

# Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



**Bzav Abdulkarim**  
**Samiuddin Ahmadi**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lund Universitet, 2010

Avdelning för konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 Lund

Division of Structural Engineering  
Lund Institute of Technology  
Box 118  
221 00 Lund  
Sweden

## **Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag**

Deformation and possible spans for prefabricated reinforcement  
concrete slabs

Bzav Abdulkarim  
Samiuddin Ahmadi

2010

Rapport TVBK-5178  
ISSN: 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-10/5178+(66)

Examensarbete  
Handledare: Daniel Honfi, doktorand, avdelning för konstruktionsteknik  
Examinator: Sven Thelandersson, professor, avdelning för konstruktionsteknik  
Januari 2010

## Abstract

This report contains a study of the deflections of prefabricated reinforced concrete slabs in an effort to obtain acceptable span lengths. The objective of the report is to investigate the parameters that affect deflections and to determine whether it is possible to increase the standard span of these slabs without changing structural properties such as depth, width or the quality of concrete and reinforcement bars. A comparison of calculation methods according to Eurocode 2 and Swedish structural codes concerning deflection, shrinkage and creep was undertaken. A loading test was also performed on two prefab R/C slab elements and the results discussed.

The overall results show that it is possible to increase the standard spans of the slabs and that it is also possible to reduce the amount of reinforcement in the slabs for spans up to 6 m.

## Sammanfattning

Rapporten behandlar en studie om deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongelement som tillverkas med konstant bredd och tjocklek men med varierande spännvidd.

I de första avsnitten behandlas de parametrar, krympning och krypning, som har påverkan på deformationerna. Därefter beräknas och jämförs ovan nämnda parametrar med hjälp av beräkningsmodellerna i Eurocode 2 (2005) och Betonghandbok-material.

Deformationerna beräknas dels med hjälp av Eurocode 2 (2005) och dels med programmet Ramanalys som är baserad på Boverkets konstruktionsregler. Resultatet från de beräknade metoderna jämförs med varandra och skillnaderna beskrivs.

Två plattor provades i laboratorium. Styvheten beräknas för provade bjälklagelementen och jämförs med styvheten beräknad med hjälp av materialdata. Orsaken till avvikelser och eventuella fel diskuteras.

Bjälklagelement dimensioneras både för brott- och brukgränstillstånd. Två olika scenarier studeras. I första scenariot beräknas deformationerna med den framtagna armeringsmängden i brottgränstillstånd och avgör om brukgränstillståndets kravet  $L/250$  uppfylls. I scenario två anges förslag på armeringsmängd för det stadium (brott- eller brukgränstillstånd) som är dimensionerande, även deformationerna beräknas i plattorna efter 14 dygn. Deformationer som uppstår under de första 14 dygnen antas kunna kompenseras med överhöjningen.

Bjälklagelement med 6 m spännvidd tillverkas idag med armeringens centrumavstånd på 145 mm som ger 17 stänger per 2.4 m bredd. Enligt våra beräkningar kan man reducera mängden armering till 12 vilket ger en besparing av 5 armeringsjärn per bjälklagelement.

Betongens sprickmoment överskrids vid ca 6.1 m spännvidd om kvasipermanent last används, varför bruksgränstillstånd är dimensionerande för spännvidder större än ca 6 m. Mängden armering justeras så att deformationskraven uppfylls. Rapporten ger även förslag till lämplig överhöjning för bjälklagelementen för spännvidder upp till 7 m.



## Förord

Examensarbetet har genomförts vid Lunds Tekniska Högskola på avdelningen för Konstruktionsteknik och i samarbete med företaget Betong och Smide i Trelleborg AB. Omfattningen av examensarbetet motsvarar 30 högskolepoäng. Arbetet påbörjades i september 2009 och slutfördes i januari 2010.

Avsikten med rapporten är att studera olika parameter som har påverkan på deformationer samt att kunna föreslå rimliga spännvidder och mängd armering för ett visst sortiment av betongplattor som Betong och Smide tillverkar.

Vi vill tacka våra handledare Daniel Honfi och Professor Sven Thelandersson för deras vägledning genom arbetet. Vi vill även tacka Dr. Fredrik Carlsson på avdelningen för Konstruktionsteknik för hjälp och vägledning i arbetet.

Lund i januari 2010

Bzav Abdulkarim  
Samiuddin Ahmadi



# Innehållsförteckning

<b>1</b>	<b>Inledning</b>	<b>1</b>
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte.....	1
1.3	Avgränsningar och antagande.....	1
1.4	Disposition.....	1
1.5	Beskrivning av bjälklagselement.....	2
1.6	Materialdata.....	2
1.7	Laster.....	2
1.8	Lastkombinationer enligt EN1990.....	3
<b>2</b>	<b>Krympning och krypning</b>	<b>5</b>
2.1	Krympning.....	5
2.1.1	Faktorer som påverkar krympning.....	5
2.1.2	Krympmodeller.....	5
2.1.3	Jämförelse mellan Eurocode 2 och Betonghandbok - Material.....	8
2.2	Krypning.....	9
2.2.1	Krypmodeller.....	10
2.2.2	Jämförelse mellan Eurocode 2 och Betonghandbok – Material.....	14
2.3	Krypning och krympning för betongkvalité C45/55.....	15
<b>3</b>	<b>Modeller för beräkning av deformationer</b>	<b>17</b>
3.1	Modellbeskrivning - Eurocode 2.....	17
3.2	Beräkningsmodell - Ramanalys.....	18
3.2.1	Programbeskrivning.....	18
3.2.1.1	Geometri.....	18
3.2.1.2	Material och miljöklass.....	19
3.2.1.3	Armering.....	20
3.2.1.4	Krympning och kryptal.....	21
3.2.1.5	Beräkningssnitt.....	21
3.2.1.6	Laster och lastkombinationer.....	22
3.2.1.7	Beräkningsmetod.....	22
3.3	Jämförelse mellan Eurocode 2 och Ramanalys.....	23
<b>4</b>	<b>Provning</b>	<b>25</b>
4.1	Beräkning av last vid vilken armeringen flyter.....	26
4.2	Genomförande.....	26
4.3	Resultat.....	28
<b>5</b>	<b>Dimensionering</b>	<b>37</b>
5.1	Dimensionering i brottgränstillstånd.....	37
5.2	Bruksgränstillstånd.....	40
5.2.1	Deformationskriterium.....	40
5.2.2	Beräkning av deformationer.....	41
5.2.2.1	Scenario 1.....	43
5.2.2.2	Scenario 2.....	46



<b>6</b>	<b>Slutsatser och rekommendationer</b>	<b>51</b>
<b>7</b>	<b>Litteraturförteckning</b>	<b>53</b>
<b>8</b>	<b>Bilaga A</b>	<b>54</b>
8.1	Ekvation för beräkning av kryptal.....	54
8.1.1	Ekvation för beräkning av krympning orsakad av uttorkning.....	56
8.1.2	Ekvation för beräkning av krympning vid tiden t.....	57
<b>9</b>	<b>Bilaga B</b>	<b>59</b>
9.1	Tvärsnittsdata.....	59

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Företaget Betong och Smide i Trelleborg AB tillverkar olika prefabricerade betongelement för bostäder. Huvudprodukter är massiva väggar och bjälklag samt halvsandwichelement. Dessa karaktäriseras av en relativ höghållfast betong och slakarmering. Huvudsakligen används plattorna som fritt upplagda på två stöd men förekommer även i andra former.

För att kunna öka spännvidder och klara deformationskrav i form av nedböjning och sprickor vill företaget ha kontroll över vissa parametrar som påverkar deformationerna. Dessa parametrar är överhöjning som styrs vid produktion, tvångskrafter som orsakas av krympning, långtidsdeformationer och mängd armering.

## 1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att öka bjälklagsspännvidder med bibehållen tjocklek på 220 mm och armeringsdiameter 12 mm samt att uppfylla krav i form av nedböjning, tvångskrympning och krympning samt att studera behov av armering och effekt av överhöjning.

## 1.3 Avgränsningar och antagande

Rapporten behandlar enbart massiva plattor för en viss typ av betong ur Betong och Smides sortiment.

Efter att bjälklagelement tagits ut ur formen utsätts de för samma uttorkning uppåt som nedåt. Av detta skäl har ojämn krympning inte beaktats i betongtvärsnittet.

Vid beräkning av spänningar och deformationer antas att plana tvärsnitt förblir plana när elementen deformeras. Detta innebär att de axiella töjningarna i betong och stål är proportionella mot avståndet till neutrala lagret.

Vidare antas att spännings-töjningskurvan för såväl betong som stål är linjär. Detta antagande innebär att spänningen i stålet inte uppnår sträckgränsen, vilket är rimligt för brukslaster som är lägre än brottlaster. Antagandet för betongen är rimligt korrekt eftersom materialets krympning beaktas i beräkningarna genom att effektiva elasticitetsmodulen varierar med tiden (Isaksson et al, 2005).

De modeller som finns för beräkning för kryp- och krympning är ofta konstruerade från försök med begränsad varaktighet. De blir då mindre precisa vilket gör att det finns en osäkerhet angående krympning och krympning under lång tid.

## 1.4 Disposition

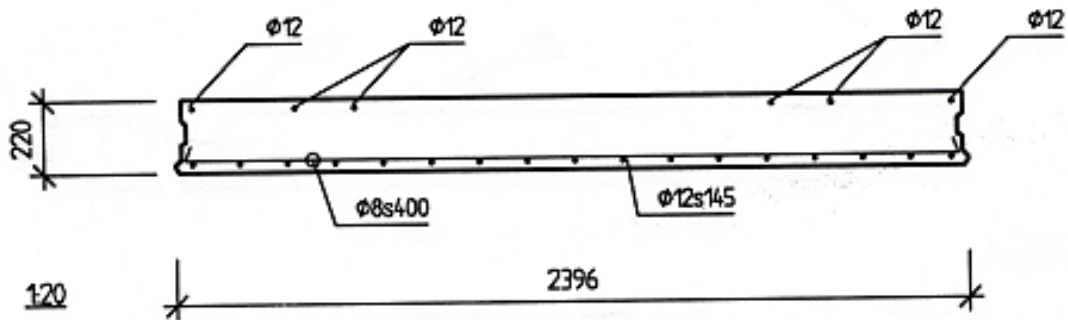
Deformationer är beroende av ett antal parametrar som krympning krympning och långtidseffekter mm. Därför är rapporten indelad i ett antal kapitel där de första kapitlen behandlar skillnaden mellan Eurocode och de svenska normerna samt olika beräkningsmodeller som använts. I de efterföljande kapitlen redovisas möjligheten för ökad spännvidd samt möjligheten för minskning av armering.

## 1.5 Beskrivning av bjälklagselement

Massiva betongbjälklag produceras i olika längder (L) men med konstant höjd och bredd av 220 mm respektive 2400 mm, *se figur 1.1*. De är armerade både i underkant och överkant med  $\Phi 12$ . Elementen gjuts på morgonen och plockas ur formarna på kvällen efter ca 16 timmar. Gjutformarna är konstruerade för att kunna överhöja elementen till en önskad överhöjning. Element lagras i utemiljö på två stöd placerade på avståndet  $L/5$  från de två ändarna, vilket innebär att de antas ej belastas av egentygnd under lagringstiden.

Transport av prefabricerade element till kunder sker med järnväg vilket är miljövänligt samtidigt som de kan transporteras längre sträckor än om det skulle ha skett med bil.

Plattornas tvärsnittsmått och armeringens placering redovisas i *figur 1-1*. All armering har ett täcksikt på 20 mm.



Figur. 1-1. Bjälklagelementens geometri

## 1.6 Materialdata

**Betong C45/55** enligt (Eurocode 2, tabell 3.1)

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

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

Medeldraghållfasthet  $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$

Draghållfasthet  $f_{ctk0.05} = 2.7 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul  $E_{cm} = 36 \text{ MPa}$

**Armering B500B**

Sträckgräns  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  och

Stålets elasticitetsmodul  $E_s = 200 \text{ MPa}$

## 1.7 Laster

Vid beräkning av deformation används lastgrupp A enligt (Eurocode 2) som motsvarar vistelselast enligt BKR 2003.

**Permanent laster**

Bjälklagets egentygnd  $G_{bjl} = h \cdot b \cdot \gamma_{btg} = 0.22 \cdot 2.4 \cdot 24 = 12.67 \text{ kN/m}$

Avjämningsmassans egentygnd  $G_{avjäm} = t \cdot b \cdot \gamma_{btg} = 0.030 \cdot 2.4 \cdot 24 = 1.73 \text{ kN/m}$

Total egentygnd  $G_{btg} = 12.67 + 1.73 = 14.4 \text{ kN/m}$

där  $h$  är bjälklagets höjd(tjocklek)  $b$  är bredd  $t$  är avjämningsmassans tjocklek och  $\gamma_{btg} = 24 \text{ kN/m}^3$  är betongens tunghet.

### Variabla laster

Karakteristisk last för bostäder är  $q_k = 2 \text{ kN} / \text{m}^2$  enligt (Eurocode 1, 2001)

Lastkombinationsfaktorerna för lastgrupp A är följande (Eurocode 0, 2002)

Tabell 1-1 Lastkombinationsfaktorer för lastgrupp A

Lastkombinationsfaktor	$\Psi_0 = 0.7$
Frekvent last	$\Psi_1 = 0.5$
Långtidslast	$\Psi_2 = 0.3$

### 1.8 Lastkombinationer enligt EN1990

För dimensionering i bruksgränstillstånd definieras tre lastkombinationer i (Eurocode 0, 2002)

Karakteristisk lastkombination

$$q_{kar} = \sum G_{btg} + q_k = 14.4 + 1 \cdot 2 \cdot 2.4 = 19.2 \text{ kN} / \text{m} \quad (1-1)$$

Frekvent lastkombination

$$q_{frek} = \sum G_{btg} + \Psi_1 \cdot q_k = 14.4 + 0.5 \cdot 2 \cdot 2.4 = 16.8 \text{ kN} / \text{m} \quad (1-2)$$

Långtidslast (6.16b)

$$q_{lång} = \sum G_{btg} + \Psi_2 \cdot q_k = 14.4 + 0.3 \cdot 2 \cdot 2.4 = 15.84 \text{ kN} / \text{m} \quad (1-3)$$

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

## 2 Krympning och krypning

### 2.1 Krympning

Betong består av två huvudkomponenter nämligen cementpasta och ballast. Cementpastan består i sin tur av cement, vatten, luft och tillsatsmedel. När cement blandas med vatten sker en kemisk reaktion som kallas hydratisering och under denna reaktion utvecklas värme i betongen. Krympning är främst en följd av den volymminskning som orsakas av hydratiseringen under bindningstiden samt vattenavgång vid uttorkning. Krympningen äger rum både innan betongen har hårdnat och efter p.g.a. uttorkningsprocessen. När betongen inte krymper fritt uppstår tvångsspänningar som kan leda till skador i form av sprickor och kantresning. Men krympning kan också ge upphov till långtidsdeformationer. t ex i plattor (Fagerlund, 1999).

#### 2.1.1 Faktorer som påverkar krympning

Betongens krympning beror av många faktorer varav de viktigaste är omgivningens relativa fuktighet för det aktuella elementet, betongens sammansättning och behandling, elementens dimensioner samt betongens ålder efter gjutningstillfället (Jonasson, 1997).

Den väsentligaste krympningen är plastisk, autogen och uttorkningskrympning. Plastisk krympning sker före betongens hårdnande medan uttorkningskrympning och autogen krympning sker efter betongens hårdnande (Jonasson, 1997).

I regel är betongkonstruktioner utformade så att deformationer på grund av krympning inte kan ske obehindrat. Den fria krympningen förhindras om inte annat av armeringen. På grund av detta uppstår tvångsspänningar i betongen och vilket bör beaktas vid beräkning av deformationer (Jonasson, 1997).

#### 2.1.2 Krympmodeller

Krympningens utveckling över tiden beskrivs av många olika modeller. Två krympmodeller studeras för att uppskatta utveckling av krympningen dels enligt Betonghandbok – Material och dels enligt Eurocode 2.

Beräkningsmodellen enligt Betonghandbok – Material beskriver krympningens utveckling enligt följande:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \gamma_t \cdot \gamma_{RH} \cdot \varepsilon_{s0} \quad (2-1)$$

där

$\varepsilon_{cs}(t)$  yttre fria krympningen

$\varepsilon_{s0}$  materialets fria slutkrympning

$\gamma_t(t)$  faktor som anger relativ tidsförlopp med slutvärde =1 efter lång tid

$\gamma_{RH}$  faktor beroende av omgivningens relativa fuktighet. normerad till  $\gamma_{RH} = 1$  för RH = 50 %

*Materialets fria slutkrympning:*

$$\varepsilon_{s0} = \left( \frac{W}{215} \right)^3 \cdot 10^{-3} \quad (2-2)$$

där W = betongens vattenhalt. kg/m<sup>3</sup>.

*Relativa fuktighetens inverkan:*

$$\gamma_{RH} = 1,14 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (2-3)$$

där RH = omgivningens relativa fuktighet (%)

*Krympningens tidsförlopp:*

$$\gamma_t = \sqrt{\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 3 \cdot t_{50}}} \quad (2-4)$$

där

$t$  är betongens ålder vid betraktad tidpunkt (dygn). Tiden sätts till 50 år.

$t_s$  tid för start av uttorkning (dygn)

$t_{50}$  uttorkningstid då betongen uppnått 50 % av slutkrympning (dygn)

$$t_{50} = t_{ref} \cdot \left( \frac{k_s \cdot h_m}{0,15} \right)^2 \cdot \frac{\gamma_T}{\gamma_s} \quad (2-5)$$

$k_s$  = 1 för utsträckt platta enligt (Jonasson 1997)

$t_{ref}$  uttorkningstiden till halva slutkrympningen för en tänkt referenssituation.  
generellt för betong sätts till  $t_{ref} = 250$  dygn

$\gamma_T$  parameter som är beroende av temperatur .

$\gamma_s$  parameter som varierar med fuktlagringens längd.

$h_m$  ekvivalent tjocklek (m). Platta med dubbelsidig uttorkning är enligt (Jonasson, 1997).

$$\gamma_T = \frac{293}{T + 273} \cdot e^{5000 \left[ \frac{1}{T+273} - \frac{1}{293} \right]} \quad (2-6)$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \sqrt{\frac{28}{t_s}} & \text{för } t_s \geq 3 \text{ dygn} \\ 1,82 & \text{för } t_s < 3 \text{ dygn} \end{cases} \quad (2-7)$$

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Om temperaturen ligger utanför intervallet  $15 \leq T \leq 25$  bör  $t_s$  uttryckas som ekvivalent mognadsålder vid start av uttorkning.

Beräkningsmodell enligt Eurocode 2 beskriver krympningens utveckling enligt följande:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2-8)$$

där:

$\varepsilon_{cs}$	total krympning
$\varepsilon_{cd}$	uttorkningskrympning
$\varepsilon_{ca}$	autogen krympning

*Uttorkningskrympningens tillväxt med tiden erhålls ur:*

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2-9)$$

där

$k_h$  är en koefficient som beror på den fiktiva tjockleken  $h_0$  enligt (Eurocode 2, 1992).

$h_0 = 220\text{mm}$  ger  $k_h = 0.83$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (2-10)$$

där:

$t$  är betongens ålder vid betraktad tidpunkt (dygn)

$t_s$  är betongens ålder vid uttorkningens början

*Uttorkningskrympningens slutvärde  $\varepsilon_{cd0}$  beräknas som:*

$$\varepsilon_{cd,0} = \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (2-11)$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad \text{för } RH \leq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (2-12)$$

$$\beta_{RH} = 0.25 \quad \text{för } RH \geq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (2-13)$$

$$\beta_{sl} = \left( \frac{3.5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \quad (2-14)$$

Där:

$f_{cm}$  Medeltryckhållfastheten (MPa)



## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

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

$$\alpha_{ds1} \quad \text{Koefficient som beror på cementtyp}$$

- = 3 för cementklass S
- = 4 för cementklass N
- = 6 för cementklass R

$$\alpha_{ds2} \quad \text{Koefficient som beror på cementtyp}$$

- = 0.13 för cementklass S
- = 0.12 för cementklass N
- = 0.11 för cementklass R

$$h_0 = 220 \text{ mm}$$

$$RH_0 = 100\%$$

Den autogena krympningen erhålls ur:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2-15)$$

där

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (2-16)$$

och

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) \quad (2-17)$$

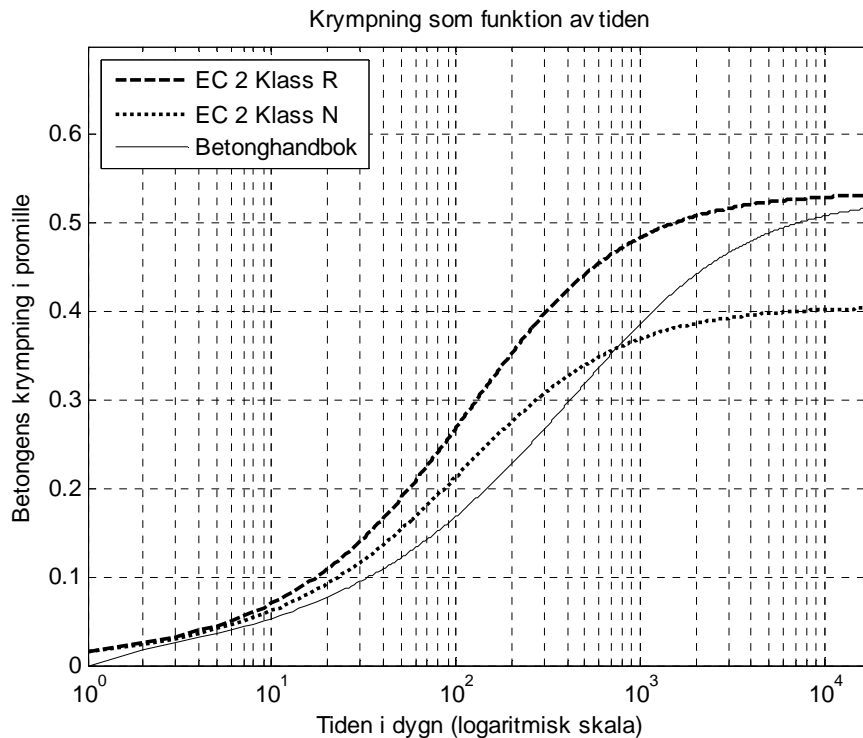
Modellerna beskriver krympningens utveckling på olika sätt. Gemensamt är att båda modellerna tar hänsyn till omgivningens relativa fuktighet, bjälklagets ekvivalenta tjocklek samt enkelsidig och dubbelsidig uttorkning. Skillnaden är att Eurocode 2 beaktar betongens medeltryckhållfasthet och cementtyp medan Betonghandbok – Material beaktar omgivningens temperatur och betongens vattenhalt.

### 2.1.3 Jämförelse mellan Eurocode 2 och Betonghandbok - Material

För att verifiera skillnaden mellan betonghandbok - Material och Eurocode 2 för snabbhärdande (klass R) och normalhärdande (klass N) cement studeras nedan ett exempel.

#### Exempel:

Detta exempel behandlar bjälklagsplatta som antas vara 220 mm tjock och 2400 mm bredd. Betong med kvalitet C45/55 är i ett inomhusklimat som motsvarar genomsnittlig relativ fuktighet på 50 % och temperatur 20 °C. Uttorkningen sker dubbelsidigt i båda fallen, *se figur 2-1*.



Figur 2-1 Relation mellan krypning och tid för två olika kryppmodeller, Betonghandbok – Material och Eurocode 2 med cementklasser N och R

Av resultaten framgår att modellerna skiljer sig något. Troligtvis beror det på att Eurocode 2 beaktar betongens medeltryckhållfasthet och cementtyp medan Betonghandbok – Material beaktar omgivningens temperatur och betongens vattenhalt. Troligtvis är Eurocode 2 mer korrekt och därför i fortsättningen baseras beräkningarna på denna modell.

## 2.2 Krypning

Tidsberoende deformationer under kvarstående last kallas för krypning. Krypning består av grundkrypning och sorptionskrypning som också kallas uttorkningskrypning.

Krypning vid konstant fukthalt kallas grundkrypning. Den är högre ju fuktigare betongen är. Sorptionskrypning är den ökning av krypning som sker vid fuktändringar och äger rum både vid desorption (uttorkning) och absorption (uppfuktning). I praktiken har uttorkning dominerande inverkan och därför används oftast ordet uttorkningskrypning istället för sorptionskrypning.

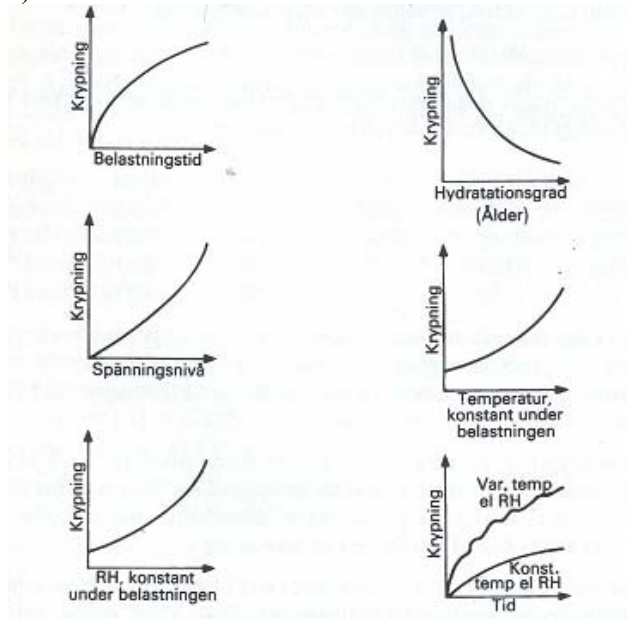
En konstruktions krypning påverkas av många faktorer och det gör svårt att förutsäga den. De inverkan faktorerna kan delas in i två kategorier, de som beror av betongens egenskaper (inre faktorer) och de som beror på yttre faktorer.

Till de inre faktorerna räknas cementtyp, vattencemental, cementpastahalt, ballastens mekaniska egenskaper, ballastens permeabilitet, tillsatsmedel, bearbetning och

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

hydratationsgrad. Av de inre faktorerna är det volymandel pasta som har störst inverkan på krypning.

De yttre faktorerna som påverkar krypningen är bland annat belastningsnivå, belastningstid, belastningstyp, temperatur, luftfuktighet, kroppens utformning och karbonatisering. Hur krypning påverkas av dessa faktorer framgår av *figur 2-2* (Hillerborg, 1997)



Figur 2-2. Principiell inverkan av de viktigaste yttre krypningsbestämmande faktorerna (Hillerborg, 1997).

### 2.2.1 Krypmodeller

Det finns olika modeller att bestämma krypningen. Beroende på vilken modell som används förväntas olika svar. Här studeras två olika modeller för att uppskatta krypningens storlek, enligt vad som beskrivs i Betonghandbok – Material och Eurocode 2.

#### Betonghandbok – Material

Här beskrivs utvecklingen av krypningen enligt följande:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \psi_h \cdot \psi_j \cdot \psi_t \quad (2-18)$$

där

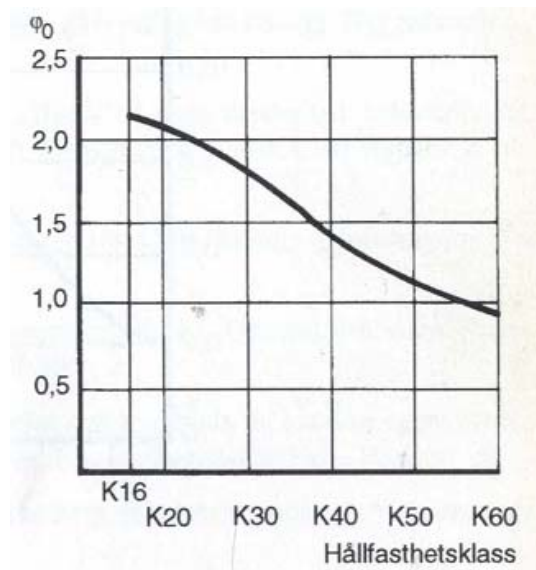
$\varphi_0$  kryptalets grundvärde som gäller vid RH =100% och pålastning vid 28 dygns ålder.  $\varphi_0$  beror av betongens hållfasthetsklass enligt *figur 2-3* och gäller slutvärde efter lång tid

$\psi_h$  beror av konstruktionens effektiva dimension  $h_m$  samt av omgivningens relativa fuktighet enligt *figur 2-4*

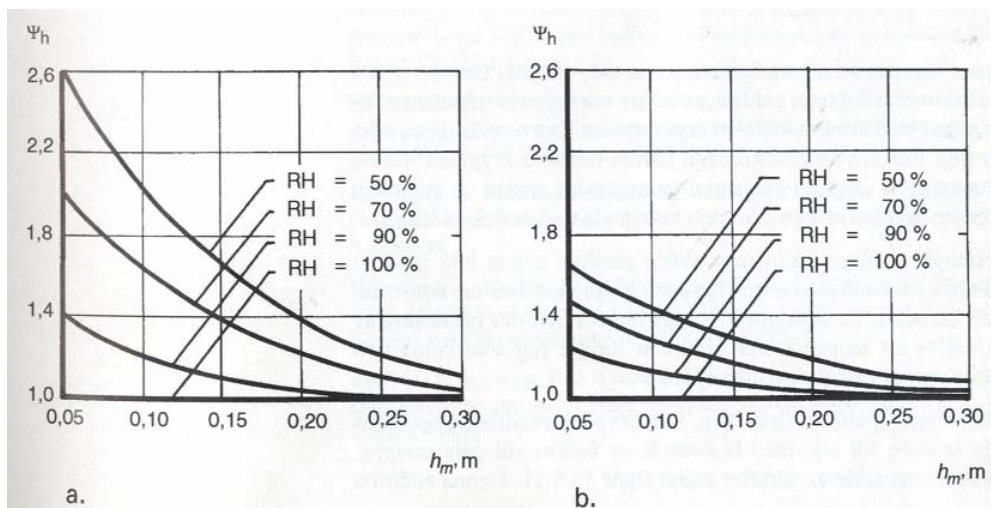
$\psi_j$  beror av åldern vid pålastning enligt *figur 2-5*

$\psi_t$  beror av tiden räknad från pålastning enligt *figur 2-6*

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 2-3 Kryptalets grundvärde som funktion av betongens hållfasthetsklass (Hillerborg, 1997)



Figur 2-4 Koefficienten som funktion av konstruktionsdelens teoretiska tjocklek ( $h_m$ ) för olika värden på RH. a) gäller för betong med anläggningcement och b) gäller för betong med normalt standardcement (Hillerborg, 1997).

Dimensioneringsparameter  $h_m$  bestäms av

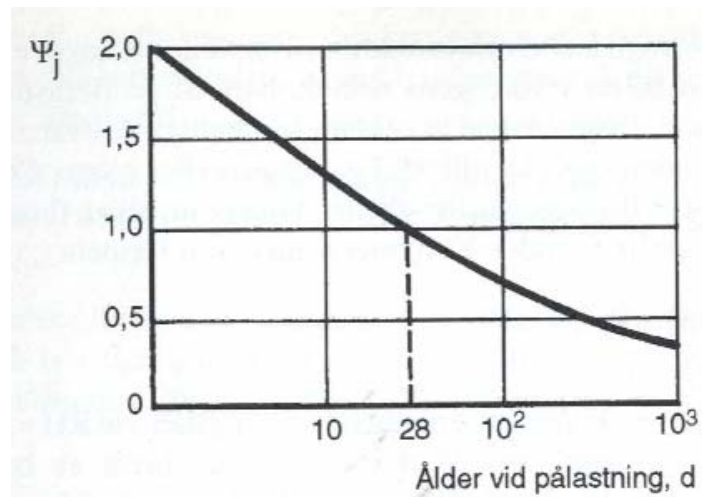
$$h_m = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (2-19)$$

där

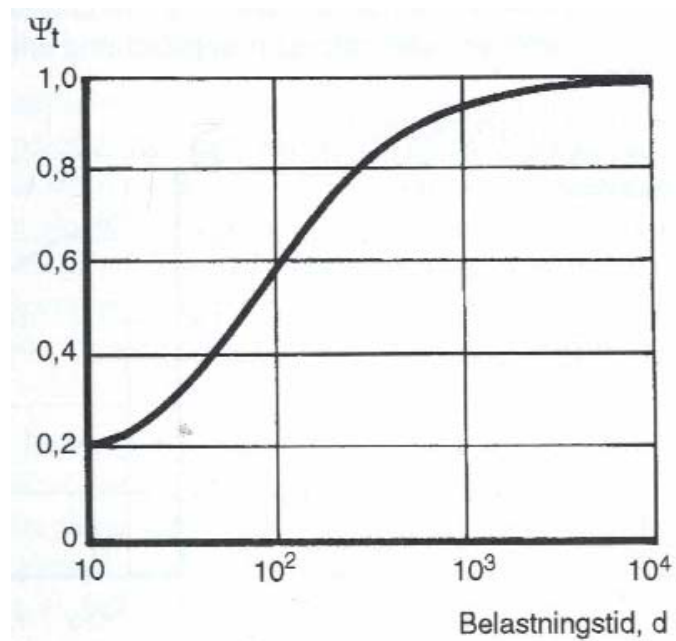
$A_c$  betongtvärsnittets area

$u$  den del av tvärsnittets omkrets som är exponerad mot omgivningen.

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



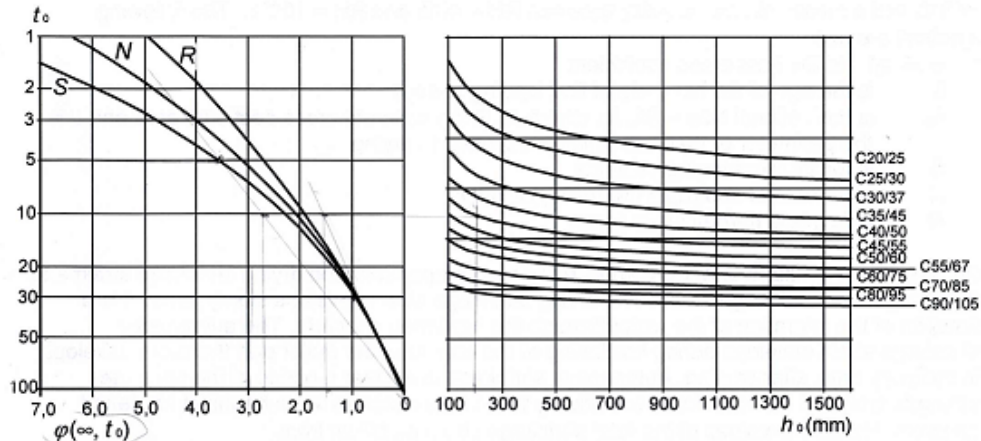
Figur 2-5 Koefficienten som funktion av betongens ålder vid pålastning (Hillerborg, 1997)



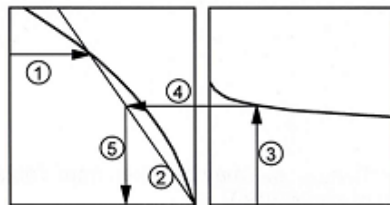
Figur 2-6 Koefficienten som funktion av tiden räknad från pålastningen (Hillerborg, 1997)

Eurocode 2

Här beskrivs utvecklingen av krympningen av diagram som visas i figur 2-7.

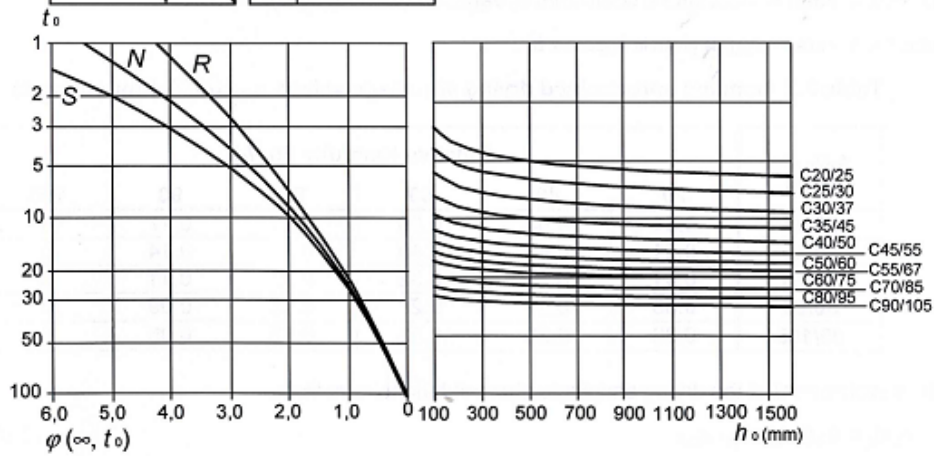


a) inside conditions - RH = 50%



**Note:**

- intersection point between lines 4 and 5 can also be above point 1
- for  $t_0 > 100$  it is sufficiently accurate to assume  $t_0 = 100$  (and use the tangent line)



b) outside conditions - RH = 80%

Figur 2-7 Modell för uppskattning av slutkrympning som funktion av betongens ålder vid pålastning (Eurocode 2, 2005).

Slutkrympning kan även beräknas med hjälp av ekvationer i bilaga A som modellen i figur 2-7 är baserad på.

## 2.2.2 Jämförelse mellan Eurocode 2 och Betonghandbok – Material

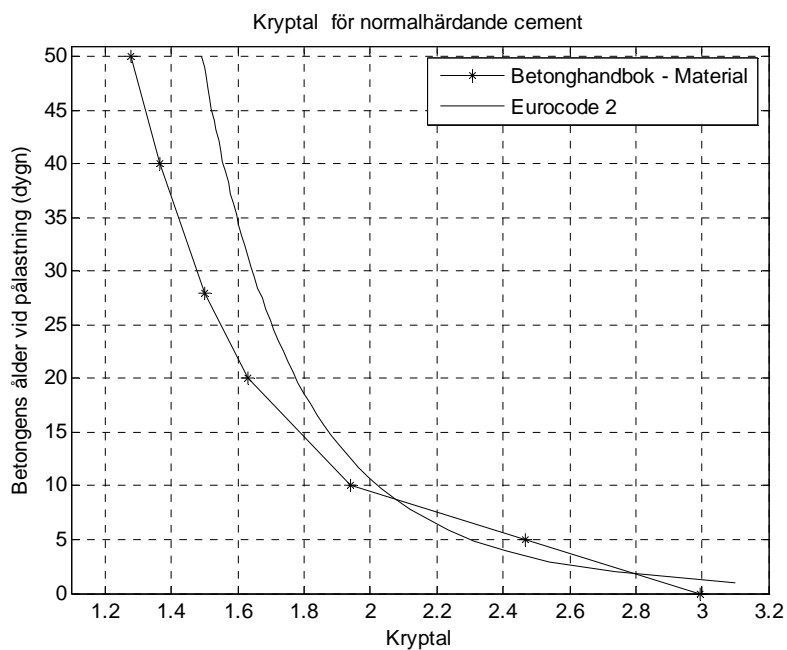
De båda modellerna beaktar samma parametrar nämligen vattencementalet (faktorn beaktas indirekt genom att hållfasthetsklassen beaktas), cementtyp, omgivningens relativa luftfuktighet, antal uttorkningsriktningar, ekvivalent tjocklek och ålder vid pålastning.

Den stora skillnaden mellan Eurocode 2 och Betonghandbok – Material är att Betonghandbokens beräkningsmodell är mycket gammal och baserad på rent Portlandcement. Dagens cement skiljer sig från det gamla cementet vilket påverkar krypningen (Fagerlund, 2009).

För att verifiera skillnaden mellan betonghandbok - Material och Eurocode 2 för snabbhärdande och normalhärdande cement studeras nedan ett exempel.

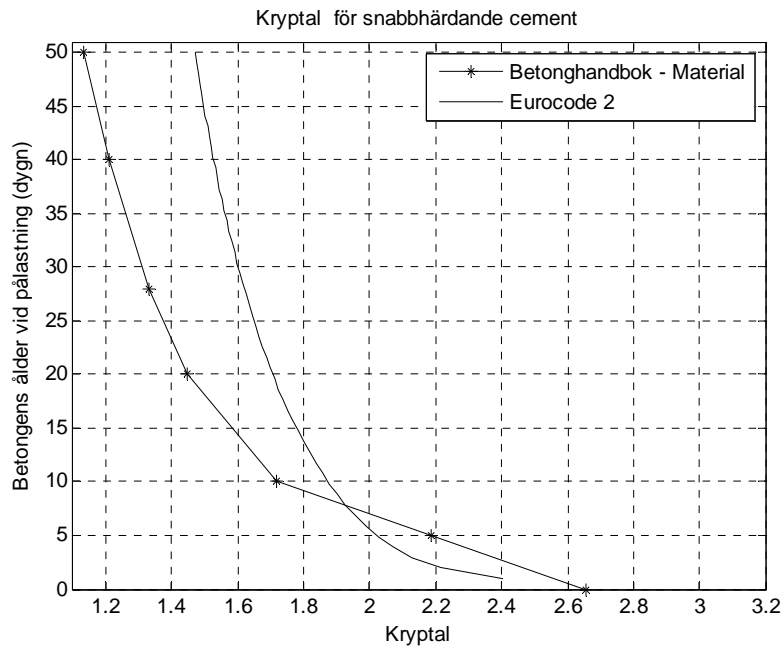
### Exempel:

Betong med kvalitet C45/55 befinner sig i inomhusklimat med relativ fuktighet 50 %. Uttorkningen sker dubbelsidigt. Figur 2-8 och 2-9 visar kryptal som funktion av pålastnings ålder.



Figur 2-8 Kryptal som funktion av betongens ålder vid pålastning. Ekvivalent tjockleken  $h_m = 220$  mm

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 2-9 Kryptal som funktion av betongens ålder vid pålastning. Ekvivalent tjockleken  $h_m = 220$  mm

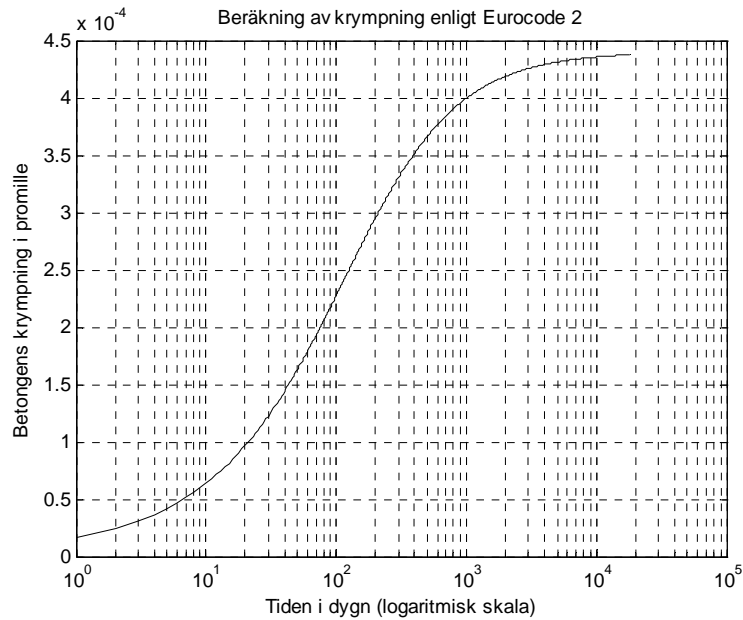
Av exemplet ovan framgår att det finns en skillnad mellan de två beräkningsmetoderna. Troligtvis beror detta på att Betonghandbok - Material är baserad på rent Portlandcement som nämnts ovan.

### 2.3 Krypning och krympning för betongkvalité C45/55

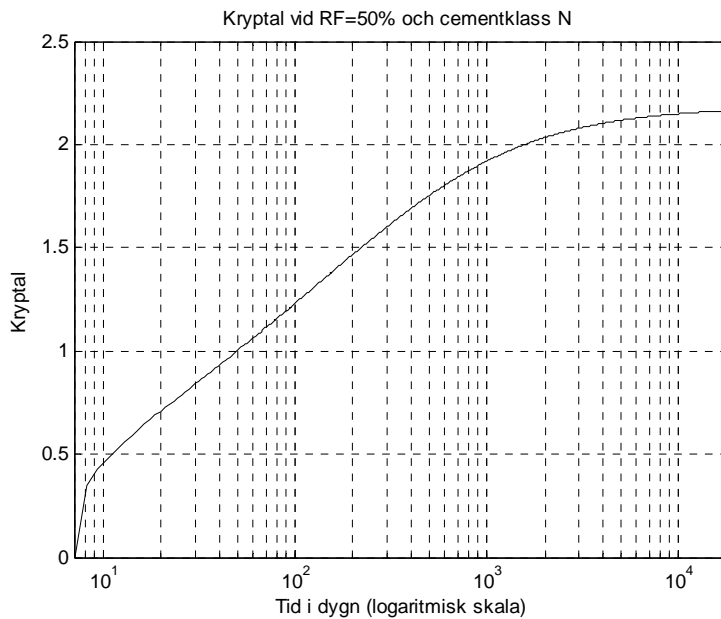
Krypning och krympning beräknas enligt Eurocode 2 som beskrivs i bilaga A och resultatet redovisas i *figurer 2-10 och 2-11* nedan. Beräkning förutsätter dubbelsidig uttorkning med den teoretiska(ekvivalenta) tjockleken  $h_m$  på 220 mm och relativ fuktighet på 50 % som motsvarar inomhusklimat. Cementet som används vid tillverkning av plattorna tillhör cementklass N enligt Cementa AB (Larsson, 2009)



## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 2-10 Krympning som funktion av tiden för 220 mm tjock platta.



Figur 2-11 Kryptal som funktion av tiden förutsatt pålastning vid 7 dygns ålder.

Av *figur 2-10* framgår att slutkrympningen är 0.42 promille. Enligt företaget Betong och Smide kan plattorna antas belastas sju dagar efter gjutning och ur *figur 2-11* kan kryptalets slutvärde läsas av till 2.2.

### 3 Modeller för beräkning av deformationer

#### 3.1 Modellbeskrivning - Eurocode 2

Eurocode 2 beskriver beräkning av deformationer enligt nedan:

$$v = \zeta \cdot v_2 + (1 - \zeta)v_1 \quad (3-1)$$

$v_1$  = Nedböjning beräknad för osprucket tvärsnitt

$v_2$  = Nedböjning beräknad för sprucket tvärsnitt

$\zeta$  är fördelningskoefficient som beaktar dragspänningar i betong mellan sprickor

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (3-2)$$

$\zeta = 0$  för osprucket tvärsnitt

$\beta$  är en koefficient som beaktar inverkan på medeltöjningen av lastens varaktighet eller av upprepade belastningar. Den är 1.0 för enstaka korttidslast och 0.5 för långtidslast eller många cykler av upprepade belastning.

$\sigma_s$  är spänning i dragarmeringen beräknad för sprucket tvärsnitt

$\sigma_{sr}$  är motsvarande spänning beräknad för spricklasten

$\sigma_{sr} / \sigma_s$  kan ersättas med  $M_{cr} / M$  vid böjning enligt (Eurocode 2, kapitel 7)

$$\text{där } M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Enligt Eurocode 2 erhålls bästa uppskattning av beteendet vanligen om  $f_{ctm}$  används. Man kan använda böjdraghållfasthet ( $f_{ctm,fl}$ ) om det inte förekommer normaldragsspänningar t ex på grund av krympningen. Normaldragsspänningarna på grund av krympning förekommer i det här fallet och därför används medelvärde på draghållfasthet.

Krökning på grund av krympning beräknas enligt:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \alpha_e \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{S}{I} \quad (3-3)$$

Där	$\frac{1}{r_{cs}}$	är krökning orsakad av krympning
	$\varepsilon_{cs}$	är den fria krymptöjning enligt (2-8)
	$S$	är statiska moment av armeringsarean kring en axel genom tvärsnittets tyngdpunkt
	$I$	är tvärsnittets tröghetsmoment
	$\alpha_e$	är $\frac{E_s}{E_{c,eff}}$

$S$  och  $I$  kan beräknas för både osprucket och sprucket tvärsnitt enligt bilaga B

### 3.2 Beräkningsmodell - Ramanalys

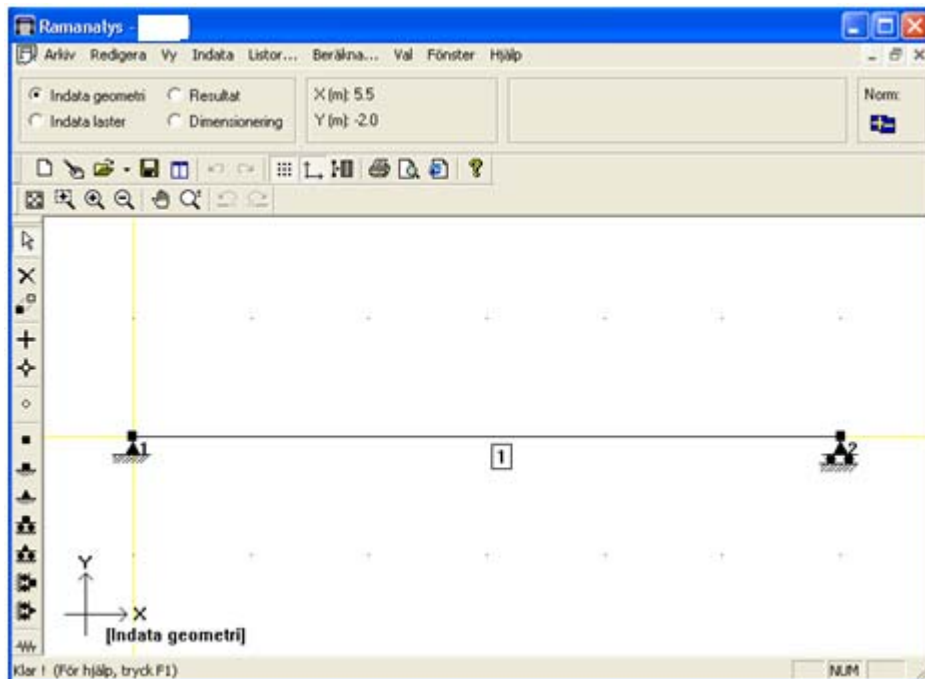
Ramanalys är ett datorprogram som är framtaget av företaget Strusoft och ingår i gruppen "Win-statik program". Med programmet analyseras plana ramar enligt första och andra ordningens teori. Till programmet finns en Stål-, Trä- respektive Betongmodul som i sin tur är anknutna till BSK 99, BKR 99 och BBK 04 för att dimensionera ramar i stål, trä och betong.

I detta fall analyseras i programmet en fritt upplagd betongbalk i brott- och bruksgränstillstånd. Resultaten från beräkningarna redovisas i tabell- och grafiskform för deformation, moment och tvärkraft. Vid beräkning i brukgränstillståndet tillämpas metoder där elastiska förhållanden förutsätts gälla. För mera information om programmet hänvisas till Ramanalys manualen (StruSoft, 2001) som detta kapitel är baserad på.

#### 3.2.1 Programbeskrivning

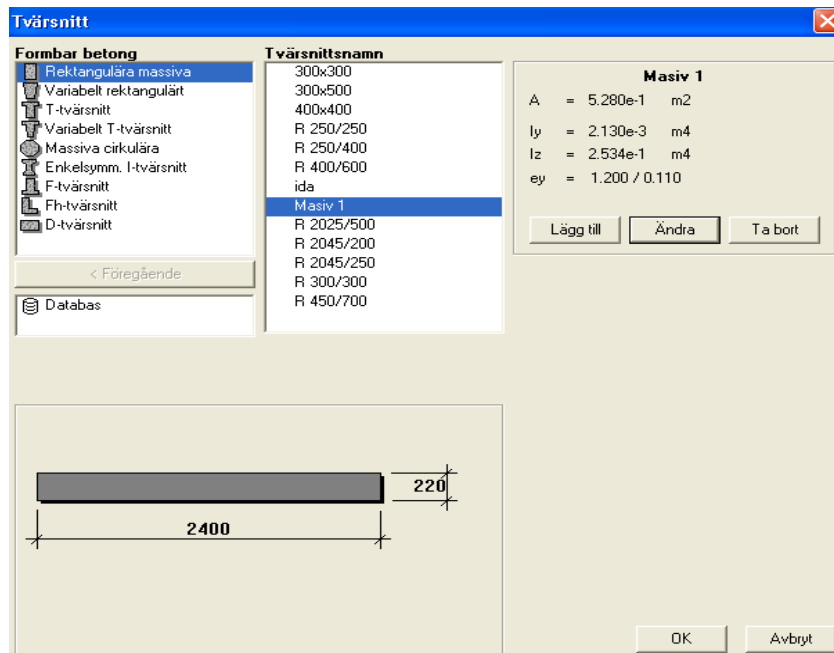
##### 3.2.1.1 Geometri

Balkens geometri skapas i programmet genom ett indatafönster där måtten och upplagsförhållanden anges, *se figur 3-1 och 3-2*. Här anges också vilken form är på balken som skall analyseras med tillhörande mått. Därefter omvandlar programmet balkgeometrin till koordinatdata som beräkningen använder av.



Figur 3-1 Indatafönster för att beskriva längd och upplagsförhållanden hos balken

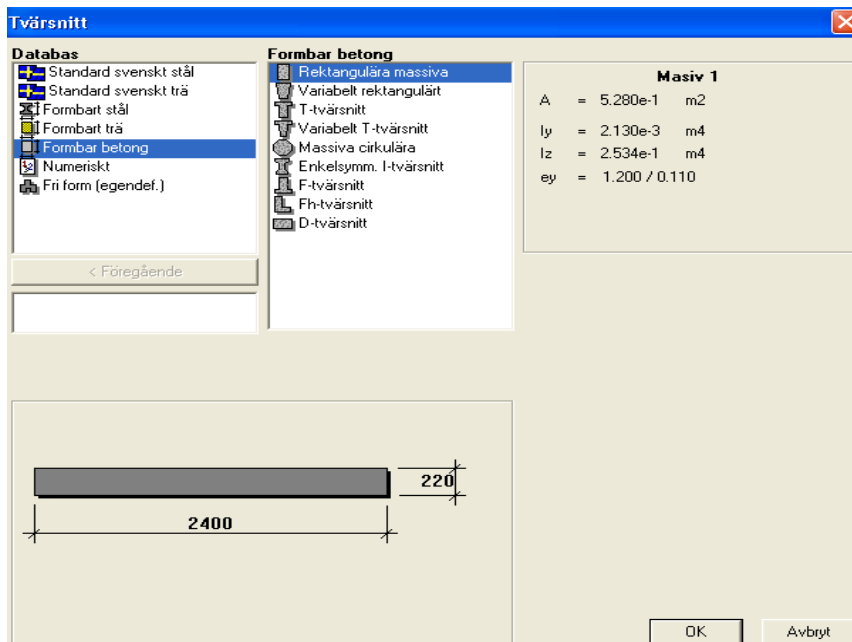
## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 3-2. Indatafönster för att beskriva tvärsnittet

### 3.2.1.2 Material och miljöklass

Balkens materialdata anges i fönstret nedan. *se figur 3-3* och kvaliteten på materialet *se figur 3-4*.



Figur 3-3 indatafönster för material

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

**Material** | Armeringsdetaljer

Allmänt

Säkerhetsklass: **Säkerhetsklass 3**

Exponeringsklass: **XC1 Torr eller ständigt våt**

Livslängdsklass: **L50** Vct: **<=0.60**

Hänsyn till måttavvikelser  $\zeta$  **0.90** **N**

Särskild kontroll av armeringsläge

Betong (MPa)

Hållfasthetsklass: **C45/55** **M**

$f_{ccd}$ : **43.00**

$f_{ctd}$ : **2.55**

$E_{cd}$ : **36000**

Dimensioneringsvärden för Armering (MPa)

	Underkant	Överkant	Bygel	Längs, övrigt
Beteckning:	<b>B500B</b> <b>M</b>	<b>B500B</b> <b>M</b>	<b>B500B</b> <b>M</b>	<b>B500B</b> <b>M</b>
Diameter, mm	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>8</b>	<b>8</b>
$f_{std}$	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>500</b>
$f_{scd}$	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>500</b>
$E_{sd}$	<b>200000</b>	<b>200000</b>	<b>200000</b>	<b>200000</b>

OK Cancel

Figur 3-4 indatafönster för material kvalitet och miljöklass

Här anges också i vilken miljö betongbalken befinner sig (Exponeringsklass) livslängd och vattencementtal. Detta behövs vid beräkning av sprickbredd och krav på täcksikt.

### 3.2.1.3 Armering

Armeringens placering, täcksikt, materialdata och mängd anges i fönstret nedanför, se figur 3-5. Armeringsmängd fås genom att göra en beräkning i brottgränstillstånd och sedan justera armeringsmängden efter kravet för brukgränstillstånd.

**Indata - Element: 1**

Huvudarmering | Bygelplacering

Diagram:  $z=220$ ,  $z=2400$

	x	y	z	Längd [mm]	Diameter [mm]	Material
1	0	20	20	6000	12	B500B
2	0	175	20	6000	12	B500B
3	0	322	28	6000	12	B500B
4	0	469	28	6000	12	B500B
5	0	616	20	6000	12	B500B
6	0	763	28	6000	12	B500B
7	0	910	28	6000	12	B500B
8	0	1057	28	6000	12	B500B
9	0	1204	20	6000	12	B500B

Armeringslager

Diam [mm] | Täcksikt [mm] | Material

Överkant: **12** | **22** | **B500B**

Underkant: **12** | **22** | **B500B**

Sida: **22**

Armeringslager

	Överkant	Underkant
1	<b>6</b>	<b>17</b>
2		
3		
4		
5		
6		

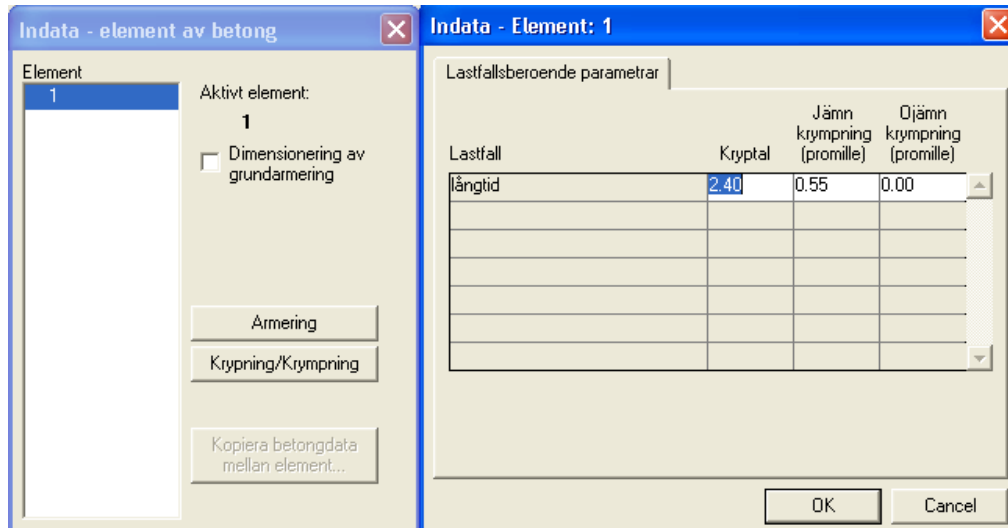
OK Avbryt

Figur 3-5 Beskrivning av armeringens placering och mängd

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

### 3.2.1.4 Krympning och kryptal

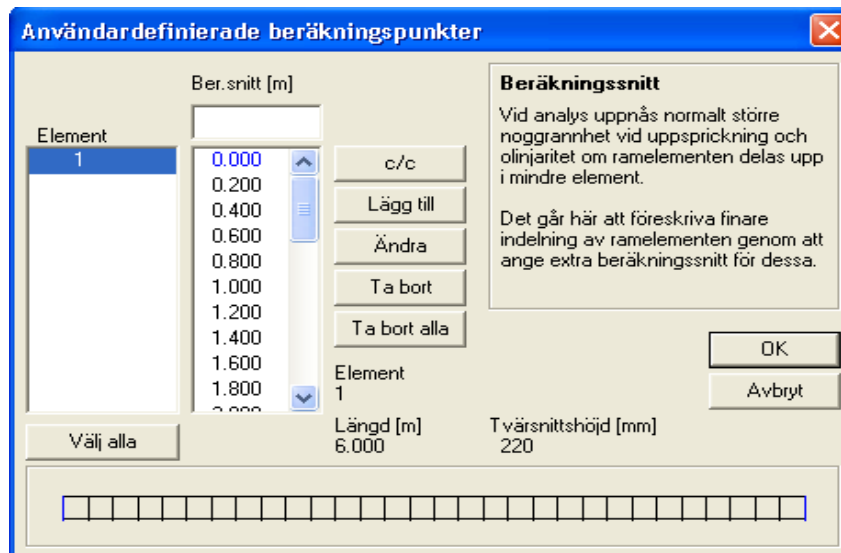
Betongens krympning och kryptal anges i indatafönstret nedan, se figur 3-6.



Figur 3-6 Indatafönster för krympning och kryptal.

### 3.2.1.5 Beräkningssnitt

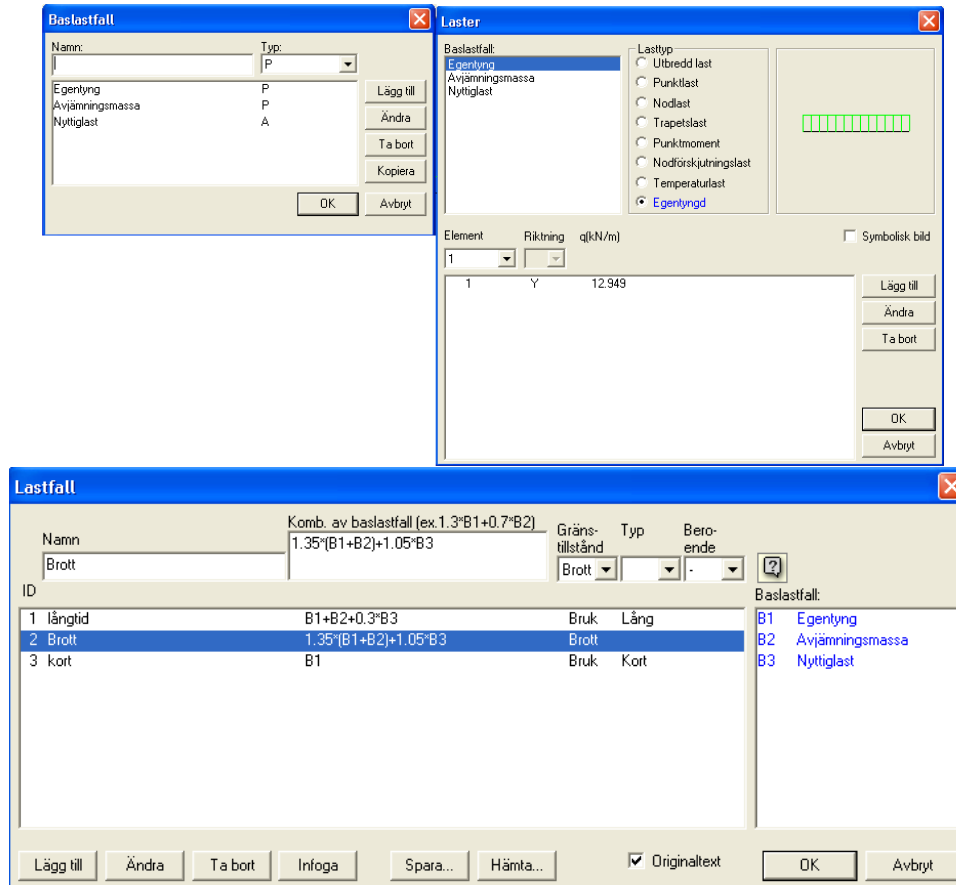
Beräkningssnitt anges för de snitt i balken som beräkningar skall utföras. Här kan beräkningssnitt väljas antingen genom att ange enstaka snitt eller genom att ange centrumavståndet mellan snitten, se figur 3-7. Avståndet mellan snitten har betydelse för beräkningen. Ju mindre avstånd väljs desto noggrannare blir beräkningen.



Figur 3-7 Indatafönster för beräkningssnitt.

### 3.2.1.6 Laster och lastkombinationer

Laster anges genom att först skapa belastningsfall och därefter ange typ av last och dess värde. Lastkombinationer kan ställas upp beroende på om beräkningen skall utföras i Brott- eller Brukgränstillstånd, *se figur 3-8*.



Figur 3-8 Indatafönster för laster och lastkombinationer

### 3.2.1.7 Beräkningsmetod

Beskrivningen av beräkningsmetoderna gör inte anspråk på att i detalj spegla programförloppet utan avser endast att tjäna till att ge tillräcklig information om hur beräkningsresultatet uppnått (StruSoft, 2001).

Ramanalys utför ramberäkningarna med hjälp av finita element metoden. där man med förskjutningsmetoden och matrisalgebra bestämmer förskjutningar och spänningar för hela strukturen med hjälp av styvhetsrelationer för de enskilda elementen (StruSoft, 2001).

Betongen antas vara sprickfri enligt BBK04 om följande villkor uppfylls.

$$\sigma_n + \sigma_m \leq k \cdot \frac{f_{ct}}{\zeta} \quad k = 0,6 + \frac{0,4}{\sqrt{h}}$$

Den ospruckna betongen mellan sprickorna minskar medeltöjningen vilket kan beaktas med en fördelningskoefficient  $\nu$  vilken vanligtvis beräknas enligt BBK 04, 4.5.5 som:

$$\nu = \left( 1 - \frac{\beta}{2.5 \cdot \kappa_1} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)$$

där

$\beta$  är en koefficient som beaktar lastens varaktighet eller upprepning,  
 $\beta = 1,0$  vid enstaka, korttidslast,  $\beta = 0,5$  vid varaktig last repeterad last  
 $\sigma_s$  är armeringsspänning beräknad på sprucket tvärsnitt,  
 $\sigma_{sr}$  är armeringsspänning vid spricklast beräknad på sprucket tvärsnitt,  
 $\kappa_1$  är en koefficient som beaktar inverkan av armeringens vidhäftning

### 3.3 Jämförelse mellan Eurocode 2 och Ramanlys

#### Exempel

Deformationer beräknas för långtidslast som verkar på en platta i 50 år. Under denna tid kan enligt Eurocode 2 relativa fuktigheten antas till 50 %. Detta motsvarar att plattan befinner sig i inomhusmiljö. Geometri och indata för armering, betong och klimat är beskrivna i kapitel 1 om inget annat anges. Beräkningar utförs för en platta med spännvidd på 6 meter. Krympning och kryptal är 0.42 promille respektive 2.2 enligt kapitel 2.3. Plattorna belastas efter 7 dygn.

#### Eurocode 2

Tvärsnittsdata i *tabell 3-1* beräknats enligt bilaga B

Tabell 3-1 Tvärsnittsdata beräknat från tryckkant.

Storheter	Beteckning	Sprucket	Osprucket
Tröghetsmoment	I m <sup>4</sup>	7.70*10 <sup>-4</sup>	0.0022
Statiskt moment	S m <sup>3</sup>	2.49*10 <sup>-4</sup>	1.55*10 <sup>-4</sup>
Tyngdpunktavstånd	y m	0.061	0.11

Långtidslast enligt kapitel 1.6 och för 6 m spännvidd

Moment för en fritt upplagd balk  $M = \frac{q \cdot l^2}{8} = 71,2 \text{ kNm}$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 73,57 \text{ kNm}$$

$$\nu = \zeta \cdot \nu_2 + (1 - \zeta) \nu_1$$

$\nu_1$  = Nedböjning beräknad för osprucket tvärsnitt

$\nu_2$  = Nedböjning beräknad för sprucket tvärsnitt



Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$  Om momentkapaciteten är större än aktuell moment är  $\zeta$  noll och som högst kan den bli 1

$$E_{eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)}$$

Böjning vid osprucket tvärsnitt:

$$v_{I,q} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{eff} \cdot I_u} = 0.011 m \quad \text{av moment}$$

$$v_{I,cs} = \frac{l^2}{8} \cdot \alpha_e \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{S_u}{I_u} = 0.0024 m \quad \text{av krympning}$$

$$v_I = v_{I,q} + v_{I,cs} = 0.0134 m$$

Böjning vid sprucket tvärsnitt:

$$v_{II,q} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{eff} \cdot I_c} = 0.031 m \quad \text{av moment}$$

$$v_{II,cs} = \frac{l^2}{8} \cdot \alpha_e \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{S_c}{I_c} = 0.011 m \quad \text{av krympning}$$

$$v_{II} = v_{II,q} + v_{II,cs} = 0.0417 m$$

Total nedböjning

$$M_{cr} > M \Rightarrow \zeta = 0$$

$$v_{tot} = \zeta \cdot v_{II} + (1 - \zeta)v_I = 13.4 mm$$

### Ramanalys

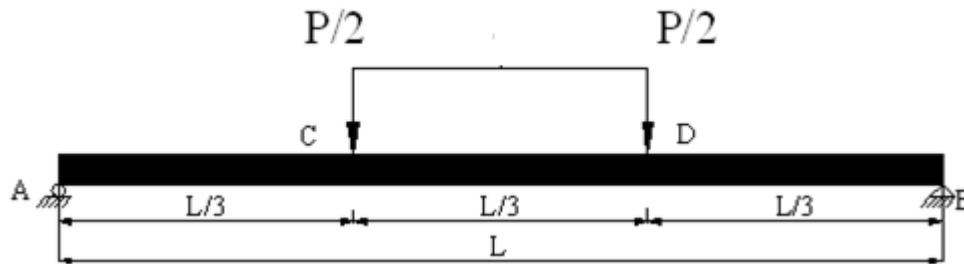
Totalnedböjning är 22 mm enligt Ramanalys med förutsättningar enligt ovan.

Den största skillnaden mellan de två modellerna är uppsprickningskrav. I Eurocode 2 antas betongen vara sprickfri om spänningen är mindre än medeldraghållfastheten som är 3.8 MPa. Medan enligt BBK04 antas betongen vara sprickfri om spänningarna

$$\text{är mindre än } k \cdot \frac{f_{ct}}{\zeta} = \left(0,6 + \frac{0,4}{\sqrt[4]{0,22}}\right) \cdot \frac{2,7}{1} = 3,2 MPa .$$

## 4 Provning

Två slakarmerade plattor ur företaget Betong och Smides sortiment provades i laboratorium i fyrpunktsböjning. Uppställningen av provningen visas i *figur 4-1 och 4-2*. Plattorna har längden 7.5 m, bredden 2.4 m och tjockleken 220 mm. Platta 1 har 20 mm och platta 2 har noll millimeter överhöjning. Plattorna hade gjutits 7 och 9 april och testades den 5:e respektive 11:e november samma år.



Figur 4-1 Uppställning för provning av bjälklag med fyrpunktsböjning



Figur 4-2 Uppställning av platta i laboratorium

Syftet med provningen är att verifiera beräkningsmetodiken för nedböjningar av korttidslast, särskilt inverkan av sprickbildning på nedböjningen och jämföra med de beräkningsmetoder som anges i Eurocode 2 för verifiering av nedböjningar i bruksgränstillståndet. Ett annat syfte är att undersöka om överhöjningen hos plattan har någon inverkan på deformationerna.

#### 4.1 Beräkning av last vid vilken armeringen flyter

$$G_{btg} = 12.67 \text{ kN/m} \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad f_{st} = 362 \text{ MPa} \quad E_s = 200 \text{ GPa}$$
$$f_{cc} = 45 \text{ MPa}$$

$$b = 2.4 \text{ m} \quad L = 7.5 \text{ m} \quad h = 0.22 \text{ m} \quad d = 0.194 \text{ m}$$
$$s = 85 \text{ mm} \quad \varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰} \quad \phi = 12 \text{ mm}$$

Anta att plattan är normalarmerad

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = \frac{2400}{85} \cdot \pi \cdot \frac{12^2}{4} = 3193.34 \text{ mm}^2$$

$$b \cdot 0.8 \cdot x \cdot f_{cc} = f_{st} \cdot A_s \Rightarrow 0.8 \cdot x = 13.3 \text{ mm}$$

$$\omega = 0.8 \cdot \frac{x}{d} = 0.069$$

$$M = A_s \cdot f_{st} \cdot d \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 3193.34 \cdot 500 \cdot 0.194 \left(1 - \frac{0.069}{2}\right) = 299.13 \text{ kNm}$$

Maxmoment består av moment på grund av egentyngd och lasten P

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8}$$

$$M_P = \frac{P \cdot L}{6}$$

$$M = M_G + M_P$$

$$299.13 = 12.67 \cdot \frac{L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{6} \Rightarrow P = 168 \text{ kN}$$

Vid försöken avbröts pålastningen vid ca P= 90 kN och P= 70 kN för platta 1 respektive platta 2.

#### 4.2 Genomförande

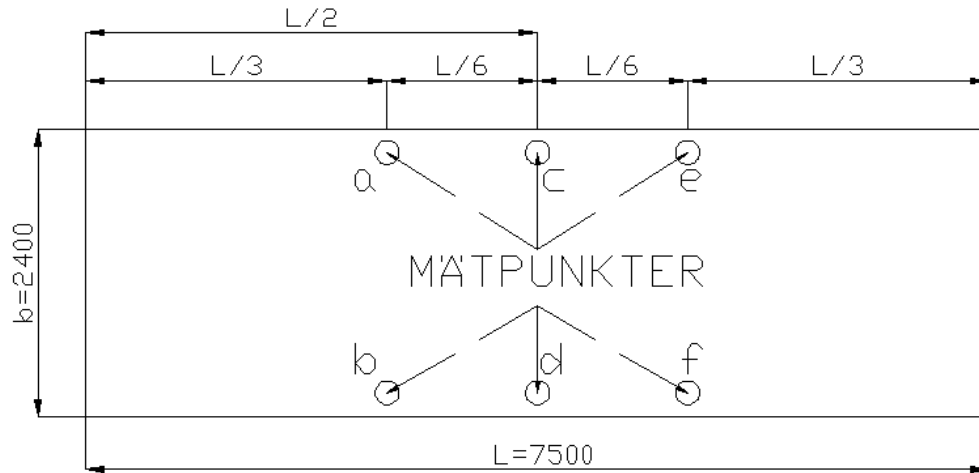
Plattorna läggs fritt på två stöd, se figur 4-1, och belastas med två punktlaster placerade på en tredjedel av längden. Dragspänningen i armeringen orsakad av lasten ska understiga karakteristisk armeringsflytgräns  $f_{yk}$ .

Vid provningen begränsades lasten P till 100 kN vilket ger god marginal till den last vid vilken armering börjar flyta. Brukslasten för bostäder motsvarar en tilläggslast utöver egenvikt på ca 30 kN i genomsnitt.

Plattornas långsida samt yttre delar av undersidan mellan punkterna a och e målades med vit färg för att kunna observera sprickor och sprickbredder.

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

För att kunna mäta deformation och krökning placerades förskjutningsgivare i tredjedelspunkterna och i mittsnitt, se figur 4-3. I varje snitt användes två givare, en vid varje långsida. Förskjutningen i respektive snitt beräknas som medelvärdet av de båda givarna i snittet.



Figur 4-3 Illustration av deformationsmätning för de båda plattorna

Plattorna belastades först genom att stegvis öka lasten till 90 respektive 70 kN för platta 1 och platta 2. Därefter avlastades plattorna varefter pålastning upprepades tre gånger till ett värde av 30 kN. Under provningen registrerades sambandet mellan last och nedböjning samt noterades eventuella sprickor.

För att kunna uppskatta tidsberoende deformationer placerades ett kubiskt föremål med massan 5 ton i plattans mitt under en period av 10 dygn, se figur 4-4. Tidsberoende deformationer registrerades med 90 minuters mellanrum med hjälp av förskjutningsgivare som var placerade i punkterna a-f, se figur 4-3.



Figur 4-4 visar försökets uppställning där plattan belastas i 10 dygn

### 4.3 Resultat

#### Korttids deformationer

Innan provningen påbörjades upptäcktes sprickor längs plattorna. Det kunde inte konstateras om det bara var krympsprickor eller sprickor som har uppstått på grund av belastning av egentygnd och vid transport och hantering i kombination med krympning, *se figur 4-5 och 4-6*. Sprickorna markerades för att kunna jämföra sprickbredden före och efter belastning samt observera om det uppstår nya sprickor.



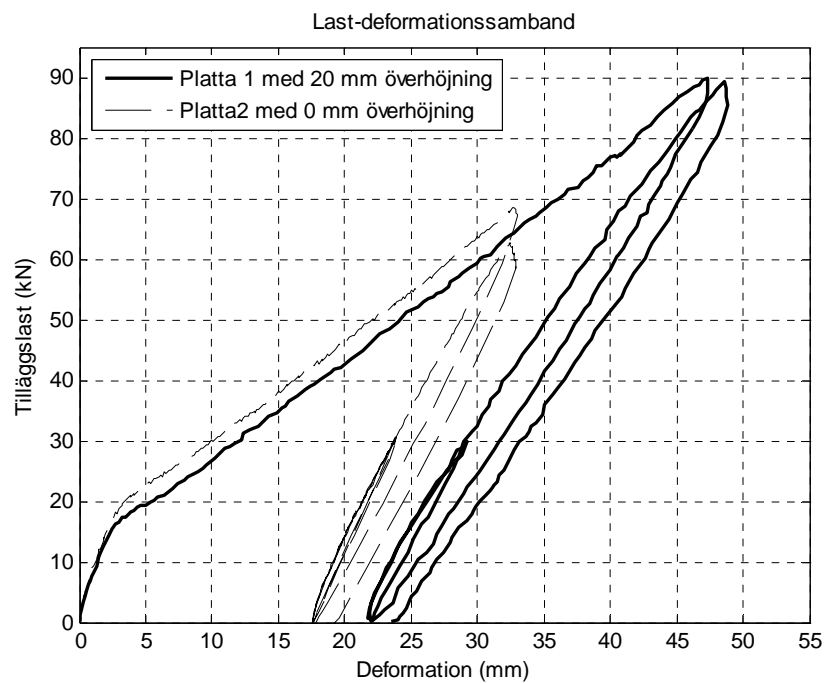
Figur 4-5 Observerade sprickor längs platta 2. Inringade siffror och streck är befintliga respektive nyuppkomna sprickor.

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 4-6 Befintliga och nyuppkomna sprickor.

Resultatet av deformation i mitten av plattorna som funktion av lasten visas i *figur 4-7* för respektive platta



Figur 4-7 Jämförelse mellan mätdata för platta 1 och platta 2. Figuren visar last och nedböjning utöver egentyngd

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Från *figur 4-7* framgår att överhöjningen inte har någon effekt på tilläggsdeformation eller uppsprickning eftersom deformationsmönstren är de samma för båda plattorna. Det framgår också att böjstyvheten (lutning i diagrammet) förändras signifikant då tilläggslasten är ca 17 kN i båda fallen.

Observerade sprickor före och efter belastning av platta 2 mätts upp med spricklupp och redovisas i *tabell 4-1*. Alla antecknade sprickor är mellan de två punktlasterna i plattans längsriktning.

Tabell 4-1 Sprickbredd före och efter belastning

spricknummer	Sprickbredd (mm)		
	före belastning	efter belastning till 60 kN	efter långtidslast
1	0.08	0.17	0.17
1'			0.1
2	0.06	0.12	0.12
2'			0.11
3	0.03	0.1	0.1
3'			0.1
4	0.04	0.11	0.15
4'			0.05
5	0.03	0.08	0.12
5'			0.11
6	0.07	0.2	0.22
7	0.05	0.15	0.21
7'			0.11
8	0.07	0.15	0.2
9	0.06	0.2	0.2
10	0.05	0.15	0.15

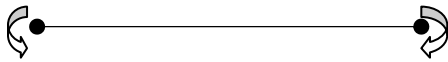
Av *tabell 4-1* framgår att sprickbredden i vissa fall har tredubblats. Det har även uppstått nya sprickor (markerade med en prim<sup>1</sup>) som i genomsnitt har en bredd på 0.1 mm. Medelsprickavståndet mellan sprickorna är ca 250 mm.

<sup>1</sup> T ex 1' betyder att sprickan har uppstått mellan sprickorna nummer ett och två

Styvhetsberäkning för platta 2:

För att kunna beräkna styvheten av platta 2 tas medelvärdet parvis av deformationerna i de sex punkterna a-f.

$$\delta_{ab} = \frac{(\delta_a + \delta_b)}{2} \quad \delta_{cd} = \frac{(\delta_c + \delta_d)}{2} \quad \delta_{ef} = \frac{(\delta_e + \delta_f)}{2}$$



Figur 4-8 Balk med konstant moment

Krökning för balkdelen med konstant moment, se fig 4-8, blir:

$$\frac{1}{r} = \frac{\left( \delta_{cd} - \frac{\delta_{ab} + \delta_{ef}}{2} \right)}{(L/3)^2} \cdot 8$$

$L/3$  är avståndet mellan de två punktlasterna där momentet är konstant

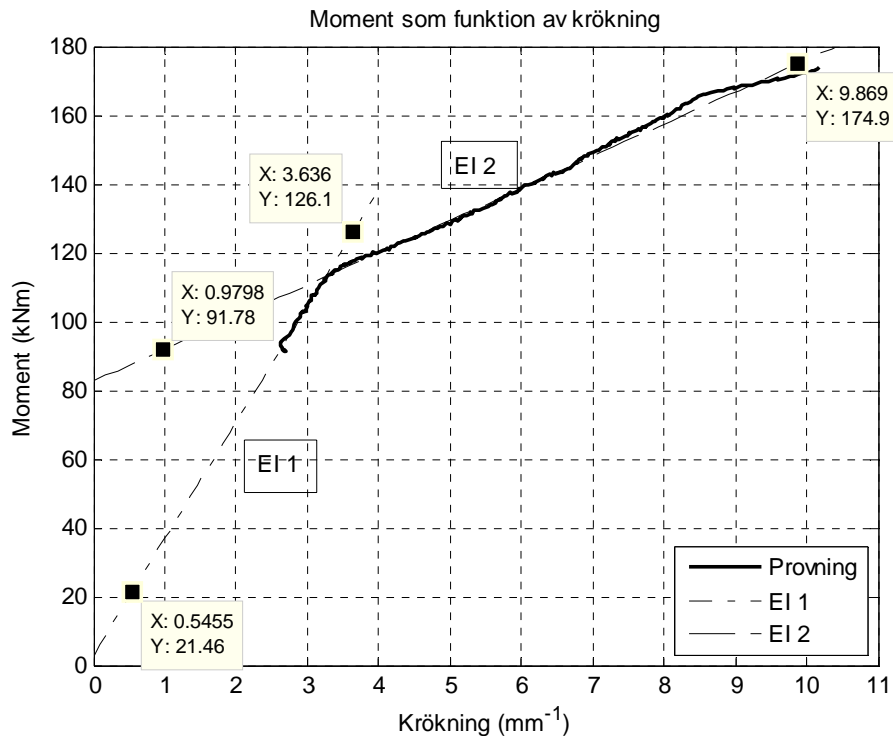
Total momentet av egentyngd, försöksanordning och tilläggslasten plottas som funktion av krökning i figur 4-8. Lutningen beräknas genom att anpassa två räta linjer till respektive del av diagrammet. De räta linjernas lutningar beskriver plattans styvhet som är  $EI_1 = 33.85 \text{ MNm}^2$  respektive  $EI_2 = 9.35 \text{ MNm}^2$ .

Elasticitetsmodul för betong C45/50 är 36 GPa och tröghetsmomentet för ett osprucket tvärsnitt med bredden 2.4 m och höjden 0.220 m är  $0.0022 \text{ m}^4$  vilket ger en böjstyvhet på  $76.7 \text{ MNm}^2$ .

Den verkliga böjstyvheten är betydligt lägre än den teoretiska. Det förklaras av att plattan före provningen var sprucken.



## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag



Figur 4-9 Plotning av moment som funktion av krökning.

Förklaring till att kurvan i *figur 4-9* ändrar riktning beror troligtvis på att nya sprickor uppkommit vid denna lastnivå. En annan förklaring är att plattorna hade lagrats i utemiljö och därmed utsatts för klimatpåverkningar under lagringstiden som var ca 7 månader. Med klimatpåverkningar menas att det redan hade skett ett antal belastningscykler och därmed har betongens draghållfasthet överskridits. Men betongen var inte helt sprucken och därför går elementen under provningen från ett stadium där betongen är delvis sprucken till ett stadium som är helt sprucket.

På grund av tekniska fel som uppstått under provningen av platta ett kan styvheten inte beräknas för denna. Problemet var att mätdata har registrerats från bara en av givarna. Av denna anledning är svårt att jämföra styvheterna med varandra. Man kan dock konstatera att totalnedböjning och beteende är helt likvärdiga för båda plattorna, se *fig 4-7*.

### Långtidsdeformationer

Syftet med detta delförsök är att uppskatta tidsberoende deformationer och sedan jämföra de med vad som sägs i Eurocode 2 och BBK angående "tension stiffening".

Eurocode 2 beskriver beräkning av deformationer med hänsyn till dragspänningar i betong mellan sprickor enligt nedan:

$$v = \zeta \cdot v_2 + (1 - \zeta)v_1$$

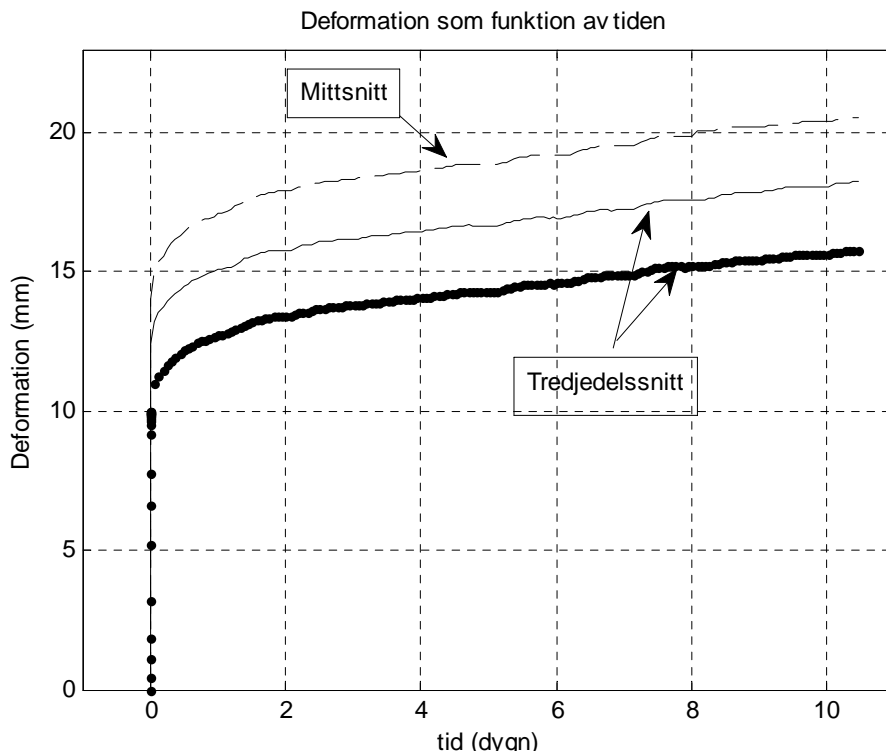
## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

$\zeta$  är fördelningskoefficient som beaktar dragspänningar i betong mellan sprickor “tension stiffening”.

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

$\beta$  är en koefficient som beaktar inverkan på medeltjeningen av lastens varaktighet eller av upprepade belastningar. Enligt Eurocode ska den sättas till 1.0 för enstaka korttidslast och 0.5 för långtidslast eller många cykler av upprepad belastning.

Under försöket registrerades deformationerna i de olika givarna i tio dygn. Parvis medelvärde av deformationer visas i *figur 4-10*.



Figur 4-10 Resultat från testet. Deformationer som funktion av tiden

Det som är intressant här är deformationen i mitten av balken i *figur 4-10*. Den momentana deformationen är ca 14 mm och den slutliga efter 10 dagar är 20.5 mm. I *figur 4-10* åskådliggörs att deformation ökar med tiden under konstant belastning.

Krypdeformationerna för 10 dagar beräknas för att sedan kunna avgöra hur mycket utöver detta skett med tiden. Därefter jämförs dessa tidsberoende deformationer med hur tension stiffening som beskriver att styvheten avtar med tiden.

### Krypdeformationer

Kryptalet beräknas enligt Eurocode 2, se bilaga A. Betongens ålder vid pålastning sätts till 7 månader, ekvivalent tjocklek  $h_m = 220$  mm och relativa fuktigheten i laboratoriet sätts till 50 %. Kryptalet blir 0.3443 för en lastvaraktighet av 10 dagar.

Moment orsakad av långtidslast från tyngden är 67.7 kNm. Tröghetsmomentet för sprucket stadium är  $9.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$  (Lutningen i figur 4-9 ger tröghetsmoment) och neutrala lagrets läge från tryckt kant är 0.037 m. Detta ger en total tryck spänning (av egentygnd och vikt)

$$\sigma_{eg} = \frac{M_G}{I/x} = \frac{12.67 \cdot 10^3 \cdot 7.5^2}{9.4 \cdot 10^{-4} / 0.037} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{I/x} = \frac{67.7 \cdot 10^3}{9.4 \cdot 10^{-4} / 0.037} = 2.66 \text{ MPa}$$

Krypdeformationerna för konstant belastning enligt Eurocode 2 blir:

$$\varepsilon_{eg} = \varphi \cdot \frac{\sigma_{eg}}{E_c} = 0.3443 \cdot \frac{3.5 \cdot 10^6}{36 \cdot 10^9} = 0.033 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = \varphi \cdot \frac{\sigma_p}{E_c} = 0.3443 \cdot \frac{2.66 \cdot 10^6}{36 \cdot 10^9} = 0.025 \text{ ‰}$$

Krökningen blir:

$$\frac{1}{r_{eg}} = \frac{\varepsilon_{eg}}{x} = \frac{0.033 \cdot 10^{-3}}{0.037} = 0.891 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_p} = \frac{\varepsilon_p}{x} = \frac{0.025 \cdot 10^{-3}}{0.037} = 0.68 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Krypdeformationen blir:

$$v_{eg} = \kappa \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{eg}} = 0.104 \cdot 7.5^2 \cdot 0.891 \cdot 10^{-3} = 0.0052 \text{ m}$$

$$v_p = \kappa \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_p} = \frac{1}{12} \cdot 7.5^2 \cdot 0.68 \cdot 10^{-3} = 0.0032 \text{ m}$$

$\kappa$  beskriver momentfördelningen över balken.

Den totala deformationen är summan av momentandeformation och krypdeformation =  $14 + 5.2 + 3.2 = 22.4$  mm. Det kan jämföras med uppmätt deformation som är 20.5 mm.

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Av resultatet framgår att deformationerna som skett under 10 dagars period kan förklaras som krypdeformationer. Tension stiffeningens inverkan har inte spelat någon roll i detta fall.

### **Kommentar**

Graden av "tension stiffening" som finns kvar är svårbedömd. Någon tidsberoende förändring av inverkan av "tension stiffening" kan inte konstateras i försöket, till skillnad från det som visas i referens (R. L. Vollum et al), där en minskad effekt av "tension stiffening" efter relativt kort tid under konstantbelastning.

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

## 5 Dimensionering

Plattorna dimensioneras först i brottgränstillstånd och därefter justeras mängd armering beroende på om det är brottgränstillstånd eller brukgränstillstånd som är dimensionerande.

### 5.1 Dimensionering i brottgränstillstånd

För att kontrollera att den framräknade mängden armering i brukgränstillstånd även klarar brottgränstillståndet görs en beräkning i brottgränstillstånd med brottlast enligt ekvation 6.10a och 6.10b i Eurocode 2

Tabell 5-1 Partiella koefficienter

Partial koefficient för permanent last $\gamma_G$	1.35
Partial koefficient för variabla laster $\gamma_Q$	1.50
Reduktionsfaktor $\zeta$ för $\gamma_G$ enligt bilaga NA	0.85
Partial koefficient för säkerhetsklass 3 $\gamma_d$	1.00
Lastkombinationsfaktor $\psi_0$ (Eurocode 1, bilaga NA och tabell A1.1)	0.70

Bjälklagets höjd och pågjutning är  $h = 220$  mm respektive  $h_1 = 30$  mm

$$G_{big} = \gamma_{big} \cdot b \cdot (h + h_1) = 24 \cdot 2.4 \cdot (0.22 + 0.030) = 14.4 \text{ kN/m} = 6 \text{ kN/m}^2$$

#### Lastkombinationer

$$q_{d,a} = \gamma_d \cdot (\gamma_G \cdot G_{big} + 1 \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q_{kr}) \cdot b \quad (\text{Eurocode 2, 2005}) \quad (5-1)$$

$$q_{d,a} = 1 \cdot (1.35 \cdot 6 + 1 \cdot 1.5 \cdot 0.7 \cdot 2) \cdot 2.4 = 24.48 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,b} = \gamma_d \cdot (\zeta \cdot \gamma_G \cdot G_{big} + 1 \cdot \gamma_Q \cdot q_{kr}) \cdot b \quad (\text{Eurocode 2, 2005}) \quad (5-2)$$

$$q_{d,b} = 1 \cdot (0.85 \cdot 1.35 \cdot 6 + 1 \cdot 1.5 \cdot 2) \cdot 2.4 = 23.72 \text{ kN/m}$$

Ekvationen 5-1 ger störst last och är därför dimensionerande  $q_d = 24.48$  kN/m . Dimensioneringskontroll görs för spännvidder 6 till 8 m.

$$\text{Maxmoment i fält: } M = \frac{q_d \cdot l^2}{8}$$

Beräkning av neutrala lagrets läge

$$M = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b(d - 0.4 \cdot x) , \text{ där } d \text{ är effektiva höjden} = 220 - 26 = 194 \text{ mm}$$

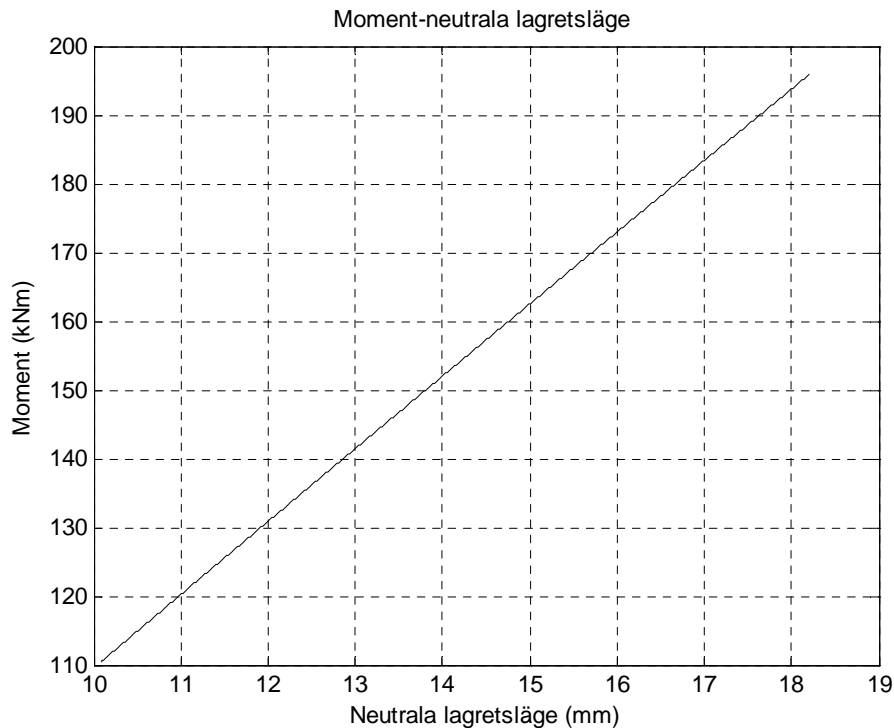
$$f_{cd} = \frac{a_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 45 \cdot 10^6}{1.5} = 30 \text{ MPa}$$

där  $a_{cc} = 1.0$  enligt Eurocode 1

$\gamma_c = 1.5$  enligt Eurocode 2

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Neutrala lagrets läge ( $x$ ) visas som funktion av dimensionerande moment i *figur 5-1*



Figur 5-1 Sambandet mellan neutrala lagrets läge och moment. Moment varierar beroende på plattans längd.

Kontroll av töjningar:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x} = 3.5 \cdot \frac{194 - x}{x}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \text{ för alla } x\text{-värde varför } \sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Beräkning av mängd armering:

Kraftjämvikt ger:

$$F_s - F_c = 0$$

$$A_s \cdot \sigma_s - f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b = 0$$

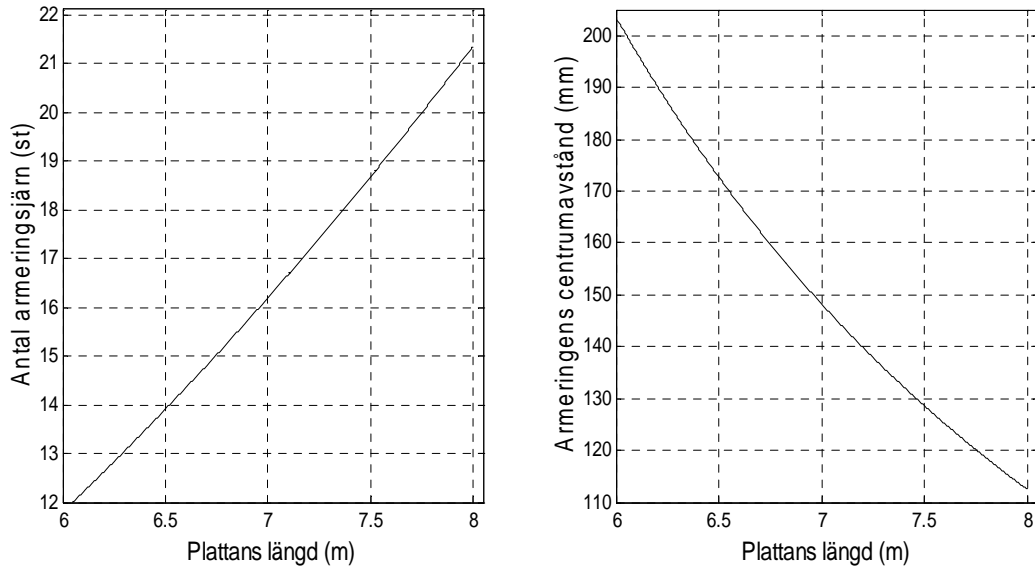
$$\text{Den totala arean beräknas till } A_s = \frac{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b}{\sigma_s}$$

Anta armering  $\phi 12$

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Antal armeringsjärn  $n = \frac{A_s}{\pi \cdot r^2}$  och centrumavstånd mellan armeringsjärn  $s = \frac{b}{n}$ , se

figur 5-2.



Figur 5-2 visar antal armeringsjärn och dess centrumavstånd som funktion av längd i brottgänstillstånd.



## 5.2 Bruksgränstillstånd

### 5.2.1 Deformationskriterium

Deformationer hos bärande konstruktioner bör begränsas med hänsyn till funktionen i brukstadiet och risken för skador på andra byggnadsdelar.

Stora nedböjningar och lutningar kan upplevas obehagligt av brukarna och kan vara estetiskt störande. Stora lutningar kan också innebära att funktionen hos känslig utrustning påverkas negativt. Av de nämnda anledningarna bör konstruktionens maximala deformationer begränsas (Engström, 2004). Begränsningen av deformationerna skall ta hänsyn till följande:

#### Funktionskrav

- Golvet ska vara platt för att t ex dörrar ska gå att öppna
- Känslig utrustning ska kunna ställas upp eller fästas på ett jämnt underlag
- Vattenavrinning ska kunna ske

#### Utseende

- Stora deformationer kan upplevas negativt trots att de ur bärförmågesynpunkt eller funktionalitet inte spelar någon roll.

#### Anslutande icke bärande konstruktionsdelar

- Innerväggar som inte är bärande kan skadas vid deformationer t ex av bjälklag. Om det förekommer konstruktioner med glasparti ska dessa inte skadas på grund av deformationerna under konstruktionens livslängd
- Förändring av elementens statiska verkningssätt på grund av deformationer

I Boverkets Konstruktionsregler BKR (Boverket, 2009) anges endast att ”byggnadsdelar och deras upplag skall ha sådan styvhet att deformationer eller förskjutningar av byggnadsverkdelen vid avsedd användning inte inverkar menligt på dess funktion eller skadar andra byggnadsverkdelen. Förutom den omedelbara deformationen då lasten påförs skall också beaktas inverkan av lastens varaktighet och variationer, byggnadsverkdelen miljö innefattande temperatur och fuktighet samt materialets långtidsegenskaper.” Däremot fastställs inga råd i fråga om storleken på de deformationer som kan vara acceptabla. I vissa handböcker finns det rekommenderade värde på deformationer för vissa konstruktioner. Bristen på regler för reglering av deformationer kan förklaras med att det är svårt att hitta gränsvärde som skulle fungera generellt. Kostnaderna och funktionskrav av olika slag är också anledning till att i vissa fall accepteras större deformationer än i andra fall.

Två huvudkriterier för begränsning anges här och gränsvärden för nedböjning med hänsyn till respektive kriterium ges på basis av (ISO 4356). De två kriterierna och motsvarande gränsvärden är

- a) Utseende och allmän användbarhet. Beräknad nedböjning under kvasipermanent last  $\leq L/250$ . Överhöjning kan tillgodoräknas men inte överstiga  $L/250$ .

- b) Skador på angränsande konstruktionsdelar. Beräknad tillkommande nedböjning efter byggskedet  $\leq L/500$ . Överhöjningen har ingen effekt på denna begränsning

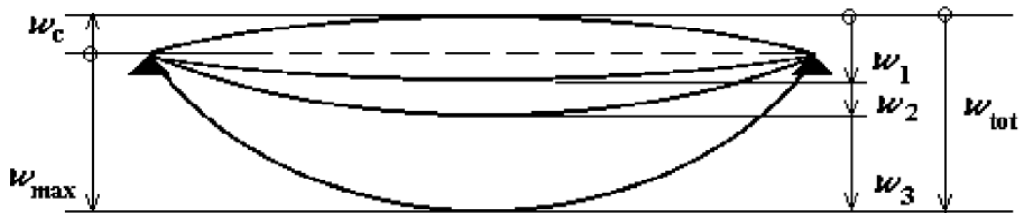
Byggnadsverksdelars sprickbildning skall begränsas i de mån det är nödvändigt för att säkerställa byggnadsverksdelens avsedda funktion och beständighet (Boverket, 2009). I Eurocode 2 föreslås att sprickbredden inte bör överstiga 0.4 mm (Bärverksdelar utan vidhäftande spännarmering) för exponeringsklass X0 och XC1 under Kvasipermanent lastkombination. För exponeringsklasserna X0 och XC1 (vilket gäller i detta fall) har sprickbredden ingen inverkan på beständigheten varför denna gräns är satt med hänsyn till utseende (Eurocode 2, 2005).

Beräknade deformationer för en konstruktion ska kunna användas för att bedöma om de kan accepteras eller ej för det specifika fallet. I de flesta fall är det konstruktören, beställaren eller brukare som ställer dessa krav. I det här fallet sätts gränsen till minst  $L/250$  vilket borde vara rimligt med tanken på rekommendationer från olika byggstandarder.

## 5.2.2 Beräkning av deformationer

Deformationer beräknas för några olika scenarier. Beräkningen utförs först med den mängd armering som är beräknad för brottgränstillstånd, och därefter avgörs vilket tillstånd som är dimensionerande av brott- eller brukgränstillstånd. I efterföljande scenario beräknas deformationerna från olika tidpunkter.

Deformationerna beräknas enligt Eurocode 2 (som beskrivits i kapitel 3.1) genom att använda lastkombinationerna (1-1) och (1-3) som motsvarar uttryck (6.14b) och (6.16b) i Eurocode 2. Deformationer kan beskrivas i ett antal steg som visas i *figur 5-3*.



Figur 5-3 Definition av vertikala deformationer enligt Eurocode 2

$w_c$  överhöjning hos den obelastade bärverksdelen.

$w_1$  initial del av nedböjningen orsakad av den permanenta lasten i den aktuella lastkombinationen.

$w_2$  långtidsdelen av nedböjningen orsakad av permanent last.

$w_3$  tillkommande utböjning som orsakas av variabla laster i den aktuella lastkombinationen.

$w_{tot}$  total nedböjning som erhålls som summas av  $w_1$ ,  $w_2$  och  $w_3$

$w_{max}$  total återstående nedböjning med beaktande av bärverksdelens överhöjning

### Nedböjning

Nedböjning i ett sprucket tvärsnitt med beaktande av dragen betong mellan sprickor beräknas på följande sätt (Eurocode 2, 2005).

$$v = \zeta \cdot v_2 + (1 - \zeta)v_1$$

$v_1$  = Nedböjning beräknad för osprucket tvärsnitt

$v_2$  = Nedböjning beräknad för sprucket tvärsnitt

$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$  Om sprickmomentet  $M_{cr}$  är större än aktuell moment  $M$  är  $\zeta$  noll

och som högst kan  $\zeta$  bli 1. Faktorn  $\beta$  är 1 vid korttidslast och 0.5 vid långtidslast

Böjning vid osprucket tvärsnitt:

$$v_{I,q} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{eff} \cdot I_u} \quad \text{av moment}$$

$$v_{I,cs} = \frac{l^2}{8} \cdot \alpha_e \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{S_u}{I_u} \quad \text{av krympning}$$

$$v_1 = v_{I,q} + v_{I,cs}$$

Böjning vid sprucket tvärsnitt:

$$v_{II,q} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{eff} \cdot I_c} \quad \text{av moment}$$

$$v_{II,cs} = \frac{l^2}{8} \cdot \alpha_e \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \frac{S_c}{I_c} \quad \text{av krympning}$$

$$v_2 = v_{II,q} + v_{II,cs}$$

där:

$$E_{eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} \quad \text{för långtidslast och}$$

$$E_{eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{eff})} \quad \text{för karakteristisk last}$$

Krympningen är 0.42 promille och kryptalet  $\varphi$  är 2.2 enligt *kapitel 2.3*

Effektivt kryptal används för att beräkna direkt på basis av korttidslast med hänsyn till krympning, som relateras till en långtidslast.

$$\text{Effektivt kryptal } \varphi_{eff} = \varphi \cdot \frac{\text{långtidslast}}{\text{korttidslast}} = 2.2 \cdot \frac{15.84}{19.2} = 1.815$$

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Enligt Eurocode 2 kan betongen antas vara osprucken om dragspänningarna inte överstiger  $f_{ctm}$ .

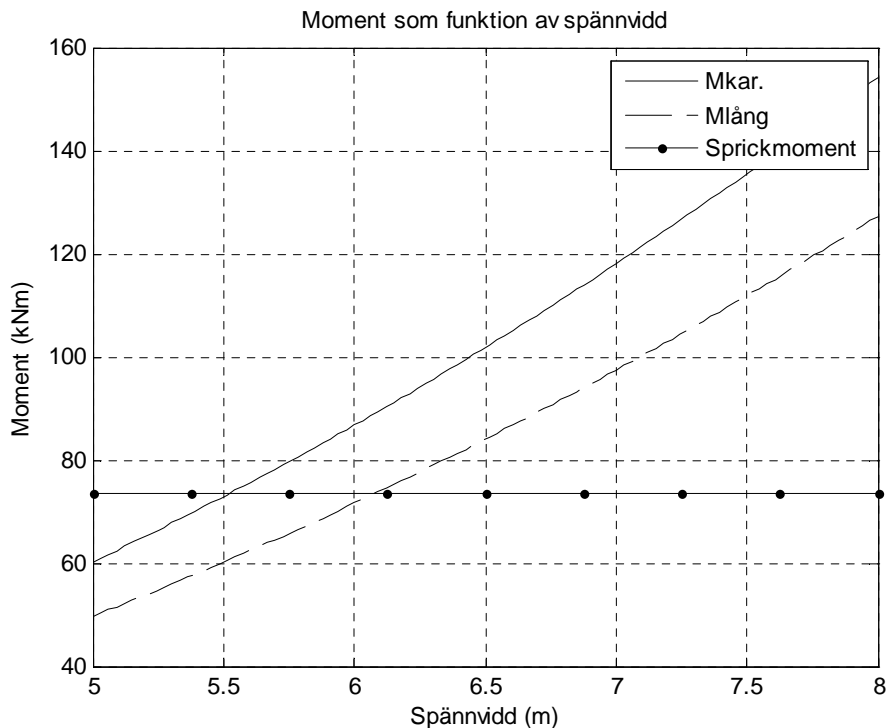
$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 3.8 \cdot 10^3 \cdot \frac{2.4 \cdot 0.22^2}{6} = 73.57 \text{ kNm}$$

Den kvasipermanenta lasten är 15.84 kN/m och karakteristisk last är 19.2 kN/m enligt kapitel 1.

Momenten blir:

$$M_{lång} = \frac{q_{lång} \cdot l^2}{8} \text{ och } M_{kar} = \frac{q_{kar} \cdot l^2}{8}$$

Momentet av kvasipermanent- och karakteristisk last för olika spännvidder jämförs med sprickmomentet i *figur 5-4*



Figur. 5-4. Moment som funktion av spännvidd för karakteristisk och kvasipermanent lastkombination jämfört med sprickmomentet.

Från *figur 5-4* framgår att betongens dragkapacitet överskrids vid en spännvidd på ca 6.1 meter under kvasipermanentlast och 5.5 meter under karakteristisk last.

### 5.2.2.1 Scenario 1

Deformationsberäkningen utförs här med den mängd armering som är framtagen i brottgränstillstånd. Deformationerna beräknas för kvasipermanent lastkombination och karakteristisk lastkombination.

Tvärsnittsdata för respektive spännvidd beräknas med hjälp av bilaga B. Armeringens centrumavstånd för respektive spännvidd har valts enligt *figur 5-2*.

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

**Karakteristisk lastkombination**

Tabell 5-2 Tvärsnittsdata för osprucket och sprucket tvärsnitt ( $\varphi_{eff}=1.815$  för karakteristisklast)

Längd L (m)	$X_u$ (m)	$I_u$ (m <sup>4</sup> )	$S_u \cdot 10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$X_c$ (m)	$I_c \cdot 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	$S_c \cdot 10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )
6.0	0.1110	0.0022	0.1127	0.0504	0.5401	0.1949
6.1	0.1111	0.0022	0.1220	0.0521	0.5761	0.2086
6.2	0.1111	0.0022	0.1220	0.0521	0.5761	0.2086
6.3	0.1111	0.0022	0.1312	0.0538	0.6113	0.2220
6.4	0.1111	0.0022	0.1312	0.0538	0.6113	0.2220
6.5	0.1111	0.0022	0.1404	0.0540	0.6457	0.2352
6.6	0.1112	0.0022	0.1404	0.0540	0.6457	0.2352
6.7	0.1112	0.0022	0.1404	0.0540	0.6457	0.2352
6.8	0.1113	0.0022	0.1497	0.0569	0.6793	0.2481
6.9	0.1113	0.0022	0.1497	0.0569	0.6793	0.2481
7.0	0.1114	0.0022	0.1589	0.0583	0.7122	0.2609

Med hjälp av Eurocode 2 (se kapitel 3, modellbeskrivning) och tvärsnittsdata från *tabell 5-2*, kan deformationerna beräknas och resultatet sammanställs i *tabell 5-3*

Tabell 5-3 Deformationer för olika spännvidd jämfört med gränsvärdet L/250

Spännvidd L (m)	Deformation i bruksgränstillstånd				Motsvarar L/x
	cc-avstånd (mm) s (mm)	$w_1$ (mm)	$w_2 + w_3$ (mm)	$w_{tot}$ (mm)	
6.0	200	3.1	8.0	35.5	L/169
6.1	195	3.3	27.6	37	L/165
6.2	190	3.5	30.5	40	L/155
6.3	180	3.8	32.3	41.5	L/152
6.4	175	4.1	35.1	44.7	L/143
6.5	170	5.0	37.6	46.7	L/139
6.6	165	5.8	38.6	49.5	L/133
6.7	160	6.8	41.1	52.1	L/128.6
6.8	155	7.6	42.1	54.5	L/124.8
6.9	150	8.6	44.7	58	L/119
7.0	145	9.3	45.8	59.6	L/117.5

**Kvasipermanent lastkombination**

Tabell 5-4 Tvärsnittsdata för osprucket och sprucket tvärsnitt (långtidslast  $\varphi=2.2$ )

Längd L (m)	$X_u$ (m)	$I_u$ (m <sup>4</sup> )	$S_u \cdot 10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )	$X_c$ (m)	$I_c \cdot 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	$S_c \cdot 10^{-3}$ (m <sup>3</sup> )
6.0	0.1110	0.0022	0.1127	0.0532	0.6	0.1911
6.1	0.1111	0.0022	0.1220	0.0589	0.7	0.2301
6.2	0.1111	0.0022	0.1220	0.0629	0.8	0.2669
6.3	0.1111	0.0022	0.1312	0.0656	0.9	0.2904
6.4	0.1111	0.0022	0.1312	0.0705	1	0.3353
6.5	0.1111	0.0022	0.1404	0.0705	1	0.3353
6.6	0.1112	0.0022	0.1404	0.0738	1.1	0.3672
6.7	0.1112	0.0022	0.1404	0.0738	1.1	0.3672
6.8	0.1113	0.0022	0.1497	0.0738	1.1	0.3672
6.9	0.1113	0.0022	0.1497	0.0738	1.1	0.3672
7.0	0.1114	0.0022	0.1589	0.0738	1.1	0.3672

Tabell 5-5 Deformationer för olika spännvidd jämfört med gränsvärdet L/250

Spännvidd	Total deformation i bruksgränstillstånd				Motsvarar
	cc-avstånd (mm)	$w_1$	$w_2 + w_3$	$w_{tot}$	
L (m)	s (mm)	(mm)	(mm)	(mm)	L/x
6.0	200	3.1	9.6	12.7	L/472.4
6.1	195	3.3	29	32.3	L/189
6.2	190	3.5	32	35.5	L/175
6.3	180	3.8	33.7	37.5	L/168
6.4	175	4.1	36.6	40.7	L/157
6.5	170	5.0	37.7	42.7	L/152
6.6	165	5.8	40.3	46.1	L/143.2
6.7	160	6.8	42.8	49.6	L/135
6.8	155	7.6	44	51.6	L/131.8
6.9	150	8.6	46.6	55.2	L/125
7.0	145	9.3	47.9	57.2	L/122.4

Betongen spricker vid olika spännvidder beroende på vilken lastkombination som används. För kvasipermanent lastkombination är brottgränstillstånd dimensionerande upp till 6.1 m (se tabell 5-5) medan för karakteristisk lastkombination är det bara till 5.6 m spännvidd, se figur 5-4.

### 5.2.2.2 Scenario 2

Deformationerna som tillkommer efter 14 dygns ålder beräknas med antagande att innerväggarna monteras en vecka efter att plattorna har monterats. Plattorna monteras 7 dygn efter tillverkning.

Deformationerna som uppstår under de första 14 dyggen på grund av egentyngd, pågjutning, krypning och krympning kan kompenseras av överhöjningen. Armeringen anpassas också så att minst gränsen  $L/250$  uppfylls med utgångspunkt från *tabell 5-2*.

I överhöjningen ingår den momentana nedböjningen från egentyngd och pågjutning samt långtidsdelen av nedböjningen orsakad av permanent last, krypning och krympning fram till 14 dygn. Krympningen under denna tid är 0.097 promille och motsvarande kryptal är 0.74, *se figur 2-11*. Last från egentyngd och på gjutning är 14.4 kN/m

Deformation som kan orsaka skador på andra byggnadsdelar blir  $w_{\max} = w_{\text{tot}} - w_c$  och denna skall understiga  $L/250$ .

#### **Total deformation vid pålastning 7 dygn**

Tvärsnittsdata för respektive spännvidd beräknas med hjälp av bilaga B och föreslaget centrumavstånd för armeringen enligt *tabell 5-6 och 5-8*.

#### **Karakteristisk lastkombination**

Tabell 5-6 Armeringscentrumavstånd och elementens tvärsnittsdata

Längd (m)	Armerings cc avstånd (mm)	$I_u$ ( $m^4$ )	$S_u \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )	$I_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^4$ )	$S_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )
6.0	100	0.0022	0.1127	0.9352	0.3447
6.1	100	0.0022	0.1404	0.9352	0.3447
6.2	100	0.0022	0.1681	0.9352	0.3447
6.3	100	0.0022	0.1864	0.9352	0.3447
6.4	100	0.0022	0.2228	0.9253	0.3447
6.5	100	0.0022	0.2228	0.9352	0.3447
6.6	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.7	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.8	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.9	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
7.0	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

De totala nedböjningarna sammanställs i *tabell 5-7*.

Tabell 5-7 total nedböjning för olika spännvidder

L (m)	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_{tot}$ (mm)	25.9	27.9	30.0	32.2	34.4	36.8	37.3	39.7	42.1	44.7	47.3

Kvasipermanent lastkombination

Tabell 5-8 Armeringscentrumavstånd och elementens tvärsnittsdata

Längd (m)	Armerings cc avstånd (mm)	$I_u$ ( $m^4$ )	$S_u \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )	$I_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^4$ )	$S_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )
6.0	200.0	0.0022	0.1127	0.5400	0.1948
6.1	170.0	0.0022	0.1404	0.6457	0.2352
6.2	140.0	0.0022	0.1681	0.7444	0.2734
6.3	120.0	0.0022	0.1864	0.8070	0.2979
6.4	100.0	0.0022	0.2228	0.9253	0.3447
6.5	100.0	0.0022	0.2228	0.9352	0.3447
6.6	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.7	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.8	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
6.9	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781
7.0	90.0	0.0022	0.2499	1.0086	0.3781

De totala nedböjningarna sammanställs i *tabell 5-9*.

Tabell 5-9 total nedböjning för olika spännvidder

L (m)	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_{tot}$ (mm)	12.7	30.4	30.8	32.2	32.5	35.0	35.9	38.4	41.0	43.6	46.3



**Deformationer efter 14 dygn och pålastning vid 7 dygn**

Initial nedböjning(kortidsdeformation) av permanent last utan hänsyn till krympning och krypning. Beräkningarna utförs med hjälp av Eurocode 2 som beskrivits ovan och  $\beta$  -faktorn sätts till 1. Tvärsnittsdata enligt *tabell 5-10* ger initialnedböjningen i *tabell 5-11*

Tabell 5-10 tvärsnittsdata för beräkning av initial nedböjning

Spännvidder och tröghetsmoment för sprucket och osprucket stadium											
L (m)	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$I_u \cdot 10^{-3}$ ( $m^4$ )	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24
$I_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^4$ )	0.22 4	0.27 3	0.319 1	0.349 2	0.40 7	0.40 7	0.44 9	0.449 5	0.449 5	0.449 5	0.449 5

Tabell 5-11 Initial nedböjning

Spännvidd i meter	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_i$ (mm)	3.1	3.3	3.5	3.7	4	5.4	6.5	7.9	9.3	10.8	11.9

Långtidsdelen av nedböjningen orsakad av permanent last samt krympning och krypning under en vecka efter montage av plattor. Krympningen är 0.0764 promille och motsvarande kryptal under denna tid är 0.74, *se figur 2-11*. Beräkningarna utförs med hjälp av Eurocode 2 som beskrivit ovan och  $\beta$  -faktorn sätts till 0.5.

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Tvårsnittsdata enligt *tabell 5-12* ger långtidsnedböjning av egentygnd fram till två veckors ålder, *se tabell 5-13*

Tabell 5-12 tvärsnitts data med kryptal 0.74

Längd (m)	$I_u$ ( $m^4$ )	$S_u \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )	$I_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^4$ )	$S_c \cdot 10^{-3}$ ( $m^3$ )
6.0	0.0022	0.1127	0.3622	0.208
6.1	0.0022	0.1404	0.4370	0.2530
6.2	0.0022	0.1681	0.5080	0.2970
6.3	0.0022	0.1864	0.5320	0.3230
6.4	0.0022	0.2228	0.6401	0.3770
6.5	0.0022	0.2228	0.6401	0.3770
6.6	0.0022	0.2499	0.7020	0.4157
6.7	0.0022	0.2499	0.7200	0.4157
6.8	0.0022	0.2499	0.7200	0.4157
6.9	0.0022	0.2499	0.7200	0.4157
7.0	0.0022	0.2499	0.7200	0.4157

Tabell 5-13 Tillkommande deformationer under en veckas period

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_{till}$ (mm)	2.5	2.7	2.9	3.1	12.7	12.9	12.1	12.4	12.7	12.3	12.6

Den skattade överhöjningen blir  $w_c = w_1 + w_{till}$ . Resultatet sammanställts i *tabell 5-14*

Tabell 5-14 Överhöjning för respektive spännvidd

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_c$ (mm)	5.6	6	6.4	6.8	17	18.3	18.6	20.3	22	23.1	24.5

Den skattade överhöjningen för olika spännvidder framgår från *tabell 5-14*. Överhöjningen avrundas samt ökas lite med tanken på arbetsutförandet vilket blir:

Tabell 5-15 Överhöjning för olika spännvidder för karakteristisk och kvasipermanent lastkombination

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_c$ (mm)	10	10	10	10	20	20	20	20	25	25	25

Det tillkommande deformation efter överhöjningen blir  $w_{max} = w_{tot} - w_c$ . Resultatet sammanställts i *tabell 5-16 och 5-17*

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Karakteristisk lastkombination

Tabell 5-16 Tillkommande deformationer efter överhöjning

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_{\max}$ (mm)	15.9	17.9	20	22.2	14.4	16.8	17.3	19.7	17.1	19.7	22.3
Mots.	<b>L/377</b>	<b>L/341</b>	<b>L/310</b>	<b>L/284</b>	<b>L/444</b>	<b>L/387</b>	<b>L/382</b>	<b>L/340</b>	<b>L/398</b>	<b>L/350</b>	<b>L/313</b>

Kvasipermanent lastkombination

Tabell 5-17 Tillkommande deformationer efter överhöjning

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
$w_{\max}$ (mm)	12.7	20.4	20.8	22.2	12.5	15	15.9	18.4	16	18.6	21.3
Mots.	<b>L/472</b>	<b>L/300</b>	<b>L/298</b>	<b>L/284</b>	<b>L/512</b>	<b>L/433</b>	<b>L/415</b>	<b>L/355</b>	<b>L/425</b>	<b>L/371</b>	<b>L/328</b>

## 6 Slutsatser och rekommendationer

Av tabell 6-1 och 6 -2 framgår att det finns möjlighet att öka bjälklagets spännvidd från 6 meter under vissa förutsättningar. Förutsättningarna är att betongen belastas första gången en vecka efter tillverkningen samt att bärverksdelar som innerväggar som kan skadas av stora deformationer monteras i byggnaden minst en vecka efter montage av plattorna.

Föreslaget centrumavstånd för armeringen i tabell 6-2 rekommenderas för byggnader där känsliga föremål och konstruktioner inte förekommer. Sådana föremål kan vara maskiner och konstruktioner med glaspartier. I sådana fall rekommenderas att använda armeringsmängd enligt tabell 6-1.

Det finns också möjlighet att minska armeringen i plattorna för spännvidder upp till 6 meter (Kvasipermanent lastkombination) jämfört med tidigare. För exempelvis 6 metersplattan med nuvarande centrumavstånd mellan armeringsstängerna på 145 mm kan detta ökas till 200 mm. Anledningen till detta är att en högre draghållfasthet har använts, i detta fall medelvärdet av draghållfastheten. Skälet till detta val är att i verkligheten ligger draghållfastheten nästan alltid högre än 5 % fraktilsvärdet på draghållfastheten (som anges i normerna), samt att Eurocode 2 säger att man får en bättre uppskattning av verkligheten om medelvärdet på draghållfastheten används vid beräkningar. Dessutom har man en reserv för en tunn platta, eftersom böjdraghållfastheten är högre.

Beräkningar för spännvidder större än 7 meter har inte utförts. Anledningen är att företaget Betong och Smide inte vill ändra på armeringsdimensionen som är 12 mm. Detta leder till att stora armeringsmängder behövs med orimliga centrumavstånd med tanke på arbetsutförandet.

### Karakteristisk lastkombination

Tabell 6-1 Föreslaget centrumavstånd för armering och överhöjning för respektive spännvidd

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
cc-avstånd	100	100	100	100	100	100	90	90	90	90	90
Överhöjning	10	10	10	10	20	20	20	20	25	25	25

### Kvasipermanent lastkombination

Tabell 6-2 Föreslaget centrumavstånd för armering och överhöjning för respektive spännvidd

	Spännvidd (m)										
	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7
cc-avstånd	200	170	140	120	100	100	90	90	90	90	90
Överhöjning	10	10	10	10	20	20	20	20	25	25	25

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

## 7 Litteraturförteckning

Andrew S. Dixon, Eugene J. O'brien (1995) Reinforced and Prestressed Concrete Design, The Complete Process, Longman Scientific & Technical, Dublin.

Arne Hillerborg (1997): Deformationer under last, Betonghandbok-material utgåva 2, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm.

Björn Engström (2004), Beräkning av förspända konstruktioner, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Boverket, Byggavdelning, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK04, Stockholm, 2004

Eurocode 0 (2002) Basis of structural design ,utgåva 1, CEN

Eurocode 1 (2001) Actions on Structures -Part 1-1: Genral actions-Densities,self-weight, imposed loads for buildings ,CEN.

Eurocode 2 (2005), Design of concrete strutures-Part 1-1: Genral rules and rules for bildings, CEN

Göran Fagerlund (1999) Krympning och krypning , Betong i ett LivsCykelPerspektiv, Studentlitteratur, Lund.

Göran Fagerlund (oktober 2009) Cement, Lund.

Jan-Erik Jonasson (1997): Krympning hos hårdnad betong, Betonghandbok-material utgåva 2, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm.

Tord Isaksson, Annika Mårtensson, Sven Thelandersson (2005) Byggkonstruktion, Tabell- och formellsamling, Studentlitteratur, Lund.

ISO4356 (1977): Deformation of Buildings at Serviceability Limit States, Basis of the Design of structures, Edition november.

Robert Larsson (oktober 2009) Cementtyp [Intervju], Lund.

R. L. Vollum and N. Afshar (2009), Influence of construction loading on deflections in reinforced concrete slabs, Imperial College London, *Magazine of Concrete Research* , 61, No. 1

StruSoft (2001), Manual Ramanalys 5.3, Structural Design Software.

## 8 Bilaga A

### 8.1 Ekvation för beräkning av kryptal

Krypkoefficienten  $\varphi(t, t_0)$  beräknas enligt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (8-1)$$

där

$\varphi_0$  är det nominella kryptalet som kan uppskattas enligt följande

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (8-2)$$

$\varphi_{RH}$  är faktor som beaktar inverka av relativa fuktigheten

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{för } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (8-3)$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{för } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (8-4)$$

RH är relativ luftfuktighet i omgivande miljö[%]

$\beta(f_{cm})$  är faktor som beaktar inverkan av betongens hållfasthet

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (8-5)$$

$f_{cm}$  är betongens medeltryckhållfasthet vid 28 dygns ålder [MPa]

$\beta(t_0)$  är faktor som beaktar inverkan av betongens ålder vid pålastning  $t_0$ .

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (8-6)$$

$h_0$  är bärverksdelens ekvivalenta tjocklek[mm].

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (8-7)$$

$A_c$  är tvärsnittsarean =  $2400 \cdot 220 = 527120 \text{ mm}^2$

$u$  är den del av tvärsnittets omkrets som är i kontakt med luft  
=  $2 \cdot 2400 = 4792 \text{ mm}$

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

$\beta_c(t, t_0)$  är en koefficient som beskriver krypningens utveckling med tiden efter pålastning och som kan beräknas enligt följande:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (8-8)$$

$t$  är betongens ålder vid betraktad tidpunkt (dygn)

$t_0$  är betongens ålder vid pålastning (dygn)

$t - t_0$  är det ojusterade värdet på belastningens varaktighet, i dygn

$\beta_H$  är en koefficient som beror på den relativa luftfuktigheten (RH %) och på bärverksdelens ekvivalenta ( $h_0$  i mm).

Koefficienten kan beräknas enligt:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,0012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{för } f_{cm} \leq 35 \quad (8-9)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,0012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{för } f_{cm} > 35 \quad (8-10)$$

$\alpha_{1/2/3}$  är koefficienter som beaktar inverkan av betongens hållfasthet:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (8-11)$$

Inverkan av använd cementtyp på betongens kryptal kan beaktas genom att modifiera åldern vid pålastning  $t_0$  i uttryck (8-6) enligt följande:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (8-12)$$

där:

$t_{0,T}$  är temperaturjusterat värde på betongens ålder vid pålastning [dygn] enligt uttryck 8-13. I detta fall sätts lika med det ojusterade värdet alltså  $t_0$ . Antagande görs på grund av lite information om produktionen.

$\alpha$  är exponent som beror på cementtyp:  
 = -1 för långsamhärdande cement (cementklass S)  
 = 0 för normalt härdande cement (cementklass N)  
 = 1 för snabbhärdande cement (cementklass R)

Effekten av temperaturen i betongen innan belastning beaktas genom att modifiera åldern på betongen enligt följande uttryck



Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (8-13)$$

där:

$t_{0,T}$  är betongens temperaturjusterade ålder som ersätter  $t$  i motsvarande uttryck

$T(\Delta t_i)$  är temperaturen under tidsintervallet  $\Delta t_i$  ( $^{\circ}C$ )

$\Delta t_i$  är antalet dygn under vilka temperaturen  $T$  råder.

### 8.1.1 Ekvation för beräkning av krympning orsakad av uttorkning

Uttorkningskrympning  $\varepsilon_{cd}$  beräknas som

$$\varepsilon_{cd,0} = \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (8-14)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad \text{för } RH \leq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (8-15)$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \quad \text{för } RH \geq 99\% \cdot \beta_{sl} \quad (8-16)$$

$$\beta_{sl} = \left( \frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \quad (8-17)$$

Där:

$f_{cm}$  medeltryckhållfastheten (MPa)

$f_{cm0} = 10$  MPa

$\alpha_{ds1}$  koefficient som beror på cementtyp  
 = 3 för långsam härdande cement (cementklass S)  
 = 4 för normalt härdande cement (cementklass N)  
 = 6 för snabbt härdande cement (cementklass R)

$\alpha_{ds2}$  koefficient som beror på cementtyp  
 = 0.13 för långsam härdande cement (cementklass S)  
 = 0.11 för normalt härdande cement (cementklass N)  
 = 0.12 för snabbt härdande cement (cementklass R)

$h_0 = 220$  mm

$RH_0 = 100$  %

### 8.1.2 Ekvation för beräkning av krympning vid tiden t

Den totala krympningen består av uttorkningskrympning och autogen krympning.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (8-18)$$

där:

$\varepsilon_{cs}$	total krympning
$\varepsilon_{cd}$	uttorkningskrympning
$\varepsilon_{ca}$	autogen krympning

Uttorkningskrympningens tillväxt med tiden erhålls ur:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,o} \quad (8-19)$$

där

$k_h$  är en koefficient som beror på den fiktiva tjockleken  $h_0$  enligt (Eurocode 2, 1992)  $h_0 = 220\text{mm}$  ger  $k_h = 0.83$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (8-20)$$

där:

t	är betongens ålder vid betraktad tidpunkt (dygn)
$t_s$	är betongens ålder vid uttorkningens början (dygn)

Den autogena krympningen erhålls ur:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (8-21)$$

där

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (8-22)$$

och

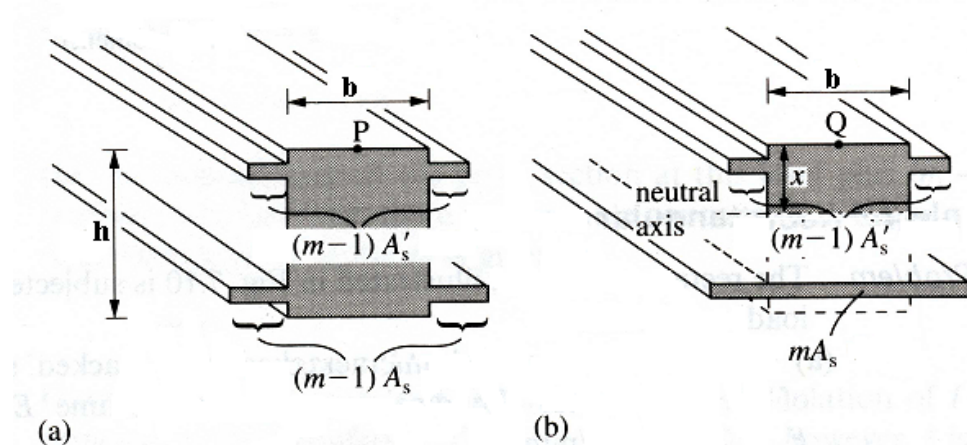
$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (8-23)$$

Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

## 9 Bilaga B

### 9.1 Tvärsnittsdata

Beräkningen görs med hjälp av figur 9-1



Figur. 9-1 . Modell för beräkning av tvärsnittsdata. a) osprucket b) sprucket (Dixon, 1995)

där

$$b = 2396 \text{ mm} \quad h = 220 \text{ mm} \quad s = 145 \text{ mm} \quad A_s = \frac{b}{s} \cdot (\pi \cdot 12^2 / 4) = 1922,65 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 6 \cdot (\pi \cdot 12^2 / 4) = 678,6 \text{ mm}^2.$$

$$m = \frac{(1 + \varphi) \cdot E_s}{E_c}$$

Osprucket tvärsnitt (index u):

$$\text{Total ekvivalentarea } A_{totl} = b \cdot h + (m-1) \cdot A_s + (m-1) \cdot A_s'$$

Moment runt P:

$$A_{totl} \cdot X_u = b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (m-1) \cdot A_s \cdot d + (m-1) \cdot A_s' \cdot d'$$

$$X_u = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (m-1) \cdot A_s \cdot d + (m-1) \cdot A_s' \cdot d'}{A_{totl}}$$

och det ger:

$$I_u = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left( \frac{h}{2} - X_u \right)^2 + (m-1) [A_s (d - X_u)^2 + A_s' (X_u - d')^2]$$

$$S_u = A_s (d - X_u) + A_{s2} (X_u - d_2)$$

Sprucket tvärsnitt (index c):

$$\text{Total ekvivalentarea } A_{totl} = b \cdot X_c + m \cdot A_s + (m-1) \cdot A_s'$$

## Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag

Moment runt Q:

$$A_{totII} \cdot X_c = b \cdot X_c \left( \frac{X_c}{2} \right) + m \cdot A_s \cdot d + (m-1) \cdot A'_s \cdot d'$$

och det ger:

$$I_c = \frac{b \cdot (X_c)^3}{12} + b \cdot X_c \cdot \left( \frac{X_c}{2} \right)^2 + m \cdot A_s (d - X_c)^2 + (m-1) \cdot A'_s (X_c - d')^2$$

$$S_c = A_s (d - X_c) + A'_s (X_c - d')$$

### Beteckning

$A_s$  = dragen armeringsarea

$s$  = är centrumavstånd mellan armering stängarna

$A'_s$  = tryckta armeringsarea

$b$  = bredd

$d$  = effektiv höjd från betongens överkant till dragna armeringens tyngdpunkt.

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 220 - 20 - \frac{12}{2} = 194 \text{ mm}$$

$d'$  effektiv höjd från betongens överkant till tryckta armeringens tyngdpunkt

$$d' = c + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{12}{2} = 26 \text{ mm}$$

$h$  bjälklagets tjocklek

$m$  förhållande mellan elasticitetsmoduler för stål och betong med hänsyn till krypning.

$S_u$  Statiskt moment för osprucket tvärsnitt.

$I_u$  tröghetsmoment för osprucket tvärsnitt

$X_u$  neutrala lagrets läge för osprucket tvärsnitt

$S_c$  Statiskt moment för sprucket tvärsnitt.

$I_c$  tröghetsmoment för sprucket tvärsnitt

$X_c$  neutrala lagrets läge för sprucket tvärsnitt