

Prosjektering av Karlsplassen bru etter Eurokoder

Analyse, dimensjonering og kontroll iht.
europeisk regelverk

Eirik Nordby Gallefoss

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: februar 2014

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, 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: Konstruksjonsteknikk	DATO: 23.02.2014	ANTALL SIDER: 160 inkl.vedlegg
TITTEL: Prosjektering av Karlsplassen Bru etter Eurokoder - Analyse, dimensjonering og kontroll iht. europeisk regelverk Design of Karlsplassen bridge according to Eurocodes		
UTFØRT AV: Eirik Nordby Gallefoss		

SAMMENDRAG:

Denne rapporten tar for seg prosjektering av en spennarmert betongbru og dimensjonering og kontroll i henhold til det Europeiske regelverket. Brua er en del av riksveg 7, like ved Hønefoss.

Karlsplassen bru er på 123 meter og har 5 spenn til sammen. Det lengste spennet er på 27 m. Brua er tidligere blitt prosjektert etter NS 3473, mens for denne rapporten blir Eurokode 2 benyttet.

Oppgaven tar utgangspunkt i tegningsgrunnlag fra SVV for Karlsplassen bru.

Brua er modellert og beregnet i programmet NovaFrame. Dimensjonerende lastvirkninger på konstruksjonen er basert på analysen som er blitt hentet ut fra programmet. Brua har blitt belastet med laster fra aktuelle europeiske standarder og håndbok 185 fra Statens Vegvesen.

Det er lagt størst vekt på kontroll og dimensjonering etter bruddgrensetilstand.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDERE: Jan Arve Øverli, NTNU og Håvard Johansen, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Arbeidet med oppgaven kan deles inn i:

- Litteraturstudium som omfatter bruer, virkemåte, betong, spennarmering og regelverk.
- Tilegne seg kunnskap om bruk av NovaFrame, og modellering av brua.
- Dimensjonering og kontroll etter gjeldene regelverk.

Forord:

Denne oppgaven er en avsluttende masteroppgave ved NTNU og er gjennomført i samarbeid med statens vegvesen. Innhold er formulert av undertegnede sammen med veiledere fra SVV og NTNU.

Opgaven utgjør 30 studiepoeng ved bygg og miljøteknikk ved NTNU, og fordypningen er innen konstruksjonsteknikk. Den er levert februar 2014.

Målet med oppgaven er først og fremst å få en bedre forståelse av bruprosjektering og virkemåten til spennarmerte betongruer. I arbeidet med oppgaven har jeg fått lært analyseprogrammet NovaFrame. Jeg har fått stor innsikt i hvordan en spennarmert betongbru skal prosjekteres, og hvilken arbeidsmengde som trengs for å prosjektere større konstruksjoner.

En stor del av oppgaven gjelder modellering og analyse gjennom NovaFrame. NovaFrame er et relativt "stort" program som kan utføre mange typer analyser, og kan benyttes for mange typer konstruksjoner. NovaFrame er spesielt bra på bruer da programmet har implementert trafikkklaster i programmet, og beregner automatisk verste lastplassering ved hjelp av influenslinjer. Samtidig er læringskurven for programmet relativt bratt i starten, og det har tatt tid å forstå programmet. Brukervennligheten er bedre hos andre rammeprogrammer etter min mening.

Ønsker å takke veilederne Jan Arve Øverli ved NTNU, og Håvard Johansen ved Statens Vegvesen, for hjelp under utførelsen av oppgaven, og Aas-Jakobsen for gratis tilgang til NovaFrame.

Oslo, 20.02.2014.

Eirik Nordby Gallefoss

Sammendrag:

Rapporten tar for seg prosjektering av Karlsplassen bru. Det inkluderer analyse, dimensjonering og kontroll iht. Europeiske standarder.

Karlsplassen bru er en spennarmert betongbru på 123 meters lengde og fem delspenn, hvorav det lengste spennet er på 27 meter. Brua har 4 sirkulære søyler der den lengste er på 17,4 meter. Det blir gjennomført analyse av slanke søyler for brua. Analysen ga at søylene ikke trengtes å dimensjoneres for 2.ordens lastvirkninger på grunn av dobbeltkrumme momenter på søylene.

Karlsplassen bru er 10 meter bred, og har 2 kjørefelt. Brua har S-form med svak horisontalkurvatur på $R = 229$ meter. Det er i rapporten valgt å forenkle denne kurvaturen i modelleringa ved å modellere brua uten kurvatur. Brua har svak helning i vertikalretningen.

Modellen i NovaFrame har tatt betydelig tidsbruk å sette opp. Delvis på grunn av noe bratt læringskurve for programmet, og delvis på grunn av størrelsen på oppgaven. Lastene som er innsatt i programmet er i henhold til europeisk regelverk, samt statens vegvesens håndbok 185. Lastene er etter europeiske standarder noe større i verdi enn for NS3473 som brua ble prosjektert etter av SVV. Det ble av den grunn bestemt å øke tverrsnittshøyden med 150 mm. Spennarmering som er benyttet er den samme som fra opprinnelig prosjektering. Det er ikke sjekket resultater fra opprinnelig prosjektering og denne.

Det er lagt stor vekt på å finne fram til riktige laster i rapporten. Laster som er inkludert er egenvekt, trafikk og vind. Det er også inkludert deformasjonslaster som temperatur, kryp, svinn og friksjon og relaksasjon av spennarmeringen. NovaFrame har trafikklaster implementert i programmet, og beregner automatisk verste lastplassering. Jordskjelv er ikke dimensjonert for da brua ligger i et område med lav seismisk aktivitet.

Det er i denne rapporten sett på brudd og bruksgrensetilstander i kritiske snitt. Dimensjonering er gjort i forhold til resultater fra lastkombinasjoner utført i NovaFrame.

Abstract:

This master thesis comprises of a design check of Karlsplassen bridge. The design check includes analysis, design calculations and evaluation according to European standards.

Karlsplassen bridge is a post-tensioned concrete bridge with a total length of 123 meters, and it has five spans. The longest span is 27 meters. The bridge has four columns whereas the longest column has a buckling length of 17,4 meters. The columns will be checked with regards to buckling as they are slender. It turned out that the moments on the columns made it so that 2nd order effects did not have to be taken into account.

Karlsplassen bridge is 10 meters wide, and has two lanes. The bridge has an s-shape horizontally with a radius of 229 meters on each side. In the thesis this is simplified as a straight line. There is also a small vertical drop from one end to the other.

The bridge has been modelled in NovaFrame. This software allowed for an easier and more efficient way of combining forces and analysing the different forces. It has however been quite time consuming to get the model set up functioning. This is partly caused by the software's way of taking input from the user. It is also caused by the magnitude of the bridge and its complexity. Because of a recent change over to the European standards the bridge was originally designed according to NS3473. The change causes larger loads, if only slightly. Because of this fact the cross-section was given 150 mm more height compared to the original cross-section. The results from the original design and analysis is not cross checked with the one done for this thesis.

In the process of working with the thesis a considerable amount of time has been invested in making sure all possible loads were included and programmed correctly into NovaFrame. Loads included are dead-weight, traffic loads, wind loads, relaxation, tendon force, shrinkage, creep, and temperature. NovaFrame has got several of these forces implemented in the software, and the software calculates the worst position of traffic loads automatically by using influence lines. The bridge is not designed with regards to earthquakes.

The report contains analysis for serviceability limit state and ultimate limit state for critical sections. The necessary amount of reinforcement in the critical sections of the bridge are calculated from the design loads calculated by NovaFrame.

Innholdsfortegnelse

1. Innledning:.....	14
2. Generelt.....	15
2.1 Standarder og regelverk.....	15
2.2 Tilgjengelig dokumentasjon:	15
2.2.1 Tegninger fått fra statens vegvesen:	15
2.2.2 Merknader i tegninger fra SVV:.....	16
2.3 Generelt om bjelkebruer:.....	16
2.4 Generelt om spennarmerte konstruksjoner/bruer.....	16
2.5 Analyseverktøy:	17
2.6 Om NovaFrame:	17
3. Materialer og egenskaper:	19
3.1 Betong:	19
3.2 Slakkarmering:.....	19
3.2.1 Overdekning:.....	19
3.3 Spennarmering:	20
4. Karlsplassen bru:	22
4.1 Generelt om Karlsplassen bru:	22
4.2 Statisk system:.....	22
4.3 Byggefaser:	23
4.4 Tverrsnitt:	23
4.4.1 Bruoverbygningen:	23
4.4.2 Søyletverrsnitt:	24
4.4.3 Effektiv flensbredde:	25
4.5 Spennarmering, modellering:.....	26
5. Laster og lastkombinasjoner:	29
5.1 Permanente laster:.....	29
5.1.1 Egenlast:	29
5.1.2 Belegg:	30
5.1.3 Kantbjelke:.....	31
5.1.4 Rekkverk:	31
5.1.5 Søyler:.....	31
5.1.6 Jordtrykk og vanntrykk:	32
5.2 Variable laster:	33

5.2.1 Trafikklast:	33
5.2.2 Snølast:	40
5.2.3 Vindlast:.....	40
5.2.4 Temperatur:.....	44
5.2.5 Jordskjelv:	46
5.3 Midlertidige laster:	48
5.4 Deformasjonslaster:	48
5.4.1 Kryp:.....	48
5.4.2 Svinn:	50
5.4.3 Relaksasjon av spennstålet:.....	53
5.4.4 Friksjonstap:	56
5.4.5 Låsetap:	58
5.4.6 Setninger:	59
5.5 Ulykkeslast:.....	59
6. Lastkombinasjoner:	60
6.1 Kombinasjoner i bruksgrensetilstand:.....	60
6.2 Kombinasjoner i bruddgrense:	62
7. Bruddgrensetilstand	63
7.1 Resultater fra beregninger i NovaFrame	64
7.1.1 Dimensjonerende snitt:	64
7.1.2 Kraftomlagring:.....	64
7.1.3 Opptredende trykkspenninger:.....	64
7.1.4 Opptredende momenter på brubjelke:.....	66
7.1.5 Opptredende skjærkrefter på brubjelke:	67
7.1.6 Aksiallast for søyler:	67
7.2 Kapasitet i ULS – bruddgrensetilstand:	68
7.2.1 Spenningskontroll:.....	68
7.2.2 Dimensjonerende momentkapasitet:	68
7.2.3 Feltmoment:.....	69
7.2.4 Støttemoment:	71
7.2.5 Kontroll av oppspenningstilstanden.....	74
7.2.6 Skjærkraftkapasitet:	78
7.2.7 Skjærkapasitet mellom flenser og steg:	82
7.2.8 Torsjonsmoment:	82

7.2.9 Kapasitet av søyler:	85
7.2.10 Biaksial bøyning:	90
7.2.11 Spaltestrekk:	92
7.2.12 Fundamenter:	92
8. Bruksgrensetilstand:	93
8.1 Spenningskontroller:	93
8.2 Rissviddekontroll:	96
8.3 Nedbøyningsbegrensning:	99
9. NovaFrame	102
9.1 Nodenummerering:	102
9.2 Elementnummerering:	103
9.3 Tverrsnitt:	105
9.4 Diagrammer SLS	106
9.5 Diagrammer ULS	107
10. Resultat	108
10.1 Bruksgrensetilstand	108
10.1.1 Spenninger i tverrsnittet	108
10.1.2 Bøyemoment	108
10.1.2 Skjærkraft	108
10.1.3 Torsjonsmoment	109
10.1.4 Aksialkraft	109
10.2 Bruksgrensetilstand	109
10.2.1 Spenningskontroll	109
10.2.2 Rissviddebegrensning:	110
10.2.3 Nedbøyningsbegrensning:	110
11. Videre arbeid	111
12. Konklusjon	111
13. Referanser:	112
14. Vedlegg:	113

1. Innledning:

Ettersom at Norge gikk over til å bruke Eurokodene framfor Norsk Standard, vil tidligere bruer som er dimensjonert etter NS, behøve å bli sjekket om gårsdagens regelverk holder mål opp mot dagens regelverk.

Beregningsprogrammet som vil bli brukt i rapporten er NovaFrame, dette programmet gjør det mulig å kunne kjøre en fullstendig lastanalyse av brua.

De aktuelle lastene som er blitt lagt vekt på er egenvekt, trafikklast, forspenning, vindlast, temperaturlaster, og deformasjonslast som svinn, kryp, relaksasjon og friksjon.

For dimensjoneringen av bruas konstruksjonsdeler vil lastkombinasjoner og resultater fra NovaFrame bli benyttet.

Karlsplassen bru er i etteroppspent plasstøpt betong med sirkulære søyler. Den har 5 spenn totalt, derav 3 like spenn på 27 m, samt to spenn på 21 m. Hele brua er på 123 m. Søylene er sirkulære og av varierende lengde, og har to forskjellige tverrsnittdimensjoner. De to korteste søylene har $d = 800$ mm, mens de to lengste har $d = 1000$ mm.

Det vil være nødvendig å gjennomføre et litteraturstudium i begynnelsen, som vil gi et innblikk i hvordan spennarmerte bruer oppfører seg, samt hvilke laster som en brukonstruksjon skal dimensjoneres for. Litteraturstudie vil også omfatte norske og europeiske standarder og Statens Vegvesens håndbøker, som brukes for å prosjektere og klassifisere bruer.

Det er blitt satt følgende begrensninger for oppgaven, som skal dimensjoneres etter det europeiske regelverket, hvor det er lagt vekt på følgende emner:

- Tverrsnittskontroll for M+N og V og T.
- Bruksgrensetilstand: nedbøyning, rissvidde og spenninger.
- Kontroll av skjær etter fagverksmetoden
- ordens moment på søyler

2. Generelt

Det er gjennomført et litteraturstudium i begynnelsen av arbeidet for å tilegne seg kunnskap og forståelse av spennarmerte bruer. Noe av studiet dekket fagområder som ikke var dekket i studiene, eller ikke godt nok dekket. Det ble også studert enkelte kompendier, samt europeiske standarder og håndbøker fra SVV.

2.1 Standarder og regelverk

Eurokodene prioriteres foran annen litteratur der det er uoverensstemmelse mellom regelverk. Håndbok 185 fra SVV er likestilt med Eurokodene da den er oppdatert etter disse, og er ment som veiledende etter eurokodene.

- NS-EN 1990, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1991-1-1, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.
- NS-EN 1991-1-3, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Snølaster.
- NS-EN 1991-1-4, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Vindlaster.
- NS-EN 1991-1-5, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Termiske påvirkninger.
- NS-EN 1991-2, Laster på konstruksjoner. Trafikklast på bruer.
- NS-EN 1992-1-1, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Allmenne regler og regler for bygninger.
- NS-EN 1992-2, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Bruer.
- NS-EN 1998-1, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- NS-EN 1998-2, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Bruer.

Andre kilder:

Kilde: <http://www.scribd.com/doc/29839932/Design-Aids-EuroCode>
HB 185.

2.2 Tilgjengelig dokumentasjon:

2.2.1 Tegninger fått fra statens vegvesen:

Det ble ved starten av arbeidet med oppgaven utlevert tegningsgrunnlag for Karlsplassen bru. Disse er lagt til som vedlegg.

- K500: Oversikt
- K501: Landkar akse 1
- K502: Landkar akse 6
- K503: Fundamenter og søyler akse 2, 3 og 5
- K504: Fundament og søyle akse 4
- K505: Peler
- K510: Brubane, plan og snitt
- K511: Brubane, snitt og detaljer 1
- K512: Brubane, snitt og detaljer 2
- K513: Brubane, spennarmering akse 1-3
- K514: brubane, spennarmering akse 3-6

- K515: Brubane, spennarmering detaljer

2.2.2 Merknader i tegninger fra SVV:

- Veitype ÅDT 5000
- Fasthetsklasse betong: B45
- Fasthetsklasse spennarmering: $f_B/f_{0,2} = 1860/1670 \text{ N/mm}^2$.
- Spennarmering: $19\phi 0,6'' = 2660\text{mm}^2$ per kabel. 6 stk. kabler.
- Oppspenningskraft kompenseres for låsetap i kiler: $0,8 \times S_{02}$.
- Minimum betongfasthet ved oppspenning: 40 N/mm^2 .
- Total tykkelse av slitelag/bindelag inkl. fuktisolering = 90 mm.

2.3 Generelt om bjelkebruer:

Som overskriften antyder er det selve bjelkene som utgjør bruas hovedbæresystem for bjelkebruer. Denne brutypen er nokså vanlig da den er relativt rimelig, og betraktes som en "enkel" konstruksjon med tanke på inkludering av spesiell geometri som skjevhet og breddeutvidelse. Spennene i en bjelkebru som utføres med spennarmering kan ha relativt lange spenn.

Bjelkene bærer alle lastene i lengderetning, og bruoverbygningen fordeler laster inn til bjelken eller bjelkene. Bjelker overfører laster over til endeopplegg eller søyler. Bruplaten blir bruas sekundærbæresystem.

Bruplaten kan være utført i betong, stål, aluminium eller tre. Det er vanligst utført i betong eller stål og kan være i mange forskjellige tverrsnittformer.

2.4 Generelt om spennarmerte konstruksjoner/bruer

Spennbetong kan betegnes som betong som er påført trykkspenninger med størrelse og fordeling slik at virkningen av de ytre laster omtrent blir motvirket. I en bru med flere spenn vil da spennarmeringen bli lagt etter formen av momentdiagrammet som de ytre lastene gir. Det vil si at i spennene vil spennarmeringen være langt nede i tverrsnittet, mens den vil være langt oppe i tverrsnittet over søyler.

Det er flere fordeler ved å benytte spennarmering. Det kan redusere tverrsnitttykkelsen, øke spennvidder og redusere rissdannelser ved at trykk påføres konstruksjonen. Spennarmering strekkes opp for så å forankres i betongen som da påføres trykk. Dette reduserer strekkspenningene som ellers ville oppstått i konstruksjonen.

2.5 Analyseverktøy:

For å analysere og dimensjonere store konstruksjoner kreves det mange og tunge beregninger og i dag er dette lettere mulig ved hjelp av dataverktøy. NovaFrame blir benyttet i denne rapporten. NovaFrame er et relativt stort og tungt program som utfører mange typer analyser, og takler store og komplekse konstruksjoner.

Når en modell skal kontrolleres bør kontrollen omfatte:

- Grafisk kontroll av geometri og koordinater.
- Kontroll av tverrsnittstørrelser, form og konstanter.
- Kontroll av lokale elementakser.
- Kontroll av grensebetingelser.
- Kontroll av elementmasser og sum av masser.

Når lastene som påføres modellen skal kontrolleres bør disse omfatte:

- Kontroll av summen av lastene. Sum av egenvekter, lastvirkninger og reaksjonskrefter
- Grafisk kontroll av lastfordeling, intensitet og retning.
- Kontroll av plassering av trafikkklaster.

Utenom NovaFrame er følgende programmer vært i bruk:

Tekstprogram: Microsoft-word.

2.6 Om NovaFrame:

Aas Jacobsen har utviklet programmet og det er et generelt firedimensjonalt rammeprogram for Windows. Programmet bygger på elementteori for bjelker.

NovaFrame har innebygd funksjon for å sette på trafikkklaster, og benytter influenslinjer for å finne de mest ugunstigste lastplasseringer for trafikklastene med tanke på reaksjonskrefter og momenter.

NovaDesign kan benyttes sammen med NovaFrame. NovaDesign er et betongdimensjoneringsprogram og benytter databasen quadri i likhet med NovaFrame. Det gjør det mulig å kjøre full analyse og dimensjonering gjennom disse to programmene.

NovaDesign er ikke benyttet i denne rapporten.

I NovaFrame kan man kjøre følgende typer analyser:

- Statisk analyse med eller uten 2. ordens effekt.
- Dynamisk.
- Vindanalyse.
- Jordskjelvsanalyse.
- Knekkingsanalyse.

NovaFrame:

- Input defineres enten gjennom brukergrensesnitt eller med ASCII input.
- Inneholder automatisk beregning av tverrsnittskonstanter for standard tverrsnitt og generelle tverrsnitt med tilhørende spenningsberegning.

- Har mange typer laster, inklusiv trafikklaster og forspenning implementert.
- Håndterer systemer slik at byggeprosesser kan simuleres

3. Materialer og egenskaper:

3.1 Betong:

I spennarmerte konstruksjoner vil man påføre ekstra trykkspenninger i betongen på grunn av spennarmeringen. Det er derfor vanlig å benytte høyere fasthet på betongen enn for slakkarmerte konstruksjoner. Vanligvis velges en betongfasthet mellom B35 og B55 for spennarmerte konstruksjoner. I noen tilfeller velges enda høyere fasthet enn det, og fasthetsklasser over B55 klassifiseres som høyfast.

Betongens fasthet er satt som B45.

Kar. trykkfasthet: $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$.
Elastisitetsmodul: $E_{cm} = 36\,000 \text{ N/mm}^2$.
Materialfaktor: $\gamma_c = 1,5$
Betongfaktor α_{cc} : $\alpha_{cc} = 0,85$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 45 / 1,5 = 25,5 \text{ N/mm}^2.$$

3.2 Slakkarmering:

Slakkarmering skal sammen med spennarmeringen ta strekk som oppstår i konstruksjonen. Slakkarmering kan også brukes til å forsterke trykksonen, eller fordele riss. Det benyttes ofte Fasthetsklassen er B500NC som er det vanligst brukte kamstålet i Norge. På tegninger fra SVV er ikke slakkarmeringen eller overdekningen spesifisert.

Kar. Fasthet: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.
Materialfaktor: $\gamma_s = 1,15 \text{ N/mm}^2$.
Elastisitetsmodul: $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$.

Dimensjonerende fasthet:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2.$$

Vanlig plassering for slakkarmering i bruer er at tverrarmring legges ytterst, og deretter lengdearmring innerst.

3.2.1 Overdekning:

For OK - overbygning velges det ifølge Tabell 4.1, EK2:
Eksponeeringsklasse XD3 – Betongflater utsatt for luftbårne klorider.

For UK – overbygning velges det XC3 – Utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Konstruksjonsklasse S6

Dimensjonerende brukstid: 100 år.

Overdekning OK - bru etter 4.4.1, EK2 gir:

Delta Cdur, γ = 10 mm. (HB185 ,tabell 5.4)
Cmin,dur = 50 mm. (EK2, NA4.4N)
Delta Cdev = 10 mm. (EK2, NA 4.4.1.3(1))

Overdekning UK - bru etter 4.4.1, EK2 gir:

Delta Cdur, γ = 10 mm. (HB185 ,tabell 5.4)
Cmin,dur = 35 mm. (EK2, NA4.4N)
Delta Cdev = 10 mm. (EK2, NA 4.4.1.3(1))

Det gir krav til overdekning på c,min = 70mm i OK – bru.

Det gir krav til overdekning på c,min = 55mm i UK – bru.

HB185, Tabell 5.4. gir krav om overdekning på 75mm i OK brudekke.

Velger derfor overdekning lik 75mm over hele bruoverdekningen.

Tykkelsen av slitelaget kommer i tillegg til dette, og regnes ikke som en del av overdekningen (HB185, 5.3.6.2.2)

3.3 Spennarmering:

Spennarmering er stål med svært høy fasthet. Fastheten er gjerne på 3-4 ganger fastheten til slakkarmeringen. Dette er for å kunne trykke sammen betongen slik at strekket i konstruksjonen reduseres. Spennarmeringen legges gjerne slik at det "følger" momentdiagrammet for de permanente lastene i konstruksjonen. Da vil virkningen av spennarmeringen "balansere" de ytre lastene og dette kaller gjerne lastbalansering. Spennarmering vil få redusert spenningsnivå over tid på grunn av relaksasjon, kryp og svinn.

Spennarmeringen er i følge tegninger fra SVV gitt som:

6 stk 19 Φ 0,6". Det vil si 6 kabler á 19 tau. Hvert tau har ca d=13,4 mm, og et areal på 140mm².

$A_p = 19\Phi 0,6'' = 19\Phi 13,4 = 2660 \text{ mm}^2$ per kabel.

Fasthet etter NS 3473, da bestemt etter stålets fasthet etter 0,2 % tøyning:

$f_{0,2} = 1670 \text{ N/mm}^2$.

Det tilsvarer $f_{p0,1k} = 1640 \text{ N/mm}^2$ etter EK2.

Stålets fasthet: $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$.

Elastisitetsmodul spennstål: $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$.

Materialfaktor $\gamma_p = 1,15$

Dimensjonerende fasthet:

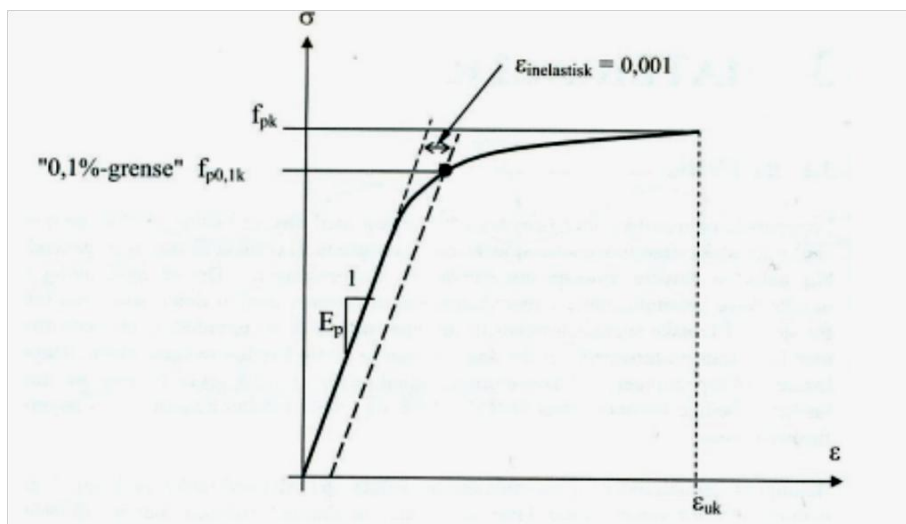
$$F_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_p = 1640 / 1,15 = 1426 \text{ N/mm}^2.$$

Oppspenningskraften som påføres spennkabelen, det vil si kraften i aktiv ende skal ikke overskride følgende verdi, EK2, 5.10.2.1:

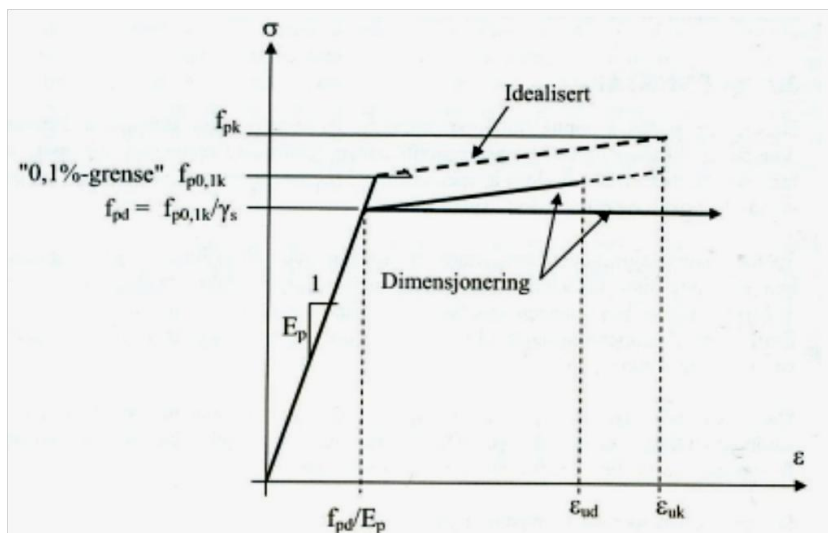
$$F_{p0,1k} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = A_p \cdot (\min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\}) = A_p \cdot (\min\{1488; 1476\}) = 3926 \text{ kN}$$

Det vil si oppspenningskraften per kabel.

Etter EK2, 4.4.1 blir overdekningskravet til spennarmeringen er satt 10mm høyere enn for slakkarmeringen, altså 85mm i OK bru, og 65mm i UK bru.



Figur 1: Typisk spennings-tøyningskurve for spennstål.



Figur 2: Idealisert spennings-tøyningskurve for spennstål.

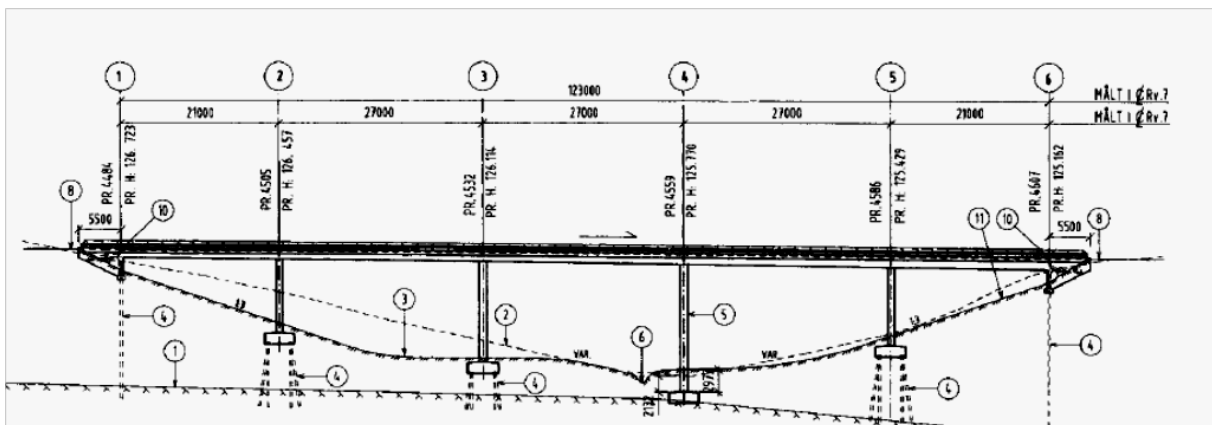
4. Karlsplassen bru:

Karlsplassen bru er en del av ny riksveg 7 fra Ramsrud til Kjeldsbergsvingene. Brua ligger ca en mil vest/nordvest fra høneføss. Den gamle riksveg 7 var i dårlig forfatning med svingete veier og smale bruer. Planlegging begynte allerede i 2001 men ble utsatt på grunn av ønske om endret planforslag. Arbeidet gjenopptas i 2007, og anleggsarbeidene begynte ikke før sommeren 2009. Veien ble åpnet desember 2010. Strekingen omfatter fire bruer, hvor den lengste er karlsplassen bru på 123 meter. Den er en tofelts bru, med 3,5 meters kjørefeltbredde, en meter skulder på hver side, og en meter bredt oppmerket midtfelt.

4.1 Generelt om Karlsplassen bru:

Brua er totalt på 123 meter fordelt på 5 spenn. Spennene i midten er på 27 meter hver mens sidespennene er på 21 meter hver. 4 sirkulære søyler pluss endekar er lagrene for konstruksjonen. 3 av disse blir fundamentert på stålkjernepeler som bores 1,5m ned i berg. Den 4 søyla blir fundamentert direkte på berg. Det er naturlig vegetasjon rundt brua, og går ikke over andre veier. Brua er spennarmert. Karlsplassen bru er en bjelkebru med et konstant tverrsnitt.

Søylene er monolittisk støpt til bruoverbygningen som gjør at brua blir stivere på grunn av søyleforbindelsen. De to ytterste søylene, ved akse 2 og akse 5, se figur 3, har diameter på 800 mm. De to andre søylene har diameter lik 1000 mm.



Figur 3: Oppriss av Karlsplassen bru, fra utgitt tegningsgrunnlag fra SVV.

Brua har en svak horisontalkurvatur. Den er dobbeltkrum, altså en S-form, med $R = 229$ meter.

Brua er utført i plasstøpt betong for alle deler, og er etteroppspent.

4.2 Statisk system:

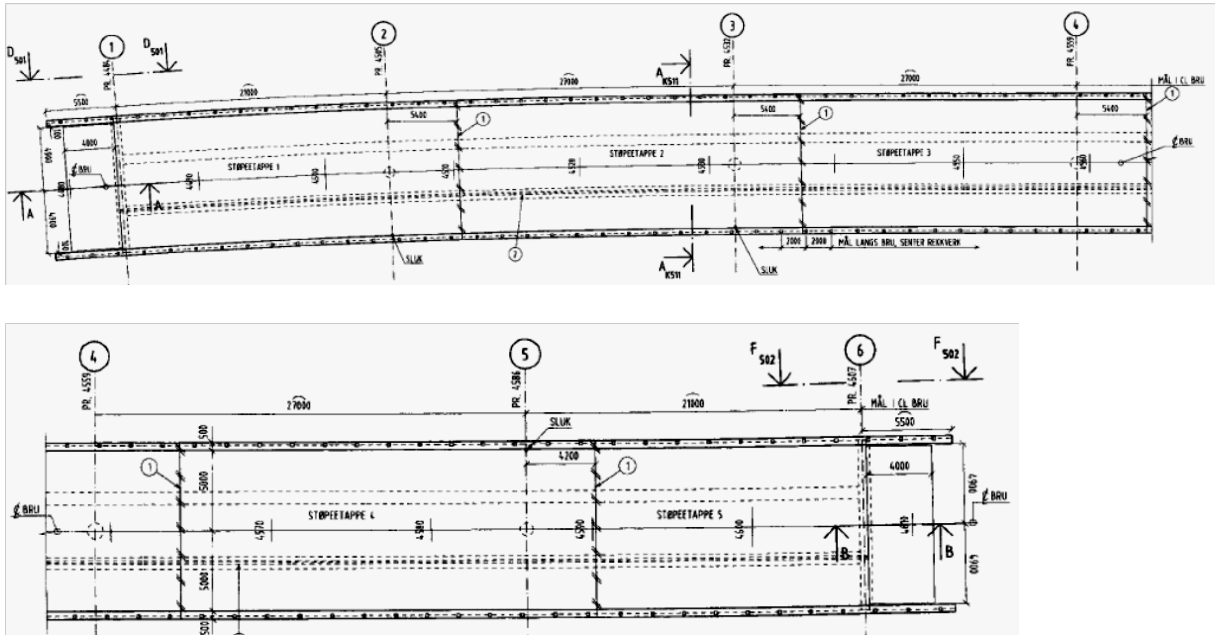
I følge tegninger fra SVV vil endene på brua, i overgangen mellom vegen og brua, være innspent. Dette på grunn av veggene som er støpt ved endene. Dette er en litt uheldig løsning på grunn av kryp og svinn, temperatur, og oppspenningen i støpefasen. Du vil dermed kunne få støttemomenter i endene som egentlig ikke bør være der. Det ville også kunne oppstå store tvangskrefter i konstruksjonen, Det ville nok ikke blitt bygget slik i dag på grunn av de uheldige virkningene. Derfor er det besluttet å forenkle endene med et glidelager og et fastlager i stedet for to innspenninger.



Figur 4: Statisk system for Karlsplassen bru.

4.3 Byggefaser:

Karlsplassen bru har 5 byggefaser/støpetapper av bruoverbygningen.



Figur 5: Støpetapper/byggefaser fra utgitt tegningsgrunnlag SVV.

Byggefaser: (se figurer 5).

Byggefase 1 går fra akse 1 til 5,4 m forbi akse 2.

Byggefase 2 går fra byggefase 1 til 5,4 m forbi akse 3

Byggefase 3 går fra byggefase 2 til 5,4 m forbi akse 4

Byggefase 4 går fra byggefase 3 til 4,2 m forbi akse 5

Byggefase 5 går fra byggefase 4 til akse 6.

4.4 Tverrsnitt:

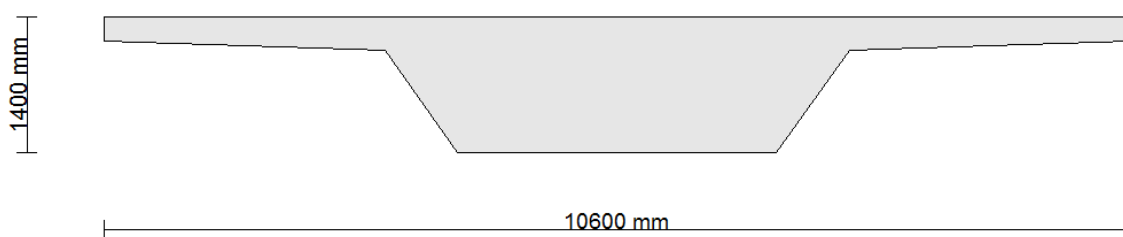
4.4.1 Bruoverbygningen:

Tverrsnittet blir økt med noe i høyden fra den opprinnelige prosjekteringen, fra 1250mm til 1400mm. Dette er for å imøtekomme kravet i EC 2 om at det ikke skal være noe trykkavlastning under tilnærmet permanente lastkombinasjoner. Det gjør at spennarmeringen kan komme høyere/lavere i tverrsnittet, og dermed motvirke virkningene fra de ytre lastene i større grad.

Trykkavlastning vil si at tverrsnittet skal ha trykkspenninger/trykktøyninger i nivå med kabelrøret pluss toleransen $\delta, c, dev = 10\text{mm}$, EK2, 4.4.1.3. Det gjelder i bruas, og spennarmeringens, lengderetning.

Nodenummer	X	Y
1	0	0
2	1650	0
3	2400	1050
4	5300	1150
5	5300	1400
6	0	1400
7	-5300	1400
8	-5300	1150
9	-2400	1050
10	-1650	0
11	0	0

Tabell 1: Koordinater for bruoverbygningen, innlagt i NovaFrame.

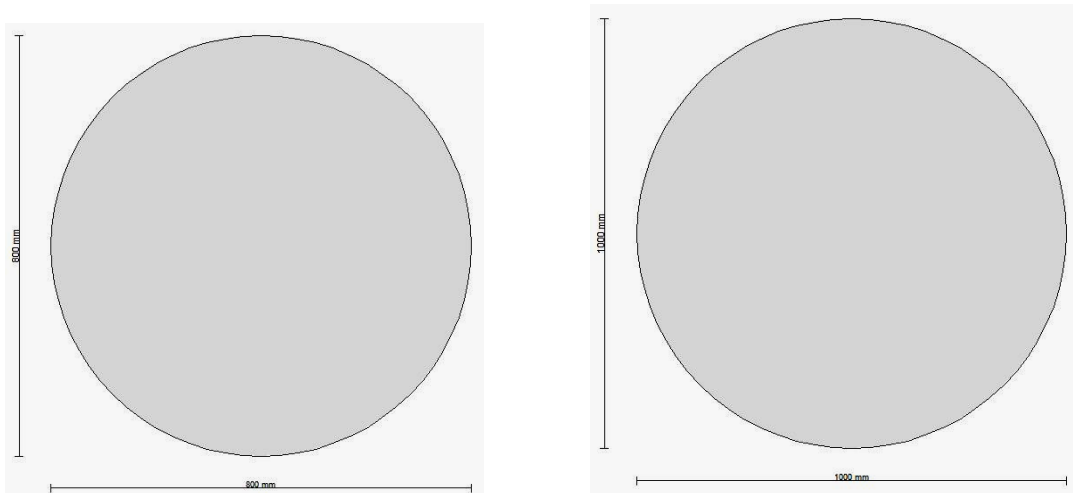


Figur 6: tverrsnitt som modellert i NovaFrame, uten kantbjelke, armering og slitelag.

Bruoverbygningen er 1 400 mm høy og 10 600 mm bred totalt. Minste bredde er lik 3 300 mm i UK av tverrsnittet. Vingene er 250 mm tykke ytterst og 350 mm tykke der vingen møter steget.

4.4.2 Søyletverrsnitt:

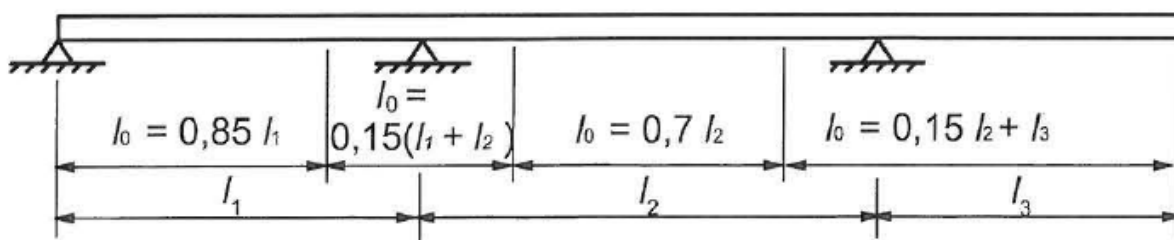
Karlsplassen bru har to ulike søyletverrsnitt ettersom søylene har varierende lengder.



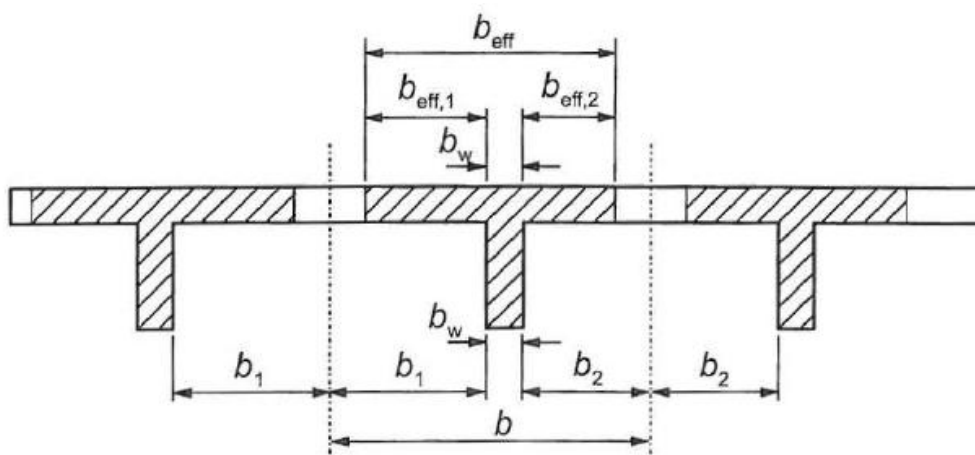
Figur 7: Sirkulære søyler uten armering inntegnet, hentet fra NovaFrame.

4.4.3 Effektiv flensbredde:

Ifølge EK2, 5.3.2.1, kan T-bjelker forutsettes å ha jevn spenningsfordeling. Må sjekke om vi kan benytte hele betongstverrsnittet som konstruktivt. Det avhenger av mål for flens og steg, spennvidder og lagerbetingelser.



Figur 8: Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde, EK2, figur, 5.2.



Figur 9: effektiv flensbredde, geometriske parametere, EK2, figur 5.3.

Den effektive flensbredden kan beregnes som følger, EK2, 5.3.2.1 (3):

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

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

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

For Karlsplassen bru:

$$b = 10\,600 \text{ mm}$$

$$b_w = 4\,800 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 2\,900 \text{ mm}$$

$$L_1 = l, \text{sidespenn} = 21\,000 \text{ mm}$$

$$L_2 = l, \text{midtpenn} = 27\,000 \text{ mm}$$

beregning etter EK2, 5.3.2.1:

sidespenn, akse 1 til 2, og akse 5 til 6:

$$L_0, \text{sidespenn} = 0,85 \times l_1 = 0,85 \times 21\text{m} = 17,85 \text{ m}$$

$$L_0, \text{støtte} = 0,15 \times (21 + 27)\text{m} = 7,2 \text{ m}$$

Midtpenn, akse 2 til 5 etc:

$$L_0, \text{midtpenn} = 0,7 \times 27\text{m} = 18,9 \text{ m}$$

$$L_0, \text{støtte} = 0,15 \times (27 \times 2)\text{m} = 8,1 \text{ m}$$

$$B_{eff,1} = B_{eff,2}$$

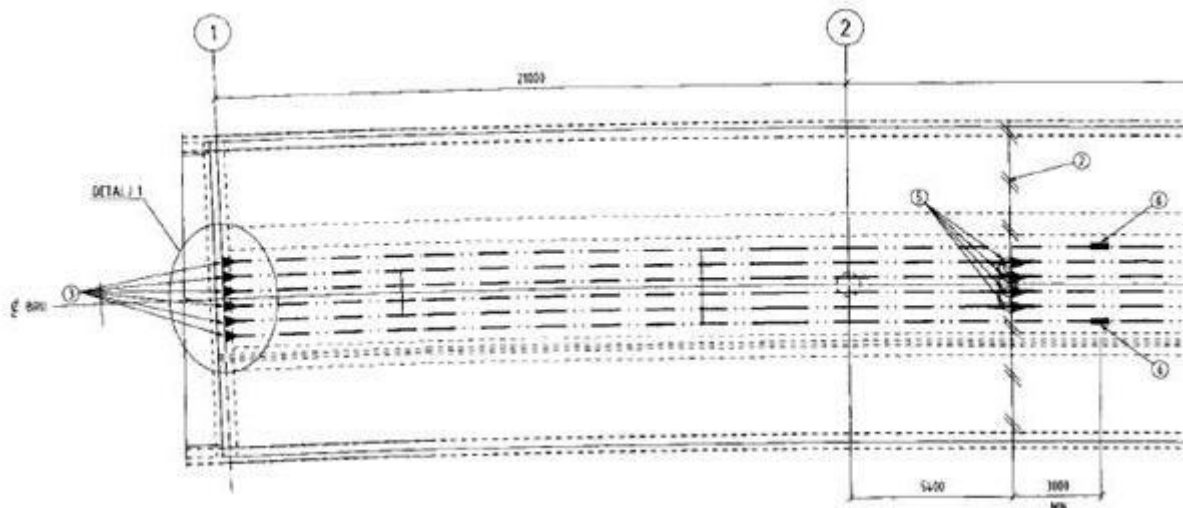
	Sidespenn Akse 1, 6	Midtpenn Akse 2, 3, 4, 5	Støtte Akse 1,6	Støtte Akse 2, 3, 4, 5
$B_{eff,1} = B_{eff,2}$	2365	2470	1300	1390
0,2l ₀	3570	3780	1440	1620
B _{eff}	9530	9740	7400	7580

Tabell 2: Beregning og kontroll av effektive flensbredder.

Ser at vi får 4 forskjellige effektive flensbredder, og dermed 4 forskjellige tverrsnitt alt etter hvor vi er i konstruksjonen. B_{eff} er mindre enn b = 10600 over alt.

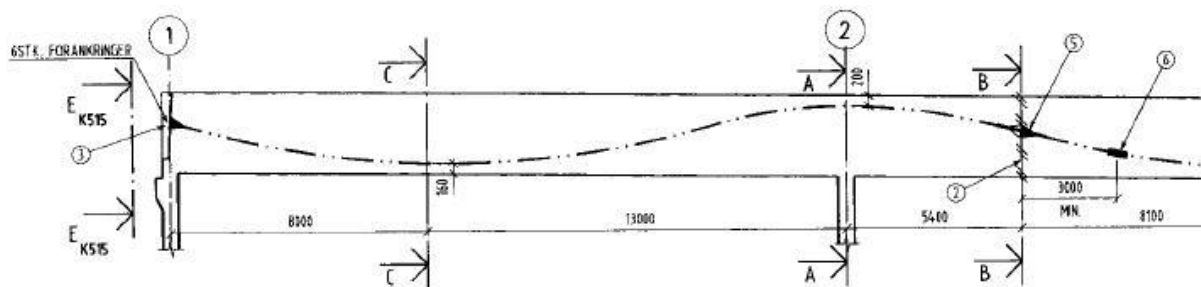
4.5 Spennarmering, modellering:

Spennarmering spennes opp og forankres etter hver byggefase. I hver byggefase spennes opp og forankres 4 av de 6 spennkablene. De to som ikke forankres skjøtes med bevegelige skjøtekoblinger. Disse alterneres som vist på figur under. Spennkablene skal spennes opp balansert om senterlinja til tverrsnittet.



Figur 10: spennarmering, forankring i byggefaser, føring horisontalt.

Kablene er lagt med en senteravstand på 500 mm. I endene (akse 1 og 6) legges spennarmeringen nært tverrsnittets nøytralakse for å unngå ekstra momenter på grunn av spennarmeringens eksentrisitet i endelagre.



Figur 11: Spennkabler, kabelføring i lengderetning, vertikal posisjon.

Som vist på figur 11 legges spennarmeringen høyst mulig i tverrsnittet over søylene, og lengst ned i tverrsnittet som mulig i feltet for å gi maks eksentrisitet der momentene fra ytre laster er størst.

Plassering vertikalt:

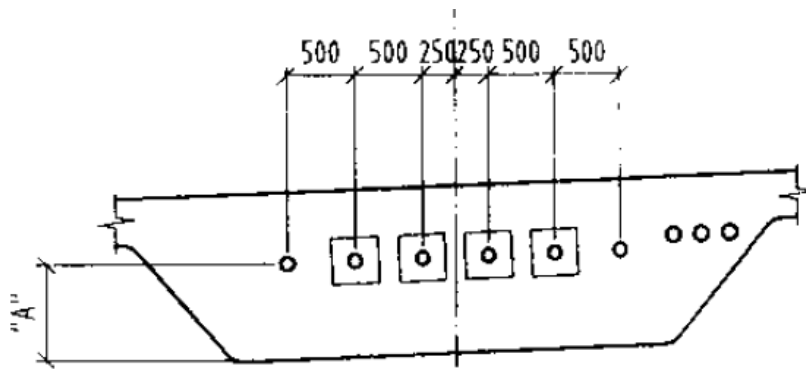
I overkant av brudekket er overdekningskravet lik 85mm for spennarmeringen, 75mm for slakkarmeringen, ved eksponeringsklasse XD1. Ved antatt slakkarmering $\Phi 20$ med byggemål 25mm gir det 110mm overdekning til kabelrøret i OK. Tilsvarende begrunnelse gir 90mm overdekning til kabelrøret i UK. Selve kabelrøret er antatt med diameter lik 100mm.

I tegninger fra SVV er avstanden fra spennarmeringen til overkant av brudekket satt til 200mm, mens avstanden er 160mm fra UK brubjelke. Dette kan begrunnes med at det trengs mer og/eller grovere tverrarmering i OK brudekke på grunn av at flensene skal føre trafikklaster inn til midten av tverrsnittet, og vil få strekk i OK.

Velger i denne oppgaven å benytte like avstander for spennarmeringen.

Når høyden på tverrsnittet forandres vil også føringen av kabelrøret forandres noe.

Verdiene for avstand fra UK brubjelke til spennarmering er gitt i tegninger fra SVV. Jeg velger i denne rapporten å beregne nye verdier fra disse verdiene.



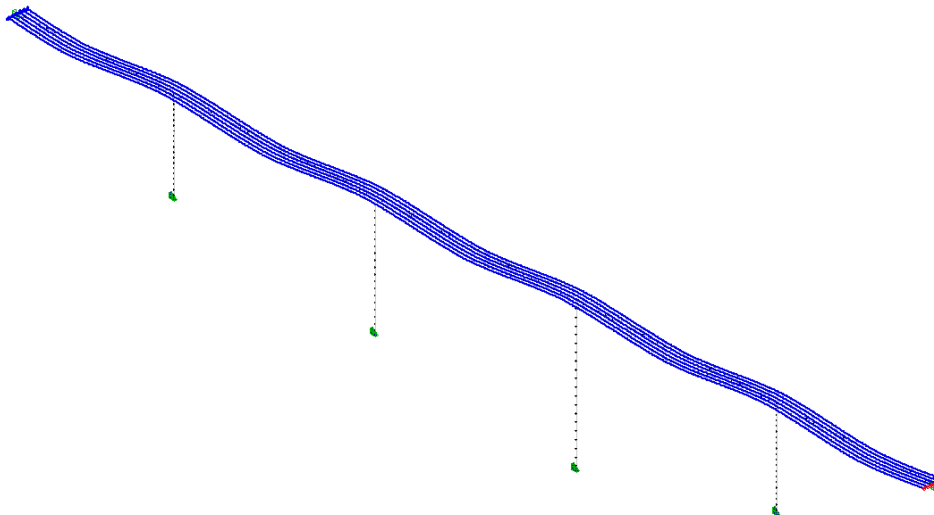
Figur 12: avstand "A" fra UK brubjelke til spennarmeringen.

Gitte verdier for "A":

	Akse 1											Akse 2
Avstand i LM	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	21
A gitt	770	516	328	210	160	182	269	423	645	899	1033	1050
A, ny	860	561	347	216	160	187	284	459	718	1017	1176	1200

Tabell 3: Gamle og nye verdier av målet "A" iht. figur over.

Nye verdier for "A" er beregnet ved å ta utgangspunkt i kjente avstander fra gitte verdier, og i forhold til ny tverrsnittshøyde, samt ny nøytralakse. Over støtte er det 200mm avstand fra OK brubane til spennarmering. I felt er minste avstand lik 160 for både ny og gammelt tverrsnitt. Der gammelt tverrsnitt har 770 i avstand fra UK brubane har nytt tverrsnitt 860mm på grunn av høydeøkning av tverrsnittet. Nye verdier i mellom disse tar utgangspunkt i forandring mellom kjente punkter i avstanden "A".



Figur 13: Spennarmering, modellert i NovaFrame, skjermdump

5. Laster og lastkombinasjoner:

Laster deles gjerne inn etter hvor lasten kommer fra, hvor stor sannsynlighet laster har for å inntreffe, og lastvarighet. Vi har følgende typer laster:

- Permanente laster
- Variable laster
- Ulykkeslaster
- Deformasjonslaster

Det vil legges størst vekt på de permanente og variable lastene i denne rapporten. Det inkluderer blant annet trafikklaster, vindlast og selvfølgelig egenvekt.

5.1 Permanente laster:

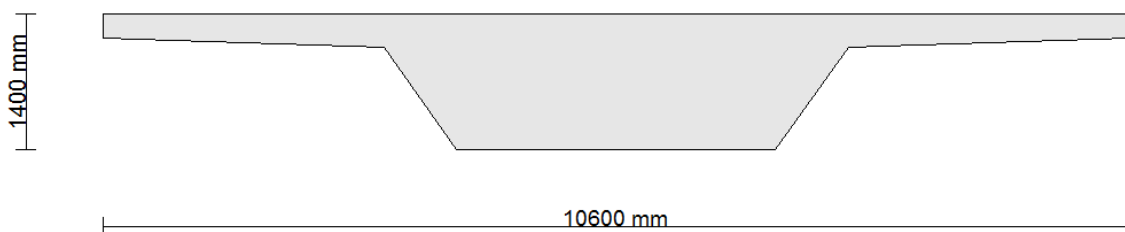
Permanente laster kan anses som konstante for det tidsrom som betraktes og man kan liste opp følgende:

- Egenvekt: Betongkonstruksjonen, slitelag, rekkverk og eventuell ballast.
- Vanntrykk: fra grunnvann eller andre kilder, der dette er aktuelt.
- Utstyr: instrumenter, teknisk utstyr etc.
- Jordtrykk: Typisk for fundamenter og søyler.

For Karlsplassen bru vil egenvekten bli sterkt prioritert. Vanntrykk, utstyr og jordtrykk ses i bort fra i denne rapporten.

5.1.1 Egenlast:

Alle permanente deler av konstruksjonen regnes som permanent egenvekt og skal regnes med. I betongkonstruksjoner gir armeringsgrad og type betong utslag på hvilken densitet en regner med for betong. Etter avsnitt 5.3.2.1.4, EK 2 skal tyngdetettheten for slakkarmert og spennarmert normalvektsbetong ikke settes lavere enn 25 kN/m³. Velger derfor å benytte 25 kN/m³ for hele konstruksjonen.



Figur 14: Tverrsnitt uten kantbjelker, armering og rekkverk.

Gitt areal fra NovaFrame: $A = 7,672 \text{ m}^2$.

Gitt I_x fra NovaFrame = $1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4$.

Håndregning:

$$A/2 = (250+350)/2 \times 2900 + 350 \times (1650+750) + 1050 \times 1650 + 1050 \times 750/2 = 3,836 \text{ m}^2.$$

Det gir total $A = 7,672 \text{ m}^2$.

Stemmer med NovaFrame som forventet.

Omkrets: $U = 2 \times (5300 + 250 + 2900 + 1650 + \sqrt{750^2 + 1050^2}) = 22,78 \text{ m}$.

Med densitet 25 kN/m^3 for armert betong gir det:

$25 \text{ kN/m}^3 \times A = 25 \times 7,672 = 191,8 \text{ kN/m}$.

Altså 19,18 tonn per løpemeter bru.

5.1.2 Belegg:

I følge 2.3.2.2, HB185, om belegning, skal vekten av belegning/slitelag på brudekket alltid regnes med i tillegg til egenvekten av det prosjekterte tverrsnittet.

Hvilken vekt man benytter av slitelaget avhenger av flere forhold. Det være seg brutype, spennvidder, type brudekke, trafikkmengde og lignende. For alle bruer, unntatt skråstagsbruer og hengebruer skal tyngden av slitelaget være mer eller lik $2,0 \text{ kN/m}^2$.

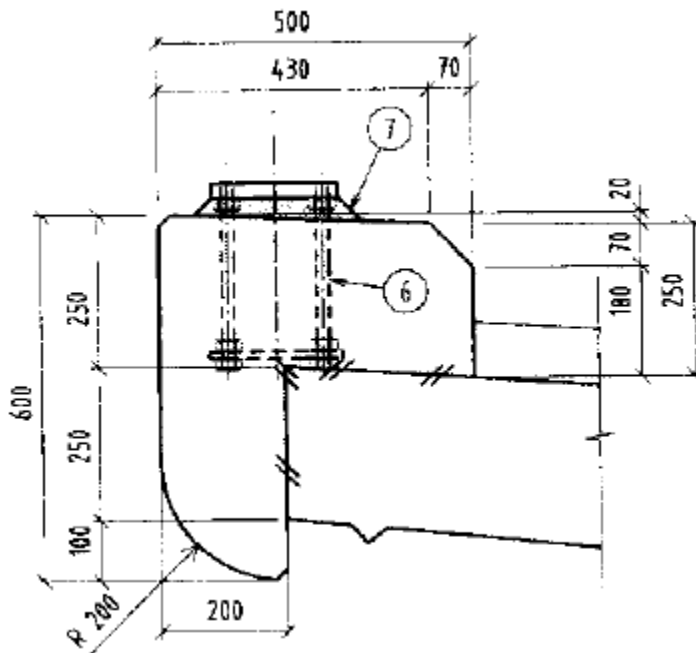
ÅDT	Spennvidde l [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
< 2000	$5,0 \text{ kN/m}^2$ (200 mm)	$2,5 \text{ kN/m}^2$ (100 mm)	$2,0 \text{ kN/m}^2$ (80 mm)	$2,0 \text{ kN/m}^2$ (80 mm)
≥ 2000		$3,0 \text{ kN/m}^2$ (120 mm)	$2,5 \text{ kN/m}^2$ (100 mm)	$2,0 \text{ kN/m}^2$ (80 mm)

Figur 15: minstekrav til belegningsvekter i kjørebane, HB185, tabell 9.

Karlsplassen bru: ÅDT = 5000, og spennvidde lik 21 og 27 meter, som gir minste belegningsvekt lik $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Med 10,0 meter kjørbare bredde gir det: 30 kN/m bru.

5.1.3 Kantbjelke:



Figur 16: utforming av kantbjelke, fra SVV tegninger.

Areal av kantbjelke: forenklet noe:

$$250 \times 500 - 70^2 + 20 \times 430 / 2 + 100 \times 200 + 0,25 \times \pi \times 200^2 = 175\,815,9 \text{ mm}^2 = 0,176 \text{ m}^2.$$

Egenvekt kantbjelke: $25 \times 0,176 = 4,4 \text{ kN/m}$.

5.1.4 Rekkverk:

Rekkverk skal utformes etter SVV's håndbøker nummer 231, 267 og 268, samt NS-EN 1317. Det blir ikke sett på type rekkverk og utformingen i denne rapporten men velger å sette egenvekten av rekkverk til $1,0 \text{ kN/m}$.

5.1.5 Søyler:

Det benyttes sirkulære betongsøyler for Karlsplassen bru ifølge tegninger fra SVV. For akse 2 og akse 5 er det valgt diameter = 800 mm . For Akse 3 og akse 4 er det valgt diameter = 1000 mm .

$$A = \pi R^2.$$

$$D=800 \text{ gir } A1 = 502\,654,8 \text{ mm}^2 = 0,503 \text{ m}^2.$$

$$D=1000 \text{ gir } A2 = 785\,398,2 \text{ mm}^2 = 0,785 \text{ m}^2.$$

$$25 \text{ kN/m}^3 \times A1 = 12,58 \text{ kN/m for søyle i akse 2 og 5.}$$

$$25 \text{ kN/m}^3 \times A2 = 19,63 \text{ kN/m for søyle i akse 3 og 4.}$$

5.1.6 Jordtrykk og vanntrykk:

Jordtrykk og vanntrykk kan ha betydning for utforming av fundamenter, samt for landkar, men blir i denne rapporten ikke sett nærmere på. Det blir antatt at det ikke er jordtrykk eller vanntrykk på søyler og bruoverbygningen i det hele tatt.

5.2 Variable laster:

Variable laster er laster som opptrer periodevis, som ikke er permanente laster, og kan være som følgende:

- Trafikk
- Snø og is
- Vind
- Temperatur
- Variabel grunnvannstand, elver etc.
- Jordskjelv
- Skred

Det blir lagt størst vekt på laster fra trafikk, temperatur, vind og jordskjelv i denne rapporten. Det er på grunnlag av geografisk plassering av Karlsplassen bru. Det er ikke grunn til å tro at de andre variable lastene vil ha stor betydning for dimensjoneringen av brua. Brua vil for eksempel bli vedlikeholdt og måkt jevnlig, og snø og is vil derfor ikke ha betydning. Grunnvannstanden antas for lav til å ha betydning for brua.

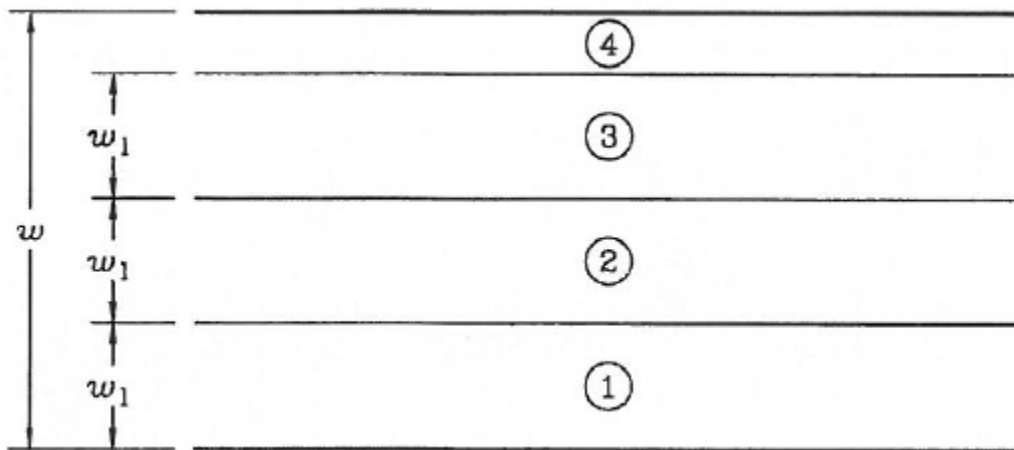
Den karakteristiske verdien av en variabel naturlast skal beregnes med en sannsynlighet for overskridelse per år på 2 %. Det gir en returperiode på 50 år. Ved kontroll av byggefaser kan returperioden reduseres til 10 år, dersom byggefaser med sikkerhet faller innenfor en gunstig periode, ifølge HB185 2.4.1.5.

5.2.1 Trafikklast:

Trafikklastene i EK1-2 – bruer er benyttet for denne rapporten.

Med trafikklast menes last, både vertikalt og horisontal, som kan forventes å oppstå fra kjøretøy og mennesker på veier, bruer, fortau, sykkelvei og midtdeler. Trafikklast skal plasseres på ugunstigst måte innenfor bruas føringsbredde. Føringsbredden er typisk mellom to skulderkanter, eller fra skulderkant til midtdeler om brua har det. Ugunstigste lastplassering gjelder også i lengderetning. Trafikklastens posisjon i lengderetningen kan variere etter hvilken lastvirkning man skal kontrollere.

Føringsbredden for Karlsplassen bru er regnet som avstanden mellom kantbjelkene, det vil si 10 meter. EK1-2, tabell 4.1 angir hvordan brua skal deles inn i fiktive kjørebane. Hver fiktive kjørebane har bredde lik 3m. Med føringsbredde, w , lik 10 meter gir det 3 kjørebane, og 1 meter ekstra bredde.



Figur 17: inndeling og nummerering etter EK1-2. $W_1 = 3\text{m}$.

For Karlsplassen bru er det kun kjøretøy det er snakk om, da brua ikke har fortau eller sykkelvei. Det er ingen midtdeler. Vi får heller ikke mulighet for påkjørsel da det ikke er noen vei som går under brua.

Trafikklastene gjelder for bruer som har total lengde under 200m, og skal dekke alle normale trafikksituasjoner, EK1-2, 4.1 (1). Karlsplassen bru har lengde 123 meter, og trafikklastene kan dermed benyttes.

Lastene er gitt som karakteristiske verdier og lastvirkningene bør for grensetilstander beregnes med partialfaktorer EK1-2 4.3.1 (1).

I følge EK1-2 4.3.6 (2) kan lastene antas å føres ned i asfalten og betongen med et fall på 1:1.

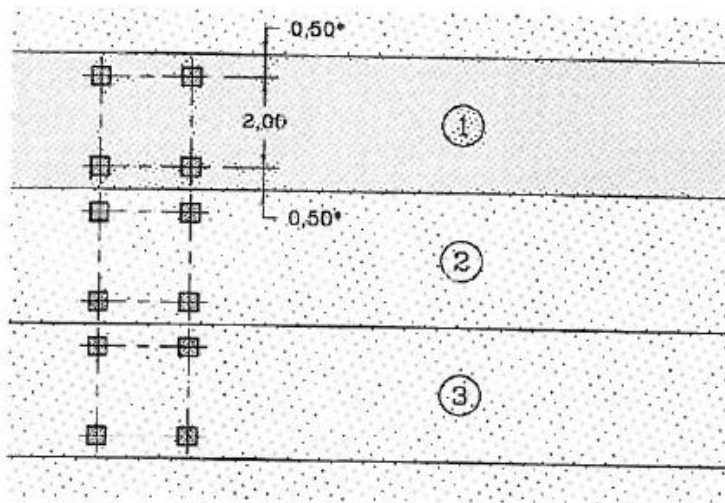
Vertikale trafikklaste:

Det er definert 4 lastmodeller i EK1-2:

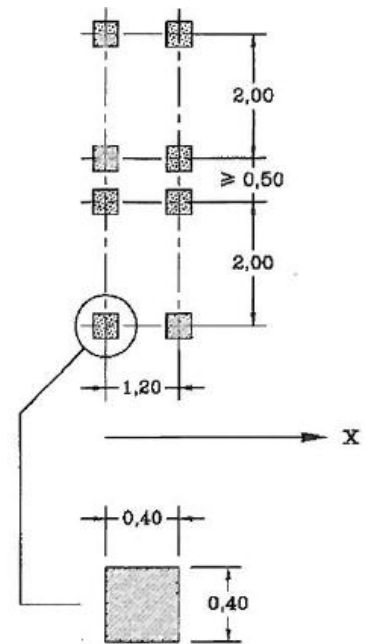
Lastmodell 1:

Denne modellen består av både konsentrert og fordelt last. Lastmodell 1 dekker de fleste trafikktilfeller med biler og lastebiler. Modellen bør benyttes både for global/generell og lokal analyse.

Den konsentrerte lasten er ment som en boggilast, det vil si to aksellaster i tandem med et gitt hjultryksareal på $0,4 \times 0,4\text{ m}$. Det skal kun tas med en hel boggilast per fiktive kjørebane.



Figur 18 : plassering av boggilaster
 Global analyse, EK1-2, Figur 4.2a



Figur 19: plassering av boggilaster
 lokal analyse, EK1-2, figur 4.2b

Konsentrert last:

Hver aksel har total last: $\alpha Q x Q_k$

Der $\alpha_Q = 1,0$

Jevnt fordelt last:

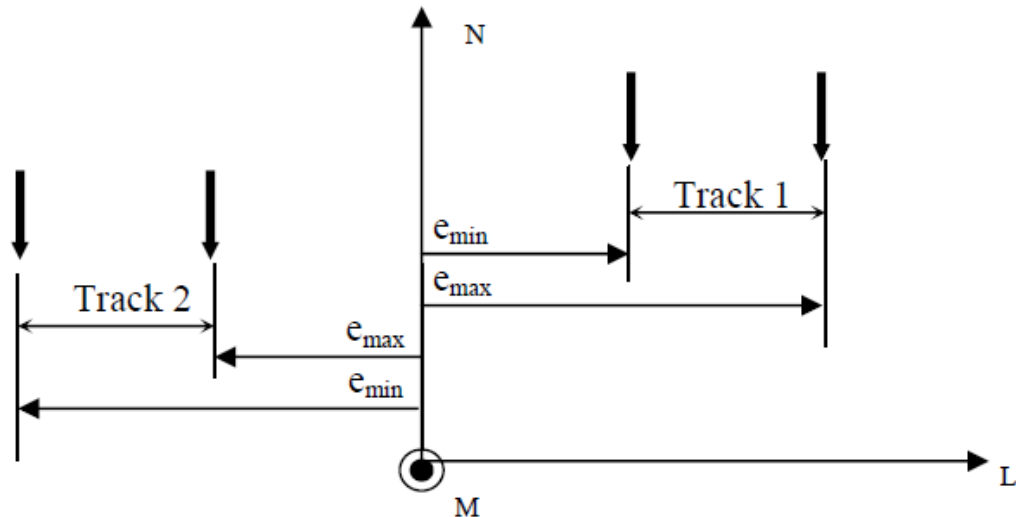
Hver fiktive kjørebane har last per kvadratmeter: $\alpha q x q_k$

Der $\alpha_{q1} = 0,6$, og $\alpha_{qi} = 1,0$

Det gir laster i kjørebaner:

Plassering	Aksellast [kN]	Fordelt last [kN/m ²]
Kjørebane nr 1	300	5,4
Kjørebane nr 2	200	2,5
Kjørebane nr 3	100	2,5
Gjenstående areal	0	2,5

Tabell 4: Oppsummering av trafikklaster per kjørefelt.



Figur 20: definisjon på eksentrisiteter ved plassering av trafikklaster i NovaFrame.

Trafikklasterne skal plasseres i ugunstigste stilling i tverr- og lengderetning, og etter de retningslinjene som gis i laststandarden EK1-2. Velger å plassere kjørefelt 1 lengst mulig til venstre i tverrsnittet, se figur under.

Eksentrisiteter i NovaFrame er, som vist på figuren over, avstanden horisontalt fra tverrsnittets lokalakse N til punktlaster. Avstanden e_{min} refererer til minste verdi av L.

Beregning av e_{min} og e_{max} for felt 1, 2 og 3:

Med w lik 10 m, og w_1 lik 3m gir det altså 1 meter gjenstående bredde. Halve bredden er da 5 meter. Føringsbredden kalles her B.

Definerer $a = 0,5$ meter (avstand mellom hjullaster til skulder/kjørefeltkant)
Definerer $b = 2,0$ meter (avstand mellom hjullaster)

Felt 1:

$$e_{min,1} = -B + a = -5 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = -4,5 \text{ m}.$$

$$e_{max,1} = e_{min,1} + b = -4,5 \text{ m} + 2 \text{ m} = -2,5 \text{ m}.$$

Felt 2:

$$e_{min,2} = e_{max,1} + 2xa = -2,5 \text{ m} + 2 \times 0,5 \text{ m} = -1,5 \text{ m}.$$

$$e_{max,2} = e_{min,2} + b = -1,5 \text{ m} + 2 \text{ m} = 0,5 \text{ m}.$$

Felt 3:

$$e_{min,3} = e_{max,2} + 2xa = 0,5 + 2 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}.$$

$$e_{max,3} = e_{min,3} + b = 1,5 \text{ m} + 2 \text{ m} = 3,5 \text{ m}.$$

$$\text{Gjenstående bredde: } 5 \text{ m} - 3,5 \text{ m} = 1,0 \text{ m} + a.$$

Det gir oss forskjellige plasseringstilfeller av lastmodell 1:

Last i ett og ett felt
Last i to av feltene
Last i alle feltene

Av alle disse velges de tilfellene som antas vil være av mest interesse:

- Tilfelle 4: Kun last i kjørefelt 1:
Konsentrert last: 300 kN
Jevnt fordelt last: $5,4 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 16,2 \text{ kN/m}$.
- Tilfelle 3: Last i felt 1+2:
Konsentrert last: $300 \text{ kN} + 200 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$.
Jevnt fordelt last: $16,2 \text{ kN/m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 23,7 \text{ kN/m}$.
- Tilfelle 2: Last i felt 1+2+3:
Konsentrert last: $500 + 100 = 600 \text{ kN}$.
Jevnt fordelt last: $23,7 \text{ kN/m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 31,2 \text{ kN/m}$.
- Tilfelle 1: Last i alle felt, inkludert restarealet:
Konsentrert last: $500 + 100 = 600 \text{ kN}$.
Jevnt fordelt last: $31,2 \text{ kN/m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 32,7 \text{ kN/m}$.

Oppsummering, lasttilfeller:

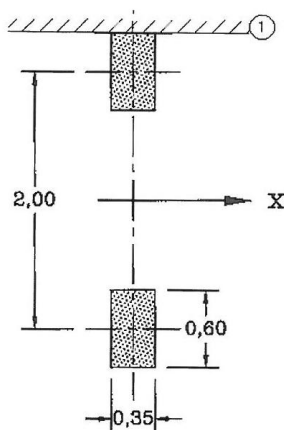
Nummer	Konsentrert last, total [kN]	Jevnt fordelt last, total [kN/m]
Tilfelle 4 (Felt 1)	300	16,2
Tilfelle 3 (Felt 1+2)	500	23,7
Tilfelle 2 (felt 1+2+3)	600	31,2
Tilfelle 1 (alle felt)	600	32,7

Tabell 5: Oppsummering av laster fra trafikk

Lastmodell 2:

Denne modellen består av en enkelt aksellast med et spesifikt hjultrykk som ivaretar normal trafikk på korte, bærende konstruksjonsdeler.

Aksellasten er lik $\beta Q \times Q_{ak} = 1,0 \times 400 = 400 \text{ kN}$, og kontaktflaten per hjul er definert til $0,35 \times 0,6 \text{ m}$.



Key
X Bridge longitudinal axis direction
1 Kerb

Figure 4.3 - Load Model 2

Figur 21: Aksellast, hjultrykk, LM2.

Akslingen skal plasseres vilkårlig i føringsbredden og der det er relevant skal det kun tas hensyn til ett hjul, altså en last på 200 kN.

Lastmodell 3:

Lastmodell 3 består av en samling aksellaster som skal ivareta spesielle kjøretøy på veier som er beregnet for "unormal" trafikk. Ment for generell og lokal analyse.

Denne modellen ses bort ifra i denne rapporten, men bør vurderes særskilt om brua skal kunne benyttes for spesielle kjøretøy med stor tyngde.

Lastmodell 4:

Denne modellen består av en jevnt fordelt last som ivaretar store menneskemengder som benytter brua. Denne er ment som en generell analyse.

Denne modellen ses bort fra i denne rapporten.

Horisontale trafikkrefter:

Bremse- og akselerasjonskraft:

Overflaten av brubanen skal belastes med en langsgående bremsekraft. Den karakteristiske verdien for denne er begrenset til maksimalt 900 kN totalt.

Den beregnes etter 4.4.1, EK1-2:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha Q_1(2Q_{1k}) + 0,1 \alpha q_1 \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

L er lengden på brua, eller den delen av brua som kontrolleres. Det er lite sannsynlig at hele brua får bremskraft samtidig, men siste ledd i formelen har mindre å si for lasten enn første ledd.

$Q_{lk} = 360 + 200 \text{ kN} = 560 \text{ kN}$, som gir 5,6 kN/m, ved 10 meter føringsbredde.

Det første leddet er bremskraften fra boggilasten, altså lastebilen, mens 200 kN kommer fra resterende biltrafikk.

Akselerasjonskraften har samme størrelse, men er motsatt rettet som bremskraften, 4.4.1 (5), EK1-2. Dette modelleres ved å benytte lastkombinasjon pluss 1 og minus 1 i NovaFrame.

Sentrifugalkraft:

Sentrifugalkraften er en kraft som oppstår når trafikken følger svinger i veibanen. Objekters masse treghet vil trekke bilen ut av veien normalt på veibanens kurve. Den er motsatt rettet av sentripetalkraften som trekker objekter mot sentrum, som for eksempel gravitasjon.

Karlsplassen bru har en dobbel S-kurve med radius lik 229 meter på hver sin side, halvdel, av brua. Sentrifugalkraften er en punktlast som går på tvers av lengderetningen av brua, og skal plasseres vilkårlig, mest ugunstig, på brua, EK 1-2 4.4.2.

$R = 229 \text{ meter}$.

$Q_v = 2 \times \sum Q_{ik} = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ kN}$.

$Q_{tk} = 40 \times Q_v/R = 210 \text{ kN}$.

Det er ikke en veldig stor last, men kan ta den med i NovaFrame for å se hvor stor betydning den har.

Ekstra sidelast:

EK1-2 4.4.2 (4): der det er relevant bør en glide-/sladdekraft virke samtidig som bremskraften. Den er lik 25 % av bremskraften, og virker på tvers av lengderetning: $Q_{trk} = 0,25 \times Q_{lk}$

5.2.2 Snølast:

Snølast kan i de aller fleste tilfeller ses bort i fra for bruer som vedlikeholdes jevnlig. Allikevel skal lasten vurderes særskilt dersom brua skal kunne brukes som lagringsplass for snø, eller ikke kan påregnes å ryddes for snø, HB185, 2.5.1.

Overbygningen av Karlsplassen bru ligger på 126 moh. Snølast beregnes etter EK1-3, snølaster.

$S_{k,0} = 3,5 \text{ kN/m}^2$, Tabell NA4.1 (901).

Antar normal topografi og ingen reduksjon pga. termiske effekter:

$C_e = C_t = 1,0$, NA.5.2

Formfaktor for flater med fall under 30° .

$u = 0,8$. Tabell 5.2.

Dimensjonerende snølast blir da:

$S = S_{k,0} \times u \times C_e \times C_t = 2,8 \text{ kN/m}^2$.

Snølast blir som nevnt sett bort i fra i denne rapporten, og blir ikke med i lastkombinasjoner.

5.2.3 Vindlast:

Vindlast bestemmes etter NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009, EC1-1-4.

Bruer deles inn i tre vindlastklasser etter konstruksjonens egenfrekvens, spennvidde og etter hvilken betydning dynamisk lastvirkning har for konstruksjonen. For vindklasse 1 og 2 skal vindlast og trafikk opptre samtidig. Eksempel på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner, 2.5.2 ref. (HB185).

I følge 8.2. (1), EC1-1-4, merknad 3:

For vanlige brudekker med et spenn som er mindre en 40 m, er det ikke nødvendig med en dynamisk beregning.

Velger Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor laveste egensvingeperiode er $< 2s$.

4.2 (2), ref. EC1-1-4

Tabell NA.4(901.1), ref. EC1-1-4, gir referansevindhastigheten $v_{b,0}$:

$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$, for ringerike kommune.

Basisvindhastigheten v_b , ligning 4.1, EK1-4.

$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$, faktorene C er satt til 1,0.

Basisvindhastighetstrykk er gitt i ligning 4.10, ref. EC1-1-4:

$$Q_b = 0,5 \times (\rho) \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 22^2 = 0,3025 \text{ kN/m}^2.$$

Middelvind er gitt i ligning 4.3, ref. EC1.1.4:

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_o \times v_b, \text{ der:}$$

$$C_r(z) = K_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{for } z \leq z_{min}$$

$$K_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{Z_0,2} \right)^{0,07}.$$

$$C_o = 1,0$$

$$Z_0,2 = 0,05 \text{ m}.$$

$$Z_{max} = 200 \text{ m}, \text{ EK1-4, 4.3.2.}$$

Karlsplassen bru er om lag 17 meter høy på det høyeste. Det vil si kote overbygning – kote terreng, gitt fra tegninger SVV. Det vil si $Z = 17 \text{ m}$. Terrengkategori 3 blir antatt, og det gir etter tabell 4.1, EK1-4:

$$Z_0 = 0,3, Z_{min} = 5 \text{ m}.$$

Det gir:

$$V_m(17 \text{ m}) = 0,19 \times (0,3 / 0,05)^{0,07} \times (\ln(17/0,3) \times 1,0 \times 22) = 19,13 \text{ m/s}.$$

Vindkasthastighetstrykk er etter EK1-4, NA 4.5:

$$Q_p(z) = 0,5 \times \rho \times V_m^2(z) [1 + 2k_p \times I_v(z)]$$

$$I_v(z) = k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0)) = 1,0 / (1,0 \times \ln(17/0,3)) = 0,247697, \text{ EK1-4, 4.4.}$$

$$Q_p(z) = 0,5 \times 1,25 \times 19,13^2 [1 + 2 \times 3,5 \times 0,247697] = 0,625 \text{ kN/m}^2.$$

Vindlast på bru uten trafikk:

Beregnes etter EK1-4, kapittel 8, forenklet metode.

X-retning defineres her som lengderetningen på brua, y-retning er på tvers av brua, mens Z-retning er vertikal retning.

I standarden benyttes x-retning på tvers av lengderetningen, mens y er i lengderetning.

På tvers av brua, y-retning:

$$F_{w,y} = 0,5 \times \rho \times V_b^2 \times C \times A_{ref,y}$$

$$C = C_e \times C_{f,y}$$

$$C_e = q_p(z) / q_b = 0,625 / 0,3025 = 2,07. \text{ EK1-4, ligning 4.9.}$$

(Anbefalt verdi for faktoren C gis i tabell 8.2, som 3,6 for Z_e lik 17, og b/d_{tot} lik 5,3.)

Antar åpent, sikkerhetsrekkverk på begge sider, $d_{tot} = d + 0,6\text{m}$, EK1-4, tabell 8.1.

$$\text{Det gir } b/d_{tot} = 10\,600 / 2\,000 = 5,3.$$

$$\text{Det gir } C_{f,y} = 1,3, \text{ EK1-4, figur 8.3.}$$

$$A_{ref,y} = d_{tot} \times L = 2,0\text{ m} \times 1,0\text{ m} = 2,0\text{ m}^2 / \text{m}.$$

$$F_{w,y} = 0,5 \times 1,25 \times 22^2 \times 1,3 \times 2,07 \times 0,002 = 1,63\text{ kN/m}.$$

Langs brua, x-retning:

$$F_{w,x} = 0,25 \times F_{w,y} = 0,41\text{ kN/m}.$$

Under/over brua, vertikalt, z-retning:

$$F_{w,z} = 0,5 \times \rho \times V_b^2 \times C \times A_{ref,z}$$

$$C_e = 2,07$$

$$C_{f,z} = \pm 0,9, \text{ EK1-4, 8.3.3, merknad 1.}$$

$$A_{ref,z} = b \times L = 10,6\text{ m}^2 / \text{m}.$$

$$F_{w,z} = 8,62\text{ kN/m}.$$

Vindlast på bru med trafikk:

Ved vurdering av samtidig vegtrafikk og vind, bestemmes ved å erstatte $v_{b,0}$ med $v^*_{b,0}$, og den anbefalte verdien er 23 m/s, EK1-4, 8.1 (4).

Det gir:

$$V_m(17m) = 0,19 \times (0,3 / 0,05)^{0,07} \times (\ln(17/0,3) \times 1,0 \times 23) = 20 \text{ m/s.}$$

Vindkasthastighetstrykk er etter EK1-4, NA 4.5:

$$Q_p(z) = 0,5 \times \rho \times V_m^2(z) [1 + 2k_p \times I_v(z)]$$

$$I_v(z) = k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0)) = 1,0 / (1,0 \times \ln(17/0,3)) = 0,247697, \text{ EK1-4, 4.4.}$$

$$Q_p(z) = 0,5 \times 1,25 \times 20^2 [1 + 2 \times 3,5 \times 0,247697] = 0,683 \text{ kN/m}^2.$$

Bruer i vindlastklasse 1 og 2 skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Trafikken regnes som en ekstra vindflate med høyde 2 meter. Rekkverket regnes da ikke med, 2.5.2.5, HB 185.

På tvers av brua, y-retning:

$$F^*_{w,y} = 0,5 \times \rho \times V^*_{b,0} \times C \times A_{ref,y}$$

$$C = C_e \times C_{f,y}$$

$$C_e = q_p(z) / q_b = 0,683 / 0,3025 = 2,26. \text{ EK1-4, ligning 4.9.}$$

Antar 2 meter ekstra høyde pga. trafikk.

$$\text{Det gir } b/d_{tot} = 10\,600 / 4\,000 = 2,65.$$

Det gir $C_{f,y} = 1,3$, EK1-4, figur 8.3.

$$A_{ref,y} = d_{tot} \times L = 4,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 4,0 \text{ m}^2 / \text{m.}$$

$$F^*_{w,y} = 0,5 \times 1,25 \times 23^2 \times 1,3 \times 2,26 \times 0,004 = 3,89 \text{ kN/m.}$$

Langs brua, x-retning:

$$F^*_{w,x} = 0,25 \times F^*_{w,y} = 0,97 \text{ kN/m.}$$

Under/over brua, vertikalt, z-retning:

$$F^*_{w,y} = 0,5 \times \rho \times V^*_{b,0} \times C \times A_{ref,z}$$

$$C_e = 2,26$$

$C_{f,z} = \pm 0,9$, EK1-4, 8.3.3, merknad 1.

$A_{ref,z} = b \times L = 10,6 \text{ m}^2/\text{m}$.

$F^*_{w,z} = 10,3 \text{ kN/m}$.

Oppsummering, vindkrefter:

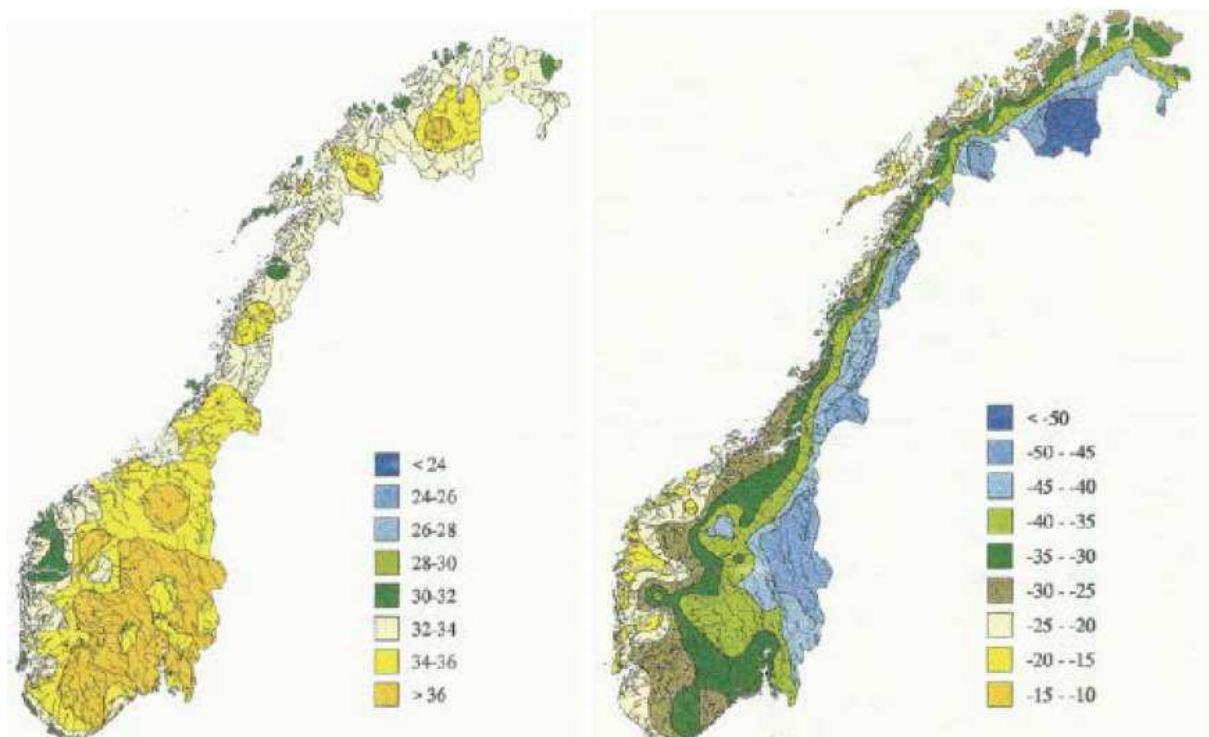
Tilfelle	Y-retning (tverr) [kN/m]	X-retning (langs) [kN/m]	Z-retning (normalt) [kN/m]
Last uten trafikk	1,63	0,41	8,62
Last med trafikk	3,89	0,97	10,30

Tabell 6: oppsummering vindkrefter.

5.2.4 Temperatur:

En konstruksjon påvirkes av temperaturen i og rundt konstruksjonen. Det kan være endringer i middeltemperaturen etter klimaendringer, eller forskjellig temperatur i ulike deler av konstruksjonen. Betongherding utvikler varme, samt at det kan oppstå temperaturgradienter i ulike deler av tverrsnittet.

Temperaturpåvirkningen beregnes etter EK1-5, termiske påvirkninger, og tilleggsbestemmelser i HB185, 2.5.6.



Figur 22: Isotermkart over Norge, forventet maks- og min-temperatur med returperiode på 50 år, NA, A1 og A2.

Fra figuren over, kan vi finne intervaller for maks og min temperatur for hønefoss-området. Det gir:

$T_{min} = \text{fra } -35^{\circ}\text{C til } -30^{\circ}\text{C (mørkegrønt område)}$
 $T_{maks} = > 36^{\circ}\text{C}$

Velger å sette $T_{maks} = 36^{\circ}\text{C}$, og $T_{min} = -35^{\circ}\text{C}$.

Det gir laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperatur, etter EK1-5, figur NA 6.1.
Vi har bruoverbygning type 3, NA 6.1.1, EK1-5.

$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -27^{\circ}\text{C}$.

$T_{e,maks} = T_{maks} - 3 = 33^{\circ}\text{C}$.

EK1-5, 6.1.3.3 gir karakteristisk verdi for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall, samt maksimalt temperaturekspansjonsintervall, for jevnt fordelt brutemperaturandel. Denne temperaturendringen gir enten sammentrekning eller utvidelse av brua i lengderetningen av brua.

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-27) = 37^{\circ}\text{C}$.

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,maks} - T_0 = 33 - 10 = 23^{\circ}\text{C}$.

En kan benytte lineært og ikke-lineært varierende vertikal temperaturdifferanse, for betongruer. Velger å benytte lineært varierende temperaturdifferanse, tabell NA6.1, EK1-5. Disse verdiene er imidlertid gitt for et slitelag på 50 mm, mens Karlsplassen bru har et slitelag på 90 mm totalt. Verdiene for ΔTM kan da multipliseres med en faktor k_{sur} som korrigerer verdiene for andre slitelagstykkelser enn 50 mm. k_{sur} finnes i tabell NA 6.2, og verdiene for ΔTM_{heat} og ΔTM_{cool} blir henholdsvis 0,7 og 1,0, for 100 mm beleg. Ved interpolasjon av k_{sur} mellom 50 og 100mm, gir det:

$k_{sur} = 1 - 0,3/50 \times (\text{tykkelse beleg} - 50\text{mm}) = 1 - 0,3/50 \times 40 = 0,76$.

$\Delta TM_{heat} = k_{sur} \times 10^{\circ}\text{C} = 0,76 \times 10^{\circ}\text{C} = 7,6^{\circ}\text{C}$.

$\Delta TM_{cool} = k_{sur} \times -5^{\circ}\text{C} = 1,0 \times -5^{\circ}\text{C} = -5^{\circ}\text{C}$.

ΔTM gir en kurvatur og momenter i brua, enten ved at det er varmere på oversiden enn undersiden av brua, eller motsatt.

I henhold til punkt NA.6.1.4.3 settes temperaturdifferansen mellom bruas ytterkanter lik 5°C .

Betong har temperaturutvidelseskoeffisient $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$.

Forskjellen i jevnt fordelt temperaturandel og eventuell horisontalt varierende temperaturandel skal regnes å virke samtidig med ΔTM . HB 185, 2.5.6.7 gir tre sett med kombinasjonsfaktorer som skal benyttes ved samtidighet av temperaturlaster.

Kombinasjon	ω_M	ω_N	ω_H
A	1,0	0,35	0,5
B	0,75	1,0	0,5
C	0,75	0,35	1,0

Tabell 7: HB185, 2.5.6.7, kombinasjonsfaktorer ω ved samtidighet av temperaturlaster.

Alle kombinasjoner anses som mulig. Horisontal varierende temperaturandel skal bare inngå der $\Delta T_{N,exp}$ inngår, HB185, 2.5.6.7.

Det gir oss følgende kombinasjoner, EK1-5, 6.1.5:

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

og

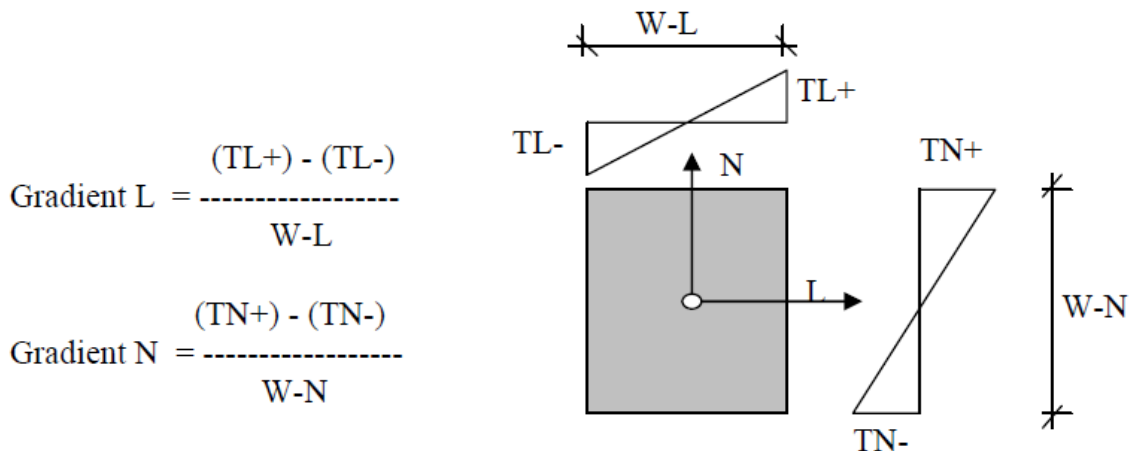
$\omega_M \times \Delta T_{M,heat}$ (eller $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (eller $\Delta T_{N,con}$)

, der den ugunstigste kombinasjonen skal velges.

Oppsummering, temperaturandeler:

	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	ΔT_H
Verdi [C]	7,6	-5,0	23	37	± 5

Tabell 8: Oppsummering temperaturandeler.



Figur 23: Definisjon og utregning av gradient i retning L (global Y) og N (global Z), fra Brukermanual, NovaFrame.

5.2.5 Jordskjelv:

Bruer i områder med lav seismisk aktivitet kan kontrolleres, og dimensjoneres etter forenklede kriterier i forhold til jordskjelv. Inndeling av bruer i seismiske klasser er etter tabell NA.2 (901), EK8-2, bruer:

- Seismisk klasse 1: Gang- og sykkelvei
- Seismisk klasse 2: Alle veibruer, bortsett fra bruer i klasse 3 og 4.
- Seismisk klasse 3: Bruer med total lengde over 200m eller bruer med total lengde over 50m, og som samtidig har ÅDT over 8000.
- Seismisk klasse 4: Bruer med total lengde over 600m, eller bruer med total lende over 200m, og som samtidig har ÅDT over 800, samt samfunnsviktige bruer.

Karlsplassen bru havner dermed i seismisk klasse 2.

Seismisk klasse	$a_g S > 1,2 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2 < a_g S < 1,2 \text{ m/s}^2$	$a_g S < 0,5 \text{ m/s}^2$
I	0	0	0
II	1	0	0
III	2	1	0
IV	2	2	1

0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.

1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklete analysemetoder kan brukes der dette vurderes tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden brukes.

2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden skal brukes. Samfunnsmessig viktige vegbruer med $L_{tot} < 50 \text{ m}$ og $a_g < 1,2 \text{ m/s}^2$ kan analyseres i henhold til 1.

Figur 24: Krav til analysemetode for veibruer etter seismisk klasse, EK8-2, tabell NA.2 (904).

Jordskjelvstandarden deler Norge inn i seismiske soner med tilhørende spissverdier for berggrunnens akselerasjon, a_g . Denne kan benyttes for de fleste anvendelser i standarden. Karlsplassen bru er fundamentert til fjell, og antar grunntype A som er fjell eller fjelliknende geologisk formasjon, 3.2.1, EK8-1. Et større Oslo-område har berggrunnsakselerasjon $a_{g40\text{Hz}}$ lik $0,5 \text{ m/s}^2$, figur NA.3 (901), EK8-1. Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon settes til $0,8 \times a_{g40\text{Hz}}$.

Viktighetsfaktoren γ er avhengig av konsekvens ved kollaps, og konstruksjonstype. Seismisk klasse 2 gir $\gamma = 1,0$.

$$a_g = \gamma \times 0,8 \times a_{g40\text{Hz}} = 1,0 \times 0,8 \times 0,5 = 0,4 \text{ m/s}^2.$$

Ifølge tabellen over stilles det ingen krav til valg av analysemetode dersom $a_g \times S < 0,5 \text{ m/s}^2$.

Forsterkningsfaktor S pga. grunnforhold, tabell 3.3, EK8-1, er satt til 1,0.

Ifølge punkt 3.2.1 (5), EK8-1, trenger ingen kontroll av jordskjelv i områder med lav seismisk aktivitet. Lav seismisk aktivitet er definert som:

$$a_g \times S = 0,4 \text{ m/s}^2 < 0,05 g = 0,49 \text{ m/s}^2.$$

Karlsplassen bru trenger ikke dimensjoneres for jordskjelv.

5.3 Midlertidige laster:

Etter HB185, 2.4.2 skal det tas hensyn til midlertidige laster som materialer, utstyr og kjøretøy på konstruksjonen. Dette blir sett bort fra i denne rapporten.

5.4 Deformasjonslaster:

Laster som er knyttet til konstruksjonens materialegenskaper eller påførte deformasjoner som:

- Oppspenning av konstruksjonen
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner knyttet til konstruksjonsmetode og lignende.

Svinn og kryp:

Svinn og kryp beregnes etter B.1 og B.2, EC2.

Ifølge punkt 5.3.3.2.2, HB 185, antas det at relativ luftfuktighet for bruoverbygning kan settes lik 70 %, det vil si at $RH = 70$.

5.4.1 Kryp:

Kryp er et fenomen som oppstår ved sammentrykking av betong over tid, utover den momentane sammentrykkingen som skjer ved lastpåføring. Kryp er differansen mellom kryptøyningen for ferdigtilstanden etter kort og lang tid.

Kryp er avhenging av spenningsnivå, og hvor lang tid spenningen virker. For at lineært kryp skal kunne danne grunnlag for dimensjoneringen må trykkspenningen ved belastningstidspunktet ikke overstige $0,45 \times f_{ck}(t_0)$. Dersom trykkspenningen overskrider dette bør ikke-lineært kryptall etter 3.1.4 (4), EC2 brukes.

Trykkfastheten ved belastningstidspunktet, $t_0 = 7$ døgn, finnes ved punkt 3.1.2 (5), ec2. Sementtypen er type N.

$$f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2.$$

$$S = 0,25, \text{ For sementtype N.}$$

Bestemmer kryptall etter B.1, EC2.

7 døgn herding før belastning, 28 døgn herding, før neste byggefase.

Kryptallet $\phi(t, t_0) = \phi_0 \times \beta_c(t, t_0)$, der

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0),$$

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2.$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8/\sqrt{f_{cm}} = 2,308.$$

$$\beta(t_0) = 1/(0,1 + t_0^{0,20})$$

Antar at hele tverrsnittets omkrets kan benyttes som u.

$$h_0 = 2Ac/u = 2 \times 7,672 \times 10^6 / 22,78 \times 10^3 = 673,6 \text{ mm.}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

t betongens alder ved betraktet tidspunkt = varierende.

t₀ betongens alder ved belastning = 7 døgn.

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3, \text{ for } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2.$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,7479. \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,9204. \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,8126.$$

Det gir:

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{673,6}} \times 0,7479 \right] \times 0,9204 = 1,15594.$$

$$\beta(t_0) = 1/(0,1 + 7^{0,2}) = 0,6346.$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] 673,6 + 250 \times 0,8126 = 1257,4$$

$$\beta_H \leq 1500 \times 0,8126 = 1218,9, \text{ ikke OK, Setter } \beta_H = 1218,9.$$

$$\beta_c(28,7) = \left[\frac{(28-7)}{(1218,9 + 28-7)} \right]^{0,3} = 0,2942.$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,15598 \times 2,308 \times 0,6346 = 1,693114.$$

$$\phi(28,7) = \phi_0 \times \beta_c(28,7) = 1,693114 \times 0,2942 = 0,4981.$$

Kryptallet er 0,4981 etter 28 døgn, med 7 dagers herding før belastning.

Etter 100 år.

Velger å sette $t = 100$ selv om den varierer noe i forhold til hver enkelt byggefase.

$$\beta_c(36500,7) = \left[\frac{(36500-7)}{(1218,9 + 36500-7)} \right]^{0,3} = 0,9677.$$

$$\phi(36500,7) = \phi_0 \times \beta_c(36500,7) = 1,693114 \times 0,9677 = 1,6384.$$

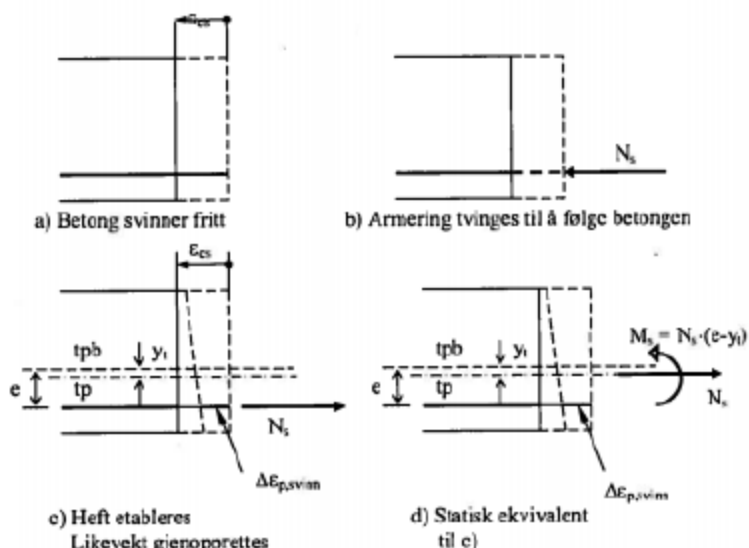
Kryptallet 1,6384 puttes inn i NovaFrame og NovaFrame beregner selv ut belastningen fra kryp.

Bygge- faser	Betongalder 28 døgn	Betongalder 56 døgn	Betongalder 84 døgn	Betongalder 112 døgn	Betongalder 140 døgn	Betongalder 100 år
1	0,4980	0,6379	0,7257	0,7914	0,8443	1,6762
2	-	0,4980	0,6379	0,7257	0,7914	1,6762
3	-	-	0,4980	0,6379	0,7257	1,6762
4	-	-	-	0,4980	0,6379	1,6762
5	-	-	-	-	0,4980	1,6762

Tabell 8, Beregning fra Excel ark, se vedlegg.

5.4.2 Svinn:

Svinn er en prosess som skyldes at betong tørkes ut både under herding og over tid. Prosessen er uavhengig av lastnivå. Svinn beregnes etter EC2 3.1.4 (6), og tillegg B.2.



Figur 25: Svinn, beregningsmodell, fig 6.4, Betongkonstruksjoner, svein ivar sørensen.

Beregningsmodellen for svinn tar først for seg en situasjon uten heft mellom armeringen og betongen. Betongen trekker seg fritt sammen og kalles de frie svinntøyningene. Det settes så på en fiktiv kraft for å tvinge armeringen til å følge betongens tøyning. Deretter opprettes

heft mellom armering og betong og den fiktive kraften skifter dermed retning. Det blir likevekt i betongen og spenninger fremtrer i betongen, 6.3.2, Betongkonstruksjoner, Svein I Sørensen.

Fri svinntøyning: ingen heft mellom armering og betong.

Totalsvinntøyning består av to bidrag. Uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet utvikler seg over lang tid fordi det er avhengig av fukttransport gjennom herdet betong. Det autogene svinnet blir ofte kalt for selvuttørkingssvinn og utvikler seg lineært med betongfastheten, 3.1.4 (6), EC2. Dette skjer altså under herdingen av betongen.

Sementtypen er N og antar at herdetiltak avsluttes etter 7 døgn per byggefase. Viser utregning av totalsvinntøyninger etter 100 år.

Inndata:

$$A_c = 7,672 \text{ m}^2.$$

$$U = 22,78 \text{ m}.$$

$$T = 36500 \text{ døgn}.$$

$$T_s = 7 \text{ døgn}.$$

$$F_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2.$$

$$F_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2.$$

$$F_{cm,0} = 10 \text{ N/mm}^2.$$

$$RH = 70 \text{ \%}.$$

$$H_o = 673,6 \text{ mm, som gir } kh = 0,7, \text{ tab 3.3.EC2.}$$

$$\alpha_{ds1} = 4, \quad \text{Sementtype N}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \quad \text{Sementtype N.}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,01835.$$

$$\epsilon_{CD,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3,0245 \cdot 10^{-4}.$$

$$\beta_{ds} = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,9812$$

Det gir uttørkingssvinn lik:

$$\epsilon_{cd}(36500) = \beta_{ds} \times kh \times \epsilon_{cd,0} = 0,9812 \times 0,7 \times 3,0245 \cdot 10^{-4} = 2,078 \cdot 10^{-4}.$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}} \rightarrow 1 \text{ siden } t \text{ er så stor.}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 8,75 \cdot 10^{-5}.$$

Det gir autogen svinntøyning lik:

$$\epsilon_{ca}(t) = 8,75 \cdot 10^{-5}.$$

Total svinntøyning, etter 100 år:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 2,953 \cdot 10^{-4}.$$

Svinn	28 døgn	56 døgn	84 døgn	112 døgn	140 døgn	100 år
Autogent	5,713E-05	6,791E-05	7,351E-05	7,696E-05	7,929E-05	8,750E-05
Uttørking	6,173E-06	1,386E-05	2,100E-05	2,764E-05	3,383E-05	2,077E-04
Total	6,331E-05	8,177E-05	9,451E-05	1,046E-04	1,131E-04	2,952E-04

Tabell 9: Svinn, autogent- og uttørkingssvinn

Total svinntøyning etter etablering av heft, og tap på grunn av svinn:

Etter at heft er etablert og det er likevekt beregnes totale svinntøyninger.

Inndata:

$$\epsilon_{cs}(100 \text{ år}) = 2,952E-04.$$

$$\Phi(36500,7) = 1,6762.$$

$$f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2.$$

$$A_p = 15\,960 \text{ mm}^2.$$

$$A_c = 7\,672\,000 \text{ mm}^2.$$

$$I_0 = 1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4.$$

$$e = 700 \text{ mm.}$$

Beregner fiktiv kraft som gir armeringen lik tøyning som betongen, etter 100 år.

$$N_s = \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 918,72 \text{ kN}$$

$$E_{cm} = 22 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 36\,283 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_{cl}(t) = E_{cm} / (1 + \Phi(36500,7)) = 13558 \text{ N/mm}^2.$$

$$\eta = E_p / E_c(t) = 14,38$$

transformert tverrsnitt:

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \times A_p = 7672000 + (14,38 - 1) \times 15960 = 7\,885\,545 \text{ mm}^2.$$

Eksentrisitet mellom rent betongtverrsnitt og transformert tverrsnitt:

$$y_t = (\eta - 1) \times A_p \times e / A_t = 13,38 \times 15960 \times 700 / 7885545 = 18,96 = 19 \text{ mm}.$$

Transformert tverrsnitts 2. arealmoment:

$$I_t = I_0 + (\eta - 1) \times A_p \times (e - y_t)^2 = 1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4 + 13,38 \times 15960 \times (700 - 19)^2 = 1,392 \times 10^{12} \text{ mm}^4.$$

Svinntøyning ved armering:

$$\Delta \epsilon_{p,svinn} = \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{\epsilon_{cl,100 \text{ } \sigma_r} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)^2}{\epsilon_{cl,100 \text{ } \sigma_r} \cdot I_t} = 2,953 \cdot 10^{-4} + \frac{918720}{13558 \cdot 7885545} + \frac{918720 \cdot (700 - 19)^2}{13558 \cdot 1,392 \cdot 10^{12}} = 3,264 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring, det vil si reduksjon, på grunn av svinn

$$\sigma_{p,svinn} = \Delta \epsilon_{p,svinn} \times E_p = 63,7 \text{ N/mm}^2.$$

Prosentvis reduksjon i spennarmeringskraft:

$$\sigma_{p,svinn} / (0,85 \times f_{p0,1k}) = 63,7 / (0,85 \times 1640) = 4,57 \text{ \%}.$$

5.4.3 Relaksasjon av spennstålet:

Relaksasjon er et fenomen som skjer når stål er utsatt for tøyning over lang tid. Stålet mister noe av spenningsnivået det hadde da stålet ble oppspent.

Grunnlaget for å beregne relaksasjonstapet over tid er relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning (ρ_{1000}) i en temperatur på 20 grader celsius. Veiledende verdier fra Eurokoden finnes oppdelt etter relaksasjonsklasse, EK2, 3.3.2:

- Klasse 1: Tråd eller tau – vanlig relaksasjon: $\rho_{1000} = 8 \text{ \%}$.
- Klasse 2: Tråd eller tau – lav relaksasjon: $\rho_{1000} = 2,5 \text{ \%}$.
- Klasse 3: varmvalsede og bearbejdede stenger: $\rho_{1000} = 4 \text{ \%}$.

Spennarmeringen antas å ha relaksasjonsklasse 2, som er den mest brukte klassen.

Relaksasjonstapet kan da beregnes etter uttrykket i EK2, 3.3.2 (7).

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

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\sigma_{pi} = \min \{0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}\} = \min \{0,75 \times 1860 ; 0,85 \times 1640\} = \min \{1395 ; 1394\} = 1394 \text{ N/mm}^2.$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 1394/1860 = 0,749.$$

$$t = 500\,000 \text{ timer.}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \times 0,749} \cdot \left(\frac{500\,000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,749)} \cdot 10^{-5} \cdot 1394 = 67,6 \text{ N/mm}^2.$$

Relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjon i betong på grunn av kryp og svinn. Påvirkningen kan normalt implementeres forenklet ved en reduksjonsfaktor lik 0,8, punkt 5.10.6 (1), EK 2.

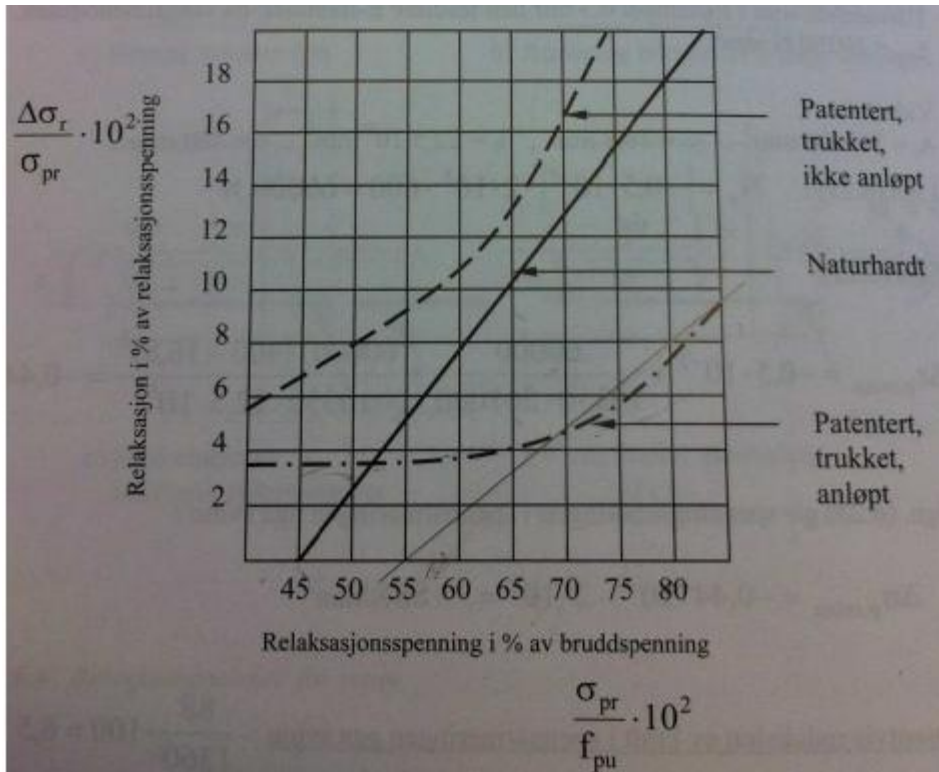
Det gir:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,8 \times 67,6 = 54,1 \text{ N/mm}^2.$$

Prosentvis tap av spennkraft:

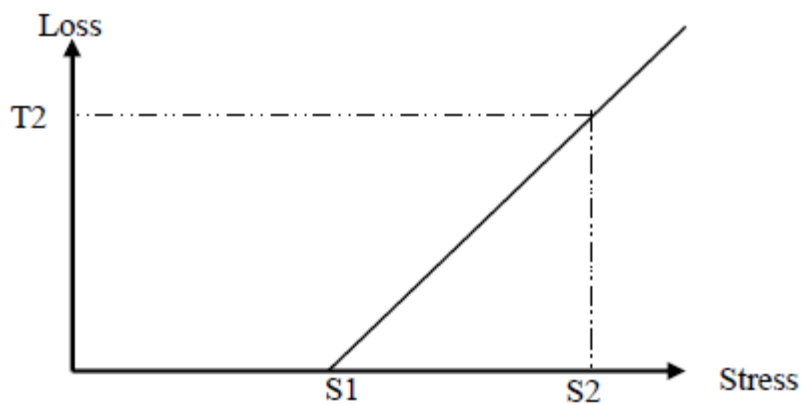
$$\Delta\sigma_{pr} / 0,85 f_{p0,1k} = 54,1 / 1394 \cdot 100 = 3,881 \%$$

I NovaFrame plottes relaksasjonen inn ved å angi parametere som sådan danner forenklede lineære relaksasjonskurver. Det angis to punkter langs horisontal akse og to langs vertikal akse. NovaFrame benytter disse punktene til å lage en lineær relaksasjonskurve. Tapet fra relaksasjon fremkommer automatisk.



Figur 26: Svein I Sørensen, Betongkonstruksjoner, figur 6.6. relaksasjonskurver

Punktene som angis bør tangere kurven over som best mulig



Figur 27: Definisjon av relaksasjonsinput i NovaFrame.

Punktene som angis i NovaFrame er som følger:

S1 = 55 %.

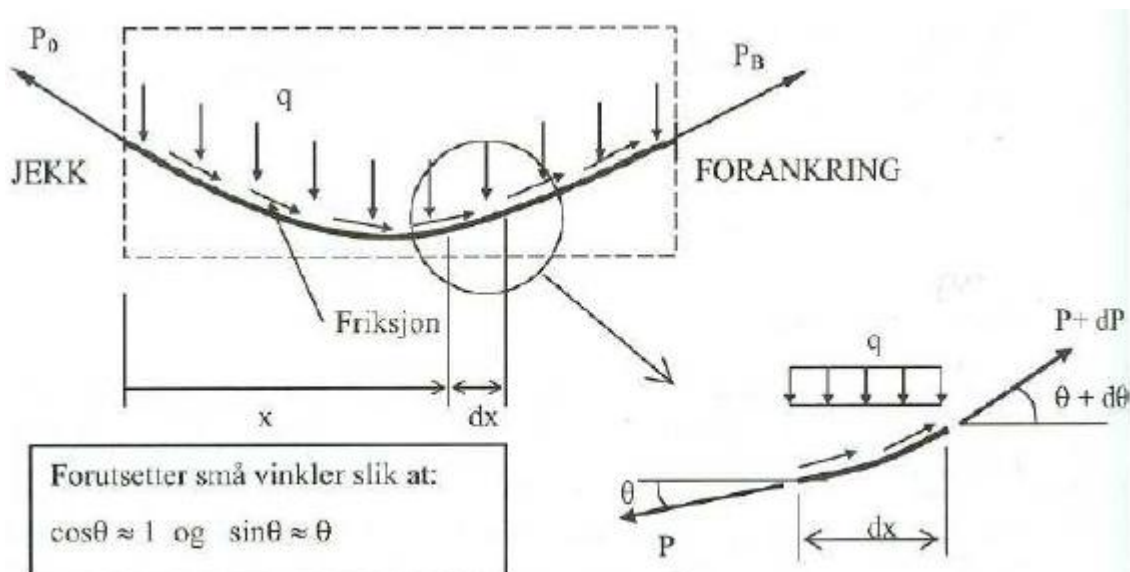
S2 = 85 %

T2 = 8 %

5.4.4 Friksjonstap:

Friksjonstap skyldes at spennarmeringen kommer i kontakt med utsparingsrøret. Når spennarmeringen spennes opp vil det oppstå normalkrefter mot sidene av røret på grunn av kurvatur og det oppstår friksjon. Friksjonstap regnes alltid med selv om utsparingsrøret er tenkt å være rett. Det vil for Karlsplassen bru oppstå en såkalt kurvatoreffekt på grunn av kurvede utsparingsrør.

Spennetau i utsparingsrør av korrugert stål vil ha en friksjonskoeffisient på omtrent $\mu = 0,15 - 0,2$. Tilleggskrumning for etteroppspente spennetau ligger i området $k=0,005-0,01 \text{ m}^{-1}$. For Karlsplassen bru settes $\mu=0,2$ og $k=0,01 \text{ m}^{-1}$. (Svein I. Sørensen. Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2).



Figur 28: Friksjonskrefter for krum armering, Svein I Sørensen, Bet.konstr-eurokode 2 – figur 5.1.

Tap av spennkraft på grunn av friksjon beregnes etter punkt 5.10.2 EK 2.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

θ er summen av vinkelendringer over avstand x , uavhengig av retning og fortegn.

μ er friksjonskoeffisient mellom spennarmering og utsparingsrør.

K er tilleggskrumning, utilsiktet vinkelendring, for spennkablene.

X er avstand fra punktet der spennkraften er lik P_{\max} , dvs. i aktiv ende.

Gruppe 1: 4 kabler spennes opp fra akse 1 til 5,4 m forbi akse 2.

Gruppe 2: 2 kabler spennes opp fra akse 1 til 5,4 m forbi akse 3.

Gruppe 3: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 2 til 5,4 m forbi akse 3.

- Gruppe 4: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 2 til 5,4 m forbi akse 4.
 Gruppe 5: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 3 til 5,4 m forbi akse 4.
 Gruppe 6: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 3 til 4,2 m forbi akse 5.
 Gruppe 7: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 4 til 4,2 m forbi akse 5.
 Gruppe 8: 2 kabler spennes opp fra 5,4 m forbi akse 4 til akse 6.
 Gruppe 9: 4 kabler spennes opp fra 4,2 m forbi akse 5 til akse 6.

Beregner friksjonstapet for de forskjellige gruppene:

$$\sigma_{\text{maks}} = \min \{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\} = \{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1640\} = \{1488; 1476\} = 1476 \text{ N/mm}^2.$$

$$A_p = 2660 \text{ mm}^2 \text{ per kabel.}$$

$$\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}.$$

$$K = 0,01 \text{ m}^{-1}.$$

Bunnpunktet i hvert spenn er ved "snitt C" som angitt i tegningsgrunnlaget.

	# kabler	A_p [mm ²]	P_{maks} [kN]	Sum $\Delta\theta$	X (fra aktiv ende)	ΔP_μ (x)	Gjenstående kraft P (x)	Tap %
Gruppe 1	4	10640	15704,6	0,572	26,4	2416,93	13287,71	15,4
Gruppe 2	2	5320	7852,3	1,093	53,4	2181,62	5670,70	27,8
Gruppe 3	2	5320	7852,3	0,523	27,0	1152,04	6700,28	14,7
Gruppe 4	2	5320	7852,3	1,045	54,0	2133,46	5718,86	27,2
Gruppe 5	2	5320	7852,3	0,523	27,0	1152,04	6700,28	14,7
Gruppe 6	2	5320	7852,3	1,072	52,8	2150,22	5702,10	27,4
Gruppe 7	2	5320	7852,3	0,550	25,8	1171,67	6680,65	14,9
Gruppe 8	2	5320	7852,3	0,832	42,6	1746,18	6106,14	22,2
Gruppe 9	4	10640	15704,6	0,282	16,8	1353,04	14351,60	8,6

Tabell 10: Beregning av friksjonsreduksjon i spennkraft per kabelgruppe.

Tabellen over viser tap i spennkraft på grunn av friksjon. Maksimalverdien for tapet er på hele 27,8 % for kabelgruppe 2. Grunnen til det er at det er store vinkelendringer, og lang kabelføring. De store tapene på rundt 27 % er allikevel for to og to kabler i ulike deler av konstruksjonen, så tapene blir fordelt noe utover.

Novaframe benytter følgende formel for utregning av friksjonstapet.

$$\Delta P_\mu (x) = P_{\text{max}} (1 - e^{(-\mu\theta+kx)})$$

For å kompensere for feilen i forhold til formelen i EC2 blir k multiplisert med μ slik at:

$K = 0,2 \times 0,01 = 0,002$ i NovaFrame.

5.4.5 Låsetap:

En vanlig forankringsmetode for spennarmering er kilelås, og når dette benyttes oppstår det låsetap. Dette tapet oppstår fordi kilene glir noe når kraften overføres fra spennarmering til kiler. Det fører til en relativ forkortelse av spennarmeringen som igjen gir noe tap av spennkraft, Svein I Sørensen, betongkonstruksjoner - beregning og dimensjonering, punkt 5.2.1.

Låsetapet kan kompenseres for ved å overoppspenne spennarmeringen slik at spennkraften har ønsket nivå etter låsetapet. Dersom man kan måle endelig jekkraft med $\pm 5\%$ nøyaktighet kan man overoppspenne til $\sigma_{\max} = 0,95 f_{p0,1k}$, punkt 5.10.2.1, EC2. Det er mest aktuelt der friksjonen er uventet stor slik for enkelte av kabelgruppene. Følgende begrensninger gjelder for oppspenningskraften:

Ved oppspenning: $P_{\max} = P_{\text{jekk}} \leq 0,95 * f_{p0,1k} * A_p$

Endelig spennkraft: $P_{p0} \leq \min\{0,8 * f_{pk} ; 0,9 * f_{p0,1k}\} * A_p$.

Antar 5 mm låseglidning.

Finner låsetap på grunn av låseglidning:

Inndata:

$L = 123 \text{ m}$ Lengde på spennarmering

$\Delta L_L = 5 \text{ mm}$ Låseglidning

$F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$. Bruddgrense

$F_{p0,1k} = 1640 \text{ N/mm}^2$. Flytegrense

$$\frac{P_{p0}}{A_p} \leq \min\{0,8 * f_{pk} ; 0,9 * f_{p0,1k}\} = 1476 \text{ N/mm}^2.$$

$$\epsilon_{p0} = \sigma_{p0} / E_p = 1476 / 195000 = 7,57 \times 10^{-3}.$$

$$\epsilon_L = \Delta L_L / L = 5 / 123\ 000 = 4,07 \times 10^{-5}.$$

$$\Delta P / P_{p0} = \epsilon_L / \epsilon_{p0} = 4,07 \times 10^{-5} / 7,57 \times 10^{-3} = 5,38 \times 10^{-3}.$$

$$P_{\text{jekk}} / P_{p0} = 1 + \Delta p / P_{p0} = 1 + 5,38 \times 10^{-3} = 1,00538.$$

Får da kravet for oppspenning:

$$P_{jekk}/a_p = 1,00538 \times P_{p0} / A_p \leq 0,95 * f_{p0,1k}$$

$$P_{p0}/A_p \leq 0,95 \times f_{p0,1k} / 1,00538 = 0,945 f_{p0,1k} = 1550 \text{ N/mm}^2$$

Ved å spenne opp til $0,945 \times f_{p0,1k}$ nøytraliseres hele låsetapet.

NovaFrame itererer seg fram til låsetap til kompatibilitet er oppnådd.

5.4.6 Setninger:

Setninger kan føre til deformasjonslaster på konstruksjonen. Karlsplassen bru er fundamentert med peler på berg. Det er ingen grunn til å tro at det skal være setninger av betydning. Det er heller ikke store fyllinger mot konstruksjonen. Det velges å se bort fra last på grunn av setninger og deformasjoner.

Det ses også bort fra fabrikkasjonsfeil og installasjonsfeil på konstruksjonen da disse forutsettes løst under konstruksjonsfasen.

5.5 Ulykkeslast:

Ulykkeslaster kan være:

Brann, skred, eksplosjon, jordskjelv og påkjøringslast fra kjøretøy.

Velger i denne rapporten å se bort fra ulykkeslaster.

6. Lastkombinasjoner:

For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Den ugunstigste lastkombinasjonen av lastvirkningene er dimensjonerende, 4.3.2.1.1, HB 185.

Ved bestemmelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til:

- Sannsynligheten for at en last avviker fra karakteristisk verdi
- Redusert sannsynlighet for at alle laster som inngår i en lastvirkning vil oppnå sin karakteristiske verdi samtidig.
- Unøyaktighet ved utregning av lastvirkning, i den utstrekning den kan være uavhengig av dimensjoneringstoleranse og konstruksjonsmateriale.

Bruks- og bruddgrensetilstand er tatt for seg i denne rapporten.

6.1 Kombinasjoner i bruksgrensetilstand:

Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand etter punkt 6.5.3 (2), EK0.

a) Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammen kan uttrykkes som:

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

b) Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammen kan uttrykkes som:

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

c) Kvasi-permanent kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{2,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammen kan uttrykkes som:

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

Kombinasjonsfaktorene Ψ er gitt i tabell NA.A2.1 EC0. For kontroll av rissvidde skal det i kvasi-permanent lastkombinasjon benyttes kombinasjonsfaktor lik 0,5. For beregning av tidsavhengige langtidseffekter kan en benytte kombinasjonsfaktorer på 0 og 0,2. Kontroll av rissvidde skal gjennomføres i kombinasjonen ofte forekommende.

Snø blir sett bort ifra, som nevnt i kapittel xxx, laster snø.

Lastfaktorer er hentet fra tabell NA.A2.6, EC0.

Lastkombinasjon	Karakteristisk (Ψ_0)			Ofte forekommende (Ψ_1)		
	A	B	C	D	E	F
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Perm. laster	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	1,0	-	0,7	0,7	-	0,2
Vind m/trafikk	0,7	-	0,7	-	-	-
Vind u/trafikk	-	1,0	-	-	0,6	-
Temperatur	0,7	0,7	1,0	0,0	-	0,6
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 11: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand, Del 1.

Lastkombinasjon	Karakteristisk (Ψ_2)			Ofte forekommende (Ψ_{inf})		
	G	H	I	J	K	L
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Perm. laster	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	0,5	-	0,5	0,8	-	0,7
Vind m/trafikk	0,5	-	0,5	0,6	-	0,6
Vind u/trafikk	-	0,5	-	-	0,8	-
Temperatur	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,8
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 12: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand, Del 2.

6.2 Kombinasjoner i bruddgrense:

Kontrollerer sikkerhet mot brudd og for store deformasjoner i konstruksjonen.

Grunnlaget for dimensjonering dannes av den ugunstigste lastkombinasjonen av ligning 6.9b), 6.10a) og 6.10b) fra 6.4.3.2, EC0.

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad 6.9b)$$

Lastene i klamren kan uttrykkes som den ugunstigste av:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10b)$$

Lastkombinasjo	Ligning 6.10a)			Ligning 6.10b)		
	M	N	O	P	Q	R
Ugunstigste	Trafikk	Vind	Temperatu r	Trafikk	Vind	Temperatur
Perm. laster	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0/1,2	1,0/1,2	1,0/1,2
Forspenning	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1
Trafikk	0,945	-	0,945	1,35	-	0,945
Vind m/trafikk	1,12	-	1,12	1,12	-	1,12
Vind u/trafikk	-	1,12	-	-	1,6	-
Temperatur	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	1,2
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 13: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.

Lastfaktorer for forspenning er gitt av NA.2.4.2.2, EC2. Resterende lastfaktorer er hentet fra NA.A2.4(B), EC0. kombinasjonsfaktorer ψ_i , samt ξ er hentet fra tabell NA.A2.1, EC0.

Skråstrek i tabellen over betyr at den ugunstigste av de to lastfaktorene skal benyttes.

Temperaturlast skal inkluderes i alle lastkombinasjoner så sant den har ugunstig virkning, ifølge tabell NA.A2.1, EC0.

Lastkombinasjon "M" og lastkombinasjon "O" i tabellen over gir samme faktorer for kombinasjon.

Lastene tilpasses hver byggefase.

7. Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand beskriver en kapasitet knyttet til en grensetilstand. En grensetilstand er definert som der et eller flere konstruksjonselement eller hele konstruksjonen er uegnet eller ikke lenger tilfredsstiller kravene. For bruddgrensetilstand er denne kapasiteten knyttet til sjansen for at det skal oppstå brudd eller kollaps. Eksempler på bruddgrensetilstander kan være:

- Dannelse av mekanisme
- Store uelastiske deformasjoner
- Materialbrudd
- Instabilitet og knekking
- Glidning

Kontroll av bruddgrensetilstand består normalt av å kontrollere enkeltelementene for flyt samt kollaps av hele konstruksjonen selv om dette ofte er hendelser som sammenfaller. Ved dimensjonering av et tverrsnitt ønskes det at et brudd eller en kollaps skal være duktilt. Det vil si at armeringen flyter før det oppstår trykkbrudd i betongen. I praksis oppnås dette ved å gjøre strekkapasiteten til tverrsnittet bestemmende for totalkapasiteten. Det vil si at armeringen flyter før betongen har nådd full trykkapasitet.

Bruddgrensetilstand omfatter kapasitetsberegning for betong i stadium 3. Det vil si at betongen har ikke-lineære egenskaper for trykk og ingen strekkfasthet.

7.1 Resultater fra beregninger i NovaFrame.

7.1.1 Dimensjonerende snitt:

Typiske snitt som gir største kraftpåkjenninger er ved støtte og i midtspenn. Typisk dimensjonerende snitt for skjærtrykk er over støtte, mens skjærstrekk er ved søylekant. Momenter kan være størst både ved søyle og i midtspenn.

7.1.2 Kraftomlagring:

Blir ikke beregnet i denne rapporten, på grunn av tidsbegrensning.

7.1.3 Opptredende trykkspenninger:

Trykkspenningene er beregnet fra lastvirkningene N og M og det er benyttet sammenhengen:

$$\sigma = N/A \pm M/W.$$

Inndata:

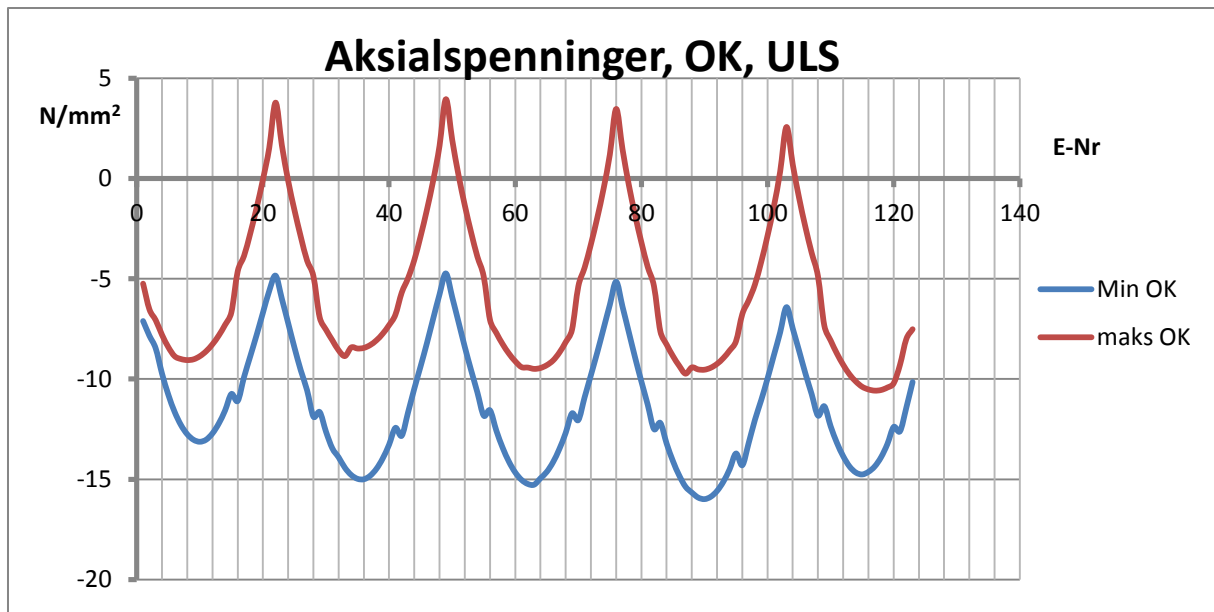
Ac, eff	4965000 mm ²
Ic	1,293E+12 mm ⁴
y,OK	540 mm
y,UK	860 mm
W,OK	2394444444 mm ³
W,UK	1503488372 mm ³

NEd og MEd er tatt fra ULS i NovaFrame, og resultatene er listet opp etter "List results". Resultatene ble så eksportert til excel og behandlet der.

Ac,eff er det minste effektive tverrsnittet med b,eff lik 7400 mm.

Ic er imidlertid full verdi med hele tverrsnittet. Dette gir noe lavere spenninger enn dersom effektivt tverrsnitts arealmoment blir benyttet.

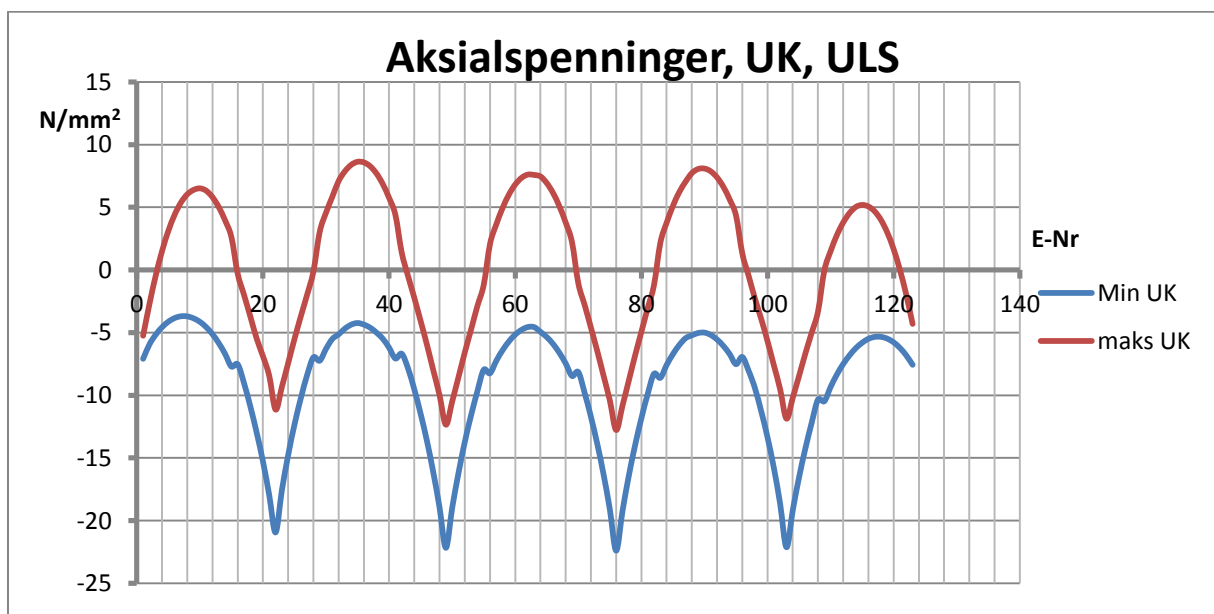
NovaFrame opererer med max og min av hver lastvirkning og det er grunnen til at det er to grafer for aksialspenninger i OK.



Figur 29: Aksialspenninger i OK for bruoverbygning, etter resultater i NovaFrame.

Max trykkspenning i OK, som vil si største negative verdi fås ved element nr 90, det vil si i spennet mellom akse 4 og 5, med verdi:
 $\sigma = -15,99 \text{ N/mm}^2$.

Største strekkspenning i OK fås ved element nr 22, det vil si over søyle, akse 2, med verdi:
 $\sigma = 3,78 \text{ N/mm}^2$.

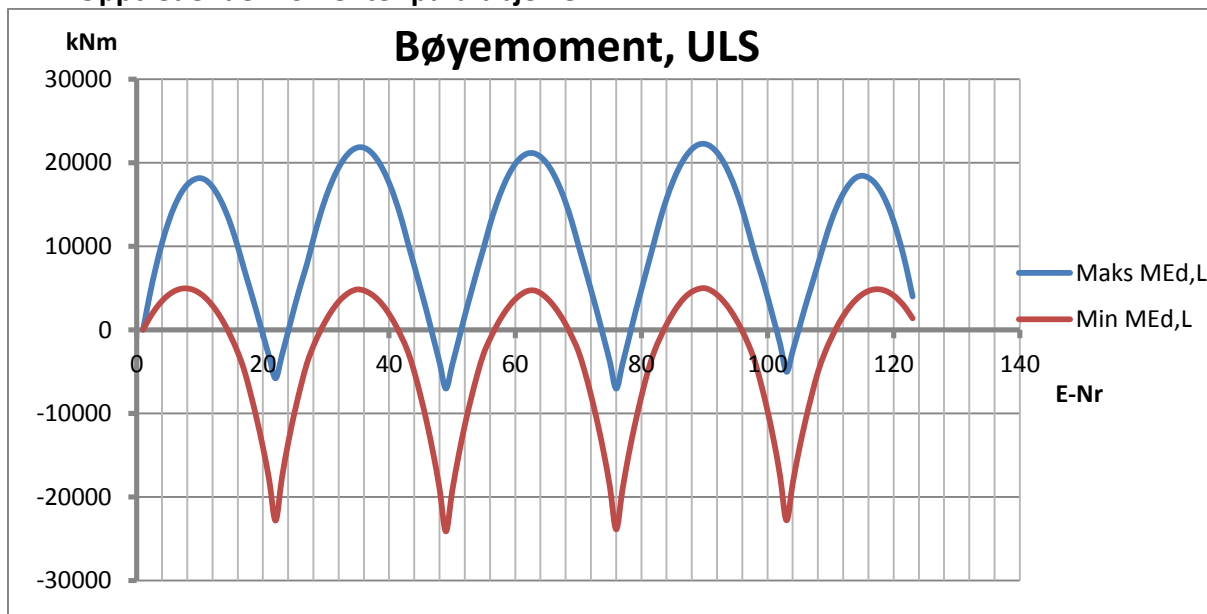


Figur 30: Aksialspenninger i UK for bruoverbygning, etter resultater i NovaFrame.

Max trykkspenning i UK, dvs. største negative verdi fås ved element nr 76, over søyle i akse 4: $\sigma = -22,41 \text{ N/mm}^2$.

Største strekkspenning i UK fås ved element nr 35, det vil si i spenn mellom akse 2 og 3, med verdi: $\sigma = 8,64 \text{ N/mm}^2$.

7.1.4 Opptredende momenter på brubjelke:



Figur 31: Bøyemomenter for bruoverbygning etter resultater i NovaFrame.

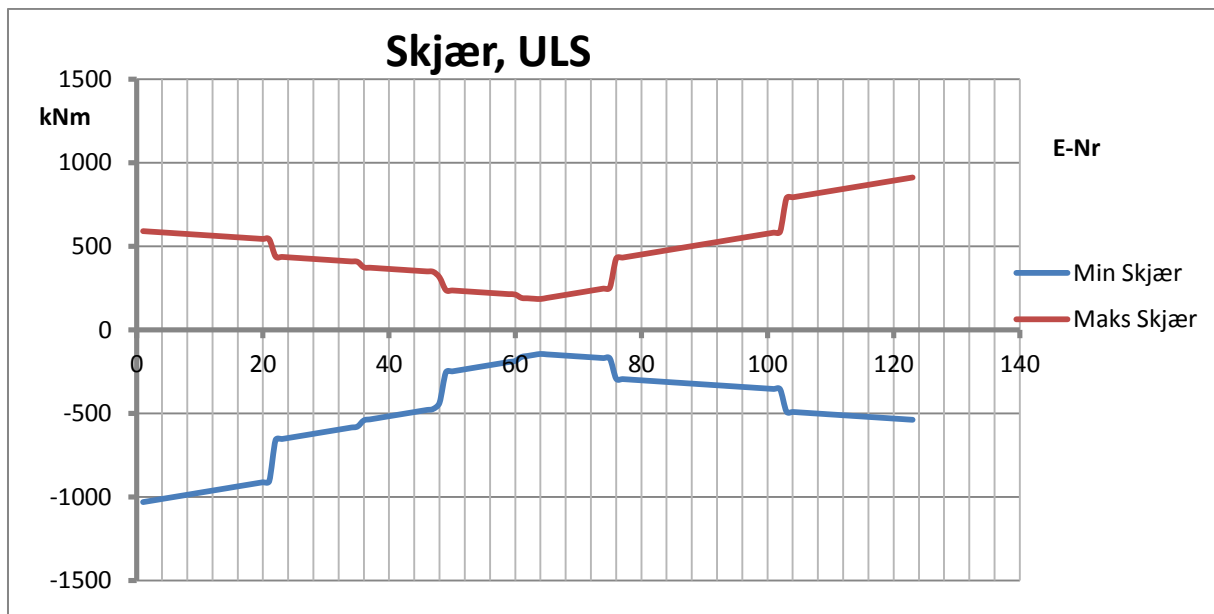
```
COMBINATION TRACER:
Sorted combination line:
No.      : 20
Name     : brubane verste ULS |
Element  : 49
(X/L)    : 0.000
Comp     : Min-ML
Governing sort. comb. no. : 950
Governing sort. comb. name : Verst av ULS
```

This listing splits the combination into loadcases!

No.:	Name:	fac	fac*PL	fac*PM	fac*PN	fac*ML	fac*MM	fac*MN
10	Egenvekt brubane	1.350	0.0	40.5	-3508.5	-16174.0	0.0	0.0
11	Egenvekt slitelag	1.350	0.0	6.3	-548.8	-2529.8	0.0	0.0
12	Egenvekt kantbjelkeV	1.350	14.3	0.9	-80.5	-371.0	-524.1	-6858.8
13	Egenvekt kantbjelkeH	1.350	-14.3	0.9	-80.5	-371.0	524.1	6858.8
14	Egenvekt rekkverkV	1.350	3.2	0.2	-18.3	-84.3	-119.1	-1558.8
15	Egenvekt rekkverkH	1.350	-3.2	0.2	-18.3	-84.3	119.1	1558.8
40	Tendon 1 Tvang	0.900	5.5	13.1	-1.3	933.2	-35.4	-831.5
41	Tendon 2 Tvang	0.900	3.3	13.1	-1.3	933.2	-21.3	-498.9
42	Tendon 3 Tvang	0.900	1.1	13.1	-1.3	933.2	-7.1	-166.3
43	Tendon 4 Tvang	0.900	-1.1	13.1	-1.3	933.2	7.1	166.3
44	Tendon 5 Tvang	0.900	-3.3	13.1	-1.3	933.2	21.3	498.9
45	Tendon 6 Tvang	0.900	-5.5	13.1	-1.3	933.2	35.4	831.5
109	ML-Min T1 - Venstre	0.945	9.3	1.6	-445.4	-1691.0	-903.6	-4255.8
129	ML-Min T1 - Midt fel	0.945	-1.1	0.9	-281.4	-1048.2	114.2	497.7
149	ML-Min T1 - høyre fe	0.945	-5.0	0.6	-158.3	-614.1	449.5	2296.8
169	ML-Min T1 - rest	0.945	-3.7	0.4	-35.3	-180.0	156.4	1743.9
82	Trafikk - sentrifuga	0.945	52.2	-0.0	-0.0	0.0	38.2	-3820.9
80	Trafikk - akselerasj	0.945	-0.0	395.8	3.7	6.5	0.0	-0.0
81	Trafikk - sladdekraf	0.945	-19.4	-0.0	-0.0	0.0	1.9	-2268.8
31	Vind M/T. Y-retn - m	1.120	64.9	0.0	0.0	0.0	-42.8	6992.2
33	Vind M/T. X-retn - m	1.120	0.0	-81.3	-0.2	-1.3	0.0	0.0
35	Vind M/T. Z-retn - m	1.120	0.0	1.8	-156.3	-720.6	0.0	0.0
57	Temp A8	0.840	0.0	251.7	-26.8	-1748.2	0.0	0.0
1	egenvekt	1.000	-0.0	-3.5	7.5	199.2	-0.0	-0.0
2	egenvekt kant	1.000	-0.0	-0.1	0.3	7.9	-0.0	-0.0
3	egenvekt rekk	1.000	-0.0	-0.0	0.1	1.8	-0.0	-0.0
4	Trafikk	1.000	8.1	3.8	-0.8	36.0	-157.6	697.8
5	Tendons	1.000	0.0	-1.8	0.8	-4373.5	-0.0	0.0
Calc. sum :			105.4	697.2	-5354.6	-24140.9	-343.8	1882.8
DB. sum :			105.4	697.2	-5354.6	-24140.9	-343.8	1882.8

Figur 32: Bøyemoment MED over søyle, akse 3, comb.tracer.E49, min ML.

7.1.5 Opptredende skjærkrefter på brujelke:



Figur 33: Skjærkrefter for bruoverbygning etter resultater i NovaFrame.

7.1.6 Aksiallast for søyler:

Lastvirkninger:

Søyle akse 2: Lengde 10,30 m.

$N_{Ed,bunn,2} = -10165$ kN.

$N_{Ed,topp,2} = -10165$ kN.

Søyle akse 3: Lengde 13,86 m.

$N_{Ed,bunn,3} = -10362$ kN.

$N_{Ed,topp,3} = -10362$ kN.

Søyle, akse 4: Lengde 17,41 m.

$N_{Ed,bunn,4} = -10351$ kN.

$N_{Ed,topp,4} = -10351$ kN.

Søyle, akse 5: Lengde 10,87 m.

$N_{Ed,bunn,5} = -10139$ kN.

$N_{Ed,topp,5} = -10139$ kN.

7.2 Kapasitet i ULS – bruddgrensetilstand:

Kontroller:

Spenningskontroll
Momentkapasitet
Skjærkraftkapasitet
Torsjonskapasitet
Kapasitet av søyler

7.2.1 Spenningskontroll:

Dimensjonerende spenningskapasitet med B45:

$$f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2.$$

Ingen trykkspenninger overgår kapasiteten som vist i resultater fra NovaFrame.

7.2.2 Dimensjonerende momentkapasitet:

Forutsetninger for å beregne momentkapasitet for armerte eller forspente konstruksjoner etter avsnitt 6.1, EC2.

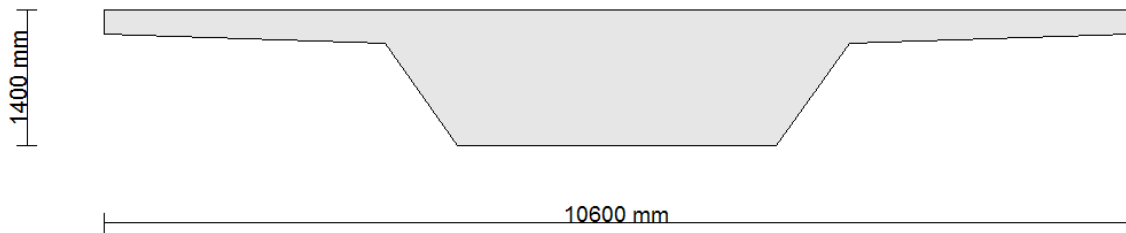
Blant annet:

- Betongens strekkfasthet ses bort ifra.
- Plane tverrsnitt forblir plane.
- Tøyningen for armering og spennkabler med heft er den samme som for betongen rundt.
- spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i 3.2.8 EC2 og 3.3 EC2

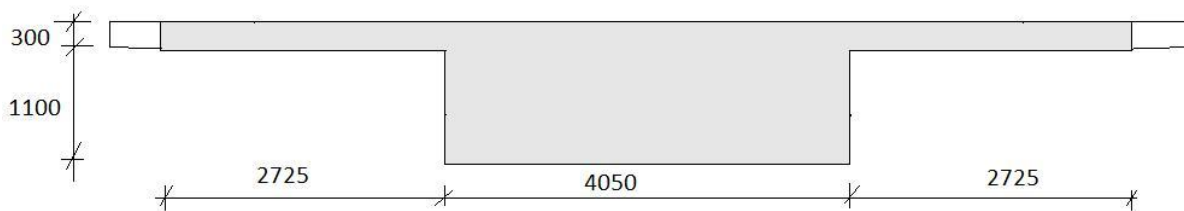
Kapasitetsberegning:

For beregning av kapasitet forenkles tverrsnittet noe:

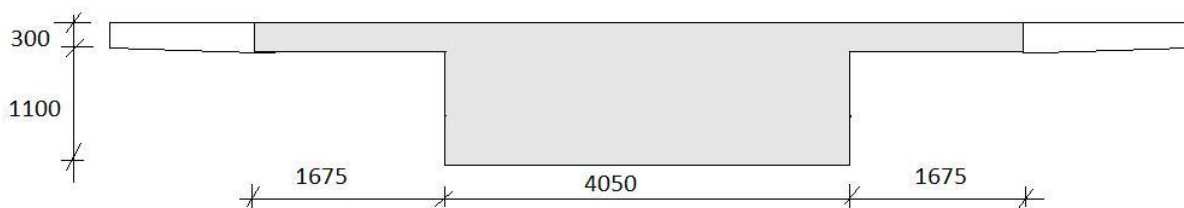
I stedet for helning i "steg" og "flens" forenkles tverrsnittet slik at alle sidekanter er enten vannrette eller loddrette.



Figur 34: "ekte tverrsnitt" som modellert i NovaFrame.



Figur 35: Nytt tverrsnitt, med Beff,felt som breddebegrensning for tverrsnittet.



Figur 36: Nytt tverrsnitt, med Beff,støtte som breddebegrensning for tverrsnittet.

7.2.3 Feltmoment:

Tverrsnittshøyde: 1400mm.

Flenstykkelse: 300mm.

Steghøyde: 1100mm

Beff,felt: 9500mm.

Flensbredde: 2725mm på hver side.

Stegbredde: b_{steg} : 4050 mm.

Nøytralakse: 860 mm fra UK overbygning.

Opptredende moment:

MEd, Max, ML: ved element 90, felt, akse 4-akse 5.

Med,felt = 22269 kNm.

Fctm: 3,8 N/mm².

Fck: 45 N/mm².

Fcd: 25,5 N/mm².

Fyk: 500 N/mm².

Fyd: 435 N/mm².

Fp0,1k = 1640 N/mm².

Fp0,1d = 1426 N/mm².

Ap = 2660 mm² per kabel

As = $\pi * \phi_s^2/4 = \pi * 25^2/4 = 491 \text{ mm}^2$ per armeringsjern.

Spennarmeringsdiameter: 58 mm.

Cmin,s = 80 mm.

Bøylediameter = 20 mm.

Strekkarmering UK: Antar 20 ϕ 25 = 9820 mm².

Trykkarmering OK: Antar 10 ϕ 25 = 4910 mm².

Spennarmering: Ap = 6 x 2660 = 15960 mm².

Likevektsberegning:

Strekraft As = fyd x As,UK = 435 x 9820 = 4271,7 kN.

Strekraft i spennarmering = fp0,1d x 15960 = 1426 x 15960 = 22759 kN.

Trykkraft As = fyd x As,OK = 435 x 4910 = 2135,9 kN.

Nødvendig trykkapasitet i betongen ved likevekt:

Tc,OK = 22759 + 4271,7 – 2135,9 = 24894,8 kN.

betongtrykksone:

Trykksonehøyde: $\alpha d = T_{c,OK} / (0,8 f_{cd} x b_{eff, felt}) = 24894800 \text{ N} / (0,8 x 25,5 x 9500) = 128,46 \text{ mm}$.

$d_{slakk} = h - c_{min,s} - \phi_{bøyle} - \phi_{slakk} / 2 = 1400 - 80 - 20 - 25 / 2 = 1287,5 \text{ mm}$.

$d_{spenn} = h - 160 = 1240 \text{ mm}$.

$d_{mid} = (9820 x 1287,5 + 22759 x 1240) / (9820 + 22759) = 1254,3 \text{ mm}$.

Trykksonefaktor $\alpha = 128,46 / 1254,3 = 0,102$.

Momentarm for trykkarmering:

$H' = d_{mid} - 80 - 20 - 12,5 = 1137,5 \text{ mm}$.

$M_{Rd,c, felt} = 0,8 \alpha (1 - 0,4 \alpha) f_{cd} x b_{eff, felt} x d_{mid}^2 + 2135900 x h' = 32260,5 \text{ kNm}$.

$M_{Rd,c, felt} = 32260,5 \text{ kNm} > M_{ed, felt} = 22269 \text{ kNm}$.

Sjekker minimumsarmering i UK og OK iht. 9.2.1 EC2.

$A_{s, min, UK} = 0,26 (f_{ctm} / f_{yk}) b t x d = 0,26 (3,8 / 500) 4050 x 1250 = 10003 \text{ mm}^2$.

$A_s = 21 \phi 25$ gir 10311 mm^2 .

Med bstep lik 4050 mm gir det en senteravstand på cirka 190 mm.

Vi har 20 $\phi 25$ som gir 9820 mm^2 . Legger på en stang til.

Momentkapasitet med minimumsarmering:

$M_{sd, felt} = 0,95 x 1250 (22759000 + 435 x 10311) = 32353 \text{ kNm}$.

$M_{Rd} = \min \{M_{Rd,c, felt} ; M_{sd, felt}\} = 32260,5 \text{ kNm}$.

7.2.4 Støttemoment:

Opptredende moment: minML

$M_{ed, støtte} = 24141 \text{ kNm}$,

Ved element 49, over søyle akse 3.

Tverrsnittshøyde: 1400 mm.

Flenstykkelse: 300 mm.

Steghøyde: 1100 mm

Beff, støtte: 7400 mm.

Flensbredde: 1675 mm på hver side.

Stegbredde: b, steg: 4050 mm.

Nøytralakse: 860 mm fra UK overbygning.

Fctm: 3,8 N/mm².

Fck: 45 N/mm².

Fcd: 25,5 N/mm².

Fyk: 500 N/mm².

Fyd: 435 N/mm².

Fp0,1k = 1640 N/mm².

Fp0,1d = 1426 N/mm².

Ap = 2660 mm² per kabel

$A_s = \pi * \phi_s^2 / 4 = \pi * 25^2 / 4 = 491 \text{ mm}^2$ per armeringsjern.

Spennarmeringsdiameter: 58 mm.

Cmin,s = 80 mm.

Bøylediameter = 20 mm.

Minimumsarmering:

$A_{s,min,OK} = 0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) b t \times d = 0,26 (3,8/500) 9500 \times 1250 = 23463 \text{ mm}^2$.

$A_s = 48\phi_{25}$ gir 23568 mm².

Med beff, støtte lik 7400 mm gir det en senteravstand på cirka 150 mm.

Strekkarmering OK: Antar $A_{s,min,OK} = 48\phi_{25} = 23568 \text{ mm}^2$.

Trykkarmering UK: $A_{s,min,UK} = 21 \phi 25 = 10003 \text{ mm}^2$.

Spennarmering: $A_p = 6 \times 2660 = 15960 \text{ mm}^2$.

Likevektsberegning:

Strekraft $A_s = f_{yd} \times A_{s,min} = 435 \times 23568 = 10252 \text{ kN}$.

Strekraft i spennarmering = $f_{p0,1d} \times 15960 = 1426 \times 15960 = 22759 \text{ kN}$.

Trykkraft $A_s = f_{yd} \times A_{s,min} = 435 \times 10311 = 4485,3 \text{ kN}$.

Nødvendig trykkapasitet i betongen ved likevekt. Tar ikke med trykkarmeringen.

$T_{c,UK} = 22759 + 10252 - 4485,3 = 28525,7 \text{ kN}$.

betongtrykksone:

Trykksonehøyde: $\alpha d = T_{c,UK} / (0,8 \times f_{cd} \times b \times \text{steg}) = 28525700 \text{ N} / (0,8 \times 25,5 \times 4050) = 345,3 \text{ mm}$.

$d_{slakk} = h - c_{min,s} - \phi_{bøyle} - \phi_{slakk}/2 = 1400 - 80 - 20 - 25/2 = 1287,5 \text{ mm}$.

$d_{spenn} = h - 200 = 1200 \text{ mm}$.

$d_{mid} = (10252 \times 1287,5 + 22759 \times 1200) / (10252 + 22759) = 1227,2 \text{ mm}$.

Trykksonefaktor $\alpha = 345,3/1227,2 = 0,281$.

Momentarm for trykkarmering:

$H' = d_{mid} - 80 - 20 - 12,5 = 1114,7 \text{ mm}$.

$M_{Rd,c,støtte} = 0,8 \alpha (1 - 0,4 \alpha) f_{cd} \times b \times \text{steg} \times d_{mid}^2 + 4485300 \times h' = 36033,9 \text{ kNm}$.

Det er større enn opptredende moment $M_{ed,støtte}$ på 24141 kNm.

Sjekker strekksoneens momentkapasitet:

$M_{sd,støtte} = (1 - 0,4 \alpha) \times d_{mid} \times (22759 + A_s \times f_{yd}) = 0,888 \times 1227,2 \times (22759 + 10252) = 35973,9 \text{ kNm}$.

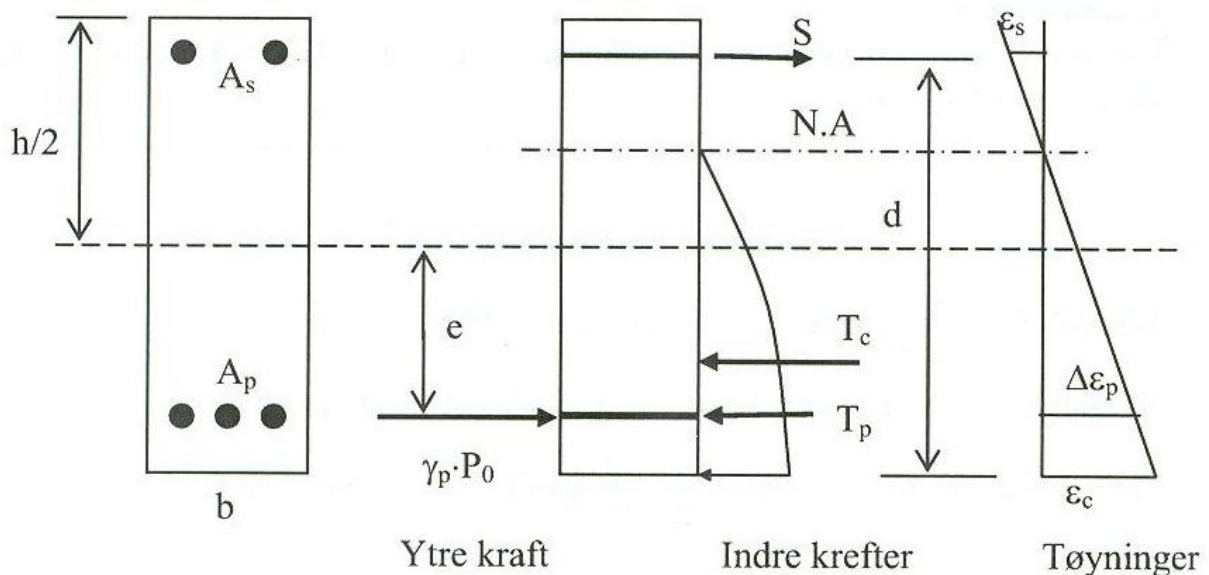
Det gir:

$M_{Rd,støtte} = M_{sd,støtte} = 35973,9 \text{ kNm}$.

7.2.5 Kontroll av oppspenningstilstanden

Kontrollerer kapasiteten til tverrsnittet ved oppspenning ved hjelp av M-N-diagram ved samtidig moment og aksialkraft. Spennarmeringen ligger i tverrsnittets trykksone.

Ut fra kapittel 7.1.4, Svein I. Sørensen, kan oppspenningstilstanden kontrolleres ved å lage et M-N Diagram. Deretter sjekker man om påførte lastvirkninger faller innenfor kapasitetskurvene. Punktene som utgjør M-N-diagrammet beregnes etter punkt 7.1.4, Svein I Sørensen, Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.



Figur 37: oppspenningstilstanden er illustrert med spennkraften som en ytre last.

Antar at spennkabler spennes opp etter 7 døgn. Maksimal oppspenning finnes etter 5.10.3, EC2.

Betongens fasthet etter 7 døgn finnes etter 3.1.2 EC2.

$$\beta_{cc}(t_0 = 7) = \exp\{s [1 - (28/t)^{0,5}]\} = \exp\{0,25 [1 - (28/7)^{0,5}]\} = e^{-0,25} = 0,7788.$$

$$f_{cm}(t_0 = 7) = \beta_{cc}(t_0 = 7) \times f_{cm} = 0,7788 \times 53 = 41,28 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{ck}(t_0 = 7) = f_{cm}(t_0 = 7) - 8 \text{ N/mm}^2 = 33,28 \text{ N/mm}^2.$$

Velger å kontrollere for fullt moment og full aksialkraft. Dette er konservativt da disse har forskjellig plassering i konstruksjonen. Full aksialkraft er ved aktiv ende, mens fullt moment opptrer der det er størst eksentrisitet mellom tverrsnittets nøytralakse og spennarmeringens senterlinje. Det vil si midt i spennet. Aksialkraften reduseres på grunn av friksjon jo lenger fra aktiv ende vi er i konstruksjonen.

$$\text{Strekkarmering OK: } A_{s,\text{min,OK}} = 48\phi 25 = 23568 \text{ mm}^2.$$

Trykkarmering UK: $A_{s,min,UK} = 21 \phi_{25} = 10003 \text{ mm}^2$.

Spennarmering: $A_p = 6 \times 2660 = 15960 \text{ mm}^2$.

Velger å se bort fra trykkarmeringen, da betongsonen er sterk nok alene, ettersom vi har "små" trykksonehøyder. Det forenkler også beregningene noe.

$A_c = 7,672 \text{ m}^2$.

$f_{cd}(t=7) = 33,28 \times 0,85/1,5 = 18,86 \text{ N/mm}^2$.

$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$.

$f_{p0,1d} = 1426 \text{ N/mm}^2$.

$E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$.

$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$.

$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$.

$\epsilon_{yk} = 2,5 \times 10^{-3}$.

$\epsilon_{yd} = 2,5 \times 10^{-3}/1,15 = 2,174 \times 10^{-3}$.

Lastfaktor $\gamma = 1,1$, etter NA 2.4.2.2 EC2.

NA er 860 mm fra UK.

Avstand fra UK til spennarmering: $d_{spenn} = 160 \text{ mm}$.

Eksentrisitet spennarmering: $e_{UK} = 700 \text{ mm}$.

Dimensjonerende moment og aksialkraft:

$\sigma_0 = \min \{0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}\} = 1394 \text{ N/mm}^2$.

$P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1394 \times 15960 = 22248,24 \text{ kN}$.

$N_{ed} = \gamma \times P_0 = 1,1 \times 22248,24 = 24473,06 \text{ kN}$.

$M_{ed} = e \times N_{ed} = 0,7 \text{ m} \times 24473,06 \text{ kN} = 17131,14 \text{ kNm}$.

Effektiv tverrsnitthøyde fra UK til slakk: $d = h - c_{min,s} - 20 - 12,5 = 1287,5 \text{ mm}$.

Tøyningstilstander:

1. rent trykk

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_p = \epsilon_{yd} = \epsilon_{cu}/2 = 1,75 \times 10^{-3}.$$

$$Z_1 = 1400 - 860 - 80 - 20 - 12,5 = 427,5.$$

$$T_c = f_{cd} (7) \times A_c = 18,86 \times 7,672 \times 10^6 = 144\,694 \text{ kN}.$$

$$T_p = \gamma \times \epsilon_p \times E_p \times A_p = 1,1 \times 1,75 \times 10^{-3} \times 195\,000 \times 15\,960 = 5991 \text{ kN}.$$

$$T_s = \gamma \times \epsilon_s \times E_s \times A_s = 1,1 \times 1,75 \times 10^{-3} \times 200\,000 \times 23\,568 = 9074 \text{ kN}.$$

$$N_1 = T_c + T_p + T_s = 159\,759 \text{ kN}.$$

$$M_1 = T_p \times 700 \text{ mm} - T_s \times 427,5 \text{ mm} = 314,6 \text{ kNm}.$$

2. balansepunkt, flyt i betong og armering.

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}.$$

$$\epsilon_{yd} = 2,174 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}) = 3,5 / (2,174 + 3,5) = 0,617.$$

$$\alpha d = 0,617 \times 1287,5 = 794,4 \text{ mm}.$$

Tøyning i spennarmering.

$$\Delta \epsilon_p = (\alpha d - d_{spenn}) \epsilon_{cu} / \alpha d = (794,4 - 160) 3,5 \times 10^{-3} / 794,4 = 2,8 \times 10^{-3}.$$

$$T_p = \Delta \epsilon_p \times E_p \times A_p / \gamma = 2,8 \times 10^{-3} \times 195\,000 \times 15960 / 1,1 = 7922 \text{ kN}.$$

$$S_s = f_{yd} \times A_s = 435 \times 23568 = 10252 \text{ kN}.$$

$$T_c = 0,8 \times \alpha d \times b_{steg} \times f_{cd} (7) = 0,8 \times 794,4 \times 4050 \times 18,86 = 48543 \text{ kN}.$$

$$N_2 = T_c + T_p - S_s = 45940 \text{ kN}.$$

$$M_2 = T_c(0,86 - 0,8 \times 0,7944/2) + T_p \times 0,7 + S_s \times (1,2875 - 0,86) = 36250 \text{ kNm}.$$

3. trykkbrudd og dobbel flyttøyning.

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}.$$

$$\epsilon_s = 5,0 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha = 0,412, \text{ som gir } \alpha d = 0,412 \times 1287,5 = 530,5 \text{ mm}.$$

$$\Delta \epsilon_p = (530,5 - 160) 3,5 \times 10^{-3} / 530,5 = 2,44 \times 10^{-3}.$$

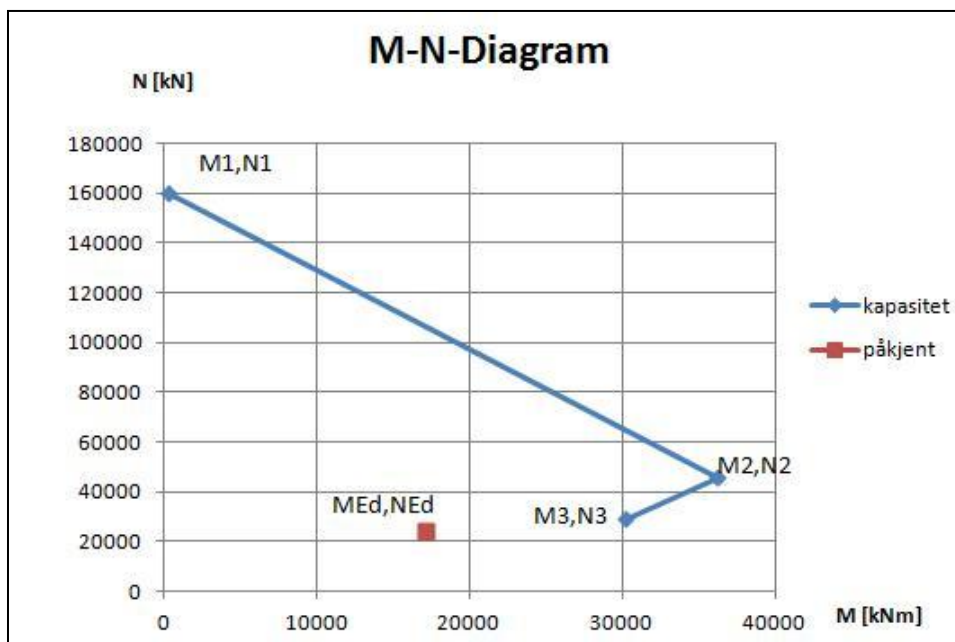
$$T_p = \Delta \epsilon_p \times E_p \times A_p / \gamma = 2,44 \times 10^{-3} \times 195\,000 \times 15960 / 1,1 = 6903 \text{ kN.}$$

$$S_s = f_{yd} \times A_s = 435 \times 23568 = 10252 \text{ kN.}$$

$$T_c = 0,8 \times \alpha_d \times b_{\text{steg}} \times f_{cd} (7) = 0,8 \times 530,5 \times 4050 \times 18,86 = 32417 \text{ kN.}$$

$$N_3 = T_c + T_p - S_s = 29068 \text{ kN.}$$

$$M_3 = T_c(0,86 - 0,8 \times 0,5305/2) + T_p \times 0,7 + S_s \times (1,2875 - 0,86) = 30214 \text{ kNm.}$$



Figur 38: M-N-diagram for Karlsplassen bru.

Kapasiteten for oppspenningstilstanden er tilfredsstillende.

7.2.6 Skjærkraftkapasitet:

De ekvivalente kreftene fra oppspenning betraktes som ytre laster som bidrar til MEd, VEd og NEd. Disse lastvirkningene tas ut fra NovaFrame. Dimensjonerende snitt for skjærkraft er ved søylene og bruendene.

Lastvirkningene NEd og VEd hentes fra dimensjonerende lastkombinasjon for bruddgrensetilstanden.

$N_{Ed,max} = 1645,5 \text{ kN}$, med tendon tvang. (parasite)

$N_{Ed,max} = \text{MinPM} = 43051,7 \text{ kN}$ ved E112, mellom akse 5 og akse 6. (full)

$V_{Ed,max} = \text{MinPN} = 5867,75 \text{ kN}$ ved E76, søyle akse 4 (med parasite)

$V_{Ed,max} = 6834 \text{ kN}$ (med full)

Sjekk av N og V i forhold til NovaFrame

N kommer primært fra spennarmeringen. Bidrag kommer også fra Vind i x-retning, bremskraft og temperatur.

Vindlast i x-retning: 123 kN

Trafikk, bremselast: 560 kN

Temperatur: 288 kN

Spennarmering:

$P_0 = 24473,06 \times 0,8 = 19578 \text{ kN}$.

Totalt: 20549 kN i trykkraft.

Sjekker for:

Benytter NEd1 lik 20549 kN.

Benytter NEd2 lik 43051 kN.

Benytter VEd lik 6834 kN.

Uten beregningsmessig behov for skjærarmering:

Beregnes etter 6.2.2 EC2.

$f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2$.

$A_c = 7,672 \text{ m}^2$.

$A_{sl} = 48\phi 25 = 23568 \text{ mm}^2$. strekkarmering i OK.

$$A_p = 15960 \text{ mm}^2.$$

$$\phi_b = 20 \text{ mm. Bøylediameter.}$$

$$B_{\text{steg}} = b_w = 3300 \text{ mm.}$$

$$H = 1400 \text{ mm.}$$

$$d = 1287,5 \text{ mm fra UK til Asl.}$$

$$K = 1 + (200/d)^{0,5} = 1,39. \text{ mindre enn } 2,0, \text{ OK.}$$

Setter k_2 lik 0,15.

$$C_{rd,c} = 0,15/1,5 = 0,1.$$

$$K_1 = 0,3.$$

$$V_{\text{min}} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,3848.$$

Armeringsgrad, kun hensyntatt strekkarmering.

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) = 23568 / (3300 \times 1287,5) = 0,005547.$$

1)

$$\sigma_{cp1} = N_{Ed1}/A_c = 20549000 / 7672000 = 2,68 \text{ N/mm}^2. \text{ Maks verdi er lik } 0,2 \times f_{cd} = 5,1.$$

$$V_{rd,c1} = b_w \times d [C_{rd,c} \times k(100\rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] = 1,21 \times 3300 \times 1287,5 = 5140,9 \text{ kN.}$$

$V_{ed} = 6834 \text{ kN} > V_{rd,c1} = 5140,9 \text{ kN}$. Trenger skjærarmering for hele skjærkraften.

$$V_{rd,c,min,1} = (v_{\text{min}} + k_1 \times \sigma_{cp}) b_w \times d = 5047,5 \text{ kN.}$$

2)

$$\sigma_{cp2} = N_{Ed2}/A_c = 43051000 / 7672000 = 5,61 \text{ N/mm}^2. \text{ Maks verdi er lik } 0,2 \times f_{cd} = 5,1.$$

$$V_{rd,c2} = b_w \times d [C_{rd,c} \times k(100\rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] = 1,93 \times 3300 \times 1287,5 = 8200 \text{ kN.}$$

$V_{ed} = 6834 \text{ kN} < V_{rd,c2} = 8200 \text{ kN}$. Trenger ikke skjærarmering.

$$V_{rd,c,min} = (v_{\text{min}} + k_1 \times \sigma_{cp}) b_w \times d = 6198,8 \text{ kN.}$$

Velger å anta at vi trenger skjærarmering for V_{Ed} .

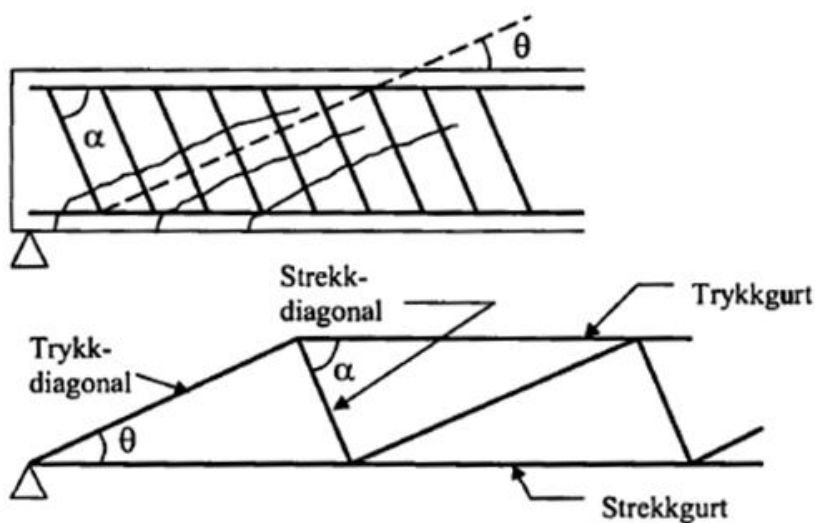
Med beregningsmessig behov for skjærarmoring:

Bøylediameter 20 mm.

$A_{sw} = 314 \text{ mm}^2$ per stang. Gir 628 mm^2 per snitt.

Skjærstrekkapasitet:

Sjekkes ved en fagverksmodell,



Figur 39: indre fagverksmodell ved skjærarmoring, fig 4.2 Svein I Sørensen, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.

Trykkdiagonalens helning gitt ved θ kan velges slik at $\cot \theta$ er mellom 1,0 og 2,5.

Velger θ lik 45 grader og får $\cot 45 = 1,0$.

f_{ywd} er satt lik $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$.

$V_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck}/250) = 0,492$.

Momentarm settes lik $(1-0,4\alpha)d$ med α lik 0,412. $Z = 1075 \text{ mm}$.

$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \times Z \times f_{ywd} \times \cot 45 = V_{Ed}$.

$A_{sw}/s = 6834000 / (1075 \times 435 \times 1,0) = 14,61 \text{ mm}$.

$S = 1000$ gir A_{sw} lik 14614 mm^2 per meter.

Med bøylediameter 20 mm:
 $14614 \text{ mm}^2 / 628 \text{ mm}^2 = 24 \text{ stk.}$

Med bøylediameter 25 mm:

$14614 \text{ mm}^2 / 982 \text{ mm}^2 = 15 \text{ stk.}$

Med $24\phi 20$ blir senteravstanden lik ca 40mm.

Med $15\phi 25$ blir senteravstanden lik ca 65mm. Velger denne skjærarmeringa.

$VR_{d,s} = 982/65 \times 1075 \times 435 \times 1,0 = 7064,7 \text{ kN. OK}$

Det er større enn $VEd = 6834 \text{ kN.}$

Skjærtrykkapasitet:

$$\begin{aligned} VR_{d,max} &= \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \\ &= 1,0 \times 4050 \times 1075 \times 0,492 \times 25,5 / 2,0 = 27311 \text{ kN. OK} \end{aligned}$$

Sjekker minimumsarmering etter NA.9.2.2, EC2.

$$\rho_{sw,min} = 0,1 \times f_{ck}^{0,5} / f_{yk} = 0,00134.$$

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} \times b_w \times d = 5834 \text{ mm}^2. \text{ OK}$$

Skjærkapasiteten med valgt skjærarmering er tilfredsstillende.

7.2.7 Skjærkapasitet mellom flenser og steg:

Skjærkraftkapasiteten av flensene kontrolleres ved et system av betongtrykkstaver og strekkstaver av slakkarmering i følge EC2, punkt 6.2.4.

Kontrollengden Δx i konstruksjonen som sjekkes er halvparten av avstanden mellom Maks moment og null moment. Maks moment er over søyle 2, E48, lik 24140 kNm.

Null moment skjer ved element 57. Det vil si at $\Delta x = 9$ m.

Skjærspenningen i lengderetning i overgangen mellom steget og flensen bestemmes ved endringen av normalkraften over den kontrollerte lengden Δx . I de aktuelle snittene endres aksialkraften fra 38573,6 kN i E48, til 38946,8 kN i E57.

Etter 6.2.4 EC2, kreves ingen ekstra skjærarmering dersom:

$$v_{Ed} \leq k \times f_{ctd} = 0,4 \times 2,7 \text{ N/mm}^2 \times 0,85 / 1,5 = 0,4 \times 1,53 = 0,612 \text{ N/mm}^2.$$

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \times \Delta x) = (38946,8 - 38573,6) \times 1000 / (350 \times 9000) = 0,118.$$

h_f = flenshøyde ved overgang mellom flens og steg.

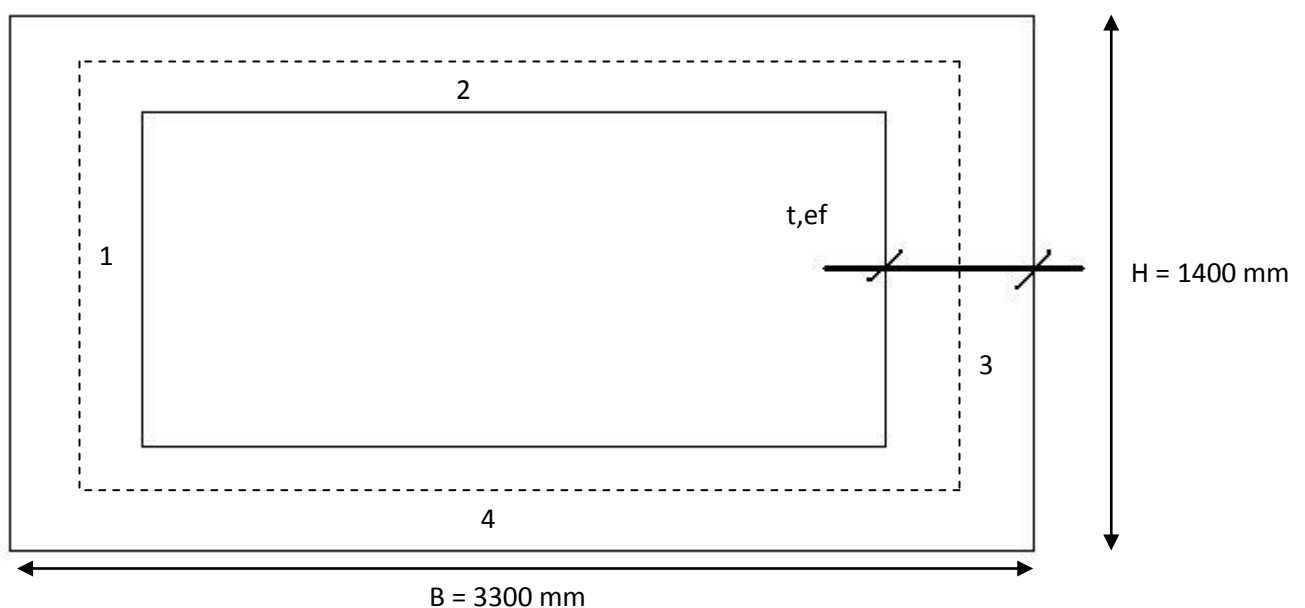
OK. Trenger ikke ekstra armering.

7.2.8 Torsjonsmoment:

Der konstruksjonens statiske likevekt avhenger av torsjonskapasiteten i deler av tverrsnittet skal en fullstendig dimensjonering i både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand iht.

6.3.1, EC2. Kapasiteten kan beregnes på grunnlag av et tynnvegget lukket hulltverrsnitt.

Likevekten oppfylles dermed ved en lukket skjærstrøm.



Figur 40: Lukket torsjonstverrsnitt, antatt og forenklet.

t_{ef} er den effektive tykkelsen av torsjonstverrsnittet og settes lik A/U . A er lik det totale arealet av tverrsnittet inklusivt hulrommet, mens U er den ytre omkretsen.

Skjærkraft tas opp av de vertikale delene av det lukkede tverrsnittet, altså del 1 og 3.

$T_{ed,ULS} = 5840 \text{ kNm}$, E75.

$V_{Ed,ULS}$ i samme snitt: 5867 kN .

$T_{ed,SLS} = 4338 \text{ kNm}$, E75.

$V_{Ed,SLS}$ i samme snitt: 4682 kN .

$f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$.

$f_{ctd} = 2,153 \text{ N/mm}^2$.

Bøylearmering: 491 mm^2 per snitt per bøyle.

Slakkarmering: 491 mm^2 per stang.

$A = 3300 \times 1400 = 4\,620\,000 \text{ mm}^2$.

$U = 6600 + 2800 = 9400 \text{ mm}$.

$A/U = 481,25 \text{ mm}$.

$Z_2 = Z_4 = 3300 - 480 = 2820 \text{ mm}$.

$Z_1 = Z_3 = 1400 - 480 = 920 \text{ mm}$.

$A_k = 2820 \times 920 = 2\,594\,400 \text{ mm}^2$.

$U_k = 7480 \text{ mm}$.

Fordeling av skjærkraft på grunn av torsjon.

$t_{ef} \times t_{ef} = T_{ed} / 2A_k = 1125,5 \text{ N/mm}$.

$V_{Ed,01} = V_{Ed,03} = 1125,5 \text{ N/mm} \times 920 \text{ mm} = 1035,5 \text{ kN}$.

$V_{Ed,2} = V_{Ed,4} = 1125,5 \text{ N/mm} \times 2820 \text{ mm} = 3173,9 \text{ kN}$.

Skjærkraften i snittet fordeles til del 1 og 3:

$V_{Ed,1} = V_{Ed,01} + V_{Ed}/2 = 1035,5 + 5867/2 = 3969,1 \text{ kN}$.

$V_{Ed,3} = V_{Ed,03} - V_{Ed}/2 = 1035,5 - 5867/2 = -1898,1 \text{ kN}$.

Skjærtrykkkapasitet etter 6.2.3, EC2:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times d \times v_1 \times f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = 1,0 \times 3300 \times 1287,5 \times 0,492 \times 25,5 / 2,0 = 26524 \text{ kN.}$$

Torsjonskapasitet etter 6.3.2, EC2.

$$\begin{aligned} TR_{d,max} &= 2 \times v_1 \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef} \times \sin \theta \times \cos \theta \\ &= 2 \times 0,492 \times 1,0 \times 25,5 \times 2,594 \times 10^6 \times 480 \times \sin 45 \times \cos 45 \\ &= 15621,28 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

Torsjonsmomentet T_{ed} fordeles likt mellom hver del, og kontrollerer betongtrykkkapasiteten for kombinasjon av skjær og torsjon.

$$T_{ed} = 5840 \text{ kNm.}$$

$$V_{Ed,1} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / (4 \times TR_{d,max}) = 0,243 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed,2} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / (4 \times TR_{d,max}) = 0,213 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$|V_{Ed,3}| / V_{Rd,max} + T_{Ed} / (4 \times TR_{d,max}) = 0,165 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed,4} / V_{Rd,max} + T_{Ed} / (4 \times TR_{d,max}) = 0,213 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

Tilfredsstillende kapasitet for kombinasjon av skjær og torsjon. Kontrollerer om det risser opp på grunn av torsjon.

$$TR_{d,c} = 2 \times f_{ctd} \times A_k \times t_{ef} = 2 \times 2,153 \times 2594400 \times 480 = 5362 \text{ kNm.}$$

$T_{ed} > TR_{d,c}$. Må armeres for torsjon.

Nødvendig armering langs bøyelene, langs omkretsen U_k .

$$A_{sl} = T_{ed} \times U_k \times \cot 45 / (2 \times A_k \times f_{yd}) = 19353 \text{ mm}^2.$$

$A_s = 491 \text{ mm}^2$. Det gir $n = 40\phi 25$ langs bøylearmeringen.

Bøylearmering nødvendig for torsjon.

$$A_{sw}/s = T_{ed} \times \tan 45 / (2 \times A_k \times f_{yd}) = 2,587 \text{ mm.}$$

$$S = 491 / 2,587 = 189,8 \text{ mm.}$$

Legger inn $\phi 25c180$

Maks senteravstand, EC2, 9.2.3.

$$S_{maks1} = U/8 = 9400/8 = 1175 \text{ mm. OK.}$$

Maks senteravstand, EC2, 9.2.2.

Smaks2 = 0,6 x h'. h' antas lik 1000 mm.

Smaks2 = 600 mm. OK.

7.2.9 Kapasitet av søyler:

Søyler kan få forskjellige typer brudd. Typisk for såkalt korte søyler uten stor slankhet er at de får materialbrudd, det vil si at søylas trykkapasitet overstiges. Slanke søyler er søyler med stor lengde i forhold til tykkelsen, eller diameteren, vil typisk kunne få stabilitetsbrudd, også kalt knekking.

Søyla karakteriseres som kort eller slank bestemt av slankhetskriterium gitt i EC2, 5.8.3.2.

$$\lambda = L_0 / i.$$

L_0 er lik søylas knekk lengde, mens i er lik treghetsradien til det urissede tverrsnittet av søyla.

Søyler som er en del av en ramme har ikke tabellverdier for knekk lengden, og knekk lengden er avhengig av tilstøtende konstruksjonsdeler. Slanke søyler skal beregnes etter 2.ordens teori. Det vil si at konstruksjonens forskyvning tas i betraktning, og man vil få tilleggsmomenter på grunn av dette.

Lastvirkninger:

Søyle akse 2: Lengde 10,30 m.

NEd,bunn,2 = -10165 kN	MEd,L,bunn,2 = 943 kNm	MEd,N,bunn,2 = 524 kNm.
NEd,topp,2 = -10165 kN	MEd,L,topp,2 = -2059 kNm	MEd,N,topp,2 = -625 kNm.

Søyle akse 3: Lengde 13,86 m.

NEd,bunn,3 = -10362 kN	MEd,L,bunn,3 = 1414 kNm	MEd,N,bunn,3 = 1421 kNm.
NEd,topp,3 = -10362 kN	MEd,L,topp,3 = -3253 kNm	MEd,N,topp,3 = -1481 kNm.

Søyle, akse 4: Lengde 17,41 m.

NEd,bunn,4 = -10351 kN	MEd,L,bunn,4 = 1112 kNm	MEd,N,bunn,4 = 1484 kNm.
NEd,topp,4 = -10351 kN	MEd,L,topp,4 = -2587 kNm	MEd,N,topp,4 = -1581 kNm.

Søyle, akse 5: Lengde 10,87 m.

NEd,bunn,5 = -10139 kN	MEd,L,bunn,5 = 715 kNm	MEd,N,bunn,5 = 1852 kNm.
NEd,topp,5 = -10139 kN	MEd,L,topp,5 = -1818 kNm	MEd,N,topp,5 = -1820 kNm.

Søyle 2 og 5 har diameter 800 mm.

Søyle 3 og 4 har diameter 1000 mm.

Velger å sjekke den lengste søyla, altså søyle 4 med lengde 17,41 m.

Minimumsarmering for søyler etter EC2, NA 9.5.2:

$$A_c = \pi \times 500^2 = 785\,398 \text{ mm}^2.$$

$$I_{s\text{øyle}} = 0,25 \times \pi \times 500^4 = 4,9087 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,2 \times A_c \times f_{cd}/f_{yd} = 0,2 \times 785\,398 \times 25,5 / 435 = 9208,1 \text{ mm}^2.$$

$$0,01 \times A_c = 7853,98 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{min}} \leq 0,5 \times N_{Ed} / f_{yd} = 0,5 \times 10351000/435 = 11897,7 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s,\text{min}} = 9208,1 \text{ mm}^2.$$

Det gir 19 ϕ 25 som gir 9329 mm².

Omkrets av søyle ved armeringen:

$$2 \times \pi \times (500-80) = 2639 \text{ mm}.$$

Det gir senteravstand langs armeringens sirkel: 2639 / 18 = 146 mm.

Beregning av knekk lengde:

Knekk lengden L_0 bestemmes fra grad av fastholding og innspenning i tilstøtende konstruksjonsdeler.

$$L_0 = \beta_0 \times L$$

Knekk lengdefaktoren β_0 bestemmes fra 5.8.3.2, EC2.

$$D = 1000 \text{ mm}.$$

$$L_s = 17,41 \text{ m}.$$

$$L_b = 27\,000 \text{ mm}.$$

$$I_s = 4,9087 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_b = 1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4.$$

Det gir:

$$K_1 = (4I_s/L_s) / (I_b / L_b \times (3+3)) = 0,03925.$$

$K_2 = 0$ på grunn av innspenning i fundament.

$$\beta_0 = 0,5 \times (1 + 0,03925/(0,45 + 0,03925))^{0,5} = 0,52.$$

$$L_0 = 17,41 \text{ m} \times 0,52 = 9,05 \text{ m.}$$

Slankhetskontroll etter NA 5.8.3.1, EC2:

$$\begin{array}{lll} N_{Ed4} = -10351 \text{ kN} & M_{Ed,L,bunn,4} = -1062 \text{ kNm} & M_{Ed,N,bunn,4} = 1484 \text{ kNm.} \\ & M_{Ed,L,topp,4} = 2587 \text{ kNm} & M_{Ed,N,topp,4} = -1581 \text{ kNm.} \end{array}$$

$$A_c = 785\,398 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 9329 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Geometrisk feil etter 5.2, EC2: } e_i = l_0 / 400 = 22,63 \text{ mm.}$$

$$\text{Kryptall: } 1,672.$$

I følge 5.9.6.9.1, HB185, kan A_s innsettes med 67 % av den samlede verdien når armeringen er fordelt utover alle tverrsnittssider.

$$\text{For slankhetssjekk benyttes da } A_{s,eff} = 0,67 \times 9329 \text{ mm}^2 = 6250 \text{ mm}^2.$$

k_α kan forenklet settes lik 1,0.

$$i = (I_c/A_c)^{0,5} = (4,9087 \times 10^{10} / 785398)^{0,5} = 250 \text{ mm.}$$

Slankhet:

$$\lambda = l_0/i = 8715 / 250 = 34,86.$$

Relativ aksialkraft

$$n = N_{Ed} / (f_{cd} \times A_c) = 10351000 / (25,5 \times 785398) = 0,517.$$

Armeringsforhold.

$$w = f_{yd} \times A_{s,eff} / (f_{cd} \times A_c) = 435 \times 6250 / (25,5 \times 785398) = 0,1357.$$

Normalisert slankhet:

$$\lambda_n = \lambda \times (n / (1 + 2 \times k_\alpha \times w))^{0,5} = 22,23.$$

$$r_m = M_{Ed,L,bunn} / M_{Ed,L,topp} = -1062 / 2587 = -0,41.$$

Denne er negativ fordi vi har dobbeltkrum søyle, det vil si at momentene gir strekk på hver sin side i topp og bunn av søyla.

kontroll:

$$N_{Ed} \times D / 20 = 10351000 \times 1000 / 20 = 517,6 \text{ kNm} < M_{Ed,L,topp} = 2587 \text{ kNm}.$$

$$M_{01,Ed} = M_{Ed,L,bunn} + N_{Ed} \times e_i = -1062 \text{ kNm} + 10351 \text{ kN} \times 0,0226 \text{ m} = -834,3 \text{ kNm}.$$

$$M_{02,Ed} = M_{Ed,L,topp} + N_{Ed} \times e_i = 2587 \text{ kNm} + 10351 \text{ kN} \times 0,0226 \text{ m} = 2814,7 \text{ kNm}.$$

Punkt 5.8.4, EC2: Virkningen av kryp kan ses bort i fra i 2.ordens beregninger dersom:

- $\phi_{100 \text{ år}} = 1,672 \leq 2,0$, og
- $\lambda = 34,86 \leq 75$, og
- $M_{Ed,L,bunn}/N_{Ed} = 1062000000/10351000 = 102,6 \geq D = 1000$.

Det siste kravet er ikke oppfylt, og kryp må tas hensyn til. Må benytte ϕ_{ef} videre.

$$\phi_{ef} = \phi_{100 \text{ år}} \times M_{0Eqp} / M_{Ed,L,topp} = 1,672 \times 895 \text{ kNm} / 2587 \text{ kNm} = 0,578.$$

M_{0Eqp} kommer fra SLS G/H, M,L,topp, etter 5.8.4 (3), EC2.

$$A\phi = 1,25 / (1 + 0,2 \times \phi_{ef}) = 1,12. \text{ Maks verdi er lik } 1,0.$$

$$\lambda_{n,lim} = 13(2 - r_m)A\phi = 13(2 + 0,41)1,0 = 31,33.$$

$$\lambda_n = 22,23.$$

Det betyr at søyla ikke trenger å beregnes som slank, og 2.ordens effekter tas ikke hensyn til.

Beregning av armeringsbehov for søylen.

Velger å benytte eksisterende MN-diagram for sirkulære søyler. Ved benyttelse av MN-diagrammer for dimensjonering vil man som regel måtte iterere seg fram til riktig løsning, da man begynner med et tverrsnitt med minimumsarmering. Trenger man mer armering utregnes armeringsforholdet på nytt, og så videre.

Inngangsparametere:

$$N_{Ed} = 10351 \text{ kN}.$$

$$M_{Ed} = 2814,7 \text{ kNm}.$$

$$f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2.$$

$$A_c = 785\,398 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 491 \text{ mm}^2 \text{ per stang for bøyler og armering}.$$

$D = 1000 \text{ mm}$.

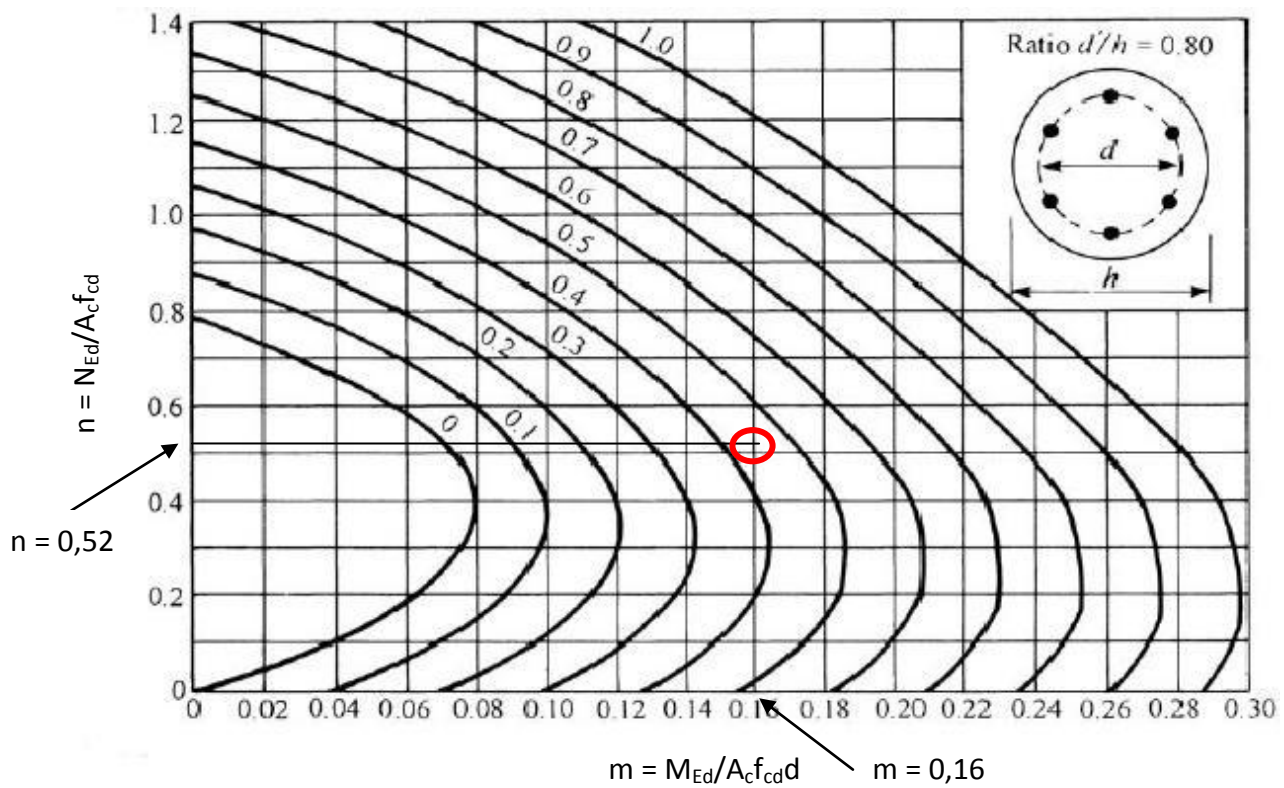
$C_{\min,s} = 80 \text{ mm}$.

$D' = 1000 - 80 \times 2 - 20 \times 2 - 25 = 775 \text{ mm}$.

$D = 1000$

$D'/D = 0,78$

Velger et M-N-diagram som er for et D'/D -forhold = 0,8.



Figur 41: M-N-diagram, sirkulære søyler, D'/D -forhold = 0,8.

Vi får da:

$d = 1000 - 80 - 25 - 12,5 = 882,5 \text{ mm}$.

$m = M_{Ed} / (f_{cd} \times A_c \times d) = 2814700000 / (25,5 \times 785\,398 \times 882,5) = 0,16$.

$n = N_{Ed} / (f_{cd} \times A_c) = 10351000 / (25,5 \times 785\,398) = 0,52$.

Det gir fra MN-diagram i figur 41 over:

$w = 0,45$.

Det gir nødvendig armering:

$$A_{s,1} = w \times f_{cd} \times A_c / f_{yd} = 0,45 \times 25,5 \times 785398 / 435 = 20718,3 \text{ mm}^2.$$

Omkrets av søyle ved armeringen:

$$2 \times \pi \times (500-80) = 2639 \text{ mm}.$$

$$43\phi 25 = 21113 \text{ mm}^2 \text{ med senteravstand } 63 \text{ mm}.$$

$$26\phi 32 = 20904 \text{ mm}^2 \text{ med senteravstand } 105-106 \text{ mm}.$$

Velger $26\phi 32c105$.

7.2.10 Biaksial bøyning:

Ifølge 5.8.9, EC2, er det ikke nødvendig med påvisning av kapasitet i forhold til biaksial bøyning dersom de to følgende betingelsene er oppfylt:

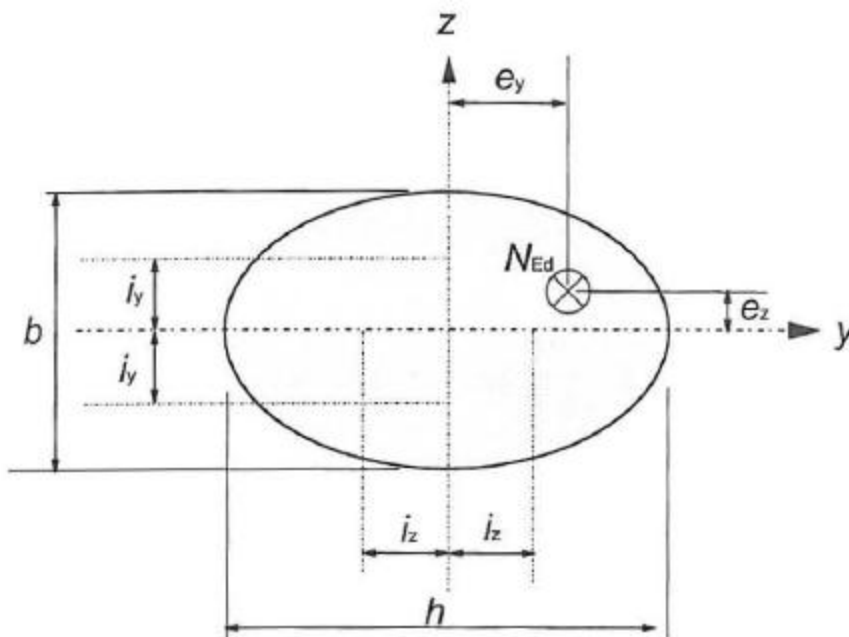
$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2,0 \text{ og } \lambda_z / \lambda_y \leq 2,0.$$

Og samtidig en av følgende betingelser:

$$(e_y / h_{eq}) / (e_z / b_{eq}) \leq 0,2 .$$

Eller

$$(e_z / b_{eq}) / (e_y / h_{eq}) \leq 0,2.$$



Figur 42: Definisjon av eksentrisiteter e_y og e_z , EC2, figur 5.8.

Karlsplassen bru har sirkulære søyler. Det vil si at $b = h$ og $beq = heq$.

Det vil si at:

$$\lambda_y/\lambda_z = 1,0 \text{ og } \lambda_z/\lambda_y = 1,0.$$

Det gir betingelsene:

$$e_y/e_z \leq 0,2 \text{ og } e_z/e_y \leq 0,2.$$

$$M_{Ed,N} = M_{Ed,N,topp} + N_{Ed} \times e_i = 1581 \text{ kNm} + 10351 \text{ kN} \times 0,0226 \text{ m} = 1808,7 \text{ kNm}.$$

Eksentrisiteter:

$$e_y = M_{Ed,L}/N_{Ed} = 2814700/10351 = 271,9 \text{ mm}.$$

$$e_z = M_{Ed,N}/N_{Ed} = 1808700/10351 = 174,7 \text{ mm}.$$

$$e_y/e_z = 271,9/174,7 = 1,56.$$

$$e_z/e_y = 174,7/271,9 = 0,64.$$

Det betyr at biaksial bøyning bør tas hensyn til. Kan da benytte forenklet kriterium etter 5.8.9 (4), EC2.

2.ordens effekter trenger ikke tas hensyn til etter slankhetskontrollen i kap 7.2.9.

Inndata:

$$a = 2,0.$$

$$A_s = 20\,904 \text{ mm}^2.$$

$$A_c = 785\,298 \text{ mm}^2.$$

$$d = 882,5 \text{ mm}.$$

$$M_{Ed,z} = 2814,7 \text{ kNm}.$$

$$M_{Ed,y} = 1808,7 \text{ kNm}.$$

$$w = 0,45.$$

$$M_{Rd,z} = M_{Rd,y} = w \times A_c \times f_{cd} \times d = 0,45 \times 785398 \times 25,5 \times 882,5 = 7953,48 \text{ kNm}.$$

$$(M_{Ed,z}/M_{Rd,z})^2 + (M_{Ed,y}/M_{Rd,y})^2 = 0,125 + 0,052 = 0,177 \leq 1,0. \text{ OK.}$$

7.2.11 Spaltestrekk:

Når spennkrefter tas opp i konstruksjonen vil trykkrefter fra spennarmeringen tas opp som trykk og strekk i betongen. Dette blir ikke kontrollert i denne rapporten.

7.2.12 Fundamenter:

Fundamenter blir ikke kontrollert i denne rapporten.

8. Bruksgrensetilstand:

I Bruksgrense må følgende kontroller utføres i følge 7.1., EC2:

Spenningsbegrensning
Rissviddebegrensning
Nedbøyningsbegrensning

I Bruksgrensetilstand er funksjonalitet og bruken av konstruksjonen satt krav til. Disse kravene har ikke direkte med konstruksjonens sikkerhet og kapasitet å gjøre, men mer i forhold til trygghetsfølelse og oppfatning hos mennesker.

Betongtverrsnitt betegnes etter stadium 1 og stadium 2 i bruksgrensetilstand. Stadium 1 er for uopprisset tverrsnitt. Da har betongen både trykk- og strekkapasitet. Stadium 2 er for opprisset tverrsnitt, og betongen har da bare trykkapasitet.

I følge 7.1 (2)P, EC2, bør tverrsnittene forutsettes å være uopprissede så lenge strekkspenningen fra bøyning ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Verdien av $f_{ct,eff}$ settes lik f_{ctm} .

8.1 Spenningskontroller:

Krav til randspenninger er gitt i 7.2, EC2:

- 1) tverrsnittet bør antas å være uopprisset ved beregning av spenninger og nedbøyninger så lenge bøyestrekkspenningene ikke overgår $f_{ct,eff}$. $f_{ct,eff}$ settes lik f_{ctm} så lenge minimumsarmeringsberegninger er basert på samme verdi.

Det vil si at: $\sigma_{ct} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$.

- 2) Dersom trykkspenningsnivået overskrider en kritisk verdi kan riss i lengderetning oppstå. Trykkspenningen bør begrenses til $k_1 \times f_{ck}$ i områder utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklassene XD, XF og XS. $k_1 = 0,6$, NA7.2, EC2.

Det vil si at: $\sigma_c \leq 0,6 \times 45 = 27 \text{ N/mm}^2$.

- 3) Det er ikke krav til minimumsarmering i forspente konstruksjonsdeler, der betongen er i trykk, eller der strekkspenningen i betongen er under $\sigma_{ctp} = f_{ctk,0,05}$. For konstruksjoner i eksponeringsklassene XD og XS settes $\sigma_{ctp} = 0$, NA.7.3.2, EC2.

Det vil si at: Betongtverrsnittet må armeres der det er strekkspenninger.

- 4) Lineær kryptøyning kan antas dersom trykkspenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $k_2 \times f_{ck}$, Verdien av $k_2 = 0,45$, NA.7.2, EC2.

Det vil si at: $\sigma_c \leq 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ N/mm}^2$.

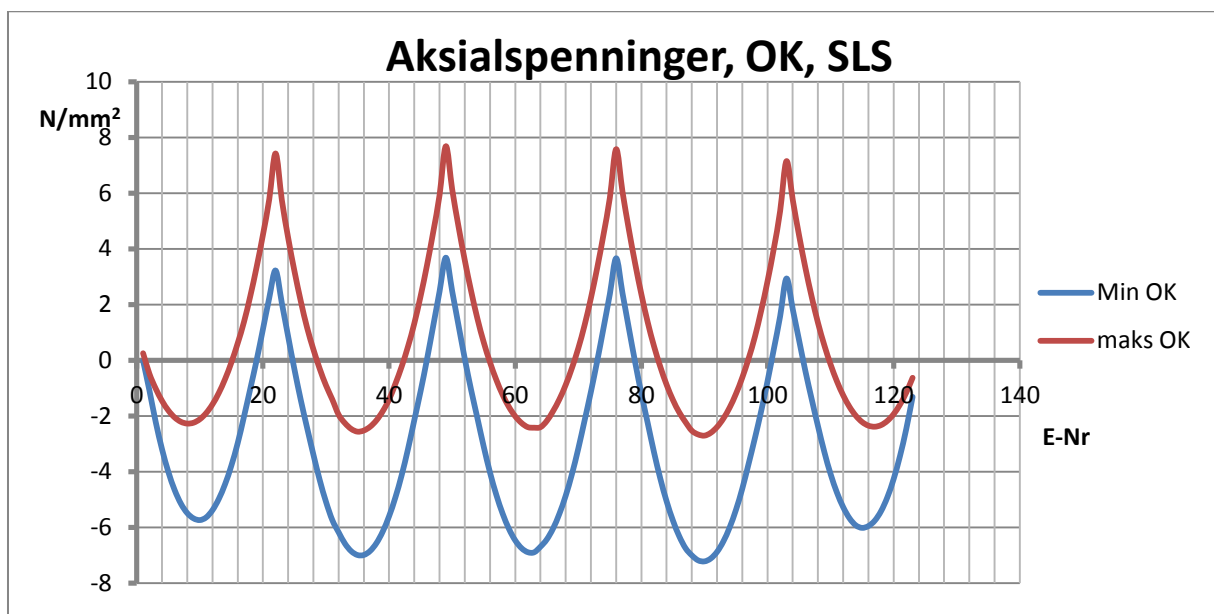
- 5) Uakseptabel opprissing eller deformasjon, av hensyn til utseende, kan antas unngått dersom strekkspenningen i armeringen er mindre enn $0,8 \times f_{yk}$ for karakteristisk lastkombinasjon. Middelerdien av spenningen i spennkabler bør være mindre enn $0,75 \times c_{fk}$, 7.2, EC2.

Det vil si at: $\sigma_s \leq 0,8 \times 500 = 400 \text{ N/mm}^2$.

Det vil si at: $\sigma_{p,mid} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2$.

NovaDesign er ikke benyttet i denne oppgaven. Det, samt tidsnød, fører til at punkt 5 ikke blir kontrollert.

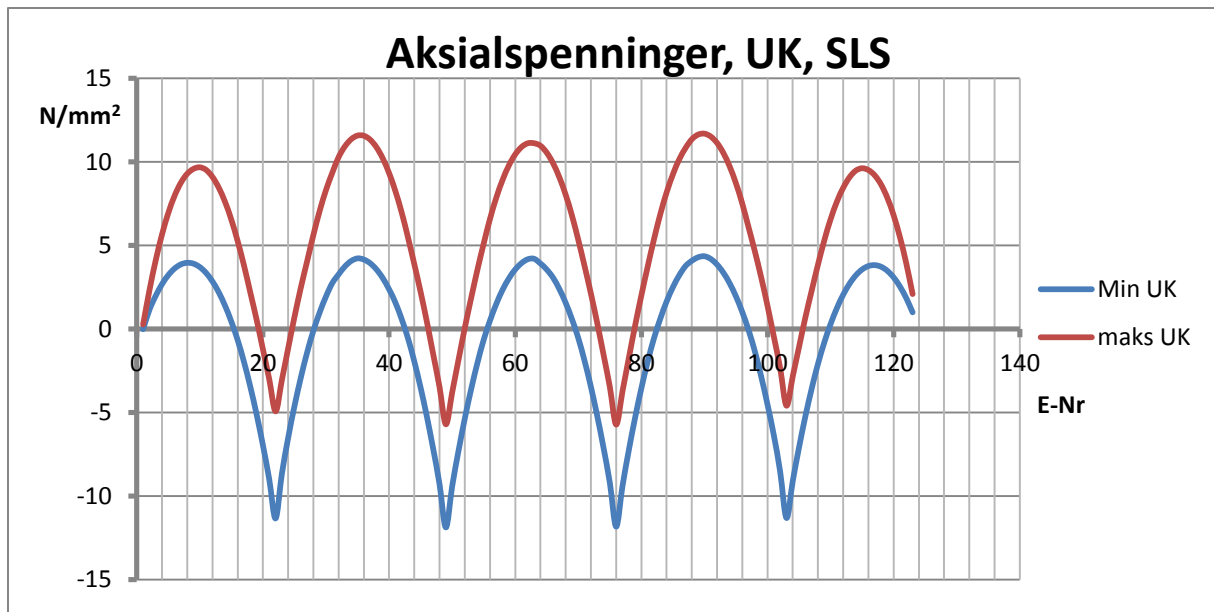
Spenninger er beregnet fra lastvirkninger tatt fra NovaFrame. Det er benyttet verste SLS kombinasjon, og regnet spenninger fra $N/A \pm M/W$.



Figur 43: største og minste aksialspenninger i OK, SLS.

Største trykkspenning i OK er på $-7,22 \text{ N/mm}^2$.

Største strekkspenning i OK er på $7,69 \text{ N/mm}^2$.



Figur 44: største og minste aksialspenninger i UK, SLS.

Største trykkspenning i UK er på $-11,88 \text{ N/mm}^2$.

Største strekkspenning i UK er på $11,68 \text{ N/mm}^2$.

Krav 1: Strekkspenningene overstiger $f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ med ganske mye. Tverrsnittet kan da ikke antas uopprisset ved beregning av spenninger og nedbøyninger.

Krav 2: $\sigma_c \leq 0,6 \times 45 = 27 \text{ N/mm}^2$.

Trykkspenningene ligger godt under 27 N/mm^2 , for hele konstruksjonen.

Krav 3: Vil måtte sjekke nøyere hvilke områder som eventuelt kunne vært foruten minimumsarmering.

Krav 4: $\sigma_c \leq 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ N/mm}^2$.

OK. Kan da anta lineær kryptøyning.

8.2 Rissviddekontroll:

Opprissing skal begrenses slik at konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende, EC2, 7.3.1.

Eksponeringsklassen til konstruksjonen, XD3, gir krav til maksimalt tillatt beregningsmessige rissvidde w_{max} . Den bestemmes av tabell NA.7.1, EC2.

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 spennarmering benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekkføyningen i armeringen på siden med størst føyning, ϵ_{s2} er strekkføyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

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

Figur 45: Tabell NA.7.1, EC2, anbefalt verdi av W_{max} .

Vi får da krav om $0,3k_c$ som maksimal rissvidde.

$k_c = c_{nom}/c_{min,dur}$. Denne antas til 1,0, som gir $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$.

Rissviddebegrensning uten direkte beregning:

Forenklet kan man kontrollere rissvidder basert på armeringsspenningen, og senteravstanden etter 5.3.3, Svein ivar sørensen. Betongkonstruksjoner.

Krav til maks armeringsspenning og maks senteravstand gis i EC2, 7.3.3.

Armerings- spenning ² [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$;
 $k = 1,0$; $k_3 = 0,4$ og $k_4 = 1,0$

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

Figur 46: Tabell 7.2N, EC2 – største stangdiameter for begrensning av rissvidde.

Stålspenning ² [MPa]	Største senteravstand [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

For merknader, se tabell 7.2N.

Figur 47: Tabell 7.3N, EC2 – Største senteravstand for begrensning av rissvidde.

Krumning:

$$K = M/EI = \epsilon s / (1-\alpha)d \text{ som gir}$$

$$\epsilon = M(1-\alpha)d/EI$$

$$I_b = 1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4.$$

$$n = E_s/E_{c,mid} = 200/36 = 5,55.$$

Største verdi for MEd,SLS er lik 18076 kNm over søyle, akse 3.

$$\text{Der er } A_s = 48\phi 25 = 23568 \text{ mm}^2.$$

$$d = 1227,2 \text{ mm}.$$

$$\rho = A_s/bd = 23568/(3300 \times 1227,2) = 0,00582$$

$$\alpha = ((n\rho)^2 + 2n\rho)^{0,5} = 0,256.$$

$$\begin{aligned} \sigma_s = E_s \times \epsilon_s &= E_s \times M_{Ed,SLS} \times (1-\alpha) \times d / EI \\ &= 200\,000 \times 18076 \times 10^6 \times (1-0,256) \times 1227,5 / (36000 \times 1,293 \times 10^{12}) \\ &= 70,93 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Maksimum tillatte armeringsspenning etter figur over er lik 200 N/mm² for Wk = 0,3 og $\phi_s = 25$ mm.

Maksimal senteravstand etter figur over er lik 300 for spenningsnivå på 160 N/mm².
Har senteravstand på ca 150 mm.

Anser rissviddebegrensning for godkjent etter forenklete kriterier.

8.3 Nedbøyningsbegrensning:

Håndbok 185 angir krav til nedbøyning for bruer.

5.1.2.1, HB185: Nedbøyning på grunn av trafikklaster alene skal ikke overstige $L/350$, der L er lengden på betraktet spenn.

5.1.2.2, HB185: Nedbøyning på grunn av permanente laster, inklusive langtidseffekter skal kompenseres med overhøyde.

Velger å forenkle disse beregningene noe, og ser på spennet mellom akse 4 og akse 5. Det ses på trafikklaster i alle kjørefelt og egenlast. Det ses på to "ideelle" modeller. En fritt opplagt bjelke, og en fast innspant bjelke. Disse tilfellene finnes det ferdige formler for, og det gjør kontrollen lettere. Samtidig er ingen av delene riktige, og verdien for nedbøyning vil ligge et sted mellom de verdiene som finnes ved denne kontrollen.

Lengde $L = 27$ m.

$$E_{\text{kort}} = 36000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{lang}} = 36000/2,672 = 13473 \text{ N/mm}^2.$$

$$I = 1,293 \times 10^{12} \text{ mm}^4.$$

Lastfaktorer: 1,0.

$$EI_{\text{kort}} = 4,65 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2.$$

$$EI_{\text{lang}} = 1,74 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2.$$

Egenvekt:

Egenvekt brutverrsnitt: 191,8 kN/m.

Belegg: 30 kN/m.

Kantbjelke: $2 \times 4,4 \text{ kN/m} = 8,8 \text{ kN/m}$.

Rekkverk: $2 \times 1,0 \text{ kN/m} = 2,0 \text{ kN/m}$.

$$G = 191,8 + 30 + 8,8 + 2,0 = 232,6 \text{ kN/m}.$$

Trafikklaster i alle felt:

Punktlast: $T = T_1 + T_2 + T_3 = 300 + 200 + 100 \text{ kN} = 600 \text{ kN}$.

Fordelt last: $QT = 32,7 \text{ kN/m}$.

Nedbøyning betegnes u.



Statisk bestemt

Figur 48: Statisk bestemt bjelke



Statisk ubestemt

Figur 49: Statisk ubestemt bjelke

Formler, statisk bestemt:

$$U1 = PL^3/48EI$$

$$U2 = 5QL^4/384EI$$

Kort:

$$U1,traf = 600\,000 \times 27000^3 / (48 \times 4,65 \times 10^{16}) = 5,3 \text{ mm.}$$

$$U2,traf = 5 \times 32,7 \times 27000^4 / (384 \times 4,65 \times 10^{16}) = 4,9 \text{ mm.}$$

$$U2,egen = 5 \times 232,6 \times 27000^4 / (384 \times 4,65 \times 10^{16}) = 34,6 \text{ mm.}$$

$$U_{tot} = 44,8 \text{ mm.}$$

Lang:

$$U1,traf = 600\,000 \times 27000^3 / (48 \times 1,74 \times 10^{16}) = 14,1 \text{ mm.}$$

$$U2,traf = 5 \times 32,7 \times 27000^4 / (384 \times 1,74 \times 10^{16}) = 13,0 \text{ mm.}$$

$$U2,egen = 5 \times 232,6 \times 27000^4 / (384 \times 1,74 \times 10^{16}) = 92,5 \text{ mm.}$$

$$U_{tot} = 119,6 \text{ mm.}$$

Formler, statisk ubestemt:

$$U1 = PL^3/192EI$$

$$U2 = QL^4/384EI$$

Kort:

$$U1,traf = 600\,000 \times 27000^3 / (192 \times 4,65 \times 10^{16}) = 1,3 \text{ mm.}$$

$$U2,traf = 32,7 \times 27000^4 / (384 \times 4,65 \times 10^{16}) = 1,0 \text{ mm.}$$

$$U2,egen = 232,6 \times 27000^4 / (384 \times 4,65 \times 10^{16}) = 6,9 \text{ mm.}$$

Utot = 9,2 mm.

Lang:

$$U_{1,traf} = 600\,000 \times 27000^3 / (192 \times 1,74 \times 10^{16}) = 3,5 \text{ mm.}$$

$$U_{2,traf} = 32,7 \times 27000^4 / (384 \times 1,74 \times 10^{16}) = 2,6 \text{ mm.}$$

$$U_{2,egen} = 232,6 \times 27000^4 / (384 \times 1,74 \times 10^{16}) = 18,5 \text{ mm.}$$

Utot = 24,6 mm.

U statisk ubestemt = 24,6 mm, mens

U statisk bestemt = 119,6 mm.

Den riktige verdien ligger et sted i mellom disse to verdiene for lang tid. Med laster i feltene på hver side av dette spennet samt at søylene er støpt monolittisk til brua vil verdien nok ligge nærmere verdien for ubestemt modell.

Krav fra HB185: nedbøyning fra trafikklast alene skal ikke overstige:

$$L/350 = 27000/350 = 77,1 \text{ mm.}$$

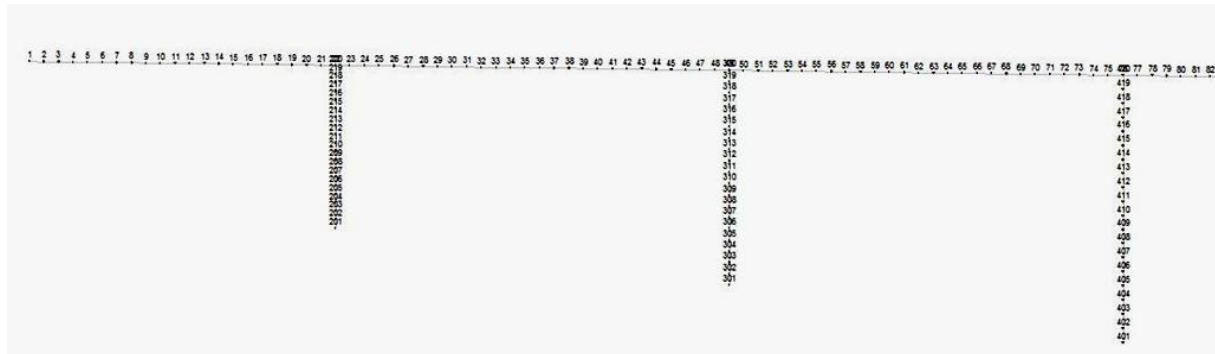
Nedbøyninger fra trafikk alene er langt under denne verdien.

OK.

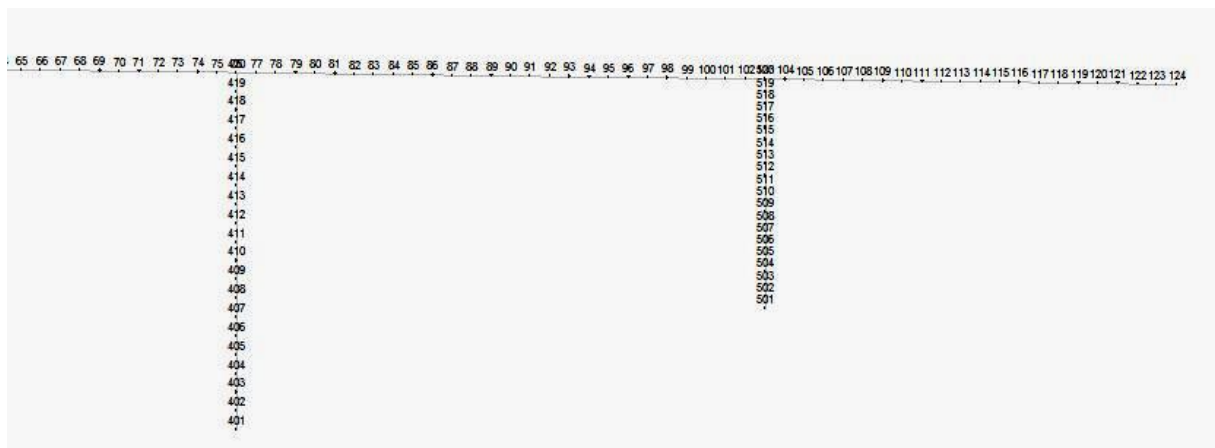
9. NovaFrame

Utdrag og skjermdump fra NovaFrame.

9.1 Nodenummerering:



Figur 50: nodenummerering i modellen i NovaFrame, del 1



Figur 51: nodenummerering i modellen i NovaFrame, del 2

Brubanens noder er nummerert fra node 1 helt til venstre i figur 50 til node 124 helt til høyre i figur 124.

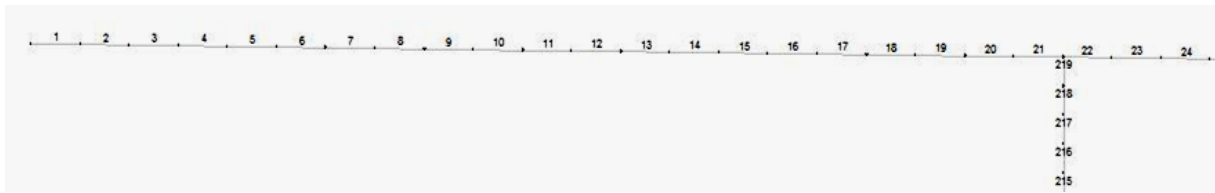
Søyle 2 er nummerert fra node 201 – 220 fra bunn til topp.

Søyle 3 er nummerert fra node 301 – 320 fra bunn til topp.

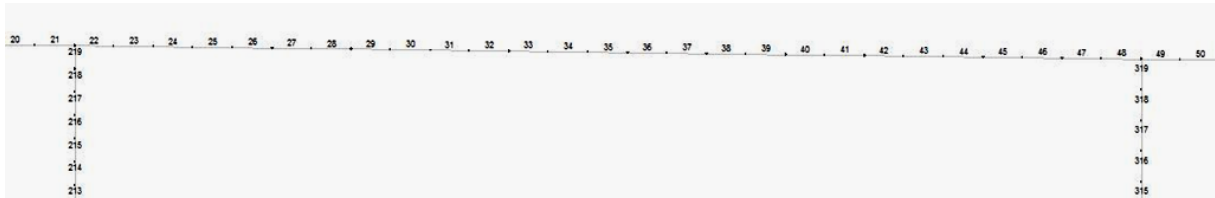
Søyle 4 er nummerert fra node 401 – 420 fra bunn til topp.

Søyle 5 er nummerert fra node 501 – 520 fra bunn til topp.

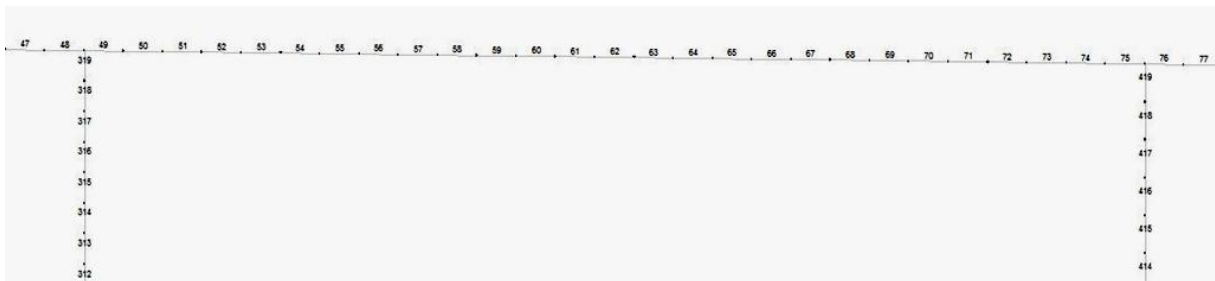
9.2 Elementnummerering:



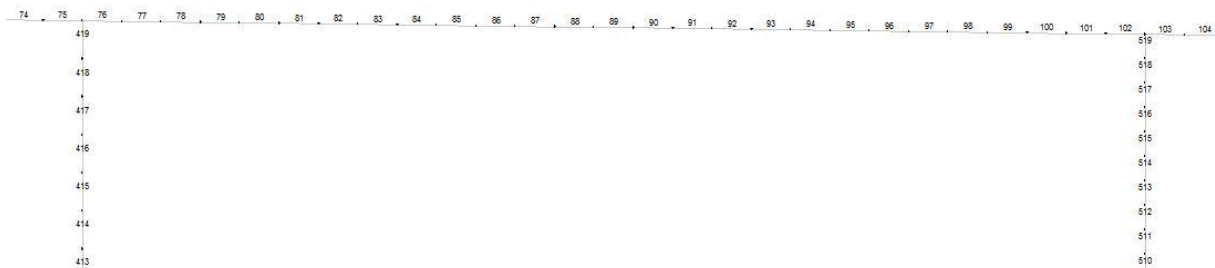
Figur 52: Elementnummer, akse 1 til akse 2.



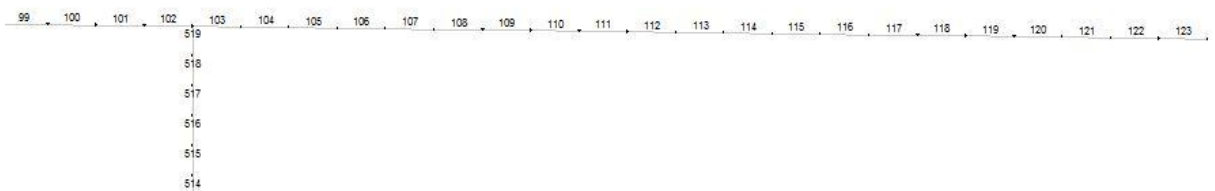
Figur 53: Elementnummer, akse 2 til akse 3



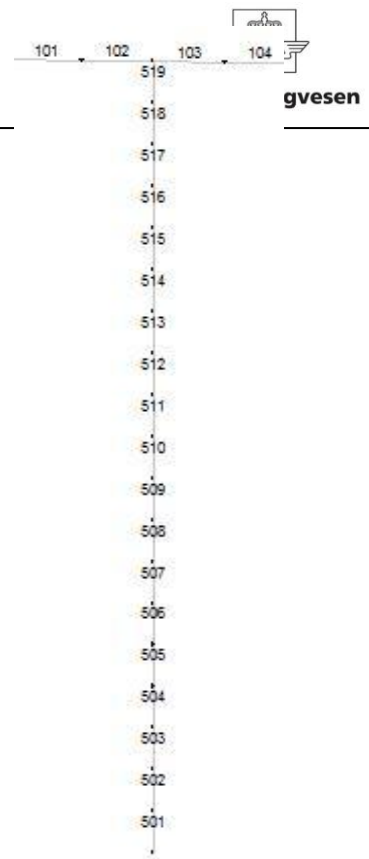
Figur 54: Elementnummer, akse 3 til akse 4



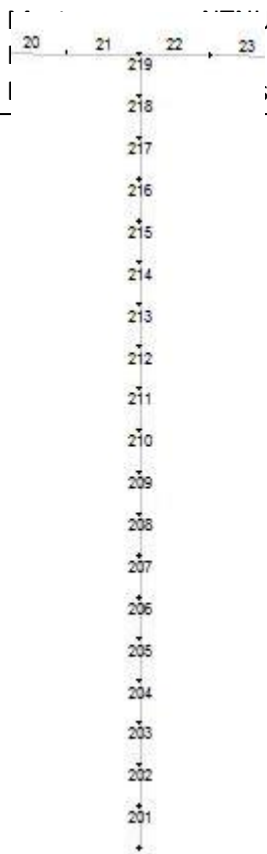
Figur 55: Elementnummer, akse 4 til akse 5



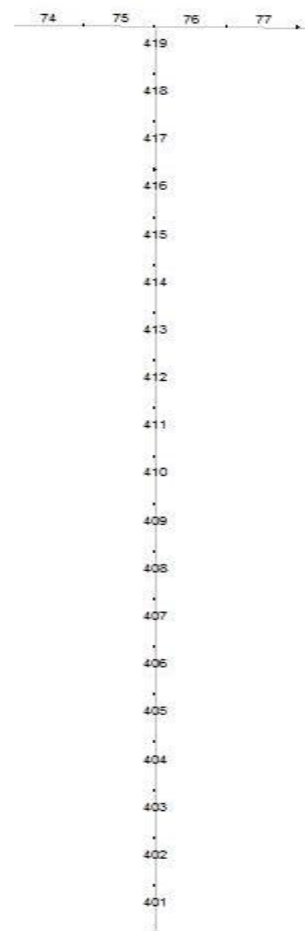
Figur 56: Elementnummer, akse 5 til akse 6



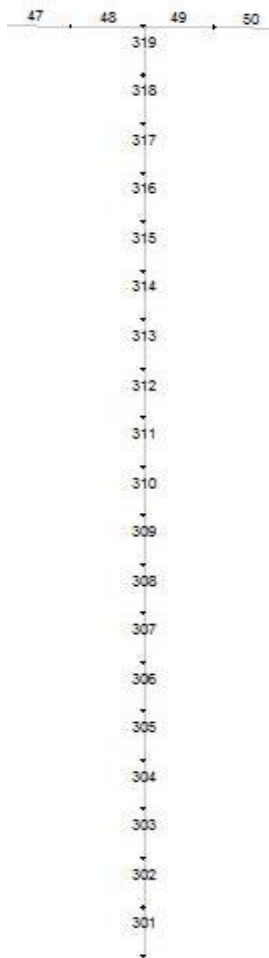
Figur 58: noder søyle akse 5



Figur 57: noder søyle akse 2

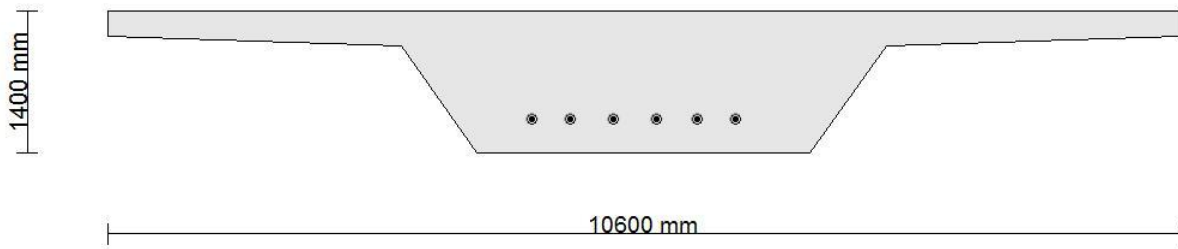


Figur 60: noder søyle akse 4

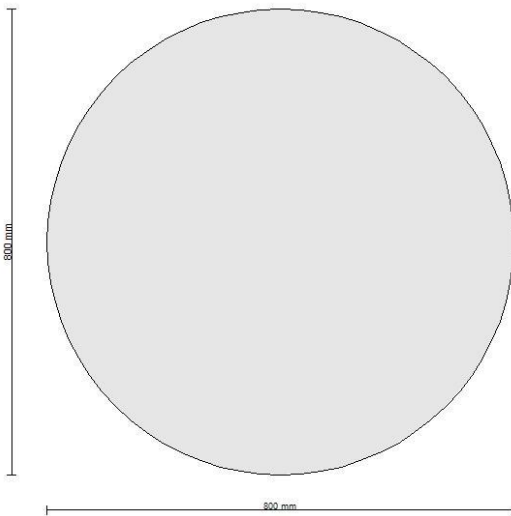


Figur 59: noder søyle akse 3

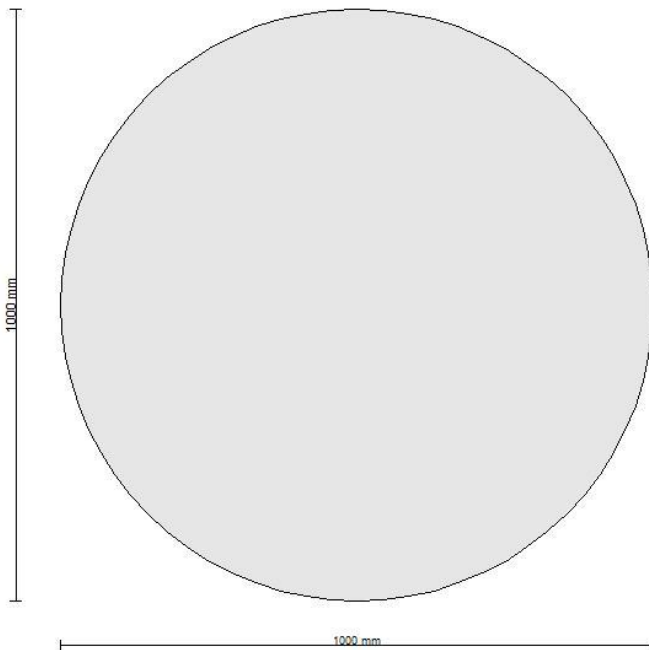
9.3 Tverrsnitt:



Figur 61: Brutverrsnitt fra NovaFrame

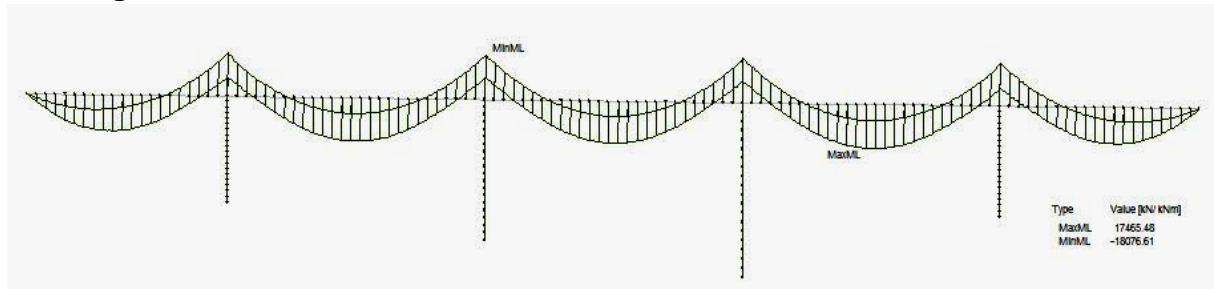


Figur 62: Søyletverrsnitt, $d = 800$ mm.

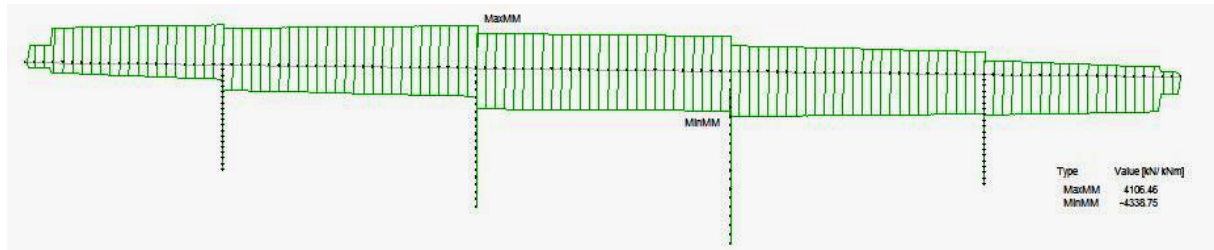


Figur 63: Søyletverrsnitt, $d = 1000$ mm.

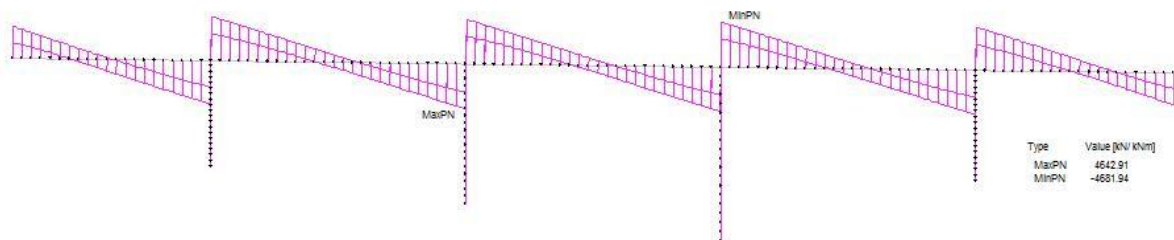
9.4 Diagrammer SLS



Figur 64: ML diagram, fra NovaFrame.

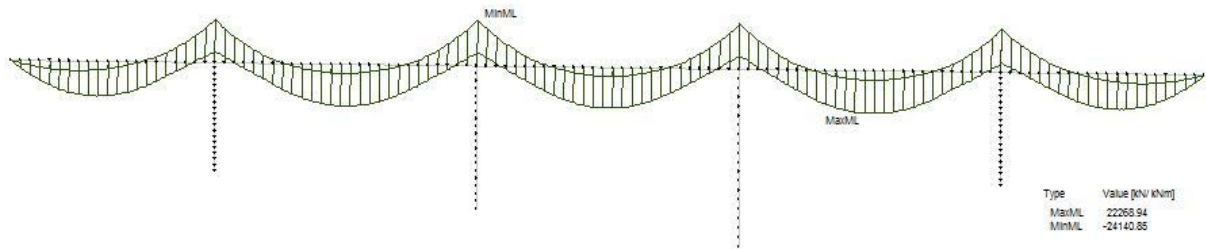


Figur 65: MM diagram, fra NovaFrame.

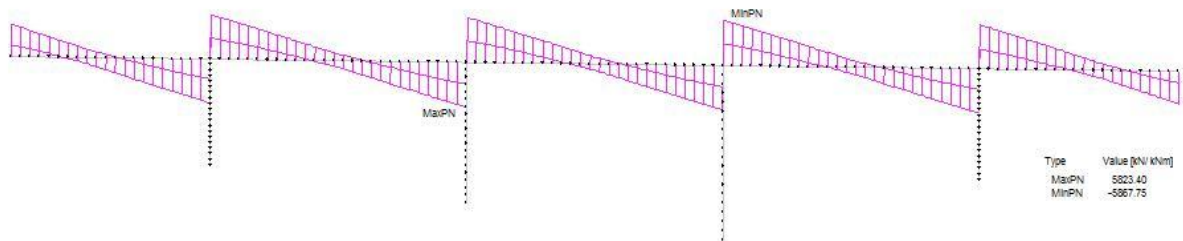


Figur 66: PN diagram, fra NovaFrame.

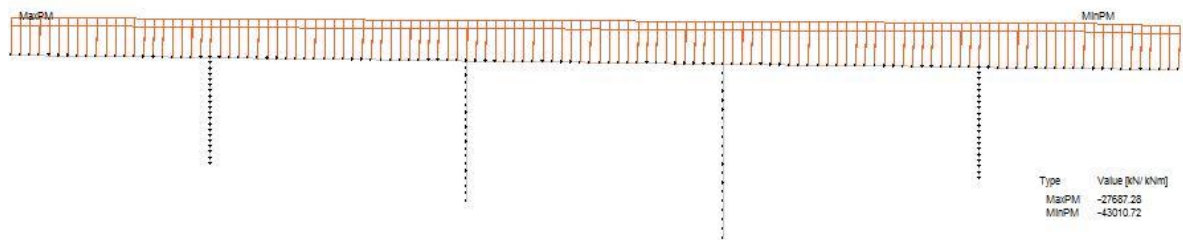
9.5 Diagrammer ULS



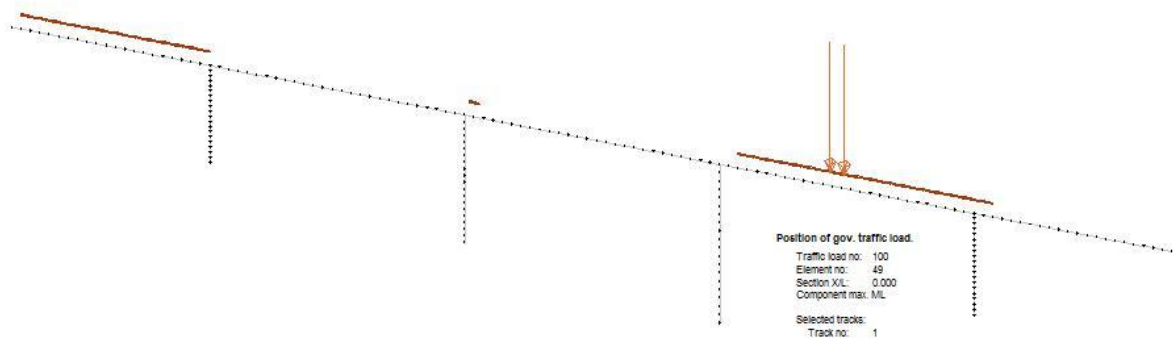
Figur 67: ML diagram, fra NovaFrame.



Figur 68: PN diagram, fra NovaFrame.



Figur 69: MM diagram, fra NovaFrame.



Figur 70: Trafikkposisjon, max ML, E49, over søyle akse 3, fra NovaFrame.

10. Resultat

Her følger en oppsummering av resultater som er kommet fram til i rapporten.

10.1 Bruddgrensetilstand

Oppsummering av resultater i kapittel 7 – bruddgrensetilstand.

10.1.1 Spenninger i tverrsnittet

Max trykkspenning i OK, som vil si største negative verdi fås ved element nr 90, det vil si i spennet mellom akse 4 og 5, med verdi:

$$\sigma = -15,99 \text{ N/mm}^2.$$

Max trykkspenning i UK, dvs. største negative verdi fås ved element nr 76, over søyle i akse 4:

$$\sigma = -22,41 \text{ N/mm}^2.$$

Kapasitet:

$$F_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2.$$

OK.

10.1.2 Bøyemoment

I spenn:

$$M_{ed, \text{felt}} = 22269 \text{ kNm.}$$

$$M_{Rd, \text{felt}} = 32260,5 \text{ kNm.}$$

$$A_{s, UK} = 21\phi 25c190$$

$$A_{s, OK} = 48\phi 25c150$$

Støtte:

$$M_{ed, \text{støtte}} = 24141 \text{ kNm,}$$

$$M_{Rd, \text{støtte}} = M_{sd, \text{støtte}} = 35973,9 \text{ kNm.}$$

$$A_{s, OK} = 48\phi 25c150$$

$$A_{s, UK} = 21\phi 25c190$$

OK.

10.1.2 Skjærkraft

$$V_{Ed} = 6834 \text{ kN.}$$

$$V_{Rd, s} = 7064,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, \text{max}} = 27311 \text{ kN.}$$

Bøylearmering: 15 ϕ 25c65

OK.

10.1.3 Torsjonsmoment

Ted = 5840 kNm.

TRd,max = 15621,28 kNm.

Bøylearmering ϕ 25c180, der det er nødvendig for torsjonsmomentet.

As = 40 ϕ 25 langs bøylearmering.

OK.

10.1.4 Aksialkraft

Søyle, akse 4: Lengde 17,41 m.

NEd = -10351 kN.

NRd = fcd x Ac = 25,5 x 785398 = 20027,6 kN.

MEd,z = 2814,7 kNm.

MEd,y = 1808,7 kNm.

MRd = 7953,48 kNm.

$(M_{Ed,z}/M_{Rd,z})^2 + (M_{Ed,y}/M_{Rd,y})^2 = 0,125 + 0,052 = 0,177 \leq 1,0$. OK.

As = 26 ϕ 32c105.

Bøylearmering = minimumsarmering.

OK.

10.2 Bruksgrensetilstand

10.2.1 Spenningskontroll

Krav 1: Strekkspenningene overstiger $f_{ctm} = 3,8$ N/mm² med ganske mye. Tverrsnittet kan da ikke antas uopprisset ved beregning av spenninger og nedbøyninger.

Krav 2: $\sigma_c \leq 0,6 \times 45 = 27$ N/mm².

Trykkspenningene ligger godt under 27 N/mm², for hele konstruksjonen.

Krav 3: Vil måtte sjekke nøyere hvilke områder som eventuelt kunne vært foruten minimumsarmering.

Krav 4: $\sigma_c \leq 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ N/mm}^2$.

OK. Kan da anta lineær kryptøyning.

Krav 5 er ikke sjekket.

Har ikke beregnet opprisset EI. Det bør gjøres.

Ellers OK.

10.2.2 Rissviddebegrensning:

Armeringsspenning for verste M,SLS.

$\sigma_s = 70,93 \text{ N/mm}^2$.

Maksimum tillatte armeringsspenning etter kap 8.2 over er lik 200 N/mm^2 for $W_k = 0,3$ og $\phi_s = 25 \text{ mm}$.

OK.

Maksimal senteravstand etter figur over er lik 300 for spenningsnivå på 160 N/mm^2 .

Har senteravstand på ca 150 mm.

OK.

Anser rissviddebegrensning for godkjent etter forenklede kriterier.

10.2.3 Nedbøyningsbegrensning:

$U_{tot} = 44,8 \text{ mm}$.

$U_{tot} = 119,6 \text{ mm}$.

U statisk bestemt = 119,6 mm.

$U_{tot} = 9,2 \text{ mm}$.

$U_{tot} = 24,6 \text{ mm}$.

U statisk ubestemt = 24,6 mm, mens

Krav fra HB185: nedbøyning fra trafikklast alene skal ikke overstige:

$L/350 = 27000/350 = 77,1 \text{ mm}$.

Nedbøyninger fra trafikk alene:

$U_{traf,tot} = 27,1 \text{ mm}$.

OK.

11. Videre arbeid

Videre arbeid som bør gjøres:

- Aksielle tøyninger for brua
- Kostnadsoverslag
- Forskyvninger i søyletopper
- Kraftomlagring
- Lokale spenninger og effekter
- Fundamenter, dimensjonering
- Spaltestrekk
- Nøyaktig rissviddeberegning
- Tverrmoment og tverrskjær
- Sjekk av spenninger og tøyninger i forhold til trykkavlastning.

12. Konklusjon

Beregningene i denne rapporten er gjort ved å se på aktuelle kritiske snitt for moment, skjær, torsjon og aksialkraft. I starten av arbeidet med oppgaven ble det gjort en tverrsnittøkning i høyden i forhold til tidligere prosjektering noe som gjør at de skjerpede lastene i europeisk regelverk mot NS3473 ikke gjør at spenninger overskrides.

I vanlige dimensjonerings situasjoner ville det blitt gjort en lastanalyse og kombinerer før spennarmeringsareal blir valgt. I denne oppgaven var dette arealet gitt og benyttet direkte. Spennarmeringen virker allikevel ikke urimelig i forhold til resultatene. I forhold til full oppspenning i ferdig tilstand etter lang tid, synes normalkraften i brudekket å bli veldig stor i forhold til forventet verdi. Det tas forbehold om feil i modelleringen av brua med tanke på dette.

I forhold til kapasitetskontroller som er utført er alle kapasitetene kontrollert og tilfredsstillende med tanke på kapasiteten til brua. Det gjelder lastvirkningene M, V, N og T. Det tas også her forbehold om feil tolkning av regelverk eller analyseresultater.

I SLS er det gjort noen forenklede beregninger. Disse antas allikevel å være nøyaktige nok for en kontroll, og ekte verdier bør være i nærheten av det som er funnet i denne rapporten. Rissviddebegrensning og nedbøyningene virker OK.

Mengden armering som er funnet virker veldig akseptabel over det hele stort sett. Armeringsmengden som er funnet for skjærkraften virker noe stor, eller "tett". Denne kan nok evalueres bedre.

NovaFrame er et godt program til bruk ved slike konstruksjoner. Det er litt tungt å komme i gang med og læringskurven er bratt i starten, da det ikke alltid er like "logisk" hvordan man skal legge inn input helt i starten. Det har allikevel vært lærerikt å jobbe med oppgaven, og jeg har fått innsikt i hvordan slike konstruksjoner prosjekteres og analyseres.

13. Referanser:

1. **Statens Vegvesen.** Bruprosjektering – Eurokodeutgave 2011. Veiledning - Håndbok 185. ISBN: 978-82-7207-640-4
2. **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
3. **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010
4. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
5. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
6. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
7. **Standard Norge.** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler – Seismisk påvirkning. NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009.
8. **Standard Norge.** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 2: Bruer. NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009.
9. **Standard Norge.** Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner med endringsblad A1. NS-EN 1990:2002+NA:2008+A1:2005+NA:2010.
10. **Svein I. Sorensen.** Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2010. ISBN 978-82-519-2539-6.
11. **Svein I. Sorensen.** Betongkonstruksjoner – Armert betong og spennarmering 2 utgave. Tapir Akademiske Forlag, Trondheim 2005. ISBN 82-519-2014-0.
12. **Internett.** Design Aids for Eurocode 2, M-N-Diagram.
[\[http://www.scribd.com/doc/29839932/Design-Aids-EuroCode\]](http://www.scribd.com/doc/29839932/Design-Aids-EuroCode)

14. Vedlegg:

- Tegningsgrunnlag fra SVV
- Excel-beregninger
 - Friksjonstap av spennkraft
 - Kryp og svinn – beregning
 - MN-diagram
 - Spenningsberegning
 - Temperaturlast kombinasjoner
 - Verdier for A

Friksjonstap av spennkraft

Formel: $\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$

inndata:

Ap	2660	mm ² per kabel
		per
μ	0,2	radian
		per
k	0,01	meter
		0,9 x
σ_{\max}	1476	N/mm ² fp0,1k

Sum vinkelendring (fra verdier for A, beregning excel)

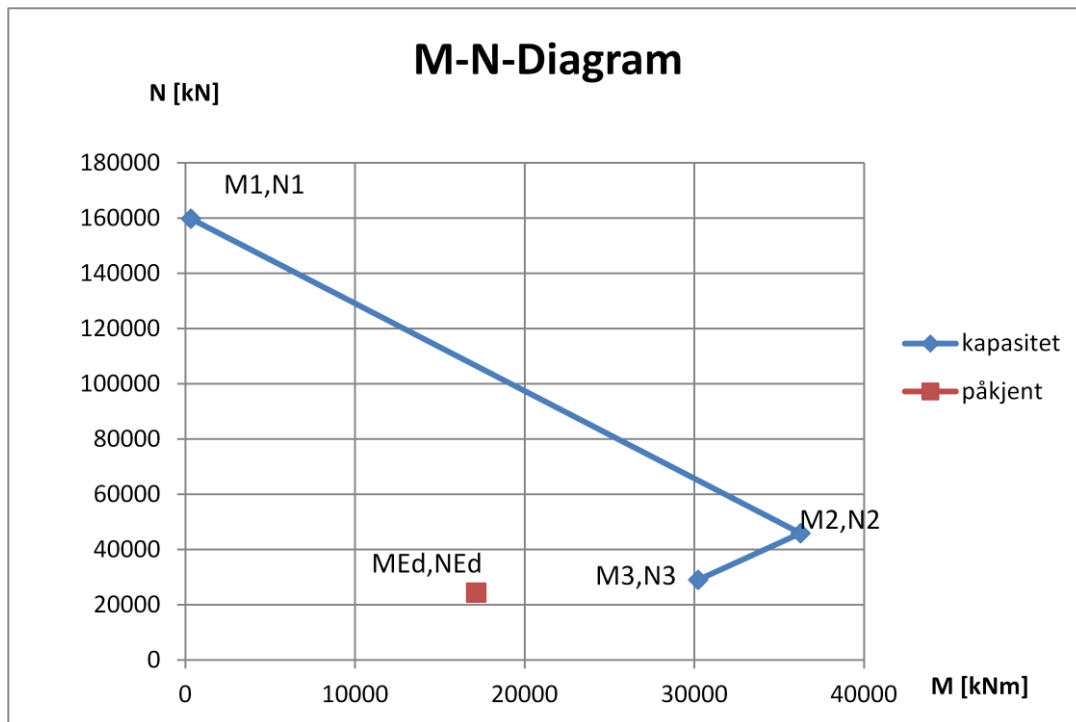
Utdata	# kabler	Ap [mm ²]	Pmaks [kN]	Sum $\Delta\theta$	X (fra aktiv ende)	$-\mu(\theta+kx)$	$\Delta P_{\mu}(x)$	Gjenstående kraft P (x)	Tap i %
Gruppe 1	4	10640	15704,6	0,572	26,4	-0,16712	2416,93	13287,71	15,4
Gruppe 2	2	5320	7852,3	1,093	53,4	-0,32550	2181,62	5670,70	27,8
Gruppe 3	2	5320	7852,3	0,523	27,0	-0,15866	1152,04	6700,28	14,7
Gruppe 4	2	5320	7852,3	1,045	54,0	-0,31704	2133,46	5718,86	27,2
Gruppe 5	2	5320	7852,3	0,523	27,0	-0,15866	1152,04	6700,28	14,7
Gruppe 6	2	5320	7852,3	1,072	52,8	-0,31997	2150,22	5702,10	27,4
Gruppe 7	2	5320	7852,3	0,550	25,8	-0,16159	1171,67	6680,65	14,9
Gruppe 8	2	5320	7852,3	0,832	42,6	-0,25151	1746,18	6106,14	22,2
Gruppe 9	4	10640	15704,6	0,282	16,8	-0,09009	1353,04	14351,60	8,6

MN-diagram, Oppspenningstilstand

påkjent

kapasitet

Normalkraft [kN]	159759	45940	29068	24473,06
Moment [kNm]	314,6	36250	30214	17131,14



SPENNINGSBEREGNING

Ac, eff	3300 x 1400 + 1675 x 2 x 300 =	4965000	mm ²
Ic	1,293 x 10 ¹² mm ⁴ ,	1,293E+12	mm ⁴
y,OK	1400 - 860	540	m m
y,UK	860	860	m m
W,OK	Ic/y,OK	2394444444	mm ³
W,UK	Ic/y,UK	1503488372	mm ³

min spenning	-15,99	-22,41
maks spenning	3,96	8,64

Element	Aksial (para)	Aksial (full)	bend L (para)	Spenning OK	Spenning UK
1 Max aksial	1645,53	-27687,28	0,00	-5,25	-5,25
1 Max bend L	1144,63	-28184,91	0,00	-5,45	-5,45
1 Min Aksial	-158,24	-35103,45	0,00	-7,10	-7,10
1 Min Bend L	1057,06	-34450,24	0,00	-6,73	-6,73
2 Max aksial	1631,79	-27724,25	3033,12	-6,52	-3,24
2 Max bend L	1365,29	-27989,46	3951,03	-7,01	-2,73
2 Min Aksial	-160,84	-35141,99	1733,48	-7,83	-5,96
2 Min Bend L	943,22	-34870,12	1367,62	-7,40	-5,92
3 Max aksial	1618,63	-27785,59	4304,63	-7,07	-2,41
3 Max bend L	1352,94	-28049,67	7406,43	-8,47	-0,45
3 Min Aksial	-163,43	-35210,85	3224,33	-8,47	-4,98
3 Min Bend L	931,65	-34940,91	2514,14	-7,90	-5,18
4 Max aksial	1606,45	-27869,00	6011,07	-7,80	-1,29
4 Max bend L	1340,77	-28132,50	10368,44	-9,73	1,50
4 Min Aksial	-166,03	-35307,54	4472,55	-9,01	-4,17
4 Min Bend L	920,18	-35039,45	3439,68	-8,31	-4,58
5 Max aksial	1594,29	-27971,77	7424,29	-8,41	-0,37
5 Max bend L	1328,08	-28235,09	12839,95	-10,78	3,12
5 Min Aksial	-168,63	-35427,94	5478,15	-9,46	-3,53
5 Min Bend L	908,73	-35161,67	4144,27	-8,63	-4,14
6 Max aksial	1582,17	-28089,06	8547,26	-8,91	0,35
6 Max bend L	1315,37	-28352,22	14825,28	-11,64	4,42
6 Min Aksial	-171,23	-35566,13	6241,13	-9,80	-3,05
6 Min Bend L	897,28	-35301,64	4627,91	-8,86	-3,85
7 Max aksial	1570,07	-28214,42	9382,90	-9,29	0,87
7 Max bend L	1302,76	-28477,38	16329,69	-12,29	5,39
7 Min Aksial	-173,82	-35714,72	6761,48	-10,05	-2,73
7 Min Bend L	885,84	-35451,50	4890,53	-9,00	-3,71
8 Max aksial	1558,01	-28352,14	9971,43	-9,56	1,24
8 Max bend L	1290,35	-28614,78	17359,42	-12,75	6,04

8	Min Aksial	-176,42	-35878,78	7039,21	-10,20	-2,58
8	Min Bend L	874,40	-35616,50	4932,22	-9,06	-3,72
9	Max aksial	1545,97	-28493,26	10325,94	-9,74	1,44
9	Max bend L	1270,74	-28760,64	17943,71	-13,03	6,40
9	Min Aksial	-179,02	-36047,77	7074,31	-10,25	-2,59
9	Min Bend L	862,95	-35785,69	4752,93	-9,02	-3,87
10	Max aksial	1534,46	-28537,94	9001,05	-9,20	0,55
10	Max bend L	1258,38	-28805,90	18146,61	-13,13	6,52
10	Min Aksial	-182,15	-36100,87	8278,69	-10,77	-1,80
10	Min Bend L	851,51	-35838,11	4352,66	-8,86	-4,15
11	Max aksial	1523,02	-28564,75	8896,31	-9,16	0,47
11	Max bend L	1244,64	-28834,38	17876,66	-13,02	6,33
11	Min Aksial	-185,33	-36132,26	7752,80	-10,55	-2,16
11	Min Bend L	840,06	-35868,85	3731,43	-8,61	-4,57
12	Max aksial	1511,57	-28582,04	8570,59	-9,03	0,25
12	Max bend L	1232,97	-28851,87	17114,51	-12,71	5,82
12	Min Aksial	-188,52	-36151,83	6937,76	-10,22	-2,70
12	Min Bend L	828,62	-35887,94	2889,22	-8,27	-5,14
13	Max aksial	1500,13	-28596,15	8023,90	-8,81	-0,12
13	Max bend L	1221,56	-28866,01	15919,41	-12,22	5,02
13	Min Aksial	-191,70	-36167,36	5833,58	-9,76	-3,44
13	Min Bend L	817,17	-35903,14	1826,04	-7,83	-5,85
14	Max aksial	1488,68	-28611,57	7256,24	-8,49	-0,64
14	Max bend L	1201,41	-28887,58	14337,50	-11,56	3,96
14	Min Aksial	-194,89	-36184,30	4440,25	-9,18	-4,37
14	Min Bend L	805,72	-35919,95	541,90	-7,30	-6,71
15	Max aksial	1477,23	-28630,92	6267,61	-8,09	-1,30
15	Max bend L	1190,13	-28906,87	12355,40	-10,74	2,64
15	Min Aksial	-198,08	-36205,85	2757,76	-8,48	-5,50
15	Min Bend L	794,28	-35941,57	-963,23	-6,68	-7,72
16	Max aksial	1465,79	-28664,14	5058,00	-7,59	-2,11
16	Max bend L	1179,17	-35579,79	9963,32	-11,09	-0,30
16	Min Aksial	-201,26	-36244,13	786,13	-7,67	-6,82
16	Min Bend L	782,83	-29340,13	-2689,32	-4,63	-7,54
17	Max aksial	1454,34	-28721,41	3627,42	-7,01	-3,08
17	Max bend L	1407,19	-35405,09	7317,45	-9,90	-1,98
17	Min Aksial	-204,45	-36311,51	-1474,65	-6,74	-8,34
17	Min Bend L	532,73	-29639,55	-4778,88	-3,87	-9,04
18	Max aksial	1442,89	-28800,09	1975,87	-6,34	-4,20
18	Max bend L	1395,63	-35499,30	4748,20	-8,85	-3,71
18	Min Aksial	-207,64	-36404,95	-4024,57	-5,69	-10,05
18	Min Bend L	522,58	-29717,38	-7547,64	-2,73	-10,90
19	Max aksial	1431,45	-28895,74	103,35	-5,57	-5,46
19	Max bend L	1323,65	-35612,92	2137,14	-7,80	-5,48
19	Min Aksial	-210,82	-36519,11	-6863,65	-4,53	-11,96
19	Min Bend L	510,91	-29813,24	-10633,59	-1,46	-12,97

20	Max aksial	1420,00	-29001,98	-1990,14	-4,72	-6,88
20	Max bend L	1315,85	-35739,36	-590,62	-6,69	-7,33
20	Min Aksial	-214,01	-36646,23	-9991,87	-3,25	-14,07
20	Min Bend L	499,45	-29919,54	-14068,39	-0,05	-15,28
21	Max aksial	1408,55	-29122,47	-4304,61	-3,78	-8,44
21	Max bend L	1322,07	-35869,19	-3253,29	-5,60	-9,12
21	Min Aksial	-217,20	-36790,76	-13409,24	-1,85	-16,37
21	Min Bend L	252,59	-30039,81	-18017,91	1,53	-17,98
22	Max aksial	1420,20	-29249,31	-14811,82	0,58	-15,46
22	Max bend L	508,42	-36597,80	-5821,98	-4,84	-11,14
22	Min Aksial	-128,17	-36868,47	-10199,25	-3,19	-14,24
22	Min Bend L	923,72	-29512,94	-22848,32	3,78	-20,96
23	Max aksial	1407,16	-29297,95	-11009,38	-1,02	-12,94
23	Max bend L	500,28	-36652,06	-3092,37	-5,99	-9,34
23	Min Aksial	-130,77	-36921,88	-7099,55	-4,50	-12,18
23	Min Bend L	911,04	-29563,34	-17786,25	1,66	-17,60
24	Max aksial	1394,95	-29330,59	-7897,47	-2,33	-10,88
24	Max bend L	483,83	-36695,77	-205,82	-7,21	-7,43
24	Min Aksial	-133,37	-36956,48	-4242,47	-5,70	-10,29
24	Min Bend L	915,33	-29581,36	-13543,14	-0,12	-14,78
25	Max aksial	1382,77	-29353,97	-5077,68	-3,51	-9,01
25	Max bend L	472,94	-36722,63	2702,23	-8,43	-5,50
25	Min Aksial	-135,96	-36979,79	-1628,02	-6,80	-8,56
25	Min Bend L	1128,18	-29602,83	-9944,16	-1,58	-12,35
26	Max aksial	1370,61	-29373,00	-2549,44	-4,58	-7,34
26	Max bend L	466,11	-36740,14	5407,72	-9,56	-3,71
26	Min Aksial	-138,56	-36997,84	743,80	-7,79	-6,98
26	Min Bend L	1118,26	-29619,74	-6794,35	-2,90	-10,26
27	Max aksial	1358,48	-29391,35	-311,94	-5,52	-5,85
27	Max bend L	769,18	-36762,34	7925,82	-10,56	-1,98
27	Min Aksial	-141,16	-37015,10	2873,00	-8,68	-5,57
27	Min Bend L	1038,44	-29635,47	-3980,11	-4,10	-8,41
28	Max aksial	1346,38	-29411,43	1635,80	-6,34	-4,56
28	Max bend L	546,05	-36990,39	10853,17	-11,87	-0,12
28	Min Aksial	-143,76	-37034,51	4759,58	-9,48	-4,32
28	Min Bend L	1236,90	-29449,57	-1955,92	-4,87	-6,98
29	Max aksial	1334,33	-29436,09	3324,58	-7,05	-3,45
29	Max bend L	532,43	-30229,71	13561,87	-11,65	3,04
29	Min Aksial	-146,35	-37059,58	6403,53	-10,17	-3,23
29	Min Bend L	1229,27	-36260,72	-297,31	-6,93	-7,25
30	Max aksial	1322,29	-29478,11	4770,40	-7,66	-2,50
30	Max bend L	519,36	-30271,89	15889,40	-12,63	4,58
30	Min Aksial	-148,95	-37106,50	7804,85	-10,76	-2,31
30	Min Bend L	1220,16	-36308,71	1139,50	-7,54	-6,31
31	Max aksial	1310,26	-29538,86	5948,71	-8,17	-1,73
31	Max bend L	500,05	-30337,17	17830,80	-13,46	5,85

31	Min Aksial	-151,55	-37176,69	8963,55	-11,26	-1,56
31	Min Bend L	1211,02	-36379,62	2355,19	-8,07	-5,52
32	Max aksial	1298,22	-29615,94	6859,54	-8,57	-1,14
32	Max bend L	1051,38	-29850,04	19403,79	-13,90	7,11
32	Min Aksial	-154,14	-37267,69	9879,63	-11,66	-0,97
32	Min Bend L	395,62	-37034,89	3348,90	-8,78	-5,15
33	Max aksial	1286,18	-29705,73	7502,86	-8,86	-0,73
33	Max bend L	1038,46	-29939,88	20610,17	-14,43	7,89
33	Min Aksial	-156,74	-37374,22	10553,08	-11,97	-0,54
33	Min Bend L	386,45	-37141,33	4078,95	-9,11	-4,69
34	Max aksial	1274,62	-29802,45	6417,13	-8,43	-1,48
34	Max bend L	1025,71	-30037,36	21414,80	-14,79	8,40
34	Min Aksial	-159,81	-37490,97	12445,47	-12,78	0,69
34	Min Bend L	377,27	-37257,24	4588,00	-9,34	-4,38
35	Max aksial	1263,17	-29909,81	6491,29	-8,48	-1,45
35	Max bend L	1013,11	-30145,57	21813,90	-14,98	8,64
35	Min Aksial	-162,99	-37621,07	12667,84	-12,90	0,82
35	Min Bend L	374,45	-37380,06	4822,86	-9,47	-4,25
36	Max aksial	1251,73	-30047,77	6344,48	-8,45	-1,58
36	Max bend L	998,99	-30285,46	21791,08	-15,00	8,60
36	Min Aksial	-166,18	-37788,43	12601,07	-12,91	0,74
36	Min Bend L	365,96	-37545,95	4688,89	-9,45	-4,37
37	Max aksial	1240,28	-30095,82	5976,70	-8,31	-1,84
37	Max bend L	987,16	-30333,84	21343,38	-14,82	8,29
37	Min Aksial	-169,37	-37845,75	12245,14	-12,77	0,49
37	Min Bend L	356,79	-37602,63	4333,74	-9,31	-4,62
38	Max aksial	1228,83	-30125,04	5387,94	-8,07	-2,24
38	Max bend L	975,67	-30363,14	20489,18	-14,48	7,71
38	Min Aksial	-172,55	-37879,84	11600,07	-12,51	0,05
38	Min Bend L	347,61	-37636,30	3757,59	-9,08	-5,01
39	Max aksial	1217,39	-30144,01	4578,21	-7,74	-2,78
39	Max bend L	964,56	-30381,93	19231,79	-13,96	6,87
39	Min Aksial	-175,74	-37901,19	10665,85	-12,12	-0,57
39	Min Bend L	628,73	-37657,44	2948,27	-8,69	-5,50
40	Max aksial	1205,94	-30159,36	3547,51	-7,31	-3,47
40	Max bend L	953,85	-30396,82	17576,01	-13,27	5,76
40	Min Aksial	-178,93	-37917,88	9442,49	-11,62	-1,39
40	Min Bend L	617,29	-37674,17	1878,01	-8,25	-6,21
41	Max aksial	1194,49	-30175,80	2295,84	-6,80	-4,31
41	Max bend L	933,34	-30419,66	15552,84	-12,43	4,41
41	Min Aksial	-182,11	-37935,60	7929,97	-10,99	-2,40
41	Min Bend L	605,82	-37692,23	586,69	-7,71	-7,08
42	Max aksial	1183,05	-30196,07	823,20	-6,19	-5,30
42	Max bend L	922,90	-37369,75	13139,83	-12,83	1,40
42	Min Aksial	-185,30	-37957,64	6128,31	-10,24	-3,61
42	Min Bend L	594,36	-30784,49	-925,80	-5,69	-6,70

43	Max aksial	1171,60	-30230,77	-870,42	-5,49	-6,43
43	Max bend L	913,09	-37409,04	10342,79	-11,67	-0,47
43	Min Aksial	-188,49	-37997,32	4037,49	-9,38	-5,01
43	Min Bend L	582,69	-30819,35	-2660,58	-4,98	-7,86
44	Max aksial	1160,15	-30290,86	-2785,01	-4,70	-7,72
44	Max bend L	1088,21	-37290,33	7620,03	-10,47	-2,22
44	Min Aksial	-191,67	-38068,03	1657,53	-8,40	-6,60
44	Min Bend L	386,60	-31068,26	-5066,90	-4,06	-9,55
45	Max aksial	1148,71	-30373,57	-4920,57	-3,83	-9,16
45	Max bend L	1061,41	-37387,25	4887,82	-9,36	-4,07
45	Min Aksial	-194,86	-38166,39	-1011,58	-7,30	-8,40
45	Min Bend L	374,61	-31151,41	-7951,93	-2,88	-11,49
46	Max aksial	1137,26	-30474,27	-7277,11	-2,87	-10,75
46	Max bend L	1064,78	-37495,74	2069,84	-8,20	-5,96
46	Min Aksial	-198,05	-38286,73	-3969,83	-6,09	-10,39
46	Min Bend L	362,77	-31252,44	-11170,88	-1,56	-13,65
47	Max aksial	1125,81	-30586,30	-9854,61	-1,82	-12,49
47	Max bend L	1058,88	-37627,34	-939,48	-6,97	-7,99
47	Min Aksial	-201,23	-38420,92	-7217,24	-4,76	-12,58
47	Min Bend L	166,99	-31364,50	-14820,33	-0,09	-16,14
48	Max aksial	1114,37	-30713,46	-12653,09	-0,68	-14,38
48	Max bend L	1052,31	-37778,11	-3904,58	-5,77	-9,99
48	Min Aksial	-204,42	-38573,60	-10753,80	-3,32	-14,96
48	Min Bend L	158,01	-31491,47	-19024,23	1,63	-18,96
49	Max aksial	1056,77	-30928,55	-16969,37	1,07	-17,30
49	Max bend L	381,37	-38435,34	-7041,25	-4,72	-12,35
49	Min Aksial	-78,61	-38620,15	-11379,95	-3,04	-15,36
49	Min Bend L	697,18	-31117,21	-24140,85	3,96	-22,18
50	Max aksial	1043,00	-30980,93	-12478,89	-0,82	-14,33
50	Max bend L	378,19	-38488,58	-4254,48	-5,90	-10,51
50	Min Aksial	-81,20	-38677,50	-8230,58	-4,37	-13,28
50	Min Bend L	690,96	-31164,38	-19352,63	1,94	-19,01
51	Max aksial	1029,12	-31017,05	-8280,23	-2,58	-11,55
51	Max bend L	367,29	-38529,57	-1307,53	-7,14	-8,56
51	Min Aksial	-83,80	-38714,90	-5323,84	-5,59	-11,36
51	Min Bend L	682,37	-31197,59	-15147,76	0,18	-16,22
52	Max aksial	1015,62	-31043,03	-5164,93	-3,89	-9,48
52	Max bend L	357,02	-38557,85	1664,59	-8,39	-6,59
52	Min Aksial	-86,40	-38740,25	-2659,72	-6,71	-9,59
52	Min Bend L	834,72	-31220,85	-11464,69	-1,33	-13,75
53	Max aksial	1002,53	-31063,98	-1981,16	-5,23	-7,37
53	Max bend L	351,82	-38575,29	4444,14	-9,55	-4,74
53	Min Aksial	-89,00	-38759,83	-238,23	-7,73	-7,98
53	Min Bend L	824,47	-31239,26	-8236,82	-2,69	-11,60
54	Max aksial	990,22	-31083,50	-1072,38	-5,61	-6,77
54	Max bend L	569,33	-38597,41	7196,79	-10,66	-2,87

54	Min Aksial	-91,59	-38778,33	1940,64	-8,64	-6,54
54	Min Bend L	814,63	-31256,48	-5343,13	-3,90	-9,69
55	Max aksial	978,07	-31104,52	1158,84	-6,55	-5,30
55	Max bend L	413,56	-38761,08	9817,13	-11,82	-1,19
55	Min Aksial	-94,19	-38799,28	3876,88	-9,45	-5,25
55	Min Bend L	946,75	-31135,59	-2852,88	-4,89	-7,98
56	Max aksial	965,94	-31130,19	3101,41	-7,37	-4,01
56	Max bend L	401,13	-31692,05	12589,22	-11,56	2,07
56	Min Aksial	-96,79	-38826,21	5570,50	-10,17	-4,13
56	Min Bend L	935,50	-38257,80	-1110,24	-7,05	-8,26
57	Max aksial	953,83	-31174,13	4756,69	-8,07	-2,92
57	Max bend L	388,81	-31735,57	14978,54	-12,57	3,65
57	Min Aksial	-99,39	-38876,11	7021,50	-10,78	-3,18
57	Min Bend L	924,09	-38308,11	410,00	-7,70	-7,26
58	Max aksial	941,75	-31237,80	6126,14	-8,66	-2,03
58	Max bend L	369,13	-31804,00	16977,00	-13,42	4,96
58	Min Aksial	-101,98	-38950,18	8229,87	-11,30	-2,39
58	Min Bend L	912,64	-38382,60	1709,09	-8,26	-6,41
59	Max aksial	929,69	-31318,71	7248,95	-9,15	-1,30
59	Max bend L	356,86	-31884,50	18610,49	-14,12	6,03
59	Min Aksial	-104,58	-39045,35	9195,61	-11,73	-1,77
59	Min Bend L	901,22	-38478,15	2786,36	-8,73	-5,72
60	Max aksial	917,66	-31413,06	8137,89	-9,54	-0,73
60	Max bend L	344,64	-31978,41	19846,52	-14,66	6,83
60	Min Aksial	-107,18	-39156,93	9918,73	-12,05	-1,31
60	Min Bend L	889,77	-38590,17	3643,70	-9,11	-5,17
61	Max aksial	905,62	-31515,69	8759,33	-9,82	-0,34
61	Max bend L	332,50	-32080,54	20680,10	-15,03	7,36
61	Min Aksial	-109,78	-39278,61	10399,23	-12,28	-1,02
61	Min Bend L	841,93	-38712,30	4263,71	-9,41	-4,79
62	Max aksial	893,96	-31629,15	7755,10	-9,43	-1,03
62	Max bend L	320,46	-32194,11	21107,70	-15,23	7,62
62	Min Aksial	-112,75	-39414,96	11995,28	-12,97	0,02
62	Min Bend L	832,75	-38848,49	4643,61	-9,60	-4,57
63	Max aksial	882,52	-31775,82	7839,21	-9,50	-1,01
63	Max bend L	307,15	-32342,14	21112,63	-15,27	7,59
63	Min Aksial	-115,94	-39592,61	11992,86	-13,01	-0,02
63	Min Bend L	821,27	-39028,01	4691,97	-9,65	-4,57
64	Max aksial	871,07	-31827,05	7702,35	-9,45	-1,11
64	Max bend L	701,62	-31987,46	20708,00	-14,95	7,47
64	Min Aksial	-119,13	-39653,53	11701,30	-12,90	-0,23
64	Min Bend L	435,80	-39493,84	4377,79	-9,69	-4,95
65	Max aksial	859,62	-31858,36	7344,52	-9,31	-1,36
65	Max bend L	690,22	-32018,79	19925,74	-14,63	6,94
65	Min Aksial	-122,31	-39689,97	11120,59	-12,66	-0,62
65	Min Bend L	424,36	-39530,07	3773,55	-9,45	-5,37

66	Max aksial	848,18	-31878,73	6765,71	-9,08	-1,75
66	Max bend L	679,04	-32039,03	18740,70	-14,14	6,15
66	Min Aksial	-125,50	-39712,92	10250,72	-12,30	-1,21
66	Min Bend L	412,91	-39552,92	2948,30	-9,11	-5,92
67	Max aksial	836,73	-31895,10	5965,94	-8,75	-2,29
67	Max bend L	668,10	-32055,10	17157,65	-13,49	5,09
67	Min Aksial	-128,69	-39730,84	9091,71	-11,83	-1,98
67	Min Bend L	401,46	-39570,89	1902,08	-8,68	-6,62
68	Max aksial	825,28	-31912,39	4945,19	-8,33	-2,97
68	Max bend L	647,72	-32078,70	15208,51	-12,68	3,78
68	Min Aksial	-131,87	-39749,72	7643,56	-11,22	-2,95
68	Min Bend L	390,01	-39589,99	634,81	-8,16	-7,47
69	Max aksial	813,84	-31933,49	3703,47	-7,81	-3,80
69	Max bend L	636,92	-32099,40	12868,93	-11,71	2,22
69	Min Aksial	-135,06	-39773,07	5906,25	-10,50	-4,11
69	Min Bend L	378,55	-39613,74	-853,53	-7,55	-8,47
70	Max aksial	802,39	-31969,64	2240,77	-7,21	-4,79
70	Max bend L	626,50	-39389,40	10145,21	-12,04	-1,06
70	Min Aksial	-138,24	-39814,61	3879,80	-9,67	-5,47
70	Min Bend L	367,03	-32401,44	-2563,70	-5,38	-8,16
71	Max aksial	790,95	-32032,52	557,11	-6,53	-5,92
71	Max bend L	741,29	-39334,67	7510,07	-10,91	-2,78
71	Min Aksial	-141,43	-39888,72	1564,19	-8,72	-7,02
71	Min Bend L	230,51	-32593,08	-4959,25	-4,45	-9,82
72	Max aksial	779,50	-32119,23	-1347,53	-5,75	-7,21
72	Max bend L	729,21	-39437,46	4794,12	-9,80	-4,61
72	Min Aksial	-144,62	-39991,96	-1040,56	-7,65	-8,78
72	Min Bend L	218,99	-32679,90	-7810,53	-3,28	-11,73
73	Max aksial	768,05	-32224,90	-3473,14	-4,89	-8,65
73	Max bend L	729,85	-39554,76	2049,94	-8,68	-6,46
73	Min Aksial	-147,80	-40118,39	-3934,46	-6,47	-10,73
73	Min Bend L	207,77	-32785,47	-10995,65	-1,97	-13,87
74	Max aksial	756,61	-32342,59	-5819,72	-3,93	-10,23
74	Max bend L	722,45	-39694,79	-884,69	-7,48	-8,44
74	Min Aksial	-150,99	-40259,50	-7117,51	-5,17	-12,87
74	Min Bend L	78,42	-32903,10	-14600,36	-0,51	-16,32
75	Max aksial	745,16	-32476,26	-8387,28	-2,89	-11,97
75	Max bend L	717,10	-39852,30	-3811,67	-6,29	-10,42
75	Min Aksial	-154,18	-40420,14	-10589,71	-3,75	-15,22
75	Min Bend L	69,57	-33036,44	-18760,57	1,20	-19,12
76	Max aksial	708,46	-32679,41	-16731,99	0,55	-17,57
76	Max bend L	246,01	-40380,69	-7054,93	-5,14	-12,78
76	Min Aksial	-44,63	-40502,86	-11322,33	-3,44	-15,70
76	Min Bend L	470,84	-32807,06	-23898,01	3,47	-22,41
77	Max aksial	694,46	-32734,80	-12224,25	-1,35	-14,58
77	Max bend L	243,51	-40436,74	-4115,99	-6,38	-10,83

77	Min Aksial	-47,23	-40563,70	-8126,97	-4,79	-13,58
77	Min Bend L	467,03	-32854,67	-19149,20	1,47	-19,26
78	Max aksial	681,26	-32772,39	-8164,65	-3,05	-11,89
78	Max bend L	233,46	-40479,26	-1103,51	-7,65	-8,84
78	Min Aksial	-49,83	-40603,49	-5174,23	-6,03	-11,63
78	Min Bend L	458,47	-32889,81	-14910,69	-0,30	-16,45
79	Max aksial	668,37	-32799,30	-5837,78	-4,03	-10,35
79	Max bend L	228,09	-40504,30	1940,09	-8,92	-6,82
79	Min Aksial	-52,42	-40630,51	-2464,12	-7,16	-9,83
79	Min Bend L	549,68	-32914,38	-11251,77	-1,82	-14,00
80	Max aksial	656,19	-32820,63	-3166,96	-5,16	-8,58
80	Max bend L	217,22	-40528,64	4792,27	-10,12	-4,93
80	Min Aksial	-55,02	-40651,32	3,37	-8,20	-8,20
80	Min Bend L	539,60	-32933,67	-7997,74	-3,18	-11,84
81	Max aksial	644,04	-32840,86	-786,92	-6,16	-7,01
81	Max bend L	351,78	-40552,27	7610,28	-11,28	-3,04
81	Min Aksial	-57,62	-40670,84	2228,24	-9,13	-6,72
81	Min Bend L	530,34	-32951,32	-5077,53	-4,41	-9,91
82	Max aksial	631,91	-32862,65	1303,40	-7,04	-5,62
82	Max bend L	249,57	-40662,43	10428,31	-12,49	-1,20
82	Min Aksial	-60,22	-40692,37	4210,48	-9,97	-5,41
82	Min Bend L	608,67	-32885,84	-2698,36	-5,37	-8,30
83	Max aksial	619,80	-32889,19	3105,23	-7,80	-4,43
83	Max bend L	236,80	-33267,35	13251,25	-12,19	2,16
83	Min Aksial	-62,81	-40720,43	5950,09	-10,70	-4,26
83	Min Bend L	597,40	-40336,32	-921,56	-7,62	-8,62
84	Max aksial	607,71	-32934,91	4619,93	-8,44	-3,44
84	Max bend L	224,27	-33312,82	15689,98	-13,22	3,77
84	Min Aksial	-65,41	-40772,30	7447,08	-11,34	-3,27
84	Min Bend L	585,96	-40388,85	633,07	-8,28	-7,60
85	Max aksial	595,68	-33001,35	5922,09	-9,00	-2,59
85	Max bend L	204,69	-33383,97	17740,13	-14,09	5,12
85	Min Aksial	-68,01	-40849,98	8701,45	-11,88	-2,45
85	Min Bend L	574,52	-40466,75	1966,55	-8,86	-6,73
86	Max aksial	583,64	-33085,94	6956,75	-9,45	-1,92
86	Max bend L	192,20	-33468,32	19421,90	-14,81	6,22
86	Min Aksial	-70,61	-40949,84	9713,19	-12,32	-1,80
86	Min Bend L	563,07	-40566,84	3078,95	-9,34	-6,01
87	Max aksial	571,60	-33184,69	7723,91	-9,79	-1,43
87	Max bend L	179,78	-33566,77	20705,42	-15,37	7,05
87	Min Aksial	-73,20	-41066,98	10482,30	-12,66	-1,31
87	Min Bend L	538,70	-40684,23	3948,67	-9,73	-5,46
88	Max aksial	559,84	-33291,71	6775,57	-9,42	-2,09
88	Max bend L	442,89	-33398,47	21614,29	-15,66	7,74
88	Min Aksial	-76,07	-41195,21	12456,81	-13,51	-0,03
88	Min Bend L	136,05	-41087,75	4537,54	-10,14	-5,23

89	Max aksial	548,39	-33410,28	6952,02	-9,52	-1,99
89	Max bend L	430,71	-33517,61	22145,53	-15,91	8,07
89	Min Aksial	-79,25	-41338,71	12796,40	-13,69	0,17
89	Min Bend L	126,89	-41230,60	4864,34	-10,31	-5,04
90	Max aksial	536,94	-33564,77	6907,49	-9,54	-2,06
90	Max bend L	417,21	-33673,59	22251,76	-15,99	8,10
90	Min Aksial	-82,44	-41526,01	12846,84	-13,75	0,16
90	Min Bend L	117,72	-41417,39	4970,74	-10,39	-5,01
91	Max aksial	525,50	-33618,64	6642,00	-9,44	-2,25
91	Max bend L	405,58	-33727,64	21937,15	-15,87	7,88
91	Min Aksial	-85,63	-41590,22	12608,14	-13,66	-0,01
91	Min Bend L	114,30	-41475,42	4707,74	-10,30	-5,20
92	Max aksial	514,05	-33651,54	6155,53	-9,24	-2,58
92	Max bend L	394,20	-33760,55	21217,46	-15,58	7,39
92	Min Aksial	-88,81	-41628,64	12080,28	-13,45	-0,37
92	Min Bend L	105,13	-41513,58	4172,96	-10,08	-5,56
93	Max aksial	502,60	-33672,86	5448,09	-8,96	-3,06
93	Max bend L	383,08	-33781,70	20096,46	-15,12	6,64
93	Min Aksial	-92,00	-41652,77	11263,28	-13,11	-0,92
93	Min Bend L	95,95	-41537,61	3417,20	-9,77	-6,07
94	Max aksial	491,72	-33689,91	4521,46	-8,57	-3,68
94	Max bend L	372,28	-33798,34	18579,47	-14,49	5,63
94	Min Aksial	-95,19	-41671,48	10157,12	-12,65	-1,66
94	Min Bend L	86,77	-41556,40	2440,42	-9,37	-6,73
95	Max aksial	482,54	-33707,81	3417,61	-8,12	-4,42
95	Max bend L	351,82	-33822,60	16693,14	-13,71	4,36
95	Min Aksial	-98,37	-41691,03	8761,82	-12,08	-2,59
95	Min Bend L	77,58	-41576,25	1242,56	-8,88	-7,53
96	Max aksial	473,36	-33729,59	2092,77	-7,57	-5,31
96	Max bend L	341,20	-41428,19	14421,68	-14,30	1,32
96	Min Aksial	-101,56	-41715,04	7077,38	-11,38	-3,71
96	Min Bend L	68,38	-34016,52	-176,45	-6,76	-6,95
97	Max aksial	464,18	-33767,10	546,92	-6,94	-6,34
97	Max bend L	331,11	-41471,11	11769,92	-13,20	-0,46
97	Min Aksial	-104,75	-41758,18	5103,78	-10,56	-5,04
97	Min Bend L	59,03	-34054,21	-1817,49	-6,09	-8,06
98	Max aksial	455,00	-33832,63	-1219,93	-6,21	-7,53
98	Max bend L	412,56	-41476,51	9014,72	-12,04	-2,27
98	Min Aksial	-107,93	-41835,54	2841,03	-9,63	-6,56
98	Min Bend L	-17,18	-34191,39	-3833,32	-5,29	-9,44
99	Max aksial	445,82	-33923,15	-3207,78	-5,40	-8,88
99	Max bend L	404,89	-41583,60	6593,65	-11,05	-3,91
99	Min Aksial	-111,12	-41943,44	289,14	-8,59	-8,28
99	Min Bend L	-26,11	-34282,10	-6589,31	-4,16	-11,29
100	Max aksial	436,64	-34033,56	-5416,63	-4,50	-10,37
100	Max bend L	406,41	-41705,81	3961,09	-9,97	-5,68

100	Min Aksial	-114,31	-42075,65	-2551,90	-7,43	-10,19
100	Min Bend L	67,53	-34392,51	-9709,25	-2,86	-13,37
101	Max aksial	427,47	-34156,59	-7846,48	-3,52	-12,01
101	Max bend L	399,53	-41851,83	1124,94	-8,82	-7,60
101	Min Aksial	-117,49	-42223,28	-5682,10	-6,15	-12,31
101	Min Bend L	-4,84	-34515,42	-13308,04	-1,39	-15,80
102	Max aksial	418,29	-34296,33	-10497,33	-2,44	-13,81
102	Max bend L	394,61	-42016,34	-1703,10	-7,67	-9,52
102	Min Aksial	-120,68	-42391,34	-9101,43	-4,76	-14,62
102	Min Bend L	-44,19	-34685,34	-17554,26	0,34	-18,67
103	Max aksial	249,23	-34656,62	-17042,52	0,19	-18,27
103	Max bend L	166,44	-42436,26	-5035,44	-6,41	-11,86
103	Min Aksial	27,21	-42478,05	-8169,92	-5,14	-13,98
103	Min Bend L	146,89	-34710,47	-22815,51	2,57	-22,14
104	Max aksial	236,38	-34713,14	-12520,30	-1,72	-15,27
104	Max bend L	164,52	-42494,07	-2509,54	-7,48	-10,19
104	Min Aksial	24,61	-42541,28	-5354,63	-6,33	-12,12
104	Min Bend L	138,20	-34764,90	-18364,18	0,70	-19,19
105	Max aksial	223,47	-34748,21	-8296,79	-3,49	-12,47
105	Max bend L	161,84	-42526,39	130,42	-8,59	-8,45
105	Min Aksial	22,01	-42578,42	-2781,97	-7,41	-10,42
105	Min Bend L	168,83	-34797,87	-14385,25	-0,97	-16,54
106	Max aksial	210,52	-34771,47	-4390,06	-5,13	-9,88
106	Max bend L	152,48	-42550,91	2821,28	-9,72	-6,66
106	Min Aksial	19,41	-42601,24	-451,93	-8,39	-8,88
106	Min Bend L	157,99	-34819,09	-10934,55	-2,41	-14,25
107	Max aksial	197,52	-34790,38	-816,95	-6,63	-7,51
107	Max bend L	187,98	-42570,10	5318,61	-10,76	-5,00
107	Min Aksial	16,82	-42618,80	1635,49	-9,26	-7,49
107	Min Bend L	147,14	-34835,92	-7832,75	-3,72	-12,20
108	Max aksial	184,47	-34810,19	2406,92	-7,98	-5,37
108	Max bend L	175,49	-42590,88	7854,48	-11,82	-3,32
108	Min Aksial	14,22	-42637,49	3480,28	-10,04	-6,27
108	Min Bend L	136,99	-34853,15	-5047,22	-4,88	-10,35
109	Max aksial	171,39	-34834,01	5267,16	-9,18	-3,48
109	Max bend L	136,66	-34868,68	10440,93	-11,36	-0,05
109	Min Aksial	11,62	-42661,09	5082,45	-10,71	-5,21
109	Min Bend L	153,12	-42622,23	-2915,07	-7,34	-10,49
110	Max aksial	158,27	-34873,94	7750,60	-10,23	-1,84
110	Max bend L	125,38	-34906,77	12800,96	-12,35	1,51
110	Min Aksial	9,02	-42704,41	6441,99	-11,29	-4,31
110	Min Bend L	141,67	-42666,82	-1173,92	-8,07	-9,35
111	Max aksial	145,12	-34942,54	9845,24	-11,12	-0,46
111	Max bend L	114,05	-34973,53	14750,90	-13,18	2,79
111	Min Aksial	6,43	-42782,77	7558,91	-11,77	-3,59
111	Min Bend L	130,23	-42746,41	346,25	-8,73	-8,35

112	Max aksial	131,95	-35036,70	11540,26	-11,85	0,65
112	Max bend L	93,89	-35072,01	16301,19	-13,85	3,80
112	Min Aksial	3,83	-42892,38	8433,21	-12,16	-3,03
112	Min Bend L	118,78	-42857,21	1645,45	-9,30	-7,51
113	Max aksial	118,75	-35137,99	12826,02	-12,41	1,48
113	Max bend L	82,55	-35171,43	17464,12	-14,36	4,55
113	Min Aksial	1,23	-43010,72	9064,87	-12,45	-2,63
113	Min Bend L	107,33	-42976,71	2723,67	-9,77	-6,82
114	Max aksial	105,53	-35119,17	13694,02	-12,77	2,06
114	Max bend L	71,16	-35150,76	18194,10	-14,66	5,04
114	Min Aksial	-1,37	-42982,28	9453,92	-12,61	-2,37
114	Min Bend L	95,89	-42949,40	3580,93	-10,13	-6,25
115	Max aksial	92,29	-35092,22	14136,91	-12,95	2,35
115	Max bend L	58,67	-35122,72	18431,30	-14,76	5,20
115	Min Aksial	-3,96	-42943,92	9600,34	-12,66	-2,26
115	Min Bend L	84,44	-42912,13	4217,23	-10,39	-5,82
116	Max aksial	79,04	-34922,78	14148,46	-12,93	2,39
116	Max bend L	47,20	-34951,47	18196,24	-14,63	5,07
116	Min Aksial	-6,56	-42731,43	9504,13	-12,58	-2,29
116	Min Bend L	72,99	-42700,69	4632,53	-10,52	-5,50
117	Max aksial	66,27	-34832,40	12307,58	-12,14	1,18
117	Max bend L	27,12	-34866,18	17580,63	-14,36	4,68
117	Min Aksial	-9,66	-42617,53	10581,27	-13,00	-1,55
117	Min Bend L	61,55	-42586,95	4826,87	-10,58	-5,35
118	Max aksial	53,59	-34742,27	11504,89	-11,79	0,67
118	Max bend L	15,63	-34775,27	16518,88	-13,90	3,99
118	Min Aksial	-12,84	-42504,30	9937,10	-12,71	-1,95
118	Min Bend L	50,10	-42473,70	4800,23	-10,55	-5,35
119	Max aksial	40,91	-34657,64	10305,31	-11,28	-0,12
119	Max bend L	4,12	-34689,87	14982,57	-13,24	2,98
119	Min Aksial	-16,03	-42397,81	9003,79	-12,30	-2,55
119	Min Bend L	38,65	-42367,17	4552,64	-10,43	-5,50
120	Max aksial	28,23	-34582,71	8706,96	-10,60	-1,17
120	Max bend L	-7,40	-34614,18	12965,46	-12,39	1,65
120	Min Aksial	-19,22	-42303,20	7781,33	-11,77	-3,35
120	Min Bend L	27,21	-42272,48	4084,06	-10,21	-5,79
121	Max aksial	15,91	-34520,53	5611,60	-9,29	-3,22
121	Max bend L	-18,94	-34551,51	10462,31	-11,33	0,00
121	Min Aksial	-22,63	-42224,51	9805,05	-12,60	-1,99
121	Min Bend L	15,76	-42193,70	3394,53	-9,91	-6,24
122	Max aksial	3,89	-34473,62	2551,01	-8,01	-5,25
122	Max bend L	-30,50	-34504,34	7468,85	-10,07	-1,99
122	Min Aksial	-31,91	-42164,76	7013,36	-11,43	-3,83
122	Min Bend L	4,31	-42133,84	2484,04	-9,52	-6,83
123	Max aksial	-7,56	-34443,49	1385,99	-7,52	-6,02
123	Max bend L	-42,06	-34474,34	3982,13	-8,62	-4,30

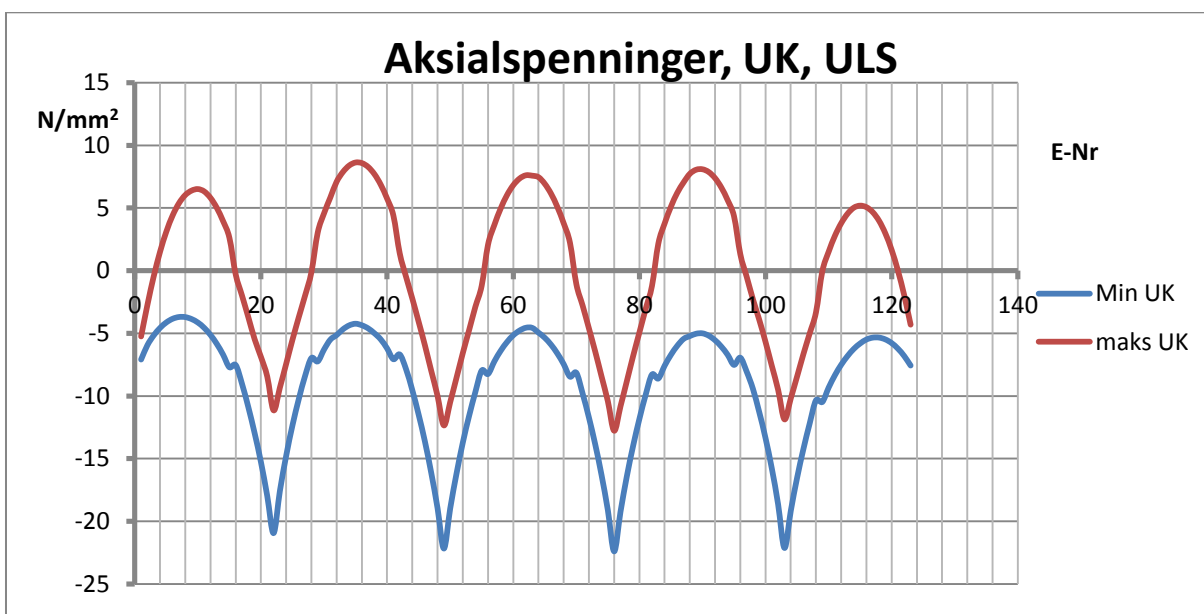
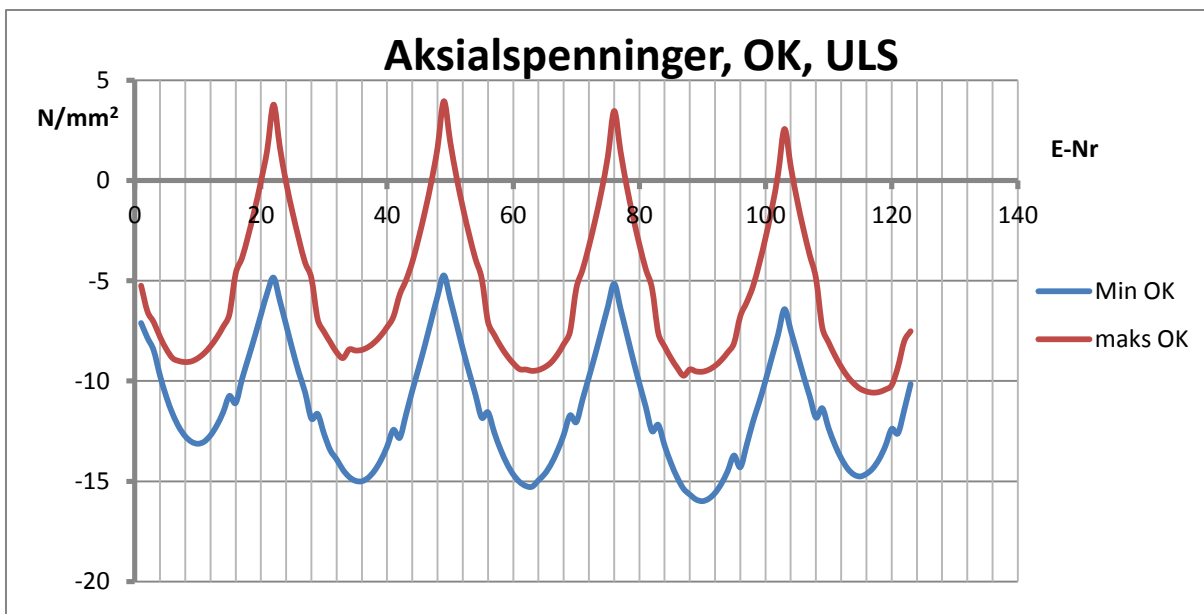
123 Min Aksial	-41,90	-42126,02	3961,05	-10,15	-5,86
123 Min Bend L	-7,13	-42094,98	1352,60	-9,04	-7,58

Aksialspenninger, Maks og min, OK, UK

Element	Min OK	maks OK	Min UK	maks UK
1	-7,10205217	-5,24506506	-7,10205217	-5,24506506
2	-7,83429465	-6,52200896	-5,95736782	-2,73446062
3	-8,47131537	-7,06803963	-5,17759872	-0,45082343
4	-9,7263262	-7,79995998	-4,58416077	1,500136295
5	-10,7817299	-8,41331528	-4,14244389	3,120770327
6	-11,6370209	-8,86214827	-3,85126459	4,415101915
7	-12,2930577	-9,00431485	-3,70907308	5,387962417
8	-12,7532822	-9,05726328	-3,71688587	6,042681483
9	-13,0306294	-9,01876853	-3,87251362	6,397984823
10	-13,1269729	-8,86446274	-4,15160798	6,521330938
11	-13,0227372	-8,61351075	-4,57329807	6,333276228
12	-12,7103094	-8,26792807	-5,13961454	5,820478274
13	-12,2163452	-7,82927801	-5,85212287	5,020451539
14	-11,5640871	-7,29866451	-6,71192592	3,959890285
15	-10,7424516	-6,67673552	-7,71967163	2,635396217
16	-11,0896405	-4,62857237	-7,54044244	-0,30182408
17	-9,90352605	-3,86657817	-9,04093053	-1,98052976
18	-8,85182179	-2,72797438	-10,9002086	-3,71069805
19	-7,79873885	-1,46083597	-12,9743916	-5,46283839
20	-6,68656872	-0,05006531	-15,2826652	-6,87896679
21	-5,59944705	1,52543905	-17,9835079	-8,44493774
22	-4,83730432	3,784071	-20,9550258	-11,1410734
23	-5,98985091	1,65727711	-17,6008468	-9,33812144
24	-7,20748373	-0,1175532	-14,7814325	-7,43033926
25	-8,42958665	-1,58206128	-12,3491321	-5,50373823
26	-9,56439135	-2,90293096	-10,2595379	-3,70916691
27	-10,5594647	-4,09749609	-8,4069776	-1,97775489
28	-11,872897	-4,8654539	-6,98322838	-0,12159147
29	-11,6452149	-6,93151277	-7,25342615	3,038944422
30	-12,6283966	-7,54307227	-6,30927923	4,575900191
31	-13,4562287	-8,06690957	-5,51681878	5,850129722
32	-13,9040043	-8,56824008	-5,15208828	7,10551307
33	-14,4285266	-8,85742266	-4,68980737	7,887203771
34	-14,7867702	-8,42579582	-4,37642167	8,400177022
35	-14,9777794	-8,48069521	-4,24551635	8,641292507
36	-14,9992682	-8,44947387	-4,36974419	8,595095337
37	-14,8244186	-8,30785968	-4,6192256	8,285196295
38	-14,4758918	-8,07016543	-5,01105978	7,708836254
39	-13,9567871	-7,73812144	-5,49699732	6,86649781
40	-13,2704342	-7,31306507	-6,21451852	5,760052732

41	-12,4342198	-6,79594074	-7,07935119	4,405666641
42	-12,8283877	-5,69394405	-6,69636138	1,398805346
43	-11,6701404	-4,97881361	-7,85956643	-0,47144838
44	-10,4738448	-4,06348235	-9,54968823	-2,22323011
45	-9,35770087	-2,87775755	-11,4877391	-4,06539445
46	-8,20198899	-1,55615228	-13,6514593	-5,96086509
47	-6,97289046	-0,09402413	-16,1407797	-7,99011877
48	-5,76625639	1,63428639	-18,9642612	-9,9939478
49	-4,72378552	3,9551331	-22,1834537	-12,3477189
50	-5,89899502	1,94465717	-19,0094687	-10,5055505
51	-7,14019156	0,18014568	-16,2211456	-8,55592721
52	-8,38921343	-1,33202744	-13,7454604	-6,58686881
53	-9,55460705	-2,68586852	-11,604307	-4,74269985
54	-10,6648497	-3,89981776	-9,68511258	-2,87250601
55	-11,8235293	-4,88887084	-7,97784037	-1,19399948
56	-11,5599771	-7,05340543	-8,25552144	2,071037889
57	-12,5690827	-7,70074125	-7,25681457	3,648976391
58	-13,4214538	-8,26059247	-6,4100664	4,960447631
59	-14,1223423	-8,73204217	-5,71510281	6,028231219
60	-14,6599248	-9,11496415	-5,16973167	6,828964314
61	-15,031072	-9,40813462	-4,7915886	7,360378626
62	-15,2349471	-9,42915678	-4,56819164	7,619479007
63	-15,2695028	-9,49613211	-4,57449472	7,590263507
64	-14,9496281	-9,45159855	-4,95492311	7,472022597
65	-14,6315392	-9,31076663	-5,36641548	6,943123468
66	-14,1429519	-9,07544599	-5,92221162	6,148597259
67	-13,4872623	-8,68348131	-6,62399902	5,090243936
68	-12,6820919	-8,16038174	-7,47303696	3,784971252
69	-11,7113508	-7,54589165	-8,47005298	2,222529812
70	-12,0442093	-5,38136097	-8,15721449	-1,05944766
71	-10,909543	-4,44699417	-9,81663407	-2,77798998
72	-9,7984072	-3,2760098	-11,7328836	-4,60756126
73	-8,67584409	-1,96932135	-13,8748932	-6,45626374
74	-7,47993903	-0,51361348	-16,3222056	-8,43783787
75	-6,290335	1,19518458	-19,1178799	-10,4174311
76	-5,13714824	3,46777459	-22,4078743	-12,7758926
77	-6,37633598	1,47415451	-19,2597004	-10,832942
78	-7,64503679	-0,30478857	-16,4493904	-8,8398702
79	-8,92227174	-1,81945427	-14,0023474	-6,82163616
80	-10,1205295	-3,18436238	-11,8439406	-4,93168019
81	-11,2750826	-4,4093604	-9,90707054	-3,03502694
82	-12,4947585	-5,37401282	-8,29567531	-1,20347478
83	-12,186846	-7,61893618	-8,61676155	2,160992864
84	-13,2170225	-8,28108338	-7,59562801	3,77135929
85	-14,0915059	-8,85598641	-6,72669793	5,116680362
86	-14,8133735	-9,34302317	-6,00928535	6,215754686

87	-15,3717432	-9,73480164	-5,4593673	7,047117244
88	-15,6644267	-9,4222256	-5,23006849	7,738515783
89	-15,9127418	-9,5221029	-5,04332016	8,065402505
90	-15,9912428	-9,53692994	-5,01202628	8,101922439
91	-15,8730802	-9,43920523	-5,19932884	7,879445412
92	-15,5814311	-9,24497045	-5,56455214	7,391840189
93	-15,1197634	-8,95612088	-6,07391268	6,639744716
94	-14,491746	-8,57475647	-6,72922038	5,625234081
95	-13,7129569	-8,11920707	-7,53178873	4,361590931
96	-14,2983024	-6,76380029	-6,95484777	1,316823401
97	-13,2015136	-6,08792044	-8,05581154	-0,45759835
98	-12,0355349	-5,28902158	-9,43955599	-2,27481288
99	-11,0475271	-4,15809835	-11,2926911	-3,90823305
100	-9,97239314	-2,85848439	-13,3712035	-5,68350667
101	-8,81871235	-1,3948408	-15,8041594	-7,60068529
102	-7,67175661	0,33637847	-18,6705586	-9,51578832
103	-6,41059158	2,56707538	-22,1364952	-11,8627275
104	-7,47752116	0,69533889	-19,1885417	-10,1947349
105	-8,58710786	-0,96686794	-16,5425479	-8,44589301
106	-9,71772115	-2,4144536	-14,2538736	-6,66297529
107	-10,7574064	-3,71544454	-12,1963803	-4,99866829
108	-11,8231731	-4,88428932	-10,3491844	-3,31870686
109	-11,3558512	-7,33626891	-10,4925673	-0,05090099
110	-12,3514254	-8,0747136	-9,34578367	1,508859317
111	-13,1815126	-8,72792335	-8,35302327	2,790075011
112	-13,8528567	-9,29513522	-7,51352315	3,797306058
113	-14,3608477	-9,77181244	-6,82274763	4,548484531
114	-14,6638396	-10,1266344	-6,24937391	5,035876571
115	-14,7597731	-10,3871727	-5,82095739	5,196780855
116	-14,6294237	-10,52034	-5,50444863	5,07261824
117	-14,3591906	-10,5808986	-5,35458928	4,676296461
118	-13,8997708	-10,549269	-5,35179987	3,986103016
119	-13,2432729	-10,4267153	-5,49732718	2,97915181
120	-12,3879365	-10,2142542	-5,79222695	1,650453588
121	-12,6039041	-9,29316119	-6,23728166	-0,00413935
122	-11,4278401	-8,00793145	-6,83311754	-1,98797494
123	-10,1473035	-7,51761743	-7,58013978	-4,30334927



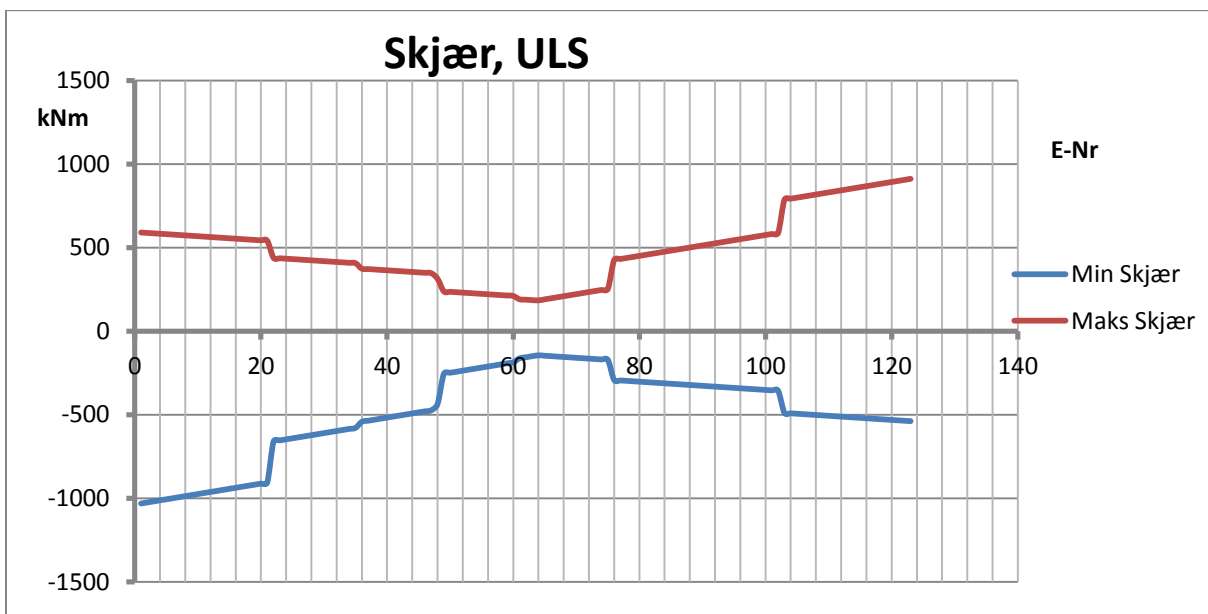
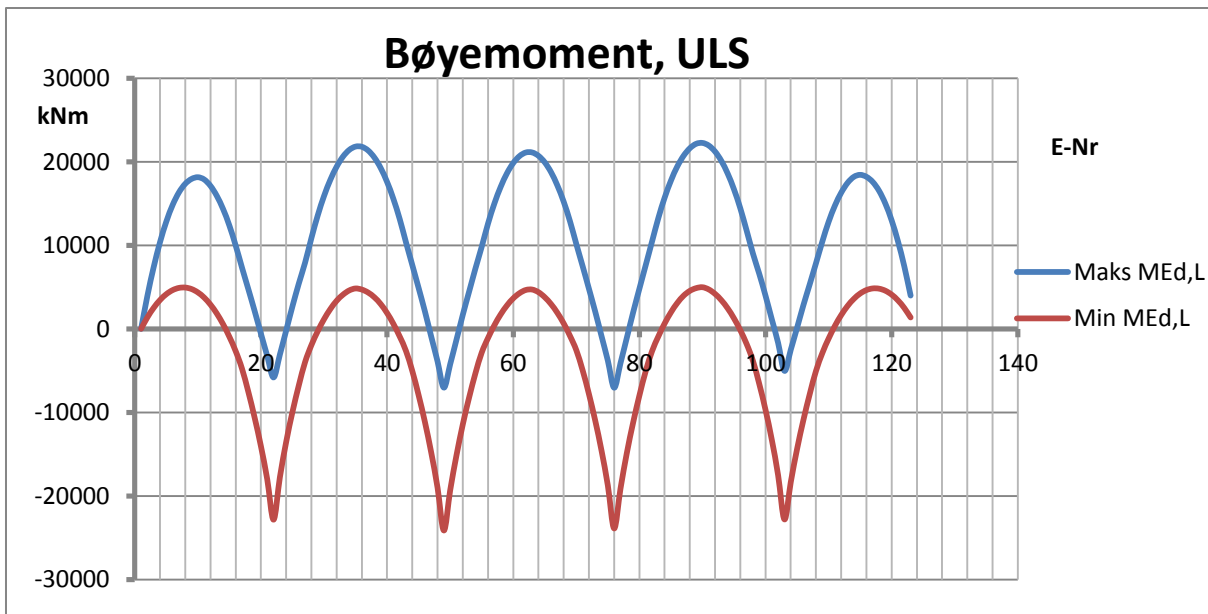
E	Maks MEd,L	Min MEd,L	E	Min Skjær	Maks Skjær
			1	-1030,245	591,101
1	0	0	2	-1023,997	588,634
2	3951,033	1367,619	3	-1017,75	586,167
3	7406,428	2514,137	4	-1011,503	583,7
4	10368,44	3439,677	5	-1005,256	581,233
5	12839,952	4144,272	6	-999,008	578,766
6	14825,282	4627,909	7	-992,761	576,299
7	16329,685	4890,534	8	-986,514	573,832
8	17359,415	4932,22	9	-980,266	571,365
9	17943,713	4752,934	10	-974,019	568,898
10	18146,612	4352,658	11	-967,772	566,431
11	17876,661	3731,425	12	-961,524	563,964
12	17114,506	2889,221	13	-955,277	561,497
13	15919,413	1826,044	14	-949,03	559,03
14	14337,502	541,895	15	-942,783	556,563
15	12355,398	-963,226	16	-936,535	554,096
16	9963,319	-2689,32	17	-930,288	551,629
17	7317,453	-4778,884	18	-924,041	549,162
18	4748,195	-7547,642	19	-917,793	546,695
19	2137,14	-10633,591	20	-911,546	544,228
20	-590,624	-14068,394	21	-905,299	541,761
21	-3253,294	-18017,906	22	-659,636	439,253
22	-5821,981	-22848,323	23	-653,389	436,786
23	-3092,367	-17786,253	24	-647,142	434,319
24	-205,823	-13543,14	25	-640,894	431,852
25	2702,23	-9944,159	26	-634,647	429,385
26	5407,718	-6794,352			

			27	-628,4	426,918
27	7925,822	-3980,114			
			28	-622,152	424,451
28	10853,17	-1955,916			
			29	-615,905	421,984
29	13561,87	-297,31			
			30	-609,658	419,517
30	15889,397	1139,496			
			31	-603,41	417,05
31	17830,801	2355,191			
			32	-597,163	414,583
32	19403,79	3348,902			
			33	-590,916	412,116
33	20610,171	4078,945			
			34	-584,669	409,649
34	21414,802	4587,998			
			35	-578,421	407,182
35	21813,9	4822,858			
			36	-542,021	374,562
36	21791,08	4688,89			
			37	-535,774	372,095
37	21343,38	4333,736			
			38	-529,527	369,628
38	20489,181	3757,593			
			39	-523,279	367,161
39	19231,791	2948,266			
			40	-517,032	364,694
40	17576,014	1878,014			
			41	-510,785	362,227
41	15552,838	586,687			
			42	-504,537	359,76
42	13139,829	-925,804			
			43	-498,29	357,293
43	10342,792	-2660,581			
			44	-492,043	354,826
44	7620,032	-5066,903			
			45	-485,795	352,359
45	4887,823	-7951,933			
			46	-479,548	349,892
46	2069,838	-11170,88			
			47	-473,301	347,425
47	-939,483	-14820,325			
			48	-436,028	313,932
48	-3904,575	-19024,23			
			49	-255,358	238,44
49	-7041,247	-24140,852			
			50	-249,11	235,973
50	-4254,483	-19352,632			
			51	-242,863	233,506
51	-1307,533	-15147,764			
			52	-236,616	231,039
52	1664,594	-11464,692			
			53	-230,369	228,572
53	4444,14	-8236,815			

			54	-224,121	226,105
54	7196,786	-5343,133			
			55	-217,874	223,638
55	9817,13	-2852,884			
			56	-211,627	221,171
56	12589,216	-1110,24			
			57	-205,379	218,704
57	14978,536	409,998			
			58	-199,132	216,237
58	16976,999	1709,093			
			59	-192,885	213,77
59	18610,494	2786,359			
			60	-186,637	211,303
60	19846,524	3643,704			
			61	-162,779	191,225
61	20680,104	4263,71			
			62	-156,531	188,758
62	21107,695	4643,605			
			63	-150,284	186,291
63	21112,627	4691,965			
			64	-144,854	184,641
64	20707,996	4377,785			
			65	-147,321	190,888
65	19925,742	3773,546			
			66	-149,788	197,135
66	18740,695	2948,299			
			67	-152,255	203,383
67	17157,654	1902,079			
			68	-154,722	209,63
68	15208,509	634,812			
			69	-157,189	215,877
69	12868,934	-853,529			
			70	-159,656	222,124
70	10145,212	-2563,699			
			71	-162,123	228,372
71	7510,07	-4959,246			
			72	-164,59	234,619
72	4794,117	-7810,527			
			73	-167,057	240,866
73	2049,941	-10995,646			
			74	-169,524	247,114
74	-884,688	-14600,364			
			75	-171,991	253,361
75	-3811,668	-18760,566			
			76	-292,553	426,226
76	-7054,926	-23898,01			
			77	-295,02	432,473
77	-4115,994	-19149,196			
			78	-297,487	438,721
78	-1103,514	-14910,693			
			79	-299,954	444,968
79	1940,087	-11251,772			
			80	-302,421	451,215
80	4792,273	-7997,739			

81	7610,28	-5077,528	81	-304,888	457,463
82	10428,307	-2698,364	82	-307,355	463,71
83	13251,254	-921,563	83	-309,822	469,957
84	15689,984	633,067	84	-312,289	476,205
85	17740,132	1966,55	85	-314,756	482,452
86	19421,902	3078,945	86	-317,223	488,699
87	20705,419	3948,669	87	-319,69	494,947
88	21614,289	4537,54	88	-322,157	501,194
89	22145,529	4864,344	89	-324,624	507,441
90	22251,759	4970,735	90	-327,091	513,688
91	21937,154	4707,735	91	-329,558	519,936
92	21217,457	4172,962	92	-332,025	526,183
93	20096,46	3417,2	93	-334,492	532,43
94	18579,468	2440,422	94	-336,959	538,678
95	16693,136	1242,56	95	-339,426	544,925
96	14421,684	-176,446	96	-341,893	551,172
97	11769,916	-1817,488	97	-344,36	557,42
98	9014,724	-3833,315	98	-346,827	563,667
99	6593,648	-6589,306	99	-349,294	569,914
100	3961,093	-9709,247	100	-351,761	576,161
101	1124,935	-13308,035	101	-354,228	582,409
102	-1703,095	-17554,264	102	-356,695	588,656
103	-5035,437	-22815,512	103	-489,024	787,528
104	-2509,541	-18364,184	104	-491,491	793,775
105	130,422	-14385,253	105	-493,958	800,023
106	2821,276	-10934,55	106	-496,425	806,27
107	5318,606	-7832,75	107	-498,892	812,517

108	7854,482	-5047,221	108	-501,359	818,765
109	10440,929	-2915,067	109	-503,826	825,012
110	12800,963	-1173,924	110	-506,293	831,259
111	14750,902	346,247	111	-508,76	837,507
112	16301,186	1645,446	112	-511,227	843,754
113	17464,119	2723,672	113	-513,694	850,001
114	18194,095	3580,927	114	-516,161	856,248
115	18431,303	4217,226	115	-518,628	862,496
116	18196,243	4632,534	116	-521,095	868,743
117	17580,632	4826,87	117	-523,562	874,99
118	16518,882	4800,234	118	-526,029	881,238
119	14982,568	4552,642	119	-528,496	887,485
120	12965,456	4084,058	120	-530,963	893,732
121	10462,312	3394,532	121	-533,43	899,98
122	7468,851	2484,04	122	-535,897	906,227
123	3982,132	1352,599	123	-538,364	912,474

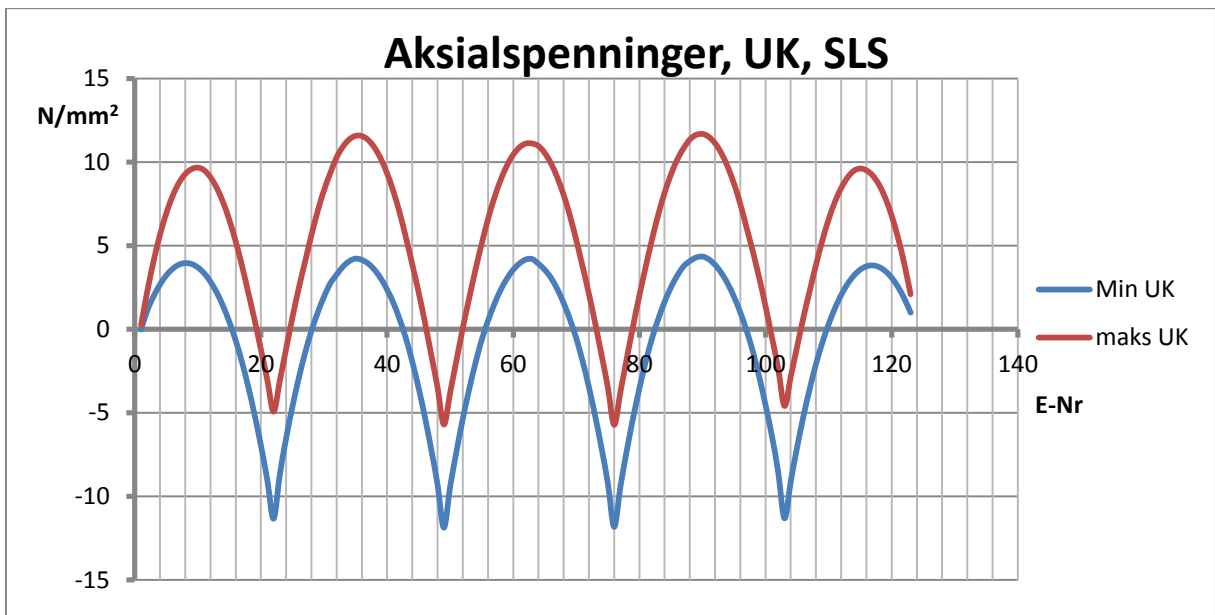
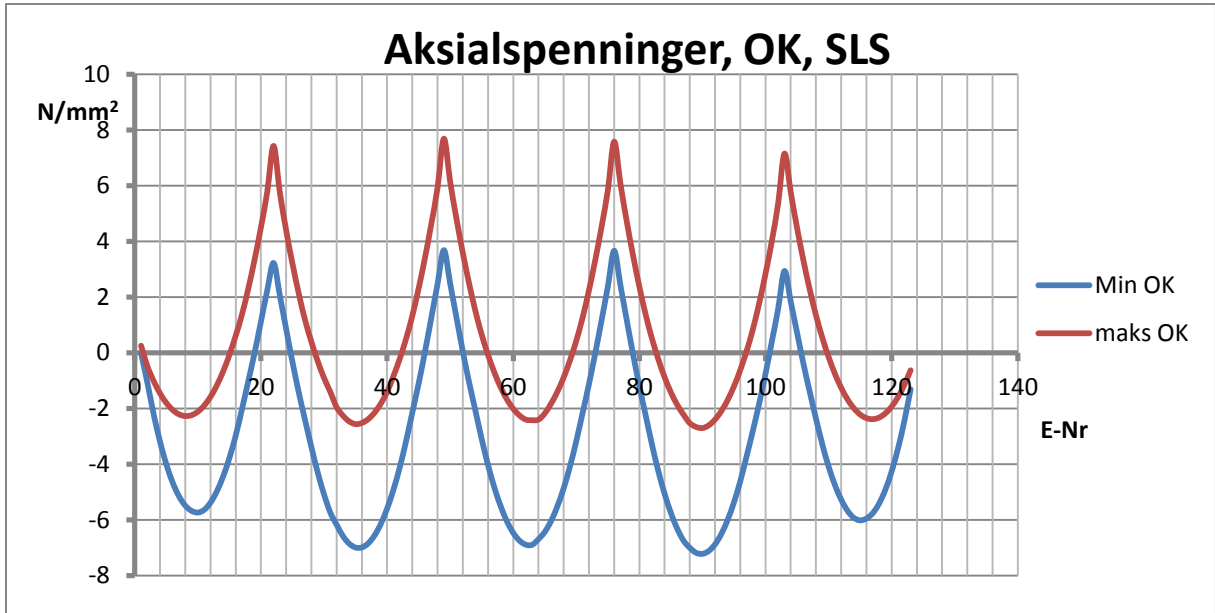


Aksialspenninger, SLS

Element	Min OK	maks OK	Min UK	maks UK
1	-0,01941652	0,25507412	-0,01941652	0,25507412
2	-1,08018079	-0,48245013	1,13935513	2,28892625
3	-2,2180581	-1,01571762	1,9838154	4,09609566
4	-3,19303978	-1,454863	2,67841666	5,64391181
5	-4,00612298	-1,79991021	3,22316311	6,93368599
6	-4,65856944	-2,05085611	3,61804815	7,96762345
7	-5,15198663	-2,20768253	3,86304338	8,74832969
8	-5,48829416	-2,27041691	3,95818417	9,27890151
9	-5,67763986	-2,23904596	3,90345349	9,57264243
10	-5,73768086	-2,11356388	3,69884525	9,66325356
11	-5,64141225	-1,89398309	3,34437298	9,50439192
12	-5,38233003	-1,5802978	2,84003058	9,08703919
13	-4,97904121	-1,1725076	2,18581738	8,44012229
14	-4,44715357	-0,67061247	1,38173339	7,58502138
15	-3,77990427	-0,07461285	0,42777927	6,5177757
16	-2,97554323	0,61549128	-0,67604499	5,23228647
17	-2,02116793	1,38256661	-1,9788204	3,78438303
18	-1,01765512	2,31314183	-3,46500357	2,16469755
19	0,00043799	3,35185293	-5,12398852	0,53987759
20	1,11274864	4,50875291	-6,97111716	-1,23493768
21	2,23275707	5,78119186	-9,00209568	-3,01659327
22	3,22241043	7,43173399	-11,3462744	-4,94129383
23	2,04602298	5,75289495	-8,67912362	-3,07128019
24	0,8455951	4,39587611	-6,5151273	-1,16618974
25	-0,33491289	3,201005	-4,61638061	0,70932362
26	-1,42640477	2,1269084	-2,93067226	2,44464179
27	-2,42717114	1,17321541	-1,41484863	4,03334595
28	-3,38773711	0,39343508	-0,10772594	5,61431811
29	-4,3000391	-0,30072577	0,99449403	7,06175023
30	-5,08410511	-0,90074622	1,94621495	8,30516356
31	-5,73941603	-1,40662301	2,74799447	9,34111003
32	-6,17488403	-1,95336775	3,26402297	10,2749427
33	-6,58256421	-2,25583285	3,74183644	10,9189863
34	-6,85569905	-2,46418882	4,06977034	11,3488171
35	-6,99311935	-2,5610277	4,22256132	11,5625716
36	-6,99000683	-2,51886689	4,15178879	11,5519245
37	-6,84487585	-2,3826353	3,93094135	11,3159891
38	-6,56370534	-2,15229599	3,56021291	10,8635271
39	-6,14751203	-1,82601917	3,0395995	10,1961735
40	-5,59777747	-1,40497244	2,36910133	9,31630234
41	-4,92561268	-0,8420833	1,57686333	8,23765507
42	-4,12111087	-0,2194085	0,58042027	6,95214528
43	-3,18747712	0,49774757	-0,56657184	5,46122373
44	-2,14731222	1,32919842	-1,95381132	3,85905809

45	-1,1087477	2,30998424	-3,52066603	2,20148462
46	0,0232309	3,40432655	-5,26831723	0,39966416
47	1,23876302	4,61235531	-7,19686015	-1,53880774
48	2,46625856	5,93331368	-9,30512546	-3,49658939
49	3,68082894	7,691235	-11,8812771	-5,71712636
50	2,48325488	6,14676218	-9,42455321	-3,81145262
51	1,26071987	4,81586641	-7,30927806	-1,86901099
52	0,05623669	3,59781318	-5,37367592	0,04492841
53	-1,06217074	2,49338972	-3,6189713	1,82373923
54	-2,07522255	1,50264948	-2,04516057	3,52417327
55	-3,0997209	0,65222436	-0,64737518	5,10266363
56	-4,03054869	-0,07156152	0,50062703	6,58005672
57	-4,83271157	-0,70082415	1,49802798	7,8525834
58	-5,50482205	-1,23593306	2,3454705	8,91514113
59	-6,05268608	-1,67312012	3,0263518	9,78268901
60	-6,46734626	-2,00922013	3,55772991	10,4381204
61	-6,74725765	-2,25120729	3,93922457	10,8789816
62	-6,89132283	-2,39908034	4,17083381	11,1035333
63	-6,89458744	-2,41898753	4,19775787	11,1033567
64	-6,69308053	-2,40072942	3,91267507	10,9544251
65	-6,43375085	-2,17679012	3,55213873	10,5367806
66	-6,03954515	-1,82277696	3,06440974	9,90441819
67	-5,51194407	-1,39895339	2,38466192	9,05970527
68	-4,86225873	-0,88100232	1,55500526	8,0169108
69	-4,08012506	-0,26891581	0,57542711	6,76688546
70	-3,16885914	0,4375297	-0,55445313	5,3113523
71	-2,1611358	1,26815667	-1,92114728	3,74133242
72	-1,12915844	2,24034903	-3,47413805	2,09794659
73	-0,02538688	3,32609824	-5,20786217	0,33999472
74	1,16184712	4,5255695	-7,12271851	-1,55399046
75	2,3727668	5,8379823	-9,21730478	-3,48490358
76	3,65931785	7,58488842	-11,8343188	-5,7331533
77	2,41217156	6,06108038	-9,40917082	-3,74826696
78	1,16689172	4,71806012	-7,27457376	-1,76927208
79	-0,0615723	3,48797934	-5,31979313	0,18475191
80	-1,20589603	2,3716052	-3,54599016	2,00264736
81	-2,25332109	1,36885942	-1,95283602	3,72471139
82	-3,30210175	0,50965785	-0,55854107	5,35924891
83	-4,24877479	-0,23087082	0,61611619	6,86174648
84	-5,06631563	-0,8769479	1,64028892	8,15868096
85	-5,75445945	-1,42302084	2,50199123	9,24681557
86	-6,31735124	-1,86810939	3,20694367	10,1382119
87	-6,74679246	-2,21908383	3,76201068	10,8171062
88	-7,00494697	-2,52791704	4,07874468	11,3431011
89	-7,18335792	-2,66230881	4,28889366	11,6222942
90	-7,22024786	-2,7027724	4,34944338	11,6755954

91	-7,11643279	-2,60235664	4,18785991	11,5055367
92	-6,87702786	-2,39298064	3,85051696	11,1196311
93	-6,50320117	-2,08949471	3,36329524	10,5197507
94	-5,99658797	-1,6918905	2,72618143	9,70851567
95	-5,36692	-1,20014792	1,93914148	8,69757096
96	-4,60640902	-0,61424939	1,00214318	7,48205068
97	-3,71792971	0,06605976	-0,08527125	6,06293263
98	-2,79260218	0,85097323	-1,3591731	4,61804716
99	-1,819105	1,79128514	-2,86039081	3,0643527
100	-0,75306871	2,8410589	-4,53585834	1,36683663
101	0,40044706	4,01860485	-6,37401851	-0,47324497
102	1,57748471	5,36402394	-8,53801829	-2,35003176
103	2,93228724	7,15445189	-11,3172986	-4,60164331
104	1,82881115	5,7636731	-9,10671112	-2,8453395
105	0,71567897	4,48630166	-7,07675202	-1,07395197
106	-0,38844687	3,32445121	-5,23081886	0,68050997
107	-1,39832019	2,28077164	-3,57308636	2,28485352
108	-2,3688316	1,34527266	-2,08737359	3,84270637
109	-3,28911693	0,54506972	-0,80717653	5,29320032
110	-4,08728077	-0,15027488	0,29545459	6,55975605
111	-4,74834849	-0,75151497	1,24821558	7,60795839
112	-5,27686065	-1,25865057	2,05110643	8,44163974
113	-5,67399293	-1,67168124	2,70412649	9,0694926
114	-5,92695525	-1,990607	3,20727575	9,46772735
115	-6,01740491	-2,21543327	3,56056287	9,60671852
116	-5,95136706	-2,34614919	3,76397054	9,49688151
117	-5,75865114	-2,3827606	3,81750807	9,18196804
118	-5,41639947	-2,3252671	3,72117482	8,63223023
119	-4,9171056	-2,17367369	3,47497874	7,83237932
120	-4,25883927	-1,92796952	3,07890256	6,77934325
121	-3,43998111	-1,58817003	2,53297088	5,47054356
122	-2,45920558	-1,15426772	1,83717173	3,90387129
123	-1,31560163	-0,6262682	0,99151355	2,07787602



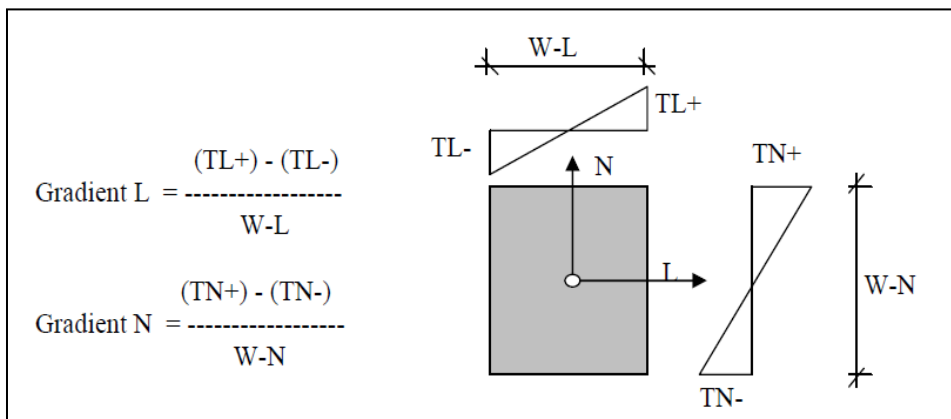
Temperaturlaster kombinasjoner						
koeffisienter		wM	wN	wH		
A		1	0,35	0,5		
B		0,75	1	0,5		
C		0,75	0,35	1		
Input:		dTM,heat	dTM,cool	dTN,exp	dTN,con	dTH
Verdi		7,6	-5	23	37	5
Høyde tverrsnitt		1,4	m			
bredde tverrsnitt		10,6	m			
A, ligning 1		TN,exp	TN,con	gradient L	GrN(heat)	GrN(cool)
lasttilfelle	1	8,05		0,236	5,429	
lasttilfelle	2	8,05		0,236		-3,571
lasttilfelle	3		-12,95		5,429	
Lasttilfelle	4		-12,95			-3,571
A, ligning 2						
Lasttilfelle	5	23		0,236	5,429	
Lasttilfelle	6	23		0,236		-3,571
Lasttilfelle	7		-37		5,429	
Lasttilfelle	8		-37			-3,571
B, ligning 1						
Lasttilfelle	9	23		0,236	5,429	
Lasttilfelle	10	23		0,236		-3,571
Lasttilfelle	11		-37		5,429	
Lasttilfelle	12		-37			-3,571
B, ligning 2						
Lasttilfelle	13	23		0,236	4,071	
Lasttilfelle	14	23		0,236		-2,679
Lasttilfelle	15		-37		4,071	
Lasttilfelle	16		-37			-2,679
C, ligning 1						
Lasttilfelle	17	8,05		0,472	5,429	
Lasttilfelle	18	8,05		0,472		-3,571
Lasttilfelle	19		-12,95		5,429	
Lasttilfelle	20		-12,95			-3,571
C, ligning 2						

Lasttilfelle	21	23		0,472	4,071	
Lasttilfelle	22	23		0,472		-2,679
Lasttilfelle	23		-37		4,071	
Lasttilfelle	24		-37			-2,679

Ligning 1 $\Delta T_{M,heat}$ (eller $\Delta T_{M,cool}$) + $\omega N \times \Delta T_{N,exp}$ (eller $\Delta T_{N,con}$)

ligning 2 $\omega M \times \Delta T_{M,heat}$ (eller $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (eller $\Delta T_{N,con}$)

dTH (Gradient L) bare sammen med $T_{N,exp}$



		gruppe	Sum vinkelendring	
total diff, mellom spennarmeringsmaks og min.		1	0,5716	
1400-200-160	1040	Total høyde (2xamplitude)	2	1,0935
Feltlengder		3	0,5233	
	27	m for midtfelt	4	1,0452
	21	m for endefelt	5	0,5233
spennarmeringen antas å følge parabelform.				
gammel høyde	1250	mm	8	0,8316
ny høyde	1400	mm	9	0,2825
gammel COGy	770	mm		
ny COGy	860	mm		76,25

	Akse 1																									Akse 2				
Avstand i LM	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21								
A gitt	770	643	516	414	328	261	210	177	160	163	182	217	269	338	423	526	645	781	899	983	1033	1050								
A, ny	860	709	561	444	347	272	216	180	160	165	187	226	284	362	459	578	718	880	1017	1116	1176	1200								
ny/gam	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1								
θ (abs-verdi)	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0								
ny-gam	90,0	65,8	45,2	30,2	19,2	11,4	6,1	2,6	0,0	2,3	5,1	9,2	15,2	23,8	35,	7	51,9	72,7	99,0	117,6	132,5	143,4	150,0							
Δθ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0								
	Akse 2																													
Avstand i LM	0	1	2	3	4	5,4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25				
A gitt	1050	1038	1001	940	831	678	613	504	406	325	260	211	178	160	160	176	206	250	308	382	470	572	690	815	918	991				
A, ny	1200	1179	1130	1055	927	750	674	548	436	345	273	219	182	160	160	178	212	260	325	408	508	626	765	909	1030	1119				
ny/gam	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1				
θ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1				
ny-gam	150,0	141,2	129,4	115,1	96,1	72,0	60,6	43,6	30,1	20,1	12,8	7,8	4,4	0,0	0,0	2,4	5,6	10,2	16,7	26,0	38,3	54,4	75,0	94,2	112,3	128,0				

$\Delta\theta$ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Akse 3																											
Avstand i LM	0	1	2	3	4	5,4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
A gitt	1050	1038	1001	940	831	678	613	504	406	325	260	211	178	160	160	176	206	250	308	382	470	572	690	815	918	991	
A, ny	1200	1179	1130	1055	927	750	674	548	436	345	273	219	182	160	160	178	212	260	325	408	508	626	765	909	1030	1119	
ny/gam	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	
θ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	
ny-gam	150,0	141,2	129,4	115,1	96,1	72,0	60,6	43,6	30,1	20,1	12,8	7,8	4,4	0,0	0,0	2,4	5,6	10,2	16,7	26,0	38,3	54,4	75,0	94,2	112,3	128,0	
$\Delta\theta$ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Akse 4																											
Avstand i LM	0	1	2	3	4	5,4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
A gitt	1050	1038	1001	940	831	678	613	504	406	325	260	211	178	160	160	176	206	250	308	382	470	572	690	815	918	991	
A, ny	1200	1179	1130	1055	927	750	674	548	436	345	273	219	182	160	160	178	212	260	325	408	508	626	765	909	1030	1119	
ny/gam	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	
θ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	
ny-gam	150,0	141,2	129,4	115,1	96,1	72,0	60,6	43,6	30,1	20,1	12,8	7,8	4,4	0,0	0,0	2,4	5,6	10,2	16,7	26,0	38,3	54,4	75,0	94,2	112,3	128,0	
$\Delta\theta$ (abs-verdi)	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Akse 5																				Akse 6							
Avstand i LM	0	1	2	3	4,2	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21					
A gitt	1050	1033	983	867	732	640	526	423	338	269	217	182	163	160	177	210	261	328	414	516	643	770					
A, ny	1200	1174	1110	973	810	707	574	456	360	283	225	187	165	160	180	216	272	347	444	561	709	860					
ny/gam	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1					
θ (abs-verdi)		0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2				
ny-gam	150,0	140,6	127,1	106,2	78,0	66,5	47,8	33,0	22,0	14,0	8,5	4,7	2,1	0,0	2,6	6,1	11,4	19,2	30,2	45,2	65,8	90,0					
$\Delta\theta$ (abs-verdi)		0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0					

Kryp og Svinn

inndata

Ac	7672000	mm ²
u	22780	m m
fck	45	N/mm ²
fcm	53	N/mm ²
fcm,0	10	N/mm ²
RH	70	%

Inndata kryp

Tidspunkter i døgn:	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t100
antall døgn		7	28	56	84	112	140 36500
a1	0,747918925						
a2	0,920361482						
a3	0,812636055						
beta H	1218,954083	Max beta H		1218,954083			
beta(fcm)	2,307657474						
Phi RH	1,155941937						
beta (t0)	0,634609108						
Phi 0	1,69283125						

inndata svinn

Tidspunkter i døgn:	ts = t0	t1	t2	t3	t4	t5	t100
antall døgn		7	28	56	84	112	140 36500
αds1		4	for type N				
αds2		0,12	for type N				
kh		0,7	for fcm > 35				
Beta RH		1,01835					

Epsi cd,0 3,02E-04
Epsi max 8,75E-05

Inndata totale svinntøyninger

Ap 15960 mm²
Ep 195000 N/mm²
I0 1,29E+12 mm⁴ 2.arealmoment.
e 642 m m eksentrisitet, tp og Ap
Ecm 36283,18822 N/mm²
fp0,1k 1640 N/mm²

	Betongalder 28 døgn	Betongalder 56 døgn	Betongalder 84 døgn	Betongalder 112 døgn	Betongalder 140 døgn	betongalder 100 år
Kryptall						
beta C (t,t0)	0,294	0,377	0,429	0,468	0,499	0,990
Kryptall, Phi (t,t0)	0,498	0,638	0,726	0,791	0,844	1,676

	Betongalder 28 døgn	Betongalder 56 døgn	Betongalder 84 døgn	Betongalder 112 døgn	Betongalder 140 døgn	betongalder 100 år
uttørkingssvinn						
beta ds	0,029	0,065	0,099	0,131	0,160	0,981
Epsi cd	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

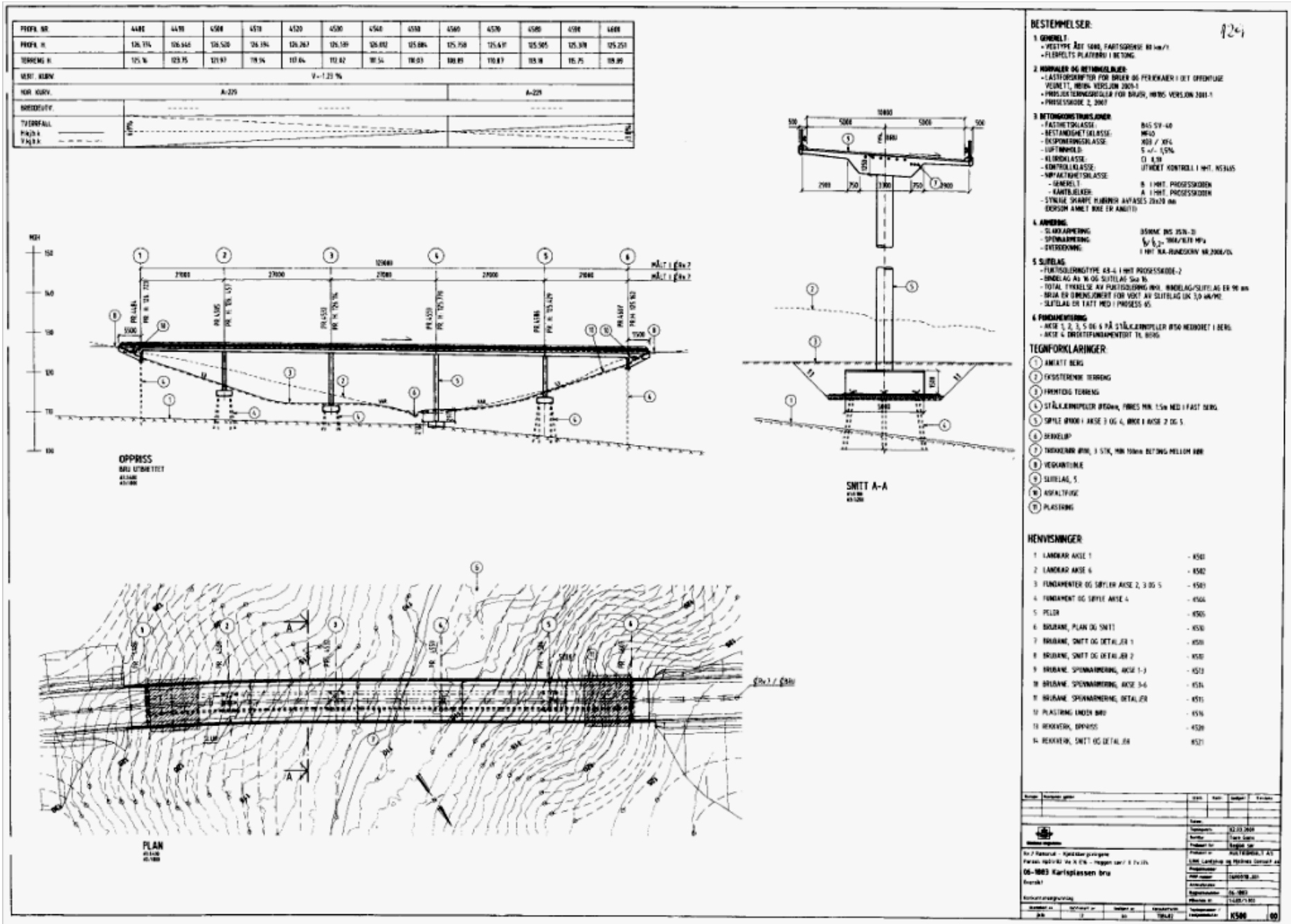
autogent svinn						
beta as	0,653	0,776	0,840	0,880	0,906	1,000
epsi ca	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

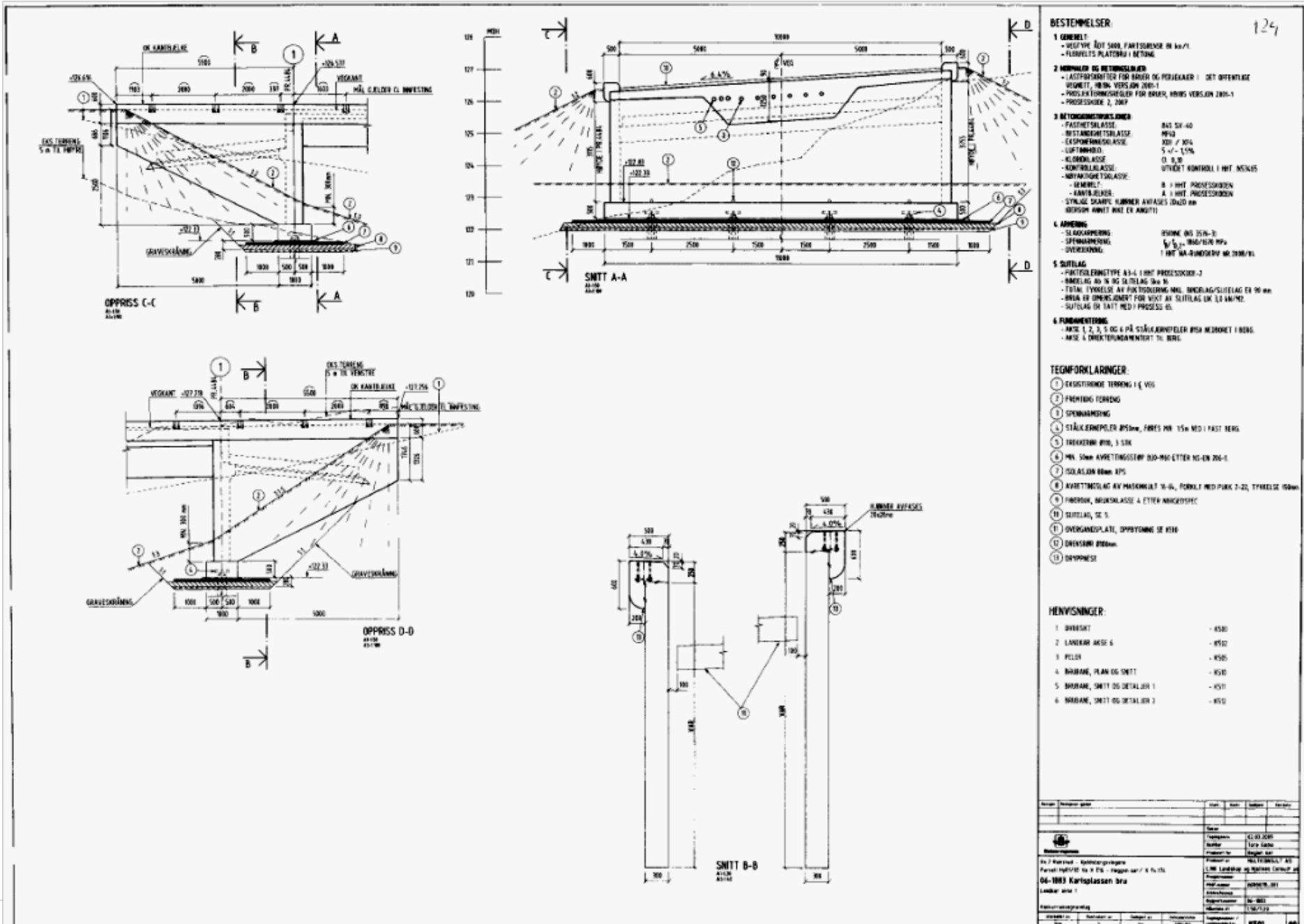
total svinntøyning 0,000 0,000 0,000 0,000 0,000 0,000 0,000

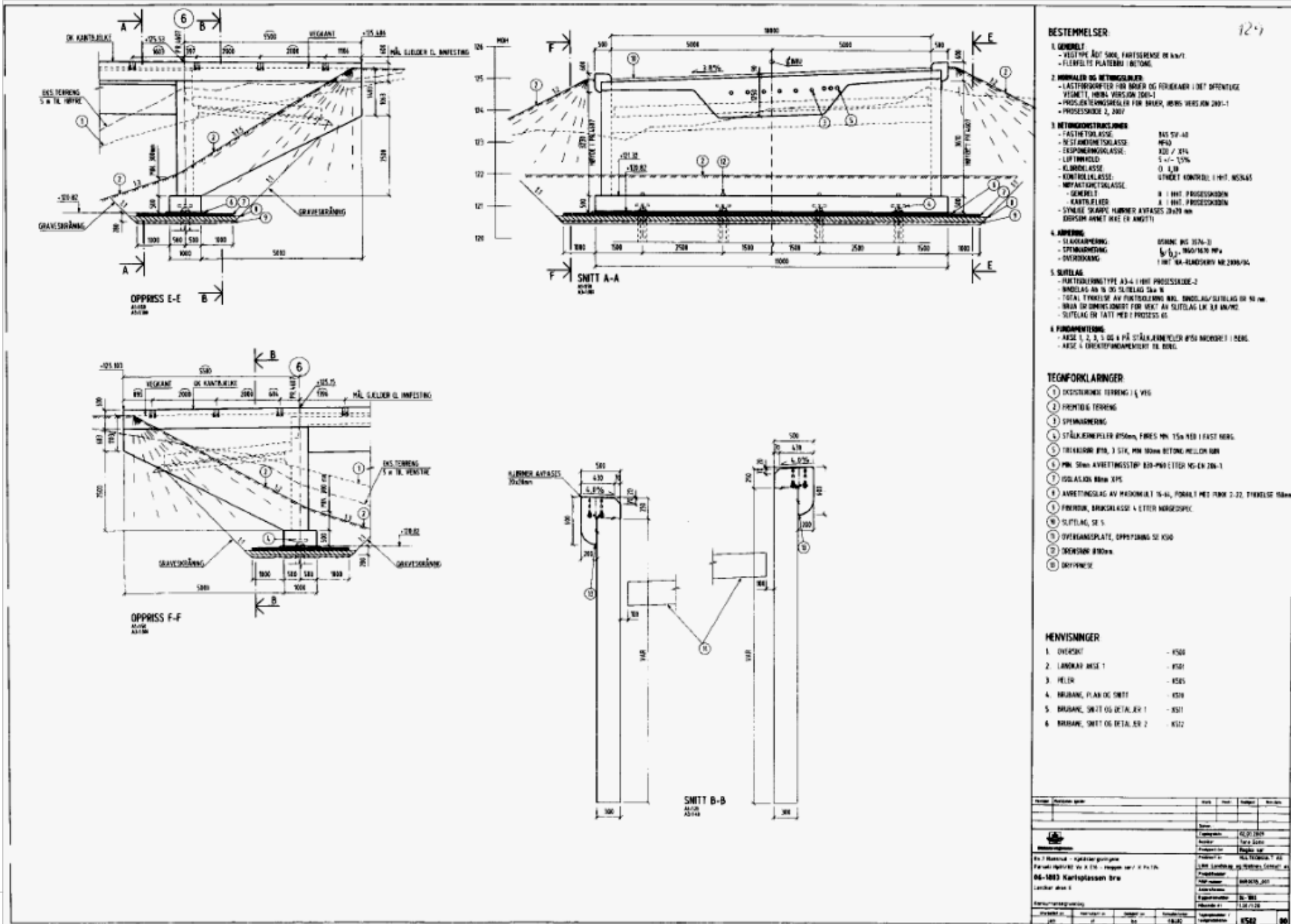
Tap på grunn av svinn:	Betongalder 28 døgn	Betongalder 56 døgn	Betongalder 84 døgn	Betongalder 112 døgn	Betongalder 140 døgn	betongalder 100 år
Ec(t) [N/mm ²]	2,42E+04	2,22E+04	2,10E+04	2,03E+04	1,97E+04	1,36E+04
Eta (Ep/Ec(t))	8,051	8,803	9,275	9,628	9,912	14,383
At [mm ²]	7,78E+06	7,80E+06	7,80E+06	7,81E+06	7,81E+06	7,89E+06
yt [mm]	9,281	10,254	10,864	11,320	11,686	17,390
It [mm ⁴]	1,34E+12	1,34E+12	1,35E+12	1,35E+12	1,35E+12	1,38E+12
Ns [kN]	197,022	254,500	294,124	325,541	352,065	918,821
Δε _{p,svinn}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Δσ _{p,svinn} [N/mm ²]	13,023	16,899	19,586	21,724	23,533	62,992
% tap (Δσ _{p,s} /0,85f _{p0,1k})	0,794	1,030	1,194	1,325	1,435	3,841

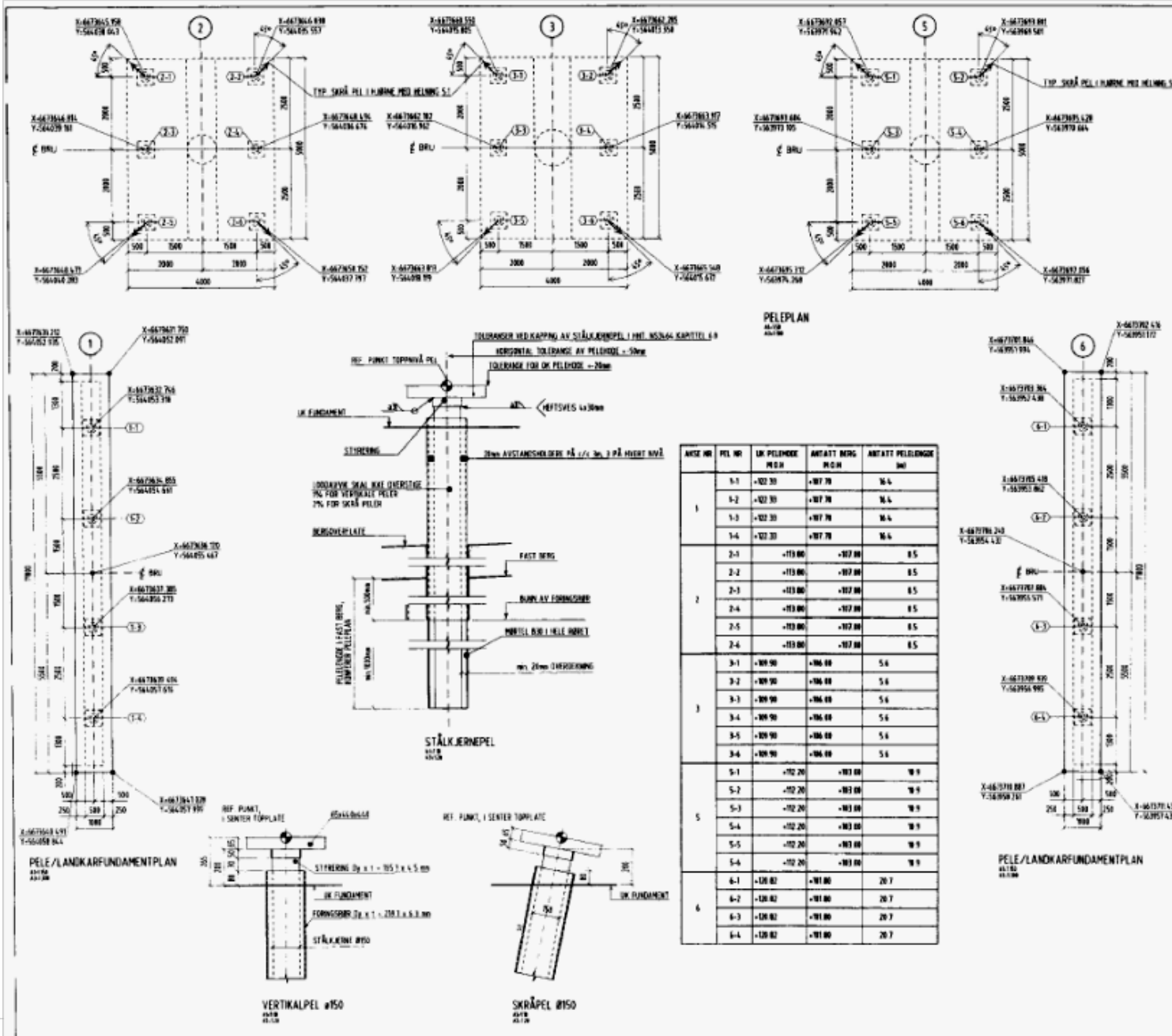
Tegningsgrunnlag

Utlevert fra SVV









BESTEMMELSER

- ØRENELT**
 - VEITTYPE BØT SØD, FARTSØNSE 100 m/1
 - PELEFELT PLATEAU I BETONG
- MINNEREL OG RETNINGSLINJER**
 - LASTFORDELING TIL FOR ANKER OG TOLKREIDER I DET ØFFENTLIGE VEIETET, NYBÅN VERSJON 2005-1
 - PROSESSKISSE/REGELFOR BRUER, NYBÅN VERSJON 2001-1
 - PROSESSKISSE 2, 2007
- BETONGKONSTRUKSJONER**
 - FASTFELTSLAG: B45 SV-40
 - BEST ANKERFORSIKLING: M10
 - EXPANDEKVALITETSLAG: S03 / 304
 - LUFTMÅL: 5 ± 0.15%
 - KLORREKLASSE: C1, 8, 10
 - KONTROLLKASSE: UTVEKST KONTROLL I HMT, NYBÅN
 - INNFARTSTONNINGSKASSE: B I HMT, PROSESSKISSE
 - KANTFØLJER: A I HMT, PROSESSKISSE
 - STYRKE SKAPPE NUMBØR AVFÆSLES 2007 m
 - BESSØR ANBET BØT ER ANBET
- ARMERING**
 - SLAAKARMERING: BEKNO 100 200-11
 - SPENNARMERING: S100 100/140 MPA
 - ENTREKKNING: I HMT, KA-RUNDSEIER NR 2008/04
- STØTLAG**
 - PARTGOLDETYPE AS-4 I HMT, PROSESSKISSE 2
 - INDELAG AV 15 OG STØTLAG SKO N
 - TOTAL TUNNELSE ER PARTGOLDETYPE INDELAG/SJØFELLS OG 10 m
 - BØIA ER DIMENSJONERT FOR VEKT AV STØTLAG OG 1.3 HØI/2
 - STØTLAG ER TÅTT MED I PROSESSKISSE 45
- FUNDAMENTSTØT**
 - AKSE 1, 2, 3 OG 4 PÅ STÅLKJERNEPELER ØFØR NEDRETT I BERG
 - AKSE 5 I DRØKT FUNDAMENTERT I BERG
- STÅLKJERNEPELER**
 - STÅLKJERNE Ø150mm, SØSSELAR ELLER SØSIN
 - NYBÅN, PROSESSKISSE TABELL B0-1
 - FORMERBØYING: Ø150 x 6.5 m, SØSSELAR
 - STYRKNING: Ø150 x 4.5 m, SØSSELAR
 - TOPPLATE: 65 x 65 x 4.5 mm, SØSSELAR
 - ANNTA PELE: 15 PELE
 - ANNTA LØNGDE: 18 BERG: 15 TABELL
 - BØYING FOR STÅLKJERNEPELLE LØYBØR FRA ØKS. TUNNELSE
 - MED HELING SOM PELE VIDER, SE FUNDAMENT OG ØPPELE TØTT
 - ANBET MÅL FOR PLEASSJON AV PELE I HØRSØNPLAANNT
 - ØLEIDER SENTER PELE I TOPPLATE (HØRSØN)
 - INKREKSJON AV SVØSØR I HMT, NS 344, D.4 TABELL B
 - STÅL ARBØDØR INKLUSIVE SVØSØR I HMT, NYBÅN
 - TYPE SKØTØR SKAL DIMENSJONERT OG ØDØR RØNNES
 - ØP BØI: STYRKNING RØNNES SKAL ØET
 - SVØSØR MED 1.35m PELETTOPPLATE OG PELE
 - FORMERBØYING BØYER 100 mm I ØDØT BERG
 - STÅLKJERNEPELER BØYER 100 OG ØTØS FAST
 - MØ: 1.5m UNDER MØL ØK FORMERBØYING

HENVISNINGER

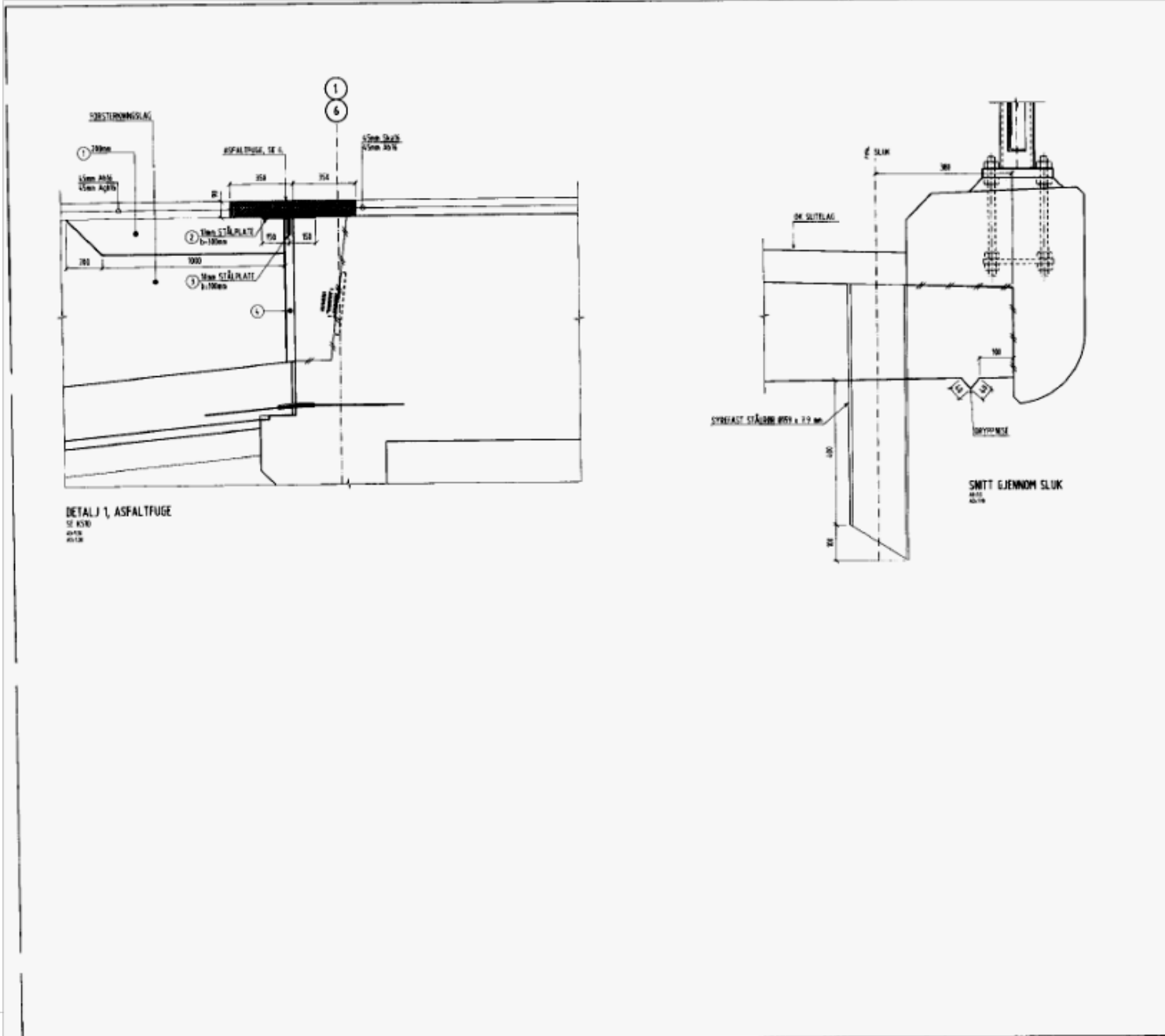
- 1 ØVERKØT - Ø150
- 2 LANDKAR AKSE 1 - Ø150
- 3 LANDKAR AKSE 6 - Ø150
- 4 FUNDAMENTER OG SØPELER, AKSE 2, 3 OG 5 - Ø150

PELE/LANDKARFUNDAMENTPLAN

VERTIKALPEL #150

SKRÅPEL #150

Prosjekt	Revisjon	Dato	Utført av	Godkjort av
<p>NTNU - Statens vegvesen</p> <p>Prosjektleder: [Navn]</p> <p>Utarbeidet av: [Navn]</p> <p>Revisjon: [Navn]</p>				



124

BESTEMMELSER

1. GENERELT
 - VEGTYPE: A67 S300, FARTSBREKKE 80 km/h
 - PUSSELETS PLATER I BETONG.

2. HORNPLATE OG RETNINGSLINJE
 - HORNPLATE: FOR SIKKERHET OG FORSKJENNING I DET OFFENTLIGE
 KRETT, NTNU, VEKSTEN 2007-1
 - PUSSELETSPLATER: FOR BANE, HVIS VEKSTEN 2007-1
 - PUSSELETSPLATE 2, 2007

3. BEFINNINGSUTRUSTNING

- FASTHOLDEKLASSE	8/4 10/48
- BESTANDIGHETSKLASSE	PF 10
- BEFINNINGSKLASSE	100 / 350
- LUFTRÅKLEDD	5 +/- 15%
- KONTROLLKLASSE	0, 0, 0
- KONTROLLKLASSE	UTVÆRT KONTROLL I HWT INNSLAG
- HØYKONTAKT	A 1 (HWT) PROSESSKLASSE
- GENERELT	A 1 (HWT) PROSESSKLASSE
- KONTAKTER	A 1 (HWT) PROSESSKLASSE

- SNIKKE SKARPE KANTER AVFASER 200ER mm
 GIBBING ANNET HADE ER ANGTTO

4. ARBEIDING
 - SLAKKEMIDDEL: 650MG, NO 2774-31
 - SPINNAKREFT: 5/5, 200/10/10 MPa
 - OVERSKENNING: 1 HWT 200/10/10/10/10/10

5. SITTELAG
 - PAKTOSLØRNETTTYPE A1-1 HWT, PROSESSKLASSE 2
 - BUNDELAG: 100 mm 100 SITTELAG 10/48
 - SITTELAG: 100 mm 100 SITTELAG 10/48
 - SITTELAG: 100 mm 100 SITTELAG 10/48
 - SITTELAG ER TATT MED 1 PROSESS KL.

6. ASFALTUGE
 - HVA TILGODE GJØRES I HWT PROSESS KL. 100
 STYRKELSE PÅ FUGEPALT ER 70A R8-10 mm

TEGNFORKLARINGER:

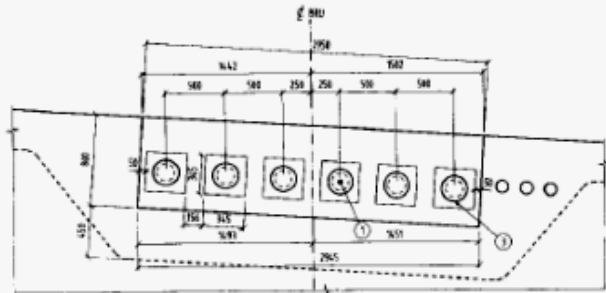
1. HORNPLATE I BETONG 80 x 10, 1-200mm
2. STÅLPLATE 10x2000 mm HWT PR. B110D
3. STÅLPLATE 10x2000 mm x 500 FOR SENTRERING I FUGEPALT, HWT PR. B110D, PUSSES MED 1 HORNPLATE.
4. HORNPLATE 1-50mm

HELVISNINGER:

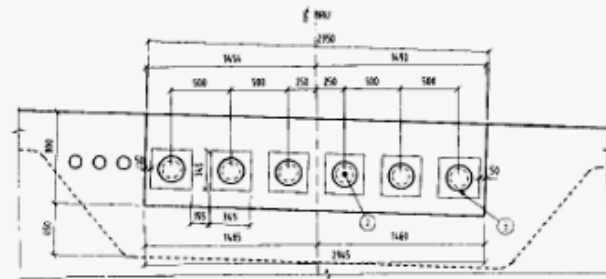
1. EXISTENT	- 4500
2. BEKANT, PLAN OG SMIT	- 4500
3. BEKANT, SMIT OG DETALJER 1	- 4500
4. HORNPLATE, DETALJ	- 4500

Prosjekt	Dato	Rev.	Utskr.	Revisjon

Prosjekt	Dato	Rev.	Utskr.	Revisjon
06-1883 Kartaplassen Bru				
1.000 1/12				
1.000 1/12				
1.000 1/12				
1.000 1/12				
1.000 1/12				



SNITT E-E, KS13
PASSIV FORANKRING FOR SPENNKABEL
KS13



SNITT I-I, KS14
AKTIV FORANKRING FOR SPENNKABEL
KS14

BESTEMMELSER

- 1. GENERELT**
- VEGTYPE 301 S100, FARTSGRENSE 80 km/h
 - FLEKKEFELTS PLATERBETON I BETONG
- 2. NORMALER OG BETINGNINGSLINJER**
- LASTFORSKRIFTER FOR BRUER OG FERIEKAEER I DET OPENFLAGE
 - VEGNETT, NBRN. VERSJON 2001-1
 - PROSJEKTERINGSREGELER FOR BRUER, NYNRS VERSJON 2001-1
 - PROSJEKTSKEM 2, 2007
- 3. BETONGKONSTRUKSJONER**
- FASTHETSKLASSE: NLS S1-4E
 - BUSTAMNINGSKLASSE: MF40
 - EKSPANSJONSKLASSE: X03 / XFC
 - LOSTEMKLEDE: S v-f = 1,5%
 - KLORIKLASSE: C1, 0,30
 - KONTROLLKLASSE: LIVVDET KONTROLL I HHT: NS3445
- 4. SPENNKABEL**
- NYFAKTKAPPEKLASSE
 - GENERELT
 - KABELLENGDE
 - STYRTELSE SKAMP KLIMMER AVTALES 20x20 mm (JERKSEM ANNET IKKE ER ANGITT)
- 5. ADNERING**
- 25 HVKSPJERING
 - SPENNKABEL
 - 25VETENNING
- BYSKEM NR 1376-30
K: 0,2
I HHT NLS-BUNDSKEM NR 3008/04

TEGNFORKLARINGER

- 1) PASSIV FORANKRING FOR SPENNKABEL
- 2) AKTIV FORANKRING FOR SPENNKABEL
- 3) ANKER



HENVISNINGER

- SPENNKABEL, AKSE 1-3, KS13
- SPENNKABEL, AKSE 3-4 - KS14

Prosjekt	Prosjekt navn	År	Rev.	Rev. dato	Rev. av
<p>Drift og vedlikehold</p> <ul style="list-style-type: none"> Drift: 2023-2024 Vedlikehold: 2023-2024 					
<p>Prosjekt</p> <ul style="list-style-type: none"> Prosjekt navn: 06-1003 Karlsplassen bru Prosjekt nr: 2023/01 Prosjektleder: Eirik Nordby Gallefoss Prosjektansvarlig: Eirik Nordby Gallefoss Prosjektstart: 2023-01-01 Prosjektslutt: 2023-12-31 					
Godkjent av	Godkjent av	Godkjent av	Godkjent av	Godkjent av	Godkjent av
09/11	11	09	09/11	09/11	09/11