

ESMA - et beregningsprogram for sammensatte betongtverrsnitt med ulike alder

Magnus Ek Knutsen
Espen Løbø Solhaug

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2016
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er en beskrivelse av betongberegningsprogrammet ESMA. Oppgaven har til hensikt å forklare hvordan programmet ble laget og hvordan det skal brukes. Programmet er et resultat av en masteroppgave utført ved NTNU av studentene Espen Løbø Solhaug og Magnus Ek Knutsen, våren 2016. Masteroppgaven er siste del av en 2-årig mastergrad ved NTNU og markerer slutten på et 5-årig utdanningsløp for begge forfatterne av denne oppgaven.

Beregningsprogrammet er et generelt beregningsprogram for symmetriske betongtverrsnitt, men er spesialisert for å kunne beregne tidsavhengige effekter som kryp, svinn og sammensatte tverrsnitt av ulik alder.

Kryp og krypomlagring er temaer som ofte blir neglisjert i beregninger, til tross for at slik effekter som er tilstede. Vårt ønske om mer kunnskap rundt dette, samt mål om å lage et beregningsprogram, gjorde denne oppgaven perfekt for oss.

Arbeidet med programmet har ellers gitt oss et stort faglig utbytte og en bedre forståelse av hvordan betong oppfører seg med tiden.

Vi vil rette en stor takk til professor Terje Kanstad for meget god veiledning ved tidsavhengige effekter og løsningsrutiner rundt dette. Han har vist god kunnskap rundt oppbygningen av et slikt program og vist stor interesse for oppgaven hele veien. En takk sendes også til medstudentene på kontoret for faglig diskusjoner og godt samhold. Til slutt vil vi takke hverandre for godt samarbeid, noe som gjorde denne oppgaven mulig.



Espen Løbø Solhaug



Magnus Ek Knutsen

Innhold

Sammendrag	I
Abstract.....	III
1 Innledning	1
2 Metode	3
3 ESMA.....	5
3.1 Geometri.....	7
3.2 Armering.....	9
3.3 Materialer.....	11
3.3.1 Betong.....	11
3.3.2 Stål	14
3.4 Laster.....	16
3.4.1 Uten tidsavhengige effekter	16
3.4.2 Med tidsavhengige effekter	17
3.5 Tidsavhengige tøyninger.....	18
3.5.1 Kryp.....	18
3.5.2 Svinn	20
3.6 Beregningsrutiner	22
3.6.1 Likevekt i tverrsnitt	22
3.6.2 Overordnet konvergenskriterie for likevekt	24
3.6.3 Løsningsmetode for definering av makslast	24
3.6.4 Effekt av forspenning	25
3.6.5 Tidsavhengige effekter.....	26
3.7 Kalkulasjonslogg.....	32
3.8 Rapport.....	33

3.9	Begrensninger	34
3.9.1	Geometriske begrensninger.....	34
3.9.2	Armeringsbegrensninger.....	34
3.9.3	Materialbegrensninger	35
3.9.4	Lastbegrensninger	35
3.9.5	Øvrige begrensninger	35
4	Testing og diskusjon.....	37
4.1	Tester – uten tidsavhengige effekter	37
4.1.1	Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering.....	37
4.1.2	Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt med symmetrisk armering.....	37
4.1.3	Rent trykk – enkeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering.....	38
4.1.4	Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med enkeltarmering.....	38
4.1.5	Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med dobbeltarmering.....	39
4.1.6	Rent bøyemoment – T-tverrsnitt med enkeltarmering	39
4.1.7	Kombinert M-N og rektangulært tverrsnitt med symmetrisk armering.....	39
4.1.8	Spennarmert tverrsnitt med ytre bøyemomenter	40
4.2	Tester – med tidsavhengige effekter	41
4.2.1	Trykkpåkjent dobbeltsymmetrisk uarmert tverrsnitt	41
4.2.2	Kontroll av oppspenningstilstand.....	41
4.2.3	Svinnføringskontroll.....	43
4.3	Parameterstudie	44
4.3.1	Parameterstudie av svinn.....	44
4.3.2	Tidsavhengige effekter på opprisset tverrsnitt	46
4.3.3	Tidsavhengige effekter på uarmert og urisset tverrsnitt.....	48
4.3.4	Komplekst brotverrsnitt med forspenning	50
4.4	Diskusjon	53
5	Konklusjon	57

6	Referanser	58
7	Vedlegg.....	59

Sammendrag

ESMA er et beregningsprogram for ulike bjelketverrsnitt med påstøpt dekke. Disse konstruksjonsdelene kan ha ulik alder, forspennes og effekter over tid kan inkluderes. Tverrsnittet kan påkjennes av enaksiale bøyemomenter og aksiallaster. Resultatet fra beregningene blir presentert i en PDF-rapport som kan lagres for senere dokumentasjon.

Programmet bruker en modifisert Newton-Rapson iterasjonsmetode med horisontale lameller for å dimensjonere eller beregne utnyttelse for valgt tverrsnitt. De tidsavhengige effektene beregnes etter *fib* Model Code sine formler og inkluderer kryp- og svinnberegninger med spenningsomlagring i tverrsnittet.

Testing av programmet ble gjort mot faglitteratur og relevante eksempler. Fra de testene som er gjennomført fremkommer svært små avvik, noe som underbygger ESMA sin pålitelighet. Konklusjonen fra denne oppgaven er at ESMA tjener sitt formål, og at programmet regner korrekt innenfor testenes rammer.

Abstract

ESMA is a software for calculations of different beam sections with slab. These structural parts can be cast at different times, be prestressed and effects of time may be included. The cross section can be loaded by uniaxial bending moments and axial loads. Results from the calculations can be presented in a PDF report that can be stored as documentation.

The program uses a modified Newton-Rapson iteration method with horizontal layers for design and utilization of the selected cross section. The time-dependent effects are calculated using formulas from *fib* Model Code and include shrinkage and creep with redistribution of stresses over the cross section.

The program was tested, and the results were compared with literature and relevant examples. Deviations from these tests and the results of the examples, were minimal. The results verify ESMA's reliability. The conclusion of this report is that ESMA serve its purpose, and the program calculates correctly within the limits of the test areas done.

1 Innledning

Tidsavhengige effekter er noe som ofte neglisjeres ved vanlige beregninger. Dette er effekter som er godt kjent for de fleste, men hvor omfanget av dem ikke nødvendigvis er like kjent. Målet med oppgaven har vært å kunne lage et så generelt program som mulig. Programmet skal kunne gi gode resultater ved normale tilfeller av tverrsnitt og situasjoner. Med hovedfokus på kryptomlagring skal programmet være et enkelt verktøy for dimensjonering av enkle tverrsnitt.

Programmet er programmert i JAVA, da dette er et verktøy som lett kan gi en god visuell opplevelse for brukeren. Det er her lagt vekt på brukervennlighet og presentasjon ettersom det også er et ønske om å kunne bruke ESMA i undervisningssammenheng.

I denne rapporten er det lagt stor vekt på å forklare hvordan ESMA skal brukes og hvilke begrensninger som er satt. Ellers er det generelt lagt vekt på løsningsrutiner, spesielt hva angår kryp, svinn og tidsavhengige effekter. Under kapittel 4 ESMA, blir programmet presentert. Her fremkommer en beskrivelse av programmet, samt en veiledning for hvordan det skal brukes. De første delkapitlene tar for seg hver enkelt del av programmet, mens siste del tar for seg hvordan programmet beregner og presenterer resultatene.

2 Metode

Arbeidet med ESMA startet etter samtaler med Terje Kanstad. Det ble tidlig bestemt å basere teorien rundt kryp- og svinnberegninger på *fib* Model Code 2010, senere benevnt MC, da dette er metoden som vil danne grunnlag for hvordan kryp blir beregnet i kommende regelverk. Ved neste oppdatering av Eurokode 2 blir denne metoden lagt til grunn, og det vil dermed være en aktuell måte å regne kryp- og svinntøyninger på. Alle formler merket med ligningsnummer er hentet fra MC.

Selve programmeringen er gjort i JAVA, og bygger på studentenes tidligere programmeringskunnskaper. JAVA som programmeringsspråk ble valgt ettersom dette er et ofte brukt språk med mye dokumentasjon. Herunder ble hovedsakelig oracle.com og stackoverflow.com mye brukt som oppslagsverk ved feilsøking. Språket JAVA er i utgangspunktet ikke laget for matematiske operasjoner, så for å kunne løse ligningssystemer på matrisiform ble JAMA Matrix importert. Dette er en utvidelse med åpen kildekode som kan regne på matrisiform. For genereringen av PDF-rapporten ble en tilsvarende utvidelse iText® benyttet.

Løsningsmetodene er hentet fra diverse faglitteratur, blant annet Cook, et al. (2002) og Sørensen (2010). De ulike metodene er programmert som separate objekter, og implementeringen av disse ble gjort gradvis etter testing. På denne måten ble hver del av programmet kvalitetssikret separat. Valg av tilnærminger og løsningsmetoder har blitt gjort etter faglig diskusjon med veileder, og er mer utførlig presentert under de respektive temaer.

3 ESMA

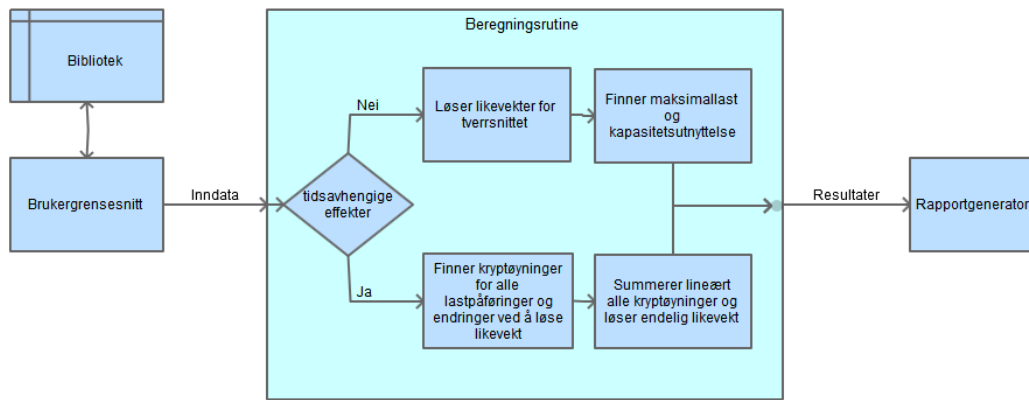
ESMA er et program som kan kapasitetsberegne og dimensjonere armerte betongtverrsnitt påkjent av normalkrefter, bøyemomenter og forspenning. Tverrsnittet kan være enkelt eller sammensatt av deler med ulike fastheter og støpetidspunkt. Tidsavhengige effekter som kryp og svinn er inkludert, og med pålastninger på ulike tidspunkt kan programmet regne spenningsomlagring i tverrsnittet over tid. Det anbefales å lese hele dette dokumentet før man benytter programmet for å unngå brukerfeil. Generelt i programmet er positive verdier trykk, både for normalkraft, spenning og tøyning. Positivt moment gir trykk i underkant av profilet.

Programmet regner likevekt etter lamell-metoden med en modifisert Newton-Rapson iterasjonsmetode for å finne løsninger. Det er derfor viktig å være klar over at det er best egnet for bjelketverrsnitt hvor plane tverrsnitt forblir plane.

I ESMA har vi valgt å se bort i fra temperaturtøyninger. Dette er gjort ettersom temperaturtøyninger og gradienter ikke vil gi noen spenningsendring i tverrsnittet siden temperaturutvidelseskoeffesienten til stål og betong er tilnærmet identiske. For statisk ubestemte konstruksjoner kan temperatur gi noe tvangskrefter, og disse må eventuelt settes på som ytre laster på tverrsnittet.

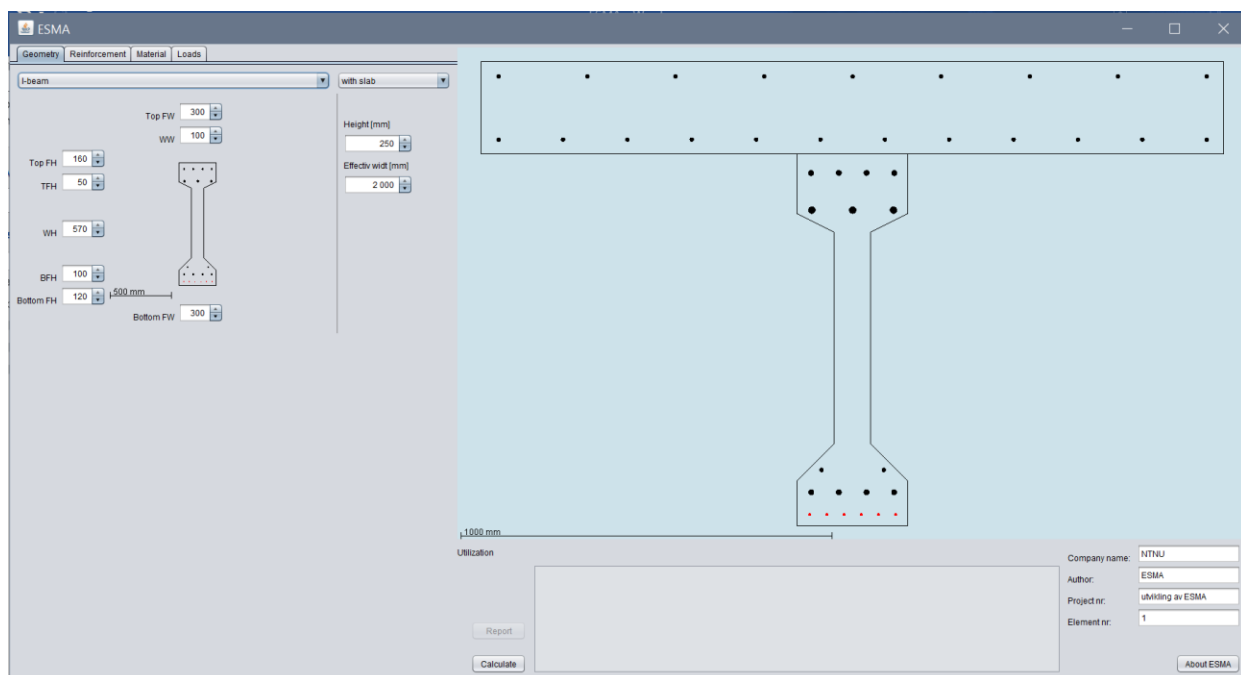
Etter en beregning vil man kunne få mulighet til å generere en PDF-rapport av resultatet. Her vil inndata bli presentert, samt resultatene for spenningsfordeling, tøyning og eventuelt kryp/svinn over tverrsnittshøyden. Dersom ikke programmet klarer å løse likevekten i tverrsnittet blir dette presentert som "Failure" i rapporten.

I de følgende underkapitler blir de ulike delene av programmet nærmere beskrevet.



Figur 1 - Overordnet flytskjema

3.1 Geometri



Bjlkens geometri bestemmes ut i fra en nedtrekksmeny. Her er det flere valg for hvilke bjelketyper som kan brukes. I-,T- eller rektangulært tverrsnitt. Ut i fra disse kan spesifikke mål tilordnes og bjelken kan formes slik man ønsker. Bjelken vil bli illustrert når den får verdier slik at det skal være lettere å oppnå ønsket geometri.

I tillegg til bjelke kan man her inkludere dekke i beregningen. Dette vil kun illustreres i hoveddrammen. Bredde på dekke må oppgis som effektiv bredde etter gjeldende regelverk. Dekke kan ha annen betongkvalitet enn bjelken

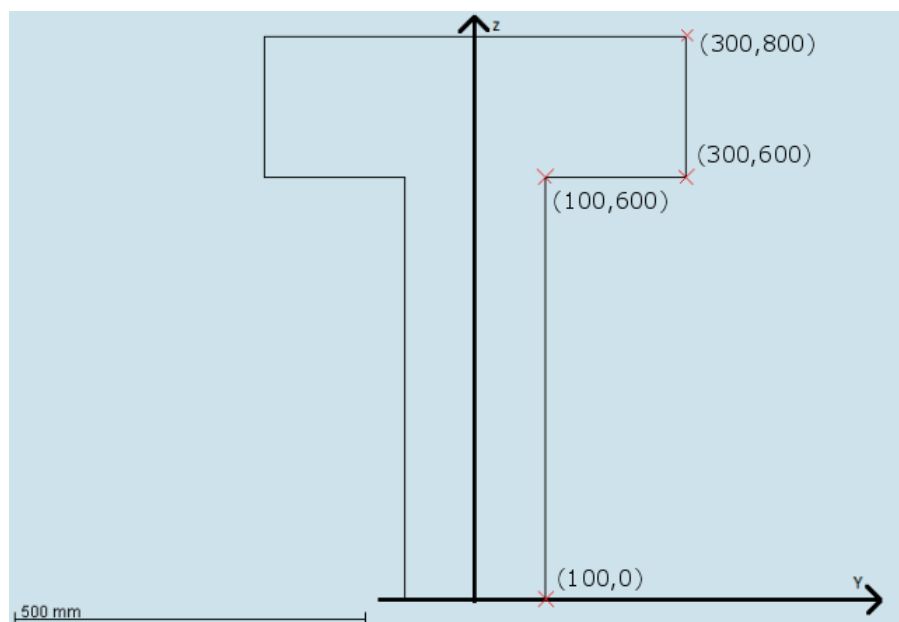
Ved valg av geometri skal man være oppmerksom på at ESMA ikke tar hensyn til lokal knekking eller andre instabilitetsproblemer. Det må også påses at tverrsnittet kan beregnes etter bjelketeori hvor plane tverrsnitt forblir plane. Dette er nærmere forklart under 3.9 Begrensninger.

For at ESMA skal kunne tegne og beregne den valgte geometrien uten for store CPU kostnader blir det etablert et eget koordinatsystem i programmet. Ved bruk av dette koordinatsystemet kan ESMA lagre generelle geometridata på matriseform. Disse matrisene lagres på maskinens RAM, og de samme matrisene blir brukt både til tegningen av tverrsnittet, så vel som kapasitetsberegningen. På denne måten er man trygg på kompatibilitet mellom beregning og presentasjon.

Koordinatsystemet begrenser seg til enkeltsymmetriske tverrsnitt om en vertikal z-akse. Dette er et bevisst valg ettersom lamellmetoden bare kan beregne momenter om en akse, og er dermed avhengig av symmetri om den vertikale akse. Denne z-aksen har nullpunkt på tverrsnittets laveste punkt. y_1 verdiene er avstand til ytterste punkt, mens y_2 er innerste punkt i y-retning. Det ble valgt to y-verdier slik at hulprofiler, DT-profiler og tilsvarende tverrsnitt skal kunne beregnes. Disse tverrsnittstypene er ikke inkludert, men rutineene er lagt til rette for at de skal kunne legges inn hvis ønsket på et senere tidspunkt. y-verdiene vil tilsvare halve tverrsnittsbredden.

Nedenfor viser en tabell som tilsvare geometrien i tilhørende figur.

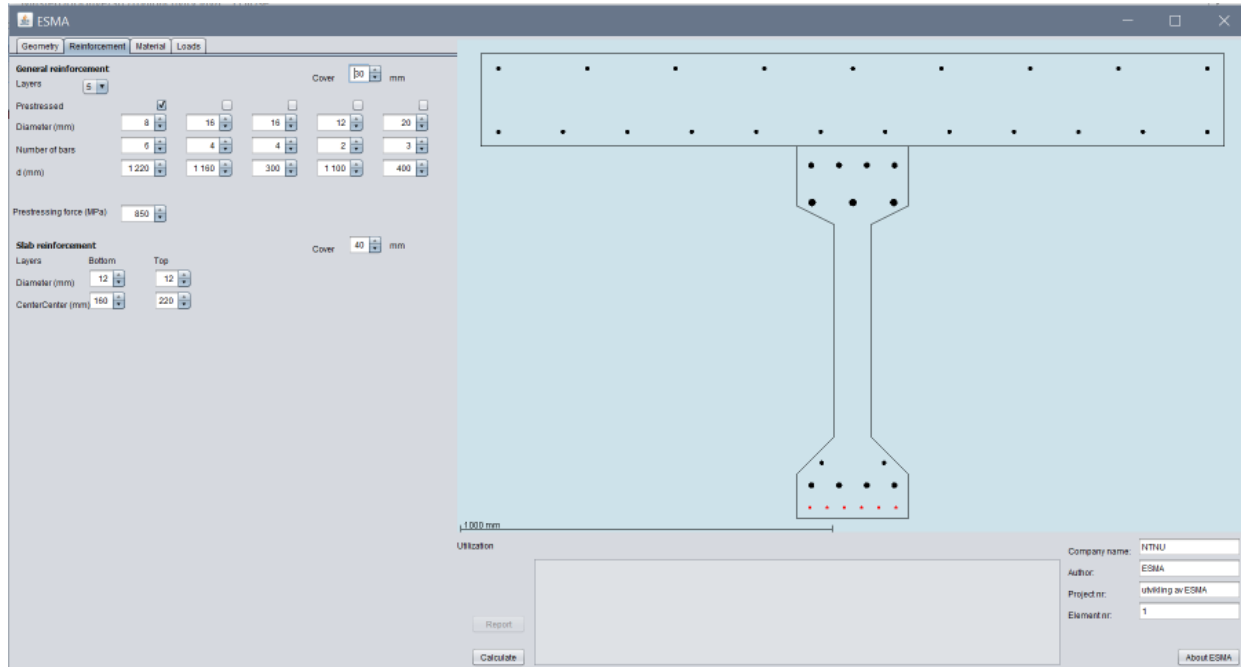
z	y1	y2
0.0	100	0
600	100	0
600	300	0
800	300	0



Figur 2 - Illustrasjon av koordinatsystem

Presentasjonen av tverrsnittsgeometrien er gjort ved å tegne vektorobjekter i JAVA 2DGraphics iterasjonsvis. Skaleringen fra millimeter til piksler skjer ved en global skaleringsfaktor som til enhver tid oppdateres ved endringer i skjermstørrelse eller geometri.

3.2 Armering



Armering kan legges i opptil syv lag dersom det inkluderes dekkearmering. Den generelle armeringen kan legges i fem lag og spesifiseres med antall armeringsstenger, diameter og avstand fra toppen av tverrsnittet. Denne armeringen kan også forspennes og vil da bli illustrert med rød farge. Ved forspenning må forspenningskraft oppgis etter relaksasjon og låsetap, da dette er effekter som ikke inkluderes i beregningene. Ettersom ESMA regner effektivt armeringsareal $\pi \cdot r^2$ må man ved spennkabler bruke en effektiv diameter for å oppnå riktig armeringsareal. Overdekningen på den generelle armeringen vil ikke ha noen beregningsmessig funksjon, men er gitt for å ha en visuell kontroll på plassering og avstand mellom disse. Hvis overdekningen overskrides i vertikal retning, vil det komme opp en feilmelding om dette.

Dekkearmering kan fordeles over to lag, topp eller bunn, og inndata defineres av senteravstand og diameter på armeringen. Vertikalplassering av disse to lagene gis ved overdekning på dekket. Det er her ikke mulig å ha ulik overdekning i over- og underkant av dekket. Antall armeringsstenger blir generert i heltall basert på dekkets bredde og vil automatisk oppdateres hvis dette endres. All armering blir fordelt likt over tverrsnittets tykkelse ved den aktuelle plasseringen.

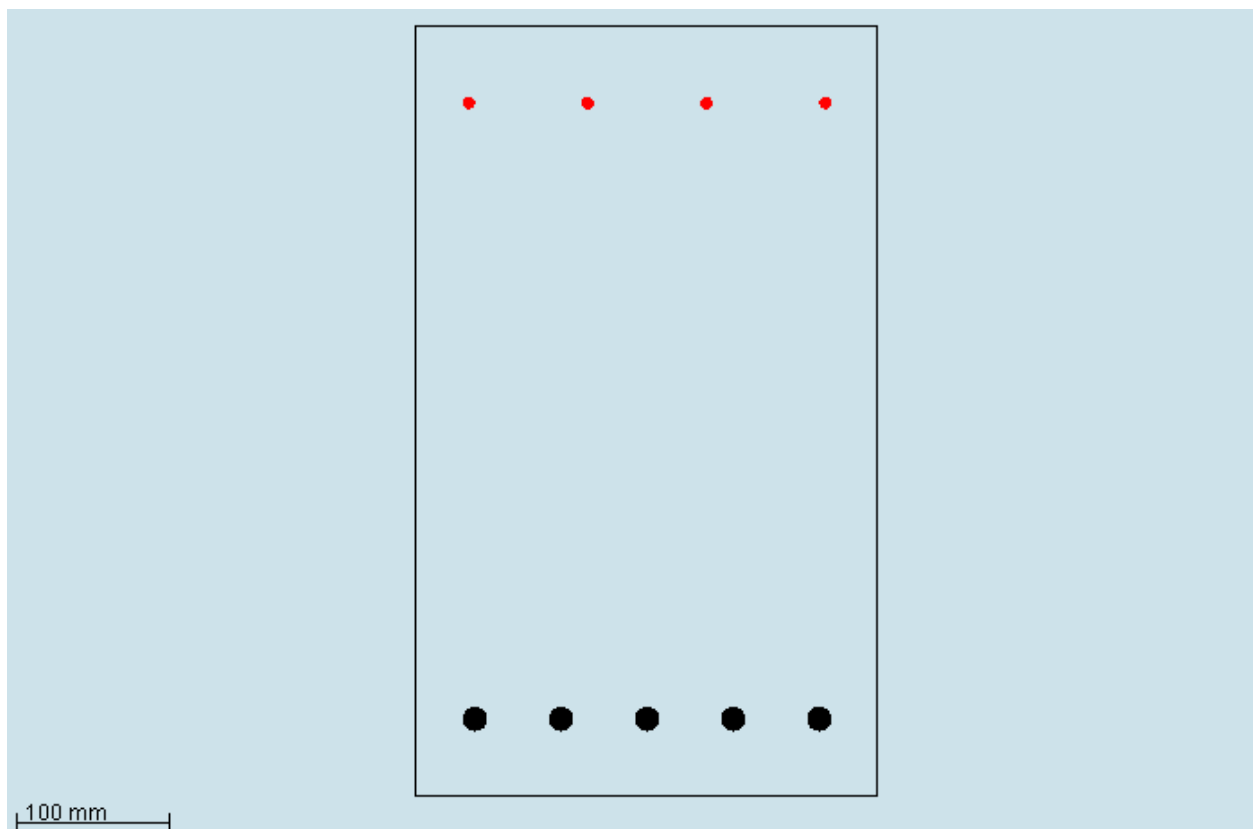
Presentasjon av armeringen skjer på samme måte som for geometri, men ikke i samme koordinatsystem. For armeringslag blir det bare spesifisert en avstand fra bunn tverrsnitt(z), og

3 ESMA

ellers informasjon om armeringen. I presentasjonen blir armeringslaget jevnt fordelt mellom ytterkantene i profilet, minus overdekningen. For likevektskalkulasjonen er armeringsutbredelsen i y-retning irrelevant.

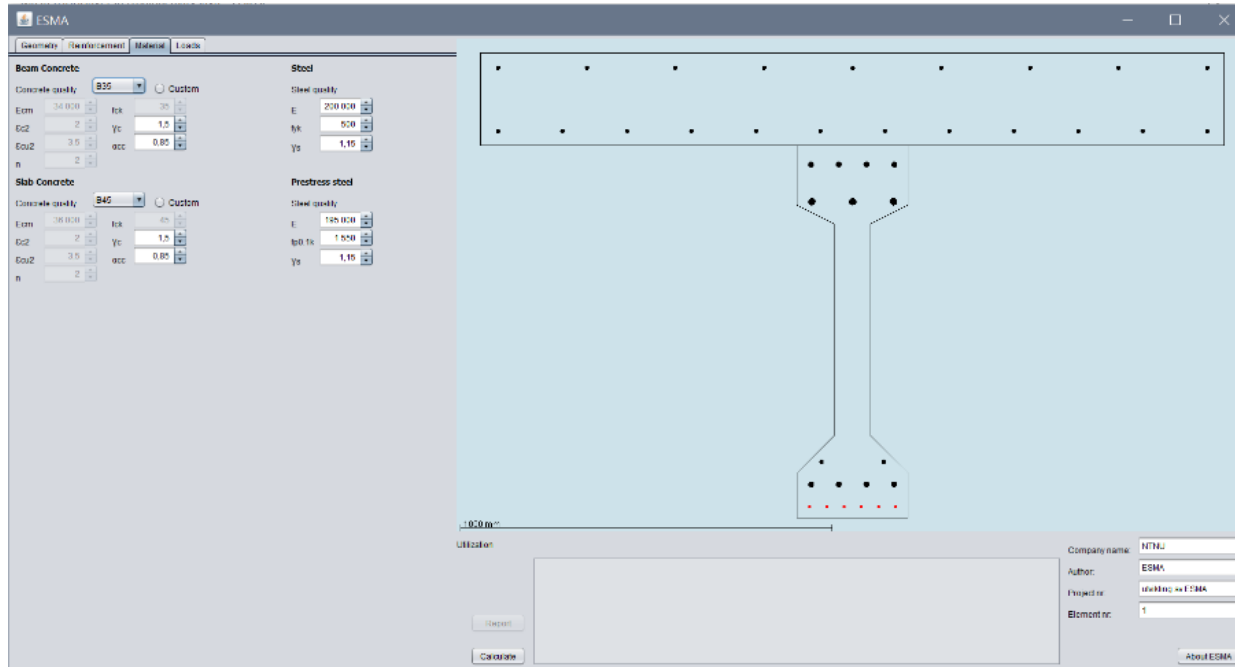
Nedenfor vises et eksempel på en armeringstabell med tilhørende figur.

z	Ø	Antall	Overdekning	Forspent?	Oppspenningskraft	Kvalitet og lignende...
450	8	4	30	True	1300	...
50	16	5	30	False	-	...



Figur 3 - Illustrasjon med armering

3.3 Materialer

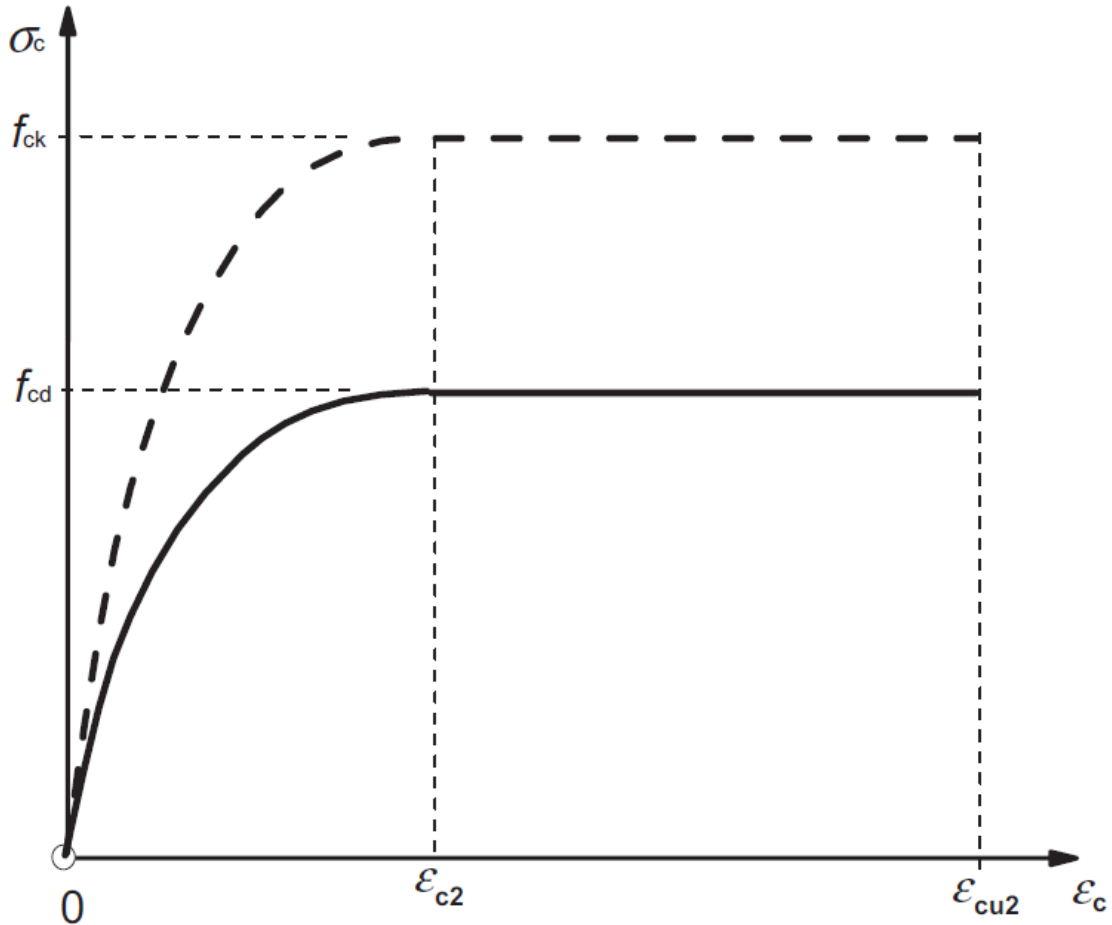


Under materialfanen er det mulighet for å velge materialegenskapene til både betong og stål fra et fastsatt bibliotek. Ved spesielle behov, vil det også være mulig å fylle inn egendefinerte verdier her. Inndata for dekke og spennarmering vil ikke være synlig hvis det ikke er huket av for dette i tidligere faner.

3.3.1 Betong

Uten tidsavhengige effekter

Standardverdier for betong er hentet fra tabell 3.1 i Eurocode 2-Del 1-1. Materialmodellen er valgt etter ligninger fra MC. Den er basert på en parabel-rektangelform under trykk og lineært elastisk i strekk.



Figur 4 - Materialmodell for betong i ULS

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c &= f_{cd} & \text{for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \\ \sigma_c &= E_{cm} \cdot \varepsilon_c & \text{for } \frac{f_{ctd}}{E_{cm}} \leq \varepsilon_c \leq 0 \end{aligned}$$

E_{cm} e-modulen som spesifiseres av bruker

n eksponent som velges basert på trykkfastheten til betongen og vil gjøre små endringer i materialmodellens kurvatur. n spesifiseres av bruker.

ε_c betongens tøyning.

ε_{c2} betongens flyttøyning. Denne spesifiseres av bruker.

ε_{cu2} betongens trykkbruddtøyning. Denne spesifiseres av bruker.

f_{cd} betongens dimensjonerende trykkfasthet.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{cc}}$$

f_{ck} betongens karakteristiske trykkfasthet

α_{cc} koeffisient som tar hensyn til virkning av langtidslast og måten lasten påføres.

γ_c materialfaktor for betongen.

f_{ctd} strekkfasthet. Denne inkluderes bare i SLS-beregninger. f_{ctd} kalkuleres fra f_{ck} som vist nedenfor.

$$f_{ctd} = \frac{f_{cd}}{f_{ck}} \cdot f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} \quad \text{MC(5.1-4)}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \quad \text{MC(5.1-3a)}$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1(f_{ck} + \Delta f)) \quad \text{for } f_{ck} > 50 \text{MPa} \quad \text{MC(5.1-3b)}$$

Med tidsavhengige effekter

For betongkonstruksjoner med en alder på under 28 døgn, vil ikke betongen ha utviklet endelig trykkfasthet og stivhet. ESMA benytter samme materialmodell for beregninger med tidsavhengige effekter, men endrer E_{cm} til $E_{ci}(t)$, f_{cd} til $f_{cd}(t)$ og f_{ctd} til $f_{ctd}(t)$ etter reglene i MC. I realiteten vil betongen utvikle ytterligere kapasitet etter 28 døgn, men dette er ikke medregnet i ESMA, da enkelte av formlene i MC baserer sine ligninger på denne begrensningen. Ref. MC (s.76)

For å øke brukervennligheten til programmet har det blitt antatt normalt tilslag, normal sementklasse og ingen spesielle tilsetningsstoffer i betongen. Dette er gjort for å kunne gi brukeren best mulige resultater uten å måtte gå i dybden på betongens oppbygning.

$$f_{cd}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cd}$$

$$f_{ctd}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctd}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \quad \text{MC(5.1-51)}$$

t alderen på betongen.

s =0,25, da det her er antatt normal sementklasse.

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad \text{MC(5.1-56)}$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.3*} \quad \text{MC(5.1-57)}$$

*I MC er denne opphøyd i 0.5, men etter samtale med veileder kom det frem at dette er en skrivefeil.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad \text{MC(5.1-20)}$$

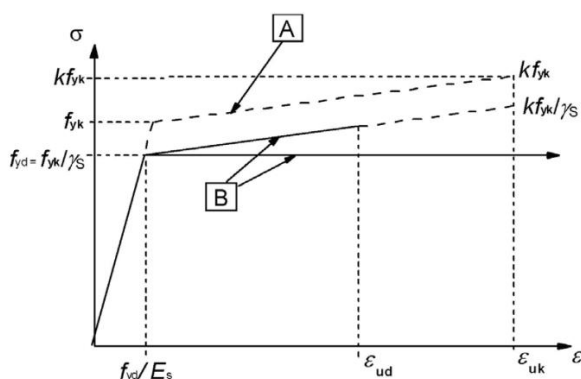
$$E_{c0} = 21.5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\Delta f = 8 \text{ MPa}$$

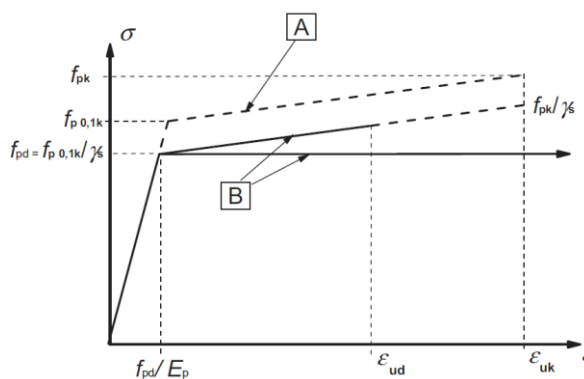
$$\alpha_E = 1, \text{ for normalt tilslag.}$$

3.3.2 Stål

Materialmodellen for stål og forspenningsstål er elastisk, perfekt plastisk og har bruddtøyning, ϵ_{uk} , på $\pm 2,5\%$. Dette er illustrert i figurene nedenfor ved den nederste B-linjen. Her vises kun halvparten av arbeidsdiagrammet, men er speilvendt for resten, da dette vil være gjeldende oppførsel for både trykk og strekk.



Figur 5 - Materialmodell for slakkarmering



Figur 6 - Materialmodell for spennarmering

$$\sigma_r = f_{yd} \quad \text{for} \quad \frac{f_{yd}}{E} \leq \epsilon < 2,5\%$$

$$\sigma_r = E \cdot \epsilon \quad \text{for} \quad \frac{-f_{yd}}{E} \leq \epsilon < \frac{f_{yd}}{E}$$

$$\sigma_r = -f_{yd} \quad \text{for} \quad -2,5\% \leq \epsilon < \frac{-f_{yd}}{E}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\sigma_r = f_{pd} \quad \text{for} \quad \frac{f_{pd}}{E} \leq \epsilon < 2,5\%$$

$$\sigma_r = E \cdot \epsilon \quad \text{for} \quad \frac{-f_{pd}}{E} \leq \epsilon < \frac{f_{pd}}{E}$$

$$\sigma_r = -f_{pd} \quad \text{for} \quad -2,5\% \leq \epsilon < \frac{-f_{pd}}{E}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

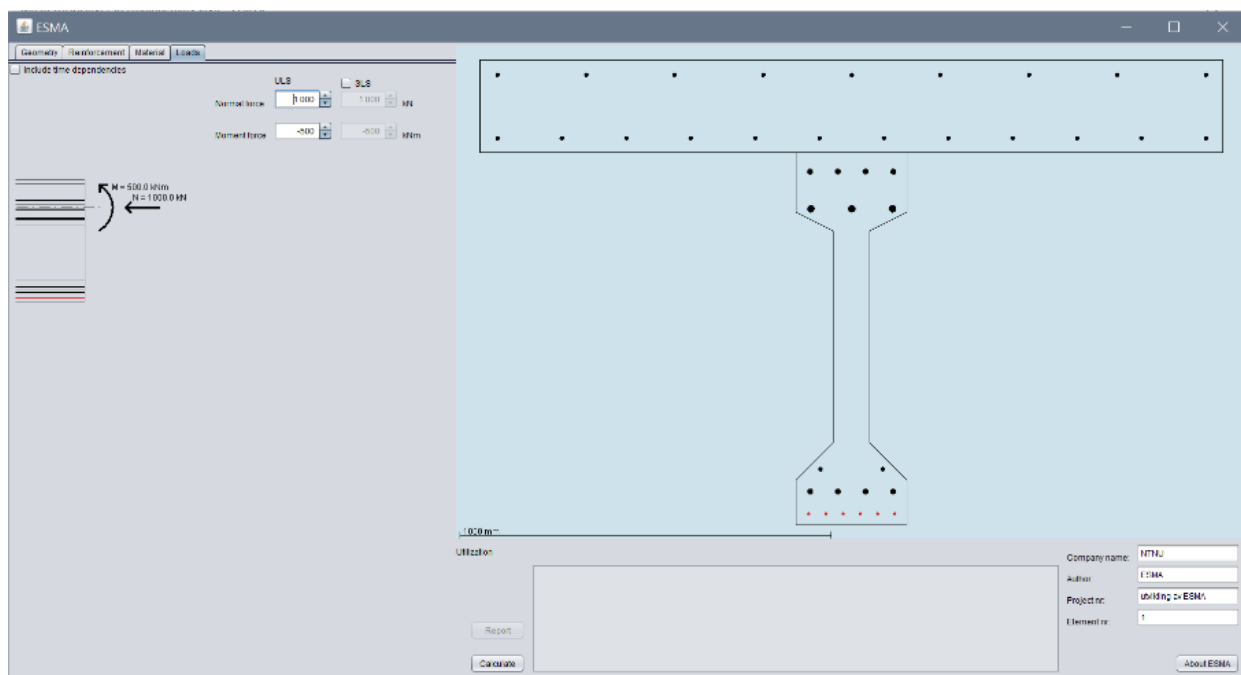
Følgende verdier spesifiseres av bruker:

- f_{yk} *karakteristisk flytspenning til slakkarmering.*
- $f_{p0,1k}$ *karakteristisk flytspenning til spennarmering.*
- γ_s *materialfaktor for respektiv armering.*
- E *e-modul for respektiv armering.*

3.4 Laster

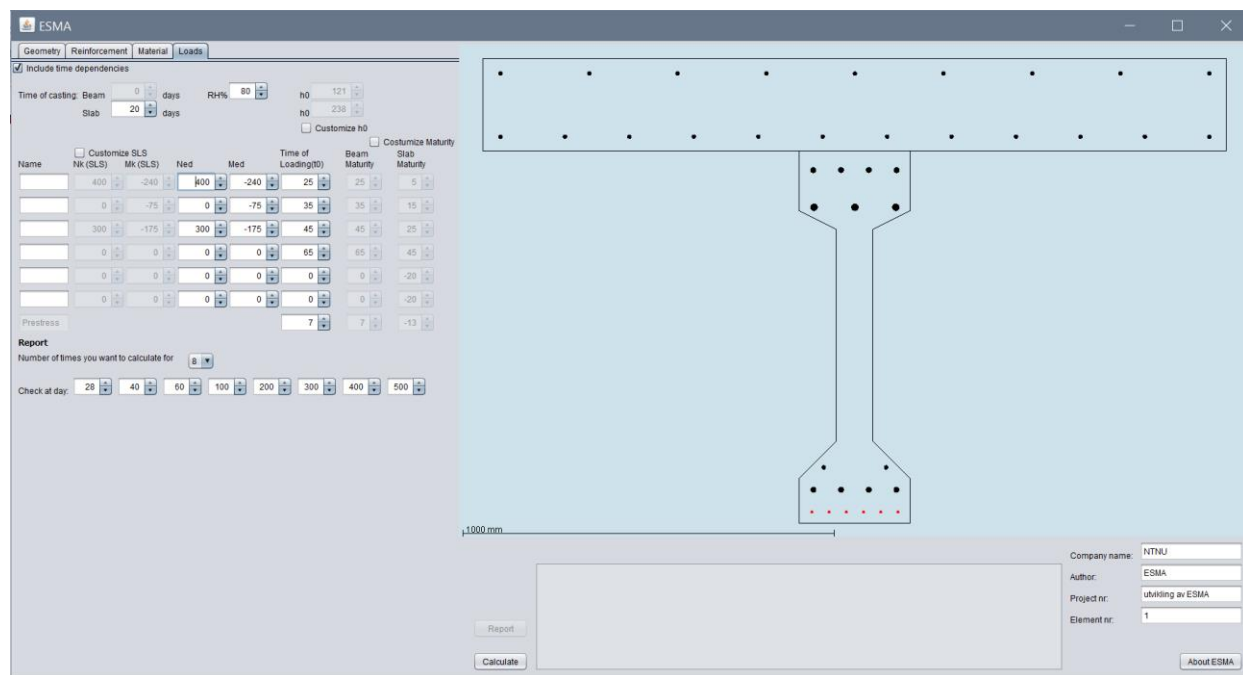
Av ytre laster kan ESMA kun beregne lastvirkninger fra normalkrefter og enaksielle bøyemomenter. Disse tverrsnittskreftene vil angripe i den elastiske tyngdepunktsaksen til hele tverrsnittet. Positive verdier for normalkraft gir trykk, og positivt moment gir trykk i underkant av profilet. Eventuell interaksjon med skjærkrefter og torsjonsmoment vil ikke bli tatt hensyn til. Dette er i samsvar med vanlig praksis for betong dimensjonering.

3.4.1 Uten tidsavhengige effekter



Dersom det ikke er huket av for tidsavhengige effekter vil det vises et oppriss av valgt profil, hvor ULS laster og retninger blir vist sammen med lastenes angrepspunkt. Her kan man velge å differensiere mellom ULS og SLS dersom ønskelig. Disse lastene vil komme i tillegg til eventuelle lastvirkninger fra forspenning. Pilene på figuren vil snu seg slik at lastene alltid vil vises i den retningen det virker på skissen.

3.4.2 Med tidsavhengige effekter



Ved valg av tidsavhengige effekter vil ESMA inkludere kryp og svinn i beregningene, og man vil automatisk trenge mer inndata. Her må det oppgis tid for støpetidspunkt for eventuelt dekke. Støpetidspunkt for bjelke vil være referansepunkt, og låst til dag 0. Det gis mulighet til å legge inn maksimalt sju forskjellige laster og lasttidspunkt for hver beregning, inkludert lastvirkninger fra oppspenning. Disse lastene kan navngis for å lettere skille de fra hverandre i rapporten. Tverrsnittets tøyninger avhenger i stor grad av uttørking og det må derfor oppgis informasjon om betongens omgivelser. Ved relativ fuktighet må verdien settes inn som prosent for både bjelke og dekke. Den effektive tverrsnittstykkelsen, h_0 , blir tildelt en foreslått verdi ut i fra det tverrsnittet som er oppgitt, men denne kan overstyres av bruker hvis ønsket. Denne faktoren benevnes h i MC, og er dermed også oppgitt som dette i noen formler. Det gis mulighet for å gi modenhet ved enkelte tidspunkt. Modenhet er en temperaturjustert alder på betongen, $t_{0,T}$. Hvordan variablene virker inn på resultatet er vist under 3.5 Tidsavhengige tøyninger.

Ved beregning av tidsavhengige effekter kan man velge hvilke tidspunkt det er ønskelig å sjekke den aktuelle situasjonen for. Her er det viktig å bemerke at laster kun vil inkluderes dersom de er pålastet minimum en dag før sjekktidspunktet.

3.5 Tidsavhengige tøyninger

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad MC(5.1-59)$$

- $\varepsilon_{ci}(t_0)$ *intialtøyning ved pålasting*
- $\varepsilon_{cc}(t)$ *kryptøyninger*
- $\varepsilon_{cs}(t)$ *svinntøyninger*
- $\varepsilon_{cT}(t)$ *temperaturtøyninger*

Formlene for kryp- og svinntøyninger er mer usikre for tilfeller med ekstreme temperatur eller fuktighetsforhold. Normalverdier er definert av MC som 40 – 80% for relativ fuktighet og 20 grader celsius normaltemperatur. Modellene i MC er utarbeidet fra forsøksresultater og representerer derfor bare områdene inkludert i forsøksdatabasen, selv om bruksområdet for MC er større enn dette.

3.5.1 Kryp

Kryp er en deformasjon som oppstår når betong utsettes for spenning over tid. Dette kommer i tillegg til den umiddelbare deformasjonen fra spenningene i et tverrsnitt. Kryp er et ikkelineært fenomen, men for beregninger etter MC anses betongen for å være et aldrende lineært viskoelastisk materiale slik at superponeringsprinsippet skal kunne benyttes. På tross av dette kan ESMA gi noen små unøyaktigheter i resultatene, ettersom programmet benytter en ikkelineær materialmodell. Disse unøyaktighetene er nærmere diskutert i 3.6.5 Tidsavhengige effekter.

Kryptall

Beregningen av kryptall består av to bidrag:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad MC(5.1-63)$$

Faktorer som beskriver kryptallet:

- f_{cm} *middelverdien av betongens trykkfasthet etter 28 dager. I ESMA er f_{cm} satt som $f_{ck} + 8$ etter MC.*

h, h_0 faktor som beskriver hvor mye av overflaten som er eksponert mot luft.

$$h = 2 \cdot A_c / u$$

hvor A_c er arealet av betongtverrsnittet, mens u er eksponert omkrets.

t alder på betongen hvor kryptøyning skal beregnes.

t_0 alder på betongen ved pålastingstidpunkt.

$t_{0,T}$ temperaturjustert alder på betongen. $t_{0,T} = t$ ved 20°C.

α korreksjonsfaktor for sementklasse. ESMA bruker normal som standard, noe som gir

$$\alpha = 0$$

RH relativ luftfuktighet i betongens omgivelser

$\Phi_{bc}(t, t_0)$ basic creep

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad MC(5.1-64)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}} \quad MC(5.1-65)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad MC(5.1-66)$$

$\Phi_{bc}(t, t_0)$ kryptall på grunn av uttørking

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad MC(5.1-67)$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1.4}} \quad MC(5.1-68)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad MC(5.1-69)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0.1 \cdot t_{0,adj}^{0.2}} \quad MC(5.1-70)$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_h(t - t_0)} \right)^{\gamma(t_0)} \quad MC(5.1-71a)$$

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad MC(5.1-71b)$$

$$\beta_h = 1.5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad MC(5.1-71c)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad MC(5.1-71d)$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1\right)^\alpha \geq 0.5 \text{ days} \quad MC(5.1-73)$$

Kryptøyninger

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{ci}} \varphi(t, t_0) \quad MC(5.1-60)$$

Denne formelen regner krypt med antagelsen om at spenningen σ_c er konstant i tidsrommet t_0 til t . ESMA tar høyde for at krypt oppstår over tid og kan føre til spenningsomlagring, det vil si at σ_c endres over tid. Dette gjøres ved å benytte en aldringsjustert effektiv E-modul hentet fra MC (kap. 7).

$$\sigma_c = (\sigma_c(t_0) + [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)] \cdot \chi)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} (\sigma_c(t_0) + [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)] \cdot \chi)$$

- χ *aldringskoeffisient som her fastsatt til 0.8 som en forenkling i henhold til MC (s.213)
Denne faktoren er erfaringsbasert og tar hensyn til at krypt skjer over tid.*
- $\sigma_c(t_0)$ *initiell lamellspenningen ved pålastningstidspunktet.*
- $\sigma_c(t)$ *lamellspenningen etter kryptomlagring som følge av $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ ved tiden t .*
- E_{ci} *betongens E-modul.*

3.5.2 Svinn

Svinntøyninger er krymping av betongen på grunn av uttørking. Svinn kan deles inn i to deler, autogent svinn og uttørkingssvinn. Disse tøyningene er uavhengig av påførte laster, men avhenger av ytre forhold og betongens oppbygning. Faktorer som sementklasse, tidsintervall for uttørking, relativ fuktighet og effektiv tverrsnittsbredde vil påvirke svinntøyningene.

Autogent svinn oppstår på grunn av fuktforbruket i herdeprosessen, mens uttørkingssvinn kommer av ekstern uttørking.

Totale svinntøyninger består av to deler:

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ totale svinntøyninger

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad \text{MC(5.1-75)}$$

Faktorer som innvirker på svinntøyningene:

- t alder på betongen hvor kryptøyning skal beregnes.
- t_s alderen på betongen når den begynner å tørke. Denne er fastsatt til 7 dager i ESMA.
- α_{bs} fastsatt til 700 da det blir antatt normal sement. MC (tabell 5.1-12).
- α_{ds1} fastsatt i ESMA til 4 fra MC (tabell 5.1-12).
- α_{ds2} fastsatt i ESMA til 0.012 fra MC (tabell 5.1-12).
- f_{cm} middelveidien av betongens trykkfasthet etter 28 dager. I ESMA er f_{cm} satt som $f_{ck} + 8$ etter MC.
- RH relativ luftfuktighet i betongens omgivelser
- h, h_0 faktor som beskriver hvor mye av overflaten som er eksponert mot luft.
- $$h = 2 \cdot A_c / u$$
- hvor A_c er arealet av betongtverrsnittet, mens u er eksponert omkrets.

$\varepsilon_{cbs}(t)$ autogene svinntøyninger

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad \text{MC(5.1-76)}$$

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0.1 \cdot f_{cm}}{6 + 0.1 \cdot f_{cm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} \quad \text{MC(5.1-78)}$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot \sqrt{t}) \quad \text{MC(5.1-79)}$$

$\varepsilon_{cds}(t)$ svinntøyninger som følge av fuktighetstap

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad \text{MC(5.1-77)}$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad \text{MC(5.1-80)}$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{MC(5.1-81)}$$

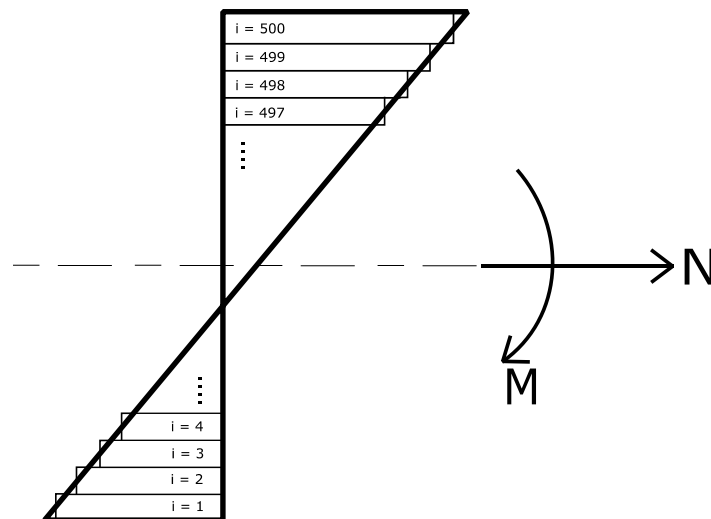
$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0.035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0.5} \quad \text{MC(5.1-82)}$$

3.6 Beregningsrutiner

I dette kapitlet vil de grunnleggende løsningsmetodene for programmet bli forklart, samt hvordan konvergenzkriterier er definert. Løsning for tidsavhengige effekter som kryp, svin, forspenning og elementer med ulik alder vil også bli forklart.

3.6.1 Likevekt i tverrsnitt

For å finne likevekt i tverrsnittene blir en modifisert Newton-Rapson iterasjonsmetode med initiell stivhet benyttet, og tverrsnittet blir diskretisert inn i lameller som skissert under. ESMA regner med 500 lameller jevnt fordelt over tverrsnittet, noe som er funnet tilstrekkelig på bakgrunn av testene som er gjennomført. Løsningsrutinen er basert på metoder beskrevet i Cook, et al. (2002) og Sørensen (2010).



Figur 7 - Inndeling av lameller

For å løse likevekten i tverrsnittet blir det først etablert en initiell stivhetsmatrise K_0 . Denne består av bidrag fra både armering (K_R) og betong (K_C).

$$K_0 = K_R + K_C$$

Disse matrisene blir beregnet ved lineært elastiske materialmodeller for både betong og armering. Elementer som ikke er støpt på beregningstidspunktet blir utelatt fra stivhetsmatrisen. Etter at stivhetsmatrisen er etablert blir ligningssystemet med de to frihetsgradene løst.

$$u_A = K_0^{-1} \cdot R$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon \\ \kappa \end{bmatrix} = K_0^{-1} \cdot \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix}$$

Her er N og M tverrsnittskreftene i det elastiske tyngdepunktet. Dette gir krumning i nøytralakse og aksialtøyning, u_A . Basert på u_A blir tøyningene i hver enkelt lamell generert for både betong og armering. Her er z_i avstanden i hver enkelt lamell til den elastiske tyngdepunktsaksen. Deretter blir disse tøyningene brukt til å finne spenninger i betonglameller og armeringslag, etter materialmodeller beskrevet i kapittel 3.3. Materialer.

$$\begin{array}{ccc} \text{Betonglameller} & & \text{Armeringslag} \\ \begin{bmatrix} \varepsilon_{c1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{c500} & z_{500} \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{materialmodell}} \begin{bmatrix} \sigma_{c1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \sigma_{c500} & z_{500} \end{bmatrix} & & \begin{bmatrix} \varepsilon_{r1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{rn} & z_n \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{materialmodell}} \begin{bmatrix} \sigma_{r1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \sigma_{rn} & z_n \end{bmatrix} \end{array}$$

For tidsavhengige effekter kan ikke dette gjøres på en like direkte måte da spenningene er avhengig av tøyninger og motsatt. Løsningsrutine for dette er beskrevet i 3.6.5 0..

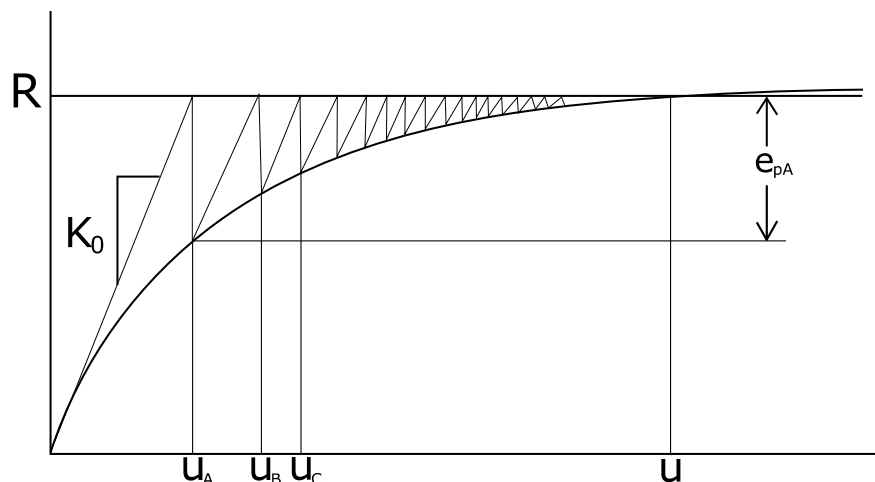
Spenninger fra alle betonglameller og armeringslag summeres for å etablere en indre kraftvektor(IF), slikt at residualet (e_p) kan bestemmes.

$$IF_A = R - e_{pA} = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} - e_{pA} = \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{500} \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \\ \sum_{j=1}^{500} \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \cdot z_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^n \sigma_{rj} \cdot A_{rj} \\ \sum_{j=1}^n \sigma_{rj} \cdot A_{ri} \cdot z_j \end{bmatrix}$$

For videre iterasjoner blir dermed lasten byttet ut med residualet fra forrige iterasjon, og deformasjonen blir brukt som initiell deformasjon.

$$u_B = u_A + K_0^{-1} \cdot e_{pA}$$

Etter denne iterasjonen vil residualet e_{pB} være mindre enn e_{pA} . Rutinen blir repetert til residualet kommer innenfor det gitte konvergenzkriteriet, og den endelige deformasjonen u er funnet. På denne måten itererer ESMA langs last-deformasjonskurven som vist i Figur 8.



Figur 8 - Modifisert Newton-Rapson

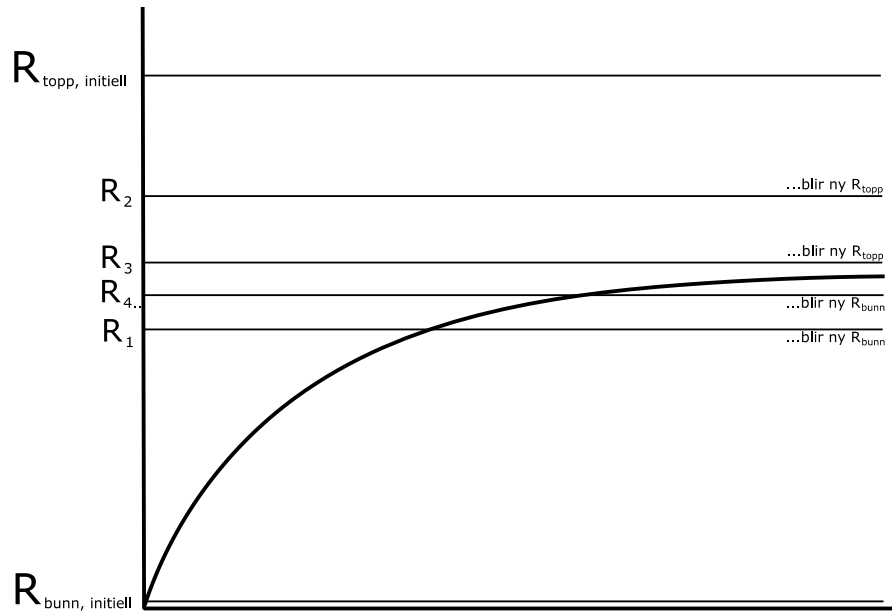
3.6.2 Overordnet konvergenzkriterie for likevekt

$$e_p \leq R \cdot 0.001 \quad , \text{ hvor } e_p = R - IF$$

Konvergens er definert ved at residualet blir mindre enn 0.1 % av den påførte lasten og at ingen av lamellene er i trykkbrudd. Maksimalt antall iterasjoner er satt til 3 000 på bakgrunn av resultat og beregningstid fra tester. Dette er videre diskutert i kapittel 4.4 Diskusjon. Dersom programmet når dette antallet iterasjoner uten å finne likevekt blir resultatet at beregningen divergerer. I rapporten vil dette vises som "Failure" av tverrsnittet.

3.6.3 Løsningsmetode for definering av makslast

Av hensyn til datamaskinens kalkulasjonstid, blir makslast kun funnet for tilfeller hvor man ikke inkluderer tidsavhengige effekter. En skjematisk presentasjon for løsningsmetoden er vist i Figur 9. Her tar løsningsrutinen imot den opptredende lasten R . Denne lasten ganges med 10^{20} for å estimere største tenkelige makslast $R_{topp} = R \cdot 10^{20}$, og 10^{-20} for å estimere laveste tenkelige makslast $R_{bunn} = R \cdot 10^{-20}$. Deretter blir gjennomsnittet av disse beregnet $R_i = \frac{R_{topp} + R_{bunn}}{2}$, og det gjøres en likevektsiterasjon for å se om denne lasten konvergerer. Ved divergens blir dette største mulige makslast $R_{topp} = R_i$, og ved konvergens blir det minste mulige, $R_{bunn} = R_i$. Denne rutinen repeteres til $|R_{bunn} - R_{topp}| \leq |R_{topp} \cdot 0.001|$ nås. Dette gir den virkelige kapasiteten på $R_{maks} = \frac{R_{topp} + R_{bunn}}{2}$.



Figur 9 – Skjematisk presentasjon for makslast

3.6.4 Effekt av forspenning

ESMA regner lastvirkningene som følge av forspenning som indre motstand, dette betyr at lastene ikke vil ha lastfaktorer på lik linje med andre laster. Lastene fra forspenning vil heller ikke dukke opp som ytre laster i rapporten. For beregning av oppspenningstilstand kan derfor resultater fra ESMA avvike noe fra en del andre programmer da det her er vanlig å regne laster fra forspenning som ytre krefter. Tvangskrefter som følge av forspenningen må legges til som ytre last i programmet.

Løsningsrutinen for likevekt er identisk med tilfellene uten forspenning. Den eneste forskjell er at spennarmeringen får en initialtøyning.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{ri1} - \varepsilon_{r01} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{rin} - \varepsilon_{r0n} & z_n \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{materialmodell}} \begin{bmatrix} \sigma_{r1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \sigma_{rn} & z_n \end{bmatrix}$$

Ved beregning av de initiale tøyningene brukes en lineært elastisk materialmodell med stivhet lik spennarmeringens E-modul.

$$\varepsilon_{r0n} = \frac{\sigma_{pn}}{E}$$

ε_{r0n} *initiell armeringstøyning i armeringslag n.*

σ_{pn} *spenning på grunn av forspenning, armeringslag n.*

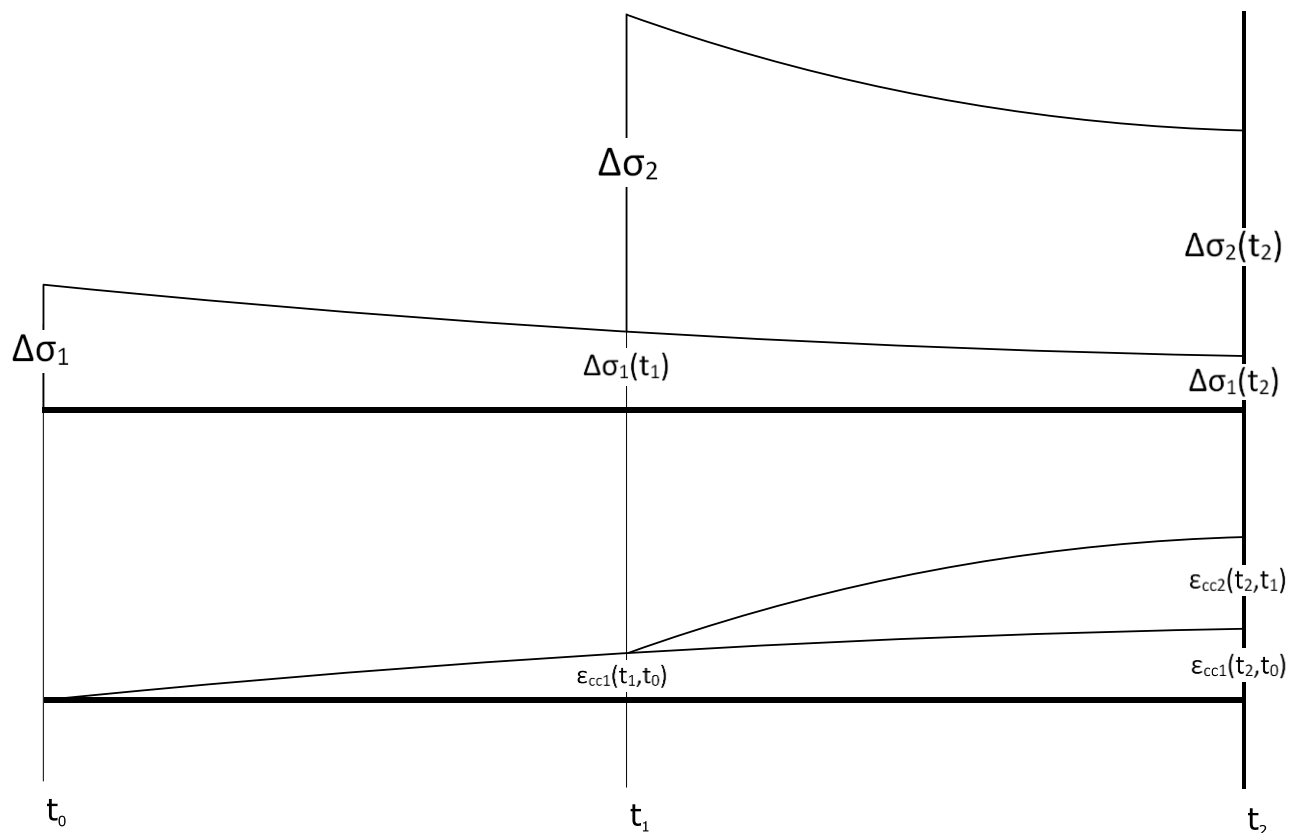
E *armeringens E-modul.*

Dette betyr at oppspenningskraften kan overstige spennarmeringens faktiske flyttøyning, med andre ord er det opp til brukeren av programmet å passe på at oppspenningskraften ligger innenfor det som er tillatt for den aktuelle armeringen. Selve likevektsberegningen skjer ved bruk av en elastisk-perfekt plastisk materialmodell for spennarmeringen som forklart i 3.3.2 Stål. Dette gjør at oppspenningskraften vil bli justert ned til flytspenning etter første iterasjon hvis den er for høy, noe som vil kompensere for overoppspenning innenfor rimelige verdier.

3.6.5 Tidsavhengige effekter

Med de tidsavhengige effektene som varierende tverrsnitt, fasthet, tverrsnittskrefter samt tidsavhengige tøyninger følger flere utfordringer enn tidligere diskutert. Grunnprinsippet for løsning av likevekt i tverrsnittet er det samme som for tidligere tilfeller. I de kommende underkapitlene vil de ulike aspektene ved tidsavhengige effekter bli belyst.

For å kunne inkludere krypbidrag fra alle endringer over tid blir beregningen delt inn i kritiske tidspunkt for mellomregninger. Et slikt tidspunkt kan være en endring i tverrsnittgeometri eller last. Nedenfor vises et skjematisk oppsett av to kritiske tidspunkt, t_0 og t_1 , samt punkt for endelig likevekt t_2 . Dette eksemplet vil bli videre brukt til forklaring av den tidsavhengige beregningsrutinen.



Figur 10 – Skjematisk oppsett av kryptøyninger over tid

Endelig likevekt

Endelig likevekt blir beregnet på tidspunkter hvor brukeren av ESMA har spesifisert at han ønsker resultater, men beregningen blir bare gjennomført dersom de tidligere kryptkalkulasjonene har konvergert.

Den endelige likevektsiterasjonen er identisk med den beskrevet i 3.6.1 Likevekt i tverrsnitt, men med to unntak.

1. Før man finner lamellspenningene i alle lameller, trekkes kryp- og svinntøyninger fra den totale tøyningen. Deretter blir lamellspenninger funnet og beregningen fortsetter som tidligere beskrevet.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{c1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{c500} & z_{500} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ci1} - \sum_{j=0}^n \varepsilon_{ccj,1} - \varepsilon_{cn1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{ci500} - \sum_{j=0}^n \varepsilon_{ccj,500} - \varepsilon_{cn500} & z_{500} \end{bmatrix}$$

$\sum_{j=0}^n \varepsilon_{ccj,1}$ summen av kryptøynginger som følge av lastene 0 til n i lamell 1.

ε_{cn1} svinntøyning i lamell 1 for aktuelt tidspunkt.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{c1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{c500} & z_{500} \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{materialmodell}} \begin{bmatrix} \sigma_{c1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \sigma_{c500} & z_{500} \end{bmatrix}$$

2. For å unngå tvangskrefter som følge av fastholding mot svinntøyningene, legger ESMA til svinn både som indre tøyninger og ytre deformasjon, u_{cn0} .

$$u_A = u_{cn0} + K_0^{-1} \cdot e_{pA}$$

$$u_{cn0} = K_c^{-1} \cdot R_{svinn}$$

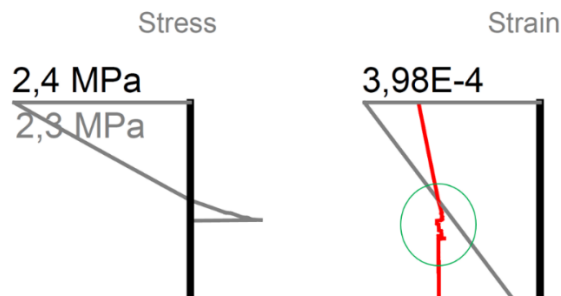
$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{cn1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \varepsilon_{cn500} & z_{500} \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{materialmodell}} \begin{bmatrix} \sigma_{cn1} & z_1 \\ \vdots & \vdots \\ \sigma_{cn500} & z_{500} \end{bmatrix}$$

$$R_{svinn} = \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{500} \sigma_{cnj} \cdot A_{cj} \\ \sum_{j=1}^{500} \sigma_{cnj} \cdot A_{cj} \cdot z_j \end{bmatrix}$$

Dette vil gjøre at tøyningene som følge av svinn vil utlignes av de ytre deformasjonene.

Ved ønske om å fastholde tverrsnittet, må tvangskreftene settes på som ytre last.

Svinntøyninger blir kalkulert i hver lamell for hvert sjekktidspunkt (t_0 , t_1 og t_2 . Figur 10). Den lineære summeringen av alle kryptøyninger, som vist i punkt 1, kan i noen tilfeller gi unøyaktige tøyningsdiagrammer (Figur 11). Unøyaktighetene oppstår ettersom en superponering av kryptøyningene vil bli en tilnærming da vi benytter en ikkelineær materialmodell for betongen. Denne tilnærmingen er også diskutert og akseptert i MC (kap. 5.1.9.4.3.)



Figur 11 - Superponering av seks små krepbidrag

Beregning av kryptøyninger

Beregning av kryptøyninger skjer på lamellnivå for hvert sjekkpunkt og resultatene blir lagret til den endelige likevektsberegningen. Selve løsningsmetoden er tilsvarende den metoden som er beskrevet i Endelig likevekt. Som vist i kapittel 3.5.1 Kryp, vil kryptøyning bli beregnet etter formel:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} (\sigma_c(t_0) + [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)] \cdot \chi)$$

$\sigma_c(t_0)$ spenning som følge av initiell endring i lastbildet på tiden t_0 . Denne spenningen blir direkte løst fra en likevektsiterasjon tilsvarende 3.6.1 Likevekt i tverrsnitt. Dersom aktuell lamell har fått tidligere kryptøyninger på dette tidspunktet vil disse tøyningene bli betraktet som initielle tøyninger i beregningen. For eksemplet i Figur 10 vil $\sigma_c(t_0)$ tilsvare $\Delta\sigma_1$ og $\Delta\sigma_2$.

$\sigma_c(t)$ spenning i lamellen etter at tverrsnittet har krøpet. Dette gjør at ε_{cc} og $\sigma_c(t)$ er gjensidig avhengige av hverandre, ettersom kryptøyningen er nødvendig i beregningen av aktuell lamellspenning. For å løse dette problemet bruker vi en ganske kompleks lokal likevektsiterasjon for hver lamell med konvergenzkriterie på 0,1%.

Denne iterasjonsprosessen starter med at ESMA forsøker å finne kryptøyningene $\varepsilon_{ccj}(t, t_0)$ som funksjon av spenningen $\sigma_c(t) = \sigma_{cj}$ i iterasjon j . Basert på $\varepsilon_{ccj}(t, t_0)$ blir σ_{cj+1} beregnet fra materialmodellen.

Grunnet konvergensproblem rundt nullpunkt og soner med strekkbrudd ble det lagt til en rutine for å hjelpe ESMA til konvergens. Dette gjøres ved å korrigere σ_{j+1} til en

middelverdi $\sigma_{j+1 \text{ korrigert}} = \frac{\sigma_{j+1} + \sigma_j}{2}$. På nytt blir ε_{ccj+1} kalkulert fra den nye $\sigma_{j+1 \text{ korrigert}}$.

Dette repeteres helt til avviket mellom σ_j og σ_{j+1} blir mindre enn 0,1%, og den korrekte lamellspenningen $\sigma_c(t)$ er funnet. For eksemplet i Figur 10 vil $\sigma_c(t)$ tilsvare $\Delta\sigma_1(t_1)$, $\Delta\sigma_1(t_2)$ og $\Delta\sigma_2(t_2)$.

For å finne de endelige kryptøyningene på resultatstidspunktet (t_2 på Figur 10) må kryptbidrag fra alle de tidligere spenningsendringene ($\Delta\sigma_1$ og $\Delta\sigma_2$ på Figur 10) summeres. Kryptøyninger som skissert i Figur 10, er satt opp i tabell.

Last	Kryptøyninger i t_0	Kryptøyninger i t_1	Kryptøyninger i t_2
$\Delta\sigma_1$	0	$\varepsilon_{cc1}(t_1, t_0)$	$\varepsilon_{cc1}(t_2, t_0)$
$\Delta\sigma_2$	-	0	$\varepsilon_{cc2}(t_2, t_1)$

Satt inn for gjeldende spenninger:

Last	Kryptøyninger i t_0	Kryptøyninger i t_1	Kryptøyninger i t_2
$\Delta\sigma_1$	0	$\frac{\varphi(t_1, t_0)}{E_{ci}} (\Delta\sigma_1 + [\Delta\sigma_1(t_1) - \Delta\sigma_1] \cdot \chi)$	$\frac{\varphi(t_2, t_0)}{E_{ci}} (\Delta\sigma_1 + [\Delta\sigma_1(t_2) - \Delta\sigma_1] \cdot \chi)$
$\Delta\sigma_2$	-	0	$\frac{\varphi(t_2, t_1)}{E_{ci}} (\Delta\sigma_2 + [\Delta\sigma_2(t_2) - \Delta\sigma_2] \cdot \chi)$

Som det fremkommer fra tabellen blir kryptbidrag fra alle spenningsendringer regnet helt ut til t_2 , men også mellomregnet for alle sjekkpunkt. Dette kommer av at $\Delta\sigma_2$ i t_1 er beregnet fra tverrsnittskrefter med antakelsen om at $\varepsilon_{cc1}(t_1, t_0)$ er initiell kryptøyning i gjeldende lamell. På samme måte er $\Delta\sigma_2(t_2)$ beregnet med antakelsen om at $\varepsilon_{cc1}(t_2, t_0)$ er initiell kryptøyning i lamellen. For den endelige likevekten blir lamellspenningen beregnet med antakelse om initiell kryptøyning på

$$\sum_{j=0}^n \varepsilon_{ccj} = \varepsilon_{cc1}(t_2, t_0) + \varepsilon_{cc2}(t_2, t_1).$$

Elementer med ulik alder

Med elementer menes spennarmering som forspennes, samt dekker som støpes på senere tidspunkt.

For elementer med ulik alder blir det introdusert en ny problemstilling; initiell krumning/tøyningsdifferanse mellom elementene. Dette har blitt løst ved å legge inn et sjekkpunkt akkurat på tidspunktet ved tverrsnittsendringen. Rett før en tverrsnittsendring blir det

kalkulert en krumning-tøyningsvektor som blir lagret. Denne vektoren blir brukt for det nye elementet, og definerer dets spenningsløse posisjon. Sett bort fra denne modifikasjonen vil alle videre likevektsberegninger fortsette som vanlig.

3.7 Kalkulasjonslogg

Kalkulasjonsloggen kommer opp som en midlertidig fane mens en kalkulasjon pågår, og etter en beregning vil siste kalkulasjonslogg vises til høyre for "Calculate"-knappen.

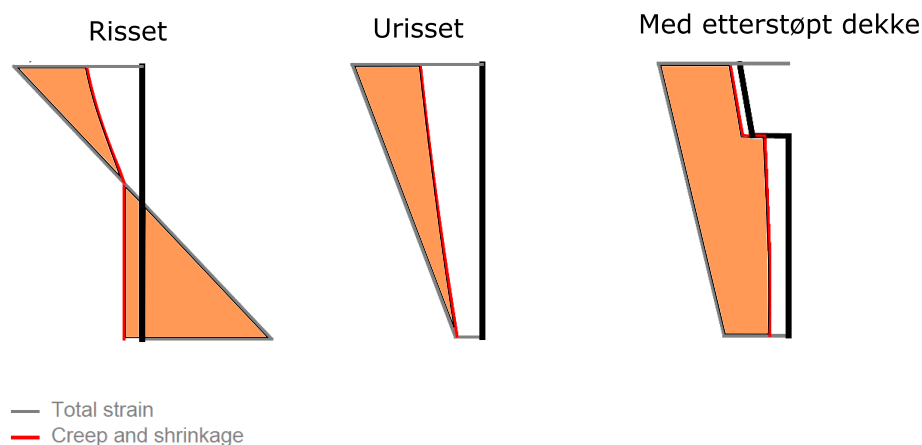
Kalkulasjonsloggen er ment for å kunne følge med på hvordan en kalkulasjon går når den konvergerer, og eventuelt på hvilket punkt en kalkulasjon divergerer. Nedenfor vises en tabell på hva de ulike beskjedene betyr.

Beskjed	Betydning
<i>Calculation started</i>	Bekreftelse på at ESMA har startet det forespurte beregningen
<i>No time dependent effects</i>	Beregningen inneholder ikke tidsavhengige effekter
ULS	ULS beregning har startet
SLS	SLS beregning har startet
<i>Converged after ## iterations</i>	Aktuell beregning har konvergert etter ## likevektsiterasjoner
<i>Trying to find maxload</i>	ESMA forsøker å finne makslasten – prosentvis utnyttelse
<i>DIVERGE FAILURE – equilibrium not found</i> <i>*aborting current calculation</i>	Aktuell beregning har divergert. Likevekt ikke funnet
<i>Time dependent effects included</i>	Beregninger inneholder tidsavhengige effekter
<i>Calculating results for day ##</i>	Starter beregning av endelig resultat for dag ## ved tidsavhengige effekter
<i>Including loading at day ##</i>	Inkluderer last fra dag ## i den tidsavhengige beregningen
<i>Precalculating stress at day ##</i>	Forhåndsberegner σ_{c0} for det aktuelle tidsintervaller
<i>Equilibrium at day ##</i>	Beregning av likevekt ved sjekkpunkter underveis i beregningen
<i>Final equilibrium at day ## - XXX</i>	Beregning av endelig likevekt for dag ##
<i>- aborted due to previous failure</i>	Beregningen blir ikke gjennomført som følge av divergens på ett tidligere stadie

3.8 Rapport

Etter endt beregning kan en PDF-rapport genereres. Denne rapporten er ment som dokumentasjon på beregningen som er gjennomført, og er delt inn i kapitler. De ulike kapitlene vil variere noe avhengig av hvilken beregning som er gjennomført. Toppteksten i rapporten er dato og tidspunkt for beregningen, samt eventuell informasjon om konstruksjonsdel, prosjektnummer, bruker og firma.

I geometrikapitelet er det fullstendige tverrsnittet tegnet i målestokk som vises nede i venstre hjørne. Det er også en oversikt over de elementene tverrsnittet består av. Materialkapitelet gjengir materialspesifikasjonene som brukeren har oppgitt. Resultatene blir vist ved spenning- og tøyingsdiagram over tverrsnittshøyden.



Figur 12 - Eksempler på tøyingsdiagrammer

Differansen mellom den svarte og den røde linjen er summen av kryp- og svinntøyninger, og denne røde linjen definerer betongens spenningsløse posisjon. Det skraverte området er betongens mekaniske tøyninger som kan skape spenninger i betongen. Armeringens spenningsløse posisjon uten forspenning og betongens posisjon på støpetidspunkt vises ved den tykke svarte linjen.

Ved siden av tøyingsdiagrammet er det skissert et spenningsdiagram som viser spenningsfordelingen over tverrsnittet. Her er det merket tallverdier i topp, bunn og ved største spenning i mellom disse.

I tillegg til dette vises en illustrasjon av lasten med størrelse og plassering av nøytralaksen i tverrsnittet. Dersom man ikke har inkludert tidsavhengige effekter vil ULS utnyttelse vises her.

Under illustrasjonene er det en oversikt over spenningene i de forskjellige armeringslagene, i tillegg er den totale krumningen og aksialtøyningen i tverrsnittets elastiske tyngdepunkt vist. Dette er brukt til å beregne en ekvivalent bøyestivhet, EI .

$$EI = M/\kappa$$

M *totalt moment, inkludert forspenning og ytre moment.*

κ *krumning*

Bøyestivheten er ikke entydig avhengig av momentet ettersom normalkraft og tidsavhengige effekter også vil kunne påvirke krumningen. Dersom denne stivheten skal kunne anvendes til andre beregninger, må tilsvarende lastforhold benyttes videre.

3.9 Begrensninger

3.9.1 Geometriske begrensninger

Av geometrisk inndata begrenser beregningsrutinene seg til å kunne beskrive enkeltsymmetriske tverrsnitt, herunder rektangulære-, T- og I-tverrsnitt. Programmet regner med horisontale lameller, og legger Navier-Bernoullis hypotese til grunn: Plane tverrsnitt forblir plane. Det er derfor opp til bruker av programmet å påse at det ikke beregnes tverrsnittsgeometrier hvor denne hypotesen ikke lenger er gjeldende. Spesielt gjøres det oppmerksom situasjoner med svært slanke tverrsnitt, effektive bredder på dekker og tverrsnitt nær opplegg.

3.9.2 Armeringsbegrensninger

Armering kan legges i opptil syv lag, og inntil fem av disse kan spennes opp. Ved bruk av forspenning med tidsavhengige effekter antas det at alle lagene spennes opp ved samme tidspunkt. ESMA kontrollerer ikke avstand mellom armeringsstenger eller andre detaljeringsregler mot gjeldende regelverk. Det er derfor svært viktig at brukeren av programmet kontrollerer den innlagte armeringen mot armeringsregler manuelt. Det kan også forekomme at armering havner over/under tverrsnittet og dermed ikke blir synlig, men den inkluderes allikevel i beregningen. Det er derfor viktig å lese rapporten nøye for å kontrollere at all armering ligger slik den skal. Vedrørende spennarmering må man være bevisst på at ESMA regner effektivt A_s areal fra $\pi \cdot r^2$, og for spenntau må man velge en ekvivalent diameter som svarer til det korrekte arealet. Ved tidsavhengige effekter og spennarmering er heller ikke relaksasjon og låsetap i spennarmeringen inkludert. Initiell forspenning må derfor korrigeres for disse effektene manuelt.

3.9.3 Materialbegrensninger

Materialmodeller for alle typer materiale er låst til en spesiell materialmodell, men disse er parametriske og kan justeres, ref. 3.3 Materialer. I forhold til tidsavhengige effekter og krypberegninger er det ikke mulig å justere for spesielle tilslag, sementtyper eller andre variasjoner som kan innvirke ved kryp og svinnberegningene. For betongens fasthet vil ESMA, ved tidsavhengige effekter, beregne en aldriingsjustert fasthet. Aldriingsjusteringen skjer for betong mellom 1 og 28 døgn. Fastheten vil ikke overskride 28-døgns fasthet.

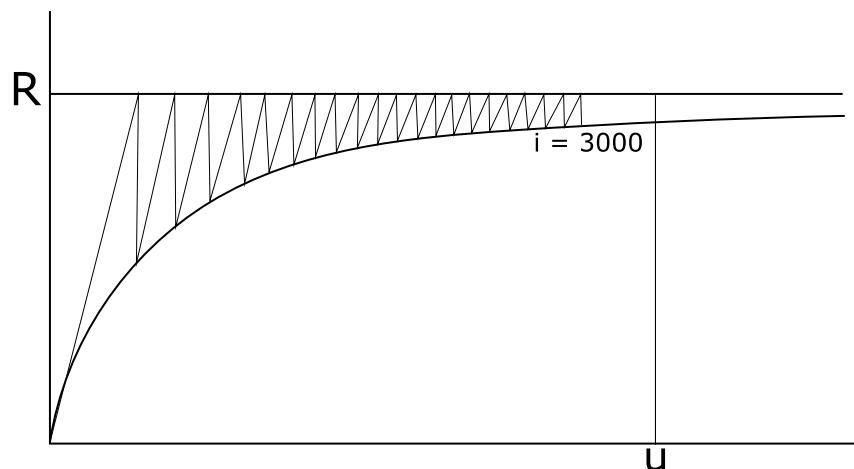
3.9.4 Lastbegrensninger

Av inndata for laster er dette begrenset til moment og normalkraft med angrepspunkt i tyngdepunktsaksen til tverrsnittet. Skjærkraft og eventuell interaksjon med skjær-moment-normalkraft er ikke inkludert. Det kan spesifiseres lastvirkninger for både ULS og SLS, men lastkombinasjoner og faktorer for gunstig/ugunstig lastvirkning må brukeren beregne manuelt. Antall tidsavhengige lastendringer er begrenset til syv, inkludert last fra oppspenning. Dersom man regner tidsavhengige effekter er det også viktig å merke seg at lasten må påføres minimum en dag etter støp. Resultater må genereres minst en dag etter at en ny last påføres.

3.9.5 Øvrige begrensninger

Krypberegningene i ESMA er hentet fra MC og har noen begrensende tilnærminger. Blant annet vil svært høye betongspenninger, over $0.4f_{cm}(t)$, gi noe underestimert kryptall. MC sine formler vil gi en relativt god tilnærming for krypberegninger opptil 50 år (MC s.90). Under utviklingen av ESMA ble det oppdaget at krypkalkulasjonen generelt kan gi opptil 1% numerisk avvik. Dette kommer av at krypberegningen inneholder svært mange eksponenter som selvforsterker de unøyaktigheten som kan oppstå.

Ved beregning av svinntøyninger antar ESMA at uttørkingen starter ved syv døgns alder. Dette er en fastsatt størrelse som ikke kan justeres.



Figur 13 - Divergens ved maks iterasjonsantall

Ved omfattende rissdannelser kan betongbidraget til den reelle stivhetsmatrisen bli svært lite, og i kombinasjon med flyt i armering vil dette føre til at arbeidsdiagrammet får en meget flat form. Det vil derfor kreve mange iterasjoner for å finne eksakt løsning langs denne kurven ved bruk av initiell stivhetsmatrise K_0 . ESMA kan derfor presentere resultatet som "Failure" på tross av at beregningen er gjennomførbar.

Tverrsnitt med rent strekk og lite armeringsareal kan gjøre at ESMA presenterer resultatet som "Failure" på tross av svært lave laster. Dette kommer av at den initielle stivhetsmatrisen er estimert ved antagelse om at betongen er et homogent lineært elastisk materiale i både strekk og trykk. Dermed blir stivhetsmatrisen altfor stiv når tverrsnittet risser opp noe som fører til at likevekt ikke blir funnet i løpet av de 3 000 første iterasjonene.

Ved tidsavhengige effekter i kombinasjon med bruksgrensetilstand gjøres det oppmerksom på betongens strekkfasthet. ESMA beregner strekkfasthet for betong i SLS, diskutert i kapittel 3.3 Materialer. For tidsavhengige effekter hvor betongen risser opp på tidlig tidspunkt vil ESMA senere etablere strekkfasthet i dette området dersom risset lukker seg igjen. Skal man beregne tilfeller hvor dette blir aktuelt anbefales det å benytte ULS, ettersom denne beregningen ikke regner med strekkfasthet i betongen.

Det kan ellers påpekes at tverrsnittets krumning og tøyning bare er beregnet på bakgrunn av svinn, kryp og mekaniske påkjenninger. Temperaturgradienter eller andre laster som kan gi krumnings- og tøyningssendring er ikke inkludert som en del av beregningene til ESMA.

Temperatur vil på sin side ikke påvirke spenninger eller kapasitet ettersom lengdeutvidelseskoeffisienten til betong og stål er tilnærmet identisk.

4 Testing og diskusjon

I dette kapitlet blir ESMA testet mot eksempler fra faglitteratur og håndberegninger, både med og uten tidsavhengige effekter. Formålet med testene er å danne grunnlag for å konkludere på om ESMA regner riktig. Alle testene er gjort ved 500 lameller og 3 000 iterasjoner. Det blir også gjennomført noen parameterstudier for å se på effekten av å endre ulike variabler med tidsavhengige effekter. Resultatene vil bli diskutert i kapittel 4.4 Diskusjon.

4.1 Tester – uten tidsavhengige effekter

4.1.1 Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Enkel håndberegning.

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 100 \times 100$ med B35 betongkvalitet. Håndberegning viser at dette bør tåle $19,8 \text{ N/mm} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 198 \text{ kN}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.1 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 99,8% i dette tilfellet. Dette gir 0,2% avvik i forhold til analytisk håndberegning.

4.1.2 Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt med symmetrisk armering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.90 eksempel 4.13

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 300 \times 400$ med B30 betongkvalitet og symmetrisk armering $3\varnothing 25 \times 2$ $h' = 320 \text{ mm}$. Betongens bruddkriterium er $\varepsilon_c = 1.75 \cdot 10^{-3}$.

Sørensen gir $N_{\text{maks}} = 3071 \text{ kN}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.2 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 99,9% i dette tilfellet. Lasten måtte redusere til 3069 kN for å få beregningen til å konvergere. Dette gir 0,1% avvik i forhold til analytisk håndberegning.

4.1.3 Rent trykk – enkeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Enkel håndberegning.

Beskrivelse av problemet:

T-tverrsnitt med flens $b \times h = 1000 \times 200$ og steg $b \times h = 200 \times 500$. B30 betongkvalitet uten armering.

Håndberegning gir $19.83 \text{ N/mm} \cdot ((1000 \cdot 200) \text{ mm} + (500 \cdot 200) \text{ mm}) = 8500 \text{ kN}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.3 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 99,3% i dette tilfellet, noe som gir avvik på 0,7% fra håndberegning.

4.1.4 Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med enkeltarmering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.35 eksempel 4.3

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 250 \times 400$ med B30 betongkvalitet og symmetrisk armering $3\phi 20$ $d = 365 \text{ mm}$ fra topp.

Sørensen gir ca $M_{\text{maks}} = 129 \text{ kNm}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.4 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 101,4% i dette tilfellet.

Lasten måtte reduseres til 127kN for å få beregningen til å konvergere. Dette gir 1,4% avvik i forhold til håndberegning.

4.1.5 Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med dobbeltarmering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.48 eksempel 4.6

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 300 \times 370$ med B35 betongkvalitet og usymmetrisk armering: $A_{s \text{ topp}} = 389 \text{ mm}^2$ $A_{s \text{ bunn}} = 1741 \text{ mm}^2$ $h' = 255 \text{ mm}$.

Sørensen gir $M_{\text{maks}} = 190 \text{ kNm}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.5 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 101,3% i dette tilfellet.

Lasten måtte redusere til 187kNm for å få beregningen til å konvergere. Dette gir 1,3% avvik fra håndberegning.

4.1.6 Rent bøyemoment – T-tverrsnitt med enkeltarmering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.53 eksempel 4.7

Beskrivelse av problemet:

T-tverrsnitt med flens $b \times h = 150 \times 1000$ og steg $b \times h = 250 \times 600$ med B30 betongkvalitet og usymmetrisk armert $6\phi 20$, $d = 700 \text{ mm}$ fra topp.

Sørensen gir estimat på $M_{\text{maks}} = 511 \text{ kN}$ til sikker side.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.6 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 96% i dette tilfellet. Avviket på 4% skyldes Sørensens antagelse om at trykksonen begrenser seg til flensen i tverrsnittet.

4.1.7 Kombinert M-N og rektangulært tverrsnitt med symmetrisk armering

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.92 eksempel 4.13

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 300 \times 400$ med B30 betongkvalitet og symmetrisk armert $3\phi 25 \times 2$ med $h' = 320 \text{ mm}$.

Sørensen gir $N_{\text{maks}} = 906 \text{ kN}$ og $M_{\text{maks}} = 305 \text{ kNm}$.

Resultater:

Rapport som vedlegg A.7 viser at ESMA beregnet en utnyttelse på 100,5% i dette tilfellet. Lastene måtte reduseres til $N=906\text{kN}$ og $M=303\text{kNm}$ for at beregningen skulle konvergere i ESMA.

4.1.8 Spennarmert tverrsnitt med ytre bøyemomenter

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010) s.267 eks. 7.1

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h=300 \times 1000$ med B45 betongkvalitet og forspent armering med $A_p=1400\text{mm}^2$, $d=900\text{mm}$ fra topp. Oppspenning = 1360Mpa .

Sørensen gir estimat på $M_{\text{maks}} = 1456\text{kNm}$.

Resultater:

ESMA beregnet en utnyttelse på 100,8% i dette tilfellet. Ved reduksjon til $M_{\text{ed}} = 1444\text{kNm}$ konvergerer resultatet. Rapport som vedlegg A.8. Dette beregningstilfellet konvergerer etter 2919 iterasjoner. Ved å manipulere maks antallet for iterasjoner i ESMA, fikk vi en utnyttelse på 99,8% med $M_{\text{maks}} = 1456\text{kNm}$, etter 9285 iterasjoner.

4.2 Tester – med tidsavhengige effekter

4.2.1 Trykkpåkjent dobbeltsymmetrisk uarmert tverrsnitt

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Håndberegning vedlegg C.1.

Beskrivelse av problemet:

Tverrsnitt: $b \times h = 100 \times 100$ med uarmert B35 betong.

Laster: 10kN etter 28 døgn og 10kN etter 48 døgn.

Håndberegning gir tøyninger = 0,248‰ etter 30 døgn

0,432‰ etter 100 døgn

Resultater:

Rapport som vedlegg B.1 viser at ESMA beregnet tøyning 0,247‰ etter 30 døgn

0,430‰ etter 100 døgn.

Største avvik er på 0,5% etter 100 døgn.

4.2.2 Kontroll av oppspenningstilstand

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Sørensen (2010)s.273 eks. 7.3

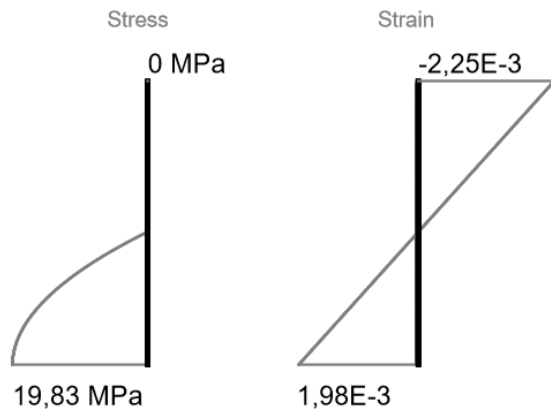
Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 300 \times 1000$ med B45 betongkvalitet og forspent armering: $A_p = 1600 \text{ mm}^2$, $d = 900 \text{ mm}$. Forspent etter syv døgn. Slakkarmering i strekksone 2Ø16, $d = 50 \text{ mm}$.

Oppspenningskraft = 1360Mpa

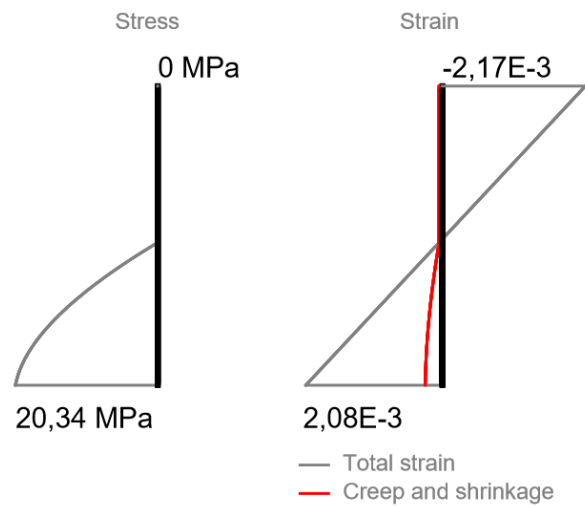
Sørensen håndberegner oppspenningstilstanden med MN-diagrammer, og reduserer f_{ck} til 35MPa ettersom forspenningen skjer etter syv døgn. Det er her gjort to beregning i ESMA, en med tidsavhengige effekter hvor oppspenningen skjer etter syv døgn og en uten tidsavhengige effekter der det er benyttet B35 betong grunnet redusert trykkfasthet.

Resultater:



Figur 14 - Kontroll av oppspenningstilstand

Komplett rapport i vedlegg B.2-a



Figur 15 - Oppspenning med tidsavhengige effekter etter 8 døgn

Komplett rapport i vedlegg B.2-b

Beregningsresultatene for det to tilfellene er ganske like og oppspenningstilstanden er ok.

4.2.3 Svinntøyningkontroll

For å kontrollere beregningen av svinntøyninger har det blitt beregnet et enkelt eksempel.

Kilde for sammenligningsgrunnlag:

Håndberegning, vedlegg C.2

Beskrivelse av problemet:

Rektangulært tverrsnitt $b \times h = 100 \times 100$ som gir $h_0 = 50$,

B35 betongkvalitet.

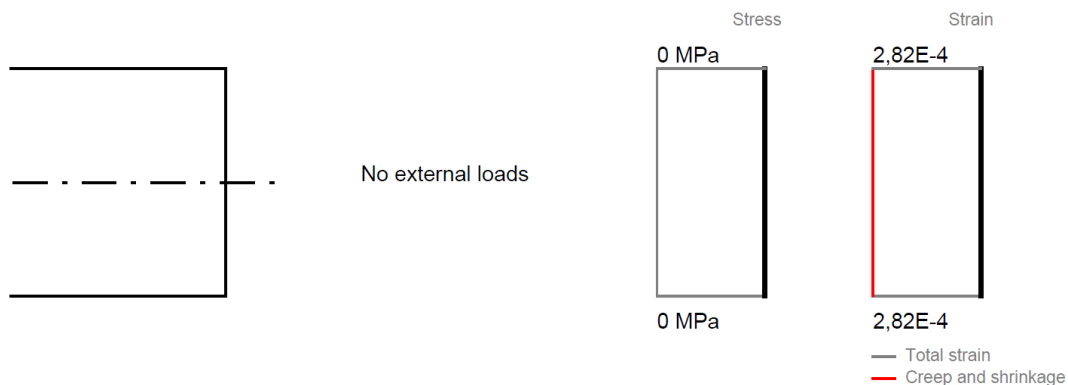
RH = 80%

t = 100 dager

Ingen last.

Resultater:

Håndberegning viser $2,82E-4$ i svinntøyninger. ESMA har også funnet dette:




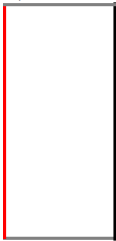



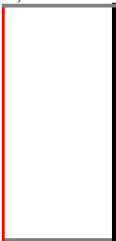
Figur 16 - Svinntøyning etter 100 dager

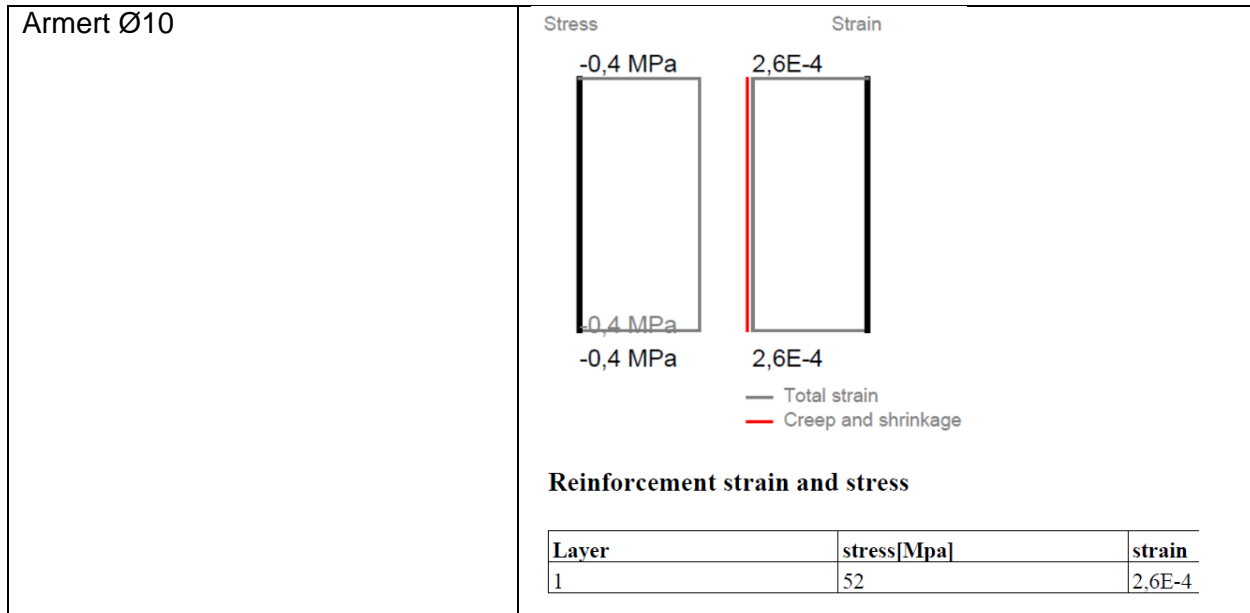
Komplett rapport som finnes vedlagt som vedlegg B.3. Svinntøyningene skaper hverken spenninger eller kryptøyninger i betongen ettersom tverrsnittet er uarmert. Svinntøyningene avviker med 0% fra håndberegninger.

4.3 Parameterstudie

4.3.1 Parameterstudie av svinn

Her er det gjort en studie på hvilke utslag de enkelte parameterne i en svinnberegning vil gjøre. Vi har tatt utgangspunkt i eksempel brukt i kapittel 0, for så å endre på en parameter ved hvert forsøk. Ved sammenligningseksempelet ble svinn- og totaltøyningene 0,282‰.

<p>Sjekk tidspunkt endret fra 100 til 28 dager</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Stress</p> <p>0 MPa</p>  <p>0 MPa</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Strain</p> <p>1,83E-4</p>  <p>1,83E-4</p> </div> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;"> — Total strain — Creep and shrinkage </p>
<p>Endret RH fra 80 til 41%</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Stress</p> <p>0 MPa</p>  <p>0 MPa</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Strain</p> <p>4,76E-4</p>  <p>4,76E-4</p> </div> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;"> — Total strain — Creep and shrinkage </p>
<p>Endret h_0 fra 50 til 25mm</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Stress</p> <p>0 MPa</p>  <p>0 MPa</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Strain</p> <p>3,36E-4</p>  <p>3,36E-4</p> </div> </div> <p style="text-align: right; font-size: small;"> — Total strain — Creep and shrinkage </p>



Etter 28 dager er svinntøyningene cirka halvparten av svinntøyninger ved 100 dager. Dette er sannsynlige resultater ettersom svinn vil øke som følge av uttørking over tid. RH og h_0 er faktorer som styrer fuktforholdene rundt betongen og tverrsnittets eksponering mot dette. Uttørkningssvinn vil gi et større bidrag når luftfuktigheten reduseres, eller når uttørkningsarealet øker.

For tilfellet med armering er det brukt SLS-beregning slik at betongen får strekkfasthet. Her vil armeringen få trykkspenninger som følge av betongens svinntøyninger. Dette gjør at betongen får strekk slik at likevekten beholdes. Grunnet spenninger i betongen vil det også oppstå noe kryptøyninger.

Likevektskontroll:

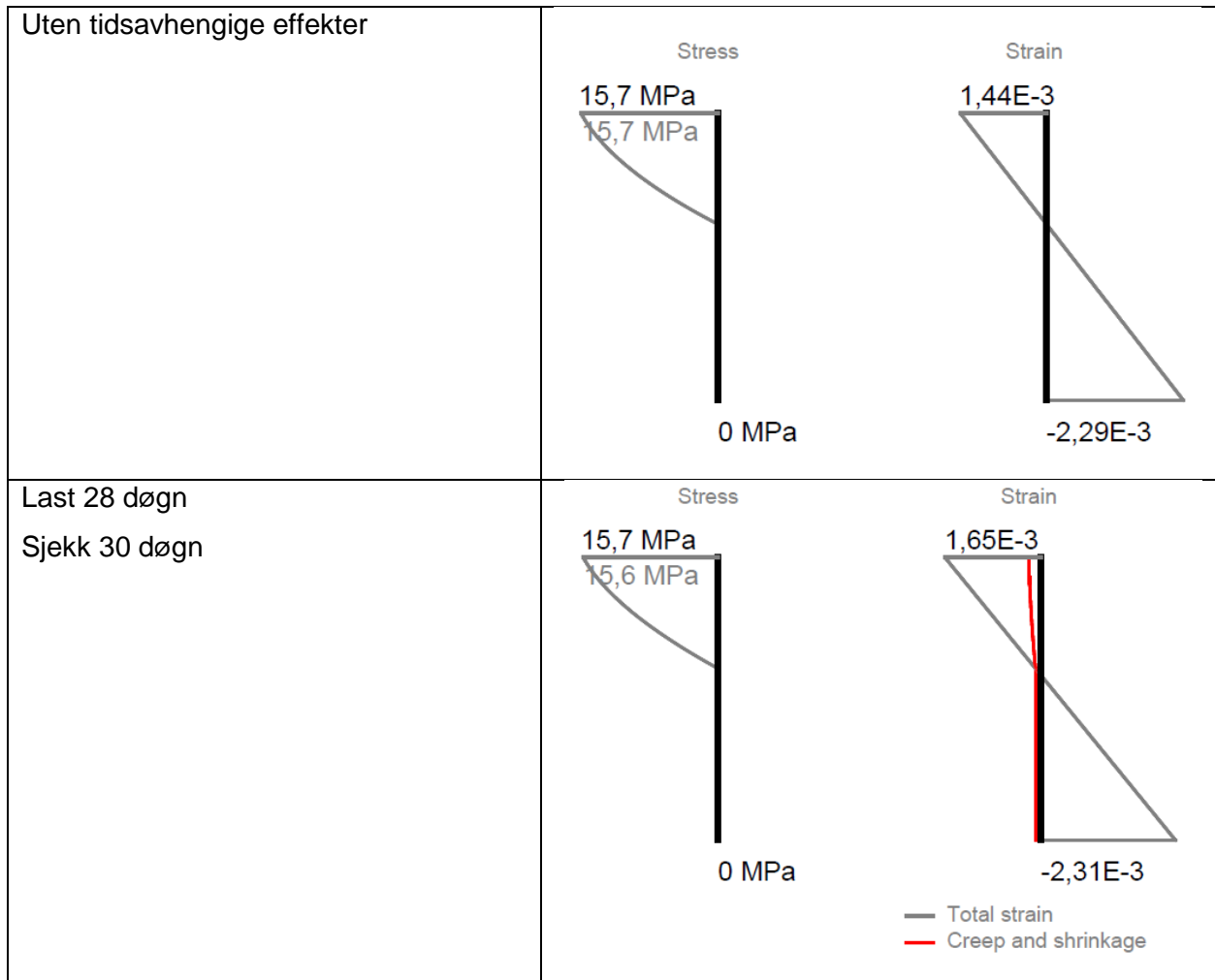
$$N \text{ i betong: } -0.4 \cdot 100 \cdot 100 = -4000N$$

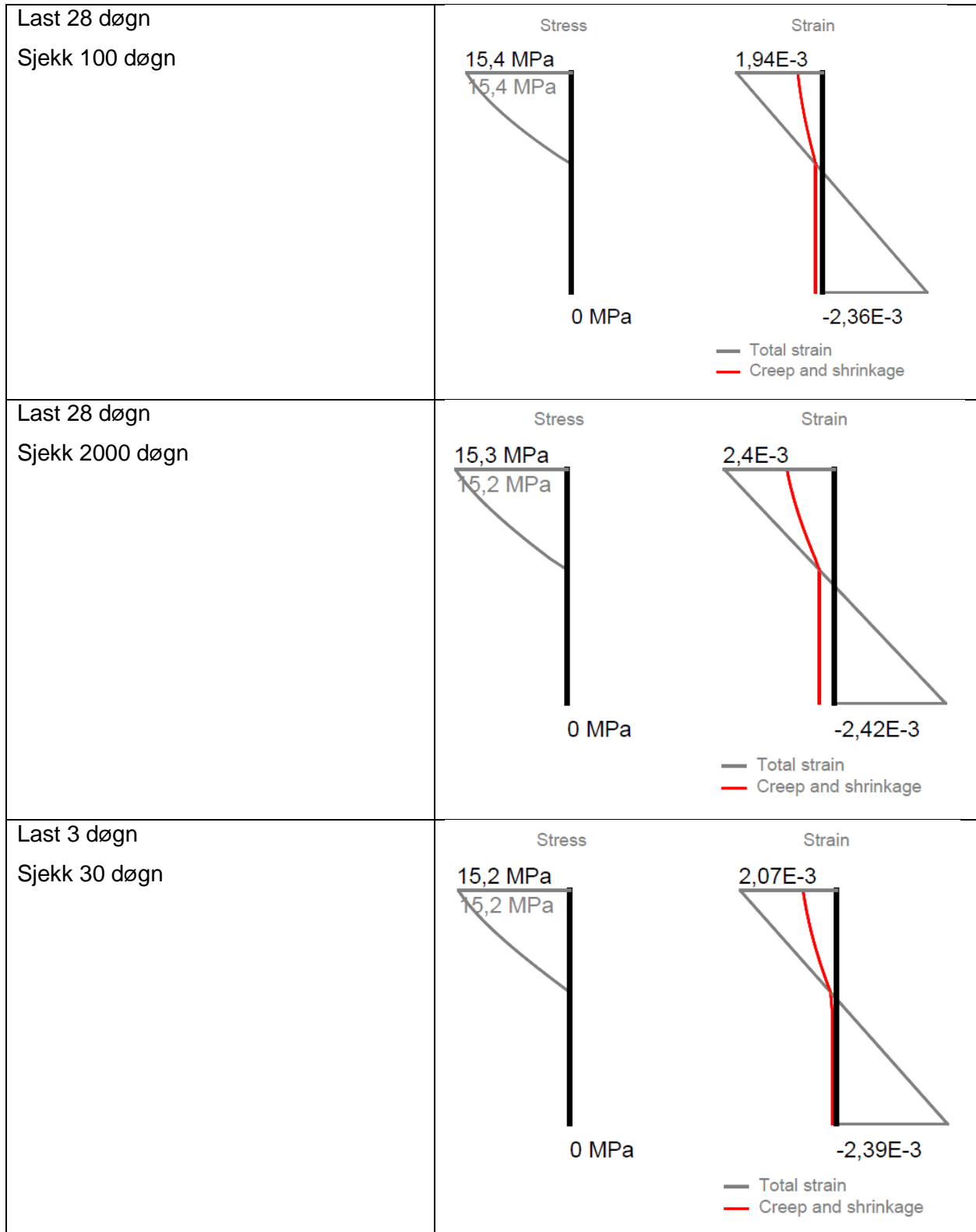
$$N \text{ i armering: } 52 \cdot \pi \cdot 5^2 = 4084N$$

Avviket på 84N kommer av at betong- og armeringsspennings avrundes i PDF-rapporten.

4.3.2 Tidsavhengige effekter på opprisset tverrsnitt

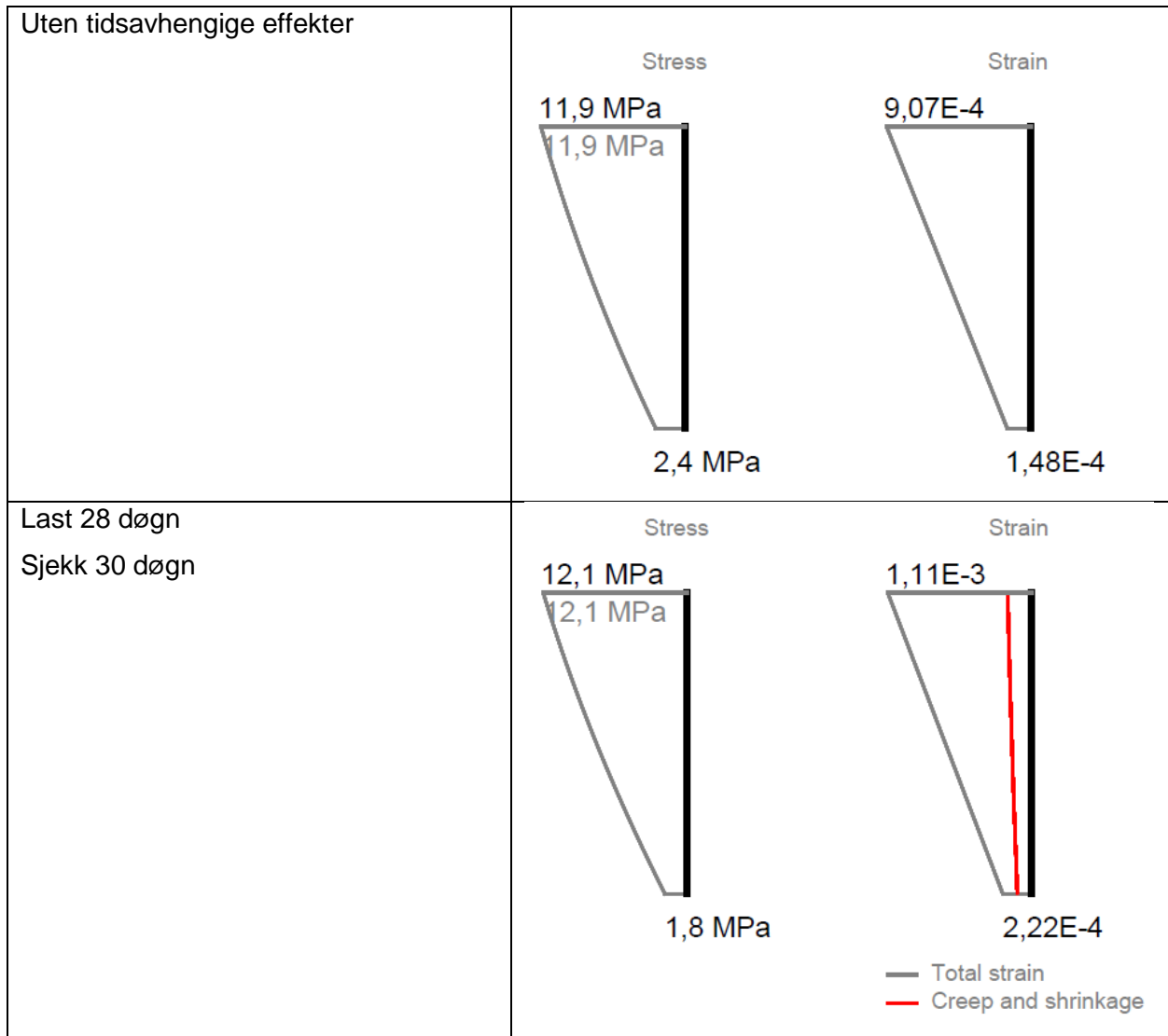
I denne parameterstudien vil effekten av kryp og svinn på et opprisset tverrsnitt bli vist. Det er tatt utgangspunkt i tverrsnittet som beskrevet i kapittel 4.1.4. Bøyemoment på 110kNm blir benyttet i alle testene. Resultatene, som er presentert i tabell under, viser at kryp- og svinntøyninger over tid vil gjøre at trykksonen blir større. Dette vil gi en mindre utnyttet betongtrykksone.

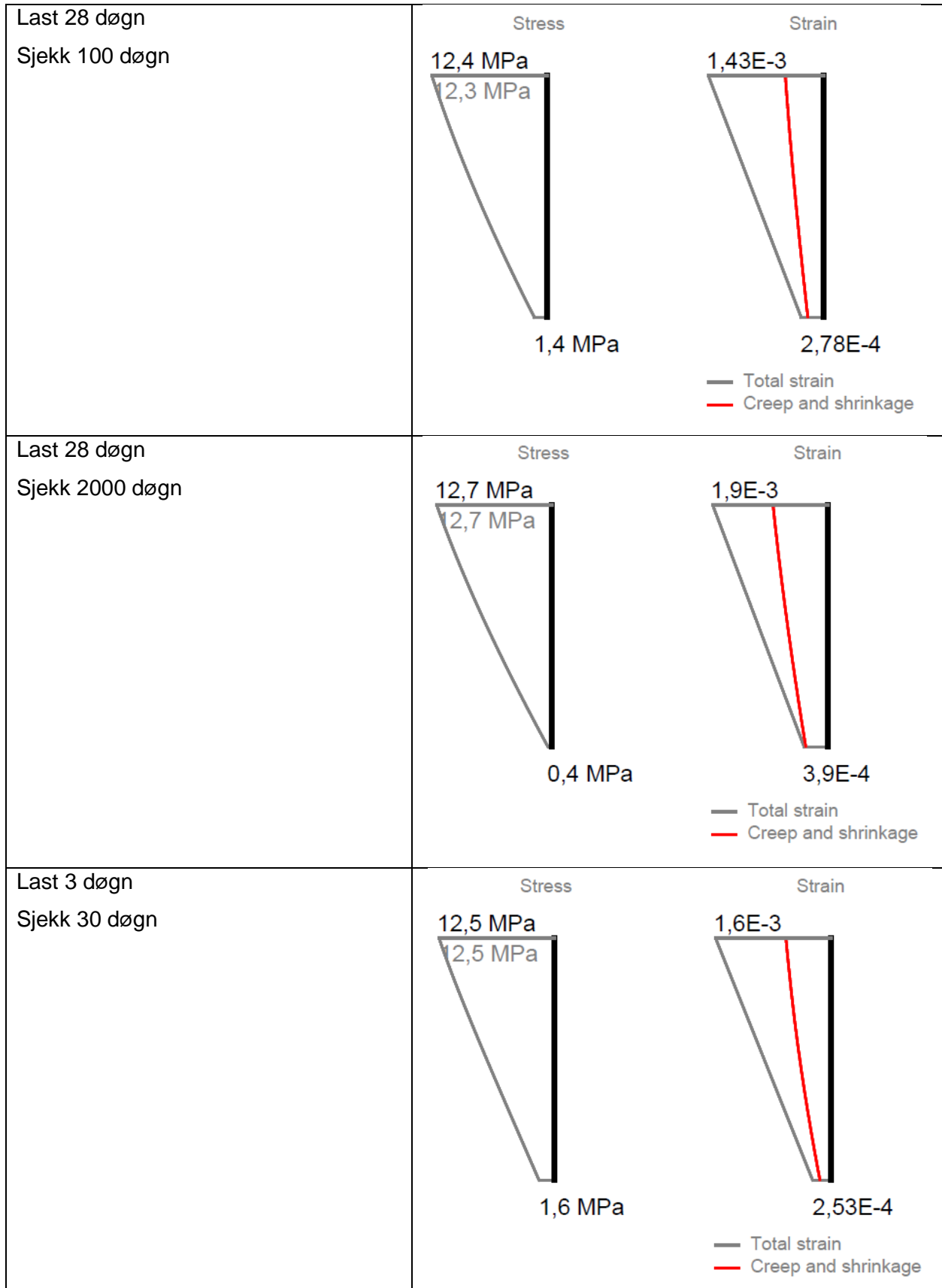




4.3.3 Tidsavhengige effekter på uarmert og urisset tverrsnitt

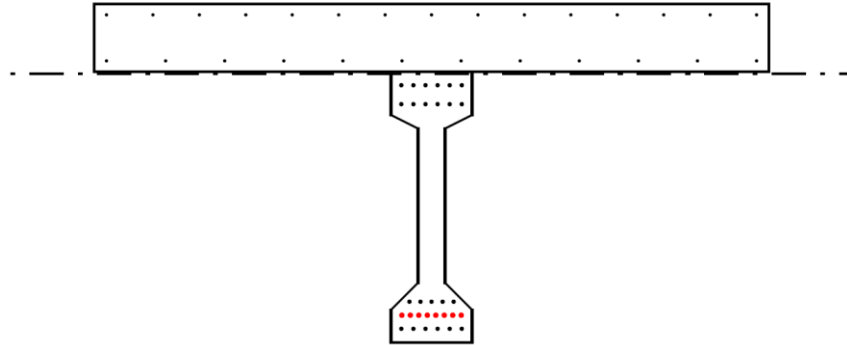
I denne parameterstudien vil effekten av kryp og svinn på et uopprisset tverrsnitt bli vist. Det er benyttet samme tverrsnitt som beskrevet i kapittel 4.1.4. Bøyemoment på 25kNm og normalkraft på 800kN er brukt i alle testene. Resultatene er presentert i tabell under. Her kan man tydelig se at kryp og svinn fører til en betydelig spenningsomlagring over tid. Dette gjør at trykkspenningene i toppen av tverrsnittet øker, mens bunnen av tverrsnittet går mot en spenningsløs tilstand etter lang tid.



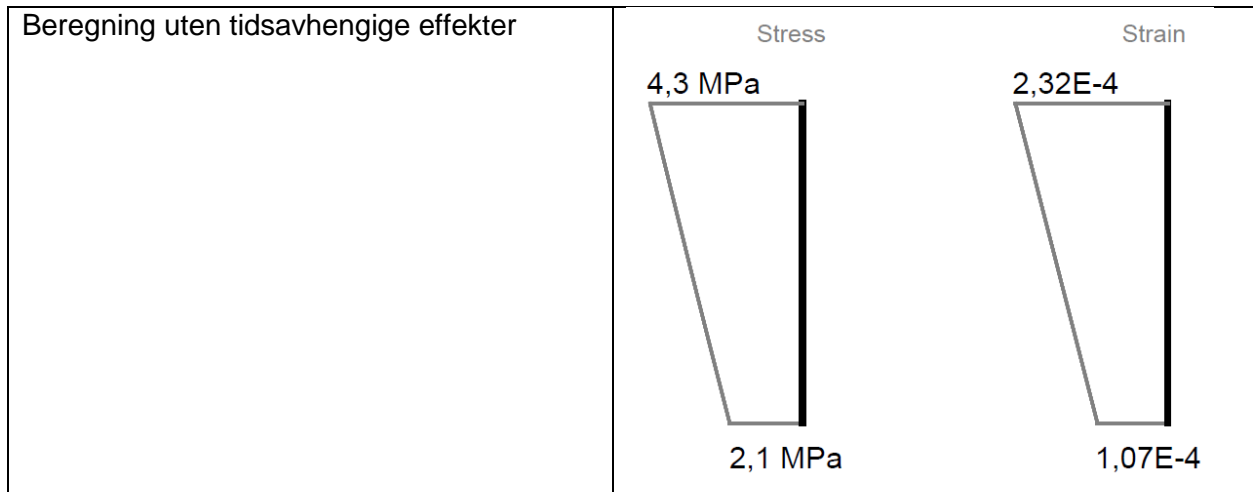


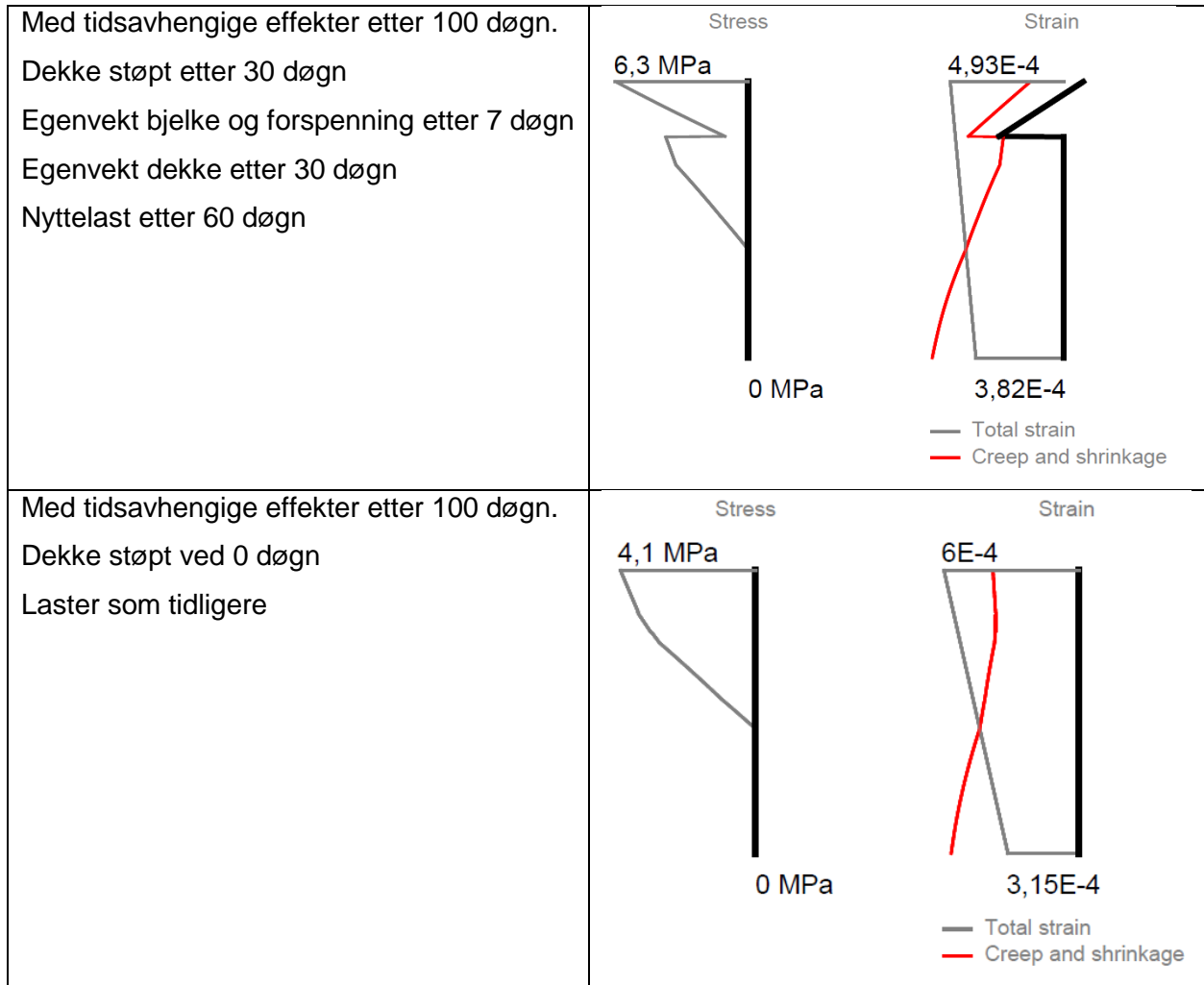
4.3.4 Komplekst brotverrsnitt med forspenning

I denne parameterstudien er det forsøkt å få frem virkningene av å regne med tidsavhengige effekter på betongelementborer. Vi har valgt forspent I-profil med etterstøpt dekke hvor lastene kommer på i tre steg, egenvekt bjelke(200kNm), egenvekt dekke(400kNm), nyttelast(2500kNm). Resultater fra parameterstudien er oppsummert i tabell under, og fullstendige beregningsrapporter ligger som vedlegg C3-a, C3-b og C3-c.



Figur 17 - Tverrsnitt for eksempel C3 og C4

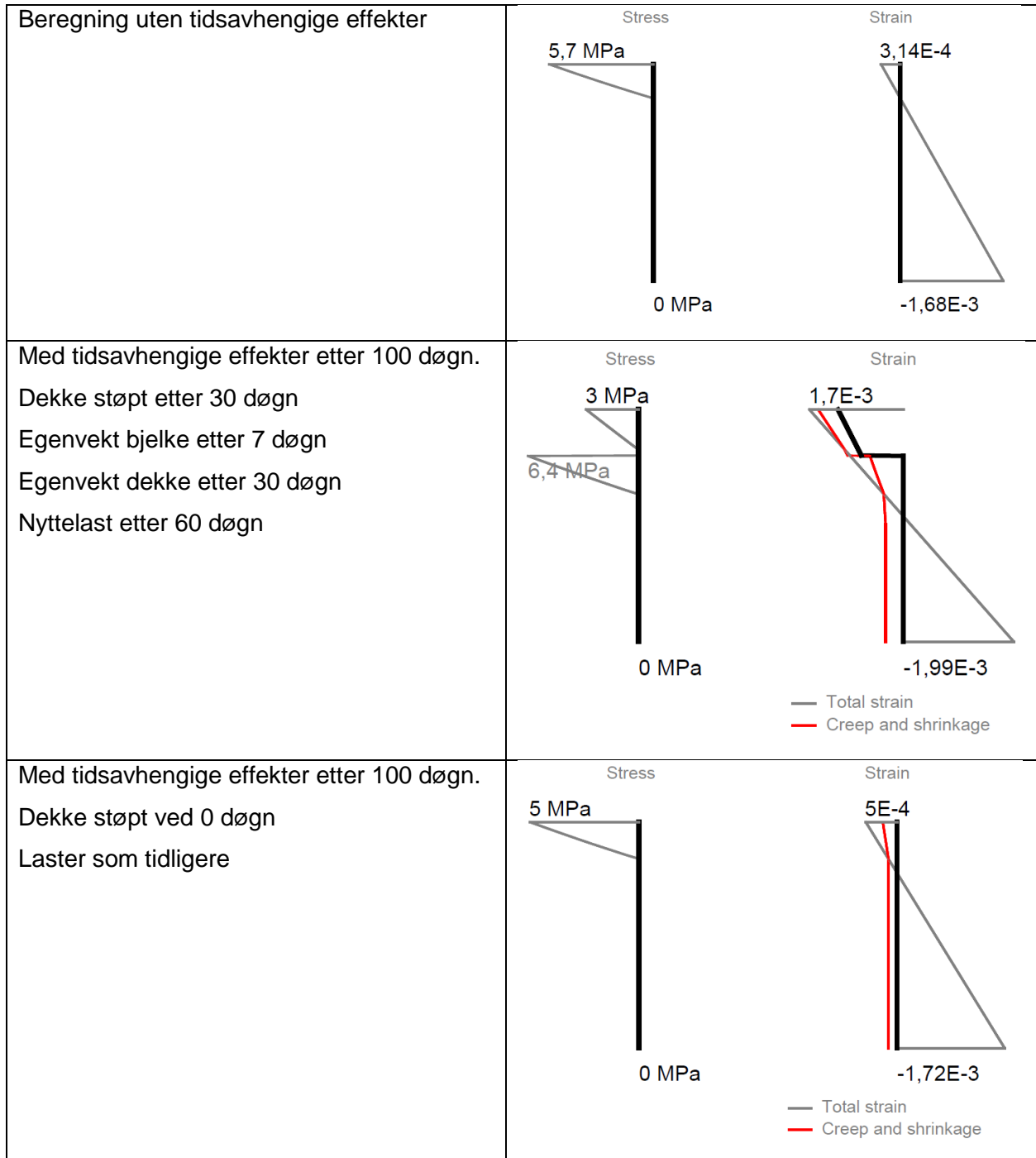




Av dette eksemplet kan man observere svært store forskjeller mellom beregningene med og uten tidsavhengige effekter. I tillegg fremkommer tidspunkt for dekkestøp som en parameter med stor innvirkning. Den store forskjellen på disse tilfellene er trykksonen hvor tverrsnittet er urisnet uten tidsavhengige effekter. Dette er i kontrast med den tidsavhengige beregningen hvor tverrsnittet er risset som følge av kryp.

Tilsvarende eksempel er gjort med slakkarmering og lasten er redusert til egenvekt bjelke(200kNm), egenvekt dekke(400kNm), nyttelast(1000kNm). Resultatene er oppsummert i tabell under, og fullstendige beregningsrapporter ligger som vedlegg C4-a, C4-b og C4-c.

4 Testing og diskusjon



I motsetning til det forspente eksempelet fremkommer det her at kryp- og svinntøyninger gjør lite utslag på resultatet. Tidspunkt for dekkestøp har mer å si ettersom betongens trykkresultant flytter som nedover og skaper en kortere indre momentarm.

4.4 Diskusjon

Under utarbeidelse av oppgaven har det tidvis vært vanskelig å oppdrive pålitelige eksempler for å kontrollere programmets beregninger hvor tidsavhengige effekter er inkludert. Store deler av testeksemplene i kapittel 4.1 og 4.2 er funnet i Sørensen (2010). Det er fokusert på å teste enkle eksempler hvor de ulike delene av ESMA blir verifisert en etter en. Summen av disse testeksemplene danner noe grunnlag for å konkludere på om ESMA regner riktig.

Testene som er gjennomført er samlet med tilhørende avvik og vises i tabell under

Test	Ref. Kap	Vedlegg	Avvik fra sammenligningsgrunnlag
Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering	4.1.1	A.1	0,2%
Rent trykk – dobbeltsymmetrisk tverrsnitt med symmetrisk armering	4.1.2	A.2	0,1%
Rent trykk – enkeltsymmetrisk tverrsnitt uten armering	4.1.3	A.3	0.7%
Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med enkeltarmering	4.1.4	A.4	1,4%
Rent bøyemoment – rektangulært tverrsnitt med dobbeltarmering	0	A.5	1,3%
Rent bøyemoment – T-tverrsnitt med enkeltarmering	4.1.6	A.6	4%
Kombinert M-N og rektangulært tverrsnitt med symmetrisk armering	4.1.7	A.7	0.5%
Spennarmert tverrsnitt med ytre bøyemomenter	4.1.8	A.8	0.8%
Trykkpåkjent dobbeltsymmetrisk uarmert tverrsnitt	4.2.1	B.1 og C.1	0.5%
Kontroll av oppspenningstilstand	4.2.2	B.2-a og B.2-b	OK
Svinnføringskontroll	0	B.3 og C.2	0%

Avvikene som er opplistet i prosent kan være både tøyninger og laster avhengig av eksempelet. Som utgangspunkt defineres 5% som en akseptabel grense, ettersom vi primært har testet mot håndberegninger hvor det er antatt rektangulære trykkblokker og lineært elastiske materialmodeller.

Av tabellen fremkommer største målbare avvik på 4% fra testeksempel 4.1.6. Denne differansen skyldes mest sannsynlig at håndberegningene antar betongtrykkblokken begrenset til flensen i T-tverrsnittet.

Test 4.1.8 skiller seg noe fra de andre, da beregningen her divergerte med 0,8% grunnet for stiv stivhetsmatrise K_0 . Det ble derfor manipulert med det tillatte iterasjonsantallet for å studere hvordan dette slo ut på kapasitetsberegningen. Ved å øke maksimalt iterasjonsantall til 25 000 fikk vi avvik på 0,2% fra håndberegningen. Denne manipulasjonen med maksimalt iterasjonsantall økte med andre ord beregningsmessig kapasitet med 1%, men økte også beregningstiden svært mye. Dette avviket er fortsatt innenfor det vi har definert som akseptabelt.

I test 4.2.2 er oppspenningstilstand kontrollert både med og uten tidsavhengige effekter. I den tidsavhengige beregningen er lasten påført etter dag 7, mens for det statiske tilfellet er betongfastheten manuelt redusert med 10MPa for å kompensere for at betongen ikke er ferdig herdet. Her fremkommer ganske like resultater, og man kan se at ESMA har korrigert betongfastheten for 7-døgns alder i den tidsavhengige beregningen. Utover dette var ikke sammenligningsgrunnlaget nøyaktig nok til å presentere prosentvis avvik.

Utover disse testene ble det gjennomført noen parameterstudier for å se hvordan de ulike variabler slo ut på resultatet. Under disse studiene var alle resultater som forventet. Generelt fremstår også alle beregninger, tøyingsdiagram og spenningsdiagram som fornuftige med 500 lameller.

Vi har ikke lyktes i å finne programmer eller håndberegninger som er nøyaktige nok til å verifisere ESMA sine resultater for svært komplekse eksempler. Med dette menes eksempelvis kombinasjon av etterstøpt dekke, forspenning, kryp- og svinntøyninger. I kapittel 4.3.4 har vi gjennomført et parameterstudie av slike effekter for å vise hvordan disse kan virke inn på resultatet. Av eksemplet fremkommer beregninger uten tidsavhengige beregninger til usikker side både med og uten forspenning, og resultatene underbygger vår antakelse om at de

tidsavhengige effektene har mye å si ved dimensjonering av betongelementbroer. For beregningen hvor dekke er støpt på 30 dager vil tverrsnittet risse mer og gi en kortere indre momentarm. Dette er blant de mer komplekse beregningene ESMA kan gjennomføre, og vi har ikke kunne verifisere alle ledd i en slik beregning gjennom uavhengige tester. På tross av dette anser vi resultatene som sannsynlige, basert på enklere eksempler som er verifisert tidligere i oppgaven.

5 Konklusjon

Formålet med oppgaven var å lage et beregningsprogram som kunne beregne tidsavhengige effekter for sammensatte tverrsnitt av betong. Dette ble gjort i programmeringsspråket Java, og resultatet ble programmet ESMA. ESMA kan kjøres på både MAC og Windows-PC dersom Java er installert.

ESMA kan beregne rektangulære, T og I-profiler med påstøpt dekke påkjent av bøyemomenter og aksiallast. Disse konstruksjonsdelene kan ha ulik alder, oppspennes og effekter over tid kan inkluderes. Resultatet fra beregningene blir vist i en PDF-rapport som kan lagres for senere dokumentasjon.

Bruksområdet til ESMA er ganske bredt. Det kan brukes for dimensjonering av alt fra enkle bjelker til komplekse brotverrsnitt med forspente betongelementer og påstøpt dekke. Ettersom dokumentasjon på beregningen blir generert i PDF-format vil resultatene enkelt kunne legges ved i en beregningsrapport og leses av tredjepart for kontroll. Ettersom ESMA er gratis og samtidig viser trykk-tøyningssammenheng i tverrsnitt, vil det også kunne brukes i undervisningssammenheng for forståelse av betongkonstruksjoners oppførsel.

Påliteligheten til ESMA er diskutert og testet under kapitel 4 Testing og diskusjon.

Som vist i tabellen fra kapitel 4.4 er det største målbare avviket på 4% fra de eksemplene ESMA har blitt kontrollert mot. Dette er å anse som svært bra, og innenfor rammene til disse testene kan man konkludere med at ESMA regner korrekt. For komplekse eksempler har det vist seg vanskelig å verifisere påliteligheten til beregningene, men tverrsnittets oppførsel er som forventet i de gjennomførte eksemplene. Utenfor testenes rammer kan man ikke trekke tilsvarende konklusjon uten videre verifisering av komplekse eksempler. Dette er noe som anbefales som videre arbeid, enten ved NTNU eller av forfatterne selv.

6 Referanser

Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E. & Witt, R. J., 2002. *Concepts and applications of finite element analysis*. s.l.:John Wiley & sons, inc..

fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete (fib), 2010. *fib Model Code*, Lausanne,: Wilhelm Ernst & Sohn.

Standard Norge, 2008. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. s.l.:Standard Norge.

Sørensen, S. I., 2010. *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag.

7 Vedlegg

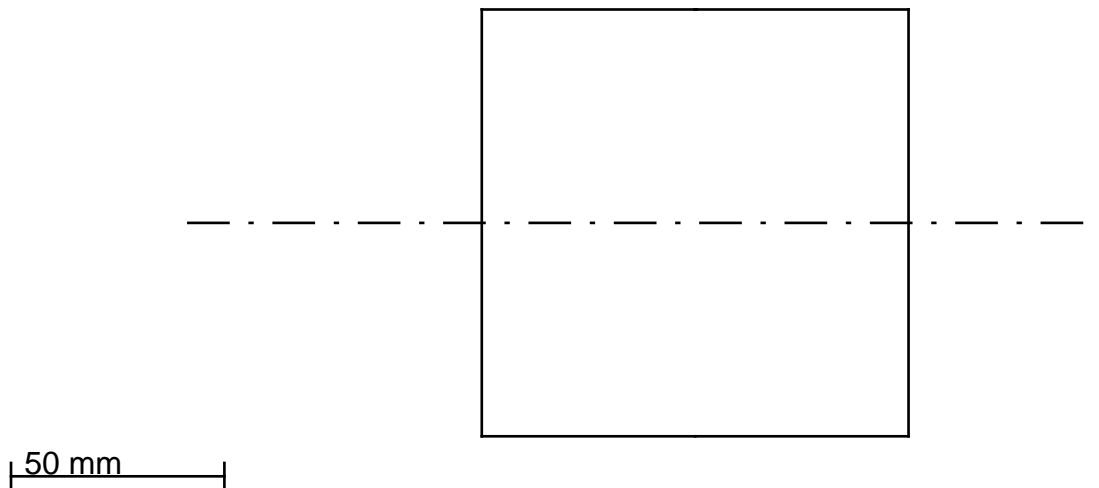
- A. Vedlegg for testing uten tidsavhengige effekter
- B. Vedlegg for testing med tidsavhengige effekter
- C. Øvrige vedlegg

Vedlegg A.1

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 100 x 100



Material properties

Concrete

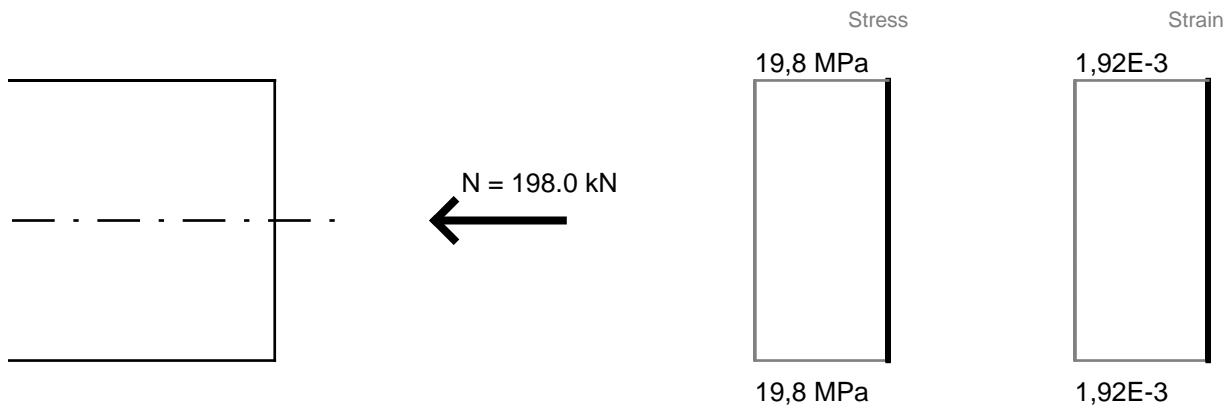
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

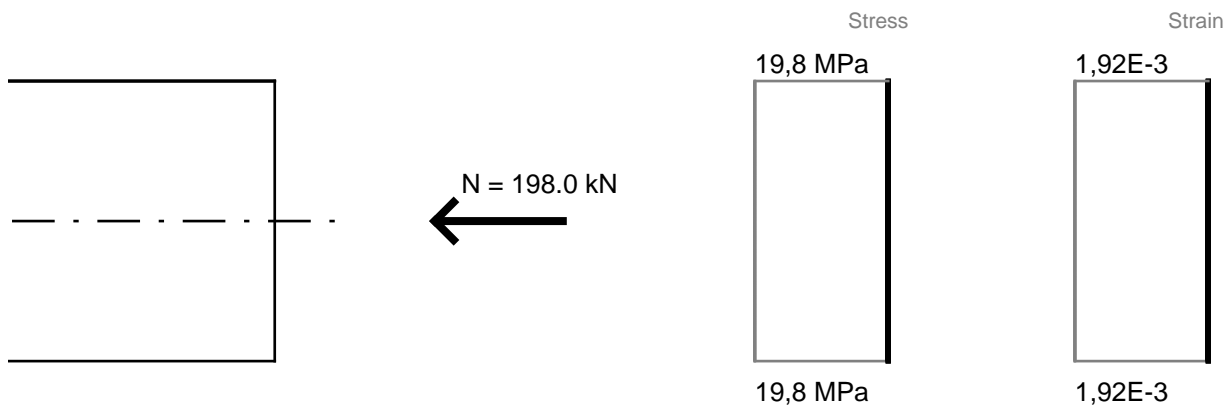
ULS capacity check

ULS utilization: 99,8%



Curvature: $\kappa = 5,11\text{E-}18$ Strain at axis: $\epsilon = 1,92\text{E-}3$ Equivalent bending stiffness $EI = 0\text{E}0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

SLS



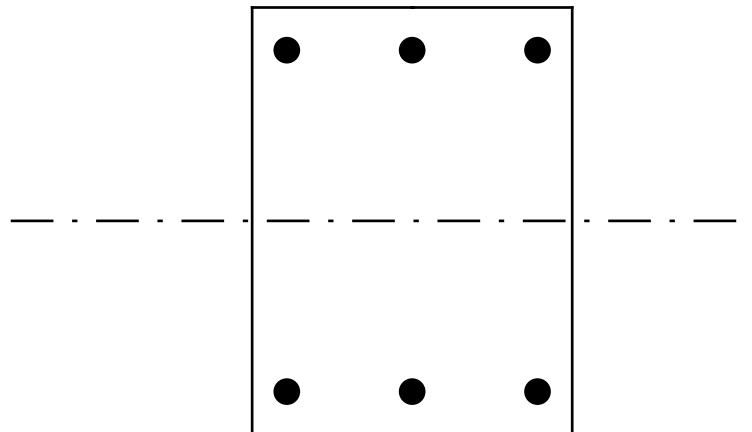
Curvature: $\kappa = 0\text{E}0$ Strain at axis: $\epsilon = 0\text{E}0$ Equivalent bending stiffness $EI = \text{N}\cdot\text{mm}^2$

Vedlegg A.2

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 300 x 400



100 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
6	3	25.0	40.0	Not prestressed
7	3	25.0	360.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

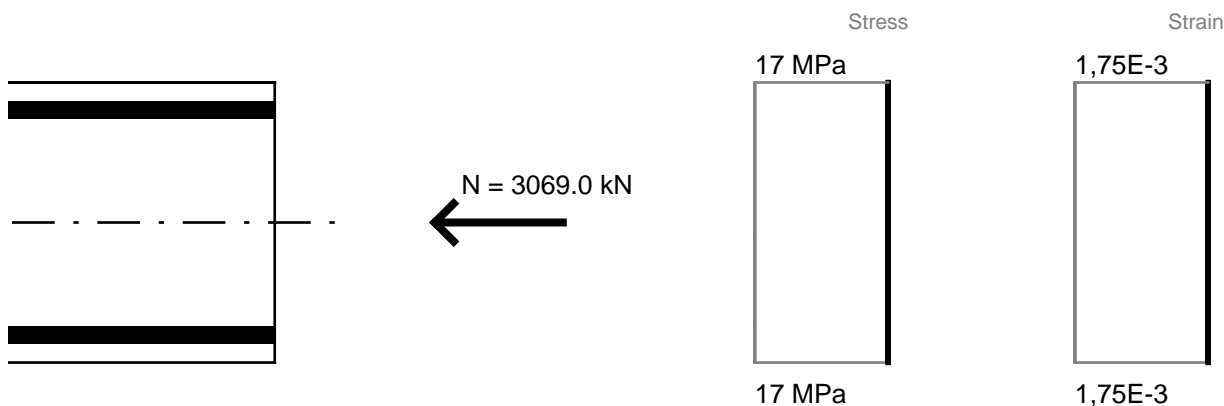
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B30 Custom	33000	1.75	1.75	2.0	30.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 99,9%



Reinforcement strain and stress

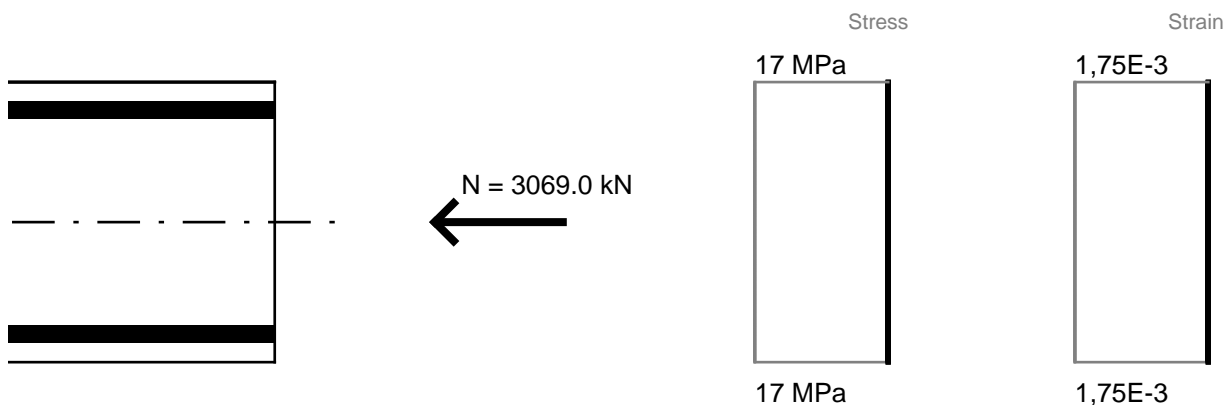
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	349	1,75E-3	Not prestressed
7	349	1,75E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 9,49E-20$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 1,75E-3$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	349	1,75E-3	Not prestressed
7	349	1,75E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 0E0$

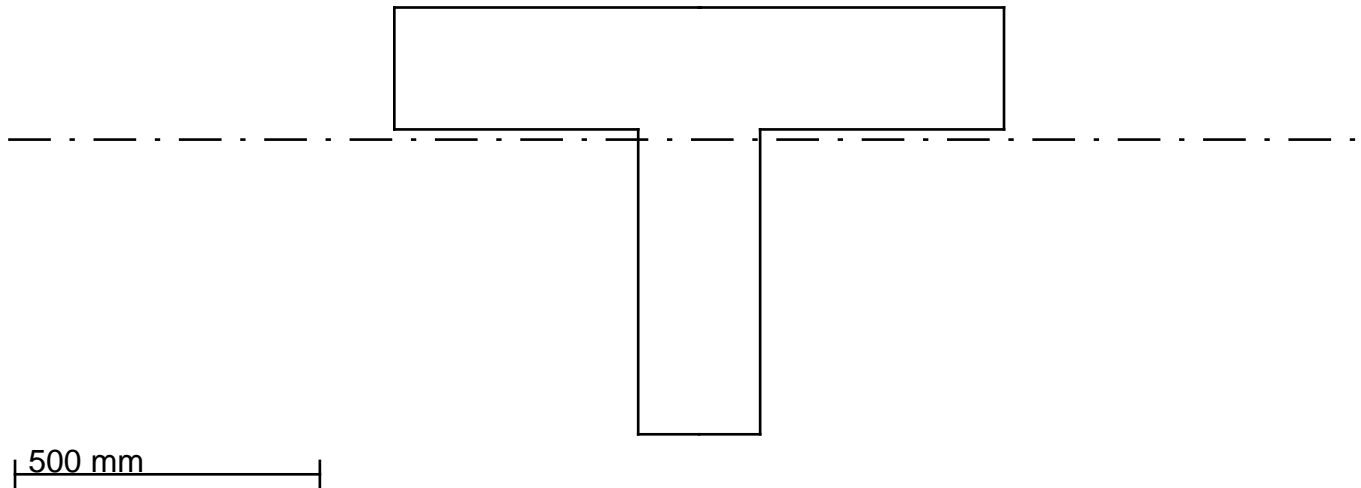
Equivalent bending stiffness $EI =$ N·mm²

Vedlegg A.3

Section capacity check

Geometry

T-beam with dimensions 1000.0 x 700



Material properties

Concrete

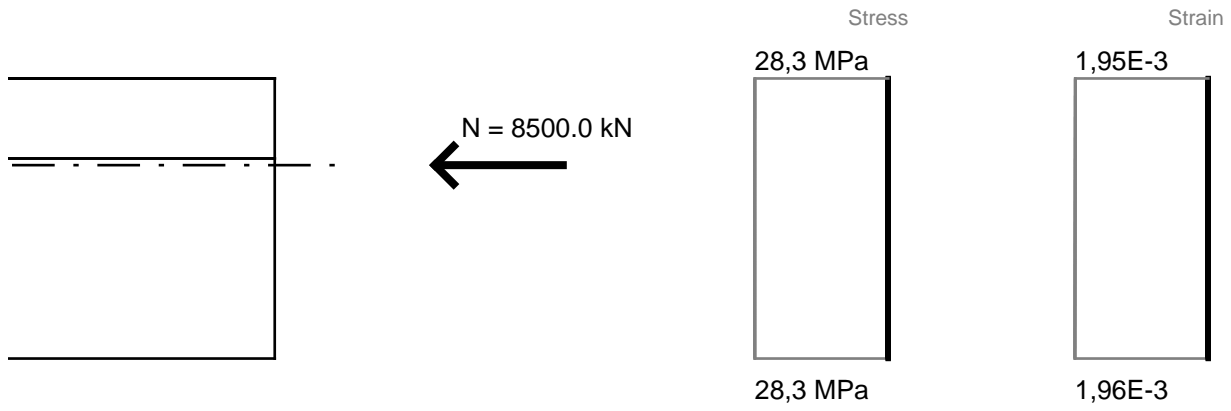
Part	Quality	E_{cm} [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	f_{ck} [MPa]	γ_c	α_{cc}
Beam	B50	37000	2.0	3.5	2.0	50.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f_{yk} [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 99,3%

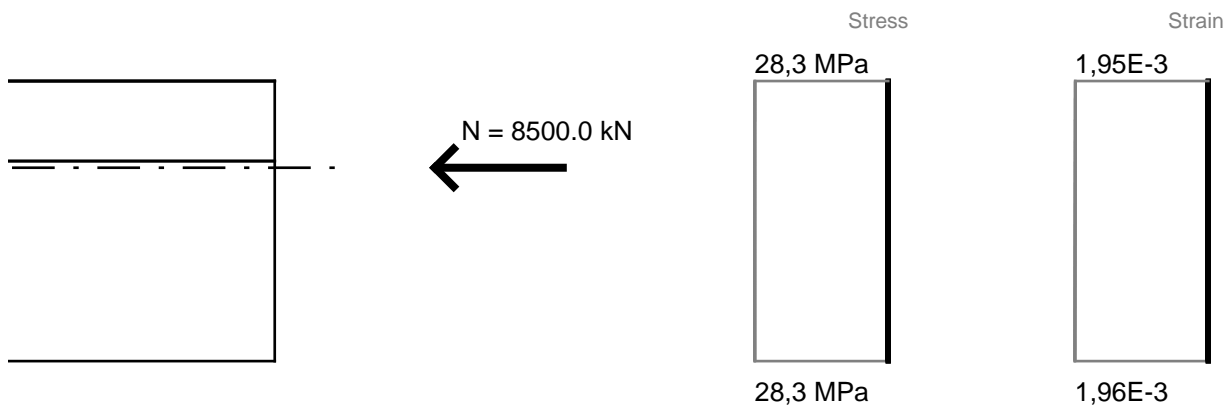


Curvature: $\kappa = 7,47\text{E-}9 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 1,95\text{E-}3$

Equivalent bending stiffness $EI = 0\text{E}0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

SLS



Curvature: $\kappa = 0\text{E}0 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 0\text{E}0$

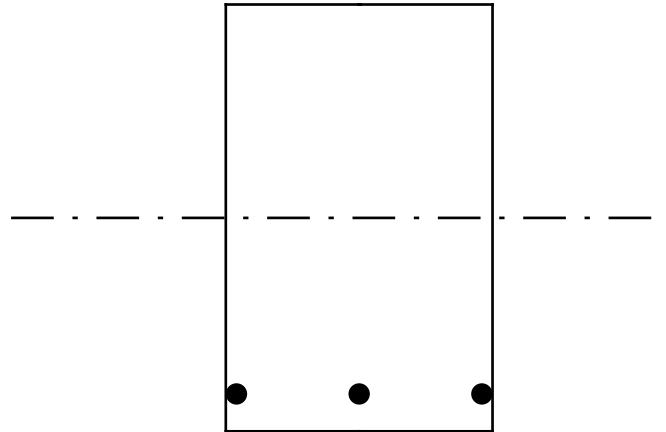
Equivalent bending stiffness $EI = \text{N}\cdot\text{mm}^2$

Vedlegg A.4

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 250 x 400



100 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
7	3	20.0	365.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

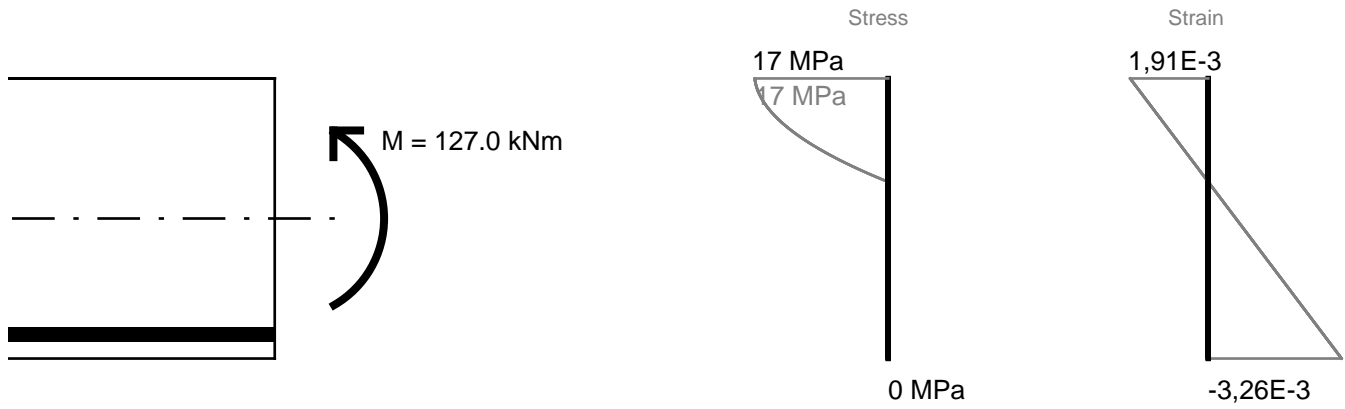
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B30	33000	2.0	3.5	2.0	30.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 99,8%

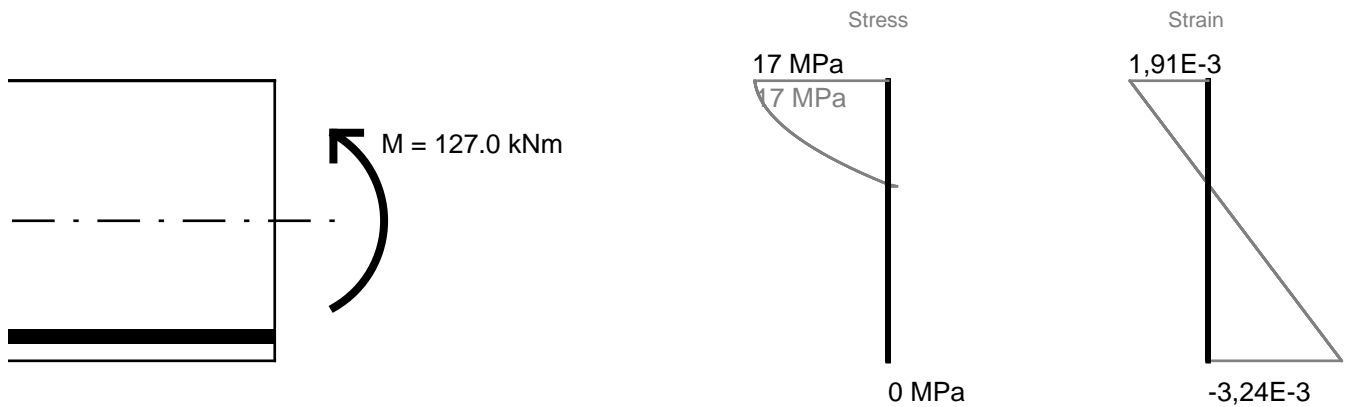


Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-435	-2,81E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,3E-5$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = -6,75E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 9,8E12$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-435	-2,8E-3	Not prestressed

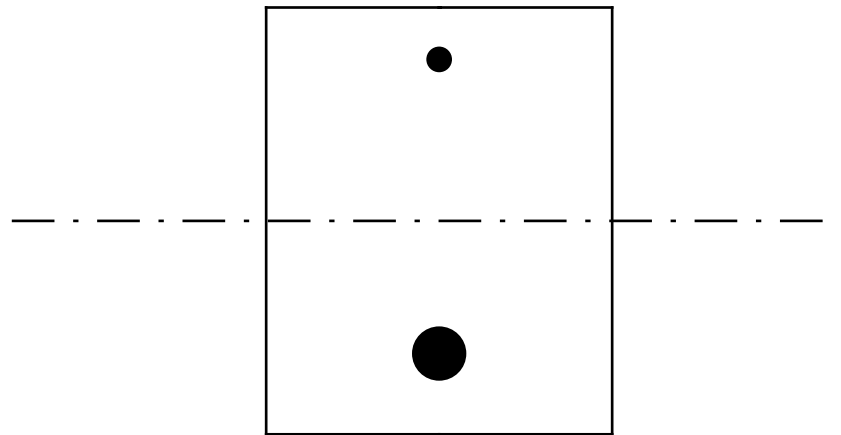
Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = -$ N-mm²

Vedlegg A.5

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 300 x 370



100 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
6	1	22.26	45.0	Not prestressed
7	1	47.08	300.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

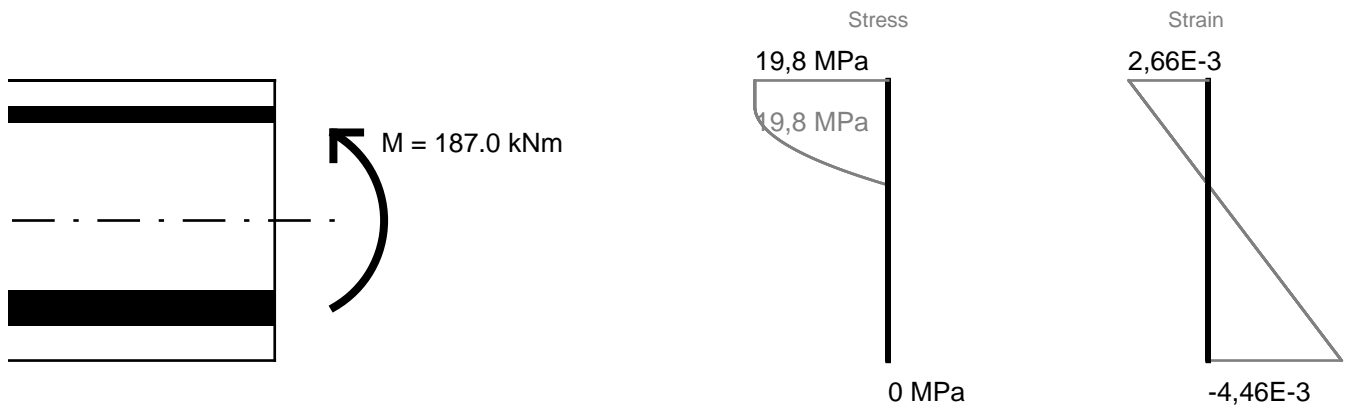
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 99,7%

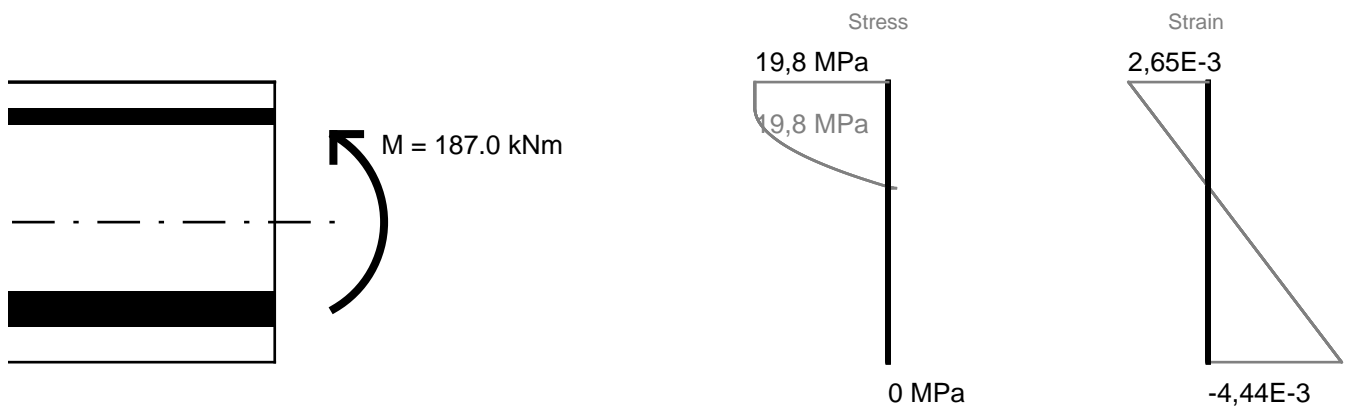


Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	359	1,8E-3	Not prestressed
7	-435	-3,11E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,93E-5$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = -8,99E-4$ Equivalent bending stiffness EI = 9,71E12 N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	359	1,8E-3	Not prestressed
7	-435	-3,1E-3	Not prestressed

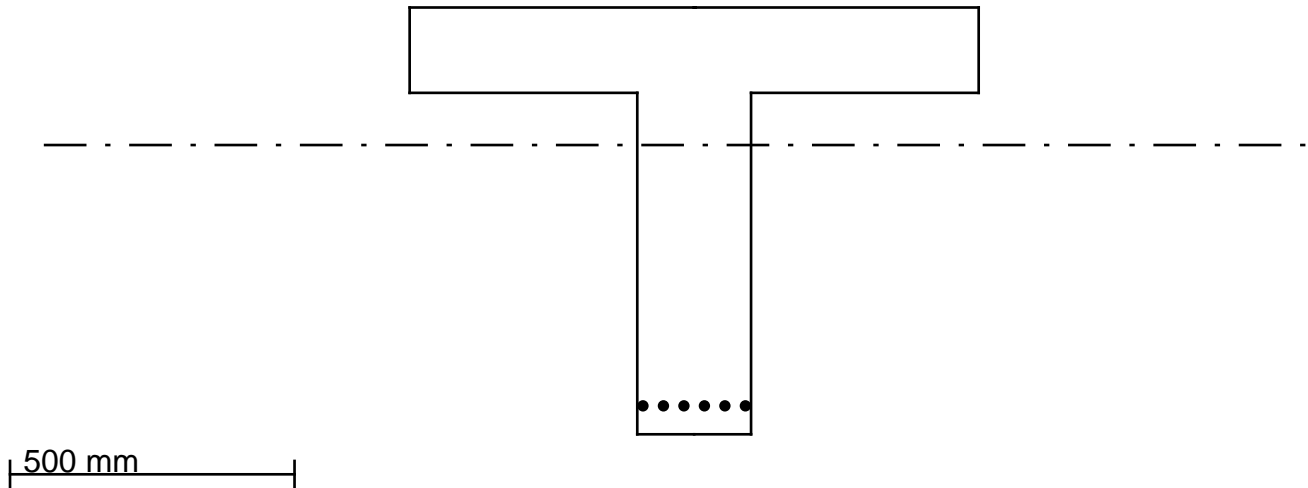
Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness EI = - N·mm²

Vedlegg A.6

Section capacity check

Geometry

T-beam with dimensions 1000.0 x 750



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
7	6	20.0	700.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

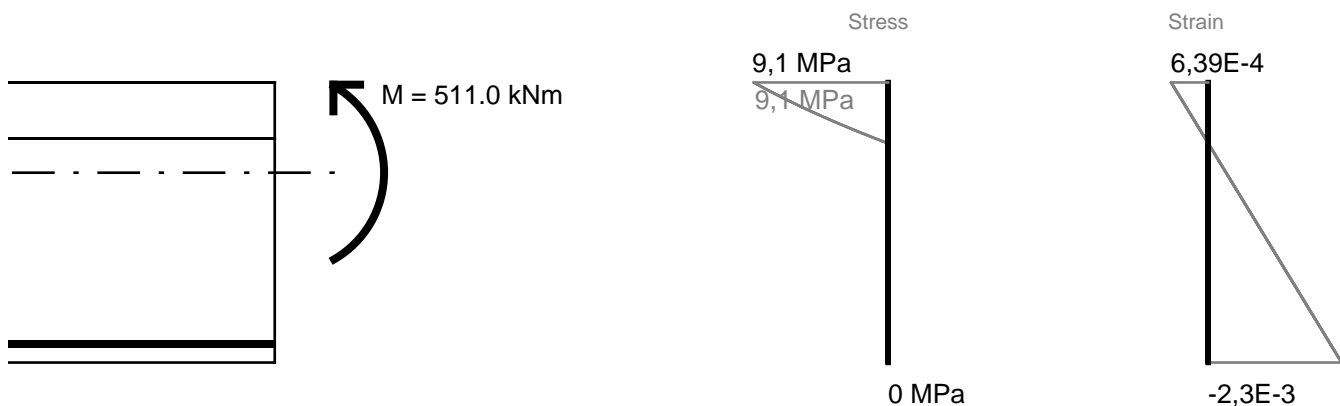
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B30	33000	2.0	3.5	2.0	30.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 96%

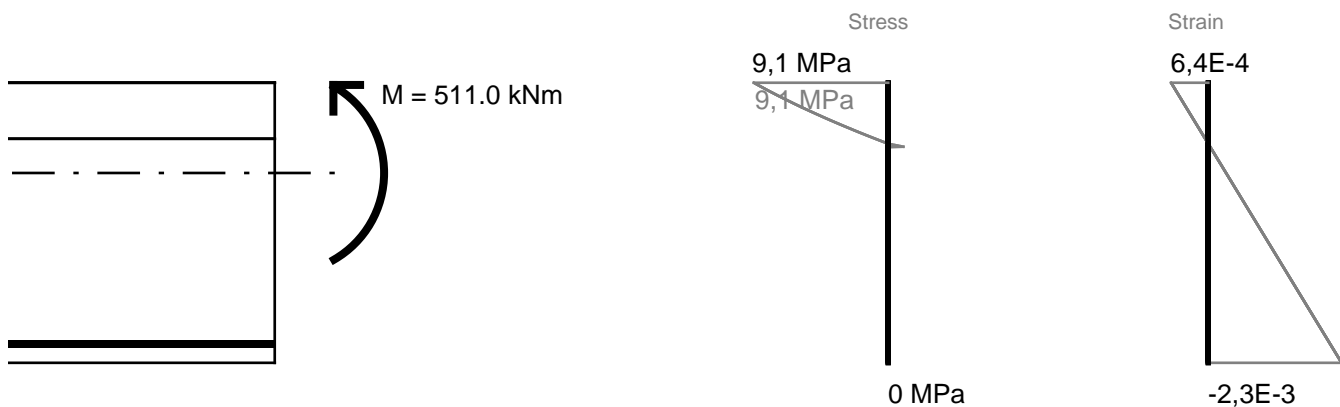


Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-421	-2,1E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -3,92E-6$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = -3,06E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,3E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-421	-2,1E-3	Not prestressed

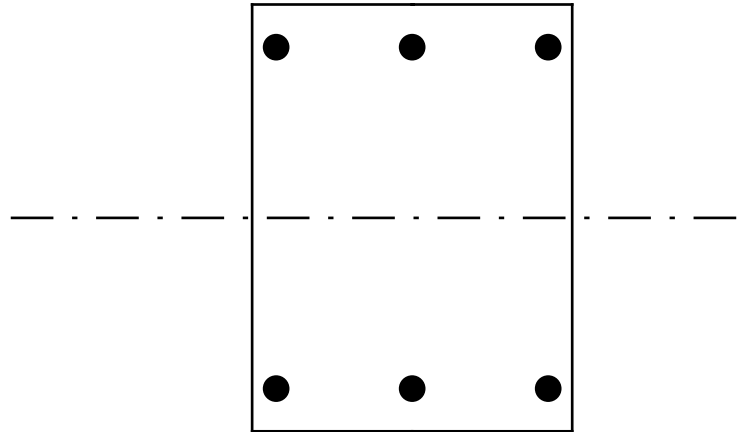
Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = -$ N·mm²

Vedlegg A.7

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 300 x 400



100 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
6	3	25.0	40.0	Not prestressed
7	3	25.0	360.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

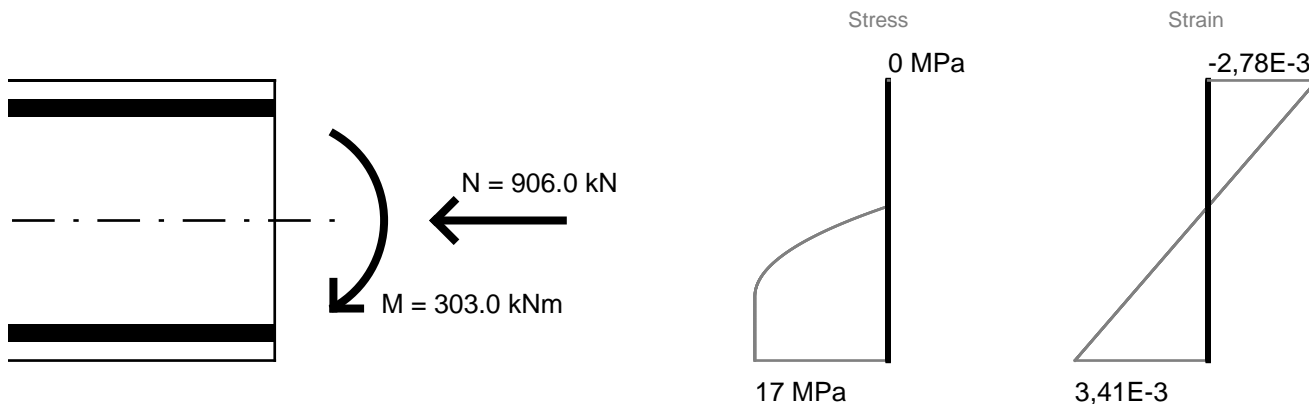
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B30	33000	2.0	3.5	2.0	30.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 99,9%

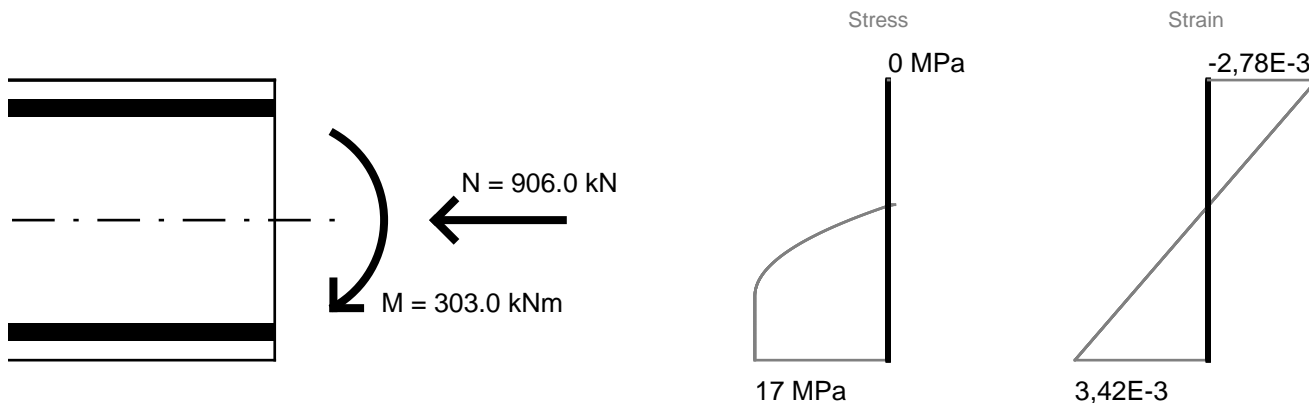


Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-434	-2,17E-3	Not prestressed
7	435	2,8E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 1,55E-5 \text{ rad/mm}$ Strain at axis: $\epsilon = 3,15E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,95E13 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-434	-2,17E-3	Not prestressed
7	435	2,8E-3	Not prestressed

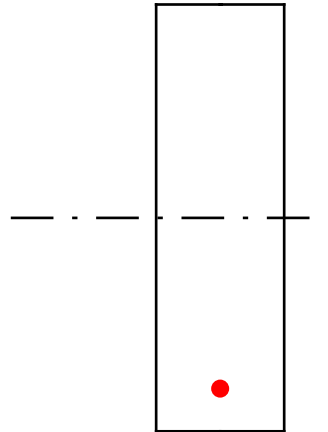
Curvature: $\kappa = 0E0 \text{ rad/mm}$ Strain at axis: $\epsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = \text{N}\cdot\text{mm}^2$

Vedlegg A.8

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 300 x 1000



500 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
7	1	42.22	900.0	-1360.0

Material properties

Concrete

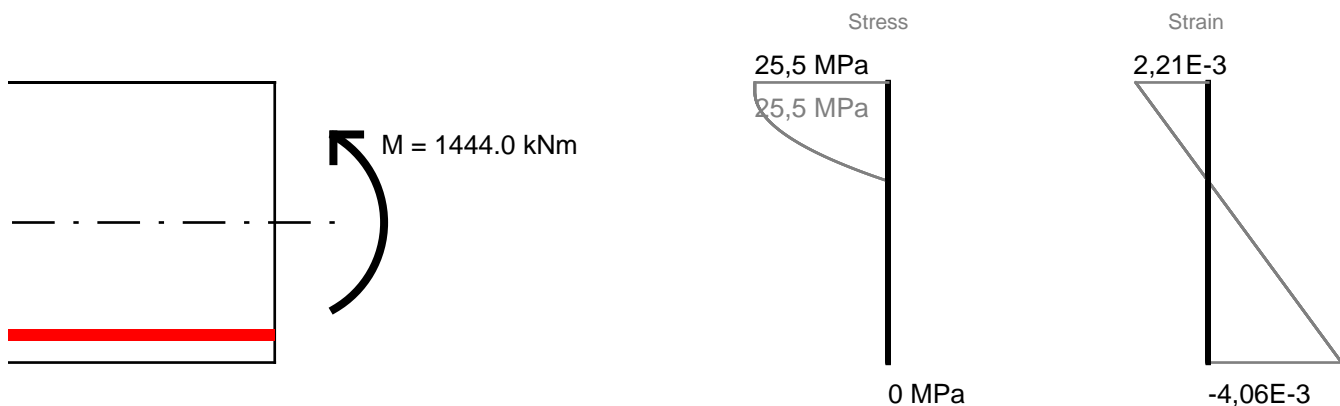
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B45	36000	2.0	3.5	2.0	45.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

ULS

ULS utilization: 100%

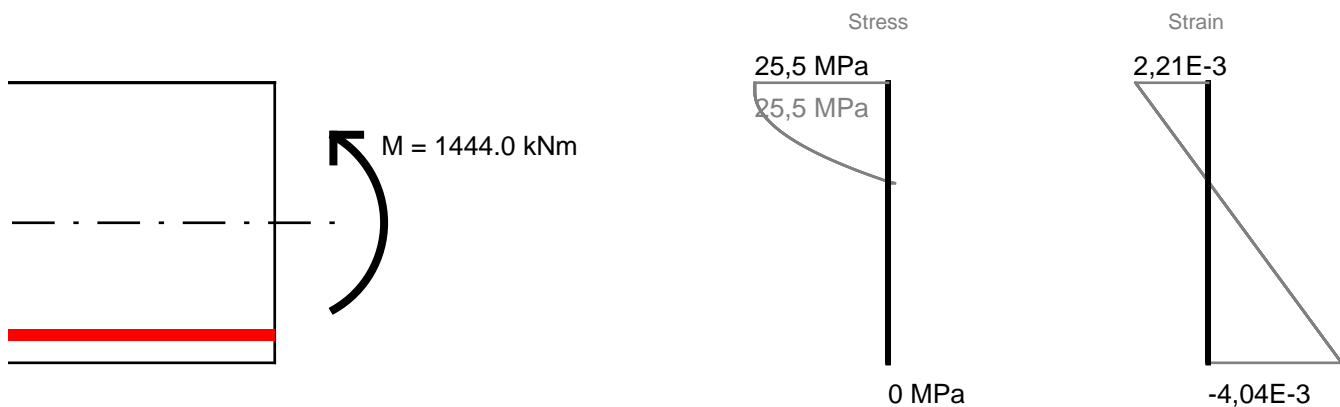


Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-1348	-1,04E-2	-1360.0

Curvature: $\kappa = -6,28E-6$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = -9,25E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,09E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-1348	-1,04E-2	-1360.0

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm Strain at axis: $\epsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = -$ N·mm²

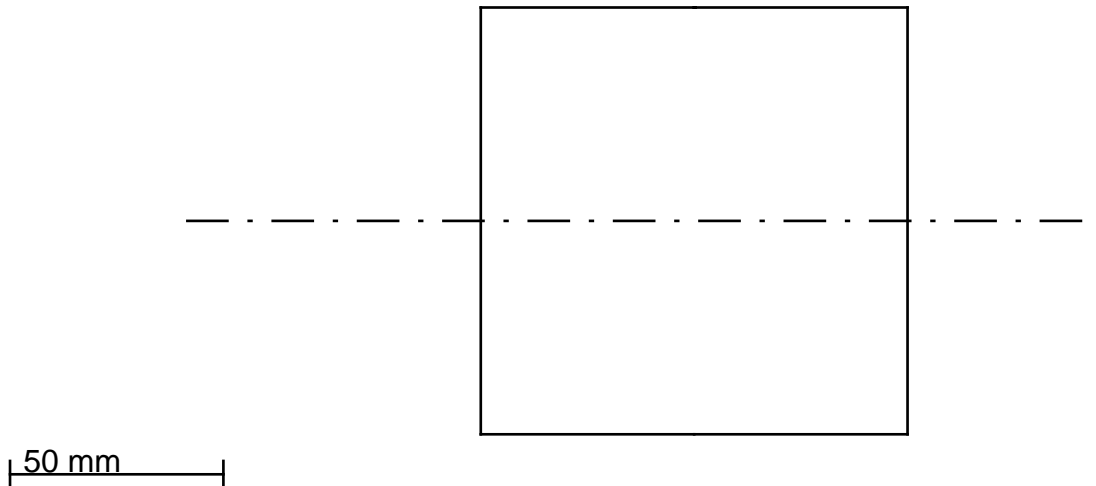
Vedlegg B.1

Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

Rectangular beam with dimensions 100 x 100, cast at day 0



Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
	10.0 / 0.0	10.0 / 0.0	28	80	50.0	28	0.0	28
	10.0 / 0.0	10.0 / 0.0	48	80	50.0	48	0.0	48

Material properties

Concrete

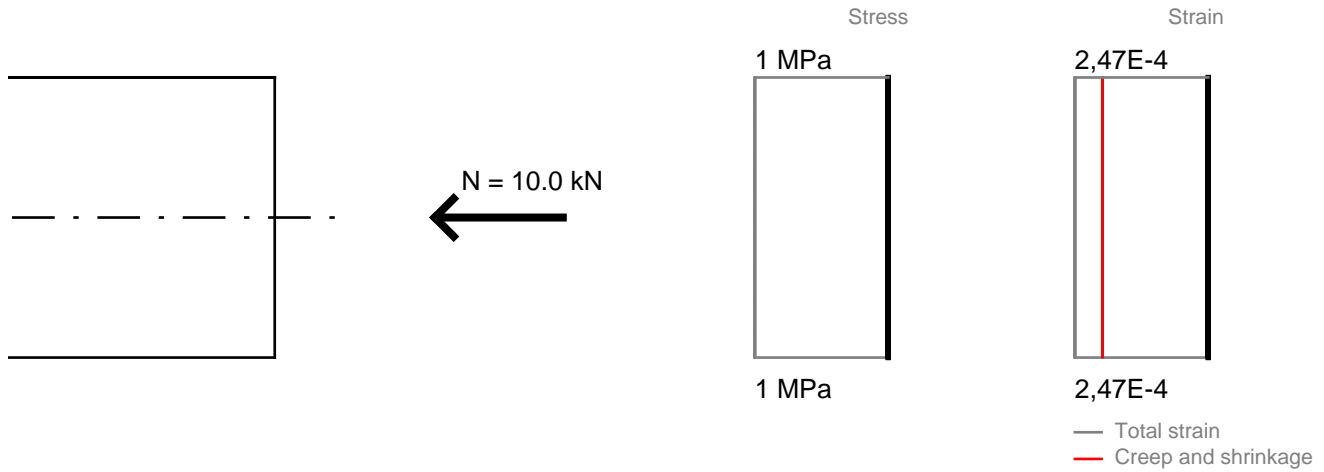
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

Results after 30 days

ULS

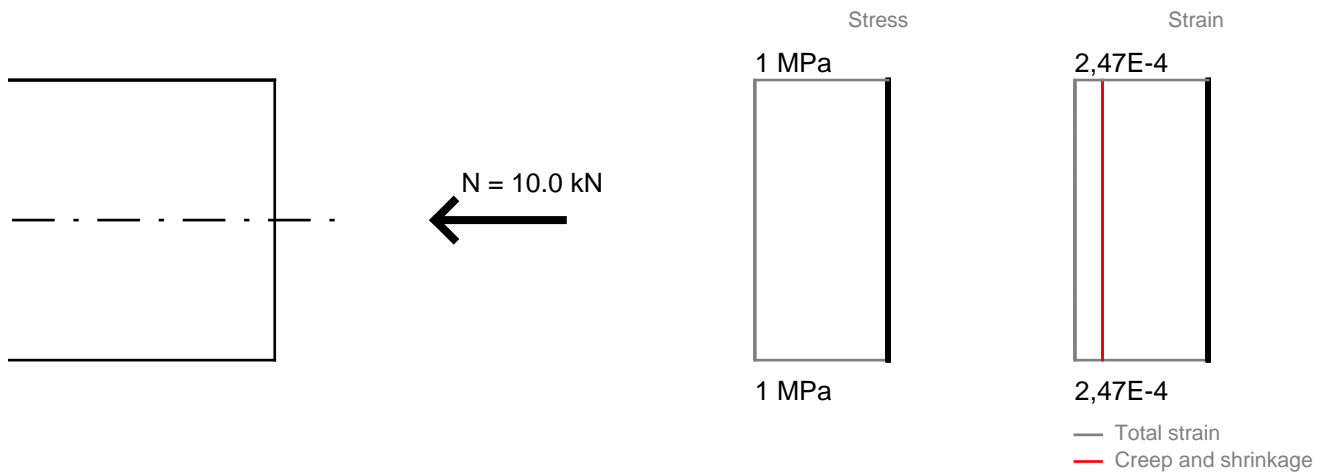


Curvature: $\kappa = 1,24E-20 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 2,47E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

SLS



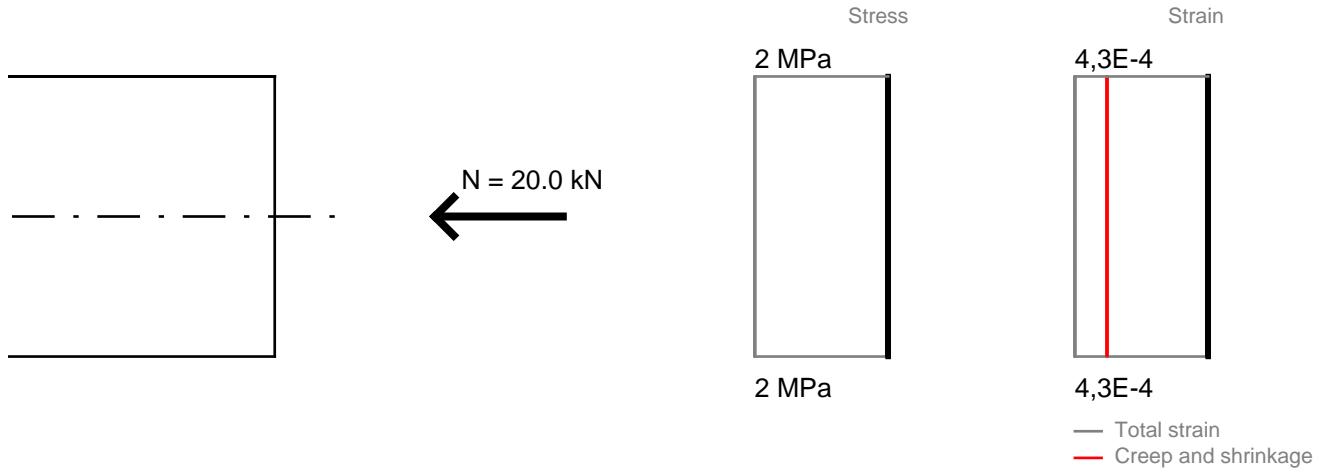
Curvature: $\kappa = 1,24E-20 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 2,47E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

Results after 100 days

ULS

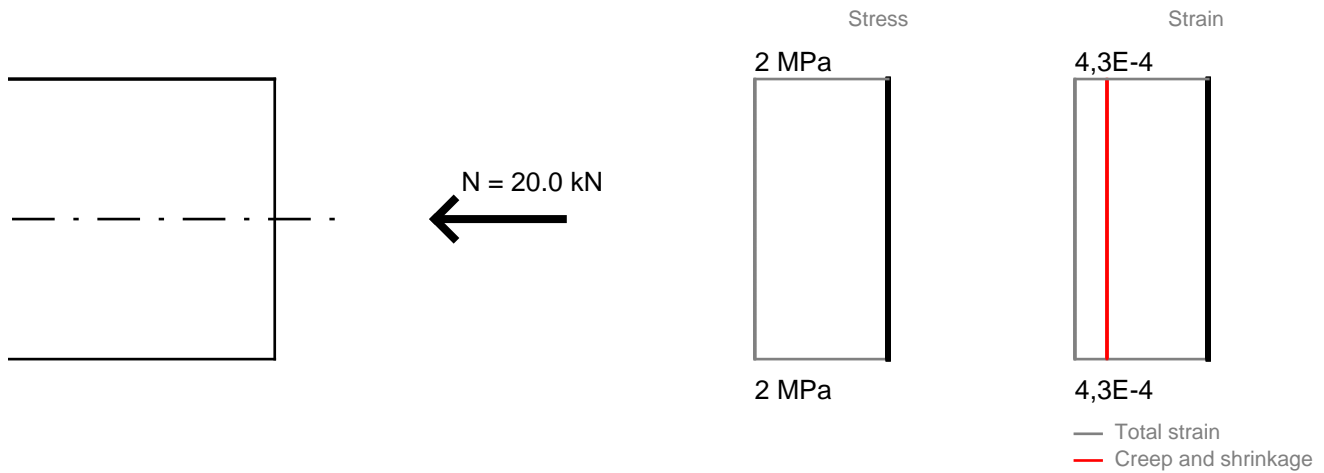


Curvature: $\kappa = 3,12E-20 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 4,3E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

SLS



Curvature: $\kappa = 3,12E-20 \text{ rad/mm}$

Strain at axis: $\epsilon = 4,3E-4$

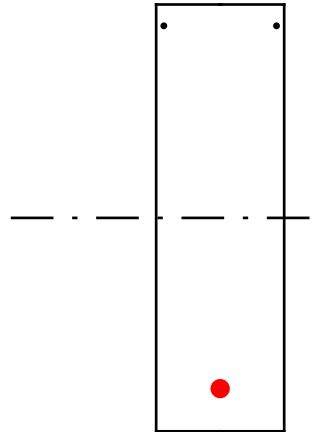
Equivalent bending stiffness $EI = 0E0 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$

Vedlegg B.2-a

Section capacity check

Geometry

Rectangular beam with dimensions 300 x 1000



500 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
6	2	16.0	50.0	Not prestressed
7	1	45.135	900.0	-1360.0

Material properties

Concrete

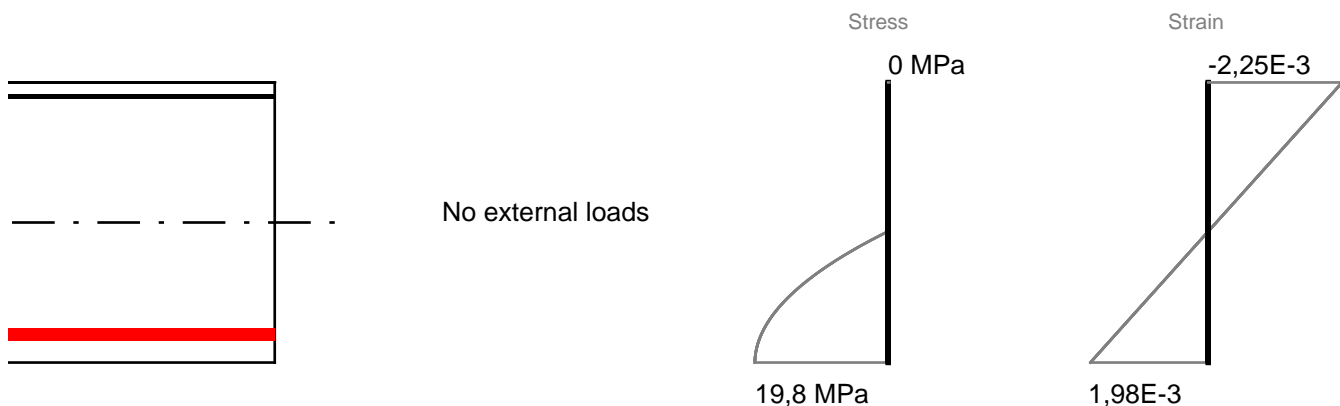
Part	Quality	E_{cm} [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ_c	α_{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

ULS

ULS utilization: 0%



Reinforcement strain and stress

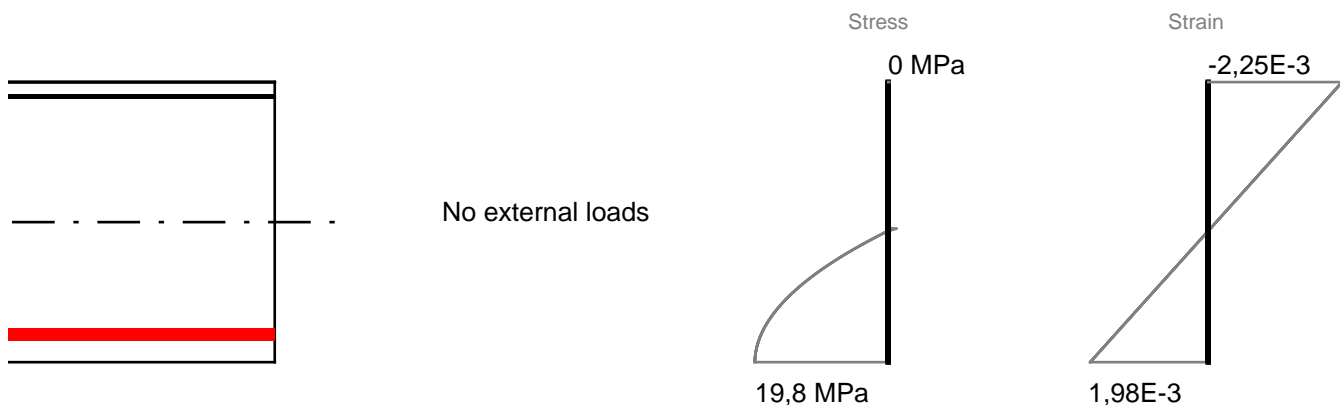
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-409	-2,05E-3	Not prestressed
7	-1055	-5,41E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 4,25E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = -1,34E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 2,05E14$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-408	-2,04E-3	Not prestressed
7	-1055	-5,41E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 0E0$

Equivalent bending stiffness $EI =$ N-mm²

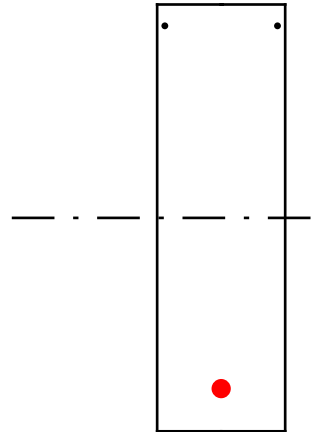
Vedlegg B.2-b

Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

Rectangular beam with dimensions 300 x 1000, cast at day 0



500 mm

Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
6	2	16.0	50.0	Not prestressed
7	1	45.135	900.0	-1360.0

Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
Prestress	-	-	7	80	230.0	7	0.0	7

Material properties

Concrete

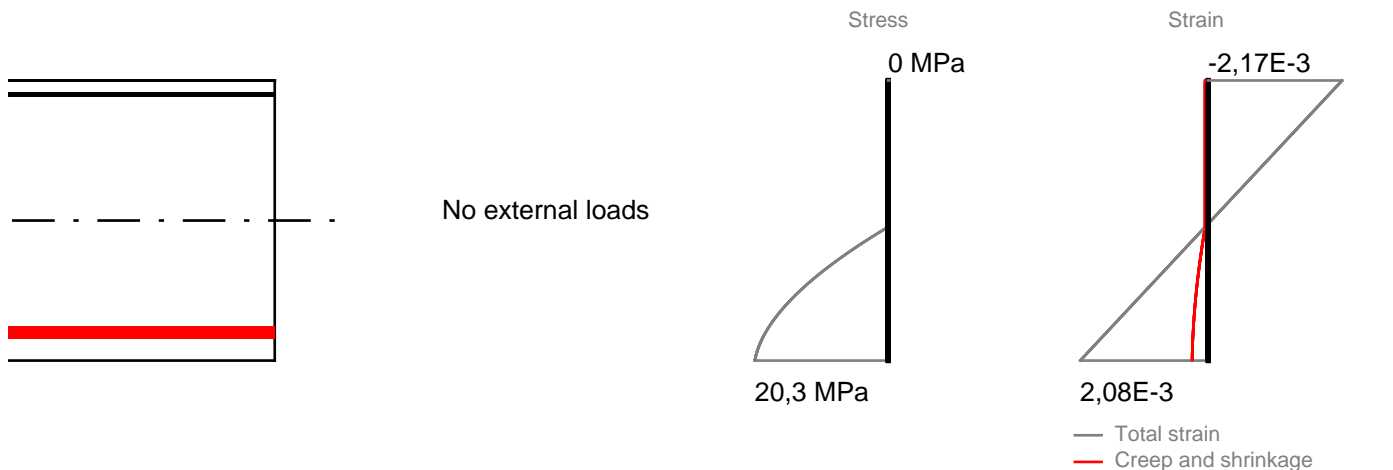
Part	Quality	Ecm [Mpa]	εc2[%]	εcu2[%]	n	fck [MPa]	γc	αcc
Beam	B45	36000	2.0	3.5	2.0	45.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	fyk [MPa]	γs
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

Results after 8 days

ULS



Reinforcement strain and stress

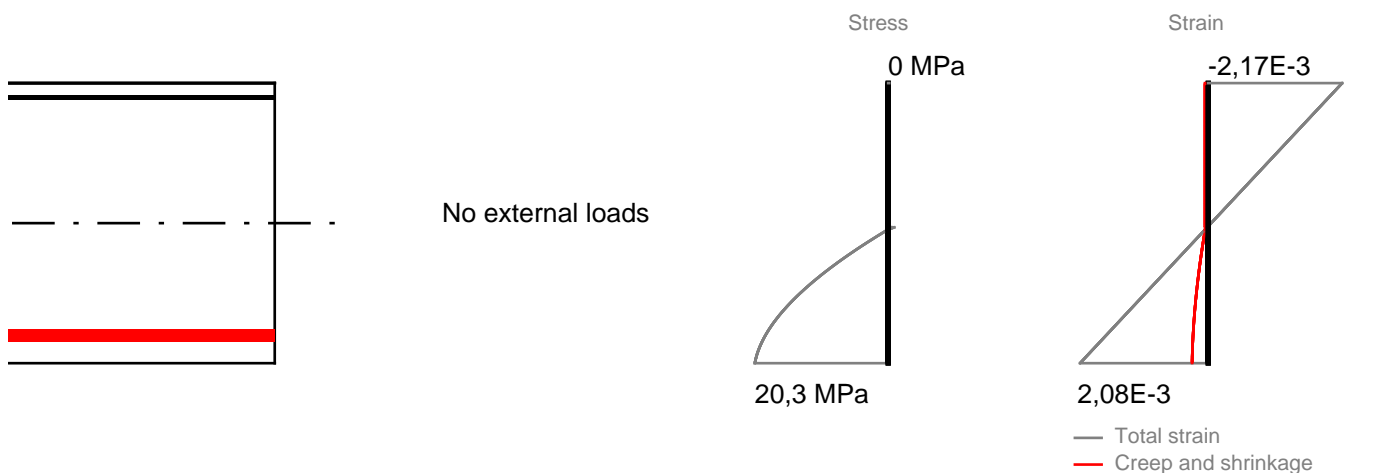
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-393	-1,97E-3	Not prestressed
7	-1037	-5,32E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 4,26E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = -4,76E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = 2,04E14$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

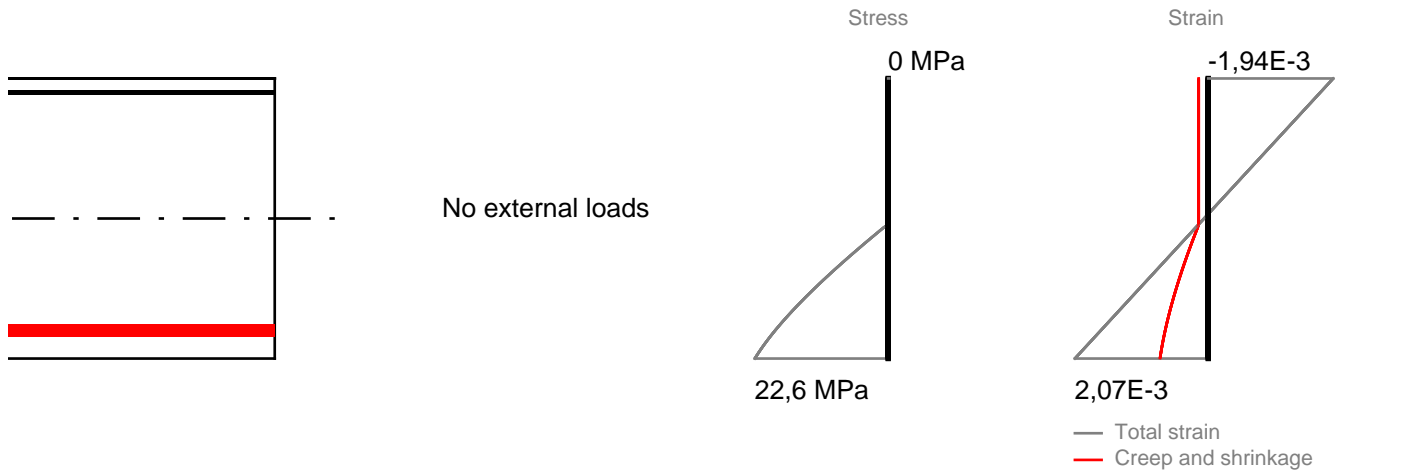
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-392	-1,96E-3	Not prestressed

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
7	-1037	-5,32E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 4,26E-6$ rad/mmStrain at axis: $\varepsilon = -4,61E-5$ Equivalent bending stiffness $EI = 2,04E14$ N·mm²

Results after 100 days

ULS



Reinforcement strain and stress

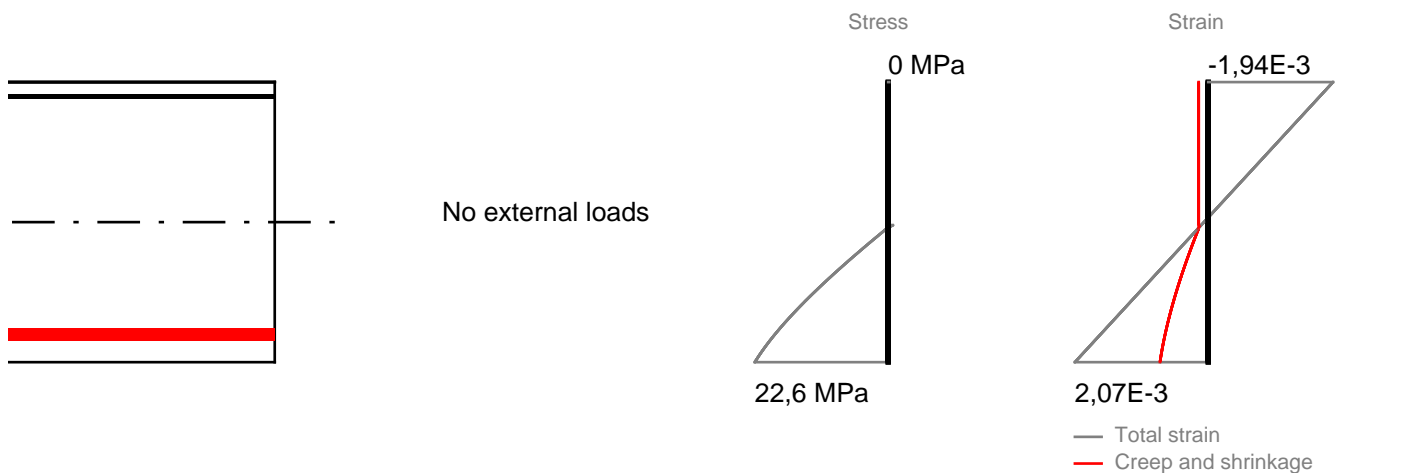
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-349	-1,75E-3	Not prestressed
7	-1033	-5,3E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 4,02E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 6,55E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = 2,16E14$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
6	-349	-1,74E-3	Not prestressed
7	-1033	-5,3E-3	-1360.0

Curvature: $\kappa = 4,02E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 6,69E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = 2,16E14$ N-mm²

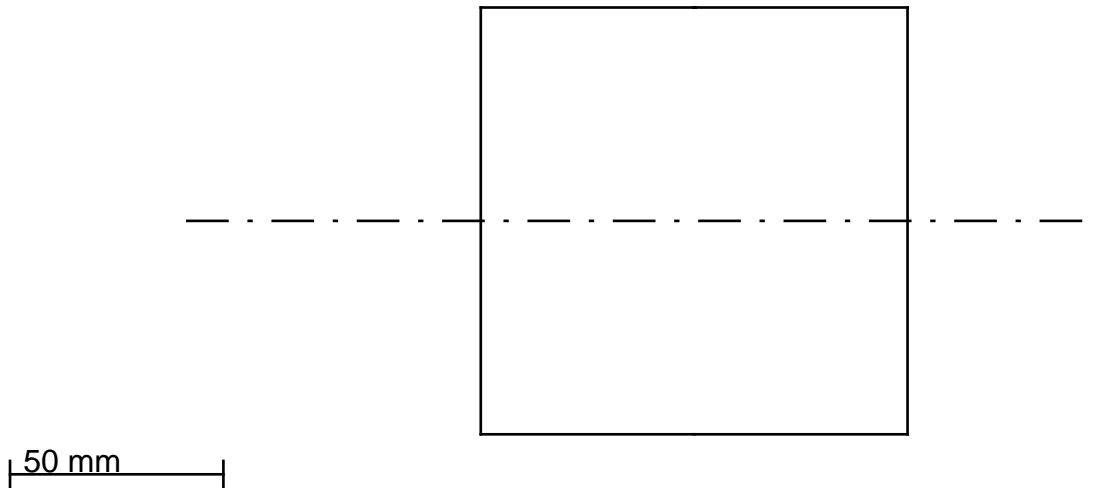
Vedlegg B.3

Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

Rectangular beam with dimensions 100 x 100, cast at day 0



Load variations over time

Material properties

Concrete

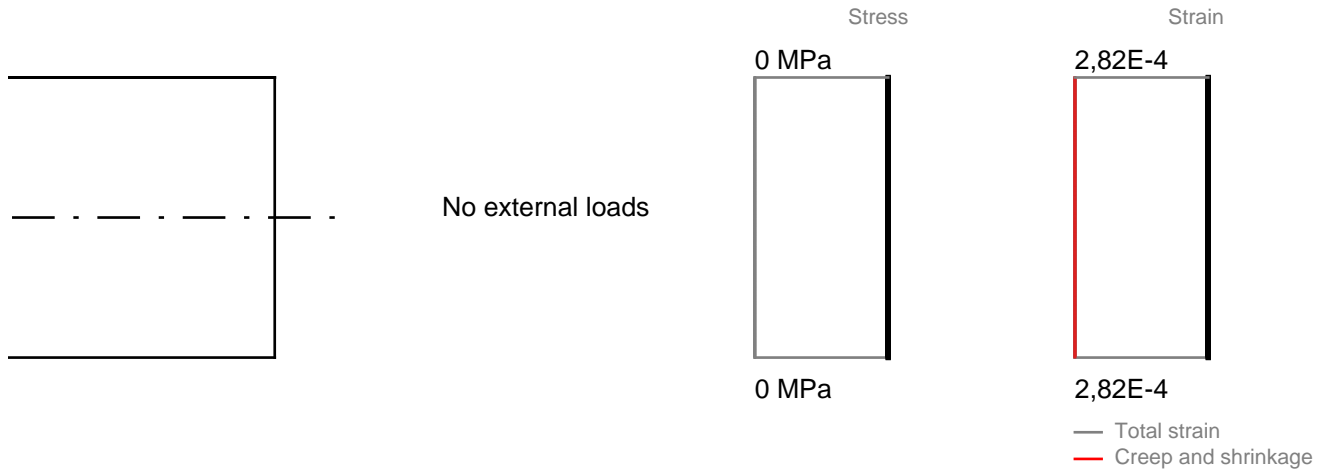
Part	Quality	E_{cm} [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	f_{ck} [MPa]	γ_c	α_{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f_{yk} [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15

Results after 100 days

ULS

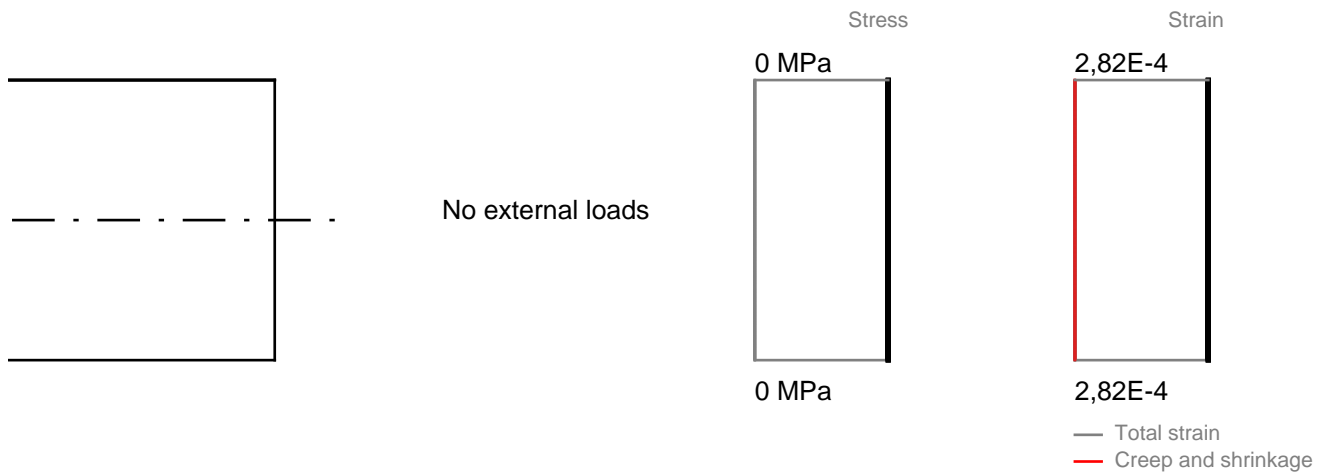


Curvature: $\kappa = 3,28E-22$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 2,82E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0$ N·mm²

SLS



Curvature: $\kappa = 3,28E-22$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 2,82E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 0E0$ N·mm²

Vedlegg C.1

Trykkpåkjent tverrsnitt med tidsavhengige effekter

Grunnet rent trykkpåkjenning vil σ_c og σ_{c0} bli like, med andre ord vil ikke kryp eller svinntøyningene gi noen omlagring i tverrsnittet. Dermed kan tøyningene superposisjoneres lineært.

En last blir påført etter 28 døgn og gir spenning på 1N/mm^2 . Neste last blir påført etter 48 døgn og gir spenningsøkning på 1N/mm^2 .

I de følgende beregninger vil totaltøyningene etter 30 døgn, og 100 døgn bli kalkulert.

Reslutat etter 30 døgn

Input

$$\begin{array}{llllll} RH := 80 & f_{ck} := 35 & t := 30 & t_{0T} := 28 & \sigma_{c0} := 1 & E_{c0} := 21500 \\ h := 50 & f_{cm} := f_{ck} + 8 & t_0 := 28 & t_{0adj} := t_{0T} & \sigma_c := 1 & \alpha_E := 1 \end{array}$$

Kryp-kalkulasjon for last påført etter 28 døgn

$$\chi := 0.8 \quad t_s := 7$$

$$\beta_{BCf_{cm}} := \frac{1.8}{f_{cm}^{0.7}} = 0.129 \quad \beta_{DCf_{cm}} := \frac{412}{f_{cm}^{1.4}} = 2.128$$

$$\beta_{BCt} := \ln \left[\left(0.035 + \frac{30}{t_{0adj}} \right)^2 \cdot ((t - t_0)) + 1 \right] = 1.238$$

$$\gamma_{t0} := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0adj}}}} = 0.338 \quad \alpha_{f_{cm}} := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$E_{ci} := E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.496 \times 10^4$$

$$\beta_H := \min(1.5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}}, 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}})$$

$$\beta_{DCt} := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{\gamma_{t0}} = 0.184$$

$$\beta_{RH} := \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{h}{100}}} = 0.543$$

$$\beta_{DCt} := \frac{1}{0.1 + t_{0adj}^{0.2}} = 0.488$$

$$\phi_{DC} := \beta_{DCf_{cm}} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{DCt} \cdot \beta_{DCt} = 0.104$$

$$\phi_{BC} := \beta_{BCf_{cm}} \cdot \beta_{BCt} = 0.16$$

$$\phi := \phi_{BC} + \phi_{DC} = 0.264$$

$$\epsilon_{cc} := \frac{\phi}{E_{ci}} \cdot [\sigma_{c0} + (\sigma_c - \sigma_{c0}) \cdot \chi] = 7.545 \times 10^{-6}$$

Svinnkalkulasjon

$$\beta_{BS} := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

$$\alpha_{BS} := 700$$

$$\beta_{DS} := \sqrt{\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h^2 + t - t_s}} = 0.456$$

$$\beta_{RHSC} := -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -0.756$$

$$\alpha_{DS2} := 0.012 \quad \alpha_{DS1} := 4$$

$$\epsilon_{CDS0} := \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{DS1}) \cdot e^{-\alpha_{DS2} \cdot f_{cm}} \right] \cdot 10^{-6} = 3.94 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{CDS} := \epsilon_{CDS0} \cdot \beta_{RHSC} \cdot \beta_{DS} = -1.36 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{CBS0} := -\alpha_{BS} \cdot \left(0.1 \cdot \frac{f_{cm}}{6 + 0.1 \cdot f_{cm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = -7.883 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{CBS} := \epsilon_{CBS0} \cdot \beta_{BS} = -5.247 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{CBS} + \epsilon_{CDS} = -1.884 \times 10^{-4}$$

Totaltøyninger

$$\epsilon_{\sigma} := 5.15 \cdot 10^{-5} \quad \text{Fra materialmodell er det funnet at } 1\text{N/mm}^2 \text{ vil gi denne tøyningen}$$

$$\epsilon_{tot} := \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{cc} - \epsilon_{cs} = 2.475 \times 10^{-4}$$

Reslutat etter 100 døgn

Input

$$\underline{RH} := 80 \quad \underline{f_{ck}} := 35 \quad \underline{t} := 100 \quad \underline{t_{0T}} := 28 \quad \underline{\sigma_{c0}} := 1 \quad \underline{E_{c0}} := 21500$$

$$\underline{h} := 50 \quad \underline{f_{cm}} := f_{ck} + 8 \quad \underline{t_0} := 28 \quad \underline{t_{0adj}} := t_{0T} \quad \underline{\sigma_c} := 1 \quad \underline{\alpha_E} := 1$$

Krypkalkulasjon for last påført etter 28 døgn

$$\underline{\chi} := 0.8 \quad \underline{t_s} := 7$$

$$\beta_{BCfcm} := \frac{1.8}{fcm^{0.7}} = 0.129 \quad \beta_{DCfcm} := \frac{412}{fcm^{1.4}} = 2.128$$

$$\beta_{BCtt} := \ln \left[\left(0.035 + \frac{30}{t_{0adj}} \right)^2 \cdot ((t - t_0) + 1) \right] = 4.49$$

$$\gamma_{t0} := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0adj}}}} = 0.338 \quad \alpha_{fcm} := \left(\frac{35}{fcm} \right)^{0.5}$$

$$E_{ci} := E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{fcm}{10} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.496 \times 10^4$$

$$\beta_H := \min(1.5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{fcm}, 1500 \cdot \alpha_{fcm})$$

$$\beta_{DCtt} := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{\gamma_{t0}} = 0.574$$

$$\beta_{RH} := \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{h}{100}}} = 0.543$$

$$\beta_{DCt} := \frac{1}{0.1 + t_{0adj}^{0.2}} = 0.488$$

$$\phi_{DC} := \beta_{DCfcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{DCt} \cdot \beta_{DCtt} = 0.324$$

$$\phi_{BC} := \beta_{BCfcm} \cdot \beta_{BCtt} = 0.581$$

$$\phi := \phi_{BC} + \phi_{DC} = 0.905$$

$$\epsilon_{cc48} := \frac{\phi}{E_{ci}} \cdot [\sigma_{c0} + (\sigma_c - \sigma_{c0}) \cdot \chi] = 2.588 \times 10^{-5}$$

Input

$$\begin{array}{llllll} RH := 80 & f_{ck} := 35 & t := 100 & t_{0T} := 48 & \sigma_{c0} := 1 & E_{c0} := 21500 \\ h := 50 & f_{cm} := f_{ck} + 8 & t_0 := 48 & t_{0adj} := t_{0T} & \sigma_c := 1 & \alpha_E := 1 \end{array}$$

Krypkalkulasjon for last påført etter 48 døgn

$$\chi := 0.8 \quad t_s := 7$$

$$\beta_{BCfcm} := \frac{1.8}{fcm^{0.7}} = 0.129 \quad \beta_{DCfcm} := \frac{412}{fcm^{1.4}} = 2.128$$

$$\beta_{BCtt} := \ln \left[\left(0.035 + \frac{30}{t_{0adj}} \right)^2 \cdot ((t - t_0) + 1) \right] = 3.163$$

$$\gamma_{t0} := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t0_{adj}}}} = 0.356 \quad \alpha_{fcm} := \left(\frac{35}{fcm}\right)^{0.5}$$

$$E_{ci} := E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{fcm}{10}\right)^{\frac{1}{3}} = 3.496 \times 10^4$$

$$\beta_H := \min(1.5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{fcm}, 1500 \cdot \alpha_{fcm})$$

$$\beta_{DCtt} := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{\gamma_{t0}} = 0.505$$

$$\beta_{RH} := \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{h}{100}}} = 0.543$$

$$\beta_{DCt} := \frac{1}{0.1 + t0_{adj}^{0.2}} = 0.441$$

$$\phi_{DC} := \beta_{DCfcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{DCt} \cdot \beta_{DCtt} = 0.257$$

$$\phi_{BC} := \beta_{BCfcm} \cdot \beta_{BCtt} = 0.409$$

$$\phi := \phi_{BC} + \phi_{DC} = 0.667$$

$$\varepsilon_{cc100} := \frac{\phi}{E_{ci}} \cdot [\sigma_{c0} + (\sigma_c - \sigma_{c0}) \cdot \phi] = 1.907 \times 10^{-5}$$

Input

$$t := 100$$

Svinnkalkulasjon på døgn 100

$$\beta_{BS} := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

$$\alpha_{BS} := 700$$

$$\beta_{DS} := \sqrt{\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h^2 + t - t_s}} = 0.718$$

$$\beta_{RHsch} := -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3 \right] = -0.756$$

$$\alpha_{DS2} := 0.012 \quad \alpha_{DS1} := 4$$

$$\varepsilon_{CDS0} := \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{DS1}) \cdot e^{-\alpha_{DS2} \cdot fcm} \right] \cdot 10^{-6} = 3.94 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{CDS} := \varepsilon_{CDS0} \cdot \beta_{RHsch} \cdot \beta_{DS} = -2.139 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{CBS0} := -\alpha_{BS} \cdot \left(0.1 \cdot \frac{fcm}{6 + 0.1 \cdot fcm} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = -7.883 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{CBS} := \varepsilon_{CBS0} \cdot \beta_{BS} = -6.816 \times 10^{-5}$$

$$\underline{\underline{\epsilon_{cs}}} := \epsilon_{CBS} + \epsilon_{CDS} = -2.821 \times 10^{-4}$$

Totaltøyninger

$\underline{\underline{\epsilon_{\sigma}}} := 10.5 \cdot 10^{-5}$ Fra materialmodell er det funnet at 2N/mm^2 vil gi denne tøyningen

$$\underline{\underline{\epsilon_{tot}}} := \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{cc48} + \epsilon_{cc100} - \epsilon_{cs} = 4.32 \times 10^{-4}$$

Vedlegg C.2

Input

$$\begin{aligned} \text{RH} &:= 80 & \text{fck} &:= 35 & t &:= 100 & \text{ts} &:= 7 \\ h &:= 50 & \text{fcm} &:= \text{fck} + 8 \end{aligned}$$

Svinnkalkulasjon

$$\beta_{\text{BS}} := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

$$\alpha_{\text{BS}} := 700$$

$$\beta_{\text{DS}} := \sqrt{\frac{t - \text{ts}}{0.035 \cdot h^2 + t - \text{ts}}} = 0.718$$

$$\beta_{\text{RHSC}} := -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -0.756$$

$$\alpha_{\text{DS2}} := 0.012 \quad \alpha_{\text{DS1}} := 4$$

$$\varepsilon_{\text{CDS0}} := \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{\text{DS1}}) \cdot e^{-\alpha_{\text{DS2}} \cdot \text{fcm}} \right] \cdot 10^{-6} = 3.94 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\text{CDS}} := \varepsilon_{\text{CDS0}} \cdot \beta_{\text{RHSC}} \cdot \beta_{\text{DS}} = -2.139 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\text{CBS0}} := -\alpha_{\text{BS}} \cdot \left(0.1 \cdot \frac{\text{fcm}}{6 + 0.1 \cdot \text{fcm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = -7.883 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{\text{CBS}} := \varepsilon_{\text{CBS0}} \cdot \beta_{\text{BS}} = -6.816 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{\text{cs}} := \varepsilon_{\text{CBS}} + \varepsilon_{\text{CDS}} = -2.821 \times 10^{-4}$$

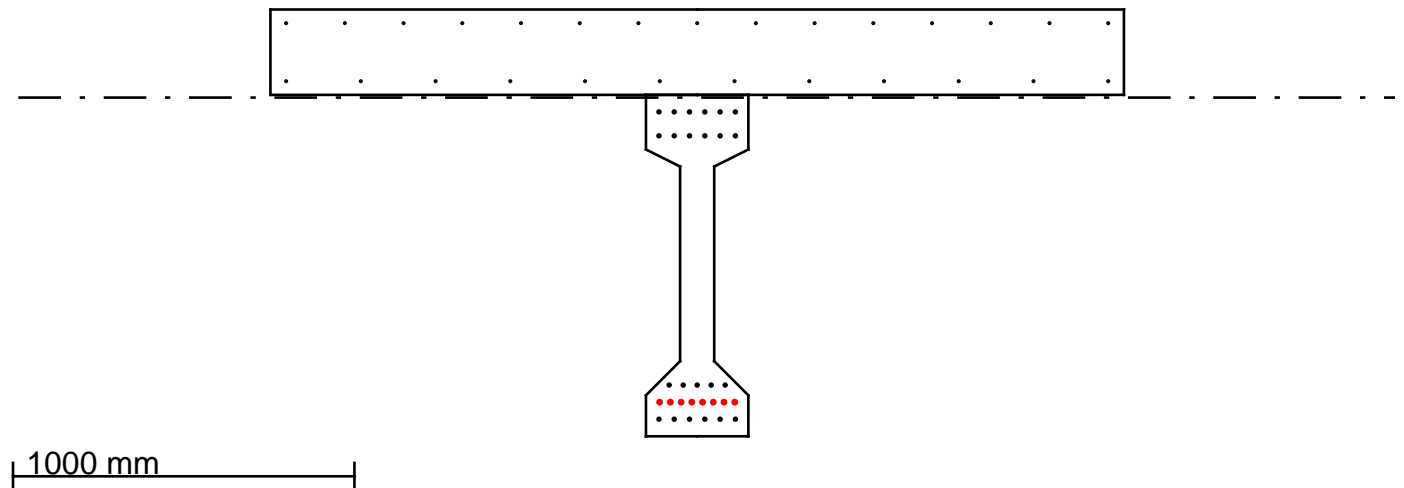
Vedlegg C.3-a

Section capacity check

Geometry

I-beam with dimensions 300.0 x 1000

Slab with dimensions 250 x 2500



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	-1360.0
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

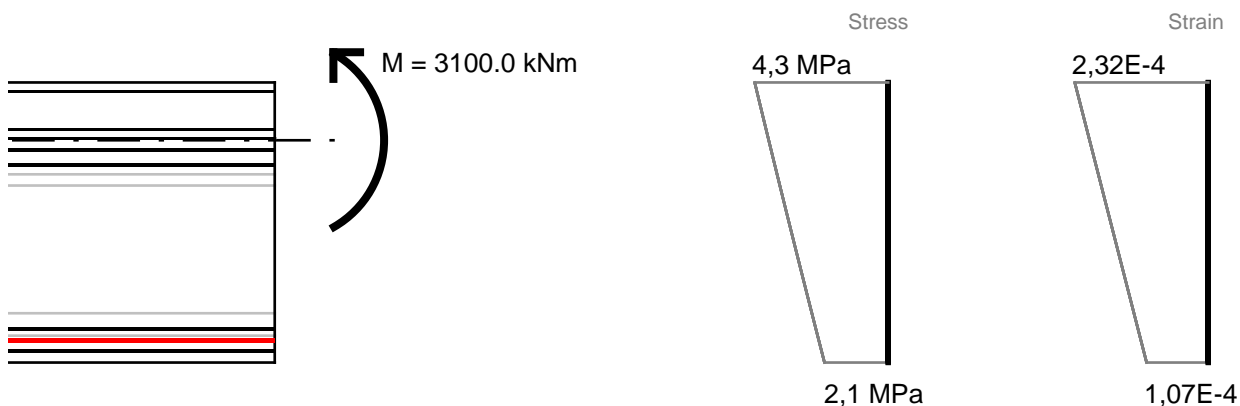
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

ULS

ULS utilization: 0%



Reinforcement strain and stress

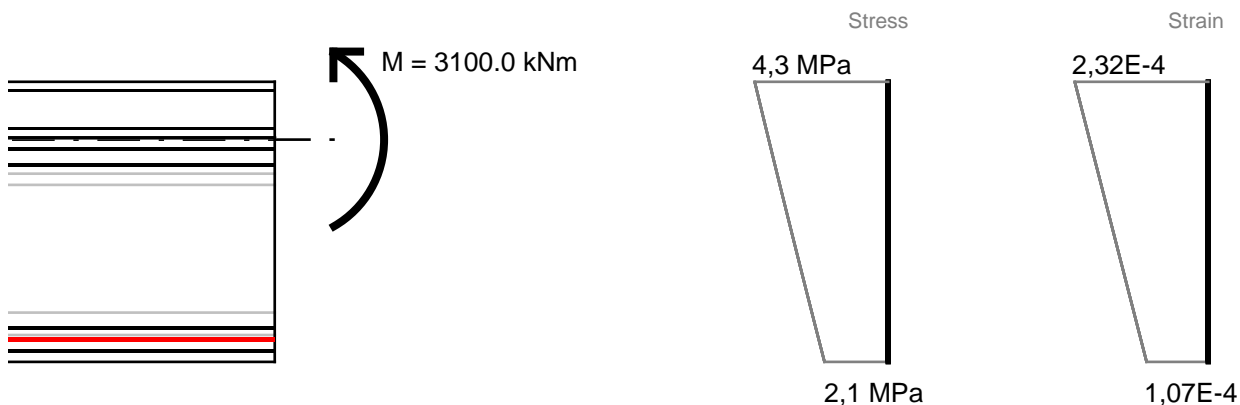
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	46	2,28E-4	Not prestressed
2	42	2,11E-4	Not prestressed
3	40	2,02E-4	Not prestressed
4	39	1,95E-4	Not prestressed
5	24	1,22E-4	Not prestressed
6	-1337	-6,86E-3	-1360.0
7	22	1,12E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -9,99E-8$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 2,06E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 5,11E14$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	46	2,28E-4	Not prestressed
2	42	2,11E-4	Not prestressed
3	40	2,02E-4	Not prestressed
4	39	1,95E-4	Not prestressed
5	24	1,22E-4	Not prestressed
6	-1337	-6,86E-3	-1360.0
7	22	1,12E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mmStrain at axis: $\varepsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness EI = - N·mm²

Vedlegg C.3-b

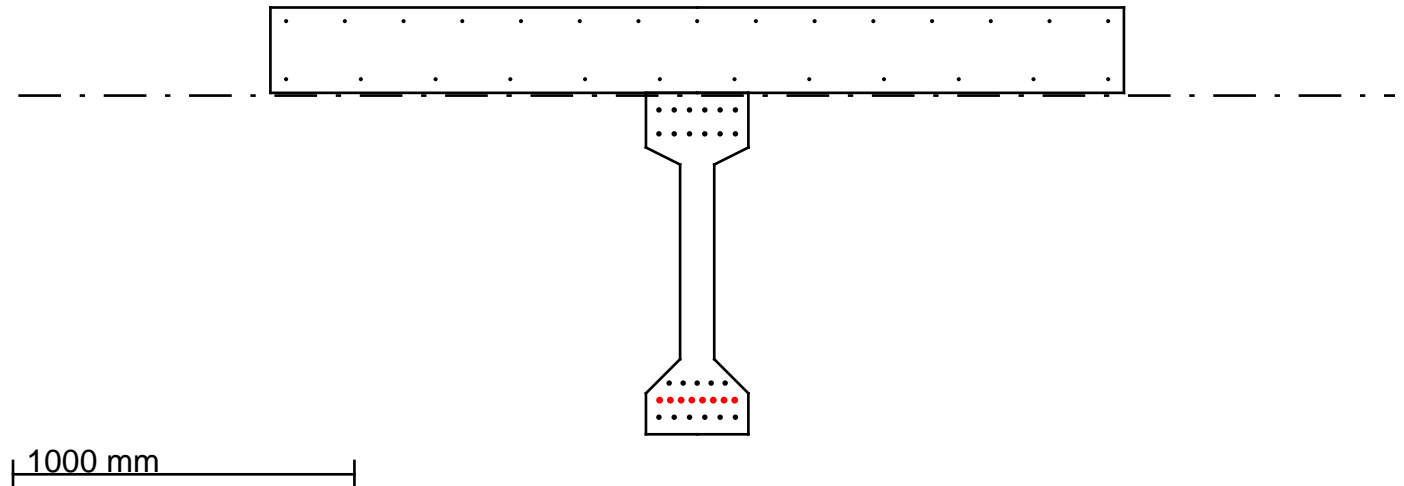
Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

I-beam with dimensions 300.0 x 1000, cast at day 0

Slab with dimensions 250 x 2500, cast at day 30



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	-1360.0
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
Bjelke (g)	0.0 / -200.0	0.0 / -200.0	7	80	121.0	7	240.0	-23
Prestress	-	-	7	80	121.0	7	240.0	-23
Dekke (g)	0.0 / -400.0	0.0 / -400.0	30	80	121.0	30	240.0	0
Nyttelast	0.0 / -2500.0	0.0 / -2500.0	60	80	121.0	60	240.0	30

Material properties

Concrete

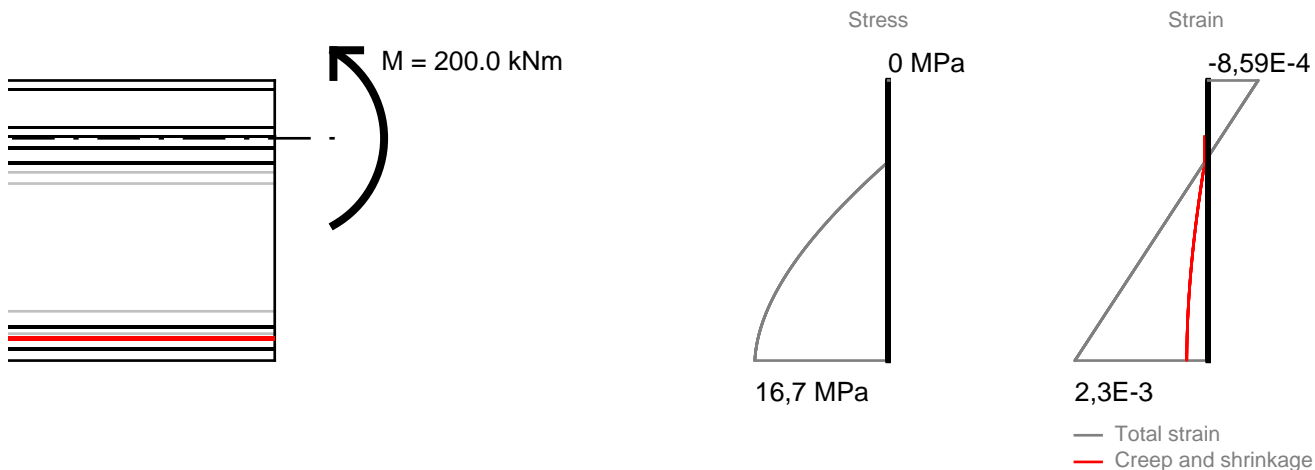
Part	Quality	Ecm [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	fck [MPa]	γ_c	α_{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	fyk [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

Results after 10 days

ULS



Reinforcement strain and stress

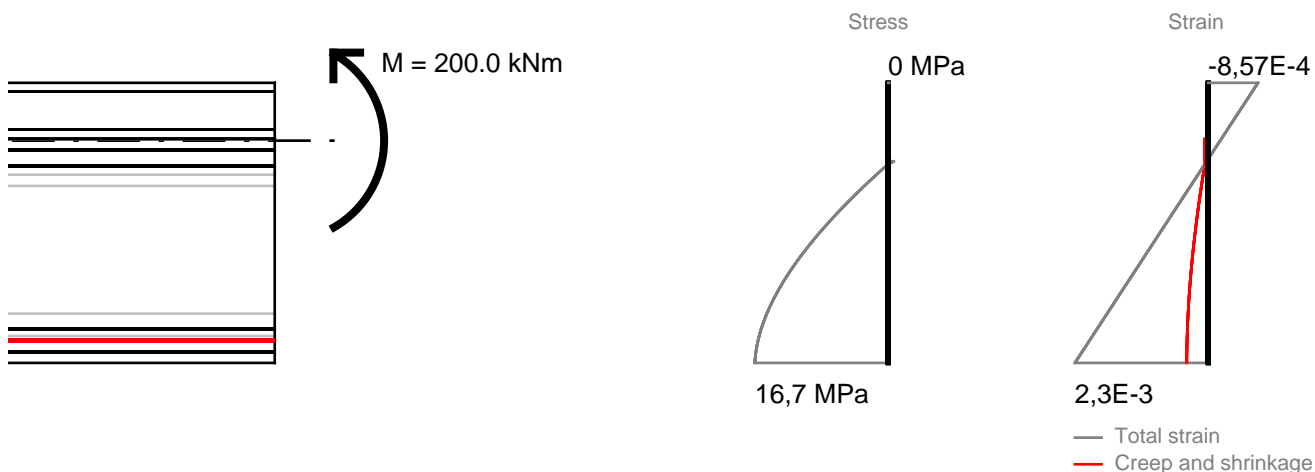
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	0	0E0	Not prestressed
2	0	0E0	Not prestressed
3	-21	-1,03E-4	Not prestressed
4	15	7,45E-5	Not prestressed
5	385	1,92E-3	Not prestressed
6	-960	-4,93E-3	-1360.0
7	435	2,18E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 2,53E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = -2,09E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,13E15$ N·mm²

SLS



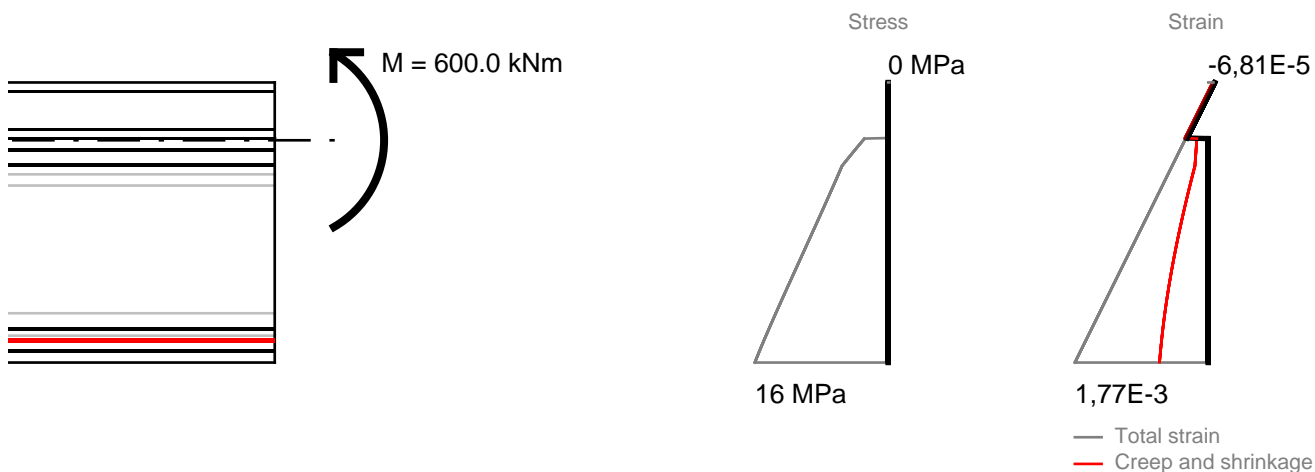
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	0	0E0	Not prestressed
2	0	0E0	Not prestressed
3	-20	-1,01E-4	Not prestressed
4	15	7,6E-5	Not prestressed
5	385	1,92E-3	Not prestressed
6	-960	-4,93E-3	-1360.0
7	435	2,18E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 2,53E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = -2,07E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,13E15$ N·mm²

Results after 35 days

ULS



Reinforcement strain and stress

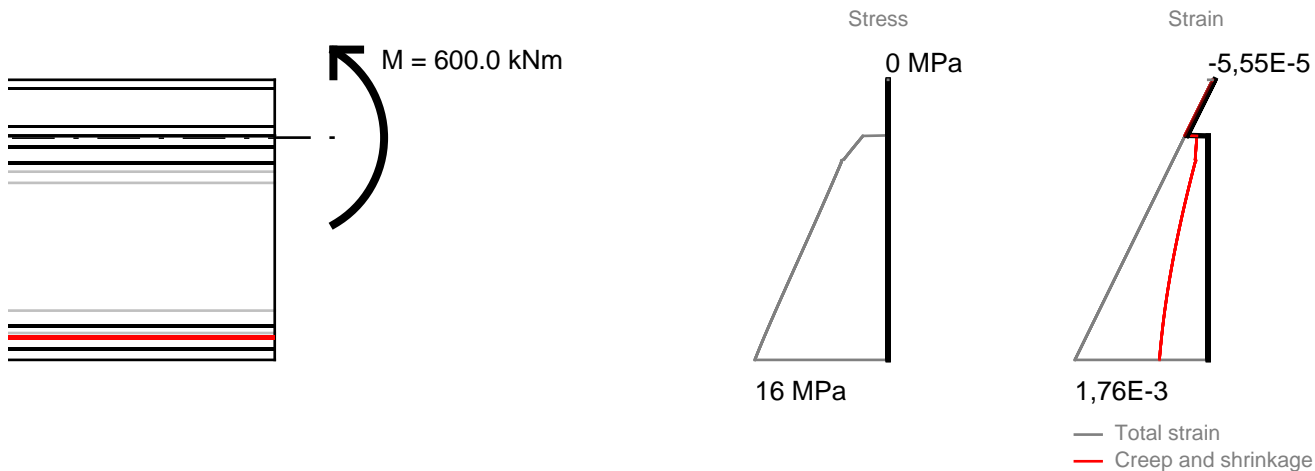
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	3	1,71E-5	Not prestressed
2	3	1,53E-5	Not prestressed
3	74	3,71E-4	Not prestressed
4	95	4,74E-4	Not prestressed
5	310	1,55E-3	Not prestressed
6	-1044	-5,35E-3	-1360.0
7	339	1,7E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 1,47E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 3,1E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,66E15$ N·mm²

SLS



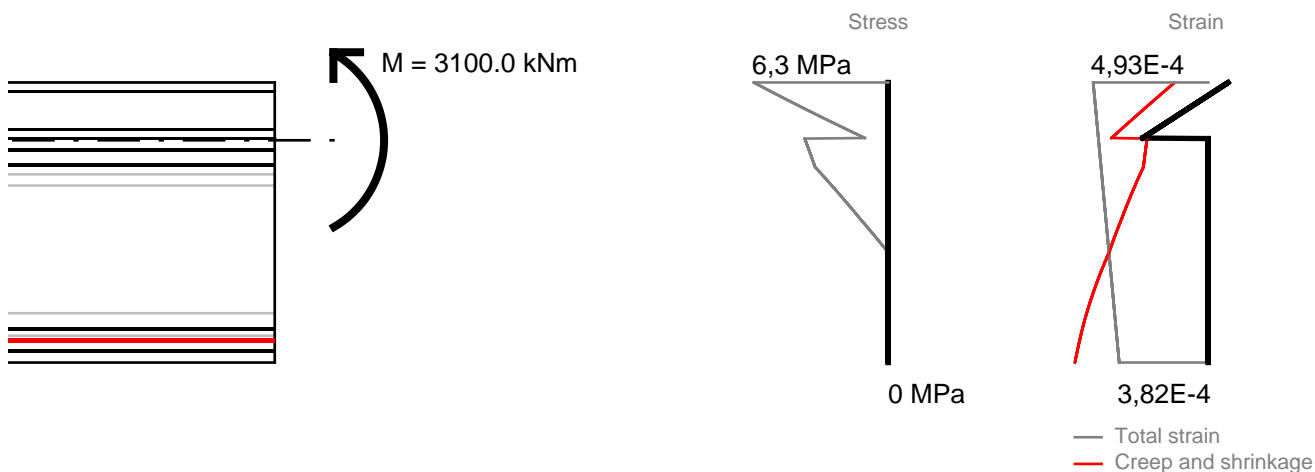
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	6	2,95E-5	Not prestressed
2	5	2,56E-5	Not prestressed
3	76	3,8E-4	Not prestressed
4	97	4,83E-4	Not prestressed
5	310	1,55E-3	Not prestressed
6	-1044	-5,35E-3	-1360.0
7	339	1,69E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 1,46E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 3,19E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,68E15$ N-mm²

Results after 100 days

ULS



Reinforcement strain and stress

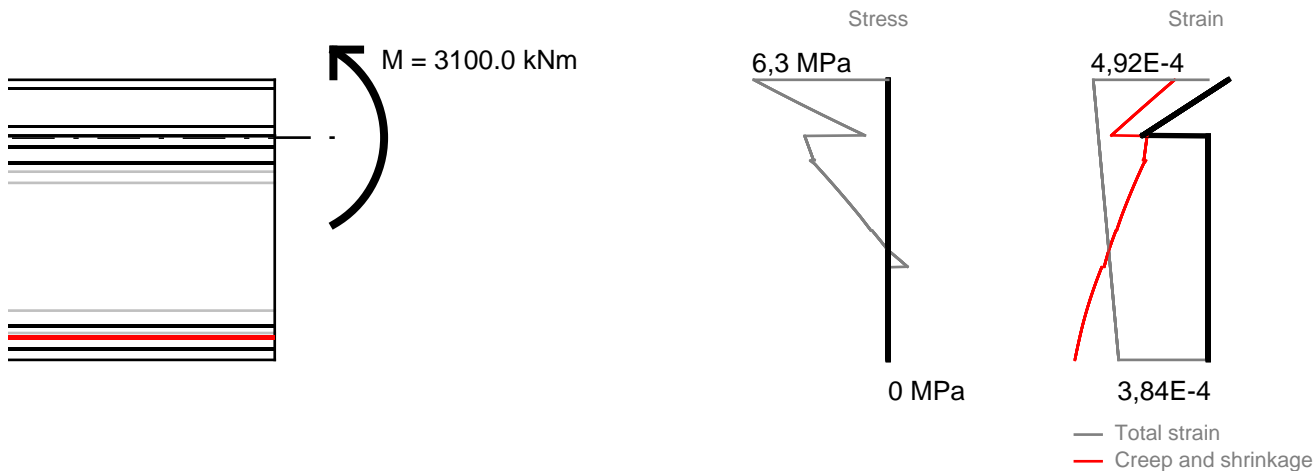
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	103	5,17E-4	Not prestressed
2	50	2,5E-4	Not prestressed
3	93	4,66E-4	Not prestressed
4	92	4,6E-4	Not prestressed
5	79	3,95E-4	Not prestressed
6	-1284	-6,58E-3	-1360.0
7	77	3,86E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -8,92E-8$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 4,7E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 5,72E14$ N·mm²

SLS



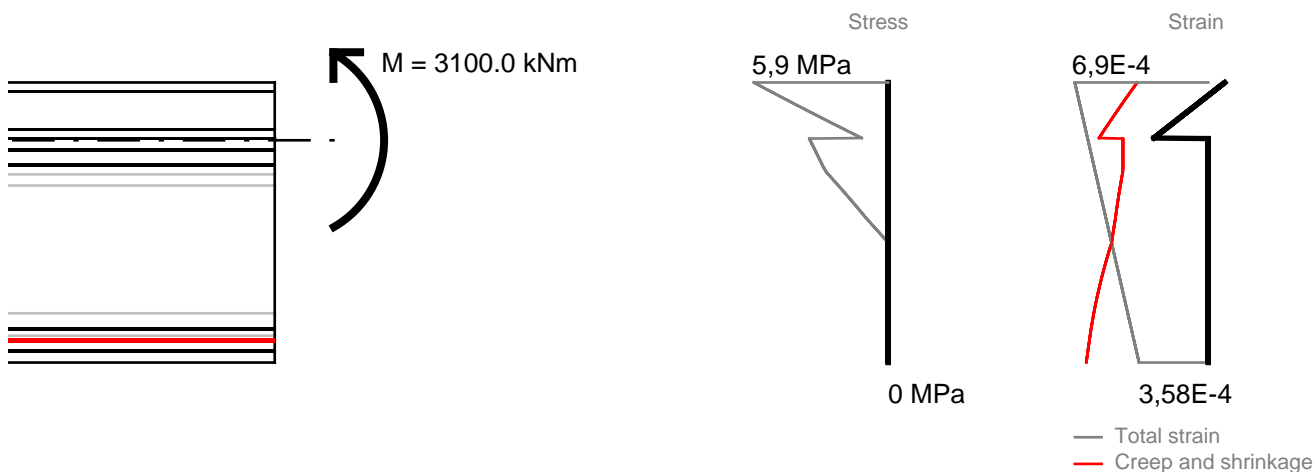
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	103	5,17E-4	Not prestressed
2	50	2,51E-4	Not prestressed
3	93	4,66E-4	Not prestressed
4	92	4,6E-4	Not prestressed
5	79	3,97E-4	Not prestressed
6	-1284	-6,58E-3	-1360.0
7	78	3,88E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -8,71E-8$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 4,7E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 5,86E14$ N·mm²

Results after 1000 days

ULS



Reinforcement strain and stress

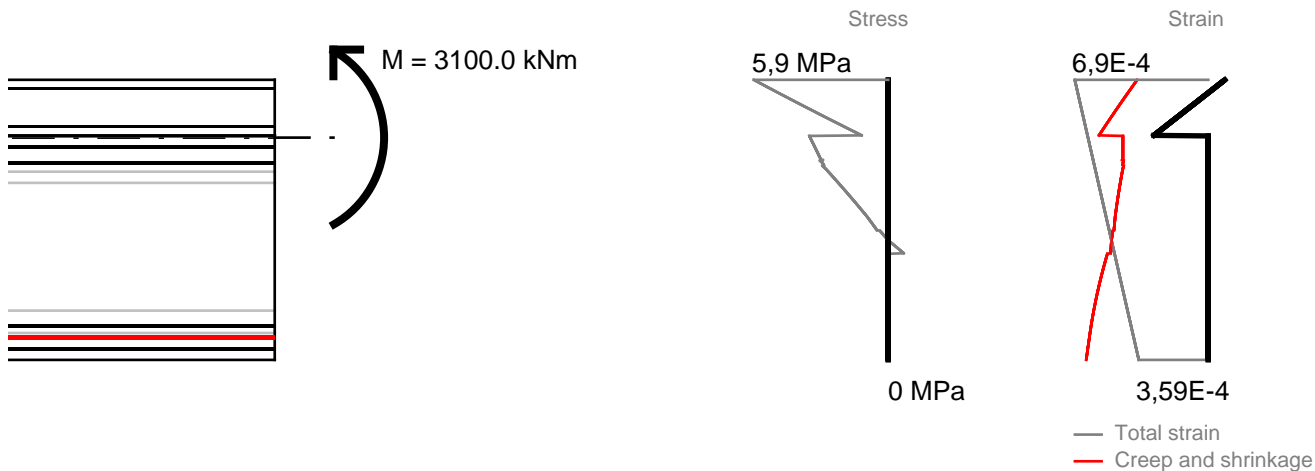
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	142	7,08E-4	Not prestressed
2	82	4,11E-4	Not prestressed
3	122	6,1E-4	Not prestressed
4	118	5,92E-4	Not prestressed
5	79	3,97E-4	Not prestressed
6	-1285	-6,59E-3	-1360.0
7	74	3,71E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,66E-7$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 6,22E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,91E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	142	7,08E-4	Not prestressed
2	82	4,11E-4	Not prestressed
3	122	6,1E-4	Not prestressed
4	118	5,92E-4	Not prestressed
5	80	3,98E-4	Not prestressed
6	-1285	-6,59E-3	-1360.0
7	74	3,72E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,65E-7$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 6,22E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,92E14$ N·mm²

Vedlegg C.3-c

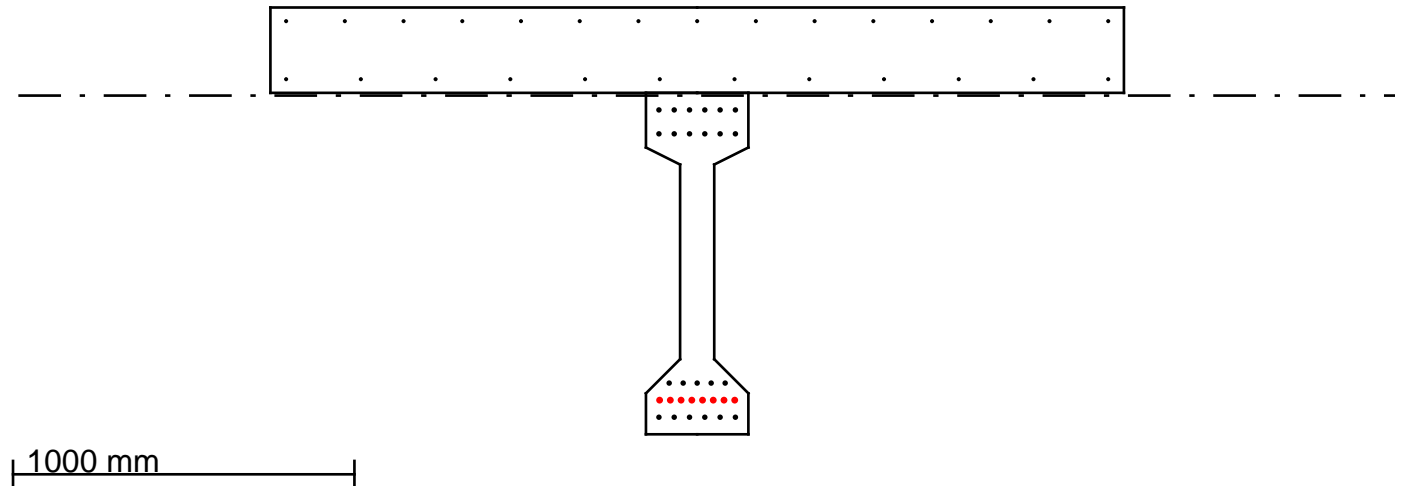
Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

I-beam with dimensions 300.0 x 1000, cast at day 0

Slab with dimensions 250 x 2500, cast at day 0



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	-1360.0
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
Bjelke (g)	0.0 / -200.0	0.0 / -200.0	7	80	206.0	7	206.0	7
Prestress	-	-	7	80	206.0	7	206.0	7
Dekke (g)	0.0 / -400.0	0.0 / -400.0	30	80	206.0	30	206.0	30
Nyttelast	0.0 / -2500.0	0.0 / -2500.0	60	80	206.0	60	206.0	60

Material properties

Concrete

Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15
Prestress Steel	195000	1550	1.15

Results after 10 days

ULS



Reinforcement strain and stress

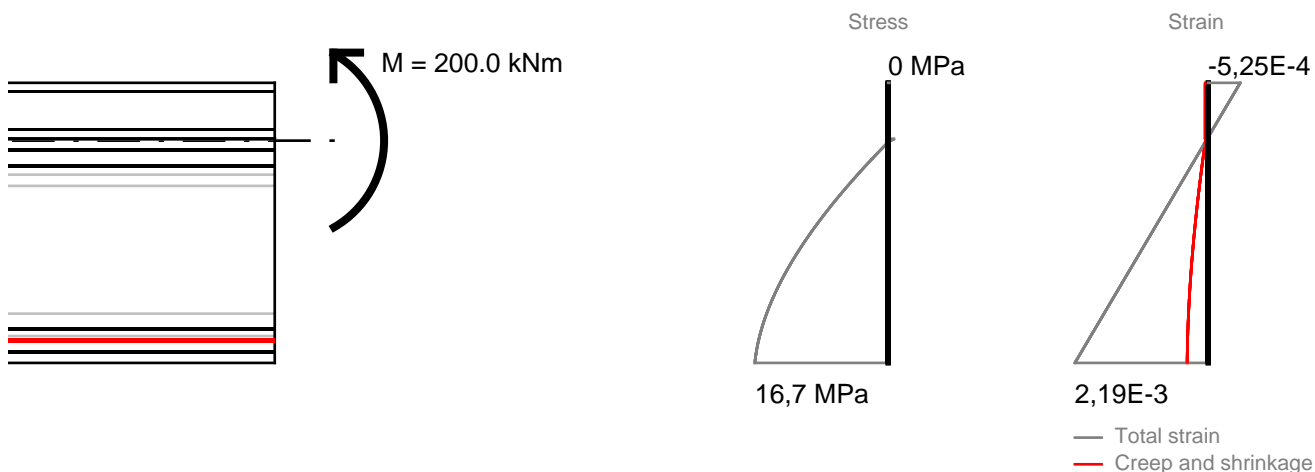
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	-88	-4,42E-4	Not prestressed
2	-14	-7,19E-5	Not prestressed
3	25	1,24E-4	Not prestressed
4	55	2,76E-4	Not prestressed
5	373	1,86E-3	Not prestressed
6	-975	-5E-3	-1360.0
7	416	2,08E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 2,18E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 3,25E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,31E15$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	-88	-4,41E-4	Not prestressed
2	-14	-7,09E-5	Not prestressed
3	25	1,25E-4	Not prestressed
4	55	2,77E-4	Not prestressed
5	373	1,86E-3	Not prestressed
6	-975	-5E-3	-1360.0
7	416	2,08E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 2,17E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 3,34E-5$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,31E15$ N·mm²

Results after 35 days

ULS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	-26	-1,3E-4	Not prestressed
2	27	1,37E-4	Not prestressed
3	56	2,78E-4	Not prestressed
4	78	3,88E-4	Not prestressed
5	307	1,53E-3	Not prestressed
6	-1046	-5,36E-3	-1360.0
7	338	1,69E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 1,57E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 2,12E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 1,56E15$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	-24	-1,22E-4	Not prestressed
2	29	1,44E-4	Not prestressed
3	57	2,84E-4	Not prestressed
4	79	3,93E-4	Not prestressed
5	306	1,53E-3	Not prestressed
6	-1046	-5,36E-3	-1360.0
7	338	1,69E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 1,56E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 2,18E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 1,57E15$ N-mm²

Results after 100 days

ULS



Reinforcement strain and stress

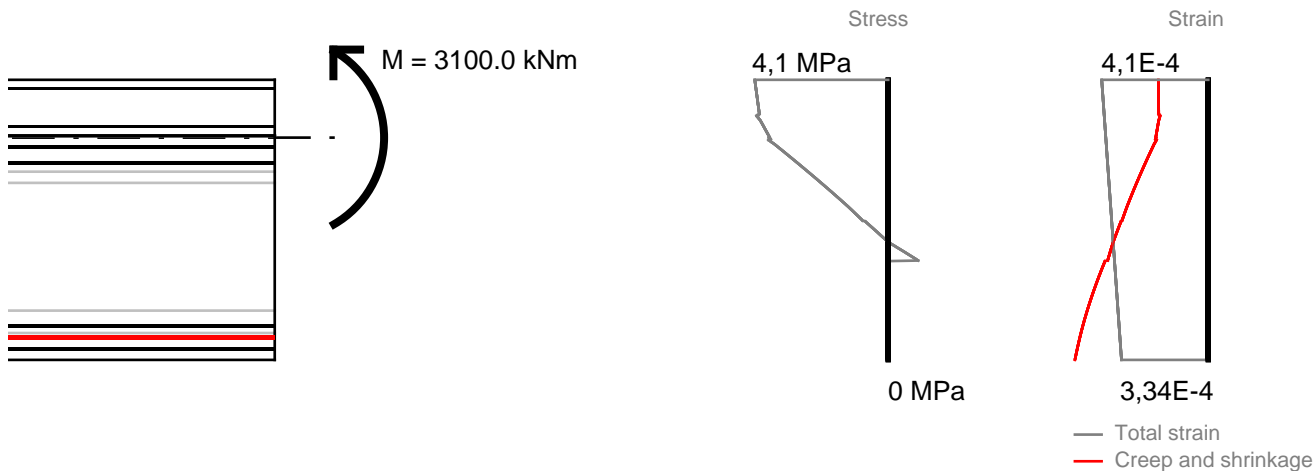
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	82	4,08E-4	Not prestressed
2	79	3,97E-4	Not prestressed
3	78	3,92E-4	Not prestressed
4	77	3,87E-4	Not prestressed
5	68	3,41E-4	Not prestressed
6	-1294	-6,64E-3	-1360.0
7	67	3,35E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -6,34E-8$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 3,94E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 8,05E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	82	4,08E-4	Not prestressed
2	79	3,97E-4	Not prestressed
3	78	3,92E-4	Not prestressed
4	78	3,88E-4	Not prestressed
5	69	3,43E-4	Not prestressed
6	-1294	-6,63E-3	-1360.0
7	67	3,37E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -6,11E-8$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 3,94E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 8,35E14$ N·mm²

Results after 1000 days

ULS



Reinforcement strain and stress

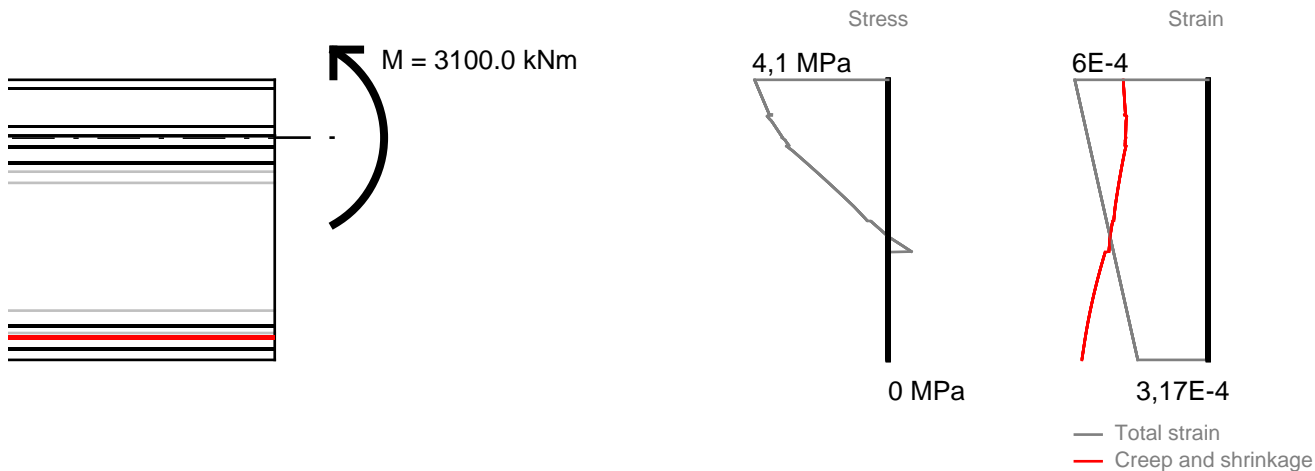
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	118	5,91E-4	Not prestressed
2	110	5,52E-4	Not prestressed
3	106	5,32E-4	Not prestressed
4	103	5,16E-4	Not prestressed
5	70	3,49E-4	Not prestressed
6	-1294	-6,64E-3	-1360.0
7	65	3,26E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,28E-7$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 5,42E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = 2,23E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	118	5,91E-4	Not prestressed
2	111	5,53E-4	Not prestressed
3	106	5,32E-4	Not prestressed
4	103	5,16E-4	Not prestressed
5	70	3,5E-4	Not prestressed
6	-1294	-6,64E-3	-1360.0
7	66	3,28E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,27E-7$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 5,42E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = 2,25E14$ N·mm²

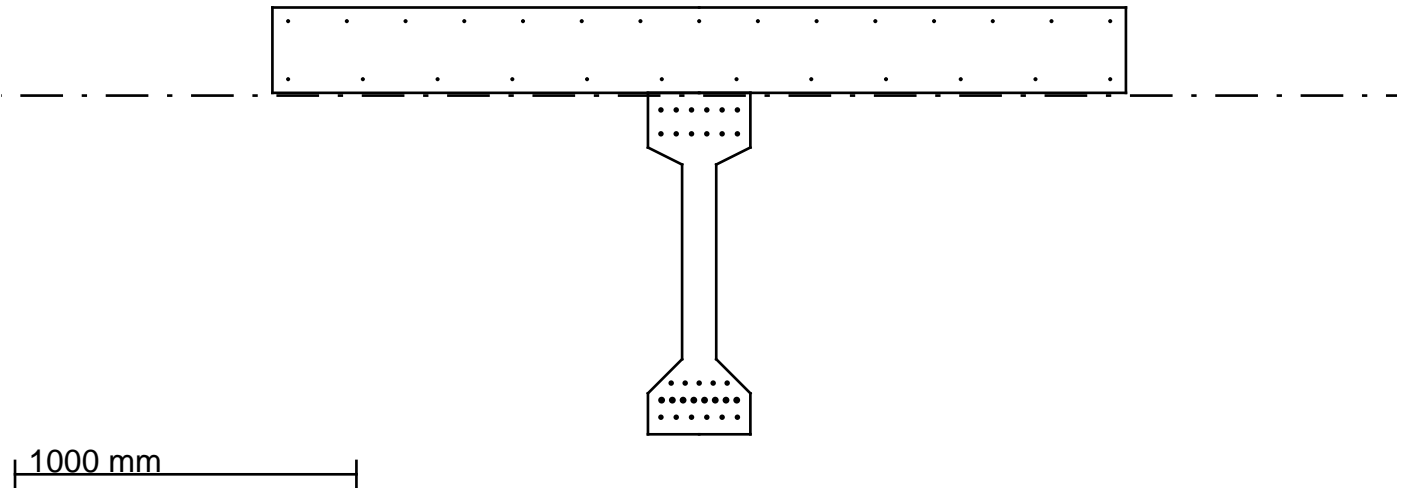
Vedlegg C.4-a

Section capacity check

Geometry

I-beam with dimensions 300.0 x 1000

Slab with dimensions 250 x 2500



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	Not prestressed
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Material properties

Concrete

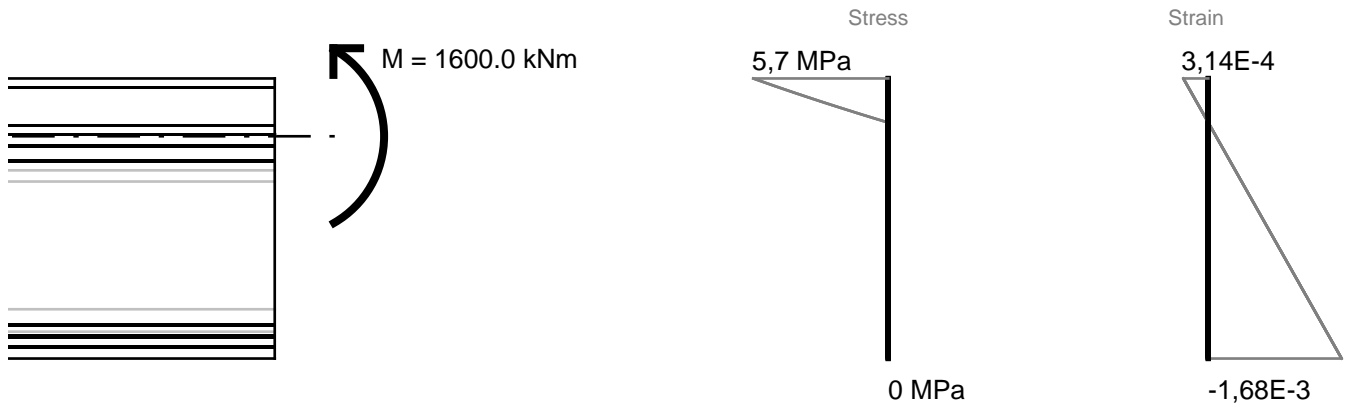
Part	Quality	E _{cm} [Mpa]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]	n	f _{ck} [MPa]	γ _c	α _{cc}
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	f _{yk} [MPa]	γ _s
Steel	200000	500	1.15

ULS

ULS utilization: 0%



Reinforcement strain and stress

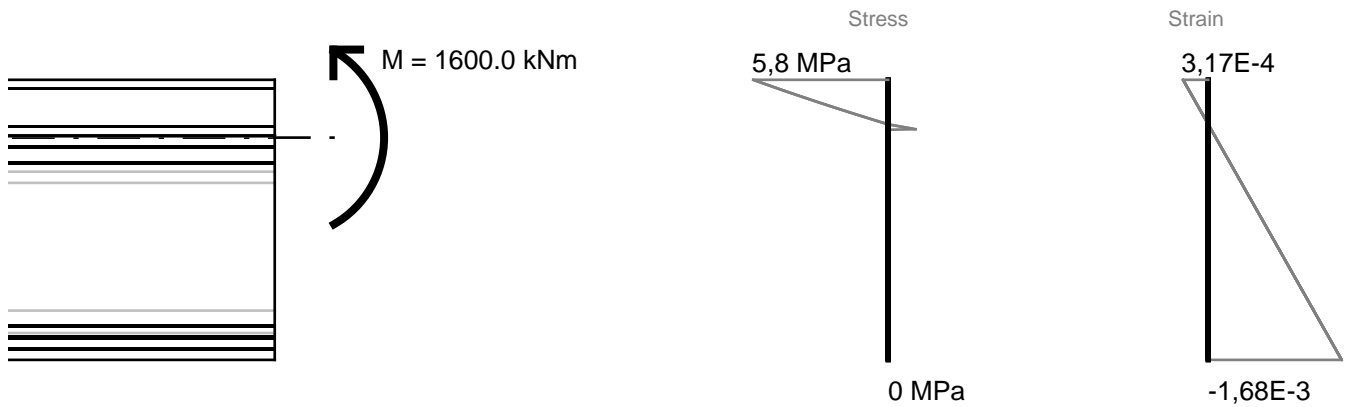
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	50	2,52E-4	Not prestressed
2	-4	-1,97E-5	Not prestressed
3	-33	-1,64E-4	Not prestressed
4	-55	-2,76E-4	Not prestressed
5	-289	-1,44E-3	Not prestressed
6	-305	-1,52E-3	Not prestressed
7	-321	-1,6E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,6E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = -9,64E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = -9,06E14$ N-mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	51	2,55E-4	Not prestressed
2	-3	-1,65E-5	Not prestressed
3	-32	-1,6E-4	Not prestressed
4	-54	-2,72E-4	Not prestressed
5	-288	-1,44E-3	Not prestressed
6	-304	-1,52E-3	Not prestressed
7	-320	-1,6E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = 0E0$ rad/mmStrain at axis: $\varepsilon = 0E0$ Equivalent bending stiffness $EI = N \cdot mm^2$

Vedlegg C.4-b

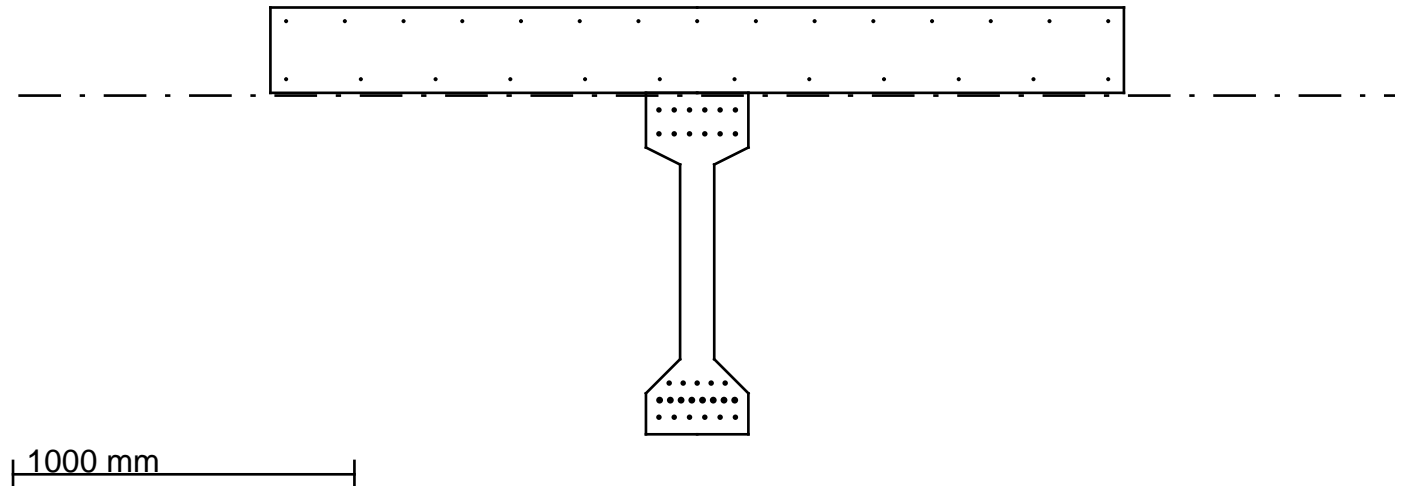
Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

I-beam with dimensions 300.0 x 1000, cast at day 0

Slab with dimensions 250 x 2500, cast at day 30



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	Not prestressed
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
Bjelke (g)	0.0 / -200.0	0.0 / -200.0	7	80	121.0	7	240.0	-23
Dekke (g)	0.0 / -400.0	0.0 / -400.0	30	80	121.0	30	240.0	0
Nyttelast	0.0 / -1000.0	0.0 / -1000.0	60	80	121.0	60	240.0	30

Material properties

Concrete

Part	Quality	Ecm [Mpa]	εc2[%]	εcu2[%]	n	fck [MPa]	γc	αcc
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

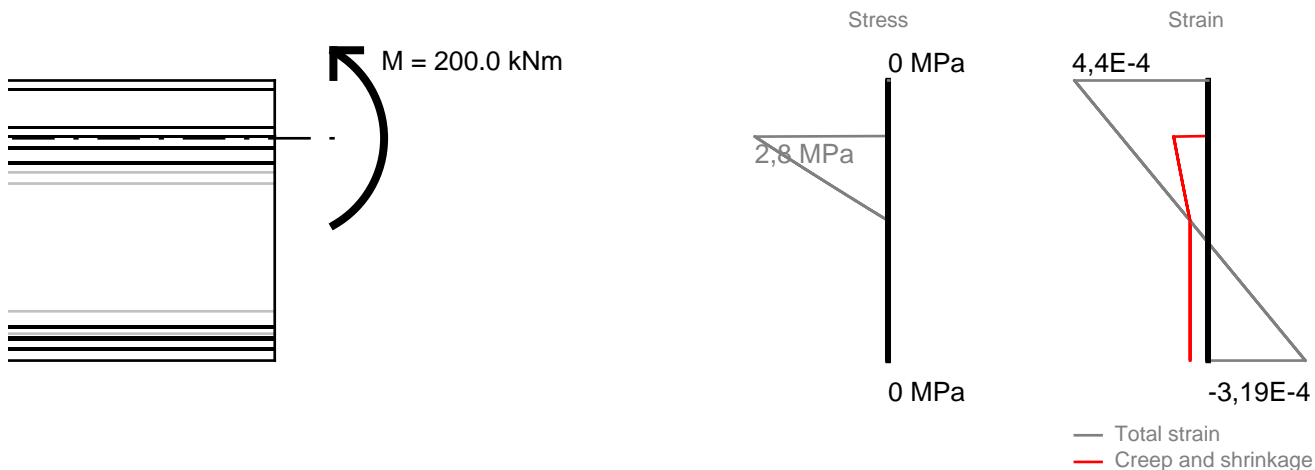
Part	Quality	Ecm [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	fck [MPa]	γ_c	α_{cc}
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	fyk [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15

Results after 10 days

ULS



Reinforcement strain and stress

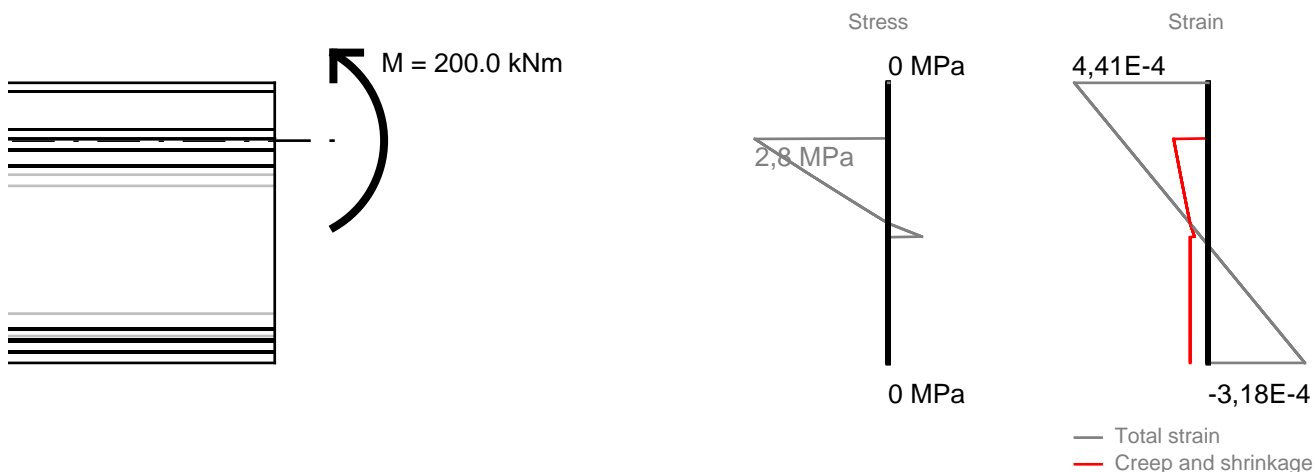
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	0	0E0	Not prestressed
2	0	0E0	Not prestressed
3	52	2,58E-4	Not prestressed
4	43	2,16E-4	Not prestressed
5	-46	-2,29E-4	Not prestressed
6	-52	-2,59E-4	Not prestressed
7	-58	-2,89E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -6,08E-7$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 2,84E-4$

Equivalent bending stiffness EI = -4,68E15 N·mm²

SLS



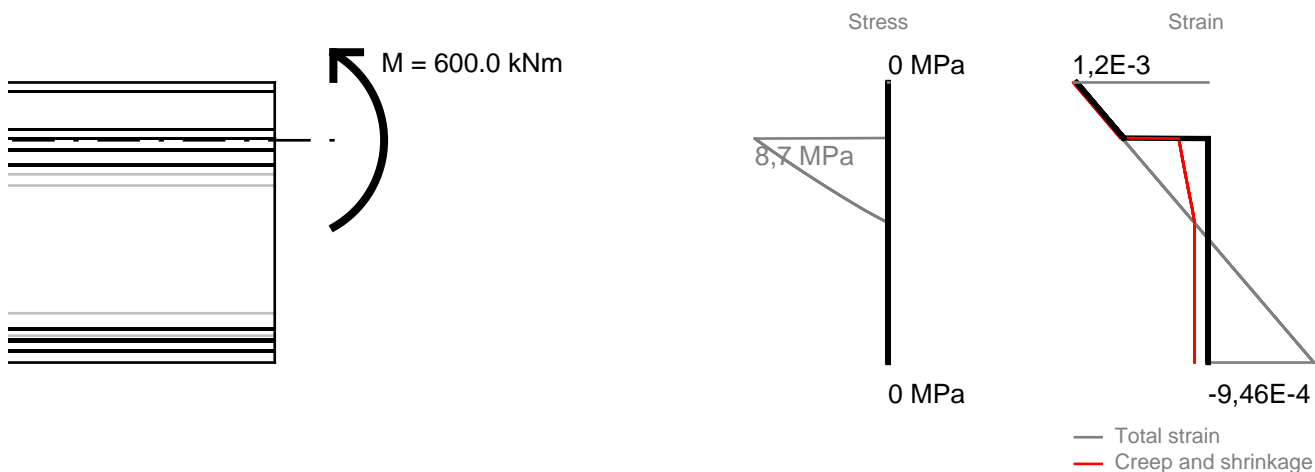
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	0	0E0	Not prestressed
2	0	0E0	Not prestressed
3	52	2,59E-4	Not prestressed
4	43	2,17E-4	Not prestressed
5	-46	-2,28E-4	Not prestressed
6	-52	-2,58E-4	Not prestressed
7	-58	-2,89E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -6,09E-7$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 2,85E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = -4,68E15$ N·mm²

Results after 35 days

ULS



Reinforcement strain and stress

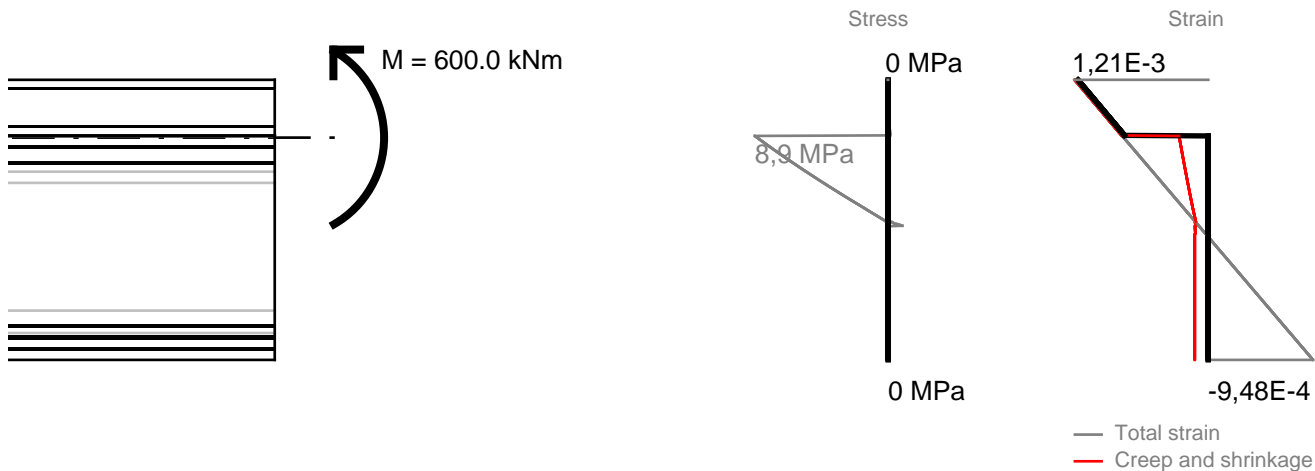
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	3	1,75E-5	Not prestressed
2	3	1,53E-5	Not prestressed
3	137	6,85E-4	Not prestressed
4	113	5,65E-4	Not prestressed
5	-138	-6,9E-4	Not prestressed
6	-155	-7,76E-4	Not prestressed
7	-172	-8,62E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,72E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 7,57E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = -1,42E15$ N·mm²

SLS



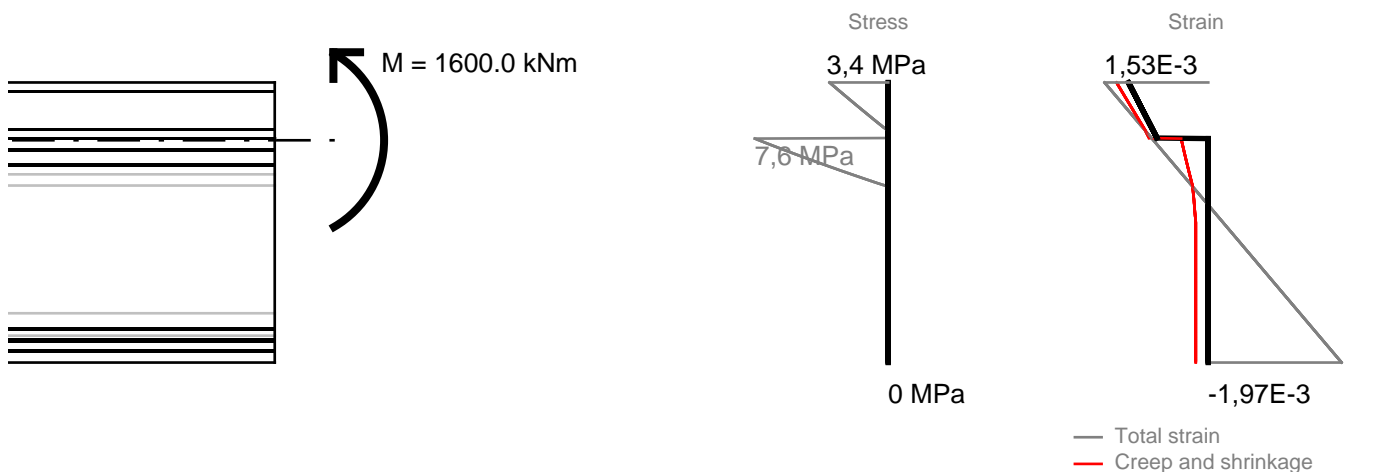
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	6	2,98E-5	Not prestressed
2	5	2,56E-5	Not prestressed
3	139	6,94E-4	Not prestressed
4	115	5,73E-4	Not prestressed
5	-138	-6,91E-4	Not prestressed
6	-155	-7,77E-4	Not prestressed
7	-173	-8,64E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,73E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 7,67E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = -1,41E15$ N·mm²

Results after 100 days

ULS



Reinforcement strain and stress

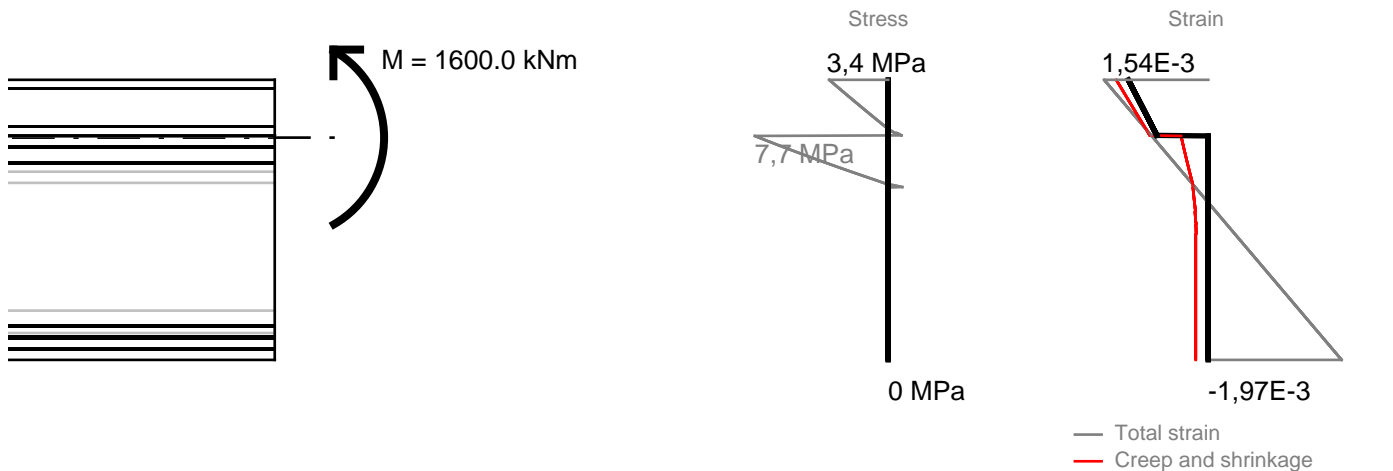
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	62	3,11E-4	Not prestressed
2	25	1,23E-4	Not prestressed
3	139	6,95E-4	Not prestressed
4	100	4,98E-4	Not prestressed
5	-311	-1,55E-3	Not prestressed
6	-339	-1,69E-3	Not prestressed
7	-367	-1,83E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,81E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 8,13E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = -5,16E14$ N·mm²

SLS



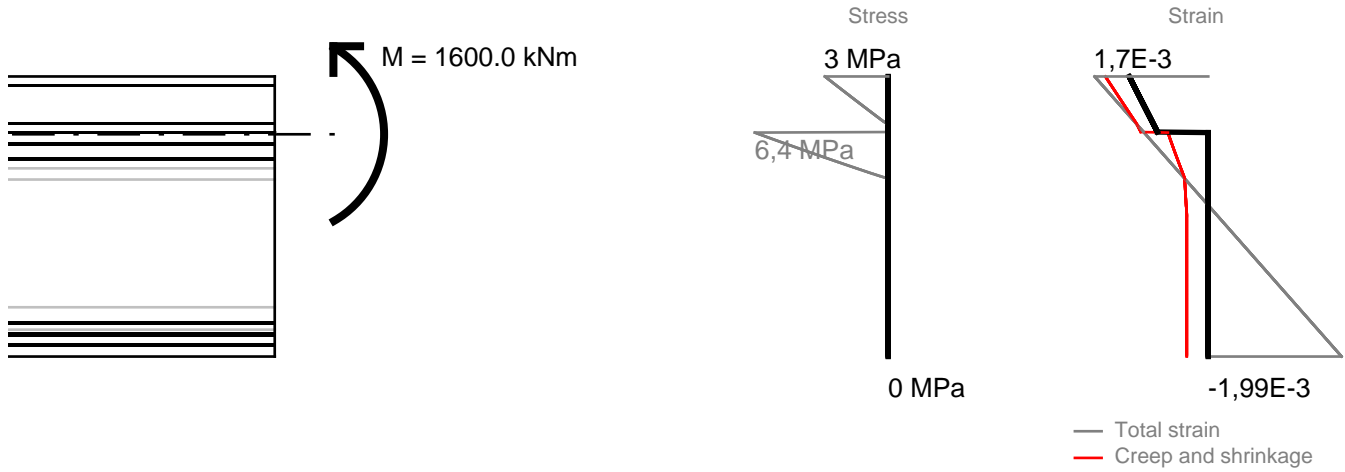
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	63	3,14E-4	Not prestressed
2	25	1,26E-4	Not prestressed
3	140	6,98E-4	Not prestressed
4	100	5,01E-4	Not prestressed
5	-310	-1,55E-3	Not prestressed
6	-338	-1,69E-3	Not prestressed
7	-366	-1,83E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,81E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 8,16E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = -5,16E14$ N·mm²

Results after 1000 days

ULS



Reinforcement strain and stress

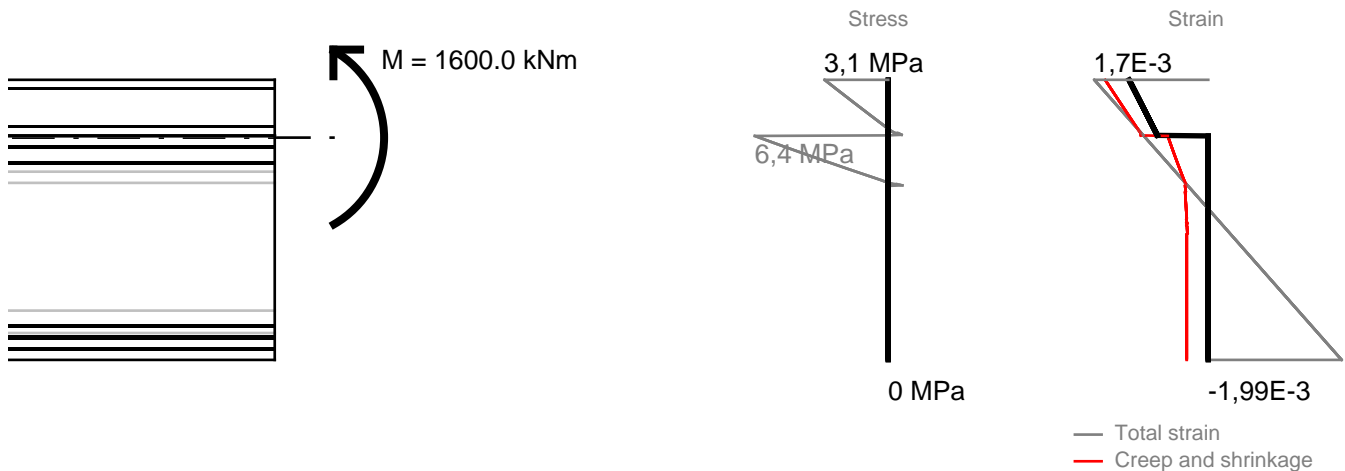
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	93	4,67E-4	Not prestressed
2	51	2,55E-4	Not prestressed
3	163	8,13E-4	Not prestressed
4	121	6,07E-4	Not prestressed
5	-310	-1,55E-3	Not prestressed
6	-340	-1,7E-3	Not prestressed
7	-369	-1,85E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,95E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 9,38E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = -4,9E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	94	4,7E-4	Not prestressed
2	51	2,57E-4	Not prestressed
3	163	8,16E-4	Not prestressed
4	122	6,09E-4	Not prestressed
5	-310	-1,55E-3	Not prestressed
6	-339	-1,7E-3	Not prestressed
7	-369	-1,84E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,96E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 9,4E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = -4,9E14$ N·mm²

Vedlegg C.4-c

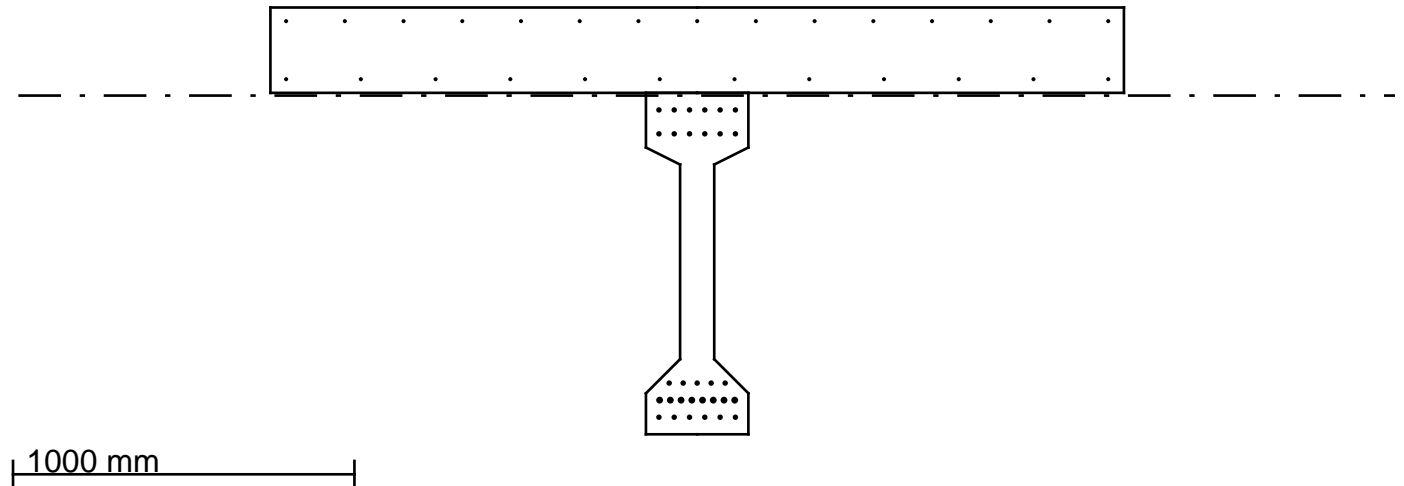
Section capacity check

Including time dependencies

Geometry and loads

I-beam with dimensions 300.0 x 1000, cast at day 0

Slab with dimensions 250 x 2500, cast at day 0



Reinforcement

Layer	Number of bars	Diameter of bars [mm]	d from top [mm]	Prestress [MPa]
1	15	12.0	40.0	Not prestressed
2	12	12.0	210.0	Not prestressed
3	6	16.0	300.0	Not prestressed
4	6	16.0	370.0	Not prestressed
5	5	16.0	1100.0	Not prestressed
6	8	20.0	1150.0	Not prestressed
7	6	16.0	1200.0	Not prestressed

Load variations over time

Name	SLS[kN / kNm]	ULS[kN / kNm]	Time of loading [days]	RH[%]	Beam h0[mm]	Beam maturity [days]	Slab h0[mm]	Slab maturity [days]
Bjelke (g)	0.0 / -200.0	0.0 / -200.0	7	80	206.0	7	206.0	7
Dekke (g)	0.0 / -400.0	0.0 / -400.0	30	80	206.0	30	206.0	30
Nyttelast	0.0 / -1000.0	0.0 / -1000.0	60	80	206.0	60	206.0	60

Material properties

Concrete

Part	Quality	Ecm [Mpa]	εc2[‰]	εcu2[‰]	n	fck [MPa]	γc	αcc
Beam	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

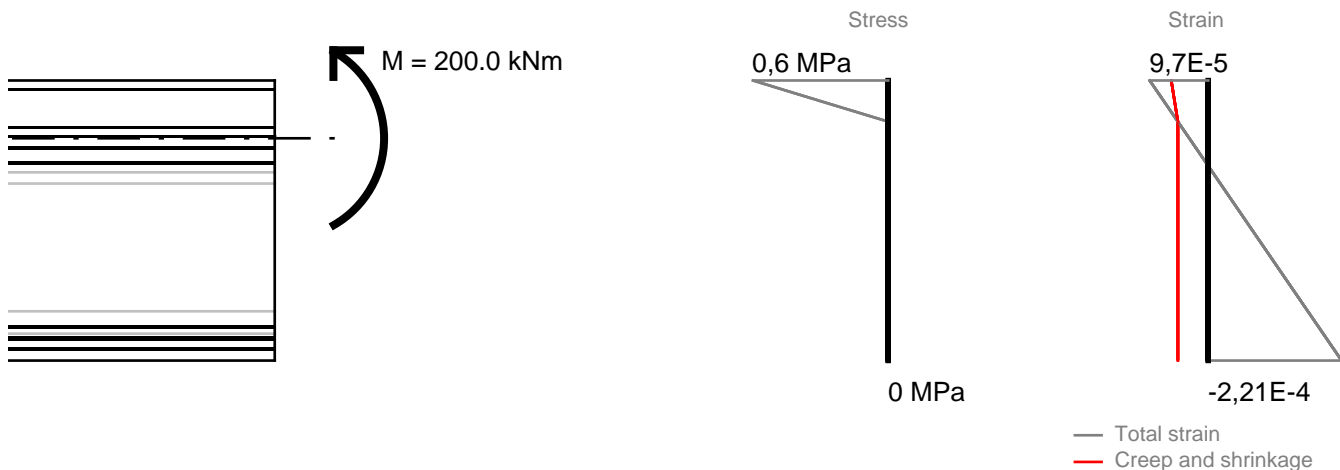
Part	Quality	Ecm [Mpa]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	n	fck [MPa]	γ_c	α_{cc}
Slab	B35	34000	2.0	3.5	2.0	35.0	1.5	0.85

Steel

	E [Mpa]	fyk [MPa]	γ_s
Steel	200000	500	1.15

Results after 10 days

ULS



Reinforcement strain and stress

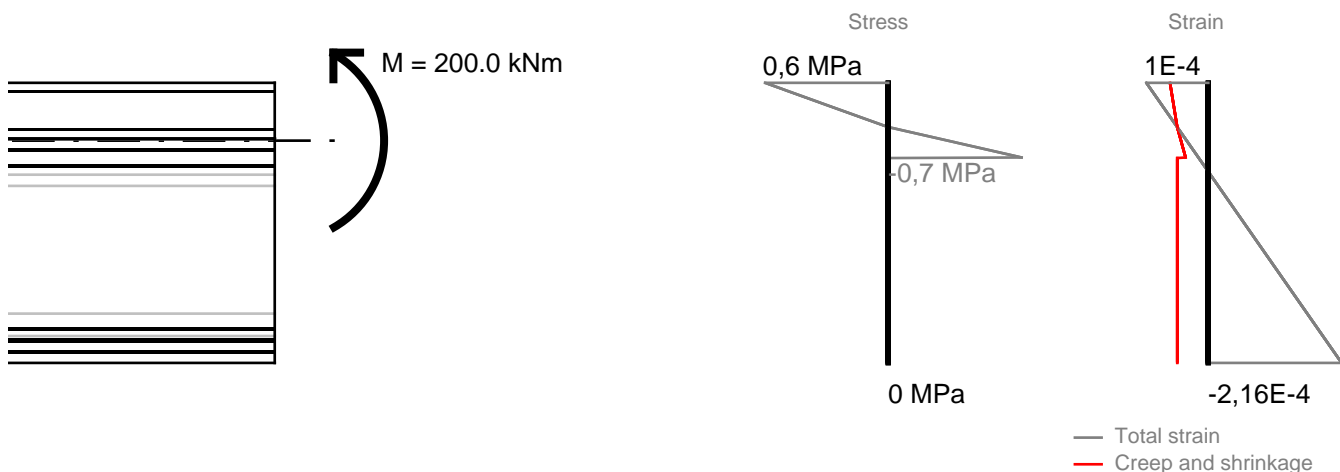
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	17	8,72E-5	Not prestressed
2	9	4,38E-5	Not prestressed
3	4	2,09E-5	Not prestressed
4	1	3,06E-6	Not prestressed
5	-37	-1,83E-4	Not prestressed
6	-39	-1,96E-4	Not prestressed
7	-42	-2,08E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,55E-7$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 3,16E-5$

Equivalent bending stiffness EI = -1,12E16 N·mm²

SLS



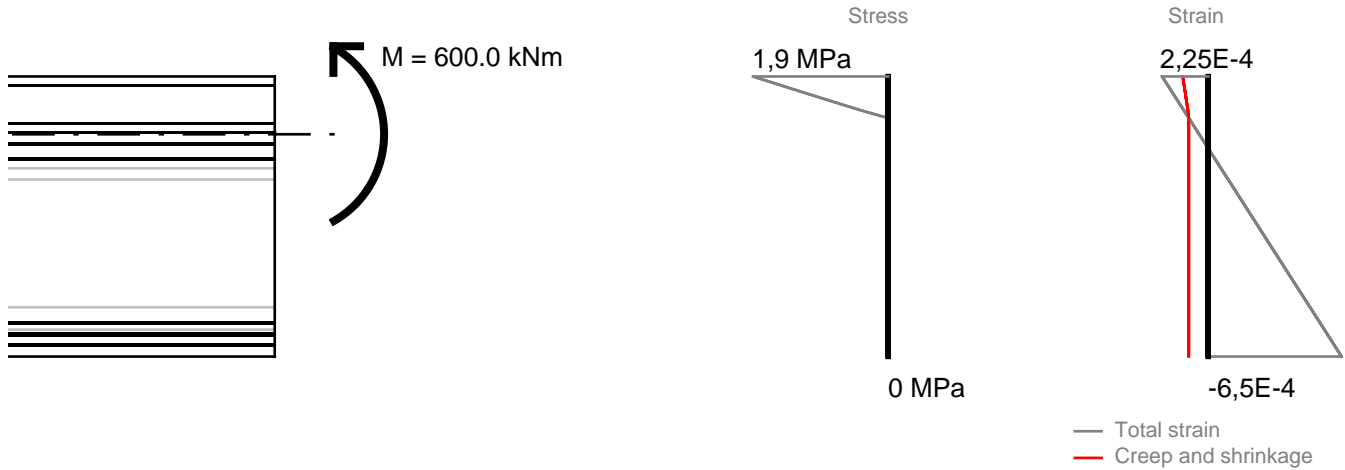
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	18	9,07E-5	Not prestressed
2	9	4,75E-5	Not prestressed
3	5	2,46E-5	Not prestressed
4	1	6,8E-6	Not prestressed
5	-36	-1,79E-4	Not prestressed
6	-38	-1,91E-4	Not prestressed
7	-41	-2,04E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -2,54E-7$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 3,53E-5$ Equivalent bending stiffness $EI = -1,12E16$ N·mm²

Results after 35 days

ULS



Reinforcement strain and stress

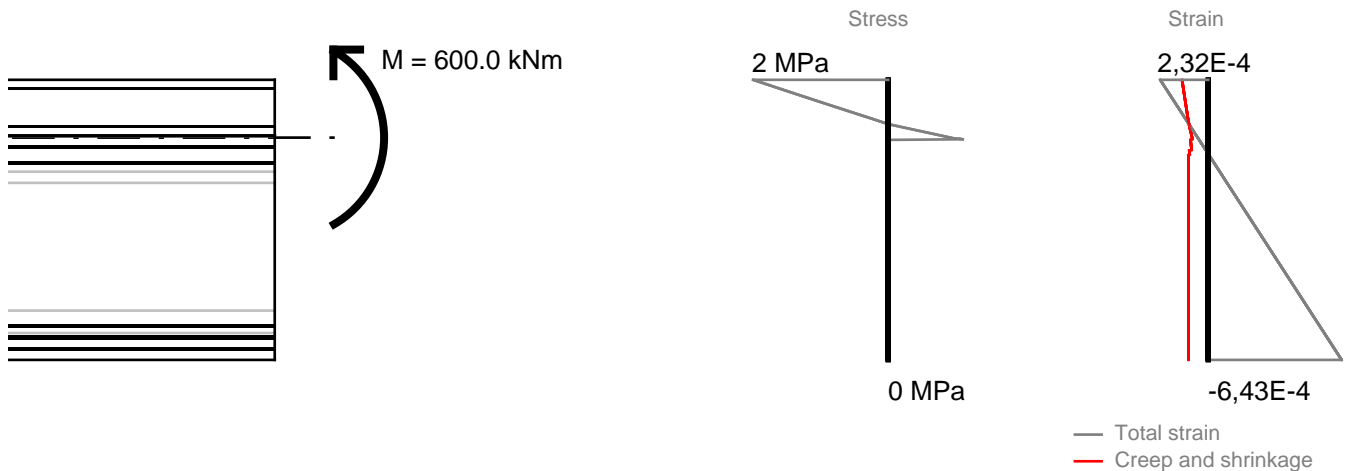
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	40	1,98E-4	Not prestressed
2	16	7,86E-5	Not prestressed
3	3	1,54E-5	Not prestressed
4	-7	-3,37E-5	Not prestressed
5	-109	-5,46E-4	Not prestressed
6	-116	-5,81E-4	Not prestressed
7	-123	-6,16E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -7,01E-7$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 4,49E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = -3,49E15$ N·mm²

SLS



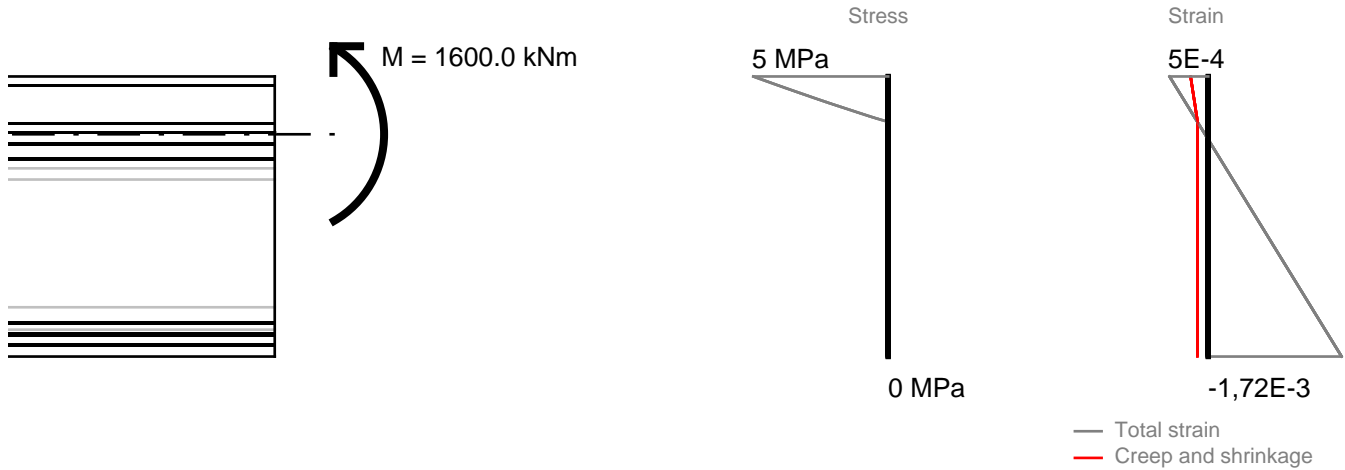
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	41	2,05E-4	Not prestressed
2	17	8,53E-5	Not prestressed
3	4	2,22E-5	Not prestressed
4	-5	-2,69E-5	Not prestressed
5	-108	-5,39E-4	Not prestressed
6	-115	-5,74E-4	Not prestressed
7	-122	-6,09E-4	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -7,01E-7$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 5,16E-5$ Equivalent bending stiffness $EI = -3,49E15$ N·mm²

Results after 100 days

ULS



Reinforcement strain and stress

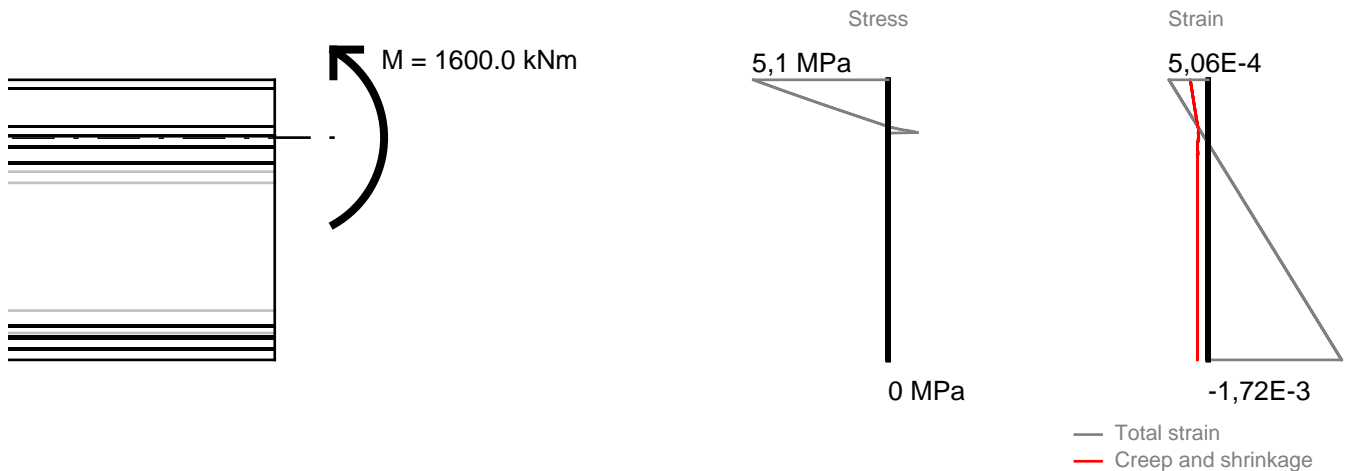
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	86	4,31E-4	Not prestressed
2	26	1,29E-4	Not prestressed
3	-6	-3,16E-5	Not prestressed
4	-31	-1,56E-4	Not prestressed
5	-291	-1,46E-3	Not prestressed
6	-309	-1,55E-3	Not prestressed
7	-327	-1,63E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,78E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 4,32E-5$

Equivalent bending stiffness $EI = -8,14E14$ N·mm²

SLS



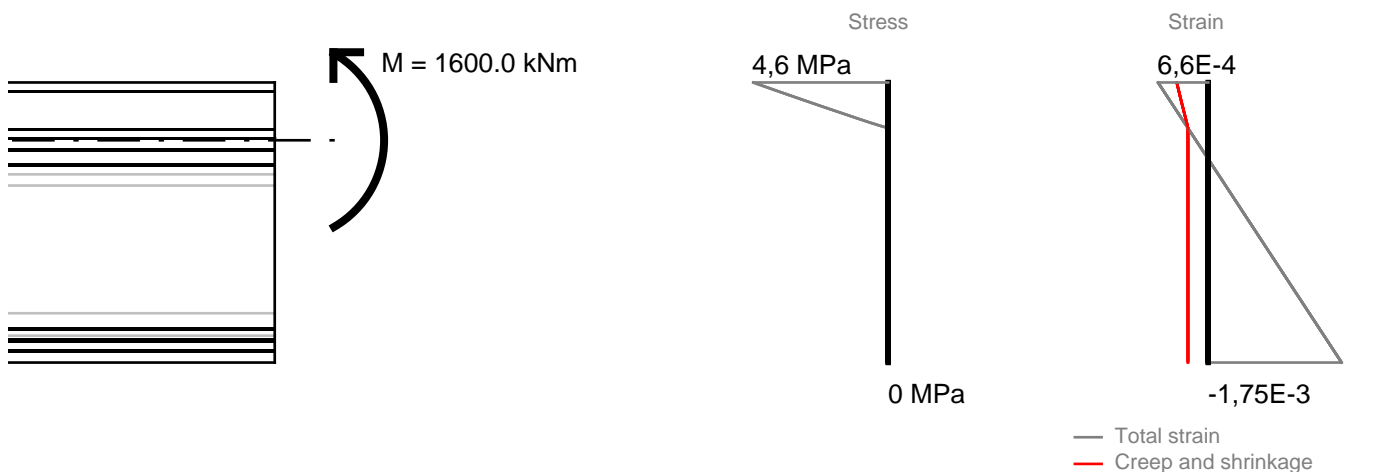
Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	87	4,37E-4	Not prestressed
2	27	1,34E-4	Not prestressed
3	-5	-2,66E-5	Not prestressed
4	-30	-1,51E-4	Not prestressed
5	-291	-1,45E-3	Not prestressed
6	-308	-1,54E-3	Not prestressed
7	-326	-1,63E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,78E-6$ rad/mmStrain at axis: $\epsilon = 4,83E-5$ Equivalent bending stiffness $EI = -8,13E14$ N·mm²

Results after 1000 days

ULS



Reinforcement strain and stress

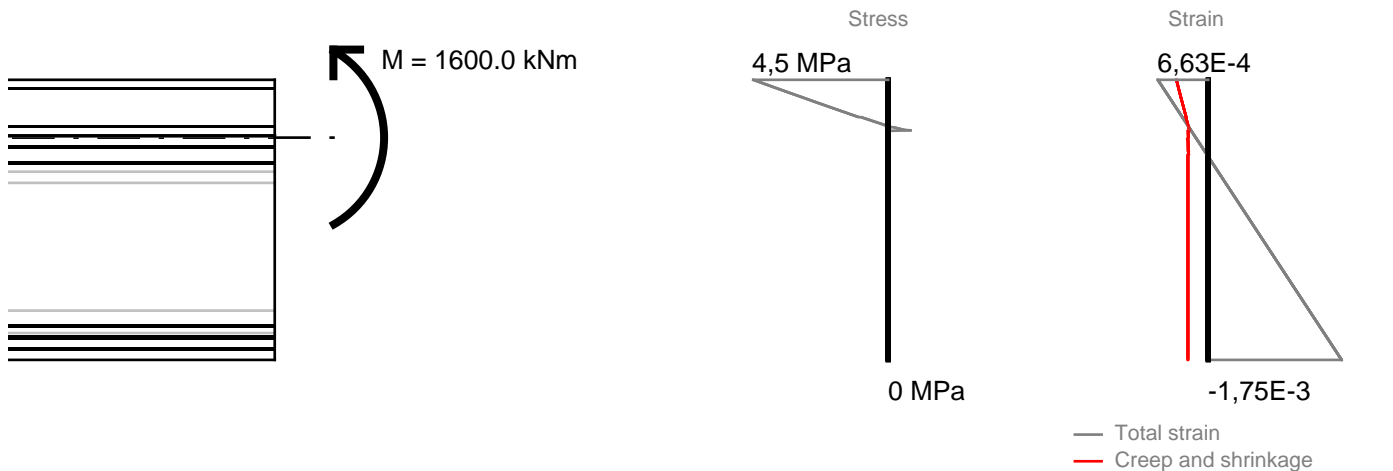
Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	117	5,86E-4	Not prestressed
2	51	2,57E-4	Not prestressed
3	16	8,25E-5	Not prestressed
4	-11	-5,29E-5	Not prestressed
5	-293	-1,47E-3	Not prestressed
6	-312	-1,56E-3	Not prestressed
7	-332	-1,66E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,93E-6$ rad/mm

Strain at axis: $\epsilon = 1,64E-4$

Equivalent bending stiffness $EI = -7,49E14$ N·mm²

SLS



Reinforcement strain and stress

Layer	stress[Mpa]	strain	prestress[Mpa]
1	118	5,88E-4	Not prestressed
2	52	2,59E-4	Not prestressed
3	17	8,44E-5	Not prestressed
4	-10	-5,11E-5	Not prestressed
5	-293	-1,46E-3	Not prestressed
6	-312	-1,56E-3	Not prestressed
7	-332	-1,66E-3	Not prestressed

Curvature: $\kappa = -1,94E-6$ rad/mmStrain at axis: $\varepsilon = 1,66E-4$ Equivalent bending stiffness $EI = -7,49E14$ N·mm²