8\frac{N}{mm^2} \qquad f_{ck} := 45\frac{N}{mm^2} \qquad f_{yk} := 500\frac{N}{mm^2}$

<u>Minimumsarmering i bunn av tverrsnittet blir:</u>

$$A_{smin.bunn} := \max\left[0.26\cdot\left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)\cdot b_{bunn}\cdot d_{bunn}, 0.0013\cdot b_{bunn}\cdot d_{bunn}\right] = 11980\cdot mm^2$$

Per breddemeter:

$$\frac{A_{smin.bunn}}{b_{bunn}} = 2396\cdot\frac{mm^2}{m}$$

<u>Minimumsarmering i toppen av tverrsnittet blir:</u> Ihht EK2-1-1: NA.9.2.1.1(1)

$$A_{smin.topp} := \max\left[0.26\cdot\left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)\cdot b_{topp}\cdot d_{topp}, 0.0013\cdot b_{topp}\cdot d_{topp}\right] = 19945\cdot mm^2$$

Per breddemeter:

$$\frac{A_{smin.topp}}{b_{topp}} = 2346\cdot\frac{mm^2}{m}$$

<u>Velger å benytte lengde- og tverrarmering med diameter Ø25s150mm:</u>

$Ø := 25mm \qquad cc := 150mm$

$$A_s := \frac{\left[\pi\cdot\left(\frac{Ø}{2}\right)^2\cdot\left(\frac{5000mm}{cc}\right)\right]}{b_{bunn}} = 3272\cdot\frac{mm^2}{m}$$

Dette gir følgende lengdearmering:

Underkant: $A_{s.uk} := A_s \cdot (b_{bunn} - 100mm) = 16035.21 \cdot mm^2$

$$(n_{slakk.uk}) := \frac{A_{s.uk}}{\left[\left(\frac{Ø}{2}\right)^2 \cdot \pi\right]} = 32.667$$ Velger 33Ø25

Overkant: $A_{s.ok} := A_s \cdot (b_{topp} - 150mm) = 27325.31 \cdot mm^2$

$$n_{slakk.ok} := \frac{A_{s.ok}}{\left[\left(\frac{Ø}{2}\right)^2 \cdot \pi\right]} = 55.667$$ Velger 56Ø25

<u>Velger Ø25s150 i både tverr- og lengderetningen. Dette medfører en lengdearmering på 33Ø25 i UK og 56Ø25 i OK.</u>

Minimum skjærarmering

Beregner minimum skjærarmering i henhold til EK2-1-1: 9.2.2(5) og NA.9.2.2(5)

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{N^{0.5}}{mm}\right)}{f_{yk}} = 1.342 \times 10^{-3}$$ Ihht. EK2-1-1: NA.9.2.2(5)

Vinkelen mellom skjærarmeringen og lengdeaksen er 90^0.

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180}$$

Dette gir følgende minimumskrav til skjærarmeringen per lengdemeter;

$$\frac{A_{sw}}{s} := \rho_{w.min} \cdot b_{bunn} \cdot \sin(\alpha) = 6708 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Senteravstand i tverrretningen mellom bøylebein er gitt ved:

$$d := 1300mm - 75mm - 50mm - 32mm = 1143 \cdot mm$$

$$s_{t.max} \le 0.75 \cdot d \le 600mm \rightarrow s_{t.max} \le 0.857 \cdot m \le 600 \cdot mm$$ Ihht EK2-1-1: 9.2.2 (8)

Velger en senteravstand i tverretningen på: $s_{bøyler.t} := 450mm$

Antall bøyler i tverretningen: $n_{bøyler} := \frac{(b_{bunn} - 100mm)}{s_{bøyler.t}} = 10.889$

Med 11 bøyler på Ø16 er: $A_{sw} := 11 \cdot \left[\pi \cdot (8mm)^2\right] = 2211.681 \cdot mm^2$

Disse bøylene krever senteravstand i lengderetningen : $s_{bøyler} := \frac{A_{sw}}{6708 \frac{mm^2}{m}} = 329.708 \cdot mm$

Maksimal senteravstand er gitt ved:

$s_{max} := 0.6 \cdot d \cdot (1 - \cot(\alpha)) = 685.8 \cdot mm$ Ihht. EK2-1-1: 9.2.2(7)

<u>Velger da bøyler med Ø16s300.</u>

Kontroll:

$A_{sw.opptred} := A_{sw} \cdot \frac{1000mm}{300mm} = 7372.271 \cdot mm^2$

Kapasiteten er tilstrekkelig siden: $A_{sw.opptred} > \frac{A_{sw}}{s}$

Vedlegg C : Alder på betong ved oppspenningstidspunkt

Minimum sylindertrykkfasthet i betongen ved oppspenningstidspunktet skal være 32 MPa.

$f_{ck.t} := 32$

Midlere trykkfasthet etter t døgn:

$f_{cm.t} := f_{ck.t} + 8 = 40$ Ihht. EK2-1-1: 3.1.2(5)

$f_{cm} := 53$ Ihht. EK2-1-1: Tabell 3.1

Antar sementtype N, koeffisient s blir da:

$s := 0.25$ Ihht. EK2-1-1: 3.1.2(6)

$$\beta_{cc}(t) := e^{s\cdot\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]}$$

$f_{cm.t} = \beta_{cc}(t)\cdot f_{cm}$ solve $\rightarrow 6.197$

På bakgrunn av denne beregningen antas det at brua påføres forspenning og egenvekt etter 7 døgn.

t_0 = 7 døgn

Kontrollerer med tilbakeregning at sylindertrykkfastheten er større eller lik 32 MPa ved oppspenning etter sju døgn.

$t := 7$

$f_{cm.7} := \beta_{cc}(t)\cdot f_{cm} = 41.276$

$f_{ck.7} := f_{cm.7} - 8 = 33.276$

$\text{if}\left(f_{ck.7} \geq 32, \text{OK}, \text{IKKE\_OK}\right) \rightarrow \text{OK}$

Vedlegg D: Vindlastberegning

I henhold til EK1-1-4: 8.2.(1) Merknad 3 kan dynamiske beregninger utelates dersom bruas spennvidde er mindre enn 40 meter. Med et maksimalt spenn på 30 meter, kan derfor dynamiske beregninger neglisjeres her. Brua er ihht HB185 plassert i vindlastklasse I.

$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$ Ihht. EK1-1-4: NA.4.5(1)

$B := 9.5m$

Referansevindhastigheten for Trondheim kommune:

$v_{b0} := 26 \frac{m}{s}$ Ihht. Tabell NA.4(901.1) i EK1-1-4

Basisvindhastigheten:

$c_{dir} := 1.0$

$c_{season} := 1.0$

$c_{alt} := 1.0$

$c_{prob} := 1.0$

De fire faktorene er gitt i oppgaveteksten. De er bestemt ihht. EK1-1-4. Oppgaveteksten finnes som Vedlegg A.

$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 26 \frac{m}{s}$ Ihht. EK1-1-4: NA.4.2(2)P Merknad 2

Stedsvindhastigheten blir som følger:

$c_0(z) := 1.0$ Ihht. oppgavetekst

$k_1 := 1.0$ Ihht. oppgavetekst

$z_0 := 0.05m$ Ihht. EK1-1-4: Tabell NA.4.1 Terrengruhetskategori II

$k_r := 0.19$

$z_{min} := 4m$

$z := 15m$

$z_{max} := 200m$ Ihht. EK1-1-4: 4.3.2(1)

$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ for $z_{min} \le z \le z_{max}$

$c_r(z) = 1.084$

$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$ Ihht. EK1-1-4: 4.3.1(1)

$v_m(z) = 28.177 \frac{m}{s}$

Turbulensintensiteten:

$$I_v(z) := \frac{k_1}{c_0(z)\cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{for } z_{min} \le z \le z_{max}$$ Ihht. EK1-1-4: 4.4(1)

$$I_v(z) = 0.175$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$k_p := 3.5$$ Ihht. EK1-1-4: NA.4.5(1)

$$q_p := 0.5\cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot \left(1 + 2\cdot k_p \cdot I_v(z)\right) = 1.105 \times 10^3\,\text{Pa}$$

Basisvindhastighetstrykk:

$$q_b := 0.5\cdot \rho \cdot v_b^{\,2} = 422.5\,\text{Pa}$$ Ihht. EK1-1-4: 4.5(1)

Vindlast på bru - uten trafikklast

I henhold til EK1-1-4: NA.8.3.2(1), kan det benyttes en forenklet beregningsmetode til å finne vindkreftene, dersom det ikke er behov for dynamisk responsberegning.

Vindkasthastigheten uten samtidig virkende trafikk blir som følger:

$$v_s(z) := v_m(z)$$

$$v_p(z) := v_s(z)\cdot \sqrt{1 + 2\cdot k_p \cdot I_v(z)}$$ Ihht. EK1-1-4: NA.4.4(1) Merknad

$$v_p(z) = 42.051\,\frac{m}{s}$$

Vindkraften på tvers av brua, det vil si i X-retningen, blir:

$$d_{tot} := 1.3m + 0.6m = 1.9\,m \qquad L := 1$$ Ihht. EK1-1-4: Tabell 8.1

$$A_{refx} := d_{tot}\cdot L = 1.9\cdot \frac{m^2}{m}$$ Ihht EK1-1-4: Figur 8.3

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.616$$ Ihht. EK1-1-4: 4.5(1)

$$\frac{B}{d_{tot}} = 5 \qquad c_{fx} := 1.3$$ Ihht. EK1-1-4: Figur 8.3

$$C := c_e \cdot c_{fx} = 3.401$$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.2(1)

$F_{wx} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{refx} = 2.73 \times 10^3 \cdot \frac{N}{m}$

Vindkraften i bruas lengderetning, det vil si Y-retningen, blir:

$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 682.444 \cdot \frac{N}{m}$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraften vertikalt på brua, i Z-retningen, blir:

$c_{fz} := 0.9$ Ihht. EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$C := c_e \cdot c_{fz} = 2.354$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.3(1)

$A_{refz} := B \cdot L = 9.5 \cdot \frac{m^2}{m}$

$F_{wz} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{refz} = 9.449 \times 10^3 \cdot \frac{N}{m}$

Vindlast på bru - med trafikklast

$d_{tot.mtraf} := 1.3m + 2m = 3.3\,m$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.1(5)

$v_{kast} := 35 \frac{m}{s}$ Ihht. EK1-1-4: NA.8.1(4)

$q_{p.t} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 765.625\,Pa$ Ihht. EK1-1-4: 4.5(1)

Vindkraft i X-retningen:

$c_{e.t} := \frac{q_{p.t}}{q_b} = 1.812$ Ihht. EK1-1-4: 4.5(1)

$\frac{B}{d_{tot.mtraf}} = 2.879$ $c_{fx.t} := 1.65$ Ihht. EK1-1-4: Figur 8.3

$C_t := c_{e.t} \cdot c_{fx.t} = 2.99$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.2(1)

$A_{refx.t} := d_{tot.mtraf} \cdot L = 3.3 \cdot \frac{m^2}{m}$ Ihht EK1-1-4: Figur 8.3

$F_{wx.trafikk} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_t \cdot A_{refx.t} = 4.169 \times 10^3 \cdot \frac{N}{m}$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.2(1)

Vindkraft i Y-retningen:

$F_{wy.trafikk} := 0.25 \cdot F_{wx.trafikk} = 1.042 \times 10^3 \cdot \frac{N}{m}$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft i Z-retningen:

$c_{fz.t} := 0.9$ Ihht. EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$C_t := c_{e.t} \cdot c_{fz.t} = 1.631$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.3(1)

$A_{refz.t} := B \cdot L = 9.5 \cdot \frac{m^2}{m}$

$F_{wz.trafikk} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_t \cdot A_{refz.t} = 6.546 \times 10^3 \cdot \frac{N}{m}$

$e_t := \frac{B}{4} = 2.375\,m$ Ihht. EK1-1-4: 8.3.3(5)

Kraften i Z-retningen plasseres med en eksentrisitet lik e fra senter bru.
Dette gjelder både for vindlast med og uten trafikk.

Gjennomfører en kontroll ihht. EK1-1-4: NA.8.1(4). Kontrollen utføres for å undersøke at vindhastigheten med samtidig virkende trafikk, $v_{b,0trafikk}$ ikke overstiger vindhastigheten uten samtidig virkenede trafikk, $v_{b,0.}$

$v_p(z) := v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)}$

$v_p(z) := 35 \frac{m}{s}$

$v_s(z) := \frac{v_p(z)}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)}}$

$v_s(z) = 23.452 \frac{m}{s}$ $v_s(z)$ tilsvarer her stedsvindhastigheten ($v_m(z)$), når vind og trafikklast virker samtidig på brua.

$v_{b.trafikk} := \frac{v_s(z)}{c_r(z) \cdot c_0(z)} = 21.64 \frac{m}{s}$

$v_{b0.trafikk} := \frac{v_{b.trafikk}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 21.64 \frac{m}{s}$

$\frac{v_{b0.trafikk}}{v_{b0}} = 0.832$ Det vil si OK.

Vedlegg E: Kryptall og svinntøyning for betongen

Alle beregningene er gjort i henhold til HB185 og Tillegg B i EK2-1-1. Kryp er beregnet ihht Tillegg B.1(1) og svinntøyning er beregnet ihht EK2-1-1: 3.1.4(6) og Tillegg B.2.

$t_0 := 7$ $\qquad f_{cm} := 53$ (MPa)

Normert kryptall

Den relative luftfuktigheten settes, ihht HB185 pkt 5.3.3.2.2, lik 70 % for bruoverbygningen.

$RH := 70$

Det antas at hele bruoverbygningen eksponeres for luft:

$u := (2 \cdot 8500mm) + (2 \cdot 1300mm) = 1.96 \times 10^4 \cdot mm$ $\qquad$ Ihht. EK2-1-1: Tillegg B.1(1)

$A_c := (5000mm \cdot 950mm) + (2 \cdot 350mm \cdot 1750mm) = 5.975 \times 10^6 \cdot mm^2$

Den effektive tverrsnittstykkelsen blir dermed:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 609.694 \cdot mm$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.748 \qquad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.92 \qquad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.813$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left[\alpha_1 \cdot \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}\right)}\right]\right] \cdot \alpha_2 = 1.164$$ når $f_{cm} > 35$ MPa

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308 \qquad \beta_{t0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.20}\right)} = 0.635$$

Normert kryptall blir som følger: $\qquad \varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.704$

Kryptall

Kryptall ved 28 døgn:

$t := 28$

$$\beta_H := \min\left[\left[1.5 \cdot \frac{h_0}{mm} \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right]\right] + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right]$$ når $f_{cm} \geq 35$ MPa

$$\beta_H = 1.157 \times 10^3 \qquad \beta_{c.28} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.299 \qquad \varphi_{t.28} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.28} = 0.5092$$

Kryptall ved 56 døgn:

$t := 56$ $\quad t_0 := 7$ $\quad \beta_{c.56} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.382$ $\quad \varphi_{t.56} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.56} = 0.6519$

Kryptall ved 84 døgn:

$t := 84$ $\quad t_0 := 7$ $\quad \beta_{c.84} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.435$ $\quad \varphi_{t.84} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.84} = 0.7415$

Kryptall ved 112 døgn:

Overbygningsdel 1:

$t := 112$ $\quad \beta_{c.112.1} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.474$ $\quad \varphi_{t.112} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.112.1} = 0.8083$

Overbygningsdel 2:

$t := 112 - 28$ $\quad \beta_{c.112.2} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.435$ $\quad \varphi_{t.112.2} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.112.2} = 0.7415$

Overdbygningsdel 3:

$t := 112 - 56$ $\quad \beta_{c.112.3} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.382$ $\quad \varphi_{t.112.3} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.112.3} = 0.6519$

Kryptall ved beregnet levetid, 100 år:

Overbygningsdel 1:

$t := 36500$ $\quad \beta_{c.1} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.991$ $\quad \varphi_{t.100.1} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.1} = 1.688591646$

Overbygningsdel 2:

$t := 36500 - 28$ $\quad \beta_{c.2} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.991$ $\quad \varphi_{t.100.2} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.2} = 1.688579689$

Overbygningsdel 3:

$t := 36500 - 56$ $\quad \beta_{c.3} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.991$ $\quad \varphi_{t.100.3} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.3} = 1.688567714$

Svinntøyning ved 100 år

$t_s := 7$ $f_{ck} := 45$ $RH_0 := 100$

$k_h := 0.70$ når $h_0 > 500$ mm Ihht. Tabell 3.3 i EK2-1-1

Finner total svinntøyning ved bruas beregnede levealder, 100 år.

$t := 36500$ $f_{cmo} := 10$ $\alpha_{ds1} := 4$ $\alpha_{ds2} := 0.12$

$$\beta_{ds.t} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{mm}\right)^3}} = 0.984 \qquad \beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd.0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.024 \times 10^{-4}$$

<u>Svinntøyning på grunn av uttørking:</u>

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds.t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 2.083 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{as.t} := 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t^{0.5}\right)} = 1 \qquad \varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \times 10^{-5}$$

<u>Autogen svinntøyning:</u>

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as.t} \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 8.75 \times 10^{-5}$$

<u>Total svinntøyning ved bruas beregnede levetid, 100 år:</u>

$$\varepsilon_{cs.100} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.958 \times 10^{-4}$$

Vedlegg F: Kryptøyning ved tap av spennkraft

Kryptøyning, forenklet beregning

$E_{cm} := 36000MPa$

$t_0 := 7$ (Antall døgn til oppspenning)

$f_{pk} := 1860MPa$

$\varphi := 1.6886$ (Kryptall)

$f_{p0.1k} := 1600MPa$

Betongens tverrsnittsareal: $A_c := 7725000mm^2$

Tyngdepunkt betongtverrsnitt, avstand fra UK: $y := 725.3mm$

Spennarmeringens tverrsnittsareal: $A_p := 2250mm^2$

Antall kabler i felt: $n_{kabler} := 6$

Antall kabler over støtte: $n_{kabler.s} := 12$

Totalt spennarmeringsareal: $A_{p.tot} := A_p \cdot n_{kabler} = 1.35 \times 10^4 \cdot mm^2$

Moment pga egenvekt:

$kNm := 1000J$

Snitt 1 (Maksimalt feltmoment, felt 1): $M_{g.1} := 7633kNm$

Snitt 2, (Moment over støtte B, akse 2): $M_{g.2} := 14350kNm$

Se Vedegg G for utregning av disse momentene.

Overdekningskrav: $UK_{overdekn} := 100mm$

$OK_{overdekn} := 100mm$

Langtids E-modul:

$$E_c := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = 1.339 \times 10^4 \cdot MPa$$

Oppspenning:

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

$P_{max} = 3.24 \times 10^3 \cdot kN$ per kabel

$$P_{max.tot} := P_{max} \cdot n_{kabler} = 1.944 \times 10^4 \cdot kN$$

Underside:

Oppspenning: $P_{max.tot} = 1.944 \times 10^{4} \cdot kN$

Kablerørets diameter: $ø := 100mm$

Avstand fra tp spennarmering til tp i betongen: $e_{uk} := y - UK_{overdekn} - \frac{ø}{2} = 0.575\,m$

Andre arealmoment til tverrsnittet: $I_x := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$

Da blir opptredende moment:

$$M_{t.1} := \left(-P_{max.tot} \cdot e_{uk}\right) + M_{g.1} = -3.551 \times 10^{3} \cdot kNm$$

Dette gir følgende kryptøyning:

$$\varepsilon_{cc.1} := \left[\frac{P_{max.tot}}{\left(E_c \cdot A_c\right)}\right] + \left[\frac{M_{t.1} \cdot y}{\left(E_{cm} \cdot I_x\right)}\right] = 1.263 \times 10^{-4}$$

Overside:

Oppspenning (totalt 12 kabler): $P_{max.tot.overside} := 2 \cdot P_{max.tot} = 3.888 \times 10^{4} \cdot kN$

Avstand fra tp spennarmering til tp i betongen: $e_{ok} := 1300mm - y - 100mm - \frac{ø}{2} = 0.425\,m$

Da blir opptredende moment:

$$M_{t.2} := \left(-P_{max.tot.overside} \cdot e_{ok}\right) + M_{g.2} = -2.162 \times 10^{3} \cdot kNm$$

Dette gir følgende kryptøyning:

$$\varepsilon_{cc.2} := \left[\frac{P_{max.tot.overside}}{\left(E_c \cdot A_c\right)}\right] + \left[\frac{M_{t.2} \cdot (1300mm - y)}{\left(E_{cm} \cdot I_x\right)}\right] = 3.461 \times 10^{-4}$$

Finner middelverdi for kryptøyningen:

Snitt 1: $\varepsilon_{cc.1} = 1.263 \times 10^{-4}$

Snitt 2: $\varepsilon_{cc.2} = 3.461 \times 10^{-4}$

$$\varepsilon_{cc.middel} := \frac{\left(\varepsilon_{cc.1} + \varepsilon_{cc.2}\right)}{2} = 2.362 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cc.middel.1} := \varepsilon_{cc.middel} \cdot 1000 = 0.236$$

Ved forenkling kan denne kryptøyningen være representativ for hele brua,
og denne er brukt videre ved beregning.

Vedlegg G: Verifikasjon av moment som skyldes egenlast

Ved beregning er *Matrisestatikk - Statiske beregninger av rammekontruksjoner* av Kolbein Bell benyttet. Videre er bruas statiske system illustrert i Figur 2-4, kapittel 2.3.

Egenvekt av overbygningen: $g_{tv} := 193.125 \frac{kN}{m}$

$E_{cm} := 36000MPa$ $\quad kNm := 1000J$

$L_1 := 24m$ $\quad L_2 := 30m$ $\quad L_3 := 24m$ $\quad L_4 := 14m$ $\quad L_5 := 15m$

Andre arealmoment av overbygningen:

$y := 725.3mm$

$I_x := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$

$I_y := 2.781 \cdot 10^{13} mm^4$

Andre arealmoment av søyler i akse 2/3:

$$I_{x.søyle} := \frac{\left[5000mm \cdot (1000mm)^3\right]}{12} = 4.167 \times 10^{11} \cdot mm^4$$

$$I_{y.søyle} := \frac{\left[1000mm \cdot (5000mm)^3\right]}{12} = 1.042 \times 10^{13} \cdot mm^4$$

Stivhet til overbygningen:

$$E_{cm} \cdot I_x = 4.176 \times 10^{10} \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$$

$$EI_1 := E_{cm} \cdot I_x = 4.176 \times 10^{10} \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$$

Stivhet til søyler:

$$E_{cm} \cdot I_{x.søyle} = 1.5 \times 10^{10} \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$$

$$EI_2 := E_{cm} \cdot I_{x.søyle} = 1.5 \times 10^{10} \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$$

Benytter stivhetsmatriser og bjelkeformler for å finne opptredende moment i konstruksjonen.

R_{last} = lastvektor og $R_{last} = R_k - R_0$

R_k består av ytre last som virker i eller langs frihetsgradene.

R_0 er summen av fastholdingskreftene.

$R_k := 0$

$$R_0 := \begin{bmatrix} \frac{\left(g_{tv} \cdot L_1^2\right)}{8} - \frac{\left(g_{tv} \cdot L_2^2\right)}{12} \\ \frac{\left(g_{tv} \cdot L_2^2\right)}{12} - \frac{\left(g_{tv} \cdot L_3^2\right)}{8} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} -579.375 \\ 579.375 \end{pmatrix} \cdot kNm$$

$$R_{last} := R_k - R_0 = \begin{pmatrix} 579.375 \\ -579.375 \end{pmatrix} \cdot kNm$$

Stivhetsmatrise:

$$K_{stivhet} := \begin{bmatrix} \left(\frac{3\cdot EI_1}{L_1} + \frac{4\cdot EI_1}{L_2} + \frac{4\cdot EI_2}{L_4}\right) & \frac{2\cdot EI_1}{L_2} \\ \frac{2\cdot EI_1}{L_2} & \left(\frac{3\cdot EI_1}{L_3} + \frac{4\cdot EI_1}{L_2} + \frac{4\cdot EI_2}{L_5}\right) \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 1.507\times 10^7 & 2.784\times 10^6 \\ 2.784\times 10^6 & 1.479\times 10^7 \end{pmatrix}\cdot kNm$$

r = rotasjonsfrihetsgrader

$$r := K_{stivhet}^{-1}\cdot R_{last} = \begin{pmatrix} 4.732\times 10^{-5} \\ -4.809\times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$r_1 := 4.732\cdot 10^{-5}$$

$$r_2 := -4.809\cdot 10^{-5}$$

Momenter:

<u>Del 1:</u>

$$M_{1.R.B} := \frac{\left(g_{tv}\cdot L_1^{\,2}\right)}{8} = 1.391\times 10^4\cdot kNm$$

$$M_{1.1.B} := \left[\frac{\left(3\cdot EI_1\right)}{L_1}\right]\cdot r_1 = 247.01\cdot kNm$$

$$M_{1.1.B.tot} := M_{1.R.B} + M_{1.1.B} = 1.415\times 10^4\cdot kNm$$

<u>Del 2, punkt B:</u>

$$M_{2.R.B} := \frac{\left(g_{tv}\cdot L_2^{\,2}\right)}{12} = 1.448\times 10^4\cdot kNm$$

$$M_{2.1.B} := \left[\frac{\left(4\cdot EI_1\right)}{L_2}\right]\cdot r_1 = 263.478\cdot kNm$$

$$M_{2.2.B} := \left[\frac{\left(2\cdot EI_1\right)}{L_2}\right]\cdot r_2 = -133.883\cdot kNm$$

$$M_{2.2.B.tot} := M_{2.R.B} - M_{2.1.B} - M_{2.2.B} = 1.435\times 10^4\cdot kNm$$

Momenter, fortsettelse:

Del 2, punkt C:

$$M_{2.R.C} := \frac{\left(g_{tv} \cdot L_2^{\,2}\right)}{12} = 1.448 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{2.1.C} := \left[\frac{\left(2 \cdot EI_1\right)}{L_2}\right] \cdot r_1 = 131.739 \cdot kNm$$

$$M_{2.2.C} := \left[\frac{\left(4 \cdot EI_1\right)}{L_2}\right] \cdot r_2 = -267.765 \cdot kNm$$

$$M_{2.2.C.tot} := M_{2.R.C} + M_{2.1.C} + M_{2.2.C} = 1.435 \times 10^4 \cdot kNm$$

Del 3:

$$M_{3.R.C} := \frac{\left(g_{tv} \cdot L_1^{\,2}\right)}{8} = 1.391 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{3.2.C} := \left[\frac{\left(3 \cdot EI_1\right)}{L_3}\right] \cdot r_2 = -251.03 \cdot kNm$$

$$M_{3.2.C.tot} := M_{3.R.C} - M_{3.2.C} = 1.416 \times 10^4 \cdot kNm$$

Del 4:

$$M_{4.1.B} := \left[\frac{\left(4 \cdot EI_2\right)}{L_4}\right] \cdot r_1 = 202.8 \cdot kNm$$

Del 5:

$$M_{5.2.C} := \left[\frac{\left(4 \cdot EI_2\right)}{L_5}\right] \cdot r_2 = -192.36 \cdot kNm$$

Oppsummering:

Moment i B:

$$M_{1.1.B.tot} = 1.415 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{2.2.B.tot} = 1.435 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{4.1.B} = 202.8 \cdot kNm$$

Moment i C:

$$M_{2.2.C.tot} = 1.435 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{3.2.C.tot} = 1.416 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_{5.2.C} = -192.36 \cdot kNm$$

Kontroll av likevekt:

$$M_B := M_{1.1.B.tot} + M_{4.1.B} = 1.435 \times 10^4 \cdot kNm$$

$$M_C := M_{2.2.C.tot} + M_{5.2.C} = 1.416 \times 10^4 \cdot kNm$$

Opplagerkrefter

Opplagerkrefter i punkt A:

$r_1 = 4.732 \times 10^{-5}$

Opplagerkraft pga ytre krefter: $V_{ytre} := \left[\frac{(3 \cdot EI_1)}{L_1^{\,2}}\right] \cdot r_1 = 10.292 \cdot kN$

Opplagerkraft pga påsatt moment: $V_{mom} := \left[\frac{(3 \cdot g_{tv} \cdot L_1)}{8}\right] = 1.738 \times 10^3 \cdot kN$

Opplagerkraft pga egenlast, lengde 1 meter: $V_{egenlast} := g_{tv} \cdot 1m = 193.125 \cdot kN$

Total opplagerkraft: $V_A := V_{mom} + V_{egenlast} - V_{ytre}$

$V_A = 1.921 \times 10^3 \cdot kN$

Benytter snitt-metoden:

$M_{max.felt1}$ opptrer når V(x) er lik null.

$x := 8.95m$

$V_x := x \cdot g_{tv} + V_{egenlast} = 1.922 \times 10^3 \cdot kN$

$V_{tot} = V_A - V_x$ blir da tilnærmet lik 0.

$M_{max.felt1} := \left[\frac{\left[g_{tv} \cdot ((x + 1m))^2\right]}{2}\right] - (V_A \cdot x) = -7.633 \times 10^3 \cdot kNm$ Dette gir strekk på undersiden av tverrsnittet.

Oppsummering:

Moment over støtte B: $M_B = 1.435 \times 10^4 \cdot kNm$

Maksimalt feltmoment, felt 1: $M_{max.felt1} = -7.633 \times 10^3 \cdot kNm$

Momentet midt i felt 2:

$E_{z.oppe} := 5.804 \cdot 10^3 kN$ Se Vedlegg H for beregning.

$$M_{max.felt2} := \left[V_A \cdot \left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right)\right] + \left(E_{z.oppe} \cdot \frac{L_2}{2}\right) - \left[g_{tv} \cdot \frac{(40^2 m^2)}{2}\right] = 7.477 \times 10^3 \cdot kNm$$

Vedlegg H: Verifikasjon av opplagerkrefter som skyldes egenlast

Fra Vedlegg G:

$L_1 := 24m$ $L_2 := 30m$ $L_3 := 24m$ $L_4 := 14m$ $L_5 := 15m$

$g_{tv} := 193.125 \frac{kN}{m}$ $kNm := 1000J$

$EI_1 := 4.176 \cdot 10^{10} m^3 \cdot \frac{kg}{s^2}$ $EI_2 := 1.5 \cdot 10^{10} m^3 \cdot \frac{kg}{s^2}$

$r_1 := 4.732 \cdot 10^{-5}$ $r_2 := -4.809 \cdot 10^{-5}$

Skjærkrefter når r_1=1 og r_2=0 :

Del 1:

$$V_{1.1.A} := \frac{(3 \cdot EI_1) \cdot r_1}{L_1^2} = 10.292 \cdot kN \qquad V_{1.R.A} := \frac{(3 \cdot g_{tv} \cdot L_1)}{8} = 1.738 \times 10^3 \cdot kN$$

$$V_{A.del1} := -V_{1.1.A} + V_{1.R.A} = 1.728 \times 10^3 \cdot kN$$

Den jevnt fordelte lasten (1m) på utsiden av opplager A er ikke medregnet, og denne må legges til senere for å få den korrekte opplagerkraften i A.

$$V_{1.1.B} := \frac{(3 \cdot EI_1 \cdot r_1)}{L_1^2} = 10.292 \cdot kN \qquad V_{1.R.B} := \frac{(5 \cdot g_{tv} \cdot L_1)}{8} = 2.897 \times 10^3 \cdot kN$$

Del 2:

$$V_{2.1.B} := \frac{(6 \cdot EI_1 \cdot r_1)}{L_2^2} = 13.174 \cdot kN \qquad V_{2.R.B} := 0kN$$

Del 4:

$$V_{4.1.E} := \frac{(6 \cdot EI_2 \cdot r_1)}{L_4^2} = 21.729 \cdot kN$$

Skjærkrefter når r_1=0 og r_2=1 :

Del 2:

$$V_{2.1.C} := \frac{(6 \cdot EI_1 \cdot r_1)}{L_2^{\,2}} = 13.174 \cdot kN \qquad V_{2.2.C} := 0kN$$

Del 3:

$$V_{3.2.C} := \frac{(3 \cdot EI_1 \cdot r_2)}{L_3^{\,2}} = -10.46 \cdot kN \qquad V_{3.2.D} := V_{3.2.C} = -10.46 \cdot kN$$

$$V_{3.R.C} := \frac{(5 \cdot g_{tv} \cdot L_3)}{8} = 2.897 \times 10^3 \cdot kN \qquad V_{3.R.D} := \frac{(3 \cdot g_{tv} \cdot L_3)}{8} = 1.738 \times 10^3 \cdot kN$$

Del 5:

$$V_{5.2.F} := \frac{(6 \cdot EI_2 \cdot r_2)}{L_5^{\,2}} = -19.236 \cdot kN$$

Summerer skjærkreftene og får de totale skjærkreftene på brubanen:

$$V_A := V_{A.del1} + g_{tv} \cdot 1m = 1.921 \times 10^3 \cdot kN$$

$$V_B := V_{1.1.B} + V_{1.R.B} - V_{2.1.B} - V_{2.1.C} = 2.881 \times 10^3 \cdot kN$$

$$V_C := V_{2.1.B} + V_{2.1.C} - V_{3.2.C} + V_{3.R.C} = 2.934 \times 10^3 \cdot kN$$

$$V_D := V_{3.2.D} + V_{3.R.D} + g_{tv} \cdot 1m = 1.921 \times 10^3 \cdot kN$$

$$V_E := V_{4.1.E} = 21.729 \cdot kN$$

$$V_F := V_{5.2.F} = -19.236 \cdot kN$$

Opplagerkrefter i punkt E og F må finnes ved likevektsbetrakninger av konstruksjonen.

Setter summen av krefter i z-retning lik null:

$$L_{tot} := 80m$$

$$A_z := V_A = 1.921 \times 10^6 N \qquad D_z := V_D = 1.921 \times 10^6 N$$

$E_{z.oppe}$ og $F_{z.oppe}$ er ukjente.

Mellomregning for krefter i z-retning (sum av krefter i z-retning er lik null), $E_{z.oppe}$ og $F_{z.oppe}$ er ikke medregnet:

$$Z_1 := \left(g_{tv} \cdot L_{tot}\right) - A_z - D_z = 1.161 \times 10^4 \cdot kN$$

Definerer $E_{z.oppe} = Z_1 - F_{z.oppe}$

<u>Momentlikevekt om punkt A:</u>

$M_E := 101.4kNm$ $\qquad$ $M_F := 96.18kNm$

$$F_{z.oppe} := \frac{\left[\begin{array}{l}\left[g_{tv} \cdot L_{tot} \cdot \frac{\left(L_{tot} - 2m\right)}{2}\right] + \left(-V_F \cdot L_5\right) + \left(M_E\right) - \left(V_E \cdot L_4\right) - M_F \ldots \\ +\left[-V_D \cdot \left(\left(L_{tot} - 2m\right)\right)\right] - \left(L_1 \cdot Z_1\right)\end{array}\right]}{\left(L_1 + L_2 - L_1\right)} = 5.804 \times 10^3 \cdot kN$$

$$F_{z.oppe} = 5.804 \times 10^3 \cdot kN$$

Summen av krefter i z-retning som følge av egenvekt på brubanen gir:

$$E_{z.oppe} := Z_1 - F_{z.oppe} = 5.804 \times 10^6 N$$

$E_{z.oppe}$ og $F_{z.oppe}$ er aksialkraften øverst i søylene i akse 2 og 3.
For å finne opplagerkraften i punkt E og F må egenlasten av søylen legges til.

Egenvekt av armert betong: $\qquad \rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$

$$A_{søyle} := 1m \cdot 5m = 5\,m^2$$

$V_{søyle2} := A_{søyle} \cdot L_4 = 70 \cdot m^3$ $\qquad$ for søyle i akse 2

$V_{søyle3} := A_{søyle} \cdot L_5 = 75 \cdot m^3$ $\qquad$ for søyle i akse 3

<u>Da blir opplagerkreftene:</u>

$$E_z := E_{z.oppe} + \rho_c \cdot V_{søyle2} = 7.554 \times 10^3 \cdot kN$$

$$F_z := F_{z.oppe} + \rho_c \cdot V_{søyle3} = 7.679 \times 10^3 \cdot kN$$

Vedlegg I: Verifikasjon av temperaturlast

Her gjennomføres en verifikasjon av temperaturlast som bidrar til krumning i brubanen. Ser kun på tilfellet med temperaturgradient hvor oversiden av brua er varmere enn undersiden. I beregningene benyttes matrisestatikk med tilhørende stivhetersrelasjoner og bjelkeformler. Beregningene gjøres i henhold til *Matrisestatikk - Statiske beregninger av rammekonstruksjoner* av Kolbein Bell.

Vertikalt lineært varierende temperaturandel hvor oversiden regnes varmere enn undersiden gir følgende temperatur:

$\Delta T_{m.heat} := 15$

$\alpha_T := 10^{-5}$ Temperaturutvidelseskoeffisient for betong, ihht EK1-1-5: Tabell C.1

$E := 36000 \frac{N}{mm^2}$ $I := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$ $h := 1.3m$ $EI := E \cdot I = 4.176 \times 10^7 \cdot kN \cdot m^2$

$\Delta T_g := \frac{\Delta T_{m.heat}}{2} = 7.5$ $\varepsilon_0 := \alpha_T \cdot \Delta T_g = 7.5 \times 10^{-5}$

Krumningen blir;

$$\kappa_{om} := \frac{\varepsilon_0}{\frac{h}{2}} = 1.154 \times 10^{-4} \frac{1}{m}$$

Stivhetsrelasjonene ihht. Bjelkeformler s. 507 i *Matrisestatikk*

$k_{11} := \frac{4 \cdot EI}{24m}$ $k_{12} := \frac{2 \cdot EI}{24m}$ $k_{13} := 0$ $k_{.14} := 0$

$k_{21} := \frac{2 \cdot EI}{24m}$ $k_{22} := \left(\frac{4 \cdot EI}{24m}\right) + \left(\frac{4 \cdot EI}{30m}\right) + \left(\frac{4 \cdot EI}{14m}\right)$ $k_{23} := \frac{2 \cdot EI}{30m}$ $k_{24} := 0$

$k_{31} := 0$ $k_{32} := \frac{2 \cdot EI}{30m}$ $k_{33} := \left(\frac{4 \cdot EI}{30m}\right) + \left(\frac{4 \cdot EI}{24m}\right) + \left(\frac{4 \cdot EI}{15m}\right)$ $k_{34} := \frac{2 \cdot EI}{24m}$

$k_{41} := 0$ $k_{42} := 0$ $k_{43} := \frac{2 \cdot EI}{24m}$ $k_{44} := \frac{4 \cdot EI}{24m}$

$$K := \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 6.96 \times 10^6 & 3.48 \times 10^6 & 0 & 0 \\ 3.48 \times 10^6 & 2.446 \times 10^7 & 2.784 \times 10^6 & 0 \\ 0 & 2.784 \times 10^6 & 2.366 \times 10^7 & 3.48 \times 10^6 \\ 0 & 0 & 3.48 \times 10^6 & 6.96 \times 10^6 \end{pmatrix} \cdot kN \cdot m$$

Tvangsmoment som motvirker krumningen blir:

$M_0 := EI \cdot \kappa_{om} = 4.81846 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Brua utsettes for konstant krumning. Lastvektoren og frihetsgradene blir som følger:

$$R := \begin{pmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{pmatrix} \qquad r := K^{-1} \cdot R = \begin{pmatrix} -7.53 \times 10^{-4} \\ 1.214 \times 10^{-4} \\ -1.253 \times 10^{-4} \\ 7.55 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

$r_1 := -7.53 \cdot 10^{-4}$ $\quad r_2 := 1.214 \cdot 10^{-4}$ $\quad r_3 := -1.253 \cdot 10^{-4}$ $\quad r_4 := 7.55 \cdot 10^{-4}$

<u>Moment på grunn av frihetsgrad r_1:</u>

$M_{ABr.1} := k_{11} \cdot r_1 = -5240.88 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{BAr.1} := k_{21} \cdot r_1 = -2.62044 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

<u>Moment på grunn av frihetsgrad r_2:</u>

$M_{ABr2} := k_{12} \cdot r_2 = 422.472 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{BAr2} := \frac{4 \cdot EI}{24m} \cdot r_2 = 844.944 \cdot kN \cdot m$

$M_{BCr2} := r_2 \cdot \frac{EI \cdot 4}{30m} = 675.955 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{CBr2} := r_2 \cdot k_{32} = 337.978 \cdot kN \cdot m$

$M_{BEr2} := r_2 \cdot \frac{EI \cdot 4}{14m} = 1.448475 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{EBr2} := r_2 \cdot \frac{EI \cdot 2}{14m} = 724.238 \cdot kN \cdot m$

<u>Moment på grunn av frihetsgrad r_3:</u>

$M_{BCr3} := r_3 \cdot k_{23} = -348.835 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{CBr3} := r_3 \cdot \left(\frac{4 \cdot EI}{30m}\right) = -697.6704 \cdot kN \cdot m$

$M_{CDr3} := r_3 \cdot \left(\frac{4 \cdot EI}{24m}\right) = -872.088 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{DCr3} := r_3 \cdot k_{43} = -436.044 \cdot kN \cdot m$

$M_{CFr3} := r_3 \cdot \left(\frac{4 \cdot EI}{15m}\right) = -1.395341 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{FCr3} := r_3 \cdot \left(\frac{2 \cdot EI}{15m}\right) = -697.6704 \cdot kN \cdot m$

<u>Moment på grunn av frihetsgrad r_4:</u>

$M_{CDr4} := r_4 \cdot k_{34} = 2.6274 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $\qquad M_{DCr4} := r_4 \cdot k_{44} = 5.2548 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Totale momenter på grunn av temperaturgradienten blir:

$M_{AB} := M_0 + M_{ABr2} + M_{ABr.1} = 0.054 \cdot kN \cdot m$

$M_{BA} := -M_0 + M_{BAr2} + M_{BAr.1} = -6.594 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{BC} := M_0 + M_{BCr2} + M_{BCr3} = 5.146 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{CB} := -M_0 + M_{CBr2} + M_{CBr3} = -5.178 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{CD} := M_0 + M_{CDr3} + M_{CDr4} = 6.574 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{DC} := -M_0 + M_{DCr3} + M_{DCr4} = 0.294 \cdot kN \cdot m$

Vedlegg J: Tap av spennkraft

Kryp

Har beregnet tap av spennkraft for det midterste spennet på brua.

Betong B45:

$A_c := 7725000mm^2$ $E_{cm} := 36000MPa$

Tid til oppspenning: $t_0 := 7$

Kryptall for 100 år: $\varphi := 1.6886$

Spennarmering:

$A_p := 2250mm^2$ $E_p := 195000MPa$

Antall kabler i felt: $n_{kabel} := 6$

Totalt tverrsnittsareal: $A_{p.tot} := n_{kabel} \cdot A_p = 13500 \cdot mm^2$

Karakteristisk strekkgrense: $f_{p0.1k} := 1600MPa$

Oppspenning: $P_{0.max} := 1440MPa$

$P_{m0.max} := 1360MPa$

Nominell overdekning: $c_{nom} := 100mm$

Andre arealmoment til tverrsnittet:

$I_x := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$

$I_y := 2.781 \cdot 10^{13} mm^4$

Langtids E-modul:

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 1.339 \times 10^4 \cdot MPa$$

Ihht : EK2-1-1:7.4.3 Lign.(7.20)

$$\eta := \frac{E_p}{E_{c.eff}} = 14.563$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot} = 7.908 \times 10^6 \cdot mm^2$$

Tyngdepunktet i betongtverrsnittet er gitt ved y mm fra $UK_{tverrsnitt}$:

$$y := \frac{\left[\left(5000mm \cdot 950mm \cdot \frac{950mm}{2}\right) + \left[8500mm \cdot 350mm \cdot \left(950mm + \frac{350mm}{2}\right)\right]\right]}{(5000mm \cdot 950mm) + (8500mm \cdot 350mm)} = 725.324 \cdot mm$$

Avstanden fra tyngdepunkt til spennarmering: $e_p := y - c_{nom} = 625.324 \cdot mm$

Da blir:

$$y_t := \frac{\left[(\eta - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot e_p\right]}{A_t} = 14.479 \cdot mm$$

$$I_t := I_y + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot (e_p - y_t)^2 = 2.788 \times 10^{13} \cdot mm^4$$

<u>Aksialkraft og moment:</u>

Moment på grunn av egenlast midt på spennet er gitt ved:

$L_{midtspenn} := 30m$ $\quad$ $kNm := 1000J$

$M_g := 30931.61kNm$ $\quad$ Verdien er hentet fra Vedlegg K.

Oppspenningskraft per spennkabel:

$P_{max} := 3240kN$

$N_t := -P_{max} \cdot n_{kabel} = -1.944 \times 10^4 \cdot kN$

$M_t := N_t \cdot (e_p - y_t) + M_g = 1.906 \times 10^4 \cdot kNm$

<u>Betongspenninger etter lang tid:</u>

Ved armering:

$$\sigma_{c.t} := \left(\frac{N_t}{A_t}\right) - \left(\frac{M_t}{I_t}\right) \cdot (e_p - y_t) = -2.876 \cdot MPa$$

Betongspenninger etter kort tid:

$E_{cm} = 3.6 \times 10^{10}\,Pa$

$\eta_{kort} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$

$A_{t.kort} := A_c + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} = 7.785 \times 10^6 \cdot mm^2$

$y_{t.kort} := \left[\frac{(\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot e_p}{A_{t.kort}} \right] = 4.79 \cdot mm$

$I_{t.kort} := I_y + A_c \cdot y_{t.kort}^2 + (\eta_{kort} - 1) \cdot A_{p.tot} \cdot (e_p - y_{t.kort})^2 = 2.783 \times 10^{13} \cdot mm^4$

$N_t = -1.944 \times 10^4 \cdot kN$

$M_{t.kort} := N_t \cdot (e_p - y_{t.kort}) + M_g = 1.887 \times 10^4 \cdot kNm$

Betongspenning ved armering:

$\sigma_{c.t.kort} := \left(\frac{N_t}{A_{t.kort}} \right) - \left(\frac{M_{t.kort}}{I_t} \right) \cdot (e_p - y_{t.kort}) = -2.917 \cdot MPa$

Betongtøyninger:

Korttid :

$\Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{c.t.kort}}{E_{cm}} = -8.103 \times 10^{-5}$

Langtid :

$\Delta\varepsilon_{pl} := \frac{\sigma_{c.t}}{E_{c.eff}} = -2.148 \times 10^{-4}$

Spenningsendring pga kryp:

$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -15.801 \cdot MPa$

$\Delta\sigma_{pl} := \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_p = -41.881 \cdot MPa$

$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = -26.079 \cdot MPa$

Prosentvis reduksjon : $\varepsilon_{cc} := \left(\frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{P_{0.max}} \right) = 1.811 \cdot \%$

Svinn

$A_t = 7.908 \times 10^6 \cdot mm^2$

$e_p = 625.324 \cdot mm$

$y_t = 14.479 \cdot mm$

$E_{c.eff} = 1.339 \times 10^4 \cdot MPa$

$I_t = 2.788 \times 10^{13} \cdot mm^4$

$A_{p.tot} = 1.35 \times 10^4 \cdot mm^2$

Svinntøyning i betongen, $\varepsilon_{cs} := -2.958 \cdot 10^{-4}$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen ε_{cs}.

$N_s := \left|\varepsilon_{cs}\right| \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 778.693 \cdot kN$

<u>Spenningsendring pga svinn:</u>

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \left(\frac{N_s}{E_{c.eff} \cdot A_t}\right) + \left[\frac{\left[N_s \cdot \left(e_p - y_t\right)^2\right]}{E_{c.eff} \cdot I_t}\right] = -2.877 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -56.095 \cdot MPa$$

Prosentvis reduksjon: $\varepsilon_{svinn} := \dfrac{\left|\Delta\sigma_{p.svinn}\right|}{P_{0.max}} = 3.896 \cdot \%$

Relaksasjon

Tid etter oppspening, antar 100 år. $t := 876000$

Vi har relaksasjonsklasse 2 - lav relaksasjon.

Relaksasjonstap i prosent: $\rho_{1000} := 2.5$ Ihht. EK2-1-1: 3.3.2 (6)

Største spenning påført kabelen: $P_{0.max} = 1440 \cdot MPa$ Ihht. EK2-1-1: 5.10.2.1

Initiell spennkraft etter oppspenning: $P_{m0.max.6815} := 3060kN$ Ihht. ETA-06/0022

Karakteristisk strekkfasthet: $f_{pk} := 1860MPa$

$$\sigma_{pi} := \frac{P_{m0.max.6815}}{A_p} = 1.36 \times 10^3 \cdot MPa \qquad \mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.731$$

<u>Spenningsendring pga relaksasjon:</u>

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 68.228 \cdot MPa$$

Prosentvis tap: $\varepsilon_{rel} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{P_{0.max}} = 4.738 \cdot \%$

EK2-1-1 5.10.6 (1b) Relaksasjonen i stålet påvirkes av kryp og svinn i betongen, og denne interaksjonen tas hensyn til med en reduksjonsfaktor på 0,8.

Prosentvis tap: $\varepsilon_{rel.red} := \varepsilon_{rel} \cdot 0.8 = 3.79 \cdot \%$

Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon

Videre kan virkning av kryp, svinn og relaksasjon legges sammen. Dette gir en total reduksjon av spennkraften i spennarmeringen.

Reduksjon av kraft i spennarmering: $\varepsilon_{tot1} := \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{svinn} + \varepsilon_{rel.red} = 9.497 \cdot \%$

Forenklet medtode for beregning av tidsavhengige tap

$A_{p.tot} = 1.35 \times 10^4 \cdot mm^2$

$A_c = 7.725 \times 10^6 \cdot mm^2$

$I_t = 2.788 \times 10^{13} \cdot mm^4$

$z_{cp} := e_p = 625.324 \cdot mm$

$E_{cm} = 3.6 \times 10^4 \cdot MPa$

$\varepsilon_{cs} = -2.958 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_{pr} = 6.823 \times 10^7\ Pa$

$\varphi = 1.689$

$\sigma_{c.t.kort} = -2.917 \cdot MPa$

<u>Total tidsavhengig spenningsreduksjon:</u>

Ihht. EK2-1-1.5.10.6 (5.46)

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{\left[\left|\varepsilon_{cs}\right| \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}}\right) \cdot \varphi \cdot \left|\sigma_{c.t.kort}\right|\right]}{\left[1 + \left(\frac{E_p}{E_{cm}}\right) \cdot \left(\frac{A_{p.tot}}{A_c}\right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_c}{I_t}\right) \cdot z_{cp}^{\ 2}\right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)\right]} = 135.601 \cdot MPa$$

Prosentvis tap: $\varepsilon_{tot2} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{P_{0.max}} = 9.417 \cdot \%$

Denne verdien kan kontrolleres opp mot ε_{tot1}. Disse to verdiene er nokså like, og beregning for spennkrafttap anses som tilfredsstillende.

Vedlegg K: Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Generell inndata

$f_{ck} := 45MPa$

$\gamma_c := 1.5$

$f_{cd} := \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot MPa$

$\gamma_p := 1.15$

$f_{ctk.0.05} := 2.7MPa$

$\gamma_s := 1.15$

$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \cdot MPa$

Ihht. EK2-1-1: 3.1.6(2)

$f_{p.0.1k} := 1600MPa$

$E_p := 195000MPa$

$f_{pk} := 1860MPa$

$\sigma_{p0} := 0.85 \cdot f_{p.0.1k} = 1360 \cdot MPa$

$f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_p} = 1617.39 \cdot MPa$

$h := 1300mm$

$f_{yk} := 500MPa$

$y := 725.3mm$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot MPa$

$y_{eff} := 702.7mm$

$b_{uk} := 5000mm$

$b_{eff.s} := 7320mm$

$b_{eff.f} := 8500mm$

$h_f := 350mm$

Momentkapasitet

Kontrollen er gjennomført etter formler i *Formelsamling Betongkonstruksjoner 2*, og ved bruk av *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, 2009.

Kontroll av støttemoment

Slakkarmering:

$c_{nom.slakk} := 75mm$

$d_{topp} := h - c_{nom.slakk} - 25mm - 12.5mm = 1187.5 \cdot mm$

$A_{s.min.1} := 3272 \frac{mm^2}{m}$

$A_{s.min} := A_{s.min.1} \cdot b_{eff.s} = 23951.04 \cdot mm^2$

Spennarmering:

$c_{nom} := 100mm$

$n_{kabler.s} := 12$

$d_{spenn} := h - c_{nom.slakk} - 25mm - 25mm - 50mm = 1125 \cdot mm$

Finner en felles d_{mid} for slakk-og spennarmering:

$$d_{mid} := \frac{(d_{spenn} + d_{topp})}{2} = 1156.25 \cdot mm$$

Tøyningsgrense for trykk i betongen: $\varepsilon_{cu} := 0.0035$

Initiell tøyningsdifferanse: $\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 6.974 \times 10^{-3}$

Spennkrafttap: $\varepsilon_{tap} := 9.417\%$ (Se Vedlegg J for beregning.)

Effektiv tøyningsdifferanse: $\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - (0.0906\varepsilon_{p0}) = 6.342 \times 10^{-3}$

<u>Antar et balansert armert tverrsnitt:</u>

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left[\left(\frac{f_{pd}}{E_p}\right) - \varepsilon'_{p0}\right]} = 0.642$$

Faktor som gir effektiv høyde for trykksone: $\lambda := 0.8$ for f_{ck}< 50 MPa ihht. EK2-1-1: 3.1.7

Faktor for effektiv fasthet $\eta := 1.0$ for f_{ck}< 50 MPa ihht. EK2-1-1: 3.1.7

<u>Nødvendig spennarmeringsareal:</u>

$$A_{pb} := \left(0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{uk} \cdot d_{mid} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) - \left(A_{s.min} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}}\right) = 40374.11 \cdot mm^2$$

$$A_p := 2250mm^2$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n_{kabler.s} = 27000 \cdot mm^2$$

Kontroll av spennarmeringsareal:

$$K_{underarm.s} := \text{if}\left(A_{p.tot} < A_{pb}, \text{"Tverrsnittet er underarmert"}, \text{"Tverrsnittet er ikke underarmert"}\right)$$

$$K_{underarm.s} = \text{"Tverrsnittet er underarmert"}$$

Dersom flensen ligger på strekksiden, slik som i dette tilfellet, regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden, b_w, ihht avsnitt 4.2.4 og side 53 i *Betongkonstruksjoner.*
Dette svarer her til b_{uk}.

Løsning for underarmert tverrsnitt ($A_{p.tot} < A_{pb}$) :

$$\alpha_s := \frac{\left(f_{pd} \cdot A_{p.tot} + f_{yd} \cdot A_{s.min}\right)}{\left(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid}\right)} = 0.459$$

$kNm := 1000J$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \alpha_s\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid}^2 = 51063.04 \cdot kNm$

Opptredende moment over støtte: $M_{Ed} := 34664.2kNm$

$K_{moment.støtte} := \text{if}\left(M_{Rd} \geq M_{Ed}, \text{"Kapasitet OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right)$

$K_{moment.støtte} = \text{"Kapasitet OK!"}$

Kontroll av feltmoment

Slakkarmering:

$c_{nom.slakk.uk} := 50mm$

$d_{bunn} := h - c_{nom.slakk.uk} - 25mm - 12.5mm = 1212.5 \cdot mm$

$A_{s.min.f} := A_{s.min.1} \cdot b_{uk} = 16360 \cdot mm^2$

Spennarmering:

Antall kabler i felt: $n_{kabler.f} := 6$

$c_{nom} = 100 \cdot mm$

$d_{spenn.uk} := h - c_{nom} - 50mm = 1150 \cdot mm$

Finner en felles $d_{mid.f}$: $d_{mid.f} := \frac{\left(d_{bunn} + d_{spenn.uk}\right)}{2} = 1181.25 \cdot mm$

Antar et balansert tverrsnitt: $\alpha_b = 0.642$

Nødvendig spennarmeringsareal:

$$A_{pb.uk} := \left(0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{eff.f} \cdot d_{mid.f} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}}\right) + \left(A_{s.min.f} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}}\right) = 85699.87 \cdot mm^2$$

$A_{p.tot.felt} := A_p \cdot n_{kabler.f} = 13500 \cdot mm^2$

$K_{underarm.f} := \text{if}\left(A_{p.tot.felt} < A_{pb.uk}, \text{"Tverrsnittet er underarmert"}, \text{"Tverrsnittet er ikke underarmert"}\right)$

$K_{underarm.f} = \text{"Tverrsnittet er underarmert"}$

Løsning for underarmert tverrsnitt (Ap.tot.felt < Apb.uk) :

$$\alpha_f := \frac{\left(f_{pd} \cdot A_{p.tot.felt} + f_{yd} \cdot A_{s.min.f}\right)}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{mid.f}} = 0.141$$

Avsnitt 4.2.4 i *Betongkonstruksjoner* sier at ved en relativt tykk flens, hvor nøytralaksen havner i flensen, regnes tverrsnittet som et rektangulært tverrsnitt med bredde b_{eff}. I dette tilfellet vil b_{eff} være lik $b_{eff.f}$.

Krav til tykkelse,t, av flensen: $t \le \lambda \cdot \alpha_f \cdot d_{mid.f}$

$\lambda = 0.8$ Ihht EK2-1-1: 3.1.7(3)

$t \le \lambda \cdot \alpha_f \cdot d_{mid.f} \rightarrow t \le 0.134 \cdot m$

Tykkelsen på flensen er t = 350 mm, og derfor tilfredstiller ikke flensen dette kravet. Flensen i dette tilfellet kan derfor defineres som en tykk flens, og trykksonen vil bare ligge i deler av flensen. Siden kravet ikke tilfredstilles kan tverrsnittet beregnes som et rektangulært tverrsnitt med bredde b_{eff}.

Da blir momentkapasiteten: $M_{Rd.felt} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \alpha_f\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.f} \cdot d_{mid.f}^{\ 2} = 32261.57 \cdot kNm$

Opptredende moment: $M_{Ed.felt} := 30931.61 kNm$

$K_{moment.felt} := \text{if}\left(M_{Rd.felt} \ge M_{Ed.felt}, \text{"Kapasitet OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right)$

$K_{moment.felt} = \text{"Kapasitet OK!"}$

Kontroll av feltmoment i endefelt

$b_{uk} = 5000 \cdot mm$ $b_{eff.f} = 8500 \cdot mm$ $d_{mid.f} = 1181.25 \cdot mm$

Antar et balansert tverrsnitt: $\alpha_b = 0.642$

$A_{p.tot.felt} = 13500 \cdot mm^2$ $A_{pb.uk} = 85699.87 \cdot mm^2$

$K_{underarm.endef} := if\left(A_{p.tot.felt} < A_{pb.uk}, \text{"Tverrsnittet er underarmert"}, \text{"Tverrsnittet er ikke underarmert"}\right)$

$K_{underarm.endef} = \text{"Tverrsnittet er underarmert"}$

Løsning for underarmert tverrsnitt ($A_{p.tot.felt} < A_{pb.uk}$):

$\alpha_f = 0.141$

Momentkapasitet: $M_{Rd.felt} = 32261.57 \cdot kNm$

Opptredende moment: $M_{Ed.felt3} := 27061.30kNm$ Hentet fra NovaFrame, felt 3, element 526.

$K_{moment.endefelt} := if\left(M_{Rd.felt} \geq M_{Ed.felt3}, \text{"Kapasitet OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right)$

$K_{moment.endefelt} = \text{"Kapasitet OK!"}$

Skjærkraftkapasitet

Generelt:

$b_w := 5000mm$ $\quad$ $b_{eff} := 7.320m$

$A_c := 5000mm \cdot 950mm + 8500mm \cdot 350mm = 7.725 \times 10^6 \cdot mm^2$

$z := d_{mid} - (h - d_{bunn}) = 1069 \cdot mm$

Opptredende krefter er hentet fra NovaFrame. Verdien for skjærkraft over søyle i akse 2 og i avstand d fra opplegg skal finnes. Det er benyttet lineær interpolasjon for å finne V_{Ed} i avstand $d_{mid.s}$ fra opplegg.

$V_{Ed.0} := 6951.76kN$ Skjærkraften i punkt 0 i elem 511

$V_{Ed.0.5} := 5502.61kN$ Skjærkraften i punkt 0,5 i elem 511. Dette tilsvarer 1,5 m fra opplegg.

$$V_{Ed.red} := V_{Ed.0} + (V_{Ed.0.5} - V_{Ed.0}) \cdot \frac{d_{mid} - 0}{1.5m - 0} = 5834.71 \cdot kN$$

Aksialkraften som virker over støtte i akse 2, element 511 punkt 0 er:

$N_{Ed} := 32237.52kN$ (Trykkraft)

Skjærstrekkapasitet

Antar at tverrsnittet er uopprisset, og kontrollerer først om det er beregningsmessig behov for skjærarmering. Kontrollen gjennomføres ihht. EK2-1-1: 6.2.2 og NA.6.2.2

$A_{p.tot} = 27000 \cdot mm^2$ $\quad$ $A_s := 3272mm^2 \cdot \frac{b_{eff}}{m} = 2.395 \times 10^4 \cdot mm^2$

$\rho_l := \frac{A_p + A_s}{b_w \cdot d_{mid}} = 0.0045$ Skal være mindre enn 0.02, dvs OK.

$k := 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d_{mid}}} = 1.416$ Skal være mindre enn 2.0, dvs OK.

$k_1 := 0.15$ $\quad$ $k_2 := 0.18$

$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$

$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 4.173 \cdot MPa$ Skal være mindre enn: $0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \cdot MPa$ Dvs. OK

$$V_{Rd.c} := \left[\frac{N}{mm^2} \cdot C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] = 1.09 \cdot MPa$$

Nedre grense for skjærstrekkapasiteten uten skjærarmering er i henhold til EK2-1-1: NA.6.2.2(1), (inkludert formel NA.6.3N):

$$v_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.5} = 0.396 \cdot MPa \qquad V_{Rd.c.min} := \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) = 1.02 \cdot MPa$$

<u>Skjærstrekkapasiten uten skjærarmering blir:</u>

$$V_{Rd.c.} := \max\left(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min} \right) \cdot b_w \cdot d_{mid} = 6302.63 \cdot kN$$

<u>Kontroll:</u>

$$K_{kontroll.skjærstrekk} := \text{if}\left(V_{Rd.c.} > V_{Ed.red}, \text{"Ikke behov for skjærarmering"}, \text{"Behov for skjærarmering"} \right)$$

$$K_{kontroll.skjærstrekk} = \text{"Ikke behov for skjærarmering"}$$

Til tross for at det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering i brua, legges det inn skjærarmering tilsvarende minimumskravet gitt i EK2-1-1: NA.9.2.2(5). Dette arealet er gitt i Vedlegg B.

<u>Skjærtrykkapasitet</u>

Kontrollen gjennomføres ihht. EK2-1-1: 6.2.3(4) og NA.6.2.3(3)

$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.164$ da $0 < \sigma_{cp} < 0.25\, f_{cd}$ Ihht. EK2-1-1: formel NA.6.11.aN

$\nu_1 := 0.6$ $f_{ck} < 60$ MPa

Vinkelen, α, mellom skjærarmeringen og bjelkeaksen settes til 90^0

$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180}$ $\cot(\alpha) = 0$

Vinkelen, θ, mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen beregnes for hånd. Ihht. HB185 pkt. 5.3.4.2.6 skal cot(θ) ligge mellom 1 og 2. Dersom cot(θ) settes lik 2, fås den laveste skjærtrykkapasiteten.
Altså;
cot(θ) =2
1/tan(θ) = 2 --> tan(θ) = 0.5 --> θ = 26.56^0

$\theta := 26.56 \cdot \frac{\pi}{180}$

$\cot(\theta) = 2$ Ok, da $1 \le \theta \le 2$ Ihht HB185 pkt. 5.3.4.2.6

Skjærtrykkapasiteten blir:

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\theta) + \cot(\alpha))}{1 + (\cot(\theta))^2} = 38050.77 \cdot kN$$

Kontroll:

$$K_{kontroll.skjærtrykk} := \text{if}\left(V_{Rd.max} > V_{Ed.0}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Skjærkrefter mellom steg og flens

Kontrollen gjennomføres ihht. EK2-1-1: 6.2.4

Δx representerer den avstanden som undersøkes. Den settes lik halvparten av avstanden mellom punktet der momentet er null og der momentet har sin maksverdi.

Kontroll over støtte, flens i strekk

$$\Delta x_s := \frac{9}{2} m = 4.5 m \qquad M_{max.s} := 34664.20 kNm \quad M_{\Delta x.s} := 11699.63 kNm$$

Maks støttemoment hentes fra element 511, designpunkt 0. Momentet i punkt Δx_s hentes fra element 512, designpunkt 0.5. Dette tilsvarer 4.5 meter fra element 511, punkt 0.

Endring av normalkraft i flensen, ved betraktning av en utstikkende flens alene, er som følger:

$$\Delta F_{d.s} := \frac{M_{max.s} \cdot h_f \cdot \frac{(b_{eff.s} - b_w)}{2}}{(h_f \cdot b_{eff.s}) d_{mid} \cdot (1 - 0.4\alpha_s)} - \frac{M_{\Delta x.s} \cdot \left[h_f \cdot \frac{(b_{eff.s} - b_w)}{2}\right]}{(h_f \cdot b_{eff.s}) \cdot d_{mid} \cdot (1 - 0.4\alpha_s)} = 3854.43 \cdot kN$$

Skjærspenningen i lengderetningen i overgangen mellom steg og flens blir:

$$v_{Ed.s} := \frac{\Delta F_{d.s}}{h_f \cdot \Delta x_s} = 2.447 \cdot MPa$$

For å forhindre trykkbrudd, gir EK2-1-1: 6.2.4(4) følgende krav:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 MPa}\right) = 0.492$$

Ihht. EK2-1-1: 6.2.2(6)

Da det er en strekkflens som betraktes, settes vinkelen mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse lik 38.6^0. Dette svarer til $\cot(\theta_f) = 1.25$ og er ihht. EK2-1-1: 6.2.4(4)

$$\theta_{f.s} := 38.6 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$v_{Rd.s} := \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{f.s}) \cdot \cos(\theta_{f.s}) = 6.117 \cdot MPa$$

$$K_{trykkbrudd.flens.støtte} := \text{if}\left(v_{Rd.s} \geq v_{Ed.s}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

EK2-1-1: 6.2.4(6) sier også at det ikke kreves ekstra armering utover det som kreves for bøyning, dersom opptredende skjærspenning i lengderetnignen er mindre enn kravet; kf_{ctd}.

$k := 0.4$

$K_{ekstraarmering.støtte} := \text{if}\left(v_{Ed.s} \le k \cdot f_{ctd}, \text{"Ikke behov for ekstra armering"}, \text{"Behov for ekstra armering"}\right)$

$K_{ekstraarmering.støtte} = \text{"Behov for ekstra armering"}$

Nødvendig tverrarmering i en side av flensen over støtte blir:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} := v_{Ed.s} \cdot \frac{h_f}{\cot(\theta_{f.s}) \cdot f_{yd}}$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} := v_{Ed.s} \cdot \frac{h_f}{\cot(\theta_{f.s}) \cdot f_{yd}} = 1.573 \cdot \frac{mm^2}{mm}$$

Det vil si at den ene siden av flensen trenger en armering på 1.573 mm^2/mm.

$$A_{sf} := 150mm \cdot 1.573 \cdot \frac{mm^2}{mm} = 235.95 \cdot mm^2$$

$$Ø := \sqrt{4 \cdot \frac{A_{sf}}{\pi}} = 17.33 \cdot mm$$

Dette fører til følgende: Over støtte må det legges inn en armering med Ø20s150. Denne legges inn så lenge kravet over gjelder.

<u>Kontroll i felt, flens i trykk</u>

$$\Delta x_f := \frac{7.5}{2} m = 3.75\,m$$

Henter ut maksimalt feltmoment fra element 516, designpunkt 0.5. Videre hentes momentet, som skal tilsvare moment i punktet Δx_f, fra element 514, designpunkt 1. Dette elementet ligger i en avstand på 4.5 meter fra element 516, designpunkt 0.5. Dette avviker fra Δx_f over, men for å få lest ut en verdi fra NovaFrame må dette punktet benyttes. Dette anses som en konservativ betraktning, da endringen i normalkraft blir større ved bruk av element 514 enn ved bruk av en mindre Δx_f.

$M_{max.f} := 30931.61kNm$ $\qquad$ $M_{\Delta x.f} := 28383.77kNm$

Endring av normalkraft i flensen, ved betraktning av en utstikkende flens alene, er som følger:

$$\Delta F_{d.f} := \frac{M_{max.f} \cdot h_f \cdot \frac{(b_{eff.f} - b_w)}{2}}{(h_f \cdot b_{eff.f}) d_{mid} \cdot (1 - 0.4\alpha_s)} - \frac{M_{\Delta x.f} \cdot \left[h_f \cdot \frac{(b_{eff.f} - b_w)}{2}\right]}{(h_f \cdot b_{eff.f}) \cdot d_{mid} \cdot (1 - 0.4\alpha_s)} = 555.58 \cdot kN$$

Skjærspenningen i lengderetningen i overgangen mellom steg og flens blir:

$$v_{Ed.f} := \frac{\Delta F_{d.f}}{h_f \cdot \Delta x_f} = 0.423 \cdot MPa$$

Da det er en trykkflens som betraktes, settes vinkelen mellom betongtrykkstaven og bruas lengdeakse til 26.5^0. Dette svarer til $\cot(\theta_f) = 2$ og er ihht. EK2-1-1: 6.2.4(4)

$$\theta_{f.f} := 26.5 \cdot \frac{\pi}{180}$$

For å forhindre trykkbrudd, gir EK2-1-1: 6.2.4(4) følgende krav:

$$v_{Rd.f} := \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_{f.f}) \cdot \cos(\theta_{f.f}) = 5.01 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$K_{trykkbrudd.flens.felt} := \text{if}(v_{Rd.f} \geq v_{Ed.f}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) = \text{"OK!"}$$

EK2-1-1: 6.2.4(6) sier også at det ikke kreves ekstra armering utover det som kreves for bøyning, dersom opptredende skjærspenning i lengderetnignen er mindre enn kravet; kf_{ctd}.

$$k := 0.4$$

$$K_{ekstraarmering.felt} := \text{if}(v_{Ed.f} \leq k \cdot f_{ctd}, \text{"Ikke behov for ekstra armering"}, \text{"Behov for ekstra armering"})$$

$$K_{ekstraarmering.felt} = \text{"Ikke behov for ekstra armering"}$$

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt

Kontrollen gjennomføres ihht. EK2-1-1: 6.2.5

De største kreftene i støpeskjøtene opptrer i støpeskjøten som ligger i midtfeltet. Skjøten ligger 6 meter til høyre for akse 2. De største skjærkreftene hentes ut fra element 513, designpunkt 0. Er i dette punktet interessert i minste utvendige normalkraft for å beregne spennigen, σ_n. Benytter derfor minste opptredende aksialkraft i element 513, designpunkt. 0.

$$V_{Ed.støpeskjøt} := 3104.59kN$$

$$N_{Ed.støpeskjøt} := 10427.54kN$$ (Trykkkraft)

$$\beta := 1$$

Støpeskjøtens bredde tilsvarer bruas bredde på 8.5 m

$$b_i := 8.5m$$

$$v_{Edi} := \frac{\beta \cdot V_{Ed.støpeskjøt}}{z \cdot b_i} = 0.342 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Antar ru overflate. Etter EK2-1-1: 6.2.5(2) gir dette følgende parametere:

$$c := 0.40 \quad \mu := 0.7$$

Arealet på støpeskjøten:

$A_i := A_c$

Arealet på armeringen som krysser støpeskjøten:

$A_{arm.skjøt} := 6 \cdot 2250mm^2 + 3272mm^2 \cdot 5 + 3272mm^2 \cdot \frac{b_{eff}}{m} = 5.381 \times 10^4 \cdot mm^2$

$\rho := \frac{A_{arm.skjøt}}{A_i} = 0.007$

$\sigma_n := \frac{N_{Ed.støpeskjøt}}{A_i} = 1.35 \cdot \frac{N}{mm^2}$ OK, pga $\sigma_n < 0.6 \cdot f_{cd} = 15.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$v_{Rdi} := \min\left[c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)), 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd}\right] = 3.677 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$K_{kontroll.støpeskjøt} := \text{if}\left(v_{Rdi} \geq v_{Edi}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"}\right) = \text{"OK!"}$

Torsjonskapasitet

Kontrollen utføres i henhold til EK2-1-1: 6.3.2

Torsjonskapasitet ved opplegg i akse 2

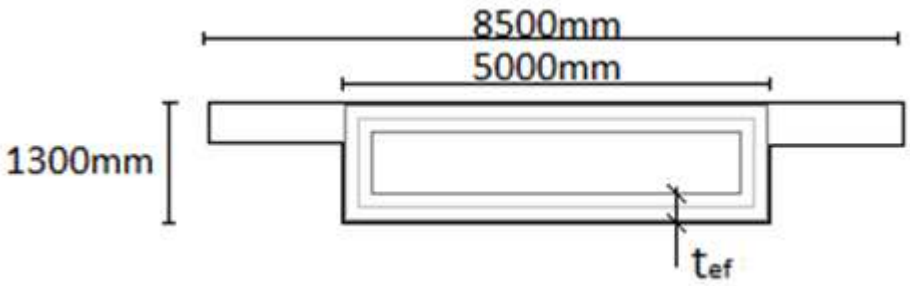
$f_{ck} = 45 \cdot MPa$ $\quad f_{cd} = 25.5 \cdot MPa$ $\quad f_{yd} = 434.783 \cdot MPa$

$\alpha_{cw} = 1.164$

Opptredende torsjonsmoment:

$T_{Ed} := 8638.18 kNm$

Antar at tverrsnittets torsjonskapasitet kan beregnes fra et lukket tverrsnitt, der hvor de utsikkende flensene ikke er tatt med. Det lukkede tverrsnittet er markert på figuren under.



$b := 5000mm$ $\quad h = 1300 \cdot mm$

Totalt areal av tverrsnitt innefor den ytre omkretsen: $A_{torsjon} := b \cdot h = 6500000 \cdot mm^2$

Ytre omkrets av tverrsnittet: $u := 2 \cdot (b + h) = 12600 \cdot mm$

Effektiv veggtykkelse: $t_{ef} := \frac{A_{torsjon}}{u} = 515.87 \cdot mm$

Torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd:

Arealet som omsluttes av senterlinjene i tverrsnittsdelene, medregnet innvendig hulrom:

$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 3516124.97 \cdot mm^2$

$\nu = 0.492$ Ihht. EK2-1-1: 6.2.2(6), formel (6.6N)

$\theta := 26.56 \cdot \frac{\pi}{180}$

Da blir torsjonskapasiteten:

$T_{Rd.max} := 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 21182.06 \cdot kNm$ Ihht. EK2-1-1: 6.3.2(4), formel (6.30)

Interaksjon mellom torsjon og skjærkrefter ved støtte:

$V_{Rd.max} = 3.805 \times 10^4 \cdot kN$ $\qquad$ $V_{Ed.red} = 5.835 \times 10^3 \cdot kN$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.red}}{V_{Rd.max}} = 0.561$$ Ihht. EK2-1-1:6.3.2(4), formel (6.29)

Trykkbruddkapasiteten for tverrsnittet er tilstrekkelig, siden

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.red}}{V_{Rd.max}} \le 1$$

Riss-torsjonsmoment:

$T_{Rd.c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 5550.45 \cdot kNm$

$K_{kontroll.risstorsjon} := \text{if}\left(T_{Ed} \le T_{Rd.c}, \text{"Ikke behov for torsjonsarmering"}, \text{"Behov for torsjonsarmering"}\right)$

$K_{kontroll.risstorsjon} = \text{"Behov for torsjonsarmering"}$

I dette tilfellet er ikke kravet oppfyllt, og brudekket vil risse på grunn av torsjon. Det er derfor beregningsmessig behov for torsjonsarmering.

Torsjonsarmering:

Lengdearmering:

Omkretsen av areal A_k: $\qquad u_k := 2 \cdot \left[\left(h - t_{ef}\right) + \left(b - t_{ef}\right)\right] = 10536.51 \cdot mm$

$f_{yd} = 434.783 \cdot MPa$

Nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen for torsjon, langs bøyleomretsen, blir:

$$A_{sl.tot} := \left(\frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}\right) \cdot \cot(\theta) \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} = 59549.51 \cdot mm^2$$ Ihht. EK2-1-1: 6.3.2(3), formel (6.28)

Bøylearmering

$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \cdot MPa$

$$\left(\frac{A_{sw.1}}{s}\right) := \left[\frac{T_{Ed}}{\left(2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}\right)}\right] \cdot \tan(\theta) = 1412.31 \cdot \frac{mm^2}{m}$$ (enkeltsnittet)

Valg av armering:

Lengdearmering:

Opptredende moment ved maksimal torsjon leses av i NovaFrame:

$M_{Ed.torsjon} := 7388.3kNm$

Minimumsarmering i overkant av brudekket: $A_{s.min} = 23951.04 \cdot mm^2$

Minimumsarmering i underkant av brudekket: $A_{s.min.f} = 16360 \cdot mm^2$

Spennkabler i overkant av brudekket: $A_{p.tot} = 27000 \cdot mm^2$

Kontrollerer kapasiteten til spennkablene alene, og ser hvor mye av slakkarmeringen i overkant som kan benyttes som torsjonsarmering:

$\alpha_b = 0.642$

$$A_{pb.spenn} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_{uk} \cdot d_{mid} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 46812.56 \cdot mm^2$$

$K_{underarm.torsj} := \text{if}\left(A_{pb.spenn} > A_{p.tot}, \text{"Tverrsnittet er underarmert"}, \text{"Tversnittet er ikke underarmert"}\right)$

$K_{underarm.torsj} = \text{"Tverrsnittet er underarmert"}$

$$\alpha_{spenn} := \frac{\left(f_{pd} \cdot A_{p.tot}\right)}{\left(0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid}\right)} = 0.37$$

$$M_{Rd.spenn} := 0.8 \cdot \alpha_{spenn} \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \alpha_{spenn}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{uk} \cdot d_{mid}^2 = 43014.38 \cdot kNm$$

Siden $M_{Rd.spenn} > M_{Ed.torsjon}$ kan spennkablene ta hele det opptredende momentet, og all slakkameringen kan benyttes til torsjonsarmering.

Nødvendig slakkarmeringsareal for å ta torsjonsmoment: $A_{sl.tot} = 59549.51 \cdot mm^2$

Antall armeringsstenger:

$Ø := 25mm$

$$n_{tot.slakk} := \frac{A_{sl.tot}}{\left[\pi \cdot \left(\frac{Ø}{2}\right)^2\right]} = 121.31$$

Benytter derfor 122Ø25.

Omkrets som lengdearmeringen fordeles over:

$$o_{torsjon} := 2 \cdot \left[\left(b - 2c_{nom.slakk}\right) + \left(h - c_{nom.slakk}\right)\right] = 12150 \cdot mm$$

Senteravstand mellom slakkarmeringen:

$$s_{slakk} := \frac{o_{torsjon}}{122} = 99.59 \cdot mm$$

Da blir lengdearmeringen: 122Ø25s100

<u>Bøyler:</u>

Velger bøyler Ø20, med $A_{sw} := (10mm)^2 \cdot \pi = 314.16 \cdot mm^2$

Senteravstand: $s \le \frac{A_{sw}}{1.41 \frac{mm^2}{mm}} \rightarrow s \le \frac{0.0002 \cdot m^2}{mm}$

Krav for senteravstand: $s \le \frac{u}{8} \rightarrow s \le 1.575 \cdot m$ Ihht. EK2-1-1: 9.2.3(3)

Største senteravstand mellom skjærarmering:

$$\alpha_{skjær} := 90 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.571$$ (Vinkel på skjærarmeringen)

Avstanden mellom strekkarmeringen og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer:

$$h_h := h - c_{nom.slakk} - c_{nom.slakk.uk} - (2 \cdot 25mm) - 25mm = 1100 \cdot mm$$

Største avstand blir da:

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h_h \cdot \left(1 + \cot\left(\alpha_{skjær}\right)\right) = 660 \cdot mm$$ EK2-1-1: NA.9.2.2(6)

Velger bøyler Ø20s200 i lengderetningen

Fra Vedlegg B er det beregnet en minimum skjærarmering per lengdeenhet på:

$$A_{sw.min} := 6708 \frac{mm^2}{m}$$

Krav for torsjonsarmering i lengderetning, per enhet av bøylearmering:

$$A_{sw.1} := 1412.31 \frac{mm^2}{m}$$

Finner antall bøyler i tverretning:

$$\frac{A_{sw.min}}{A_{sw.1}} = 4.75$$ Dette betyr at det er nødvendig med minimum 5 bøyler i tverretningen.

Senteravstand i tverrretningen mellom bøylebein er gitt ved:

$d := 1300mm - 75mm - 50mm - 25mm = 1150 \cdot mm$

$s_{t.max} \le d \le 600mm \rightarrow s_{t.max} \le 1.15 \cdot m \le 600 \cdot mm$ Ihht EK2-1-1: 9.2.2 (8)

Velger en senteravstand i tverretningen på: $s_{bøyler.t} := 600mm$

Med minimum 5 bøyler på Ø20 er: $A_{sw} := 5 \cdot \left[\pi \cdot (10mm)^2\right] = 1570.796 \cdot mm^2$

Disse bøylene krever maksimal senteravstand i <u>lengderetningen</u>: $s_{bøyler} := \dfrac{A_{sw}}{6708 \dfrac{mm^2}{m}} = 234.168 \cdot mm$

Ser at den valgte senteravstanden i lengderetningen på 200 mm er OK.

Kontroll med 5 bøyler i tverretningen:

$A_{sw.opptred} := A_{sw} \cdot \dfrac{1000mm}{200mm} = 7853.982 \cdot mm^2$ (per lengdemeter)

$A_{sw.opptred}$ er større enn minimum skjærarmering, beregnet i Vedlegg B:

$\dfrac{A_{sw}}{s} := 6708 \dfrac{mm^2}{m}$

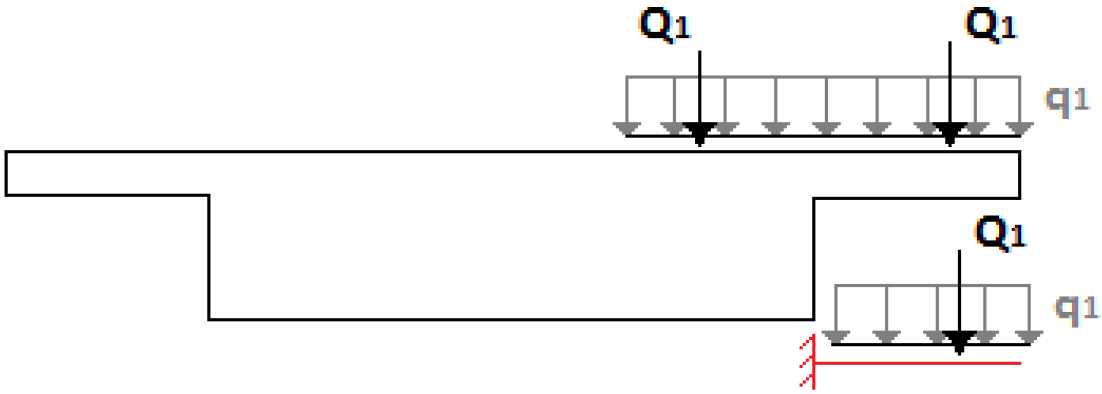
Dette betyr at økt slakkarmeringsareal som følge av torsjon vil bli gjeldene for konstruksjonen.
Tverrsnittet vil dermed ha følgende skjærbøylearmering:

- I lengeretningen er det behov for Ø20 med s200.
- I tverretningen er det behov for minimum 5 bøyler av Ø20. Det velges imidlertidig å legge bøyler med en senteravstand på s600 i hele tverretningen av tverrsnittet.

Tverrarmering

Det er utført en kontroll av tverrarmeringen i flensene på tverrsnittet. Tverrarmeringen kontrolleres for både moment- og skjærkapasitet. Ved beregning er det antatt at flensen kan illustreres som en utkrager med fast innspenning i steget på tverrsnittet, slik som illlustrert på figuren under. Det er ikke tatt hensyn til vekten av kantdragere, slitelag eller rekkverk i denne beregningen.

Det statiske systemet av flensen er illustrert under, med påført trafikklast LM1.



$b_{tverr} := 1000mm$ $\qquad$ $c_{nom.ok} := 75mm$

$h_f = 350 \cdot mm$ $\qquad$ $d_{tverr} := h_f - c_{nom.ok} = 275 \cdot mm$

Momentkapasitet

Lastmodell 1 gir: $\qquad$ Jevnt fordelt trafikklast: $\quad q_1 := 5.4 \frac{kN}{m^2}$

Punktlast, trafikk: $\quad Q_1 := 150kN$

Lastmodell 2 gir: $\qquad$ Punktlast, trafikk: $\quad Q_2 := 200kN$

Egenvekt: $\quad \rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$

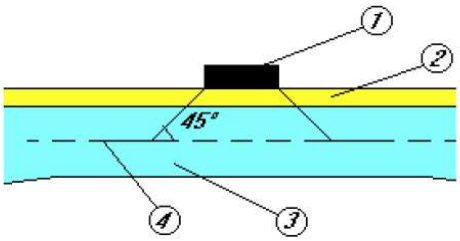
Lengde på utkrager: $\quad l_{tverr} := \frac{(8500mm - b_w)}{2} = 1.75\,m$

Lastfaktor trafikk: $\quad \gamma_{tr} := 1.35$

Lastfaktor egenvekt: $\quad \gamma_g := 1.0$

Opptredende moment:

For å finne momentet på grunn av punktasten benyttes influenslinjer. For mer informasjon om dette, se kapittel 10.6 i rapporten. Arealet som benyttes er det projiserte arealet ned til midten av betongdekket. Illustrert under:



Bildet er hentet fra EK1-2: Figure. 4.4.
Beskrivelse:
1) Kontaktflate til dekket
2) Asfalt
3) Betongdekke
4) Midten av betongdekket

Lastmodell 1:

Det projiserte arealet blir: $l_{dekk} := 0.4m$ $\frac{h_f}{2} = 0.175\,m$

$$l_{dekk.ny} := l_{dekk} + \frac{h_f}{2} = 0.575\,m$$

$$A_{ny} := l_{dekk.ny} \cdot l_{dekk.ny} = 3.306 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Faktor fra influensfelt: $\mu_{middel} := 10$

Lastmodell 2:

Det projiserte arealet blir: $l_{b.2} := 0.35m$ $l_{h.2} := 0.6m$

$$A_{ny.2} := \left(l_{b.2} + \frac{h_f}{2}\right) \cdot \left(l_{h.2} + \frac{h_f}{2}\right) = 0.407\,m^2$$

Faktor fra influensfelt: $\mu_{middel.2} := 10.5$

Lastmodell 1 gir:

Punktlast trafikk: $M_{Q1} := \left(\frac{Q_1}{8 \cdot \pi}\right) \cdot \mu_{middel} \cdot 1m \cdot \gamma_{tr} = 80.572 \cdot kNm$

Jevnt fordelt trafikklast: $M_{q1} := \gamma_{tr} \cdot q_1 \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 11.163 \cdot kNm$

Lastmodell 2 gir:

Punktlast trafikk: $M_{Q2} := \left(\frac{Q_2}{8 \cdot \pi}\right) \cdot \mu_{middel.2} \cdot 1m \cdot \gamma_{tr} = 112.801 \cdot kNm$

Ser at LM2 vil bli dimensjonerende, og derfor benyttes denne ved videre beregning.

Videre blir:

Egenvekt: $M_g := \gamma_g \cdot \rho_c \cdot h_f \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 13.398 \cdot kNm$

Totalt moment blir: $M_{Ed.tverr} := M_{Q2} + M_g = 126.2 \cdot kNm$

Momentkapasitet:

$\alpha_{tverr} := 0.412$

$M_{Rd.tverr} := 0.8 \cdot \alpha_{tverr} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{tverr}) \cdot f_{cd} \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr}^2 = 530.864 \cdot kNm$

Kontroll av moment:

$\text{if}(M_{Ed.tverr} < M_{Rd.tverr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

Beregner nødvendig armering:

$z_{faktor} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.tverr}}{M_{Rd.tverr}}\right) = 0.96$ (Denne faktoren kan ikke være større enn 0,95.)

$z_{faktor.ny} := 0.95$

$z_{tverr} := z_{faktor.ny} \cdot d_{tverr} = 0.261\,m$

$A_{s.min.tverr} := \frac{M_{Ed.tverr}}{f_{yd} \cdot z_{tverr}} = 1111.039 \cdot mm^2$

Har antatt en armering på Ø25s150 i tverrertningen.

Armering i tverretningen: $A_{s.tverr} := 12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150} = 3272.492 \cdot mm^2$

Kontroll av armering:

$\text{if}(A_{s.tverr} > A_{s.min.tverr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

Det er tilstrekkelig tverrarmering i flensene.

Skjærkapasitet

For å finne bidraget fra punktlasten må diagrammer fra *Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 6* benyttes. LM2 antas å være dimensjonerende, og dette gir:

Lastmodell 1: $k_v := 0.28$ $t_x := 0.575m$ $t_y := t_x = 0.575\,m$

Lastmodell 2: $k_{v.2} := 0.25$ $t_{x.2} := 0.775m$ $t_{y.2} := 0.525m$

Lastmodell 1 gir:

Punktlast trafikk: $V_{Q1} := k_v \cdot \left(\frac{Q_1}{t_y}\right) \cdot 1m \cdot \gamma_{tr} = 98.609 \cdot kN$

Jevnt fordelt trafikklast: $V_{q1} := q_1 \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \gamma_{tr} = 12.758 \cdot kN$

Lastmodell 2 gir:

Punktlast trafikk: $V_{Q2} := k_{v.2} \cdot \left(\frac{Q_2}{t_{y.2}}\right) \cdot 1m \cdot \gamma_{tr} = 128.571 \cdot kN$

Ser at LM2 vil bli dimensjonerende, og derfor benyttes denne ved videre beregning.

Videre blir:

Egenvekt: $V_g := \rho_c \cdot h_f \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \gamma_g = 15.313 \cdot kN$

Total opptredende skjærkraft blir: $V_{Ed} := V_{Q2} + V_g = 143.884 \cdot kN$

Skjærkapasitet:

$k_{tverr} := 1 + \sqrt{\left(\frac{200mm}{d_{tverr}}\right)} = 1.853$ $A_{sl} := 12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150} = 3272.492 \cdot mm^2$

$\rho_{l.tverr} := \frac{A_{sl}}{b_{tverr} \cdot d_{tverr}} = 0.012$

Skjærkapasitet blir følgende:

$V_{Rd.tverr} := \left[MPa \cdot C_{Rd.c} \cdot k_{tverr} \cdot \left[\frac{(100 \cdot \rho_{l.tverr} \cdot f_{ck})}{MPa}\right]^{\frac{1}{3}}\right] \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr}$ Ihht. EK2-1-1: 6.2.2 (6.2.a)

$V_{Rd.tverr} = 230.46 \cdot kN$

Kontroll av opptredende skjærkraft:

$\text{if}\left(V_{Ed} < V_{Rd.tverr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Oppsummering: Slakkarmeringen som ligger i tverretningen i flensen har tilstrekkelig kapasitet med hensyn på moment og skjærkrefter. Det er kun behov for minimum skjærarmering i flensene.

Vedlegg L: Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Generell input:

$h := 1300mm$ $b_w := 5000mm$ $b_f := 8500mm$ $b_{eff} := 7320mm$

$h_f := 350mm$ $E_p := 195000MPa$ $E_c := 36000MPa$ $\varphi_{100} := 1\ 6886$

$E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = 13389.87 \cdot MPa$ $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 14.56$ $kNm := 1000J$

Betongen:

$f_{ck} := 45MPa$ $\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma c} = 25.5 \cdot MPa$

$A_c := 7725000mm^2$ $y_c := 725.3mm$ $\varepsilon_{cs} := 0.2958 \cdot 10^{-3}$

$I_{c.x} := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$

Slakkarmering:

$E_s := 200000MPa$

$f_{yk} := 500MPa$ $\gamma_s := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot MPa$

Spennarmering:

$f_{p0.1k} := 1600MPa$ $f_{pk} := 1860MPa$ $\sigma_{pm0} := 1360MPa$ (etter låsetap)

$A_p := 2250mm^2$ $P_{max} := 3240kN$

$c_{nom.spenn} := 100mm$ $n_{k.felt} := 6$ $n_{k.støtte} := 12$

Overdekning slakkarmering:

$c_{nom.ok} := 75mm$ $c_{min.dur.ok} := 50mm$ $d_{slakk.ok} := h - c_{nom.ok} - 25mm = 1.2\,m$

$c_{nom.uk} := 50mm$ $c_{min.dur.uk} := 35mm$ $d_{slakk.uk} := h - c_{nom.uk} - 25mm = 1.225\,m$

Effektiv høyde til spennarmering:

$d_{spenn.uk} := h - c_{nom.uk} - (2 \cdot 25mm) - 50mm = 1150 \cdot mm$

$d_{spenn.ok} := h - c_{nom.ok} - (2 \cdot 25mm) - 50mm = 1125 \cdot mm$

$$d_{middel.ok} := \frac{(d_{slakk.ok} + d_{spenn.ok})}{2} = 1.163\,m$$

$$d_{middel.uk} := \frac{(d_{slakk.uk} + d_{spenn.uk})}{2} = 1.188\,m$$

Spenningsbegrensning

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Ved opplegg i akse 2

Benytter effektiv flensbredde:

$A_{eff} := 7312000mm^2$ $\qquad$ $y_{eff} := 702.7mm$

$I_{x.eff} := 1.0866 \cdot 10^{12} mm^4$ $\qquad$ $I_{y.eff} := 2.204 \cdot 10^{13} mm^4$

Spennarmering over støtte: $\qquad$ $A_{p.tot.s} := A_p \cdot n_{k.støtte} = 27000 \cdot mm^2$

Staduim I, urisset betong:

Transformert tverrsnitt: $\qquad$ $A_{t.eff} := A_{eff} + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.s} = 7.678 \times 10^6 \cdot mm^2$

Avstand fra tpb til armering: $\qquad$ $e_{p.støtte} := d_{middel.ok} - y_{eff} = 459.8 \cdot mm$

Avstanden fra y_c til y_{eff}: $\qquad$ $y_{t.eff} := \dfrac{\left[(\eta - 1) \cdot A_{p.tot.s} \cdot e_{p.støtte}\right]}{A_{t.eff}} = 21.93 \cdot mm$

Arealtreghetsmoment om tp: $\qquad$ $I_{t.eff} := I_{x.eff} + A_{eff} \cdot \left(y_{t.eff}\right)^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.s} \cdot \left(e_{p.støtte} - y_{t.eff}\right)^2$

$I_{t.eff} = 1.16 \times 10^{12} \cdot mm^4$

Opptredende aksialkraft og moment ved opplegg, hentet fra NovaFrame:

$N_{støtte.kar} := -28101.4kN$

$M_{støtte.kar} := 17159.68kNm$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t.eff}}\right) \cdot \left(-y_{eff} - y_{t.eff}\right) = -14.376 \cdot MPa$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.s.kar} := \left(\frac{N_{støtte.kar}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.kar}}{I_{t.eff}}\right) \cdot \left(y_{eff} - y_{t.eff}\right) = 6.408 \cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \cdot MPa$

$K_{trykk.støtte} := if\left(\sigma_{c.uk.s.kar} \le \sigma_{c.tillatt}, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$

Strekkspenning $f_{ctm} := 3.8MPa$ Ihht EK2-1-1: Tab.3.1

$K_{strekk.støtte} := if\left(\sigma_{c.ok.s.kar} \le f_{ctm}, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "IKKE\ OK"$

Midtfelt, felt 2

<u>Staduim I, urisset betong</u>:

$I_x := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$ $I_y := 2.781 \cdot 10^{13} mm^4$ $y := 725.3mm$

Spennarmering i felt: $A_{p.tot.f} := n_{k.felt} \cdot A_p = 13500 \cdot mm^2$

Transformert tverrsnitt: $A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.f} = 7.908 \times 10^6 \cdot mm^2$

Avstand fra tpb til armering: $e_{p.felt} := d_{middel.uk} - y = 462.2 \cdot mm$

Beliggenhet av tp: $y_t := \dfrac{\left[(\eta - 1) \cdot A_{p.tot.f} \cdot e_{p.felt}\right]}{A_t} = 10.702 \cdot mm$

Arealtreghetsmoment om tp: $I_t := I_x + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p.tot.f} \cdot \left(e_{p.felt} - y_t\right)^2 = 1.198 \times 10^{12} \cdot mm^4$

Opptredende aksialkraft og moment som virker i snittet, hentet fra NovaFrame:

$N_{felt.kar} := -14966.67kN$

$M_{felt.kar} := 16538.10kNm$

<u>Betongspenninger:</u>

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.f.kar} := \left(\frac{N_{felt.kar}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.kar}}{I_t}\right) \cdot \left(y - y_t\right) = 7.971 \cdot MPa$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.f.kar} := \left(\frac{N_{felt.kar}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.kar}}{I_t}\right) \cdot \left(-y - y_t\right) = -12.051 \cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning: $K_{trykk.felt} := \text{if}\left(\sigma_{c.ok.f.kar} \le \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Strekkspenning: $K_{strekk.felt} := \text{if}\left(\sigma_{c.uk.f.kar} \le f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$

Oppsummering:

Strekkfastheten til tverrsnittet er ikke tilstrekkelig for karakteristisk lastkombinasjon, og tverrsnittet må beregnes som opprisset , Staduim II, for karakteristisk lastkombinasjon.

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Ved opplegg i akse 2

Staduim I, urisset betong:

Opptredende aksialkraft og moment ved opplegg, hentet fra NovaFrame:

$N_{støtte.perm} := -27866.52kN$

$M_{støtte.perm} := 10740.22kNm$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.s.perm} := \left(\frac{N_{støtte.perm}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.perm}}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(-y_{eff} - y_{t.eff}\right) = -10.337\cdot MPa$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.s.perm} := \left(\frac{N_{støtte.perm}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.perm}}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(y_{eff} - y_{t.eff}\right) = 2.672\cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt.perm} := 0.45\cdot f_{ck} = 20.25\cdot MPa$

$K_{trykk.støtte.perm} := \text{if}\left(\sigma_{c.uk.s.perm} \le \sigma_{c.tillatt.perm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Strekkspenning $f_{ctm} = 3.8\cdot MPa$ Ihht EK2-1-1: Tab.3.1

$K_{strekk.støtte.perm} := \text{if}\left(\sigma_{c.ok.s.perm} \le f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Midtfelt, felt 2

Stadium I, urisset betong:

Opptredende aksialkraft og moment som virker i snittet, hentet fra NovaFrame:

$N_{felt.perm} := -14426.97kN$

$M_{felt.perm} := 9207.62kNm$

Betongspenninger:

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.f.perm} := \left(\frac{N_{felt.perm}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.perm}}{I_t}\right)\cdot\left(-y - y_t\right) = -7.48\cdot MPa$$

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.f.perm} := \left(\frac{N_{felt.perm}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.perm}}{I_t}\right)\cdot\left(y - y_t\right) = 3.667\cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning: $K_{trykk.felt.perm} := \text{if}\left(\sigma_{c.ok.f.perm} \le \sigma_{c.tillatt.perm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Strekkspenning: $K_{strekk.felt.perm} := \text{if}\left(\sigma_{c.uk.f.perm} \le f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Oppsummering:

Trykk- og strekkfastheten er tilstrekkelig for tilnærmet permanent lastkombinasjon, og tverrsnittet forblir uopprisset. Det er derfor ikke nødvendig å beregne tverrsnittet i Stadium II.

OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Ved opplegg i akse 2

Staduim I, urisset betong:

Opptredende aksialkraft og moment ved opplegg, hentet fra NovaFrame:

$M_{støtte.ofte} := 12138.08kNm$ $N_{støtte.ofte} := -27992.27kN$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.s.ofte} := \left(\frac{N_{støtte.ofte}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.ofte}}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(-y_{eff} - y_{t.eff}\right) = -11.226\cdot MPa$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.s.ofte} := \left(\frac{N_{støtte.ofte}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{M_{støtte.ofte}}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(y_{eff} - y_{t.eff}\right) = 3.476\cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Ved kontroll av spenningsbegrensning for ofte forekommende lastkombinasjon eksisterer det ikke krav for trykkspenningen i betongen. Denne antas derfor å være tilstrekkelig.

Strekkspenning $f_{ctm} = 3.8\cdot MPa$ Ihht EK2-1-1: Tab.3.1

$$K_{strekk.støtte.ofte} := \text{if}\left(\sigma_{c.ok.s.ofte} \le f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Midtfelt, felt 2

Stadium I, urisset betong:

Opptredende aksialkraft og moment som virker i snittet, hentet fra NovaFrame:

$M_{felt.ofte} := 9902.37kNm$ $\qquad$ $N_{felt.ofte} := -14437.76kN$

Betongspenninger:

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_t}\right)\cdot\left(-y - y_t\right) = -7.908\cdot MPa$$

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.f.ofte} := \left(\frac{N_{felt.ofte}}{A_t}\right) + \left(\frac{M_{felt.ofte}}{I_t}\right)\cdot\left(y - y_t\right) = 4.08\cdot MPa$$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning: $K_{trykk.felt.ofte} := \text{if}\left(\left|\sigma_{c.ok.f.ofte}\right| \le \left|\sigma_{c.ok.f.kar}\right|, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Strekkspenning: $K_{strekk.felt.ofte} := \text{if}\left(\sigma_{c.uk.f.ofte} \le f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$

Oppsummering:

Trykk- og strekkfastheten er tilstrekkelig ved opplegg i akse 2 for ofte forekommende lastkombinasjon. Strekkfastheten er ikke tilstrekkelig i midtfeltet, felt 2, og tverrsnittet vil risse her. Det er derfor nødvendig å beregne tverrsnittet som opprisset, Stadium II.

Spenningsberegning, Staduim II

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Ved opplegg i akse 2

Stadium 2, opprisset betong:

$\eta = 14.563$ $\qquad$ $A_{slakk.tot.s} := 56 \cdot (12.5mm)^2 \cdot \pi = 0.027\,m^2$

$M_{støtte.kar} = 17159.68 \cdot kNm$ $\qquad$ $N_{støtte.kar} = -28101.4 \cdot kN$

$$\rho := \frac{(A_{p.tot.s} + A_{slakk.tot.s})}{(b_w \cdot d_{middel.ok})} = 9.374 \times 10^{-3} \qquad a := \frac{M_{støtte.kar}}{|N_{støtte.kar}|} = 610.634 \cdot mm$$

$e_s := d_{middel.ok} - y_{eff} = 459.8 \cdot mm$

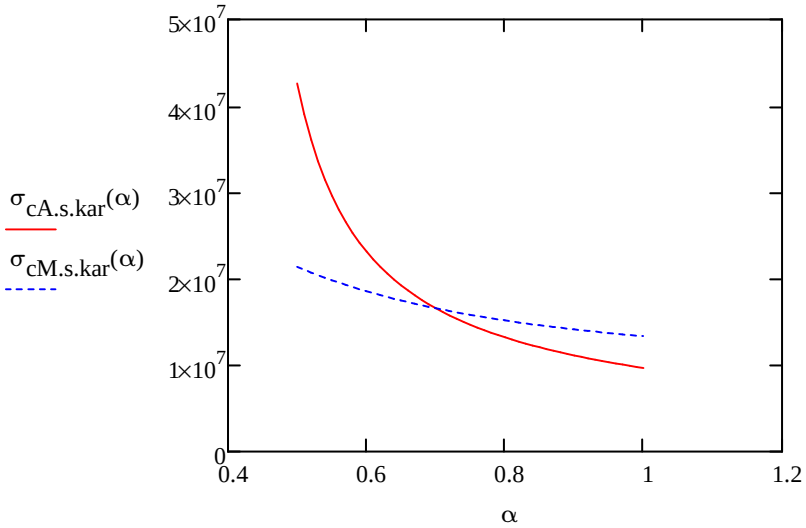
For å uttrykke betongspenningene kan følgende formler benyttes:

$$\sigma_{cA.s.kar}(\alpha) := \left(\frac{|N_{støtte.kar}|}{b_w \cdot d_{middel.ok}}\right) \cdot \frac{1}{\left[(0.5 \cdot \alpha) - \left[\eta \cdot \rho \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha}\right]\right]}$$

$$\sigma_{cM.s.kar}(\alpha) := \left(\frac{|N_{støtte.kar}|}{b_w \cdot d_{middel.ok}}\right) \cdot \left[\frac{[2 \cdot (e_s + a)]}{d_{middel.ok}}\right] \cdot \left[\frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}\right]$$

Disse formelene må løses grafisk:

$\alpha := 0.5, 0.51 .. 1.0$



Dette gir løsningen: $\alpha_{s.kar} := 0.70$ og $\sigma_{c.s.kar} := 16.586MPa$ (trykkspenning i betongen)

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Trykkspenning $\sigma_{c.tillatt} = 27 \cdot MPa$

$K_{trykk.støtte.kar} := if\left(\sigma_{c.s.kar} \le \sigma_{c.tillatt}, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$

Beregning av spenning i spennarmeringen:

Betongtøyning i underkant: $\varepsilon_{c.s.kar} := \frac{\sigma_{c.s.kar}}{E_{cm}} = 1.239 \times 10^{-3}$

Tøyning ved spennamering: $\Delta\varepsilon_{p.s.kar} := \varepsilon_{c.s.kar} \cdot \frac{\left(1 - \alpha_{s.kar}\right)}{\alpha_{s.kar}} = 5.309 \times 10^{-4}$

Spenningsendring i spennarmeringen: $\Delta\sigma_{p.s.kar} := \left(\Delta\varepsilon_{p.s.kar} - \varepsilon_{cs}\right) \cdot E_p = 45.839 \cdot MPa$

Relaksasjonstap er gitt ved: $\varepsilon_{tap.rel} := 3.79\%$ Se Vedlegg J for beregning.

Beregning av friksjonstap:

Koeffisienter for friksjonstap: $\mu := 0.19 rad^{-1}$ $k := 5 \cdot 10^{-3} \frac{rad}{m}$

$x_{akse2} := 24m$

Spennkablenes helning ved akse 1: $e_1 := 575.3mm$ $L_1 := 6m$

$\theta_1 := \frac{\left(2 \cdot e_1\right)}{L_1} = 0.192$

Tilsvarende for andre vinkler: $\theta_2 := \theta_1 = 0.192$

$\theta_3 := 0.166$

Summen av vinkelendringer: $\theta := \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 = 0.55$

Friksjonstap er gitt ved:
(Ihht: EK2-1-1:5.10.5.2) $\Delta P_\mu := P_{max} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot \left(\theta + k \cdot x_{akse2}\right)}\right]$

$\Delta P_\mu = 387.026 \cdot kN$

$\varepsilon_{tap.frik} := \frac{\Delta P_\mu}{P_{max}} = 11.945 \cdot \%$

Dette gir en faktor (inkludert tap) på: $\varepsilon_{tap} := 1 - \varepsilon_{tap.rel} - \varepsilon_{tap.frik} = 0.843$

Spenning i spennarmering: $\sigma_{p.s.kar} := \varepsilon_{tap} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p.s.kar} = 1191.839 \cdot MPa$

Kontroll av tillatt spennning i spennarmeringen:

Spenning $\sigma_{p.tillatt} := 0.75 \cdot f_{pk} = 1395 \cdot MPa$

$K_{p.støtte.kar} := \text{if}\left(\sigma_{p.s.kar} \le \sigma_{p.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

<u>Beregning av spenning i slakkarmeringen:</u>

$\alpha_{s.kar} = 0.7$ $d_{px.s} := d_{slakk.ok} - d_{spenn.ok} = 0.075\,m$

Trykksonehøyde: $x_{s.kar} := \alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok} = 0.814\,m$

Bøyestivhet til tverrsnittet over støtte:

Siden trykksonen ligger i steget, vil betongens bidrag bli følgende:

Andre arealmoment:

$$I_{steg.s} := \left[b_w \cdot \frac{\left(\alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok}\right)^3}{12}\right] + b_w \cdot \left(\alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok}\right) \cdot \left(\frac{\alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok}}{2}\right)^2 = 0.898\,m^4$$

Betongbidrag: $I_{c.s.kar} := I_{steg.s} = 0.898\,m^4$

Slakkarmering: $I_{s.s.kar} := A_{slakk.tot.s} \cdot \left(h - \alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok}\right)^2$

$I_{s.s.kar} = 6.499 \times 10^{-3}\,m^4$

Spennarmering: $I_{p.s.kar} := A_{p.tot.s} \cdot \left(h - \alpha_{s.kar} \cdot d_{middel.ok} - d_{px.s}\right)^2$

$I_{p.s.kar} = 4.566 \times 10^{-3}\,m^4$

Bøyestivheten blir: $EI_{s.kar} := E_c \cdot I_{c.s.kar} + E_s \cdot I_{s.s.kar} + E_p \cdot I_{p.s.kar}$

$$EI_{s.kar} = 3.452 \times 10^{10}\,\frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$$

Opptredende armeringspenning: $\sigma_{s.s} := E_s \cdot \frac{\left[M_{støtte.kar} \cdot \left(1 - \alpha_{s.kar}\right) \cdot d_{middel.ok}\right]}{EI_{s.kar}}$

$\sigma_{s.s} = 34.671 \cdot MPa$

Kontroll av tillatt spennning i slakkarmeringen:

$\sigma_{s.tillatt} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \cdot MPa$

$K_{s.støtte.kar} := if\left(\sigma_{s.s} \le \sigma_{s.tillatt}, "OK", "IKKE\ OK"\right) = "OK"$

Oppsummering:

Alle spenningskravene er tilfredsstilt i Stadium II.

Midtfelt, felt 2

Stadium 2, opprisset betong:

$M_{felt.kar} = 16538.1 \cdot kNm$ $\quad N_{felt.kar} = -14966.67 \cdot kN$

Antar et rektangulært tverrsnitt, med bredde lik flensens bredde.

$A_{slakk.tot.f} := 33 \cdot 12.5^2 mm^2 \cdot \pi = 0.016 m^2$

$\rho_f := \frac{\left(A_{p.tot.f} + A_{slakk.tot.f}\right)}{\left(b_f \cdot d_{middel.uk}\right)} = 2.942 \times 10^{-3}$ $\quad a_f := \frac{M_{felt.kar}}{\left|N_{felt.kar}\right|} = 1.105 m$

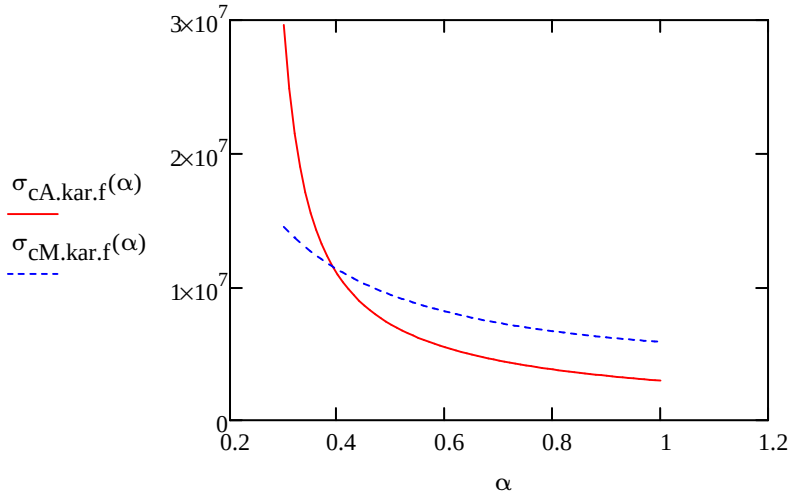
$e_f := d_{middel.uk} - y_c = 0.462 m$

$$\sigma_{cA.kar.f}(\alpha) := \left(\frac{\left|N_{felt.kar}\right|}{b_f \cdot d_{middel.uk}}\right) \cdot \left[\frac{1}{(0.5 \cdot \alpha) - \left[\eta \cdot \rho_f \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha}\right]}\right]$$

$$\sigma_{cM.kar.f}(\alpha) := \left(\frac{\left|N_{felt.kar}\right|}{b_f \cdot d_{middel.uk}}\right) \cdot \left[\left[\frac{\left[2 \cdot \left(e_f + a_f\right)\right]}{d_{middel.uk}}\right] \cdot \left[\frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}\right]\right]$$

Disse ligningene løses grafisk:

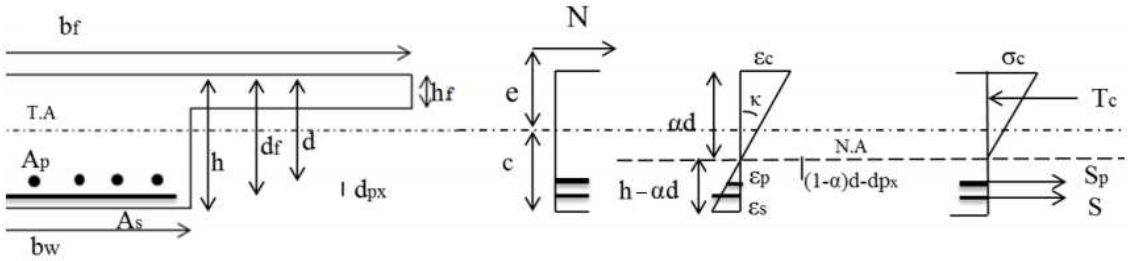
$\alpha := 0.3, 0.31 .. 1.0$



Dette gir: $\alpha_{c.f.kar} := 0.39$

Trykksonehøyden blir: $\alpha_{c.f.kar} \cdot d_{middel.uk} = 0.463\,m$

Siden nøytralaksen ligger i steget må trykksonehøyden utledes fra likevektsligninger for et opprisset tverrsnitt. Setter opp et uttrykk for aksiallikevekt og momentlikevekt, og finner deretter trykksonehøyden. Ligningene er utledet fra figuren under.



Figuren er modifisert og hentet fra s. 73 i masteroppgaven *Analyse av en spennarmert betongbru i henhold til Eurokode* av Sunniva Barstad Tomassen, 2013.

$$d_{px} := d_{slakk.uk} - d_{spenn.uk} = 0.075\,m$$

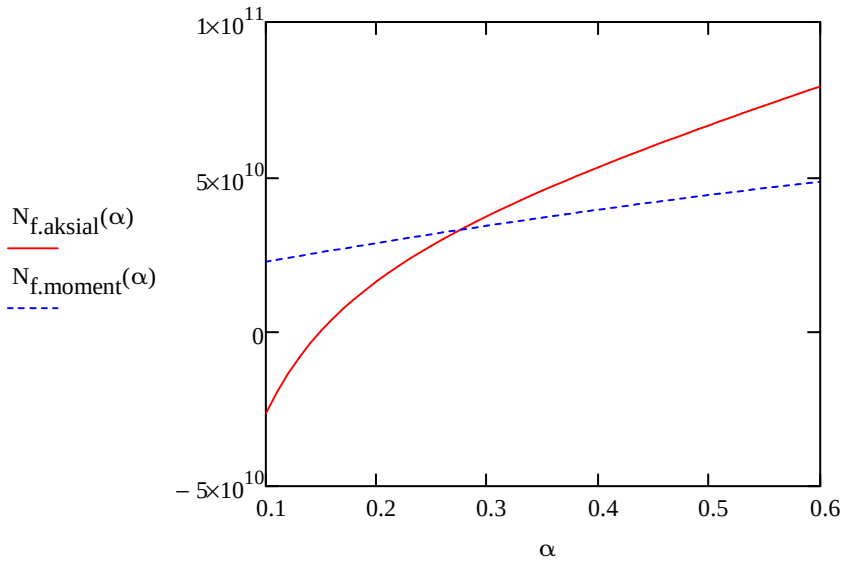
$$e_{felt} := \frac{M_{felt.kar}}{\left|N_{felt.kar}\right|} = 1.105\,m$$

$$N_{f.aksial}(\alpha) := \left[0.5 \cdot E_c \cdot \left(\alpha \cdot d_{spenn.uk} - h_f\right) \cdot b_w\right] + \left(0.5 \cdot E_c \cdot h_f \cdot b_f\right) \ldots$$
$$+ \left[-E_s \cdot A_{slakk.tot.f} \cdot \left[\left(\frac{h}{\alpha \cdot d_{spenn.uk}}\right) - 1\right]\right] \ldots$$
$$+ \left[-E_p \cdot A_{p.tot.f} \cdot \left[\left(\frac{h}{\alpha \cdot d_{spenn.uk}}\right) - 1 - \left(\frac{d_{px}}{\alpha \cdot d_{spenn.uk}}\right)\right]\right]$$

$$N_{f.moment}(\alpha) := \left[\frac{1}{(e_{felt} + y_c)}\right]\cdot\left[\begin{array}{l}\left[0.5\cdot E_c\cdot(\alpha\cdot d_{spenn.uk} - h_f)\cdot b_w\cdot\left[\left(\frac{2}{3}\right)\cdot(\alpha\cdot d_{spenn.uk} - h_f) \ldots + (h - \alpha\cdot d_{spenn.uk})\right]\right] \ldots \\ + \left[0.5\cdot E_c\cdot h_f\cdot b_f\cdot\left[\left[\alpha\cdot d_{spenn.uk} - \left(\frac{1}{3}\right)\cdot h_f\right] + (h - \alpha\cdot d_{spenn.uk})\right]\right] \ldots \\ + (-E_p\cdot A_{p.tot.f}\cdot d_{px})\end{array}\right]$$

Disse ligningene løses grafisk:

$\alpha := 0.1, 0.11 .. 0.6$



Dette gir svaret: $\alpha_{f.kar} := 0.28$

Trykksonehøyden blir: $\alpha_{f.kar}\cdot d_{spenn.uk} = 0.322\,m$

<u>Beregning av spenning i slakkarmeringen:</u>

Bøyestivhet til tverrsnittet:

Siden trykksonen ligger i flensen vi betongens bidrag bli følgende:

$$I_{1.flens} := \left[b_f\cdot\frac{\left[(\alpha_{f.kar}\cdot d_{spenn.uk})^3\right]}{12}\right] \ldots + \left[b_f\cdot(\alpha_{f.kar}\cdot d_{spenn.uk})\cdot\left[\frac{(\alpha_{f.kar}\cdot d_{spenn.uk})}{2}\right]^2\right] = 0.095\,m^4$$

Betongbidrag: $I_{c.f.kar} := I_{1.flens} = 0.095\,m^4$

Slakkarmering: $I_{s.f.kar} := \left[A_{slakk.tot.f}\cdot(h - \alpha_{f.kar}\cdot d_{spenn.uk})^2\right] = 0.015\,m^4$

Spennarmering: $I_{p.f.kar} := A_{p.tot.f} \cdot \left(h - \alpha_{f.kar} \cdot d_{spenn.uk} - d_{px}\right)^2$

$I_{p.f.kar} = 0.011\,m^4$

Bøyestivheten blir: $EI_{f.kar} := E_c \cdot I_{c.f.kar} + E_s \cdot I_{s.f.kar} + E_p \cdot I_{p.f.kar}$

$EI_{f.kar} = 8.651 \times 10^9 \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$

Opptredende armeringspenning: $\sigma_{s.f} := E_s \cdot \frac{\left[M_{felt.kar} \cdot \left(1 - \alpha_{f.kar}\right) \cdot d_{middel.uk}\right]}{EI_{f.kar}}$

$\sigma_{s.f} = 326.91 \cdot MPa$

<u>Kontroll av tillatt spenning i slakkarmeringen:</u>

$\sigma_{s.tillatt} = 400 \cdot MPa$

$K_{s.felt.kar} := \text{if}\left(\sigma_{s.f} \le \sigma_{s.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

<u>Beregning av spenning i betongen:</u>

Vet at tøyningen over tverrsnittet er lineær, og benytter spenning i slakkarmering for å finne tøyning i betongen.

Spenning i slakkarmering: $\sigma_{s.f} = 326.91 \cdot MPa$

Tøyning i slakkarmering: $\varepsilon_s := \frac{\sigma_{s.f}}{E_s} = 1.635 \times 10^{-3}$

Finner krumningen: $\kappa := \frac{\varepsilon_s}{h - \left(\alpha_{f.kar} \cdot d_{spenn.uk}\right)} = 1.671 \times 10^{-3} \frac{1}{m}$

Uttrykk for betongtøyning: $\varepsilon_c := \kappa \cdot \alpha_{f.kar} \cdot d_{spenn.uk} = 5.382 \times 10^{-4}$

Betongspenning: $\sigma_{c.f.kar} := \varepsilon_c \cdot E_c = 19.374 \cdot MPa$ (trykkspenning i betongen)

<u>Kontroll av tillatt spenning i betongen:</u>

$\sigma_{c.tillatt} = 27 \cdot MPa$

$K_{felt.kar} := \text{if}\left(\sigma_{c.f.kar} \le \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Beregning av spenning i spennarmeringen:

Betongtøyning i overkant: $\varepsilon_{c.f} := \varepsilon_c = 5.382 \times 10^{-4}$

Tøyning ved spennarmering: $\Delta\varepsilon_{p.f.kar} := \varepsilon_{c.f} \cdot \frac{\left(h - \alpha_{f.kar} \cdot d_{spenn.uk} - d_{px}\right)}{\alpha_{f.kar} \cdot d_{spenn.uk}} = 1.509 \times 10^{-3}$

Spenningsendring i spennarmeringen: $\Delta\sigma_{p.f.kar} := \left(\Delta\varepsilon_{p.f.kar} - \varepsilon_{cs}\right) \cdot E_p = 236.613 \cdot MPa$

Relaksasjonstap er gitt ved: $\varepsilon_{tap.rel} = 0.038$ Se Vedlegg J for beregning.

Beregning av friksjonstap:

Koeffisienter for friksjonstap: $\mu = 0.19$ $k = 5 \times 10^{-3} \frac{1}{m}$

$x_{felt} := 21m$

Spennkablenes helning ved akse 2: $e_{1.f} := 398mm$ $L_{1.f} := 6m$

$\theta_{1.f} := \frac{\left(2 \cdot e_{1.f}\right)}{L_{1.f}} = 0.133$

Tilsvarende for andre vinkler: $e_{2.f} := 398mm$ $L_{2.f} := 5m$

$\theta_{2.f} := \frac{\left(2 \cdot e_{2.f}\right)}{L_{2.f}} = 0.159$

$e_{3.f} := 575.3mm$ $L_{3.f} := 5 \cdot m$

$\theta_{3.f} := \frac{\left(2 \cdot e_{3.f}\right)}{L_{3.f}} = 0.23$

Summen av vinkelendringer: $\theta_f := \theta_{1.f} + \theta_{2.f} + \theta_{3.f} = 0.522$

Friksjonstap er gitt ved:
(Ihht: EK2-1-1:5.10.5.2)

$\Delta P_{\mu.f} := P_{max} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot \left(\theta_f + k \cdot x_{felt}\right)}\right]$

$\Delta P_{\mu.f} = 363.869 \cdot kN$

$\varepsilon_{tap.frik.f} := \frac{\Delta P_{\mu.f}}{P_{max}} = 11.231 \cdot \%$

Dette gir en faktor (inkludert tap) på: $\varepsilon_{tap.f} := 1 - \varepsilon_{tap.rel} - \varepsilon_{tap.frik.f} = 0.85$

Spenning i spennarmering: $\sigma_{p.f.kar} := \varepsilon_{tap.f} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p.f.kar} = 1392.334 \cdot MPa$

<u>Kontroll av tillatt spenning i spennarmeringen:</u>

Spenning $\sigma_{p.tillatt} = 1395 \cdot MPa$

$K_{p.felt.kar} := \text{if}\left(\sigma_{p.f.kar} \le \sigma_{p.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

<u>Oppsummering:</u>

Alle spenningskravene er tilfredstillt i Stadium II.

Spenningsberegning, Stadium II

OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

For ofte forekommende lastkombinasjon er det kun i feltet at strekkapasiteten ikke er tilstrekkelig, og derfor må tverrsnittet beregnes i Stadium II for midtfelt.

Midtfelt, felt 2

Stadium 2, opprisset betong:

$M_{felt.ofte} = 9902.37 \cdot kNm$ $\qquad$ $N_{felt.ofte} = -14437.76 \cdot kN$

Antar rektangulært tverrsnitt, med bredde lik flensens bredde.

$A_{slakk.tot.f} = 0.016\,m^2$ $\qquad$ $e_f = 0.462\,m$

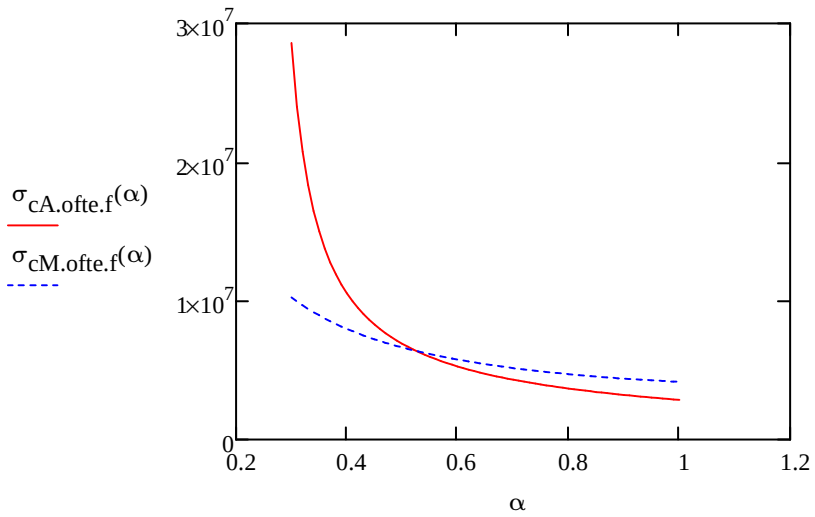
$\rho_f = 2.942 \times 10^{-3}$ $\qquad$ $a_{f.ofte} := \dfrac{M_{felt.ofte}}{|N_{felt.ofte}|} = 0.686\,m$

$$\sigma_{cA.ofte.f}(\alpha) := \left(\frac{|N_{felt.ofte}|}{b_f \cdot d_{middel.uk}}\right) \cdot \left[\frac{1}{(0.5 \cdot \alpha) - \left[\eta \cdot \rho_f \cdot \frac{(1-\alpha)}{\alpha}\right]}\right]$$

$$\sigma_{cM.ofte.f}(\alpha) := \left(\frac{|N_{felt.ofte}|}{b_f \cdot d_{middel.uk}}\right) \cdot \left[\left[\frac{2 \cdot (e_f + a_{f.ofte})}{d_{middel.uk}}\right] \cdot \left[\frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}\right]\right]$$

Disse ligningene løses grafisk:

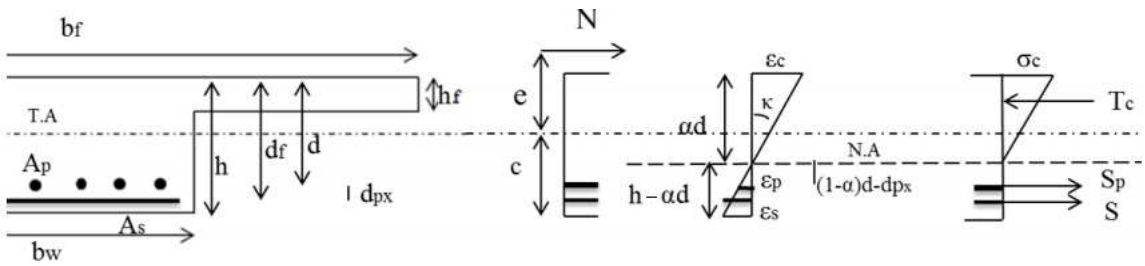
$\alpha := 0.3, 0.31 .. 1.0$



Dette gir svaret: $\qquad$ $\alpha_{c.f.ofte} := 0.52$

Trykksonehøyden blir: $\qquad$ $\alpha_{c.f.ofte} \cdot d_{middel.uk} = 0.618\,m$

Siden nøytralaksen ligger i steget må trykksonehøyden utledes fra likevektsligninger for et opprisset tverrsnitt. Setter opp et uttrykk for aksiallikevekt og momentlikevekt, og finner deretter trykksonehøyden.



Figuren er modifisert og hentet fra s. 73 i masteroppgaven *Analyse av en spennarmert betongbru i henhold til Eurokode* av Sunniva Barstad Tomassen, 2013.

$$d_{px} = 0.075\,\text{m}$$

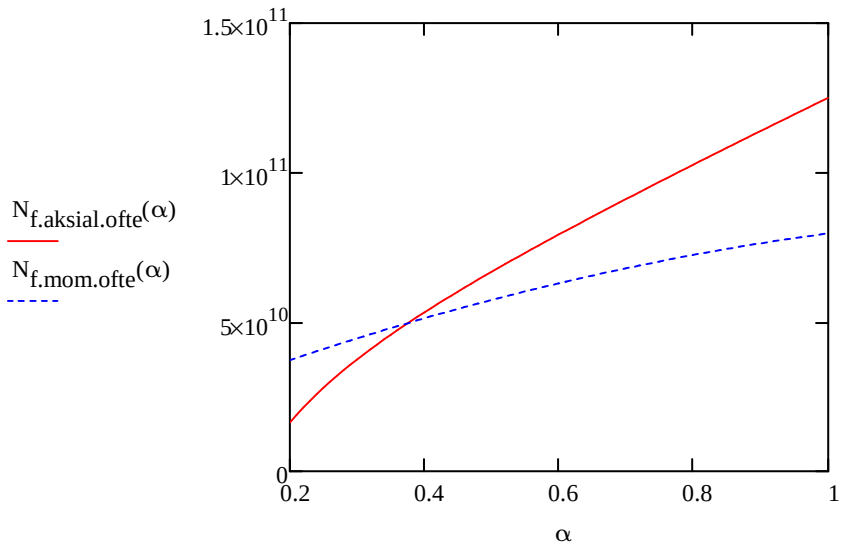
$$e_{felt.ofte} := \frac{M_{felt.ofte}}{\left|N_{felt.ofte}\right|} = 0.686\,\text{m}$$

$$\begin{aligned} N_{f.aksial.ofte}(\alpha) := {} & \left[0.5\cdot E_c\cdot\left(\alpha\cdot d_{spenn.uk} - h_f\right)\cdot b_w\right] + \left(0.5\cdot E_c\cdot h_f\cdot b_f\right) \ldots \\ & + \left[-E_s\cdot A_{slakk.tot.f}\cdot\left[\left(\frac{h}{\alpha\cdot d_{spenn.uk}}\right) - 1\right]\right] \ldots \\ & + \left[-E_p\cdot A_{p.tot.f}\cdot\left[\left(\frac{h}{\alpha\cdot d_{spenn.uk}}\right) - 1 - \left(\frac{d_{px}}{\alpha\cdot d_{spenn.uk}}\right)\right]\right] \end{aligned}$$

$$N_{f.mom.ofte}(\alpha) := \left[\frac{1}{\left(e_{felt.ofte} + y_c\right)}\right]\cdot\left[\begin{aligned} & \left[0.5\cdot E_c\cdot\left(\alpha\cdot d_{spenn.uk} - h_f\right)\cdot b_w\cdot\left[\left(\frac{2}{3}\right)\cdot\left(\alpha\cdot d_{spenn.uk} - h_f\right) \ldots + \left(h - \alpha\cdot d_{spenn.uk}\right)\right]\right] \ldots \\ & + \left[0.5\cdot E_c\cdot h_f\cdot b_f\cdot\left[\left[\alpha\cdot d_{spenn.uk} - \left(\frac{1}{3}\right)\cdot h_f\right] + \left(h - \alpha\cdot d_{spenn.uk}\right)\right]\right] \ldots \\ & + \left(-E_p\cdot A_{p.tot.f}\cdot d_{px}\right) \end{aligned}\right]$$

Disse ligningene løses grafisk:

$\alpha := 0.2, 0.21 .. 1.0$



Dette gir svaret: $\alpha_{f.ofte} := 0.37$

Trykksonehøyden blir: $\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} = 0.425\,m$

<u>Beregning av spenning i slakkameringen:</u>

Bøyestivhet til tverrsnittet:

Trykksonen ligger i steget slik at bidraget fra betongen blir:

Flens: $$I_{1.ofte} := \left(b_f \cdot \frac{h_f^3}{12}\right) + b_f \cdot h_f \cdot \left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - \frac{h_f}{2}\right)^2 = 0.217\,m^4$$

Steg: $$I_{2.ofte} := \left[b_w \cdot \frac{\left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - h_f\right)^3}{12}\right] \ldots$$
$$+ b_w \cdot \left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - h_f\right) \cdot \left[\frac{\left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - h_f\right)}{2}\right]^2$$

$$I_{2.ofte} = 7.173 \times 10^{-4}\,m^4$$

Betongbidrag: $I_{c.f.o} := I_{1.ofte} + I_{2.ofte} = 0.218\,m^4$

Slakkarmering: $I_{s.f.o} := A_{slakk.tot.f} \cdot \left(h - \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk}\right)^2 = 0.012\,m^4$

Spennarmering: $I_{p.f.o} := A_{p.tot.f} \cdot \left(h - \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - d_{px}\right)^2$

$I_{p.f.o} = 8.629 \times 10^{-3}\,m^4$

Bøyestivheten blir: $EI_{f.o} := E_c \cdot I_{c.f.o} + E_s \cdot I_{s.f.o} + E_p \cdot I_{p.f.o}$

$EI_{f.o} = 1.2 \times 10^{10}\,\frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$

Opptredende armeringspenning: $\sigma_{s.f.ofte} := E_s \cdot \frac{\left[M_{felt.ofte} \cdot \left(1 - \alpha_{f.ofte}\right) \cdot d_{middel.uk}\right]}{EI_{f.o}}$

$\sigma_{s.f.ofte} = 123.47 \cdot MPa$

<u>Kontroll av tillatt spennning i slakkarmeringen</u>:

$K_{s.felt.ofte} := \text{if}\left(\sigma_{s.f.ofte} \le \sigma_{s.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

$\sigma_{.s.tillatt}$ er kravet for lastkombinasjonen karakteristisk. Siden kravet er oppfylt ved beregning av karakteristisk lastkombinasjon i Stadium II, kan det her konkluderes med at spenningen i ofte forekommende lastkombinasjon er innenfor kravet og at kontrollen er OK.

<u>Beregning av spenning i betongen:</u>

Vet at tøyningen over tverrsnittet er lineær, og benytter spenning i slakkarmering for å finne tøyning i betongen, ε_c.

Spenning i slakkarmering: $\sigma_{s.f.ofte} = 1.235 \times 10^8\,Pa$

Tøyning i slakkarmering: $\varepsilon_{s.ofte} := \frac{\sigma_{s.f.ofte}}{E_s} = 6.174 \times 10^{-4}$

Finner krumningen: $\kappa_{ofte} := \frac{\varepsilon_{s.ofte}}{h - \left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk}\right)} = 7.059 \times 10^{-4}\,\frac{1}{m}$

Uttrykk for betongtøyning: $\varepsilon_{c.ofte} := \kappa_{ofte} \cdot \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} = 3.004 \times 10^{-4}$

Betongspenning: $\sigma_{c.f.ofte} := \varepsilon_{c.ofte} \cdot E_c = 10.814 \cdot MPa$ (trykkspenning i betongen)

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

Ved kontroll av spenning for ofte forekommende lastkombinasjon eksisterer det ikke krav for trykkspenningen i betongen. Denne antas derfor å være OK.

Beregning av spenning i spennarmeringen:

Betongtøyning i overkant: $\varepsilon_{c.f.ofte} := \varepsilon_{c.ofte} = 3.004 \times 10^{-4}$

Tøyning ved spennarmering: $\Delta\varepsilon_{p.f.ofte} := \varepsilon_{c.f.ofte} \cdot \frac{\left(h - \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} - d_{px}\right)}{\left(\alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk}\right)}$

$\Delta\varepsilon_{p.f.ofte} = 5.644 \times 10^{-4}$

Spenningsendring i spennarmeringen: $\Delta\sigma_{p.f.ofte} := \left(\Delta\varepsilon_{p.f.ofte} - \varepsilon_{cs}\right) \cdot E_p = 52.378 \cdot MPa$

Relaksasjonstap er gitt ved: $\varepsilon_{tap.rel} = 0.038$ Se Vedlegg J for beregning.

Beregning av friksjonstap:

Koeffisienter for friksjonstap: $\mu = 0.19$ $k = 5 \times 10^{-3} \frac{1}{m}$

$x_{felt} = 21\,m$

Summen av vinkelendringer: $\theta_f = 0.522$

Friksjonstap er gitt ved:
(Ihht: EK2-1-1:5.10.5.2) $\Delta P_{\mu.f} = 363.869 \cdot kN$

$\varepsilon_{tap.frik.f} = 0.112$

Dette gir en faktor (inkludert tap) på: $\varepsilon_{tap.f} = 0.85$

Spenning i spennarmering: $\sigma_{p.f.ofte} := \varepsilon_{tap.f} \cdot \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p.f.ofte} = 1208.099 \cdot MPa$

Kontroll av tillatt spenning i spennarmeringen:

Spenning $\sigma_{p.tillatt} = 1395 \cdot MPa$

$K_{p.felt.ofte} := \text{if}\left(\sigma_{p.f.ofte} \le \sigma_{p.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Oppsummering:

Alle spenningskravene er tilfredstillt i Stadium II.

Rissviddebegrensning

Kontrollen gjøres etter EK2-1-1: 7.3.4.

Generell input:

Største stangdiam. for arm.stål: $ø_s := 25mm$

Ekvivalent diam. for spennkabel: $ø_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_p} = 0.076\,m$ Ihht: EK2-1-1: 6.8.2(2)

Forhold: $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 14.937$

Faktor i overkant (XD1): $k_{c.ok} := \frac{c_{nom.ok}}{c_{min.dur.ok}} = 1.5$

Faktor i underkant (XC3): $k_{c.uk} := \frac{c_{nom.uk}}{c_{min.dur.uk}} = 1.429$

Forhold mellom heftfasthet for spennstål og armeringsstål:

For glatte stenger og tråder, etteroppspent: $\xi := 0.3$ Ihht: EK2-1-1: Tabell 6.2 kap. 6.8.2 Har ikke funnet verdi i ETA-06/0022, og benytter derfor verdien i EK2-1-1.

Justert heftfasthetsforhold: $\xi_1 := \sqrt{\xi \cdot \frac{ø_s}{ø_p}} = 0.314$ Ihht: EK2-1-1: 7.3.2 Formel (7.5)

Faktor, avhengig av lastens varighet: $k_t := 0.4$ (langvarig last) Ihht: EK2-1-1:7.3.4(2).

Beregning av rissvidder:

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Slakkarmering:

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.perm} := 0.3mm \cdot k_{c.ok} = 0.45 \cdot mm$

Grenseverdi for underkant: $w_{max.uk.perm} := 0.3mm \cdot k_{c.uk} = 0.429 \cdot mm$

Spennarmering:

Grenseverdi for overkant: $w._{max.ok.spenn.perm}$ = trykkavlastning

For lastkombinasjonen tilnærmet permanent er det ikke nødvendig å beregne rissvidder fordi kravet om spenningsbegrensning i betongen er oppfyllt.

Det er allikevel nødvendig å se på spennarmeringens plassering i tverrsnittet, og om kravet for trykkavlastning er tilfredsstilt.

Ved opplegg i akse 2

Trykksonehøyden i tverrsnittet (Stadium I):

$$\sigma_{c.uk.s.perm} = -1.034 \times 10^{7} Pa$$

$$\sigma_{c.ok.s.perm} = 2.672 \times 10^{6} Pa$$

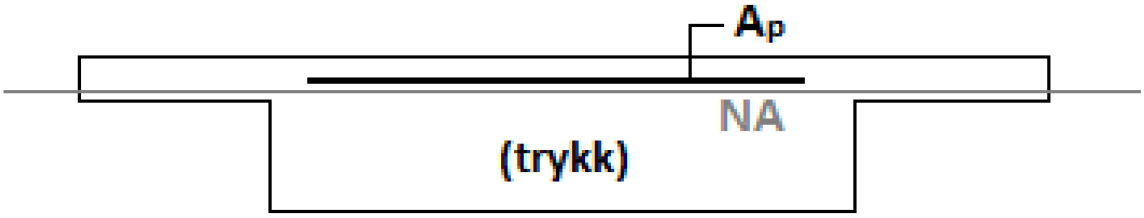
Vet at spenningsfordelingen over tverrsnittet er lineær og trykksonehøyden blir:

$$\frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\alpha d} = \blacksquare \cdot \frac{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|}{h - \alpha d}$$

$$\left(\frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|}\right) \cdot \alpha d = \blacksquare \cdot h - \alpha d \qquad \frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|} = 0.259$$

Løser ut ligningen: $\alpha d := 1033.1mm$

Nøytralaksen (NA) ligger i flensen, slik som illustrert på figuren under. Det er ønskelig at spennarmeringen ligger i trykksonen av tverrsnittet, altså på undersiden av NA. Dette er ikke tilfelle her, og det må legges inn flere spennkabler i tverrsnittet for å tilfredstille dette kravet.



<u>Oppsummering:</u>

Kravet om at spennarmeringen må ligge i trykksonen til tverrsnittet er ikke tilfredstillt, og det er derfor nødvendig å legge inn mer spennarmering i tverrsnittet.

OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Grenseverdi for overkant: $w_{max.ok.ofte} := 0.2mm \cdot k_{c.ok} = 0.3 \cdot mm$

Grenseverdi for underkant: $w_{max.uk.ofte} := 0.2mm \cdot k_{c.uk} = 0.286 \cdot mm$

Midtfelt, felt 2

$M_{felt.ofte} = 9.902 \times 10^{3} \cdot kNm$ $N_{felt.ofte} = -1.444 \times 10^{4} \cdot kN$

$\alpha_{f.ofte} = 0.37$ $x_{f.ofte} := \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} = 0.425 m$

$\sigma_{s.f.ofte} = 123.47 \cdot MPa$

Må finne spenningen i spennameringen, antar lineær spenningsfordeling over tverrsnitt:

$d_{px} = 0.075 m$

$$\varepsilon_{s.f.ofte} := \frac{\sigma_{s.f.ofte}}{E_s} = 6.174 \times 10^{-4}$$

Bruker formlikhet til å finne tøyningen i høyde med spennnarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{\left[\varepsilon_{s.f.ofte} \cdot \left(h - x_{f.ofte} - d_{px}\right)\right]}{\left(h - x_{f.ofte}\right)} = 5.644 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p = 110.059 \cdot MPa$$

Videre følger:

$$h_{c.ef.uk} := \min\left[\frac{h}{2}, 2.5 \cdot \left(h - d_{middel.uk}\right), \frac{\left(h - x_{f.ofte}\right)}{3}\right] = 0.281 \cdot m$$ Ihht: EK2-1-1: 7.3.2(3)

$$A_{c.eff.uk} := h_{c.ef.uk} \cdot b_w = 1.406 m^2$$

$$\rho_{p.eff.uk} := \frac{\left[\left(A_{p.tot.f} + A_{slakk.tot.f}\right) + \xi_1^{\,2} \cdot A_{p.tot.f}\right]}{A_{c.eff.uk}} = 0.022$$

Beregner rissvidde:

$$\varepsilon_{f.ofte} := \frac{\left[\Delta\sigma_p - k_t \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff.uk}}\right) \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff.uk}\right)\right]}{E_s}$$ Ihht. EK2-1-1:7.3.4 Formel (7.9)

$$\varepsilon_{f.ofte} = 9.238 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{grense} := 0.6 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{E_s} = 3.302 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{kontroll.f.ofte} := \text{if}\left(\varepsilon_{f.ofte} > \varepsilon_{grense}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$$

Ved videre beregning settes $\varepsilon_{.f.ofte}$ lik $\varepsilon_{.grense}$.

<u>Største rissavstand:</u>

$k_1 := 1.6$ $k_2 := 0.5$ $k_3 := 3.4$ $k_4 := 0.425$

$$ø_{eq.f} := \frac{\left[\left[33 \cdot (25mm)^2\right] + \left[n_{k.felt} \cdot (100mm)^2\right]\right]}{(33 \cdot 25mm) + \left(n_{k.felt} \cdot 100mm\right)} = 56.579 \cdot mm$$

$$s_{r.max.uk.ofte} := k_3 \cdot c_{nom.uk} + \frac{\left(k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot ø_{eq.f}\right)}{\rho_{p.eff.uk}} = 1.042\,m$$ Ihht: EK2-1-1: 7.3.4, Formel (7.11)

<u>Beregnet rissvidde:</u>

$$w_{k.uk.ofte} := s_{r.max.uk.ofte} \cdot \varepsilon_{grense} = 0.344 \cdot mm$$ Ihht: EK2-1-1: 7.3.4, Formel (7.8)

Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, og den beregningsmessige rissvidden kan justeres med følgende uttrykk:

$$w_{2k} := w_{k.uk.ofte} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}} \right)$$

Her er ε_{s2} strekktøyningen i nivå med spennarmeringen, og ε_{s1} er strekktøyningen i armeringen på siden med størst tøyning. w_{k2} er den justerte beregningsmessige rissvidden som sammenlignes med de gitte grenseverdiene.

Beregner ny rissvidde:

$$\varepsilon_{s2} := \Delta\varepsilon_{p.f.ofte} = 5.644 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{s.ofte} = 6.174 \times 10^{-4}$$

Dette gir: $$w_{2k} := w_{k.uk.ofte} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}} \right) = 0.314 \cdot mm$$

Krav: $$w_{max.uk.ofte} = 0.286 \cdot mm$$

<u>Kontroll av rissviddekrav:</u>

$$w_{kontroll.uk.ofte} := \text{if}\left(w_{2k} < w_{max.uk.ofte}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$$

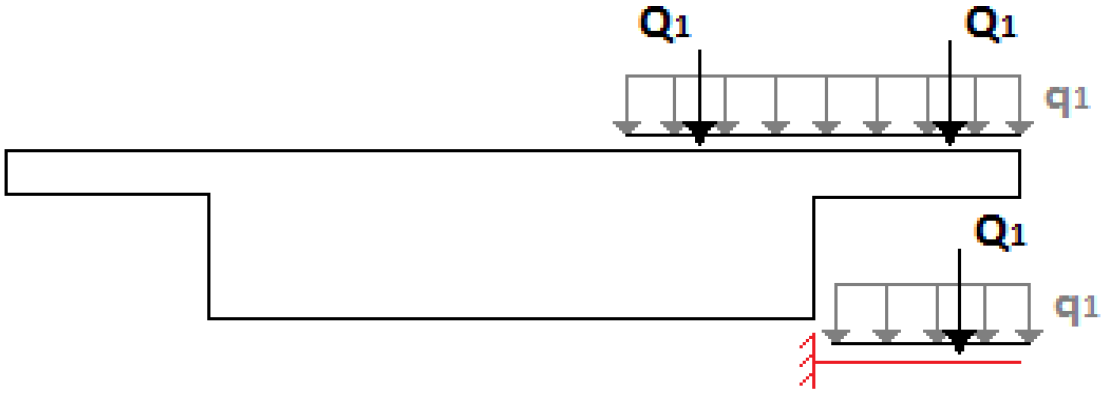
<u>Oppsummering:</u>

Rissviddekravet er ikke tilfredstilt. Dette betyr at det må legges inn mer spennarmering i tverrsnittet.

Tverrarmering

Det er utført en kontroll i bruksgrensetilstand for tverrarmeringen i flensene.
I flensene er det ingen spennarmering. Slakkarmeringen har en senteravstand på 150 mm, og en diameter på Ø25. I denne kontrollen tas bare slakkarmeringen i overkant av tverrsnittet med.

Det statiske systemet kan ses på som en utkrager med fast innspenning ved steget, slik som illustrert:



$b_{tverr} := 1000mm$

$\eta_{tverr} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 14.937$

$h_f = 350 \cdot mm$

$d_{tverr} := h_f - c_{nom.ok} = 275 \cdot mm$

Antar et uopprisset tverrsnitt, da blir trykksonehøyden:

$$\alpha d_{tverr} := \frac{\left[\left(b_{tverr} \cdot h_f\right) \cdot \left(\frac{h_f}{2}\right) + \eta_{tverr} \cdot \left(12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150}\right) \cdot d_{tverr}\right]}{\left[\left(b_{tverr} \cdot h_f\right) + \eta_{tverr} \cdot \left(12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150}\right)\right]} = 187.254 \cdot mm$$

Betongbidrag:

$$I_{c.tverr} := \left[\frac{\left(b_{tverr} \cdot h_f^3\right)}{12}\right] + \left[b_{tverr} \cdot h_f \cdot \left(\alpha d_{tverr} - \frac{h_f}{2}\right)^2\right]$$

$I_{c.tverr} = 3.625 \times 10^{-3} m^4$

Slakkarmeringens bidrag:

$$I_{s.tverr} := \left(12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150}\right) \cdot \left(d_{tverr} - \alpha d_{tverr}\right)^2$$

$I_{s.tverr} = 2.52 \times 10^{-5} m^4$

Bøyestivhet, uopprisset tverrsnitt:

$EI_{tverr} := E_c \cdot I_{c.tverr} + E_s \cdot I_{s.tverr}$

$EI_{tverr} = 1.356 \times 10^8 \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$

Rissmoment:

$$M_{cr} := \left[\frac{\left(I_{c.tverr} + \eta_{tverr} \cdot I_{s.tverr}\right)}{\left(h_f - \alpha d_{tverr}\right)}\right] \cdot f_{ctm}$$

$M_{cr} = 93.44 \cdot kNm$

Laster:

Lastmodell 1 gir: Jevnt fordelt trafikklast: $q_1 := 5.4 \frac{kN}{m^2}$

Punktlast, trafikk: $Q_1 := 150kN$

Lastmodell 2 gir: Punktlast, trafikk: $Q_2 := 200kN$

Egenvekt: $\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$

Lengde på utkrager: $l_{tverr} := \frac{(b_f - b_w)}{2} = 1.75\,m$

Lastfaktor for lastkombinasjoner:

Karakteristisk: $\gamma_{g.kar} := 1.0$ $\gamma_{tr.kar} := 1.0$

Tilnærmet permanent: $\gamma_{g.perm} := 1.0$ $\gamma_{tr.perm} := 0.5$

Opptredende moment:

Faktor for influensfelt: $\mu_{middel} := 10$ Se Vedlegg K for forklaring.

$\mu_{middel.2} := 10.5$ Se Vedlegg K for forklaring.

Lastmodell 1 gir:

Jevnt fordelt trafikklast: $M_{q1} := q_1 \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 8.269 \cdot kNm$

Punktlast trafikk: $M_{Q1} := \left(\frac{Q_1}{8 \cdot \pi}\right) \cdot \mu_{middel} \cdot 1m = 59.683 \cdot kNm$

Lastmodell 2 gir:

Punktlast trafikk: $M_{Q2} := \left(\frac{Q_2}{8 \cdot \pi}\right) \cdot \mu_{middel.2} \cdot 1m = 83.556 \cdot kNm$

Ser at LM2 vil bli dimensjonerende, og benytter derfor denne verdien videre.

Videre følger:

Egenvekt: $M_g := \rho_c \cdot h_f \cdot b_{tverr} \cdot l_{tverr} \cdot \frac{l_{tverr}}{2} = 13.398 \cdot kNm$

Karakteristisk lastkombinasjon:

Totalt moment blir: $M_{Ed.tverr.kar} := M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.kar} + M_g \cdot \gamma_{g.kar} = 96.955 \cdot kNm$

Kontroll av moment:

$\text{if}\left(M_{Ed.tverr.kar} < M_{cr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$

Siden $M_{.cr} < M_{.Ed.tverr.kar}$ vil tverrsnittet risse opp i denne lastkombinasjonen.

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Totalt moment blir: $M_{Ed.tverr.perm} := M_{Q2} \cdot \gamma_{tr.perm} + M_g \cdot \gamma_{g.perm} = 55.177 \cdot kNm$

Kontroll av moment:

$\text{if}\left(M_{Ed.tverr.perm} < M_{cr}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Siden $M_{.cr} > M_{.Ed.tverr.perm}$ vil tverrsnittet forbli uopprisset i denne lastkombinasjonen. Det er derfor ikke nødvendig å beregne rissvidder her.

Spenningsbegrensning, Stadium II

$\eta_{tverr} = 14.937$

$A_{s.tverr} := 12.5^2 mm^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{150} = 3272.492 \cdot mm^2$

$\rho_{tverr} := \frac{A_{s.tverr}}{b_{tverr} \cdot h_f} = 0.009$

Relativ trykksonehøyde: $\alpha_{tverr} := \sqrt{\left[\left(\eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr}\right)^2 + 2 \cdot \eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr}\right]} - \eta_{tverr} \cdot \rho_{tverr}$

$\alpha_{tverr} = 0.407$

Arealtreghetsmoment: $I_{c.2} := 0.5 \cdot \alpha_{tverr}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{tverr}}{3}\right) \cdot b_{tverr} \cdot d_{tverr}^3$

$I_{c.2} = 1.489 \times 10^9 \cdot mm^4$

Bøyestivhet: $EI_2 := E_c \cdot I_{c.2} = 5.359 \times 10^7 \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Beregning av spenning i slakkarmeringen:

Armeringsspenning: $\sigma_{s.tverr} := \frac{\left[E_s \cdot M_{Ed.tverr.kar} \cdot \left(1 - \alpha_{tverr}\right) \cdot d_{tverr}\right]}{EI_2}$

$\sigma_{s.tverr} = 59.004 \cdot MPa$

Tillatt armeringsspenning: $\sigma_{s.tillatt} = 400 \cdot MPa$

Kontroll av tillatt spenning i slakkarmering:

$\text{if}\left(\sigma_{s.tverr} < \sigma_{s.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Beregning av spenning i betongen:

Benytter formlikhet til å finne opptredende spenning i betongen i underkant av tverrsnittet.

$\varepsilon_{s.tverr} := \frac{\sigma_{s.tverr}}{E_s} = 2.95 \times 10^{-4}$

$\varepsilon_{c.tverr} := \frac{\left(\varepsilon_{s.tverr} \cdot \alpha_{tverr} \cdot d_{tverr}\right)}{h_f - \left(\alpha_{tverr} \cdot d_{tverr}\right)} = 1.387 \times 10^{-4}$

$\sigma_{c.tverr} := \varepsilon_{c.tverr} \cdot E_c = 4.993 \cdot MPa$

Krav for trykkspenningen: $\sigma_{c.tillatt} = 27 \cdot MPa$

Kontroll av tillatt spenning i betongen:

$\text{if}\left(\sigma_{c.tverr} < \sigma_{c.tillatt}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Oppsummering:

Kravene for spenningsbegrensning er tilfredsstilt i Stadium II.

Vedlegg M: Optimalisering av spennarmering

Generell input:

$h := 1300mm$ $b_w := 5000mm$ $b_f := 8500mm$ $b_{eff} := 7320mm$

$h_f := 350mm$ $E_p := 195000MPa$ $E_c := 36000MPa$ $\varphi_{100} := 1\ 6886$

$E_{cm} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{100}} = 13389.87 \cdot MPa$ $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 14.56$ $kNm := 1000J$

Betongen:

$f_{ck} := 45MPa$ $\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma c} = 25.5 \cdot MPa$

$A_c := 7725000mm^2$ $y_c := 725.3mm$ $f_{ctm} := 3.8MPa$

$I_{c.x} := 1.16 \cdot 10^{12} mm^4$ $\varepsilon_{cs} := 0.2958 \cdot 10^{-3}$

Slakkarmering:

$E_s := 200000MPa$

$f_{yk} := 500MPa$ $\gamma_s := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot MPa$

Spennarmering:

$f_{p0.1k} := 1600MPa$ $f_{pk} := 1860MPa$ $\sigma_{pm0} := 1360MPa$ (etter låsetap)

$A_p := 2250mm^2$ $P_{max} := 3240kN$

$c_{nom.spenn} := 100mm$ $n_{k.felt} := 6$ $n_{k.støtte} := 12$

Overdekning slakkarmering:

$c_{nom.ok} := 75mm$ $c_{min.dur.ok} := 50mm$ $d_{slakk.ok} := h - c_{nom.ok} - 25mm = 1.2\,m$

$c_{nom.uk} := 50mm$ $c_{min.dur.uk} := 35mm$ $d_{slakk.uk} := h - c_{nom.uk} - 25mm = 1.225\,m$

Effektiv høyde til spennarmering:

$d_{spenn.uk} := h - c_{nom.uk} - (2 \cdot 25mm) - 50mm = 1150 \cdot mm$

$d_{spenn.ok} := h - c_{nom.ok} - (2 \cdot 25mm) - 50mm = 1125 \cdot mm$

$$d_{middel.ok} := \frac{(d_{slakk.ok} + d_{spenn.ok})}{2} = 1.163\,m$$

$$d_{middel.uk} := \frac{(d_{slakk.uk} + d_{spenn.uk})}{2} = 1.188\,m$$

Må øke spennarmeringen i tverrsnittet fordi kravene i lastkombinasjon tilnærmet permanent og ofte forekommende ikke er tilfredsstilt. Siden kapasiteten til tverrsnittet ikke er tilstrekkelig i bruksgrensetilstanden er denne kontrollert på nytt med ny spennarmeringsmengde.

Leser av opptredende krefter fra NovaFrame. Videre skaleres de aktuelle verdiene opp med nytt spennarmeringsareal, og deretter kontrolleres rissviddekravet i bruksgrensetilstand.

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Ved opplegg i akse 2

$M_{s.perm} := -10740.2kNm$ $\qquad$ $N_{s.perm} := -27866.52kN$

Øker spennarmeringen med: $\qquad$ $\Delta A_{p.tot} := 18\%$

Bidrag fra spennarmeringen:

$M_{s.perm.p} := 6102.8kNm + 6619.2kNm - 106.3kNm = 12615.7 \cdot kNm$

$N_{s.perm.p} := -15269.4kN - 12422.1kN - 186.7kN = -27878.2 \cdot kN$

Nytt bidrag fra spennarmeringen:

$M_{s.perm.p.ny} := M_{s.perm.p} \cdot (1 + \Delta A_{p.tot}) = 14886.526 \cdot kNm$

$N_{s.perm.p.ny} := N_{s.perm.p} \cdot (1 + \Delta A_{p.tot}) = -32896.276 \cdot kN$

<u>Da blir nye opptredende krefter:</u>

$M_{s.perm.ny} := (M_{s.perm} - M_{s.perm.p}) + M_{s.perm.p.ny} = -8469.374 \cdot kNm$

$N_{s.perm.ny} := (N_{s.perm} - N_{s.perm.p}) + N_{s.perm.p.ny} = -32884.596 \cdot kN$

Benytter effektiv flensbredde:

$A_{eff} := 7312000mm^2$ $\qquad$ $y_{eff} := 702.7mm$

$I_{x.eff} := 1.0866 \cdot 10^{12} mm^4$ $\qquad$ $I_{y.eff} := 2.204 \cdot 10^{13} mm^4$

Spennarmering over støtte: $\qquad$ $A_{p.tot.s} := A_p \cdot n_{k.støtte} = 27000 \cdot mm^2$

Øker spennarmeringen: $\qquad$ $A_{p.tot.s.ny} := A_{p.tot.s} \cdot (1 + \Delta A_{p.tot}) = 31860 \cdot mm^2$

Staduim I, urisset betong:

Transformert tverrsnitt: $A_{t.eff} := A_{eff} + (\eta - 1)\cdot A_{p.tot.s.ny} = 7.744\times 10^{6}\cdot mm^{2}$

Avstand fra tpb til armering: $e_{p.støtte} := d_{middel.ok} - y_{eff} = 459.8\cdot mm$

Avstanden fra y_c til y_{eff}: $y_{t.eff} := \dfrac{\left[(\eta - 1)\cdot A_{p.tot.s.ny}\cdot e_{p.støtte}\right]}{A_{t.eff}} = 25.657\cdot mm$

Arealtreghetsmoment om tp: $I_{t.eff} := I_{x.eff} + A_{eff}\cdot\left(y_{t.eff}\right)^{2} + (\eta - 1)\cdot A_{p.tot.s.ny}\cdot\left(e_{p.støtte} - y_{t.eff}\right)^{2}$

$I_{t.eff} = 1.173\times 10^{12}\cdot mm^{4}$

Betongspenninger:

Underkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.uk.s.perm} := \left(\frac{N_{s.perm.ny}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{\left|M_{s.perm.ny}\right|}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(-y_{eff} - y_{t.eff}\right) = -9.506\cdot MPa$$

Overkant av tverrsnittet:

$$\sigma_{c.ok.s.perm} := \left(\frac{N_{s.perm.ny}}{A_{t.eff}}\right) + \left(\frac{\left|M_{s.perm.ny}\right|}{I_{t.eff}}\right)\cdot\left(y_{eff} - y_{t.eff}\right) = 0.643\cdot MPa$$

Beregner trykksonehøyden ved formlikhet. Antar lineær spenningsfordeling over tverrsnittet.
Dette gir trykksonehøyden:

$$\frac{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|}{\alpha d} = \blacksquare\cdot\frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{h - \alpha d}$$

$$\left(\frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|}\right)\cdot\alpha d = \blacksquare\cdot h - \alpha d \qquad \frac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|} = 0.068$$

Løser ut ligningen: $\alpha d_{s.perm} := \dfrac{h}{\left(1 + \dfrac{\left|\sigma_{c.ok.s.perm}\right|}{\left|\sigma_{c.uk.s.perm}\right|}\right)} = 1217.682\cdot mm$

Det er gitt i EK2-1-1: Tabell 7.1N at spennarmeringen skal ligge minimum 25 mm innenfor trykksonen.

$d_{spenn.ok} = 1125\cdot mm$

$\text{if}\left(d_{spenn.ok} + 50mm + 25mm \le \alpha d_{s.perm}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$

Oppsummering:

Ved å øke spennarmeringen med 18 % over støtte vil kravet for trykkavlastning tilfredsstilles.
Spennarmeringen vil da ligge i trykksonen over støtte.

OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

For lastkombinasjonen ofte forekommende er kravet for rissviddebegrensning ikke tilfredsstilt. Beregning av rissviddebegrensning legges til grunn for å finne nødvendig spennarmeringsareal i tverrsnittet.

Grenseverdi for underkant: $w_{max.uk.ofte} := 0.286mm$

Midtfelt, felt 2

$M_{f.ofte} := 9902.37kNm$ $N_{f.ofte} := -14437.76kN$

$\alpha_{f.ofte} := 0.37$ $x_{f.ofte} := \alpha_{f.ofte} \cdot d_{spenn.uk} = 0.425m$

Slakkarmering: $A_{slakk.tot.f} := 33 \cdot 12.5^2 mm^2 \cdot \pi = 0.016m^2$

Spenning i slakkarmering: $\sigma_{s.f.ofte} := 123.47MPa$

Spennarmering i felt: $A_{p.tot.f} := A_p \cdot n_{k.felt} = 0.014m^2$

Øker spennarmeringen (prosentvis): $\Delta A_{p.tot.f.ofte} := 26\%$

Ny mengde spennarmering: $A_{p.tot.f.ny.ofte} := A_{p.tot.f} \cdot (1 + \Delta A_{p.tot.f.ofte})$

$A_{p.tot.f.ny.ofte} = 17010 \cdot mm^2$

Spenning i spennarmering: $\Delta\sigma_p := 110.059MPa$ Se Vedlegg L for beregning.

Justert heftfasthetsforhold: $\xi_1 := 0.314$ Se Vedlegg L for beregning.

Faktor, avhengig av lastens varighet: $k_t := 0.4$ Se Vedlegg L for beregning.

Forhold: $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 14.937$

Effektiv høyde: $h_{c.ef.uk} := 0.281m$ Se Vedlegg L for beregning.

Effektivt areal av betongstrekksonen: $A_{c.eff.uk} := h_{c.ef.uk} \cdot b_w = 1.405m^2$

Videre følger:

$$\rho_{p.eff.uk} := \frac{\left[\left(A_{p.tot.f.ny.ofte} + A_{slakk.tot.f}\right) + \xi_1^{\,2} \cdot A_{p.tot.f.ny.ofte}\right]}{A_{c.eff.uk}} = 0.025$$

Beregner rissvidde:

$$\varepsilon_{f.ofte} := \frac{\left[\Delta\sigma_p - k_t \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff.uk}}\right) \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff.uk}\right)\right]}{E_s}$$ Ihht. EK2-1-1:7.3.4 Formel (7.9)

$$\varepsilon_{f.ofte} = 1.307 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{grense} := 0.6 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{E_s} = 3.302 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{kontroll.f.ofte} := \text{if}\left(\varepsilon_{f.ofte} > \varepsilon_{grense}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"IKKE OK"}$$

Ved videre beregning settes $\varepsilon_{.f.ofte}$ lik $\varepsilon_{.grense}$.

<u>Største rissavstand:</u>

$k_1 := 1.6$ $k_2 := 0.5$ $k_3 := 3.4$ $k_4 := 0.425$

$$ø_{eq.f} := \frac{\left[\left[33 \cdot (25mm)^2\right] + \left[n_{k.felt} \cdot (100mm)^2\right]\right]}{(33 \cdot 25mm) + \left(n_{k.felt} \cdot 100mm\right)} = 56.579 \cdot mm$$

$$s_{r.max.uk.ofte} := k_3 \cdot c_{nom.uk} + \frac{\left(k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot ø_{eq.f}\right)}{\rho_{p.eff.uk}} = 0.945\,m$$ Ihht: EK2-1-1: 7.3.4, Formel (7.11)

Beregnet rissvidde:

Krav: $w_{max.uk.ofte} = 0.286 \cdot mm$

Beregnet rissvidde: $w_{k.uk.ofte} := s_{r.max.uk.ofte} \cdot \varepsilon_{grense} = 0.312 \cdot mm$

Justert rissvidde: $\varepsilon_{s2} := 5.644 \cdot 10^{-4}$ Se Vedlegg L for beregning.

$\varepsilon_{s1} := 6.174 \cdot 10^{-4}$ Se Vedlegg L for beregning.

$$w_{2k} := w_{k.uk.ofte} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}}\right)$$

$$w_{2k} = 0.285 \cdot mm$$

$$w_{kontroll.uk.ofte} := \text{if}\left(w_{2k} < w_{max.uk.ofte}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}\right) = \text{"OK"}$$

Oppsummering:

Ved å øke spennarmering med 26 % i feltet vil kravet for rissviddebegrensning tilfredsstilles.