



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R56:1984**

**Betong och betongkonstruk-  
tioner i tidig ålder**

**Jan Byfors  
Torsten Jönsson  
Rickard Wilson**

INSTITUTET FÖR BYGGDOKUMENTATION	
Accnr	Plac <i>Ser</i>

*R  
AM*

**Byggeforskningsrådet**

R56:1984

BETONG OCH BETONGKONSTRUKTIONER  
I TIDIG ÅLDER

Jan Byfors  
Torsten Jönsson  
Rickard Wilson

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag  
800890-4 från Statens råd för byggnadsforskning  
till Cement- och betonginstitutet, Stockholm

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R56:1984

ISBN 91-540-4136-8

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm



## FÖRORD

Föreliggande rapport är resultatet av ett samprojekt som bedrivits i Sverige under perioden 1975-81. Detta samprojekt har omfattat följande tre delprojekt.

- I     Betongens materialegenskaper i tidig ålder. Utfört vid Cement- och Betonginstitutet under ledning av Jan Byfors.
- II    Armerad betong i tidig ålder. Utfört vid Inst för Betongbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, under ledning av Rickard Wilson.
- III   Lastoberoende sprickbildning. Utfört vid Inst för Brobyggnad, Kungl. Tekniska Högskolan, under ledning av Torsten Jönsson (Sköld).

Projektet har samordnats genom en styrgrupp bestående av

Direktör K-E Bowin, ABV	(ordf)
Professor S-G Bergström, CBI	
Professor M Lorentsen, KTH	
Professor A Losberg, CTH	

Projektet har finansierats av BFR och Stiftelsen Svensk Betongforskning gemensamt.



# INNEHÅLL

<u>Beteckningar</u>	<u>Sidan</u>
1. INLEDNING	7
2. BETONGENS MATERIALEGENSKAPER	11
2.1 Inledning	11
2.2 Tryckhållfasthet	11
2.2.1 Allmänt	11
2.2.2 Cement	12
2.2.3 Hållfasthetsklass, $f_K$	12
2.2.4 Tillsatsmedel	13
2.2.5 Temperatur	15
2.2.6 Andra faktorer	15
2.2.7 Uppnådd tryckhållfasthet, $(f_K)_A$	16
2.3 Draghållfasthet	17
2.4 Deformationsegenskaper	17
2.4.1 Korttidsdeformation	17
2.4.2 Krypning	19
2.5 Termiska egenskaper	21
2.6 Fuktmekaniska egenskaper	22
2.7 Indikeringsmetoder	22
2.7.1 Allmänt	22
2.7.2 Temperaturmätning (mognadsfunktion)	23
2.7.3 Ultraljudhastighet	24
2.7.4 TNS-prov	25
2.7.5 LOK-prov	26
2.7.6 Objekt kub (formrivningsprov)	26
2.8 Exempel	27
3. ARMERAD BETONG	30
3.1 Inledning	30
3.2 Rekommenderade beräkningsförutsättningar	30
3.2.1 Allmänt	30
3.2.2 Uppnådd karakteristisk tryckhållfasthet $(f_{cck})_A$	31
3.2.3 Uppnådd karakteristisk draghållfasthet $(f_{ctk})_A$	32
3.2.4 Uppnådd vidhäftningshållfasthet samt $(\Delta f_b)_A$ för kamstänger	32
3.2.5 Betongens E-modul	34
3.2.6 Betongens arbetskurva	34
3.2.7 Ändförankring vid ej tvärkraftsarmerad konstruktion	35
3.2.8 Omlottskarvning	35
3.2.9 Kommentar	35
3.3 Deformation	37
3.3.1 Val av beräkningsmetod	37
3.3.2 Föreslagen beräkningsmetod	38
3.3.3 Långtidsförsök med betongplattor	43
3.3.4 Uppskattning av slutlig nedböjning från mätningar gjorda på arbetsplatsen	44
3.3.5 Exempel	45

	<u>Sidan</u>	
3.4	Sprickbildning vid tidig pålastning	49
3.5	Hållfasthet vid formrivning	50
3.6	Tidig överbelastning	53
3.6.1	Påtvingad förskjutning, armering	53
3.6.2	Påtvingad deformation, armerad balk	54
4.	LASTBEROENDE SPRICKBILDNING	55
4.1	Inledning	55
4.2	Sättsprickor	56
4.2.1	Allmänt	56
4.2.2	Sprickor av sättning	58
4.2.3	Åtgärder mot sättsprickor	59
4.3	Sprickor av plastisk krympning	60
4.3.1	Allmänt	60
4.3.2	Sprickor av plastisk krympning	62
4.3.3	Åtgärder mot sprickor av plastisk krympning	62
4.4	Temperatursprickor	64
4.4.1	Allmänt	64
4.4.2	Temperaturinverkande faktorer	65
4.4.3	Sprickor av temperaturvariationer	67
4.4.4	Åtgärder mot temperatursprickor	69
4.5	Teoretisk bestämning av lastoberoende påkänningar	74
4.5.1	Allmänt	74
4.5.2	Modellbeskrivning	75
4.5.3	Beräkning av påkänningsförlopp	76
	FIGURER	78-144
	LITTERATUR	145

## BETONG OCH BETONGKONSTRUKTIONER I TIDIG ÅLDER

### 1. INLEDNING

Det förekommer många områden inom betongtekniken där man önskar utnyttja betongen i tidig ålder. Det kan vara t ex tidig formrivning, glidformsgjutning, undvikande av temperatursprickbildning. Begränsande för ett effektivt utnyttjande av betongen i tidig ålder är bl a det kunskapsunderlag som föreligger, vilket länge varit otillfredsställande. Under senare år har dock kunskapen om betong i tidig ålder högst väsentligt ökat. Föreliggande rapport vill därför på ett kortfattat sätt sammanfatta den kunskap vi idag har om betong och betongkonstruktioner i tidig ålder och vänder sig till såväl konstruktörer som till byggare.

Skall betongen utnyttjas i tidig ålder krävs att såväl konstruktörer som planerare och byggare har erforderliga hjälpmedel och kunskaper. Låt oss belysa detta genom att betrakta t ex fallet med tidig formrivning. Har konstruktören beräkningsprinciperna för betongkonstruktioner i tidig ålder kan han beräkna den erforderliga hållfastheten som betongen måste ha uppnått före formrivningen, se FIG 1.1. På basis av denna hållfasthet och med kännedom om betongens hårdnandeförlopp kan sedan planeraren uppskatta formrivningstiden och därmed erforderlig formpark. Eventuellt finner kanske planerare att formrivningstiden blir oacceptabelt lång och ber därför konstruktören genomföra förnyade beräkningar med något förändrade förutsättningar, t ex ökad hållfasthetsklass eller armeringshalt. Slutligen fastställs en formrivningstid som byggaren får till sin uppgift att uppnå. På arbetsplatsen kommer dock betongens hårdnande att vara starkt beroende av lufttemperaturen, varför byggaren måste tillgripa någon eller några metoder med vars hjälp han kan påverka och styra hårdnandeförloppet. Det kan t ex röra sig om

olika intäckningar eller utnyttjande av tillsatsmedel. För detta måste även byggaren ha kännedom om de faktorer som påverkar betongens hårdnande. Vidare måste man på arbetsplatsen ha tillgång till s k indikeringsmetoder med vars hjälp man kan följa hårdnandet då egenskaperna snabbt förändras.

Av denna beskrivning av tillvägagångssättet vid tidig formrivning framgår att konstruktörer måste ha tillgång till beräkningsregler avsedda för betong i tidig ålder. Vidare måste egenskapsförloppen vara kända, såväl hållfasthetstillväxt som andra egenskapers förlopp, samt de faktorer som påverkar förloppet. Slutligen måste föreligga s k indikeringsmetoder för uppföljning och styrning av hårdnandet.

Av ovan framgår alltså att betong i tidig ålder innefattar:

- egenskapsförlopp och inverkan faktorer
- beräkningsprinciper för dimensionering
- indikeringsmetoder

och behandlas i de två efterföljande avsnitten i denna rapport. Avsnittet om beräkningsprinciper, kap 3, är kopplat till regler som anges i BBK 79. Utgångspunkten är att om möjligt använda sedvanliga beräkningsregler, men i de fall detta inte är möjligt redovisas här regler avsedda för kontroll av bärförmågan hos eller eventuell dimensionering av betongkonstruktioner som belastas i tidig ålder.

Kunskap om betong och betongkonstruktioners egenskaper och funktion i tidig ålder har flera tillämpningsområden. Förutom tidig formrivning kan nämnas:

- glidformsgjutning
- samverkande påggjutningar
- tidig uppspanning
- lastoberoende sprickbildning

Med lastoberoende sprickbildning innefattas sättsprickor, plastiska krympsprickor och temperatursprickor. För dessa typer av sprickbildning är betongens egenskaper och funktion i tidig ålder av avgörande betydelse. För att kunna minska eller eliminera risken för lastoberoende sprickor krävs att man känner orsaken till sprickornas uppkomst och olika faktorerers inverkan. Lastoberoende sprickbildning behandlas i kap 4 i denna rapport.

Det kan vara på sin plats att kort belysa innebörden av tidig ålder. Någon exakt definition är inte möjlig att ge då tidig ålder i vissa fall kan avse de första timmarna, i andra fall de första dyggen och kanske till och med de första veckorna. Helt avgörande är den aktuella situationen, dvs konstruktionstyp, betongsammansättning, härdningsförhållande och vad som skall uppnås. Vid gjutning av bjälklag i varmt klimat kan den tidiga åldern avse den period under vilken risk för plastiska krympsprickor föreligger. Å andra sidan kan tidig ålder vara så länge formarna måste sitta kvar på en massiv konstruktion för att ytsprickor skall undvikas, dvs flera dygn.

En annan viktig orsak till att innebörden av tidig ålder starkt varierar är att olika hårdnandeförlopp kan föreligga. Hårdnandet påverkas av faktorer såsom cement, betongsammansättning, temperatur.

I FIG 1.2 ges en schematisk bild av hårdnandeförloppet. Detta förlopp kan indelas i följande fyra faser.

- färsk betong
- betong i tidig ålder
- "nästan" hårdnad betong
- hårdnad betong

Betong betraktas som färsk fram till tillstyvnandet och har i detta skede stor formbarhet. Efter några timmar



tillstyvna betongen och dess formbarhet blir starkt reducerad. Hårdnandet har påbörjats och därmed betongens tidiga ålder. Betongens egenskaper förändras i tidig ålder mycket snabbt. Efter något eller några dygn är däremot denna förändring av egenskaperna inte längre lika snabb. Betongen har nu uppnått egenskaper som är snarlika den hårdnade betongens, men dessa har inte nått samma nivå. Efter några veckor kan betongen betraktas som hårdnad.

Med betongens tidiga ålder menar vi här perioden från betongens tillstyvnande och något eller några dygn framåt.

## 2 BETONGENS MATERIALEGENSKAPER

### 2.1 Inledning

Detta kapitel behandlar betongens materialegenskaper i tidig ålder, dvs betongens mekaniska egenskaper (hållfasthet och deformation), termiska egenskaper och mycket begränsat fuktmekaniska egenskaper. Vidare behandlas metoder med vars hjälp betongens hårdnande och då främst hållfasthetstillväxten, kan följas. Sådana metoder benämns indikeringsmetoder. Avsnittet avslutas med några exempel som visar hur de redovisade figurerna kan utnyttjas.

Som redan nämnts är avsikten med denna rapport inte att redovisa försöksresultat utan i stället ge egenskaps-samband som kan ligga till grund för praktisk tillämpning. De redovisade egenskapssambanden är medelkurvor huvudsakligen baserade på försöksresultat som redovisats i Byfors /1980/.

För dimensionering av betongkonstruktioner i tidig ålder erfordras beräkningsförutsättningar för materialegenskaperna. Då dessa beräkningsförutsättningar är starkt kopplade till de i kap 3 redovisade beräkningsreglerna ges även de rekommenderade beräkningsförutsättningarna för materialegenskaperna i kap 3 (3.2.1).

### 2.2 Tryckhållfasthet

#### 2.2.1 Allmänt

Det har visat sig att man med god approximation kan uttrycka de mekaniska egenskaperna i tidig ålder som funktion av enbart tryckhållfastheten, se Byfors /1980/. Känner vi tryckhållfastheten vid en viss tidpunkt, t ex bestämd med hjälp av en indikeringsmetod, kan vi alltså även uppskatta övriga mekaniska egenskaper.

Tryckhållfasthetens tillväxt i tidig ålder (de första dygnen) påverkas i första hand av

- cement
- hållfasthetsklass (vattencementtal)
- tillsatsmedel
- temperatur

### 2.2.2 Cement

I Sverige har vi idag (1982) tre olika typer av cement, standardcement (Std), snabbhårdnande cement (SH) och ett långsamhårdnande cement (LH) som benämns Massivcement. Massivcementet är ett slaggcement med ca 65% slagg. Övriga cementtyper är rena Portlandcement. Std-cement tillverkas vid tre olika fabriker, Slite, Skövde och Degerhamn.

Såväl cementtyp som cementfabrikat påverkar betongens hållfasthetstillväxt. I FIG 2.1 redovisas de svenska cementens hållfasthetstillväxt (cementhållfasthet). Som framgår av figuren är skillnaden mellan de tre Std-cementen relativt liten, dvs inverkan av fabrikat är i Sverige av mindre betydelse med undantag av den mycket tidiga hållfasthetstillväxten.

### 2.2.3 Hållfasthetsklass, $f_k$

Ju högre betongens hållfasthetsklass är desto högre är även hållfastheten i tidig ålder. Hög hållfasthetsklass motsvaras av ett lågt vattencementtal, vct. Den principiella inverkan av vct visas i FIG 2.2, ur vilken framgår att vct inte nämnvärt påverkar när hållfasthetstillväxten börjar, men att ett lågt vct medför en snabbare hållfasthetstillväxt.

Tryckhållfasthetens tillväxt för olika hållfasthetsklasser kan uppskattas med hjälp av s k tendenskurvor

för betong med Std- resp SH-cement, se FIG 2.3 och FIG 2.4. FIG 2.3 är genomsnittskurvor för de tre olika Std-cementen. FIG 2.3b och 2.4b är en uppförstoring av det mycket tidiga skedet.

Då tendenskurvorna är genomsnittskurvor, kan avvikelser förekomma i det enskilda fallet. Kurvorna skall därför utnyttjas med beaktande av en viss säkerhetsmarginal. Observera vidare att kurvorna gäller vid betongtemperaturen 20°C. Om andra temperaturer förekommer måste detta beaktas med sk mognadsfunktioner, se kap 2.7.2. Några tendenskurvor för Massivcement föreligger inte idag.

#### 2.2.4 Tillsatsmedel

Nästan alla betongtillsatsmedel påverkar hållfasthetstillväxten i någon grad. I första hand är det dock accelererande och retarderande tillsatsmedel som påverkar hållfasthetstillväxten i tidig ålder.

##### Accelererande tillsatsmedel

Det idag vanligaste accelererande tillsatsmedlet är  $\text{CaCl}_2$ . Detta kan dock ge upphov till armeringskorrosion varför det även finns  $\text{CaCl}_2$ -fria acceleratorer.

Effekten av  $\text{CaCl}_2$  på betongens hållfasthetstillväxt påverkas av

- dosering
- cement
- temperatur

Enligt de svenska betongbestämmelserna får  $\text{CaCl}_2$  inte tillsättas i större mängder än 1,5% av cementvikten, i det fall att liten risk för armeringskorrosion föreligger.

Olika cement, såväl typ som fabrikat, accelereras i varierande grad av  $\text{CaCl}_2$ . Någon kartläggning av  $\text{CaCl}_2$  i kombination med svenska cement finns inte idag.

Även temperaturen påverkar effekten av  $\text{CaCl}_2$ . Normalt anses att den relativa inverkan av  $\text{CaCl}_2$  är större vid lägre temperaturer,  $0-5^\circ\text{C}$ , än vid höga temperaturer.

Effekten av  $\text{CaCl}_2$  kan alltså variera starkt vilket även FIG 2.5 visar. Det är därför önskvärt att man om möjligt kartlägger hållfasthetstillväxten för den aktuella betongsammansättningen genom provblandningar. Man bör dock kunna förvänta sig 10-20% högre tryckhållfasthet under det första dygnet när  $\text{CaCl}_2$  har tillsatts. Efter några dygn har dock den accelererande effekten av  $\text{CaCl}_2$  i huvudsak upphört.

#### Retarderande tillsatsmedel

Med retarderande tillsatsmedel menas allmänt medel som fördröjer betongens tillstyvnande men inte retarderar själva hållfasthetstillväxten då hårdnandet väl har börjat. Betongens tillstyvnande kan fördröjas upp till flera dygn. Följande faktorer påverkar tillsatsmedlets effekt:

- dosering
- cementsort
- temperatur
- betongsammansättning

Av dessa faktorer är dosering och temperatur de två viktigaste för retardationens längd. Förundersökning skall dock alltid göras med den aktuella betongen. För att kontrollera långa retardationstider, ett eller flera dygn, måste temperaturen på något sätt styras. FIG 2.6 visar som exempel inverkan av temperatur och dosering för ett visst retarderande tillsatsmedel (Barralent).

### 2.2.5 Temperatur

Betongens temperatur påverkar markant betongens hårdnandeförlopp. Den principiella inverkan av temperaturen framgår av FIG 2.7. Med åldern i logaritmisk skala medför en temperaturförändring en parallellförskjutning i sidled av hållfasthetskurban. Formen på kurvan är oförändrad. Att kurvans form är oförändrad är dock en förenkling av temperaturinverkan, men gör att inverkan kan beaktas med mognadsfunktion, se kap 2.7.2. I verkligheten förblir inte hållfasthetskurbans form oförändrad. Hög temperatur medför en snabbare hållfasthetstillväxt i tidig ålder, men den hårdnade betongens hållfasthet blir lägre än betong som härdat vid en lägre temperatur. Betong som härdat vid 30-40°C kan i slutstadiet förlora 10-20% av tryckhållfastheten. Hållfasthetsförlusten är dock starkt beroende av det aktuella cementet.

Temperaturinverkan i tidig ålder kan i viss mån åskådliggöras med FIG 2.8, som visar ett exempel på erforderlig härdningstid vid olika temperaturer för att uppnå en viss hållfasthet. Som en god approximation gäller att temperaturinverkan är oberoende av cementet, undantaget Massivcement. Temperaturinverkan på Massivcement är inte helt klarlagd, men vissa resultat tyder på att temperaturens inverkan skiljer sig starkt från övriga cement.

Hur temperaturinverkan kan beaktas med hjälp av mognadsfunktion behandlas i kap 2.7.2.

### 2.2.6 Andra faktorer

Att betongen får härda i ett fuktigt tillstånd är avgörande för den hårdnade betongens hållfasthet. I FIG 2.9 visas ett exempel på hur fuktlagringsperioder påverkar den hårdnade betongens hållfasthet (28 dygn).

Däremot är fuktillståndet under härdningen inte lika betydelsefull för hållfasthetstillväxten i tidig ålder, vilket bl a FIG 2.10 visar, såvida inte det gäller mycket tunna konstruktioner. Orsaken till detta är naturligtvis att det krävs en viss uttorkningsgrad innan någon effekt observeras.

Faktorer såsom den färska betongens konsistens, luft-halt, maximal stenstorlek, mängd ballast påverkar inte själva härdnandeförloppet. Dessa faktorer kan dock påverka den härdnade betongens hållfasthetsnivå, vilket kan beaktas genom att hållfasthetsklassen förändras, dvs med hjälp av tendenskurvorna, FIG 2.3 och 2.4.

#### 2.2.7 Uppnådd tryckhållfasthet, $(f_K)_A$

I tidig ålder är det inte relevant att tala om hållfasthetsklass (K-värde), då hållfasthetsklassen är relaterad till provning vid 28 dygn. I stället är det uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , som är av intresse, dvs den hållfasthet som har uppnåtts efter viss ålder och som bestämts på arbetsplatsen via någon fältmässig indikeringsmetod, se kap 2.7. Uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , och hållfasthetsklass,  $f_K$ , kan dock i viss mån jämföras då båda representerar ett undre gränsvärde och alltså inte är medelhållfastheter. Vidare motsvaras både  $f_K$  och  $(f_K)_A$  av tryckhållfastheten hos en 15 cm kub.  $(f_K)_A$  kan därför ersätta  $f_K$  vid konstruktionsberäkningar, se kap 3.2.

I det följande redovisas samband mellan andra egenskaper, draghållfasthet och deformationsegenskaper, och tryckhållfastheten, där tryckhållfastheten är  $(f_K)_A$ .



## 2.3 Draghållfasthet

Beroende på sättet för bestämning finns olika typer draghållfasthet. Vanligast är bestämning av betongs draghållfasthet via det s k spräckprovet som ger som resultat spräckhållfastheten. Teoretiskt riktigare men provningstekniskt betydligt mera komplicerat är centrisk dragprovning.

Sambandet mellan spräckhållfasthet och uppnådd tryckhållfasthet ges i FIG 2.11. FIG 2.11b redovisas i logaritmisk skala för att det tidiga skedet bättre skall framträda. Av figuren framgår att spräckhållfastheten är ca 10% av tryckhållfastheten även i mycket tidig ålder

I FIG 2.12 ges förhållandet mellan centrisk draghållfasthet och uppnådd tryckhållfasthet som funktion av uppnådd tryckhållfasthet. Av figuren framgår att i mycket tidig ålder, dvs vid låga uppnådda tryckhållfastheter, är den centriska draghållfasthetens andel av tryckhållfastheten mycket låg, 2-3%. Laboratorieförsök rörande förankring och skarvning i samband med kamstänger och profilerade stänger har visat att den centriska draghållfastheten är avgörand, Wilson /1982/. Då den centriska draghållfasthetens andel av tryckhållfastheten är mycket låg i tidig ålder måste detta beaktas i samband med förankring och skarvning. Anvisningar för detta ges i kap 3.2.

## 2.4 Deformationsegenskaper

### 2.4.1 Korttidsdeformation

Deformationsegenskaper som kan erhållas ur ett belastningsförsök som genomförs under kort tid är

- arbetskurva
- E-modul
- gränsstukning,  $\epsilon_{cCO}$ , alt gränstöjning,  $\epsilon_{cto}$
- tvärkontraktionstal,  $\nu_c$

Arbetskurvans maximipunkt definieras av hållfastheten,  $f_c$ , och gränsstukningen alt gränstöjningen,  $\epsilon_{cCO}$ . Sambandets lutning i origo beskrivs av E-modulen, se FIG 2.13.

I FIG 2.14 redovisas arbetskurvans utseende vid olika hållfasthetsnivåer. FIG 2.14a gäller vid tryckbelastning och 2.14b vid dragbelastning. Figurerna visar att arbetskurvan förändras markant under det tidiga skedet. Det framgår dessutom att sambandet vid tryckbelastning skiljer sig avsevärt från sambandet vid dragbelastning i mycket tidig ålder. Vid tryckbelastning är arbetskurvan approximativt rätlinjigt i mycket tidig ålder.

Arbetskurvans form kan beskrivas med den s k fyllnadsgraden,  $\alpha_c$ , som definieras genom

$$\alpha_c = \frac{1}{f_c \cdot \epsilon_{cCO}} \int_0^{\epsilon_{cCO}} \sigma(\epsilon) d\epsilon \quad (2.1)$$

där

- $f_c$  = hållfastheten
- $\epsilon_{cCO}$  = gränsstukning alt -töjning
- $\sigma$  = påkänning
- $\epsilon$  = stukning alt töjning

Fyllnadsgraden varierar mellan 0,5 och 1,0.  $\alpha_c = 0,5$  innebär att ytan under arbetskurvan är en triangel och  $\alpha_c = 1,0$  ytan är en rektangel, se FIG 2.15.

Sambandet mellan fyllnadsgrad vid tryck- respektive dragbelastning och uppnådd tryckhållfasthet ges i FIG 2.16.

En förenklad form på arbetskurvan ges i kap 3.2.1. Denna förenkling är gjord av beräkningstekniska skäl.

Sambandet mellan betongens gränsstukning,  $\epsilon_{CC0}$ , och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , ges i FIG 2.17. Motsvarande samband för gränstöjning,  $\epsilon_{ct0}$ , ges i FIG 2.18. Av dessa två figurer framgår att gränsstukningen resp gränstöjningen förändras markant under hårdnandet. Under det tidiga skedet avtar dessa och vid 5-10 MPa erhålls ett minimum.

Sambandet mellan betongens E-modul och uppnådd tryckhållfasthet ges i FIG 2.19. Detta samband gäller för både tryck- och dragbelastning. Vid höga hållfastheter, 16 MPa och högre, sammanfaller sambandet i FIG 2.19 med det samband som anges i BBK 79.

Betongens tvärdeformation beskrivs av det s k tvärkontraktionstalet (Poisson's tal),  $\nu_c$ . Sambandet mellan tvärkontraktionstal och uppnådd tryckhållfasthet ges i FIG 2.20.

#### 2.4.2 Krypning

Utsätts betong för en konstant men varaktig belastning ökar deformationen, dvs betongen kryper, se FIG 2.21. Ju tidigare betongen belastas desto större blir krypningen. Betongens krypning kan beskrivas med det s k kryptalet som definieras som

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\epsilon_{CC}(t, t_0)}{\epsilon_{CC}(t_0)} \quad (2.2)$$

där  $\varphi(t, t_0)$  = kryptalet  
 $t$  = åldern  
 $t_0$  = åldern vid pålastningen  
 $\epsilon_{CC}(t, t_0)$  = krypdeformationen efter belastningstiden  $t-t_0$ .  
 $\epsilon_{CC}(t_0)$  = momentan deformation vid pålastningen vid åldern  $t_0$

Om påkänningsnivån är mindre än 30-40% av den uppnådda tryckhållfastheten ( $\sigma/(f_K)_A < 30-40\%$ ) gäller approximativt att krypningen är linjär dvs krypdeformationen är proportionell mot påkänningen. Uttrycket (2.2) kan då omskrivas till

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{(E_C)_A} (1 + \varphi(t, t_0)) \quad (2.3)$$

där  $\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0)$  = totala deformationen efter belastningstiden  $t-t_0$   
 $\sigma(t_0)$  = påkänningen vid pålastningen  
 $(E_C)_A$  = E-modulen vid pålastningen, uppnådd E-modul, se FIG 2.19

Som nämnts ovan beror betongens krypning av åldern vid pålastningen, men den beror även av belastningstiden, betongsammansättningen och fuktillståndet. Inverkan av dessa faktorer kan beaktas genom följande samband för kryptalet (se även Betonghandbok Material, kap 8:4).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \varphi_h \cdot \varphi_{t-t_0} \cdot \varphi_{t_0} \quad (2.4)$$

där  $\varphi_0$  = kryptalets grundvärde. Gäller för betong vid 100% RH och pålastning vid 28 dygns ålder.  $\varphi_0$  beror av hållfasthetsklass enligt FIG 2.22.  
 $\varphi_h$  = korrektionsfaktor för konstruktionsdelens volym-ytförhållande och relativa fuktigheten enligt FIG 2.23.  
 $\varphi_{t-t_0}$  = korrektionsfaktor för belastningstiden, se FIG 2.24  
 $\varphi_{t_0}$  = korrektionsfaktor för åldern vid pålastning, se FIG 2.25.

FIG 2.25 beskriver krypningens åldersberoende,  $\varphi_{t_0}$ . Genom att uttrycka  $\varphi_{t_0}$ , som funktion av förhållandet mellan uppnådd tryckhållfasthet vid pålastningen,  $(f_K)_A$ ,

och hållfasthetsklassen  $f_K$ , dvs tryckhållfastheten vid 28 dygn beaktas inverkan av cementet och temperaturen.

## 2.5 Termiska egenskaper

Med termiska egenskaper innefattas här

- värmeutveckling hos cement
- värmekonduktivitet
- specifik värmekapacitet
- längdutvidgningskoefficient

Värmeutvecklingen hos cement beror främst av cementets sammansättning och dess yta. Även temperaturen påverkar värmeutvecklingen, men denna inverkan kan beaktas pss som temperaturen påverkar hållfasthetstillväxten, dvs med mognadsfunktion. I FIG 2.26 ges värmeutvecklingsförloppen för de svenska cementen.

Mycket få uppgifter finns redovisade beträffande betongens värmekonduktivitet och specifik värmekapacitet i tidig ålder. Ett visst åldersberoende föreligger troligtvis, men är sannolikt mycket svagt och kan försummas. Betydligt större betydelse har betongens fuktillstånd. Ur FIG 2.27 kan betongens värmekonduktivitet uppskattas med hänsyn till densitet och fukthalt. Under betongens hårdnande binds en del av vattnet i de bildade hydrationsprodukterna, vilket medför en reduktion av specifika värmekapaciteten med 10-20%.

Få uppgifter föreligger även beträffande längdutvidgningskoefficientens åldersberoende. Troligtvis föreligger ett åldersberoende under det första dygnet, men därefter är längdutvidgningskoefficienten relativt konstant, se FIG 2.28.

## 2.6 Fuktmekaniska egenskaper

För att kunna uppskatta betongkonstruktionens uttorkningsförlopp krävs att man känner betongens uttorkningskoefficient. Uppgifter om denna kan hämtas ur Betonghandbok Material kap 8.6. Här skall dock påpekas att uttorkningskoefficienten har ett markant åldersberoende i tidig ålder, vilket FIG 2.29 visar. Av figuren framgår att ju tidigare betongen utsätts för uttorkning desto snabbare torkar betongen ut. Detta är en av anledningarna till att det är mycket viktigt att betongen erhåller fullgod fukthårdning under de första dygnen för att den hårdnade betongen skall uppnå avsedd hållfasthet.

## 2.7 Indikeringsmetoder

### 2.7.1 Allmänt

Betongens egenskaper förändras snabbt i tidig ålder. Vidare påverkas hårdnandet av betongsammansättningen och temperaturen. Det kan därför vara svårt att i förväg uppskatta t ex uppnådd hållfasthet vid en viss ålder. Avvikelse från det förväntade förloppet kan medföra att verkligt uppnådd hållfasthet i tidig ålder avsevärt avviker från den förväntade, se FIG 2.30. Skall kunskapen om betongens egenskaper i tidig ålder kunna utnyttjas, t ex för att minska formrivningstider, krävs att man på arbetsplatsen har metoder med vilka hårdnandeförloppet kan följas. Exempel på sådana indikeringsmetoder är

- temperaturmätning (mognadsfunktion)
- ultraljudhastighet
- TNS-prov
- LOK-prov
- objektkub (formrivningsprov)



Samtliga dessa metoder syftar till att bestämma uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

### 2.7.2 Temperaturmätning (mognadsfunktion)

Som nämnts ovan kan temperaturinverkan på betongens hållfasthetstillväxt principiellt beskrivas som en parallellförflyttning i sidled, se FIG 2.7. Om vi utgår från hållfasthetsförloppet vid 20°C, kan sidoförflyttningen på grund av temperaturen i förhållande till förloppet vid 20°C beskrivas med en faktor  $k_A$  som erhålls ur FIG 2.31. Sambandet mellan  $k_A$  och temperatur gäller för samtliga svenska Std- och SH-cement, men inte för Massivcement. I figuren ges även det matematiska uttrycket för  $k_A$ .

Genom att multiplicera faktorn  $k_A$  med aktuell ålder,  $t$ , erhåller man den sk ekvivalenta åldern,  $t_{ekv}$

$$t_{ekv} = k_A \cdot t \quad (2.5)$$

Med uttrycket ovan kan alltså det aktuella förhållandet omräknas till motsvarande förhållande vid 20°C. Om  $t$  ex betongens temperatur varit 10°C under första dygnet (24 timmar) motsvarar detta en ålder av 12 timmar vid 20°C ( $k_A = 0,5$ ).

Tendenskurvorna i FIG 2.3 och 2.4 gäller vid 20°C, men genom att beräkna ekvivalent ålder kan tendenskurvorna utnyttjas vid godtycklig temperatur för uppskattning av uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

Om betongtemperaturen varierar, vilket är normalfallet måste beräkningar av den ekvivalenta åldern utföras stegvis dvs

$$t_{ekv} = \sum_0^t k_A \cdot \Delta t \quad (2.6)$$



Uttrycket ovan tillsammans med FIG 2.31 är en mognadsfunktion.

Den i Sverige vanligaste mognadsfunktionen är den s k TT-funktionen

$$t_{\text{ekv}} = \frac{\Sigma (T+10) \cdot \Delta t}{30} \quad (2.7)$$

där  $T$  = temperaturen, °C  
 $\Delta t$  = tidssteg

Det har dock visat sig att TT-funktionen leder till osäkra resultat, speciellt i tidig ålder.

I litteraturen finns ett flertal andra mognadsfunktioner redovisade. För svenska förhållanden leder den här redovisade mognadsfunktionen, uttrycket (2.6), till de bästa resultaten då den är anpassad till de svenska cementen.

Det finns att köpa utrustningar med vars hjälp man automatiskt kan bestämma den ekvivalenta åldern. Maturity-metern är ett elektroniskt instrument som avläser temperaturen och beräknar den ekvivalenta åldern. Den kan även avge en signal när en på förhand bestämd ekvivalent ålder uppnåtts. Coma-meter är en enkel engångstermometer där skala direkt visar ekvivalent ålder.

### 2.7.3 Ultraljudhastighet

En metod för bestämning av betongens tryckhållfasthet in-situ är mätning av ultraljudhastighet. En ljudpuls sänds genom betongen och pulsens gångtid bestäms. Gångtid och betongens tjocklek ger ultraljudhastigheten som är ett mått på hållfastheten. Denna metod har dock visat sig mindre lämpad för hårdnad betong. Bättre tillförlitlighet erhålls däremot vid låga hållfastheter, dvs i tidig ålder.

Uppmätt ultraljudshastighet beror, förutom av hållfastheten, av aktuell betongsammansättning. Bästa resultatet uppnås därför om ett samband mellan ultraljudshastighet och tryckhållfastheten kan etableras med aktuell betongsammansättning genom prov på kuber som därefter provtrycks. Om någon kalibrering inte görs måste den uppmätta ultraljudshastigheten korrigeras med hänsyn till aktuell lufthalt och maximal stenstorlek. För detta kan följande uttryck användas

$$v_{\text{korr}} = v_0 + 0,05(A_0 - 2) + 0,42 \ln\left(\frac{32}{d_{\text{max}}}\right) \quad (2.8)$$

där

$v_{\text{korr}}$	=	korrigerad ultraljudshastighet, km/s
$v_0$	=	uppmätt ultraljudshastighet, km/s
$A_0$	=	betongens lufthalt, %
$d_{\text{max}}$	=	maximal stenstorlek, mm

Uppnådd tryckhållfasthet kan därefter erhållas ur FIG 2.32.

Bestämning av uppnådd tryckhållfasthet genom ultraljudsmätning bör begränsas till hållfastheter lägre än 10 MPa, då metoden vid högre hållfastheter leder till alltför osäkra resultat.

Enkla bärbara utrustningar finns att köpa. Vissa praktiska problem kan dock föreligga då ultraljudsmätning förutsätter att två motstående fria betongytor finns tillgängliga. Att mäta tvärs igenom form och betong finns det idag inga erfarenheter av och torde ge högst osäkra resultat. Ultraljudsmätning har dock utnyttjats för kontinuerlig styrning av stighastigheten vid glidformsgjutning.

#### 2.7.4 TNS-prov

TNS-provet är utvecklat i Norge, R Johansen /1977/, och har visat sig mycket väl lämpad för bestämning av hållfasthet i bjälklag på en arbetsplats. Metoden baserar

sig på en direkt bestämning av betongens böjdraghållfasthet i ett plan parallellt med betongens överyta, se FIG 2.33. Rörformade plasthylsor placeras i den färska betongen. Vid provningstillfället tas hylsan bort och betongkärnan som därigenom bildas böjs av i botten genom att en horisontell kraft påförs i kärnans topp. Kraften erhålls via en handpump och brottvärdet, TNS-värdet, avläses på en därtill kopplad manometer. Med hjälp av erhållet TNS-värde fås uppnådd tryckhållfasthet ur FIG 2.34. För att en tillräckligt tillförlitlig hållfasthetsuppskattning skall uppnås bör 4-5 TNS-bestämningar göras vid respektive provningstillfälle.

#### 2.7.5 LOK-prov

Olika typer av utdragsprov finns beskrivna i litteraturen. I allmänhet har dessa metoder tillämpats på hårdnad betong, dvs vid hållfastheter högre än 10 MPa. LOK-provet är ett utdragsprov som utvecklats i Danmark och som uppvisar god korrelation mellan utdragskraft och tryckhållfasthet, se FIG 2.35. LOK-provets tillämpbarhet i tidig ålder är ofullständigt kartlagt. Enligt tillverkaren har dock metoden i sitt standardutförande tillämpats på betong med 4-5 MPa vid ett flertal större byggnadsplatser i USA.

#### 2.7.6 Objekt kub (formrivningsprov)

En ofta tillämpad metod för bestämning av formrivningstid är placering av kuber vid eller på aktuell konstruktionsdel. Tanken är att dessa objekt kuber skall få samma temperatur- och fukthärdning som själva konstruktionen. Stora skillnader kan trots detta erhållas, speciellt i samband med grövre konstruktioner. Olika temperaturförlopp kan ge upphov till betydande avvikelser i hållfasthet mellan objekt kub och konstruktion.

För provningen av kuber krävs att en tryckpress finns tillgänglig, vilket inte alltid är fallet. Ibland kan dock betongstationens tryckpress utnyttjas.

Tryckprovning av objektkuber ger som resultat medelhållfastheten. Man måste dessutom beakta att en viss osäkerhet föreligger i det erhållna resultatet. Detta måste beaktas, varför här rekommenderas att uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , sätts till

$$(f_K)_A = 0,75 m_3 \quad (2.9)$$

där  $m_3$  = medelhållfastheten för en serie objektkuber om tre prov.

## 2.8 Exempel

Följande tre exempel är avsedda att belysa hur de materialdata som redovisats i detta avsnitt kan utnyttjas.

### Exempel 1; Uppskattning av formrivningstid

Ett bjälklag, K25, Std, har gjutits och konstruktören har angivit att före formrivning skall betongen ha uppnått tryckhållfastheten 10 MPa (uppnådd hållfasthet,  $(f_K)_A$ ). Man har uppmätt följande temperatur i betongen

Dag	kl	temp	
1	08.00	18°	gjutning
	12.00	16°	
	16.00	18°	
2	08.00	22°	
	12.00	24°	
	16.00	24°	
3	08.00	20°	

Lösning: Ur FIG 2.3a erhålls att 10 MPa för K25 uppnås vid den ekvivalenta ålder 2 dygn (48 tim).

Med hjälp av uttrycket (2.6) och FIG 2.31 kan bjälklagets ekvivalenta ålder beräknas.

Dag	kl	$\Delta t$ (tim)	T (°C)	$\bar{T}$ (°C)	$k_A$	$k_a \cdot \Delta t$ (tim)	$\Sigma k_A \cdot \Delta t$ (tim)
1	08.00		18				0
		4	17	0,83	3,3		
	12.00		16				3,3
		4	17	0,83	3,3		
	16.00		18				6,6
16		20	1,0	16,0			
2	08.00		22				22,6
		4	23	1,23	4,9		
	12.00		24				27,5
		4	24	1,30	5,2		
	16.00		24				32,7
16		22	1,15	18,4			
3	08.00		20			51,1	

Bjälklaget kan alltså rivs på morgonen den 3:e dagen.

Exempel 2; Uppskattning av mekaniska egenskaper

Uppskatta värdet på  
 spräckhållfasthet  
 E-modul  
 gränstöjning  
 tvärkontraktionstal  
 vid formrivningstillfället i exempel 1.

Lösning:  $t_{ekv} = 51,1 \text{ tim} \Rightarrow (f_K)_A \sim 10 \text{ MPa}$  (FIG 2.3a)

Spräckhållfasthet

FIG 2.11b  $\Rightarrow f_{spräck} \sim 0,9 \text{ MPa}$

E-modul

FIG 2.19  $\Rightarrow (E_C)_A \sim 1,9 \text{ GPa}$

## Gränstöjning

$$\text{FIG 2.18} \Rightarrow \varepsilon_{cto} \sim 0,08\%$$

## Tvärkontraktionstal

$$\text{FIG 2.20} \Rightarrow \nu_{cc} \sim 0,19$$

Exempel 3; Uppskattning av krypning

En 160 mm tjock vägg, K25, Std, belastas med 1 MPa vid den ekvivalenta åldern 24 tim. Hur mycket har betongen totalt deformarats vid den ekvivalenta åldern 3 dygn.

Lösning: Vid belastningstillfället  $t_{ekv} = 24$  tim, gäller

$$(f_K)_A \sim 5 \text{ MPa (FIG 2.3b)}$$

$$(E_C)_A \sim 13 \text{ GPa} = 1,3 \cdot 10^4 \text{ MPa (FIG 2.19)}$$

$$\sigma_{cc}(t_0) = 1 \text{ MPa}$$

$$(f_K)_A / f_K = \frac{5}{25} = 0,20$$

Kryptalet beräknas ur

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \varphi_h \cdot \varphi_{t-t_0} \cdot \varphi_{t_0}$$

$$\varphi_0 = 2,7 \text{ (FIG 2.22, K25)}$$

$$\varphi_h = 1,5 \text{ (FIG 2.23, 160 mm, 80\% RH)}$$

$$\varphi_{t-t_0} = 0,17 \text{ (FIG 2.24, } t-t_0 = 2 \text{ d)}$$

$$\varphi_{t_0} = 2,2 \text{ (FIG 2.25, } (f_K)_A / f_K = 0,2)$$

$$\varphi(t, t_0) = 2,7 \cdot 1,5 \cdot 0,17 \cdot 2,2 = 1,5$$

Betongens totaldeformation beräknas ur

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \frac{\varepsilon(t_0)}{E_C(t_0)} (1 + \varphi(t, t_0))$$

Med insatta värden får

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \frac{1,0}{1,3 \cdot 10^4} (1 + 1,5) = 190 \cdot 10^{-6}$$

$$\underline{\varepsilon_{tot} = 0,19\%}$$

### 3 ARMERAD BETONG

#### 3.1 Inledning

I ett momentbelastat tvärsnitt är armeringens funktion att ta upp dragkraftsresultanten. En förutsättning för att detta skall kunna ske är att dragkraften i armeringen kan överföras till den omgivande betongen, vilket vid armering i form av kamstänger huvudsakligast sker genom anliggningsstryck mot kammarna. Detta anliggningsstryck som är riktat snett utåt från armeringsstången strävar att spräcka betongen. Spjälkbrottet har spröd karaktär och kan orsaka plötslig kollaps hos en konstruktion. Vid normala täckskikt uppstår spjälkbrott långt tidigare än brott mellan kammar och betong uppnåtts. Betongens uppnådda draghållfasthet har därför stor betydelse i fråga om betongens och armeringens samverkan och kan ofta bli den dimensionerande faktorn vid belastning i tidig ålder.

Det är en fördel om beräkningsmetoderna för den tidiga bärförmågan ansluter sig till de metoder som använts för beräkning av den slutliga bärförmågan. Därför har de i BBK 79 använda beräkningsmodellerna varit vägledande vid utvärdering av försöksresultat och då rekommendationer för beräkning angetts.

#### 3.2 Rekommenderade beräkningsförutsättningar

##### 3.2.1 Allmänt

Kontroll av bärförmågan i tidig ålder förutsätts ske enligt de beräkningsmodeller som används i BBK 79. Härvid måste  $q_d$  (lastens dimensioneringsvärde för färdig konstruktion) och  $f_{ck}$  (karaktäristisk hållfasthet enligt BBK 79 för fordrad hållfasthetsklass) ersättas av de värden som gäller vid pålastningstillfället. För detta ändamål införs följande beteckningar:



$q_{rd}$  = lastens dimensioneringsvärde i tidig ålder, exempelvis vid formrivningen (jfr 3.5)

$(f_{ck})_A$  = karakteristisk hållfasthet som funktion av uppnådd hållfasthet  $(f_K)_A$

Om man i BBK 79's beräkningsformler använder  $q_{rd}$  i stället för  $q_d$  och  $(f_{ck})_A$  i stället för  $f_{ck}$  kan man för varje påverkan ( $M_{rd}$ ,  $V_{rd}$  osv) beräkna den hållfasthet som enligt de nedan rekommenderade kraven måste vara uppnådd innan lasten  $q_{rd}$  kan påföras. Omvänt kan en konstruktion dimensioneras så att den för varje påverkan uppfyller de nämnda kraven vid ett visst fastlagt värde på  $(f_K)_A$ .

Nedan angivna rekommendationer avseende lämpligt val av karakteristiska värden  $m$  är baserade på resultat från utförda försök. Rekommendationerna förutsätter att konstruktionen i övrigt är dimensionerad enligt BBK 79 vad beträffar färdig konstruktion.

### 3.2.2 Uppnådd karakteristisk tryckhållfasthet $(f_{cck})_A$

De i BBK 79 angivna värdena för tryckhållfasthetens karakteristiska värde,  $f_{cck}$ , utgörs av hållfasthetsklassens talvärde,  $f_K$ , reducerat med ca 28%. Reduktionen är vald med hänsyn till långtidseffekter (ca 15%) och till att cylinderhållfastheten är lägre än kubhållfastheten. Någon anledning att ändra på denna reduktionsfaktor finns inte för de hållfastheter som kan förekomma vid belastning i tidig ålder. I tidig ålder ersätts dock hållfasthetsklass,  $f_K$ , med uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , se kap 2.2.7.

Med hänsyn till vad som ovan sagts rekommenderas följande samband för tryckhållfasthetens karakteristiska värde i tidig ålder,  $(f_{cck})_A$

$$(f_{cck})_A = 0,72 \cdot (f_K)_A \quad (3.1)$$

$$(f_{cck})_A = 0,7 \cdot (f_K)_A \quad (3.1)$$

### 3.2.3 Uppnådd karakteristisk draghållfasthet

$$(f_{ctk})_A$$

Vid försök med oarmerade respektive enbart längsarmade böjbalkar har det visat sig att betongens böjdrag- och skjuvhållfasthetstillväxt bäst beskrivs med hjälp av den relation till tryckhållfastheten som erhålls vid spräckprovning. Av FIG 2.11 framgår att spräckhållfastheten är ca 10% av  $(f_K)_A$  i tidig ålder. I BBK 79 jämföras den karakteristiska draghållfastheten med 2/3 av spräckhållfastheten, vilket ger följande rekommendation gällande för  $(f_K)_A < 15$  MPa.

$$(f_{ctk})_A = 0,067 \cdot (f_K)_A \quad (3.2a)$$

För  $15 \leq (f_K)_A \leq 35$  MPa rekommenderas en relation som överensstämmer med den som används i BBK 79 med avseende på  $f_{ctk}$  och  $f_K$ , dvs

$$(f_{ctk})_A = 0,4[1 + 0,1(f_K)_A] \quad (3.2b)$$

Sambanden (3.2a) och (3.2b) har illustrerats i FIG 3.1.

### 3.2.4 Uppnådd vidhäftningshållfasthet samt $(\Delta f_b)_A$ för kamstänger

Försök har visat att förankringskapaciteten för kamstänger är lägre i tidig ålder än vad som står i proportion till uppnådd tryckhållfasthet, Wilson /1982/. Liknande förhållande gäller för den centriska draghållfastheten som enligt FIG 2.12 är väsentligt mindre än 10% av tryckhållfastheten i tidig ålder dvs det värde som enligt FIG 2.11 gäller för spräckhållfastheten. Det finns sålunda anledning att anta att förankringskapaciteten för kamstänger är relaterad till

betongens centriska draghållfasthet snarare än till dess spräckhållfasthet, vilket senare förutsätts i BBK 79. Detta innebär att man vid beräkning avseende kamstänger med hänsyn till inverkan av täckande betongskikt och avstånd mellan stänger bör använda ett lägre värde på uppnådd vidhäftningshållfasthet än vad som svarar mot  $(f_{ctk})_A$  enligt (3.2a). På basis av försöksresultaten rekommenderas att formel (3-23) i BBK 79 ersätts med

$$(f_b)_A = \frac{(f_{bk})_A}{1,5 \gamma_n}; \text{ dock högst } 3(f_{ct})_A \quad (3.3)$$

där  $(f_{bk})_A = \eta 0,25[0,35(f_K)_A - 1]$  för  $4 < (f_K)_A < 12$  MPa

$$(f_{bk})_A = \eta (f_{ctk})_A \quad \text{för } (f_K)_A > 12 \text{ MPa}$$

För det fall att  $(f_K)_A < 12$  MPa rekommenderas vidare att formel (3-24) i BBK 79 ersätts med

$$(\Delta f_b)_A = \frac{(f_K)_A}{12} k \frac{A_{st}}{s\phi}; \text{ dock högst } \frac{(f_K)_A}{8} \quad (3.4)$$

De båda uttrycken (3.3) och (3.4) finns representerade i FIG 3.1.

Vid beräkning med hänsyn till spjälkbrotttfigurer enligt Betonghandbok Konstruktion kap 3.9 bör på samma sätt  $f_{ctk}$  ersättas av  $0,25[0,35(f_K)_A - 1]$  för  $4 < (f_K)_A < 12$  MPa. Samma sak bör beaktas vid beräkning av minsta krökningradie enligt BBK 79 och eventuellt även vid förankring genom ändankare. Däremot bör  $(f_{ctk})_A$  enligt formel (3.2) kunna användas vid beräkning av överlapps skarvning av armeringsnät, eftersom den lokala förankrade dragkraften i armeringen i detta fall blir fördelad på ett stort antal punkter placerade på ett avstånd från varandra som är förhållandevis stort jämfört med täckskiktets tjocklek.

### 3.2.5 Betongens E-modul

Sambandet mellan karakteristisk E-modul och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , framgår av FIG 2.19.

### 3.2.6 Betongens arbetskurva

FIG 2.17 visar att betongens gränsstukning,  $\epsilon_{cco}$  (stukningen då påkänningen når sitt maximala värde), varierar med åldern och att den uppvisar sitt lägsta värde, ca 1,0‰, vid  $(f_K)_A \approx 10$  Mpa. En minskning av  $\epsilon_{cco}$  från det i BBK 79 använda värdet 2‰ till 1‰ reducerar enligt Wilson /1982/ momentkapaciteten för en överarmerad sektion med i genomsnitt 12%. Å andra sidan kan man påvisa (jfr Wilson /1982/) att ett momentbelastat tvärsnitt beräkningsmässigt förlorar högst ca 3% av sin momentkapacitet på grund av långtidseffekter. Eftersom summan av dessa båda reduktioner inte överstiger det värde som i BBK reserverats för långtidsverkan kan BBK:s beräkningsmodell anses tillämpbar även för betong i tidig ålder. (Anm. Då  $\rho \leq 0,9\rho_{bal}$  är momentkapaciteten helt oberoende av  $\epsilon_{cco}$ .)

Anm För att förenkla beräkningsarbetet används för värden på  $(f_K)_A \leq 16$  MPa lämpligen någon av de i fig 3.2a visade arbetskurvorna vilka till sin form överensstämmer med dem som erhålls enligt anvisningarna i BBK 79 för hållfasthetsklass K16. Härigenom blir tabeller och diagram innefattande beräkningsdata för K16 direkt användbara även för lägre hållfastheter.

Exempel: Med ledning av Diagram III i bilagan till Betonghandbok Konstruktion har upprättats det i FIG 3.2b visade diagrammet för kontroll av momentkapaciteten vid  $(f_K)_A \leq 16$  MPa.

### 3.2.7 Förankring vid ej tvärkraftsarmerad konstruktion

Den i BBK 79 föreskrivna förskjutningen av dragkrafts-kurvan  $a_1 = 1,5d$  är bl a betingad av att dragsprickorna vid brott kan gå mycket högt upp i tvärsnittet vid låga värden på förhållandet  $\rho/f_{cc}$ . Sprickornas längd och därmed även dragkraftsförskjutningen blir emellertid avsevärt mindre om flytning i armeringen undviks, vilket enligt Wilson /1982/ kan garanteras vara fallet om momentet begränsas till 90% av momentkapaciteten vid aktuell hållfasthet,  $(M_K)_A$ . Av denna anledning rekommenderas för en ej tvärkraftsarmerad konstruktion i tidig ålder följande samband:

$$a_1 = 0,7d \quad \text{om} \quad M \leq 0,9 (M_K)_A \quad (3.5a)$$

### 3.2.8 Omlottskarvning

Enligt BBK 79 skall vid beräkning av skarvar villkoret  $F_a = 1,1 A_s f_{st} \leq f_b \ell \pi \phi$  uppfyllas, där  $\ell$  är den i konstruktionen använda skarvlängden. Vid en kontroll av bärförmågan i tidig ålder bör det räcka med att övertyga sig om att skarven inte belastas med större kraft än

$$(F_a)_A = (f_b)_A \ell \pi \phi \quad (3.5)$$

$$(F_a)_A = (f_b)_A \ell \pi d \quad (3.5b)$$

### 3.2.9 Kommentarer

Nedan ges några allmänna synpunkter på hur bärförmågan beräkningsmässigt påverkas av storleken hos den uppnådda hållfastheten. Vid en dylik jämförelse är det praktiskt att för den kapacitet som förefinns i den färdiga konstruktionen med avseende på moment, tvärkraft osv införa beteckningarna  $M_K$ ,  $V_K$  osv, där index K syftar på  $f_K$ , dvs fordrat värde på tryckhållfastheten.

Konstruktioner som är tryckarmerade eller som i normal ålder är underarmerade får en böjmomentkapacitet som är

högre än vad som svarar mot  $M_K(f_K)_A/f_K$ . Vid överarmade konstruktioner utan tryckarmering blir däremot momentkapaciteten i stort sett proportionell mot förhållandet  $(f_K)_A/f_K$ .

Tvårkrafts- och vridmomentkapaciteterna blir alltid högre än vad som svarar mot  $T_K(f_K)_A/f_K$  respektive  $V_K(f_K)_A/f_K$  beroende dels på att förhållandet mellan spräckhållfasthet och tryckhållfasthet är högre i tidig ålder, dels att bidraget från eventuell tvärarmring är oberoende av betonghållfastheten.

Några försök med tidig genomstansning föreligger inte. På grund av genomstansningsbrottets komplicerade natur kan det vara svårt att överblicka alla effekter vid tidig pålastning. Med tanke på att ett sådant brott kan medföra svåra följder (exempelvis fortskridande ras) kan det vara motiverat att iaktta särskild försiktighet. Det rekommenderas därför att den dimensionerande lasten ökas med 20% eller, vilket normalt ger ungefär samma marginal, sätta bärförmågan proportionell mot förhållandet  $(f_K)_A/f_K$ .

Med ovan angivna rekommendationer blir vidhäftningshållfastheten  $f_b$  mindre än  $(f_b)_A \cdot (f_K)_A/f_K$  för  $f_A \leq$  ca 8 MPa.  $(\Delta f_b)_A$  antar däremot alltid värden större än  $(\Delta f_b)_K \cdot (f_K)_A/f_K$ . (Jämför FIG 3.1).

Om man väljer att utnyttja bärförmågan i tidig ålder i sådan utsträckning att stältpåkänningen överskrider värdet  $f_{st}(f_b)_A/f_b$  (beträffande  $(f_K)_A \leq 8$  Mpa se ovan) måste förankrings- och skarvlängderna kontrolleras. Därvid kan man normalt räkna med att någon eller några av följande gynnsamma faktorer kan utnyttjas: den tillgängliga dragkraftskapaciteten i armeringen är ej helt utnyttjad vid dimensioneringen, aktuell momentkurva har mindre fyllighet än den dimensionerande maximalmomentkurvan, förskjutningssträckan  $a_1$  kan minskas enligt (3.5a), eller, vid tvårkraftsarmerade konstruktioner, genom att tvärkraften redu-



ceras. I vissa fall kan man emellertid gå miste om en del av dessa marginaler, t ex om det statistiska systemet vid etappvis utbyggnad är annorlunda vid formrivningen än vad som gäller vid färdig konstruktion.

Om armeringen är omlottskarvad i ett dimensionerande snitt blir bärförmågan i stort sett proportionell mot förhållandet  $(f_b)_A / (f_b)_K$ . Genom att förlägga skarven till ett mindre ansträngt snitt kan man undvika att skarven blir dimensionerande tack vare den minskning av BBK:s krav beträffande omlottskarvning som rekommenderats ovan.

### 3.3 Deformationer

#### 3.3.1 Val av beräkningsmetod

I Betonghandbok Konstruktion kap 4.6 (eventuellt kompletterad med vissa förenklingar enligt Losberg /1980/) anges en fullständig metod för beräkning av deformationer som är tillämplig även då belastning sker i tidig ålder. Då beräkningen avser exempelvis överhöjning av form eller kontroll av att en föreslagen tidig formrivning inte ger besvärande tillskott till nedböjningen eller då man på ett enkelt sätt vill förutsäga den fortsatta nedböjningen på basis av mätningar utförda på platsen är det emellertid motiverat att använda en mer förenklad metod. Nedan föreslagna metod har utvecklats i anslutning till utvärdering av försök utförda av Samuelsson /1982/ avseende bl a olika formrivningstider för fritt upplagda plattor. Metoden som gäller för rektangulära balkar eller plattor med ospänd armering bygger på att  $\sqrt{t-t_0}$  respektive  $\sqrt{t-t_s}$  används som oberoende variabler och på antagandet att den ospruckna betongens totala sammanlagda inverkan kan uttryckas i form av en nedböjningsminskning som inte påverkas av lastens storlek efter det att sprickmomentet uppnåtts. Framställningen innefattar diagram för bestämning av sektionkonstanter avseende enkelarmerat tvärsnitt. För dubbelarmerade tvärsnitt kan motsvarande konstanter hämtas ur Diagram VII och IX i Diagrambilagan till Betonghandbok Konstruktion.



### 3.3.2 Föreslagen beräkningsmetod

Krypförloppet åskådliggörs vanligen i ett diagram med belastningstiden  $t-t_0$  i logaritmisk skala. Genom att i stället använda sig av ett diagram med  $\sqrt{t-t_0}$  utefter den horisontella axeln vinns vissa fördelar vid beräkning och utvärdering. I FIG 3.3 visas ett sådant diagram vari en vanlig krypkurva inlagts med en heldragen linje. (För att demonstrera spridningen hos försöksunderlaget innehåller figuren även 5- och 95-procentsfraktilerna). Som synes uppvisar kurvan en mycket svag krökning i intervallet 2-14 dygn och kan där med god approximation ersättas av en rät linje med lutningen  $\approx 1/14$ .

I FIG 3.4 visas hur deformationsutvecklingen ser ut under den allra första tiden efter pålastningen. Till en början är deformationstillväxten mycket hög men avslutar sig därefter relativt snabbt till lutningen hos den ovannämnda räta linjen. Enligt vad som framgår av ett antal utvärderade krypförsök förefaller detta skede vanligen sträcka sig över ca en eller två dagar.

Krympningens slutvärde ställs i relation till den omgivande luftens relativa fuktighet och vattenhalten i den färska betongen. Uppgifter härom kan hämtas ur Betonghandbok Konstruktion kap 2.3 som också ger krympningens tidsförlopp med hänsyn till förhållandet volym/yta. Upprättas med hjälp härav ett diagram med avseende på variabeln  $\sqrt{t-t_s}$ , där  $t_s$  betecknar tidpunkten för uttorkningens början, får man de i FIG 3.5 visade kurvorna. Precis som vid krypkurvans intervall 2-14 dygn har man svag krökning under den första tiden. Vad beträffar tidpunkten  $t_s$  så bör den vid tidig pålastning kunna sättas  $\approx t_0$ .

Vid beräkning av böjdeformationer kan man för belastningar som ger moment som överskrider sprickmomentet,  $M_r$ , beskriva den totala resterande inverkan av den

dragna betongens uppstyvande effekt med hjälp av följande principiella uttryck (jfr FIG 3.6)

$$y = y_2 - \alpha(M) [(y_2)_r - (y_1)_r] \quad (3.6)$$

där  $y_2$  = beräknad nedböjning vid helt uppsprucken konstruktion  
 $(y_1)_r$  = beräknade nedböjningar för osprucken konstruktion resp sprucken konstruktion i det ögonblick det maximala momentet uppgår till sprickmomentet  
 $\alpha(M)$  = en funktion med avseende på momentet bestämd med hjälp av försök eller genom beräkning, se nedan.

Nedanstående formler har härletts med utgångspunkt från ovan nämnda plattförsök. Plattorna som var fritt upplagda med spännvidden 4,2 m hade tjockleken 0,16 m och var försedda med ej avkortad armering. Sex av dem belastades till brott vid olika åldrar medan tre belastades av enbart sin egen tyngd under fyra veckor efter avformning vid 1, 2 respektive 7 dygn. Vid utvärdering av de uppmätta nedböjningarna omedelbart efter avformning erhöles den bästa överensstämmelsen med hjälp av uttrycken

$$y = y_2 - 1,25 [(y_2)_r - (y_1)_r] \quad (3.7)$$

för  $1,25M_r \leq M \leq 2M_r$  och

$$y = (y_1)_r \quad (3.8)$$

för  $M_r \leq M \leq 1,25M_r$

Det kan förefalla vanskligt att välja ett högt värde på  $\alpha(M)$  vid beräkning av den momentana nedböjningen. I realiteten är detta dock i de flesta fall på säkra sidan eftersom den tidsberoende andelen, som normalt är

den mest intressanta ur konstruktörens synpunkt, då blir större. Av samma skäl bör man välja ett högt värde på böjdraghållfastheten. Av denna anledning har i formel (3.14) tillämpats det värde som erhålls med utgångspunkt från medelvärdet för uppnådd tryckhållfasthet vid provning, medan elasticitetsmodul och kryptal bör bestämmas på basis av  $(f_K)_A$ .

Den föreslagna metoden baseras på det approximativa antagandet att uttrycken (3.7) och (3.8) gäller såväl vid pålastningen som efter avslutad krypning och krympning. Däremellan antas att den totala inverkan av dragen betong hela tiden är proportionell mot kryptalets storlek i förhållande till slutvärdet. Vidare förutsätts att även sprickmomentet,  $M_r$ , är, åtminstone formellt, tidsberoende och att det i någon form kan knytas till dels betongens relaxation, dels dess hållfasthetsökning. Följande ansats har använts

$$M_r(\infty) \approx \frac{M_r(t_0)}{1+\varphi(\infty)} \frac{f_{ctk}}{(f_{ctk})_A} \quad (3.9)$$

Vid beräkning av de tidsberoende effekterna är det lämpligt att dela upp nedböjningen i följande komponenter:

$$y(t) = y(t_0) + y_c(t) + y_s(t) \quad (3.10)$$

där

$y(t_0)$	= momentan nedböjning
$y_c(t)$	= nedböjning orsakad av krypeffekter
$y_s(t)$	= nedböjning orsakad av krympning

Med användande av ovannämnda antaganden fås

$$y(t_0) \approx \mu l^2 \frac{12}{bh^3} [\eta(t_0) \frac{M_{\max} - 1,25M_r(t_0)}{\rho E_s (d/h)^3} + \frac{1,25M_r(t_0)}{\zeta(t_0) E_c(t_0)}] \approx \bar{y}(t_0) \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned}
 y_C(t) &\approx \frac{\varphi(t-t_0)}{\varphi(\infty)} y_C(\infty) = \\
 &= \frac{\varphi(t-t_0)}{\varphi(\infty)} \left\{ \mu \ell^2 \frac{12}{bh^3} [\eta(\infty) \frac{M_{\max}^{-1,25} M_r(\infty)}{\rho E_s (d/h)^3} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1,25 M_r(t_0)}{\zeta(\infty) E_c(t_0)} \frac{f_{ctk}}{(f_{ctk})_A} \right] - y(t_0) \} \quad (3.12)
 \end{aligned}$$

$$y_S(t) \approx \xi(t) [y(t_0) + y_C(t)] \quad (3.13)$$

där  $\mu = yEI/\ell^2 M_{\max}$ . För  $y = y_{\text{mitt}}$  är vid exempelvis en fritt upplagd balk med jämnt fördelad last  $\mu = 5/48$

$$M_r(t_0) \approx f_{cbt}(t_0) \kappa(t_0) bh^2/5 \quad (3.14)$$

$$M_r(\infty) = \text{se (3.9)}$$

$$f_{cbt}(t_0) = k 1,5 (f_{ctk})_A \quad (3.15)$$

[koefficienten  $k$  hämtas från BBK 79's fig 4-1 och  $(f_{ctk})_A$  beräknas enligt (3.2a) eller (3.2b)]

$$E_c(t_0) = \text{betongens E-modul vid pålastningen}$$

$\zeta(t)$ ,  $\eta(t)$ ,  $\kappa(t)$  = variabler som sammanhänger med tvärsnittets utformning och förhållandet  $\rho E_s [1 + \varphi(t-t_0)]/E_c(t_0)$  i enlighet med FIG 3.7 och 3.8.

$\varphi(\infty) = \varphi_0 \varphi_h \varphi_t$  med  $\varphi_0$ ,  $\varphi_h$  och  $\varphi_t$  enligt FIG 2.22<sup>o</sup>, 2.23 och 2.25. Böttråffande förhållandet  $\varphi(t-t_0)/\varphi(\infty)$  se FIG 3.3

$\xi(t)$  = en term som uttrycker ökningen av böjdeformationen på grund av krymp-

ningens inverkan. För rektangulärt tvärsnitt bestäms den med hjälp av diagrammet i FIG 3.9 varvid slutkrypningen  $\epsilon_{CS}(\infty)$  hämtas ur Betonghandbok Konstruktion kap 2.3 (där kallad  $\epsilon_{CO}$ ) och förhållandet  $\epsilon_{CS}(t-t_s)/\epsilon_{CS}(\infty)$  från FIG 3.5. Vidare sätts  $M = M_{\max}$ . Inverkan av eventuell separationskrypning försummas.

Om  $1,25M_r \geq M_{\max}$  innebär det att sektionen betraktas som osprucken och ekvationerna (3.11) och (3.12) övergår till

$$y(t_0) + y_C(t) = \mu \ell^2 \frac{12M_{\max}}{bh} \frac{1 + \varphi(t-t_0)}{\zeta(t) E_C(t_0)} \quad (3.16)$$

Även om dragpåkänningarna i betongen vid pålastningen inte når ända upp till brottvärdet så kan inverkan av ickelinjär krypning och sprickbildning längre fram på grund av t ex krypning förorsaka ökad nedböjning. Av denna anledning är det rimligt att även i detta fall, åtminstone formellt, använda sig av formel (3.12) vid beräkningen. Härvid bör dock faktorn  $\xi(t)$  i formel (3.13), som representerar krypningens inverkan, reduceras betydligt eller helt försummas.

Vid nybyggnation av en byggnad som senare skall vara uppvärmd utsätts betongkonstruktionen vanligen inte för den låga luftfuktighet som hör inomhusklimatet till förrän efter det att minst tre månader och i de flesta fall betydligt längre tid förflutit efter formrivningen. Eftersom enligt FIG 3.3 mer än halva krypningen då redan utbildats bör man vid beräkning av deformationer orsakade av krypning inte behöva använda sig av ett så ogynnsamt kryptal som det som svarar mot  $RH \approx 50\%$ , eftersom utomhusklimat som regel innebär  $RH \approx 80\%$ . Om särskilda överväganden inte ger annat resultat rekom-

menderas därför att man väljer medelvärdet  $RH = 65\%$  vid bestämning av koefficienten  $\varphi_h$ . Vid bestämning av slutkrympningen  $\varepsilon_{CS}(\infty)$  skall däremot alltid det slutliga värdet på  $RH$  användas.

Om man antar att kurvan för  $y_C(t)$  är affin med förhållandet  $\varphi(t-t_0)/\varphi(\infty)$  enligt FIG 3.3 och  $\xi(t)$  är affin med förhållandet  $\varepsilon_{CS}(t-t_s)/\varepsilon_{CS}(\infty)$  enligt FIG 3.5 är det nu möjligt att enligt FIG 3.10 konstruera de kurvor som representerar  $y_C(t)$  och  $y(t)$  enligt ekvationerna (3.12) och (3.13). Detta gör det möjligt att på ett enkelt sätt kontrollera hur tiden för formrivningen påverkar konstruktionens deformationer.

Vid en kontinuerlig T-balk varierar tröghetsmomentet starkt mellan fält och stöd. Nedböjningen av egen tyngd kan beräknas som summan av deformationen för en balk som är fritt upplagd mellan momentnollpunkterna och en konsol med längden lika med avståndet från upplaget till momentnollpunkten. Härvid används för balken det tröghetsmoment som erhålls för maximalt positivt moment och för konsolen det som erhålls för maximalt negativt.

I en del fall har konstruktionen så komplicerad form att beräkningen utförs på dator. Nedböjningen beräknas då i allmänhet under antagande av homogent tvärsnitt, vilket inte kan ge någon nyanserad bild av det verkliga nedböjningsförloppet och dess beroende av formrivningstiden. En framkomlig väg kan här vara att med ledning av de framräknade värdena söka jämförelser med en enkel, fritt upplagd konstruktion vad beträffar spännvidd, maxmoment, armeringshalt osv och därefter proportionera sig fram till ett användbart resultat.

### 3.3.3 Långtidsförsök med betongplattor

Resultaten från de omnämnda långtidsförsöken visas i FIG 3.11 med avseende på betongens ålder. Som synes har



nedböjningskurvorna i det visade diagrammet ungefär samma lutning oberoende av åldern vid pålastningen och antalet sprickor. I FIG 3.12 visas hur samma mätresultat plottade med avseende på variabeln  $\sqrt{t-t_0}$  mycket nära ansluter sig till räta linjer. Detta är ett förhållandevis ofta observerat fenomen som vanligen börjar vid belastningstiden en eller två dagar och sedan kan sträcka sig upp till sju veckor framåt.

Värden beräknade enligt uttrycken (3.11), (3.12), (3.13) och (3.16) har markerats i FIG 3.12 med små cirkular. Avvikelserna rörande plattan som avformades vid 1 dygns ålder kan förklaras av att ickelinjär krypdeformation förekommit under det första dygnet på grund av höga påkänningar i tryckzonen (jfr FIG 3.11).

#### 3.3.4 Uppskattning av slutlig nedböjning från mätningar gjorda på arbetsplatsen

Nedan angivna metod grundar sig på de tidigare relaterade försöken med fritt upplagda plattor. Även i mer generella fall torde den dock ha viss tillämplighet även om den ej kontrollerats försöksmässigt härvidlag.

Metoden baseras på den räta linje som förutsätts kunna anslutas till de uppmätta värdena plottade med avseende på variabeln  $\sqrt{t-t_0}$ . Eftersom rätlinjigheten vanligen är störd under de första en å två dyggen på grund av effekter liknande dem som illustreras i FIG 3.4 så är det av mindre intresse att starta mätningarna innan denna tid har förflutit. Å andra sidan är det heller ingen mening att fortsätta längre än 28 dygn utom för det fall att mätningarna påbörjats i ett sent skede. Som ett förslag anges därför följande tidpunkter för mätningarnas genomförande:  $t \approx 2, 4, 9, 16, 25$  dygn eller, om observationerna är sent påtänkta,  $t \approx 16, 25, 36, 49$  dygn. (Teoretiskt är det egentligen till-



räckligt med endast två mätningar, men detta får betraktas som ett nödfall med tanke på den osäkerhet som blir följden).

Skärningspunkten  $\bar{y}(t_0)$  mellan den räta linjen och y-axeln ger ett värde som, åtminstone approximativt, motsvarar den momentana nedböjningen  $y(t_0)$ . Detta gör det möjligt att vid enklare fall kontrollera den uppnådda hållfastheten med hjälp av ekvation (3.11) under förutsättning att ett nollvärde erhållits genom mätning före formrivningen.

Enligt formel (3.12) förutsätts att tillväxten av den deformation som orsakas av betongens krypning är direkt proportionell mot kryptalets tillväxt, dvs affin med kurvan för  $\varphi(t-t_0)/\varphi(\infty)$  enligt FIG 3.3. Om man antar att lutningen hos denna kurva har värdet  $\approx 1/14$  under den första tiden (exklusive de en ä två första dygnen) så erhålls med bortseende från krympningens inverkan

$$y(t_0) + y_c(\infty) \approx \bar{y}(t_0) + [y(t) - \bar{y}(t_0)] \frac{14}{\sqrt{t-t_0}} \quad (3.17)$$

där  $y(t)$  utgörs av en godtycklig punkt på den räta linjen.

Det erhållna värdet på  $y_c(\infty)$  gör det möjligt att vid enklare fall kontrollera värdet på kryptalet med hjälp av formel (3.12).

Krypningen inverkan uppskattas på grundval av formel (3.13) varefter den totala deformationens utvecklingsförlopp konstrueras i enlighet med FIG 3.10. (Vid eventuell avvikelse från de uppmätta värdena får erforderlig justering av de beräknade värdena utföras.)

### 3.3.5 Exempel

Följande exempel är avsedda att belysa användningen av de angivna beräkningsformlerna. Exempen avser en av de

plattor som ingick i de av Samuelsson /1982/ utförda försöken, nämligen den platta som avformades efter 2 dygn.

a. Beräkning av momentan nedböjning,  $v(t_0)$

Utgångsförutsättningar:

Spännvidd (fri uppläggning)	$\ell = 4,2 \text{ m}$
Plattjocklek	$h = 0,16 \text{ m}$
Effektiv höjd	$d = 0,128 \text{ m}$
Armeringsinnehåll	$\rho = 0,0049$
Kubhållfasthet vid avformning	

$$f_{\text{cube}}(2) = 7,9 \text{ MPa (antas motsvara } (f_K)_A)$$

Kubhållfasthet vid 28 dygn

$f_{\text{cube}}(28) = 22 \text{ MPa (antas motsvara } f_K \text{ vid beräkning av } f_{\text{ctk}} \text{ och } \varphi_t \text{. Vid beräkning av } \varphi_0 \text{ enligt diagrammet i FIG 2.22 som har hållfasthetsklass som ingångsparameter används istället värdet } 17 \text{ MPa)}$

Relativ fuktighet RH = 45%

$$\mu \ell^2 \frac{12}{bh^3} = \frac{5}{48} 4,2^2 \frac{12}{1,0 \cdot 0,16^3} = 5,38 \cdot 10^3 \text{ l/m}^2$$

$$M_{\text{max}} = \frac{g \ell^2}{8} = \frac{1,0 \cdot 0,16 \cdot 24 \cdot 4,2^2}{8} = 8,47 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho E_S (d/h)^3 &= 0,0049 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot (0,128/0,16)^3 = \\ &= 0,98 \cdot 0,80^3 \cdot 10^9 = 0,50 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

Sambandet (3.2a) ger  $1,5(f_{\text{ctk}})_A = 0,1(f_K)_A = 0,79 \text{ MPa}$  och enligt BBK 79's FIG 4-1 erhålls  $k = 1,23$ . Härav fås enligt (3.15)  $f_{\text{cbt}}(2) = k 1,5(f_{\text{ctk}})_A = 1,23 \cdot 0,79 = 0,97$ . FIG 2.19 ger  $E_C = 19,5 \text{ GPa}$  för  $(f_K)_A = 7,9 \text{ MPa}$ , varav  $\rho E_S/E_C(2) = 0,0049 \cdot 200/19,5 = 0,050$ .

Diagrammen i FIG 3.7 och 3.8 ger för  $d/h = 0,8$ ;  $\zeta(2) = 1,06$ ,  $\kappa(2) = 1,09$ ,  $\eta(2) = 0,125$ .

Formel (3.14) härstammar från uttrycket

$$M_r(t_0) = \frac{f_{\text{cube}}(t_0)}{(f_K)_A} \frac{f_{\text{cbt}}(t_0) \kappa(t_0) bh^2}{6}$$

Eftersom  $f_{\text{cube}}(2)$  satts =  $(f_K)_A$  i detta fall fås

$$\begin{aligned} 1,25 M_R(2) &= 1,25 f_{\text{cbt}}(2) \kappa(2) bh^2/6 = \\ &= 1,25 \cdot 0,97 \cdot 1,09 \cdot 1,0 \cdot 0,16^2 \cdot 10^3/6 = 5,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Härav erhålls mittnedböjningen enligt ekv (3.11)

$$\begin{aligned} y(2) &= 5,38 \left( 0,125 \frac{8,47-5,61}{0,50} + \frac{5,61}{1,09 \cdot 19,5} \right) 10^{-3} = \\ &= (3,8 + 1,5) 10^{-3} = 5,3 \cdot 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$

I detta fall gjordes även böjdragsprov i samband med försöken. Dessa gav ett  $k$ -värde som uppgick till 1,40. Med detta  $k$ -värde insatt ger beräkningarna istället värdet

$$y(2) = (2,8 + 1,7) 10^{-3} = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

vilket markerats med en liten cirkel i FIG 3.12.

(Anm: Motsvarande beräkning enligt Betonghandboken ger  $y(2) \approx 12 \cdot 10^{-3}$  m).

b. Beräkning av slutnedböjningen,  $y(\infty)$

FIG 2.22 ger för "hållfasthetsklass"  $f_K = 17$  MPa  $\varphi_o = 2,1$ , FIG 2.23 och 2.25 ger för  $f_K = 22$  MPa, vol/yta = 80 mm, RH = 45% och  $(f_K)_A/f_K = 7,9/22 = 0,36$  värdena  $\varphi_h = 1,7$  resp  $\varphi_{t_o} = 1,7$  och följande slutvärde på kryptalet

$$\varphi(\infty) = \varphi_o \varphi_h \varphi_{t_o} = 2,1 \cdot 1,7 \cdot 1,7 = 6,1$$

varav  $\rho E_s [1 + \varphi(\infty)] / E_c(2) = (1 + 6,1) 0,05 = 0,36$ ,  
 $\zeta(\infty) = 1,28$ ,  $\kappa(\infty) = 1,50$ ,  $\eta(\infty) = 0,23$

$$\begin{aligned} 1,25 M_R(\infty) &= \frac{1,25 M_R(2)}{1 + 6,1} \frac{f_{\text{ctk}}}{(f_{\text{ctk}})_A} \frac{1}{1 + 6,1} = \\ &= 5,61 \frac{1,28}{(0,79/1,5)} \frac{1}{7,1} = \frac{5,61 \cdot 2,43}{7,1} = 1,92 \end{aligned}$$

Härav fås enligt ekv (3.12)

$$y_c(\infty) = 5,38 \left( 0,23 \frac{8,47-1,92}{0,50} + \frac{5,61 \cdot 2,43}{1,28 \cdot 19,5} \right) 10^{-3} - 5,3 \cdot 10^{-3} = (16,2+2,9-5,3) 10^{-3} = 13,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Från Betonghandbok Konstruktion kap 2.3 Fig :8 fås med RH = 45%

$$\epsilon_{CS}(\infty) = \epsilon_{CO} = 0,50\%$$

Med  $\gamma(\infty) = 2,6$  enligt FIG 3.9 fås vidare

$$\begin{aligned} \xi(\infty) &= \gamma(\infty) \epsilon_{CS}(\infty) \frac{E_S A_S d}{6M} = \\ &= 2,6 \cdot 0,50 \cdot 10^{-3} \frac{200 \cdot 10^9 \cdot 0,0049 \cdot 1,0 \cdot 0,128^2}{6 \cdot 8,47 \cdot 10^3} = \\ &= 0,40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{varav } y(\infty) &= [y(0) + y_c(\infty)] [1 + \xi(\infty)] = \\ &= (5,3 + 13,8) 1,40 \cdot 10^{-3} = 26,7 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Med  $k = 1,4$  fås istället värdet

$$y(\infty) = (4,5 + 14,6) 1,40 \cdot 10^{-3} = 26,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

(Anm: Motsvarande beräkning enligt Betonghandboken ger  $y(\infty) \approx 34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ )

c Beräkning av nedböjningen 28 dygn efter pålastningen,  $y(30)$ -----

Enligt FIG 3.3 är  $\varphi(28)/\varphi(\infty) = 0,34$  och enligt FIG 3.5  $\epsilon_{CS}(28)/\epsilon_{CS}(\infty) = 0,25$  för vol/yta = 80 mm. Med affina kurvor för  $y_c(t)/y_c(\infty)$  och  $\varphi(t-t_0)/\varphi(\infty)$  respektive  $\xi(t)/\xi(\infty)$  och  $\epsilon_{CS}(t-t_s)/\epsilon_{CS}(\infty)$  fås då

$$\begin{aligned}
 y(30) &= [y(2)+0,35 y_c(\infty)] [1+0,25\xi(\infty)] = \\
 &= (5,3+0,34 \cdot 13,8) (1+0,25 \cdot 0,40) 10^{-3} = \\
 &= 11,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}
 \end{aligned}$$

Med  $k = 1,4$  erhålls istället värdet

$$y(30) = (4,5+0,34 \cdot 14,6) 1,10 = 10,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

vilket markerats med en liten cirkel i FIG 3.12.

### 3.4 Sprickbildning vid tidig pålastning

Av de försök som utförts med plattor avformade vid olika åldrar, Samuelsson /1982/, framgår att tidig avformning kan ge ökat antal sprickor. Detta förhållande ökar den momentana nedböjningen men ger däremot ingen nämnvärd ändring i den fortsatta nedböjningstillväxten. Orsaken är att krypningen i de ännu ospruckna delarna undan för undan minskar den dragna betongens bidrag till böjstyvheten. Om sprickbildningen har stor betydelse, t ex med hänsyn till beständigheten, kan det finnas skäl till att vänta med att avforma tills konstruktionen i princip kan bära sin egen tyngd utan att spricka upp mer än vad som blir fallet efter det att den belastats av slutlig permanent och rörlig last. Vid böjbelastade konstruktioner där beständighet och deformationer är av betydelse rekommenderas därför att endera av följande två krav uppfylls vad beträffar uppnådd hållfasthet:

- a) Sprickmomentet beräknat på basis av en böjdraghållfasthet  $= f_{cbt}(t_0)$  enligt ekvation (3.15) bör inte understiga hälften av det maximala fältmomentet vid formrivningen.
- b) Uppnådd tryckhållfasthet  $(f_y)_A$  bör motsvara ett värde på  $(f_{ctk})_A$  som minst uppgår till

$$(f_{\text{ctk}})_A = f_{\text{ctk}} \frac{M_{g_0}}{M_{g+q/2}}$$

där  $M_{g_0}$  = maximalt fältmoment för egen tyngd  $g_0$  vid formrivningen  
 $M_{g+q/2}$  = d:o för permanent + halv tillfällig last vid färdig konstruktion

### 3.5 Hållfasthet vid formrivning

Risken för skador vid formrivning har behandlats av bl a Harrison /1975/ och Samuelsson /1982/. Vid lägre hållfasthet än 1 MPa finns enligt dessa källor en uttalad risk för mekaniska skador i form av märken från verktyg, avslagning eller avtrampning av hörn, rubbning av förtagningsarmering osv. Själva formmaterialet har betydelse för släppningen vid formrivningen. Formar gjorda av stål eller formplywood kan rivras vid en hållfasthet av 2 MPa medan träformar normalt kräver 3 MPa. Tidig avformning ger vidare snabbare avsvälning och uttorkning vilket kan orsaka risk för ytsprickor.

Vid väggar har man ur konstruktiv synpunkt i allmänhet inget annat krav vid formrivningen än att den inte skall välta på grund av vind, stöt eller dylikt. Enligt Arbetarskyddsstyrelsens Bygganvisningar /1972/ skall platsgjuten betongvägg, som i visst byggnadsskede är fristående, förses med säkerhetsarmering. Den härvid föreslagna armeringsmängden fungerar enligt Samuelsson /1982/ tillfredsställande för hållfastheter  $\geq 5$  MPa. För lägre hållfastheter kan det bli aktuellt med en uppdimensionering som enligt samma källa innebär en ca 50%-ig ökning av armeringsmängden vid 2 MPa. Formrivning vid lägre hållfasthet än 2 MPa bör ej förekomma.

För övriga bärande konstruktioner som balkar och bjälklagsplattor måste i allmänhet en mer ingående kontroll av bärförmågan utföras för bestämning av erforderlig



hållfasthet vid formrivningen. Förenklade metoder för dylik beräkning har angetts av bl a Larsson /1967/ och i Betonghandbok Arbetsutförande kap 10:2. De i 3.2 och 3.4 givna rekommendationerna möjliggör emellertid en mer nyanserad kontroll, vilket ökar möjligheterna för ett utnyttjande av betongens hållfasthetsegenskaper i tidig ålder utan att säkerheten eller konstruktionens slutliga bärförmåga behöver påverkas. En ytterligare förutsättning för detta är dock att man på ett tillförlitligt sätt kontrollerar att den avsedda formrivningshållfastheten verkligen uppnåtts i själva konstruktionen då formrivningen sker. Detta ansvar faller på arbetsledaren men konstruktörens uppställda krav skall givetvis klart framgå av arbetsritningarna. Exempel på metoder för indikering av betongens hållfasthet i konstruktionen ges i kap 2.7.

Om man vid beräkning av erforderlig formrivningshållfasthet inte förutsätter någon tillfällig last skall enligt AK 79 partialkoefficienten  $\gamma_f$  för enbart egen tyngd,  $g$ , sättas = 1,1. Om tillfällig last,  $q$ , på konstruktionen uppgår till mer än 0,08  $g$  vid formrivningstillfället används på vanligt sätt partialkoefficienten 1,0 för  $g$  och 1,3 för  $q$ . Vidare bör vid beräkningen formrivningsfallet hänföras till säkerhetsklass 2. Då en kollaps kan förorsaka speciellt omfattande förstörelse, t ex fortskridande ras, bör säkerhetsklass 3 tillämpas.

Formrivningstidens inverkan på nedböjningen kan överlagsmässigt beräknas enligt 3.3. Som framgår av försöksresultaten enligt FIG 3.11 och 3.12 så påverkades nedböjningstillväxten i de undersökta fallen inte nämnvärt av en sänkning av åldern vid formrivningen utan hela nedböjningsökningen skedde redan i inlednings-skedet. Normalt bör man även vid andra typer av balkar och plattor kunna räkna med likartat beteende. Konsekvensen blir då att deformationsutvecklingen efter en viss tidpunkt, t ex vid det tillfälle en icke bärande



mellanvägg utförs på ett bjälklag, kan förutsättas vara oberoende av formrivningstiden. Vidare innebär det att en eventuell överhöjning av formen är en ur deformationssynpunkt fullgod kompensation för den nedböjningsökning som kan bli följden av en tidig formrivning.

Om man vid pressat tidsschema önskar forcera formrivningen uppnås avsevärd förbättring ur deformations- och sprickbildningssynpunkt, om formen i området kring mittpartiet bibehålls tills tillräcklig hållfasthet uppnåtts för avformning av konstruktionen i dess helhet. Detta kan i vissa fall innebära att formställningen i detta parti måste dimensioneras upp, men detta kompenseras sannolikt av minskad omloppstid för formen och ökad framkomlighet. I detta sammanhang kanske bör påpekas att s k säkerhetsstämp som sätts upp först sedan hela formrivningen skett inte ger helt samma effekt. De sprickor som hinner utbildas vid avformningen kommer inte att försvinna igen även om man försöker sluta dem tillfälligt genom att anbringa en viss stämpkraft mot konstruktionen.

Då formrivning av någon anledning skett för tidigt kan det bli aktuellt att följa deformationsförloppet för att kunna uttala sig om eventuella framtida men. Härvid kan den i avsnitt 3.3.4 beskrivna metoden, representerad av ekvation (3.17) komma till användning.

Sammanfattningsvis bör man vid beräkning av erforderlig uppnådd hållfasthet vid formrivning först bestämma sig för det lägsta värde som kan anses tillrådligt med hänsyn till beständighet eller andra faktorer. Vad gäller bärande konstruktioner där sprickbildningen kan ha betydelse för beständigheten har i 3.4 angetts vissa rekommenderade kriterier. När det gäller andra bärande konstruktioner rekommenderas att man, innan man skaffat sig en egen erfarenhet av den praktiska tillämpningen på arbetsplatsen, sätter  $(f_K)_A = 6 \text{ MPa}$  som en lämplig

undre gräns. I nästa steg bör man kontrollera om risk för förankringsbrott eller eventuellt utstansningsbrott föreligger. Som tredje steg kommer sedan kontroll av konstruktionens bärförmåga i övriga avseenden.

### 3.6 Tidig överbelastning

#### 3.6.1 Påtvingad förskjutning, armering

I detta avsnitt redovisas kortfattat för de resultat som erhöles då ingjutna kamstänger gavs påtvingade förskjutningar i tidig ålder, Wilson /1982/. vid dessa försök hade den omgivande betongkroppen sådan storlek, att den ej spjälkades av de utåtriktade krafterna från kammarna (jfr 3.1.1), samtidigt som ingjutningslängden valdes så kort att den maximala utdragskraften blev mindre än stångens brottlast.

Genom att betongmaterialet under kammarna komprimeras plastiskt vid stångens tidiga rörelse erhålls i detta område en extra hållfasthetsökning vid den fortsatta hydratiseringen. Då stången belastas vid senare tidpunkt får man därför dels en mycket brant pålastningskurva (hög förskjutningsmodul), dels en brottlast som är 10-30% högre än utdragskraften vid en förstagångsbelastning som sker vid samma tidpunkt. Som en följd av detta kan en kamstång förskjutas upp till ca 4 mm i tidig ålder utan att den maximala utdragskraften påverkas negativt.

Det ovan beskriyva förhållandet avser de fall då stången dras ut åt samma håll som den tidigare pålagda förskjutningen. Sker utdragningen åt motsatt håll kommer det glapprum som bildas bakom kammarna vid den första förskjutningen att inverka negativt på samverkansenskaperna. Detta medför dels att pålastningskurvan blir avsevärt flackare, dels att brottlasten reduceras till ett värde som endast uppgår till ca 60% av det normala värdet.

### 3.6.2 Påtvingad deformation, armerad balk

För att utröna skadeverkningarna av en tidigt påförd deformation gjordes en serie försök med armerade balkar påverkade av punktlast i mitten. Balkarnas utseende efter påtvingad deformation som utförts vid olika åldrar framgår av FIG 3.13a-d.

Vid försöken gjordes följande observationer:

- a) I tidig ålder är små skjvsprickor mer rikligt förekommande än i normal ålder vilket kan tyda på större lokala variationer i hållfasthet. De flesta små skjvsprickorna var dock ej synliga vid avformningen utan framträdde först efter en tid då balksidorna torkat ut. Speciellt markant var detta hos den vid 4,5 timmars ålder belastade balken som föreföll helt intakt vid avformningen fränsett den kvarvarande deformationen.
- b) Genom att balkarna var tryckarmerade kunde de ta ett ganska stort moment med ganska liten deformation. Den förhållandevis stora påtvingade deformationen (1/100 av spännvidden) omsattes i stället till stor del i skjvsprickbildning.
- c) I samtliga tidigt belastade balkar utom den första uppträder sprickor kring längsarmeringen, vilket tyder på att förankringsbrott varit relivt nära förestående vid fortsatt ökning av deformationen.
- d) Böjsprickor förekommer i förvånansvärt liten utsträckning trots relativt höga armeringspåkänningar hos de äldre balkarna. En platta som deformerats i tidig ålder kan sålunda se nästan intakt ut på undersidan samtidigt som det förekommer omfattande skjvsprickor inne i plattan.
- e) Då en balk som fått skjvuppsprickning i tidig ålder belastas till brott vid normal ålder styrs sprickutvecklingen av de ursprungliga sprickorna, vilket kan leda till större sprickvidder.

#### 4.1 Inledning

I de flesta betongkonstruktioner förekommer sprickbildning i varierande omfattning. En del av dessa sprickor härrör från den last som konstruktören har dimensionerat för, t ex böj- eller skjvsprickor i en balk. Dessa sprickor är accepterade och orsakar normalt inte några problem. Detta beror främst på att sprickorna uppstår i de delar av konstruktionen som har tillräckligt kraftig armering för att fördela sprickorna till en ringa bredd.

Ett helt annat förhållande gäller då man som konstruktör eller byggare skall försöka undvika sprickor av lastoberoende påkänningar av temperaturvariationer, fuktvariationer och sättning i den färska betongmassan. Inom detta område är anvisningarna i olika betongbestämmelser mer oklara. Detta återspeglas i de åtgärder som vidtas för begränsning av skador. Åtgärderna kan för samma konstruktionstyp variera mellan inga åtgärder alls, varken från konstruktören eller byggaren, till omfattande åtgärder i form av t ex förstärkt armering, genomtänkt fogindelning, begränsning av temperaturvariationer och begränsning av tidig fuktavgång.

Då man studerar lastoberoende sprickbildning måste man göra någon typ av klassificering av sprickor, och en sådan kan vara uppbyggd på olika sätt. En indelning är att dela in sprickorna efter orsaken till dess uppkomst, t ex temperatursprickor, krympsprickor och sättsprickor. En annan är att dela in dem efter tidpunkten efter gjutningen för dess uppkomst, och ytterligare en indelning kan vara utseendet hos sprickorna, t ex genomgående raka sprickor och krackeleringssprickor, se FIG 4.1.

Oavsett vilken indelning man gör är det viktigt att man inte alltför strikt klassificerar en spricka, och tror att dess uppkomst och utseende endast beror på en faktor under en begränsad tidsrymd. Istället måste man försöka beakta alla de faktorer som påverkar påkänningsuppbyggnaden fram till sprickans uppkomst.

Sprickbegränsande åtgärder kan indelas efter flera olika indelningsgrunder, t ex tidpunkt för åtgärdens insättande, art av åtgärd, vem som sätter in åtgärden eller efter vad som påverkas av den. Enklast är att indela åtgärderna efter dels vad som påverkas av åtgärden och dels art av åtgärd. En sådan uppställning av åtgärder kan ha följande utseende:

- sprickorna begränsas genom att man begränsar den sprickframkallande faktorn, t ex temperaturvariationens och krympningens storlek och hastighet, och sättningens storlek.
- minska konstruktionens fasthållningsgrad och på detta sätt minska de tvångsspänningar som ger upphov till sprickorna.
- fördela sprickorna till acceptabel sprickvidd med hjälp av sprickfördelande armering av något slag.
- koncentrera sprickorna till vissa partier av konstruktionen, där de sedan kan tätas, om detta erfordras, eller döljas om estetiska skäl talar för detta.
- påföra tvångsspänningar på konstruktionen, som motverkar de faktorer som ger upphov till sprickor.

## 4.2 Sättsprickor

### 4.2.1 Allmänt

Direkt efter gjutningen påverkas betongens olika beståndsdelar av gravitationskrafter. Dessa gör att man får en separering i betongmassan med fler större och tyngre partiklar i betongkroppens nederdel och en vattenrikare betongmassa vid överytan. Denna separering

ger upphov till en sättning i betongmassan som är direkt proportionell mot storleken hos vattenseparationen. Sättnings storlek är därför beroende av dels betongmassans sammansättning och betongkroppens höjd.

De parametrar i betongsammansättningen som främst påverkar separationen, och därmed även sättningen, är andelen finpartiklar i betongen och vattenhalten. En ökad andel finpartiklar och en minskad vattenhalt ger en minskad sättning, se Betonghandbok Material, kap 7:2.2.3.

Sättnings betydelse för sprickbildningen har bl a studerats av den holländska kommittén för betongforskning, CUR /1977/. Man fann ett ungefärligt samband mellan sättningens storlek och vct och betongmassans höjd som lyder

$$S = (37 \cdot vct - 17,6) \cdot \frac{h}{1000} \text{ mm} \quad (4.1)$$

där  $S$  = sättningens storlek i mm  
 $vct$  = vattencementtal  
 $h$  = betongkroppens totalhöjd i mm

Här har då inte tagits hänsyn till den upphängning i form och på armering som äger rum i höga tunna konstruktionstyper som väggar och pelare. I undersökningen påpekades att ekvationen ovan gällde för betong med cementhalten  $300 \text{ kg/m}^3$  och standardcement. Då andra förhållanden gäller ger ekvationen endast en bild av storleksordningen på sättningen.

I den ovan nämnda undersökningen kom man fram till att sättningen pågår i minuter motsvarande  $1/4$  av betongtjockleken i mm. Dvs i en betongmassa med 30 cm tjocklek pågår sättningen i 1-1,5 timmar. Detta är endast en grov tumregel med tanke på variationerna i betongmassan, vibreringsenergi, armeringens och formens inverkan vid olika gjutningar men den torde vara tillräcklig för inte alltför höga gjutningar.



Tiden för sättningen begränsas även av betongens tillstyvnande. Därför kan sättningsförloppet även påverkas av temperatur och tillsatsmedel.

#### 4.2.2 Sprickor av sättning

Förhindras betongens sättning i vissa sektioner kan sättsprickor uppkomma. I FIG 4.2 visas uppkomsten av sättsprickor över armeringsstänger och vid sektionsovergångar.

Sättsprickor uppstår när betongytan är tillräckligt styv för att spaltas. De uppträder vanligtvis 1-2 timmar efter gjutningen och uppvisar ofta ett regelbundet sprickmönster. Sprickdjupet är normalt litet. Däremot kan sprickbredden i ytan bli stor, upp till 5 mm och kan på grund av att de följer armeringen påverka konstruktionens funktion på ett negativt sätt. En spricka längs en armeringsstång ger en antydning om att betongen har förskjutits ett stycke relativt armeringsstången, och kan ge som resultat att armeringsstången inte är kringgjuten på ett tillfredsställande sätt. Detta påverkar naturligtvis vidhäftnings- och spjälkhållfasthet hos den armerade konstruktionen. Hur stor denna inverkan är är dock inte känt.

En sprickas egenskap att följa armeringen påverkar även konstruktionens beständighet främst vad gäller armeringskorrosion då en spricka som följer armeringen är mycket allvarlig ur korrosionshänseende.

De faktorer som påverkar sprickbildningen är dels samma faktorer som påverkar sättningens storlek och dels faktorer som armeringens läge och armeringens diameter. I en undersökning av Dakhil et al /1975/ studerades sättsprickornas beroende av sättmått hos betongen, täckande betongskikt och armerings diameter, FIG 4.3. Som framgår av figuren är täckande betongskikt den faktor som har störst betydelse för omfattningen av sättsprickor.



#### 4.2.3 Åtgärder mot sättsprickor

Det råder ett direkt samband mellan betongens sättning och dess vattenseparation. En naturlig åtgärd att minska på sättningens storlek är därför att utföra sin betongmassa på ett sådant sätt att separationen minimeras. Vattenseparationen kan minskas genom följande åtgärder:

- Ökning av cement- eller fillerhalten
- tillsats av accelererande tillsatsmedel
- minskning av vattenhalten
- tillsats av kiselstoff

Här bör beaktas att en ökning av cementhalten och en tillsats av accelererande tillsatsmedel i vissa konstruktionstyper kan ge problem med en förhöjd temperaturutveckling.

Konstruktiva åtgärder för att minska sättsprickornas omfattning

- Ökning av täcksiktet
- undvikande av tvära sektionsövergångar

Ett ökat täckande betongskikt medför ofta att den utnyttjningsbara höjden i en balk eller platta minskar. Detta medför inte bara högre kostnader för större materialåtgång utan ofta är sektionshöjden hos stommen pressad till ett minimum av byggnadstekniska skäl. För vissa konstruktionstyper, t ex parkeringsdäck och broar, är ofta ett större täckande betongskikt än vad normen föreskriver befogad, med tanke på konstruktionens beständighet.

Att undvika tvära sektionshöjdsändringar i en platsgjuten betongstomme är normalt inte möjligt, utan man bör istället utföra gjutningen på ett sådant sätt att skillnaden i sättningsrörelse kompenseras under gjutningens lopp, t ex genom gjutuppehåll.

Lämpliga arbetstekniska åtgärder mot sättsprickor är

- gjutuppehåll, ca 2 timmar, vid sektionssäkringar, t ex vid övergång mellan ramben till rambalk.
- återvibrering när sättningen har upphört men betongen fortfarande är vibrerbar.
- efterbearbetning av ytan, t ex genom stålglättning.

Vid gjutning av betongmassor med en varierande sektionshöjd gjuts de delar av stommen som har den största höjden först, för att dessa delar skall sätta sig lite innan övergjutningen utförs, se FIG 4.4.

Återvibrering inom några timmar efter gjutningen ger även en förhöjning av betongens hållfasthet, genom att man får en komprimering av betongmassan. Regler för hur återvibrering bör utföras ges i Betonghandbok Arbetsutförande, kap 6.4.3.4.

En minskning av sprickorna genom en glättning av överytan kan endast accepteras där sprickorna inte riskerar att påverka konstruktionens beständighet. Detta beror på att glättningen endast ger en tätning av sprickan på ytan och inte har någon effekt på sprickan i höjd med armeringen.

### 4.3 Sprickor av plastisk krympning

#### 4.3.1 Allmänt

Om en nygjuten betongmassa exponeras fritt mot luften fås en mycket snabb avdunstning från ytan. Storleken av denna avdunstning är jämförbar med avdunstningen från en fri vattenyta.

Denna avdunstning gör att det kapillärt bundna vattnet i betongen avgår mycket snabbt. När ytan börjar torka sker en transport av vatten upp till ytan genom porsystemet i betongmassan. I de större kapillärporerna bildas då vattenmenisker som ger upphov till horisontella dragspänningar i betongmassan, som, om de blir för stora, kan medföra sprickor i betongmassan.

Den plastiska krympningen kan beskrivas i tre steg, se FIG 4.5.

- Steg 1: Betongytan är fortfarande våt och några meniskkrafter och därav följande krympning förekommer ej.
- Steg 2: Vattnet på ytan har torkat bort och i betongens porsystem bildas vattenmenisker vid gränsen mellan vatten och luft. Detta ger upphov till spänningar i betongen och eftersom betongens styvhet är mycket liten fås en stor krympning i detta skede.
- Steg 3: Efter några timmar minskar krympningshastigheten drastiskt. Detta beror dels på att systemet av sammanhängande, vattenfyllda kapillärporer bryts ned och dels på att betongen styvnar under inverkan av hydrationsförloppet.

De två saker som är en förutsättning för den plastiska krympningen är alltså betongmassans öppna, vattenfyllda porsystem och betongmassans ringa styvhet.

Den tid som betongen är känslig för den snabba uttorkningen sträcker sig till 4-6 timmar efter gjutningen och om man kan fördröja uttorkningens start till efter denna tid finns inte förutsättningar för att plastisk krympning skall uppstå.

Storleken av den plastiska krympningen kan uppgå till 1-2%, vilket väsentligt överstiger långtidskrympningen.

Risken för sprickor ökar med ökad avdunstningshastighet. Risk för sprickbildning föreligger då hastigheten

överstiger  $0,5 \text{ kg/m}^2\text{h}$ . I FIG 4.6 visas ett diagram med vars hjälp man kan uppskatta avdunstningshastighetens storlek, beroende på klimat, betongtemperatur och vindhastighet.

#### 4.3.2 Sprickor av plastisk krympning

Sprickor av plastisk krympning är ofta raka och utan särskild orientering. Längden kan variera från några cm till 1-2 m. Sprickvidden är på en plattas översida ofta avsevärd, 1-2 mm. Sättsprickor och sprickor av plastisk krympning kan sammanfalla så att den diskontinuitet i materialet som en sättspricka ger, ger upphov till en sprickanvisning för sprickor av plastisk krympning.

En spricka av plastisk krympning kan teoretiskt gå igenom en hel betongplatta. I litteraturen finns redovisat exempel på att sprickor gått igenom ett 20 cm bjälklag. I allmänhet blir dock sprickorna genomgående på grund av en kombination av plastisk krympning och temperaturpåkänningar.

#### 4.3.3 Åtgärder mot sprickor av plastisk krympning

Den bästa metoden att undvika sprickor av plastisk krympning är att i möjligaste mån förhindra att betongen torkar ut under de första timmarna efter gjutningen.

En fördröjning av uttorkningen kan ske på i princip tre olika sätt:

- vattenbegjutning
- täckning (plastfolie, våta säckar)
- membranhärdning

En åtgärd mot sprickor av plastisk krympning skall sättas in innan betongytan har börjat torka. Vatten-

begjutning (vattendimma) och täckning kan i princip påbörjas direkt efter gjutningen, men av praktiska skäl startas oftast inte efterbehandlingen förrän någon timme efter gjutningen och detta kan vid ogynnsamma klimatförhållanden vara för sent.

Täckning med plastfolie måste ske omsorgsfullt så att inga öppningar i plastfilmen ger upphov till lokalt drag med höga vindhastigheter. Plastfolien skall i varmt klimat vara vit då en mörk yta får en högre temperatur på grund av en större värmeabsorption.

Membranhärdningsvätska skall appliceras på betongytan så fort det fria vattnet på ytan har avdunstat. I torrt och varmt klimat kan det vara problem att hinna få på vätskan innan sprickorna uppstår, därför rekommenderas vattenbegjutning eller täckning i dessa fall. Vattenbegjutning bör ske med mycket finfördelat vatten för att inte yterosion skall uppstå på grund av rinnande vatten.

I en fältundersökning gjord av Hellström, Ysberg /1972/ visades att med en förhindring av uttorkningen i tidigt skede får man en klar minskning av mängden sprickor, se FIG 4.7.

De regler som anges i de svenska betongnormerna när det gäller efterhärdningens längd är påkallade av att betongens egenskaper försämras om inte härdningen sker i tillräckligt fuktig miljö. Risken för sprickor av plastisk krympning upphör efter ca 5-10 timmar efter gjutningen, men efterbehandlingen bör enligt normen fortgå i 2-5 dygn efter gjutningen, beroende på temperaturen i betongen.

Vattenbegjutning av betongytan ger en förhöjd vattenmängd i betongens övre skikt. Denna vattenmängd skall, liksom en stor del av blandningsvattnet torka ut ur konstruktionen innan jämvikt har uppnåtts med omgivande

klimat. Ofta är uttorkningen av byggfukt ett problem, då den tar lång tid och försenar byggprocessen. Det händer att betongen inte får torka ut tillräckligt innan man lägger på ett tätt skikt. Detta kan i ogynnsamma fall ge problem med mögel- och fuktskador. På grund av risken för sådana skador bör man inte utnyttja vattenbegjutning för att förhindra sprickor i känsliga konstruktioner, t ex platta på mark, utan här bör man täcka in betongytan med plastfolie i stället. Det bör dock påpekas att de regler som anges i BBK 79, kap 8.4.2.4, angående membranhärdning, skall följas.

#### 4.4 Temperatursprickor

##### 4.4.1 Allmänt

Temperaturförloppet direkt efter gjutningen i en betongmassa har det karakteristiska förloppet som visas i FIG 4.8. Under de första timmarna efter betongblandning sker normalt ingen eller mycket liten värmeutveckling. Vid gjutning i kallt väder fås ibland en temperatur-sänkning direkt efter gjutningen, beroende på avsvälning mot omgivningen.

Efter några timmar startar reaktionen mellan cement och vatten med en temperaturhöjning som följd. Maximum hos reaktionshastigheten uppnås inom 6-48 timmar efter gjutningen. Därefter är avsvälningen mot omgivningen större än temperaturökningen av reaktionen och därför fås en temperaturminskning ner till omgivningstemperaturen.

De faktorer som påverkar temperaturförloppet är dels materialparametrar och dels rand- och begynnelsevillkor.

Betongens värmeutveckling kan på ett nöjaktigt sätt beskrivas av ekvationen



$$Q = Q_{\infty} \cdot \exp(-(\alpha/t_e)^{\beta})$$

där  $Q$  = betongens totala värmeutveckling efter en viss tid, J/g cement  
 $Q_{\infty}$  = betongens totala värmeutveckling, J/g cement  
 $t_e$  = ekvivalent ålder vid 20°C  
 $\alpha, \beta$  = konstanter som erfordras för att anpassa ekvationen till försöksdata

Om ekvation (4.2) anpassas till FIG 2.26 fås värden på  $Q_{\infty}$ ,  $\alpha$  och  $\beta$  enligt TAB 4.1.

TAB 4.1 Konstanterna  $Q_{\infty}$ ,  $\alpha$  och  $\beta$  för beräkning av värmeutveckling enligt ekv (4.2)

Cementtyp	$Q_{\infty}$	$\alpha$	$\beta$
SH	450	17,0	0,80
Std	360	19,0	0,87
Massiv-cement	255	25,0	1,1

J/g cement    tim

#### 4.4.2 Temperaturinverkande faktorer

En matematisk beskrivning av temperaturförloppet i en betongmassa ges av en icke-linjär differentialekvation som kan lösas analytiskt endast i mycket enkla fall. Om man önskar få en bild av temperaturgradienter i betongen är man hänvisad till att använda datorhjälpmedel vid beräkningsarbetet.

En förenklad metod att bestämma medeltemperaturförloppet i tunna konstruktioner med inte alltför varie-

rande temperaturförlopp i betongens inre delar och i dess ytparter ges i Betonghandbok Material, kap 8.5.

I det projekt som legat till grund för denna rapport har utnyttjats ett datorprogram för att bestämma temperaturförloppet, och de temperaturkurvor som redovisas i figurerna nedan bygger på beräkningar gjorda med detta program.

Nedan beskrivs i figurer hur olika faktorer påverkar temperaturförloppet.

Cementtypens och cementmängdens betydelse för temperaturen framgår av FIG 4.9.

Konstruktionsdelens dimension har avgörande betydelse för dess temperaturförlopp. Detta åskådliggörs i FIG 4.8 där medeltemperaturförloppet i väggar med tjockleken 0,2-1 m redovisas. Som en jämförelse visas även medeltemperaturen beräknad med den i Betonghandboken beskrivna förenklade metoden.

Dimensionens inverkan på temperaturgradienterna i betongen visas i FIG 4.10, där temperaturprofilen visas vid det tillfälle då skillnaden mellan mitt- och yttertemperaturen är som störst.

Betongytans temperatur påverkas främst av omgivande lufttemperatur, formens värmemotstånd, värmeövergångstal mot luft och tillförd eller avgiven värme genom strålning.

Värmeövergångstalet  $\alpha$  kan sättas till de värden som anges i SBN 75

Utomhus:  $\alpha \approx 14 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$

Inomhus:  $\alpha \approx 6 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$

och formens värmegenomgångstal kan tas ur TAB 4.2.

Betongmassans begynnelsestemperatur inverkar på hydratationshastigheten och en lägre begynnelsestemperatur ger ett något långsammare temperaturförlopp, och en lägre maximitemperatur. Detta visas i FIG 4.11.

En viktig faktor som påverkar temperaturen i betongen är inverkan från omgivande konstruk-

tionsdelar. I FIG 4.12 visas uppmätta temperaturförlopp i olika delar av en vägg, och här ses ett klart långsammare hydratationsförlopp i väggens nedre partier. Den aktuella gjutningen skedde på vintern mot en kall bottenplatta.

TAB 4.2 Ungefärliga värden på värmeledningstalet för några olika formtyper och täckningar.

Form och täckning	Värmeledningstal $W/m^2 \text{ } ^\circ C$
Ingen täckning, blåst	30
Presenning med luftmellanrum	4,5
Träform, 25 mm, våt	4,0
Träform, 25 mm, torr	3,0
Stålform	10,0
Betongtäckmatta, 50 mm	0,7
Isolerad form, 50 mm cellplast	0,8
Isolerad form, 20 mm cellplast	1,9
Betong, 100 mm	4,8
Betong, 200 mm	3,8

#### 4.4.3 Sprickor av temperaturvariationer

Temperaturens variationer ger upphov till påkänningar i betongen, som, om de blir för höga, kan ge upphov till två typer av sprickor:

- Sprickor av egenpåkänningar då olika delar av tvärsnittet har olika temperaturförlopp.
- Sprickor av tvångsspänningar då betongkonstruktionen förhindras att röra sig gentemot omgivande konstruktionsdelar.

Att temperaturen ger upphov till sprickor beror främst på två saker: stora temperaturändringar och snabba temperaturförlopp. Vid ett långsamt verkande temperaturförlopp inverkar betongens relaxation på ett gynnsamt sätt.

### Sprickor av egenpåkänningar

Egenspänningar uppstår i en konstruktionsdel på grund av den temperaturskillnad som blir mellan ytan och de inre partierna.

Egenspänningarnas variation över tvärsnittet visas i FIG 4.13.

Under uppvärmningsskedet fås en högre temperatur i de inre delarna, vilket medför att dessa sväller och ger upphov till dragspänningar i ytan. Under avsvälningsskedet sjunker temperaturen snabbare i ytan vilket ytterligare ökar dragspänningarna i konstruktionsdelens yttre delar. Då en utjämning av temperaturen har skett, och man har fått samma temperatur genom hela tvärsnittet fås en tryckspänning i ytan och en dragspänning i betongsektionens mitt.

Sprickbildning av egenspänningar är främst aktuell då betongkonstruktionens tjocklek uppgår till ca 0,8-1 m och däröver. Spänningar uppkomna av temperaturgradienter kan dock ha betydelse även för tunnare konstruktioner om dessa senare överlagras av spänningar uppkomna genom krympning.

Dea typ av sprickbildning har ett begränsat djup från några mm upp till 5-10 cm. Om konstruktionen samtidigt är förhindrad att deformeras under avsvälningen kan dessa grunda sprickor vara anvisningar för genomgående sprickbildning.

Ytsprickbildningen på väggar har normalt ingen negativ effekt ur konstruktiv synpunkt, men för att inte minska beständigheten hos en eventuell ytarmering bör den i vissa fall undvikas. På horisontella ytor som utsätts för belastning från t ex hjul bör all ytsprickbildning undvikas eftersom man annars kan få omfattande förstöring av ytan.

### Sprickor av tvångspåkänningar

Under betongens hårdnande stiger temperaturen på grund av cementets värmeutveckling. Är betongens rörelser förhindrade, t ex på grund av mothåll från angränsande konstruktionsdelar, medför detta att betongen stukas och att tryckspänningar byggs upp. Betongen är dock ännu ung och har en låg elasticitetsmodul, en stor krypning och deformationerna är i huvudsak permanenta. Tryckspänningarna blir därför relativt små. Inom 0,5-2 dygn har betongen i de allra flesta fall nått sin högsta temperatur och avsvälning till ett jämviktsläge med omgivningen påbörjas. Betongen minskar under temperatursänkningen sin volym. Den har nu en högre mognadsgrad varför dess elasticitetsmodul är större, dess krypbenägenhet mindre och volymminskningen motsvaras nästan helt av elastiska deformationer. Volymminskningen är dock förhindrad, varför tryckspänningarna snabbt återgår och i stället erhålles dragspänningar. Så småningom överskrids draghållfastheten och en genom hela tvärstnittet gående spricka uppkommer. Förloppet visas schematiskt i FIG 4.14.

Denna typ av sprickor är oftast allvarligare än sprickor av egenspanningar eftersom de alltid är genomgående.

Genomgående sprickbildning kan även uppträda i tunnare konstruktioner. Skadefall har redovisats i väggar gjutna mot fast underlag med en tjocklek ned till 20 cm.

#### 4.4.4 Åtgärder mot temperatursprickor

För att undvika sprickor från temperaturens inverkan måste sprickrisken beaktas av alla parter inom byggprocessen, arkitekt, projektör, konstruktör, materialleverantör och byggare.

Sprickbegränsande åtgärder kan indelas i konstruktiva, materialtekniska och arbetstekniska åtgärder. Nedan beskrivs möjliga åtgärder i denna ordning.

#### Konstruktiva åtgärder

- indelning av konstruktionen med fogar och fogarnas utformning
- armeringens mängd och fördelning
- utnyttjande av spännarmering

En vanlig konstruktionstyp där fogar ofta spelar en avgörande roll är väggar gjutna mot ett mer eller mindre eftergivligt underlag. Här påverkas påkänningen i väggen av dels fasthållningsgraden vid väggens underkant och dels av hur väggen är fasthållen mot omgivande konstruktionsdelar, se FIG 4.15. För att minska risken för vertikala sprickor i väggen bör man eftersträva att minska fasthållningsgraden både vid väggens ändar, i gjutfogarna och längs fogen mot underlaget. Ett dylikt förfarande ger naturligtvis öppna fogar längs väggens underkant och vid dess ändar.

Ett liknande resonemang kan föras för andra konstruktionstyper, t ex parkeringsdäck. Det är ofta bättre att ha få öppna spalter på förutbestämda platser, och där ta hand om problem med t ex genomrinnande vatten, än att riskera få mer eller mindre godtyckligt placerade sprickor med vattenläckage.

De sprickor som skulle kunna påverkas av armering är sprickor av tvångsspänningar i tunna och medelgrova konstruktioner. Eftersom en sprickfördelande armering ofta medför stora kostnader, bör den endast komma i fråga då grövre sprickor kan medför olägenhet i form av t ex korrosion på statiskt verksam armering eller då risk för vattenläckage förekommer.

Huvudregeln vad gäller fördelning av sprickor genom armering är att armeringshalten måste vara minst så



stor att den kraft som kan tas upp av armeringen innan den flyter skall överstiga den dragkraft som kan tas upp av betongtvärsnittet innan betongen spricker. Detta villkor ger för en fasthållen betongkonstruktion en minsta armeringshalt på

$$\mu = f_{cth}/f_{su} = A_s/A_c \quad (4.3)$$

där

- $f_{cth}$  = betonghållfasthetsklassens spräckhållfasthet = 1,5  $f_{ctk}$
- $f_{ctk}$  = spräckhållfasthetens karakteristiska värde
- $f_{su}$  = armeringens sträckgräns
- $A_s$  = armeringsarean
- $A_c$  = betongens tvärsnittsarea

I den nya svenka betongnormen (BBK 79) anges att endast en del av en väggs bredd behöver räknas med i den effektiva tvärsnittsarean. Detta bygger på att endast den betong som ligger närmast armeringen medverkar till att överföra dragkrafter från armering till betong. Detta förslag grundar sig på försök där dragkraft har införts i armeringen i väggskivor, se Holmberg, Lindgren /1972/.

Vid tvångsspänningar från temperaturvariationer och krympning fås ett annorlunda belastningsfall än det som Holmberg et al /1972/ använde. I detta fall införs den kritiska dragkraften, som ger upphov till sprickor, i betongen och armeringen är tryckt mellan sprickorna. Huruvida den medverkande betongarean, som anges i BBK 79 gäller för detta belastningsfall är inte utrett, därför rekommenderas att den strängare regeln enligt ekv (4.3) ovan används om absolut säkerhet erfordras för att armeringen skall ha en sprickfördelning inverkan.

En sprickfördelning armering i grövre konstruktioner ger, om man beaktar den rekommendation som ges i BBK 79 grova sprickor i konstruktionens mitt, se FIG 4.16. Hur

denna typ av sprickor påverkar t ex ett eventuellt vattenläckage är idag helt okänt. Det kan kanske vara tillfyllest ur läckagesynpunkt att fördela sprickorna vid betongytan, men detta är inte klart utrett.

Spännarmering som sprickbegränsande faktor är idag mycket ovanligt, främst beroende på ekonomiska faktorer. I vissa konstruktionstyper kan spännarmering dock vara ett intressant alternativ. Här är uppspänningstiden en viktig faktor. En partiell uppspänning till en låg betongspänning bör utföras innan sprickor av temperaturvariationer kan uppstå, då det är mycket svårt att få acceptabel sprickvidd i en redan sprucken konstruktion.

#### Materialtekniska åtgärder

- val av cementtyp
- val av cementmängd
- val av tillsatsmedel

De materialtekniska åtgärderna syftar till att minska temperaturökningen och därmed även minska risken för sprickbildning.

Exempel på hur val av cementtyp och cementmängd påverkar temperaturen har visats i FIG 4.9.

Accelererande och retarderande tillsatsmedel påverkar temperaturförloppet. Retarderande tillsatsmedel fördröjer starten hos hydratationen men då denna väl startat sker hydratationen efter samma förlopp som utan tillsatsmedel.

Retarderande tillsatsmedel skulle kunna utnyttjas så att vissa delar av en betongkonstruktion får en senare hydratation. På så sätt fungerar dessa partier som delar med lägre styvhet och utövar därför en mindre fasthållning på de övriga delarna i konstruktionen. Ett dylikt förfarande är dock inte provat i praktiken.

### Arbetstekniska åtgärder

- kylning med ingjutna kylslingor
- kylning av ballast eller blandningsvatten
- kylning av betongytan
- isolering för att undvika temperaturgradienter i betongen.

På arbetsplatsen kan temperaturstegringen minskas genom kylning av betongmassan på något sätt. Här kan kylning med ingjutna kylslingor, kylning av betongytan eller kylning av betongens ballast eller blandningsvatten vara aktuellt. Bernander /1973/ ger en beskrivning av hur kylning med kylslingor påverkar betongtemperaturen, se FIG 4.17. Som synes av figuren fås en kraftig sänkning av temperaturökningen jämfört med ej kyld betong.

För tunna konstruktioner kan kylning av betongytan bli en effektiv metod för att minska temperaturökningen, se FIG 4.18.

När risken för genomgående sprickor av tvång är obefintlig kan man vid risk för sprickor från temperaturgradienter få en jämnare temperaturökning genom betongkroppen genom isolering av betongytan. Detta ger dock en kraftig ökning av medeltemperaturen, se FIG 4.19.

Att ange någon absolut gräns för hur stor avsvälningen eller avsvälningshastigheten får vara innan sprickor uppkommer är svårt på grund av ett flertal faktorer, bl a

- betongens egenskaper vad gäller brottöjning och brottspänning är inte klarlagda vid långsamma belastningshastigheter.
- konstruktionens inspänningsgrad är mycket svår att uppskatta.

När det gäller sprickor av egenspanningar finns olika uppgifter på acceptabel temperaturskillnad mellan max-

och min-temperaturen i litteraturen. I en dansk undersökning, BKF-Centralen /1979/, anges att en gräns för sprickbildning går vid maximal temperaturskillnad på  $20^{\circ}\text{C}$ . Erfarenheter hos Statens Vattenfallsverk ger samma storlek på acceptabel temperaturskillnad.

För sprickor av yttre tvång anger Buö /1973/ värden på tillåten avsvälning på  $8-12^{\circ}\text{C}$  beroende på avsvälningstiden (0-5 dygn). Detta gäller vid helt fastlåst konstruktion. Om konstruktionen inte är helt fastlåst beror den tillåtna temperaturstegringen även på fasthållningsgraden och någon generell tumregel går inte att ge.

#### 4.5 Teoretisk bestämning av lastoberoende påkänningar

##### 4.5.1 Allmänt

En teoretisk bestämning av de lastoberoende påkänningar som uppstår i en betongkonstruktion från temperatur- och fuktvariationer är svår att genomföra. En dylik beräkning innehåller flera steg och i varje steg görs mer eller mindre kvalificerade gissningar om aktuella förhållanden. Osäkerheten om påkänningarnas storlek blir därför ganska stor.

I detta kapitel anges en teoretisk modell för bestämning av lastoberoende påkänningar. Denna modell ger inte något exakt mått på de påkänningar som uppstår och det är väsentligt att ha detta i minnet. Vad en dylik modell däremot kan ge är en uppfattning om hur påkänningarna förändras av olika inverkanse faktorer. Modellen ger även en uppfattning om påkänningarnas tidsförlopp.

Modellen beskrivs här mycket kortfattat. För den som skall utnyttja modellen för egna beräkningar hänvisas till Sköld /1982/.

## 4.5.2 Modellbeskrivning

Om man vill beräkna spänningsförloppet i en betongkonstruktion erfordras en teoretisk modell som beskriver det tidsberoende sambandet mellan spänning och töjning i betongen, dvs beskriver dess krypning eller relaxation.

I den modell som här beskrivs utgörs sambandet mellan spänningar och töjningar av seriekopplade Maxwell-element, FIG 4.20.

Ekvationen som beskriver FIG 4.20 lyder:

$$\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^0 = \dot{\sigma}_\mu / E_\mu + \sigma_\mu / \eta_\mu \quad (4.4)$$

där

- $\sigma_\mu$  = spänningen i Maxwell-elementet nr  $\mu$
- $\epsilon^0$  = den sk fria töjningen dvs den relativa längdändring som betongen får av fukt- eller temperaturvariationer om den vore oförhindrad att röra sig
- $E_\mu, \eta_\mu$  = materialegenskaper hos det  $\mu$ -te elementet i Maxwellkedjan.
- $\epsilon$  = den relativa längdändringen hos betongen ( $\epsilon = 0$  innebär fullständig fasthållning,  $\epsilon = \epsilon^0$  vid helt fri rörelse).

Den totala påkänningen i betongen är summan av påkänningen i alla Maxwell-elementen, alltså gäller

$$\sigma = \sum_{\mu=0}^n \sigma_\mu \quad (4.5)$$

De materialparametrar som ingår i modellen är  $E_\mu$  och  $\eta_\mu$  och för att få fram värden på dessa anpassas modellen mot krypförsök.

Modellen kan beskrivas så att varje element i Maxwellkedjan i FIG 4.20 genomgår sin relaxation under olika

tidsrymder efter pålastning, så att påkänningen i element 1 relaxerar mot noll inom några minuter efter pålastning, element 2 inom några timmar efter pålastning och element 3 inom några dygn efter pålastning osv. De perioder inom vilka de olika elementen relaxerar kan i princip väljas fritt, och konstanterna  $E_{\mu}$  och  $\eta_{\mu}$  får olika värden vid anpassning mot en och samma krypkurva beroende på val av tidsperioder, se FIG 4.21.

En beräkningsmodell som skall användas för ung betong måste beakta pålastningsålderns inverkan på krypningen. Detta görs i den här visade modellen genom att man sätter varje  $E_{\mu}$ -värde i form av en funktion som beror av pålastningsåldern.

#### 4.5.3 Beräkning av påkänningsförlopp

Vid bestämning av påkänningar från ett variabelt temperaturförlopp måste tiden delas in i många etapper och temperaturvariationen i varje etapp ger ett påkännings-tillskott med ett eget relaxationsförlopp. Om man gör en tidsindelning i etapper och integrerar ekv (4.4) fås en uppsättning ekvationer som kan användas vid påkänningsberäkning från variabelt temperatur- eller krympförlopp.

För att beskriva beräkningsgången studeras påkänningar i en betongkropp som är mer eller mindre fixerad mot rörelse i en riktning och som blir utsatt för ett temperaturförlopp, se FIG 4.22.

Påkänningsändringen under tidssteget  $r$  kan skrivas

$$\Delta\sigma_r = (\Delta\epsilon_r - \Delta\epsilon_r^0 - \Delta\epsilon_r'') \cdot E_r'' \quad (4.6)$$

där  $\Delta\epsilon_r$  = den relativa längdändring som betongprismat får genom stödförskjutning



$E_r''$  = en fiktiv elasticitetsmodul som tar hänsyn till den relaxation som påverkar påkänningsökningen under tidsperioden  $\Delta t_r$ .

$\Delta \varepsilon_r^0$  = fria töjningen under tidssteget  $r$

$\Delta \varepsilon_r''$  = fiktiv töjning som beaktar relaxationen i betongkroppen under tiden  $\Delta t_r$ .

En påkänningsberäkning med beräkning av  $E_r''$ ,  $\Delta \varepsilon_r''$  och  $\Delta \sigma_r$  för varje tidssteg och en summering av varje  $\Delta \sigma_r$  till ett påkänningsförlopp blir mycket arbetskrävande och kräver tillgång till dator. Ett beräkningsprogram för detta beskrivs av Sköld /1982/. I FIG 4.23 - 4.25 visas exempel på beräkning av påkänningsförlopp med olika temperaturförlopp utförda med detta beräkningsprogram.

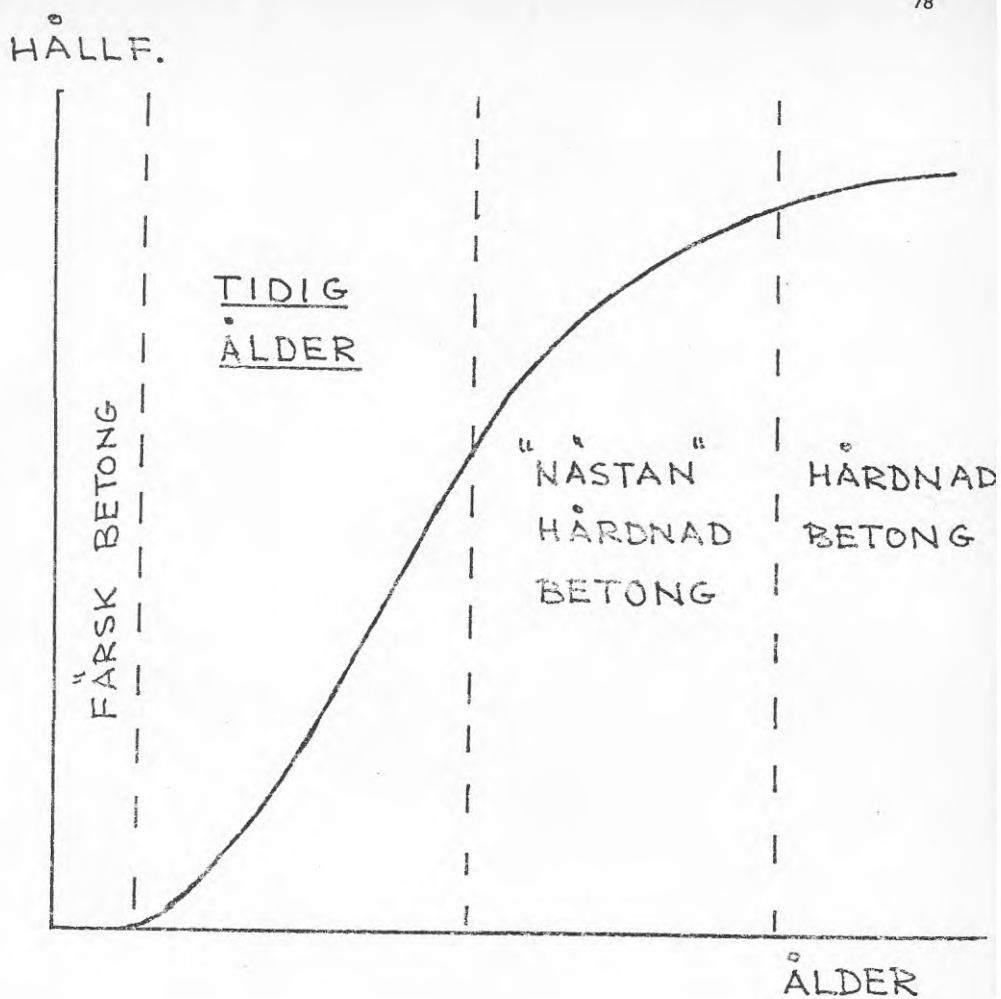


FIG 1.1 Schematisk beskrivning av hårdnandeförloppet.

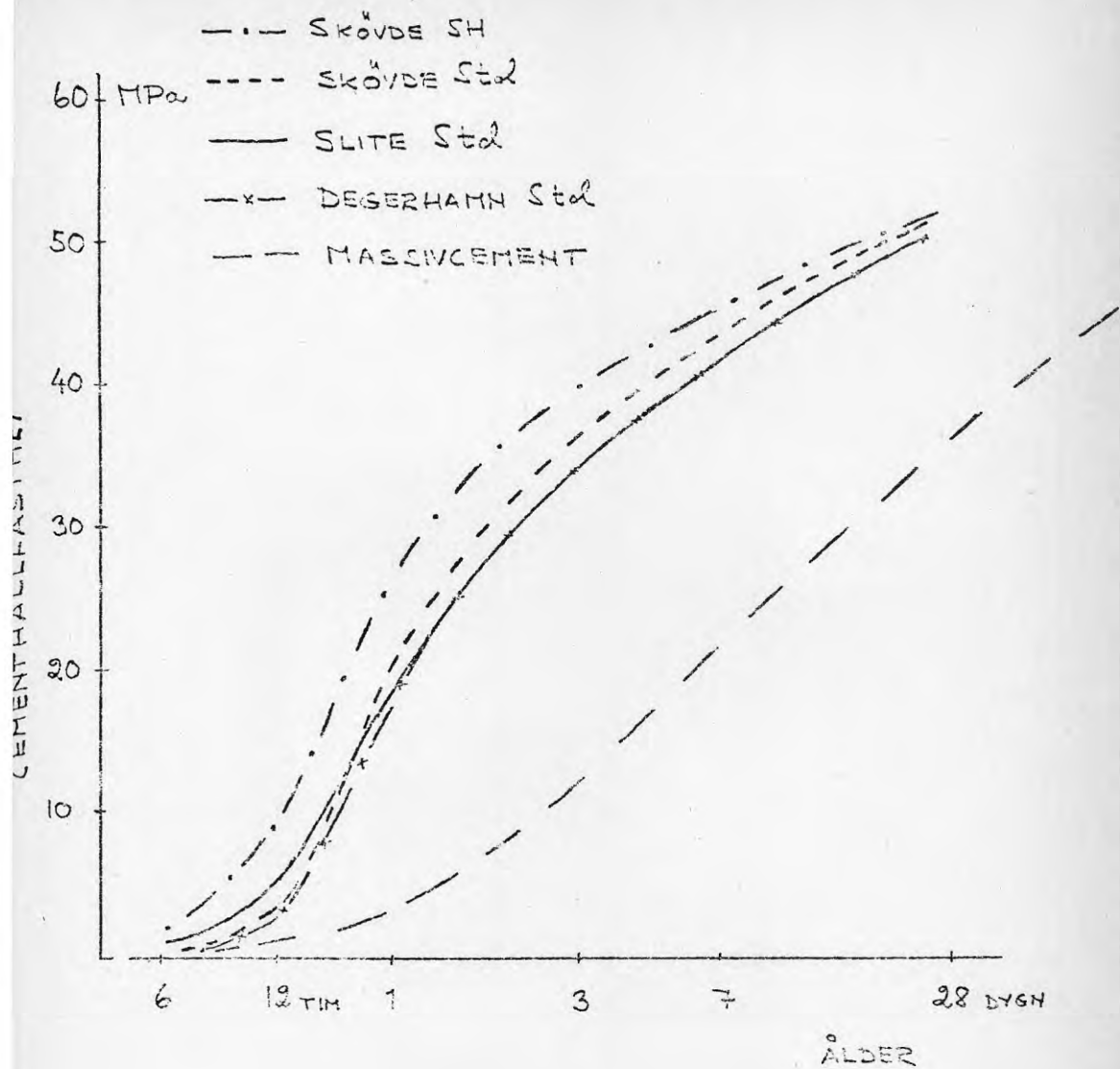


FIG 2.1 De svenska cementens hållfasthetstillväxt (cement-hållfasthet).

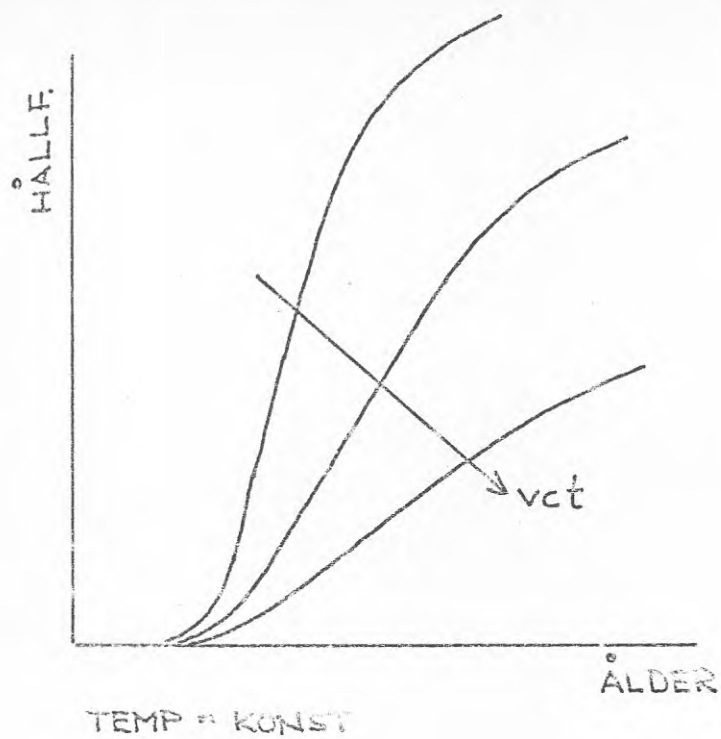


FIG 2.2 Den principiella inverkan av vattencementtal, vct, på hållfasthetstillväxten.

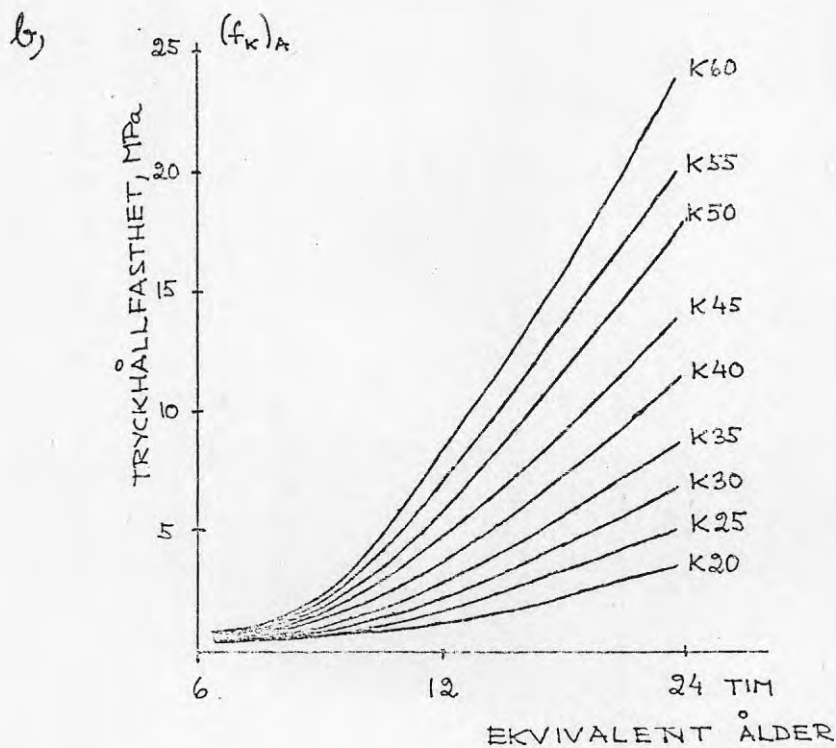
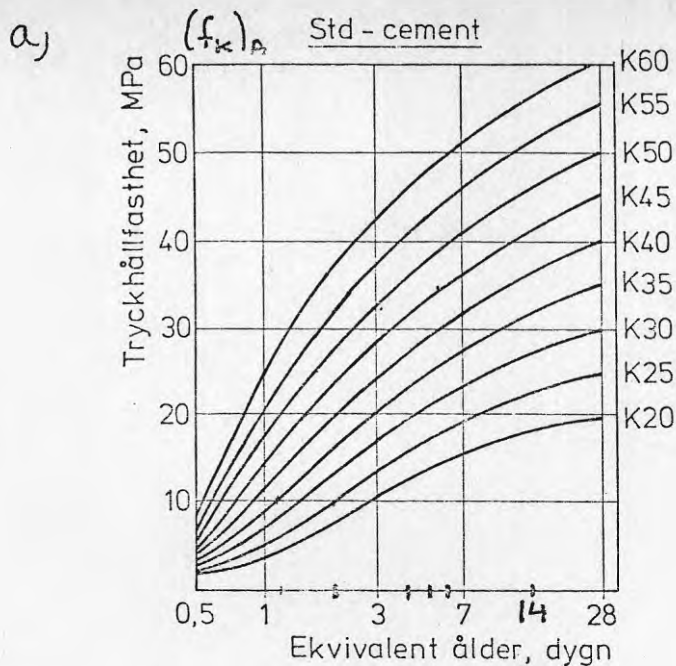


FIG 2.3 Tendenskurvor för tryckhållfasthetens tillväxt i betong med Std-cement.

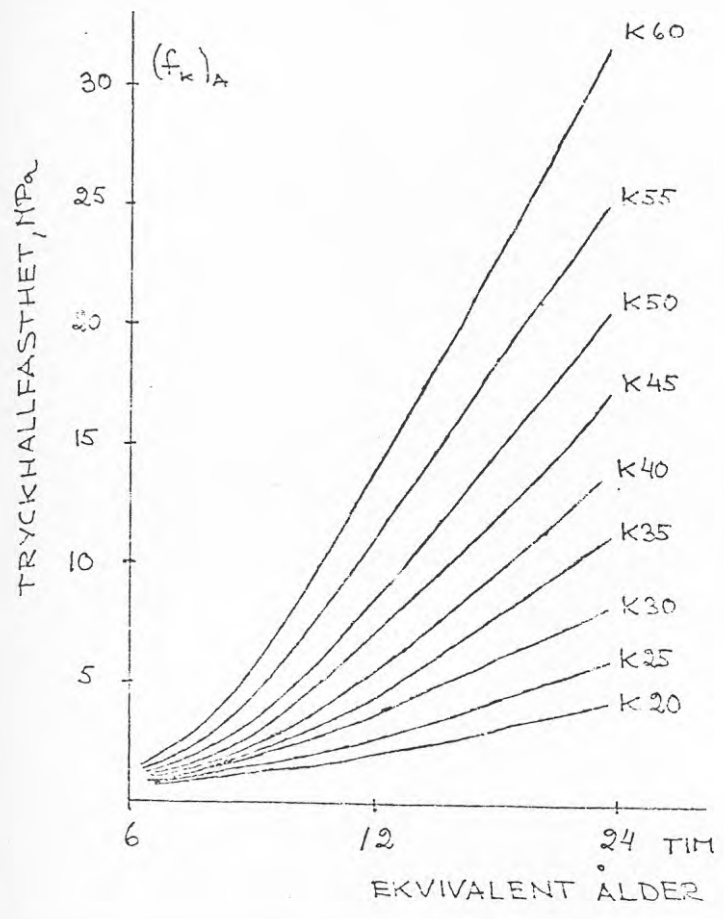
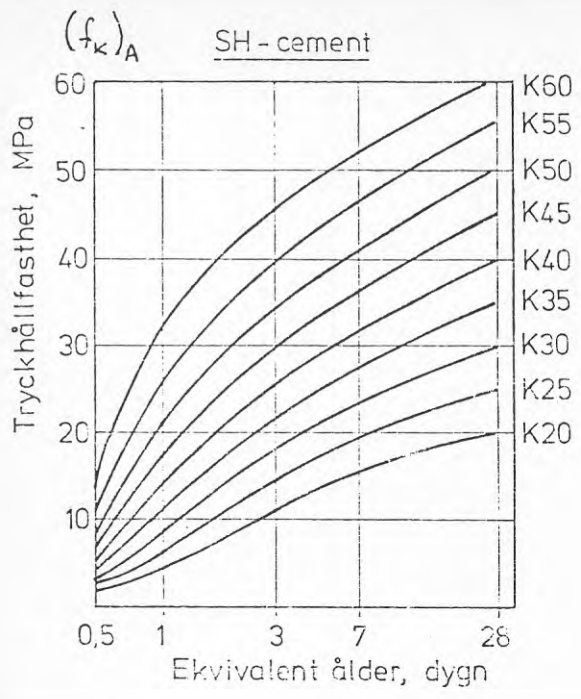


FIG 2.4 Tendenskurvor för tryckhållfasthetens tillväxt i betong med SH-cement.



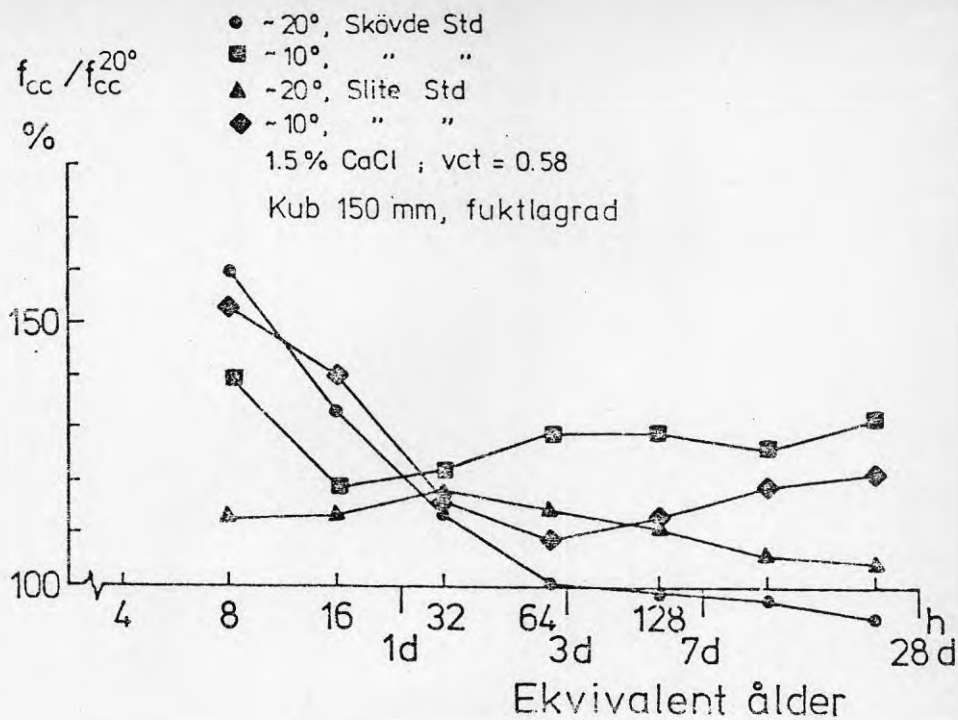


FIG 2.5 Tryckhållfastheten hos betong med CaCl<sub>2</sub> jämfört med betong utan CaCl<sub>2</sub> vid olika åldrar.

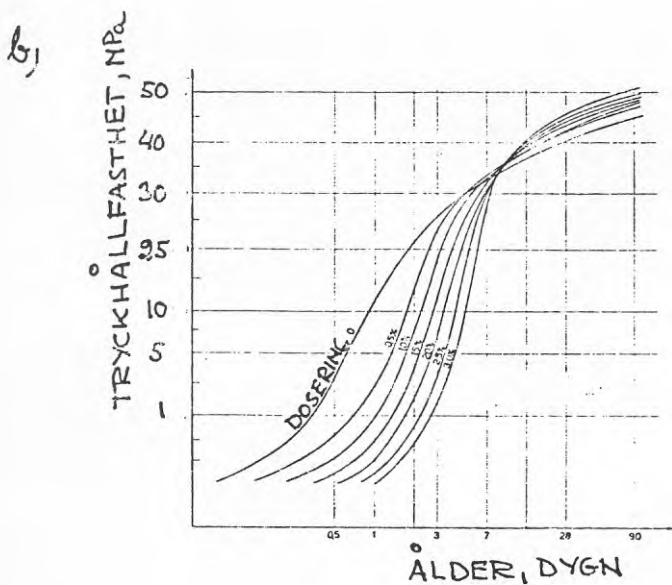
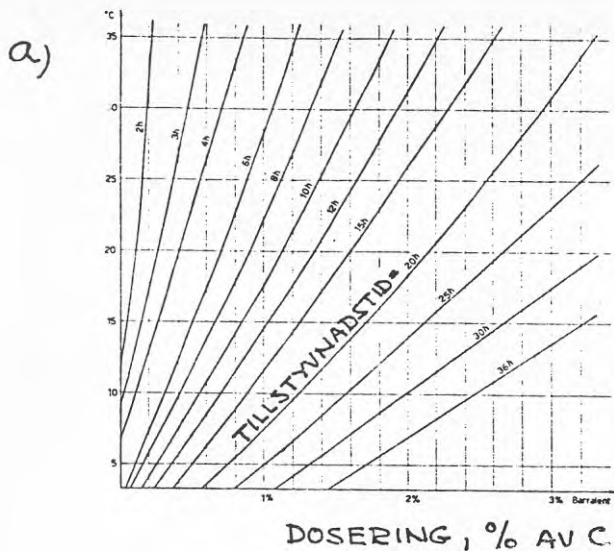


FIG 2.6 Exempel på retarderande tillsatsmedels inverkan på betongen a) tillstyvnande, b) hållfasthetstillväxt. (Barralant)

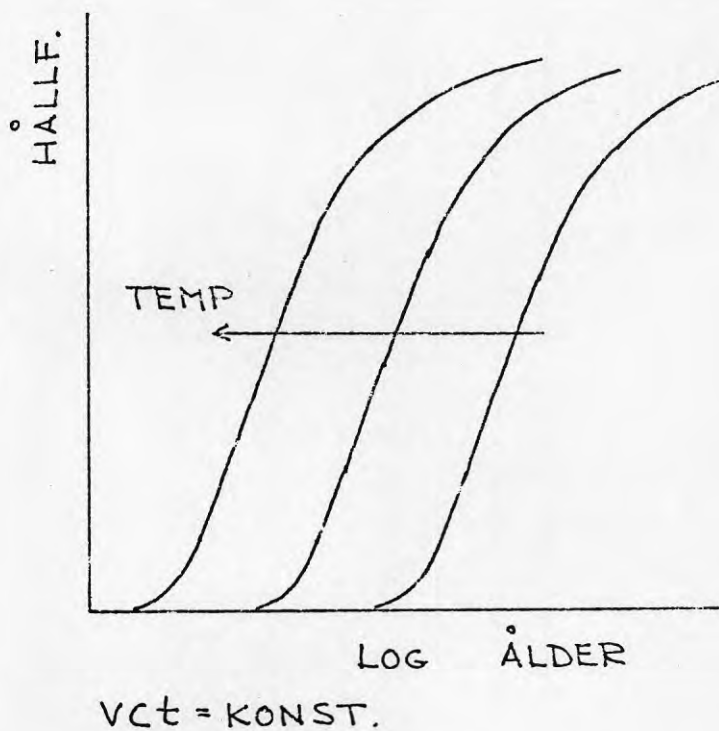


FIG 2.7 Den principiella inverkan av temperaturen på hållfasthetstillväxten.

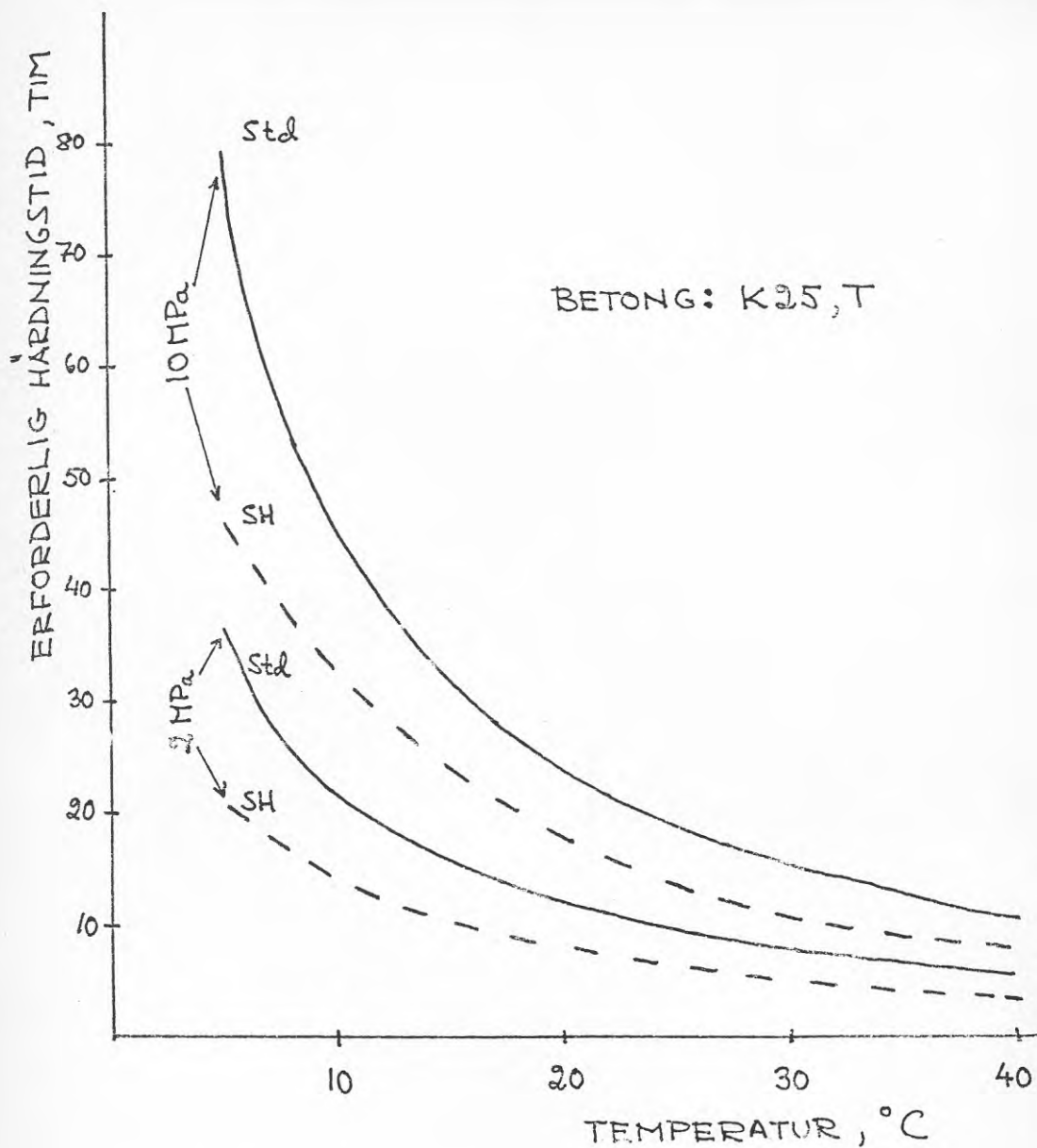


FIG 2.8 Erforderlig härdningstid vid olika temperaturer för att uppnå en viss tryckhållfasthet.

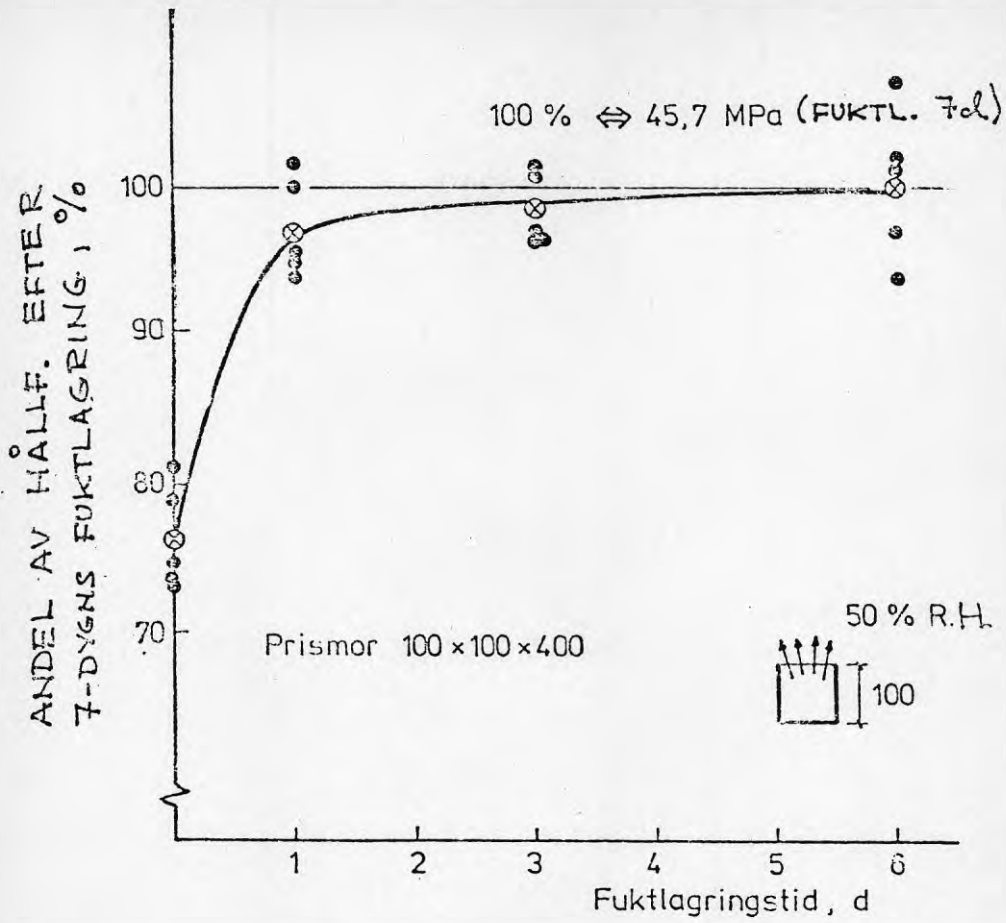


FIG 2.9 Exempel på fuktlagringens inverkan på 28-dygns hållfastheten.

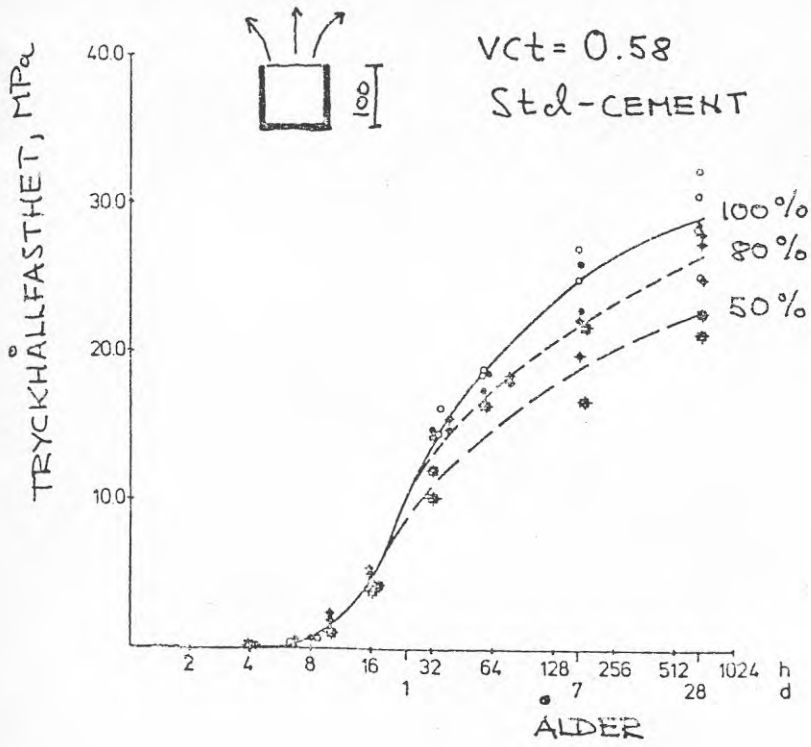


FIG 2.10 Exempel på fuktillståndets betydelse för hållfasthetstillväxten.



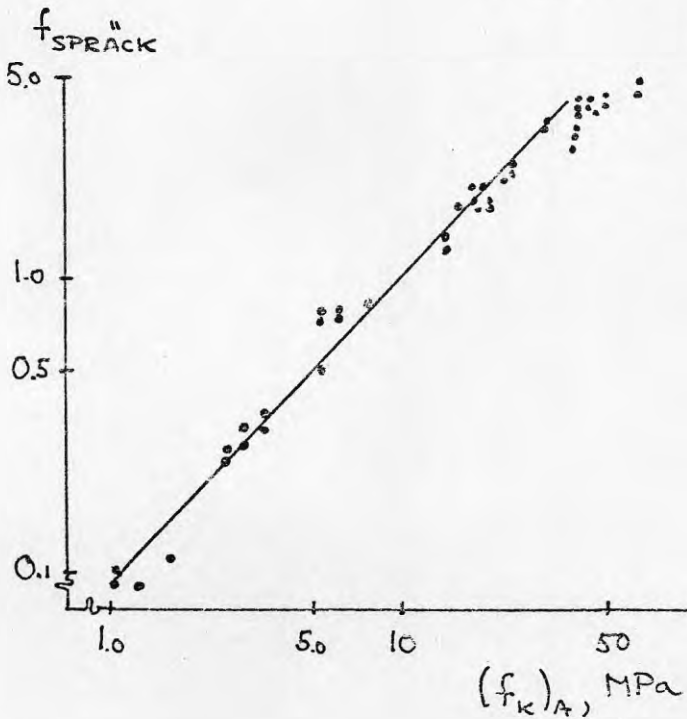
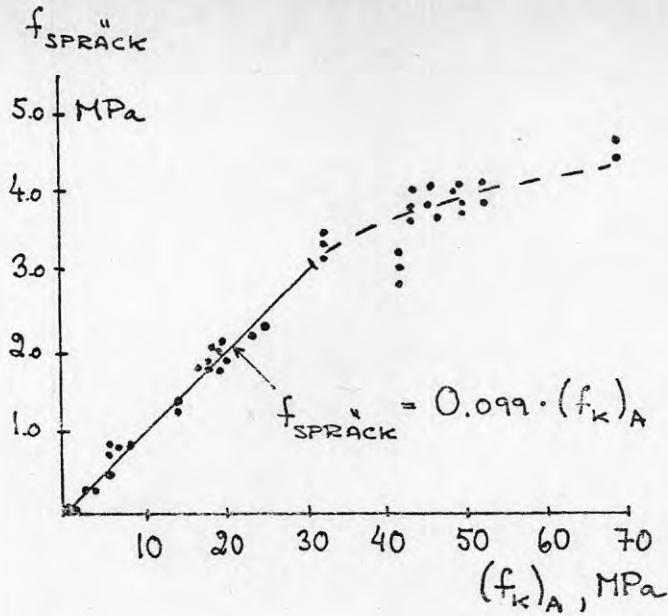


FIG 2.11 Samband mellan spräckhållfasthet,  $f_{\text{spräck}}$  och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

- a) linjär skala
- b) logaritmisk skala

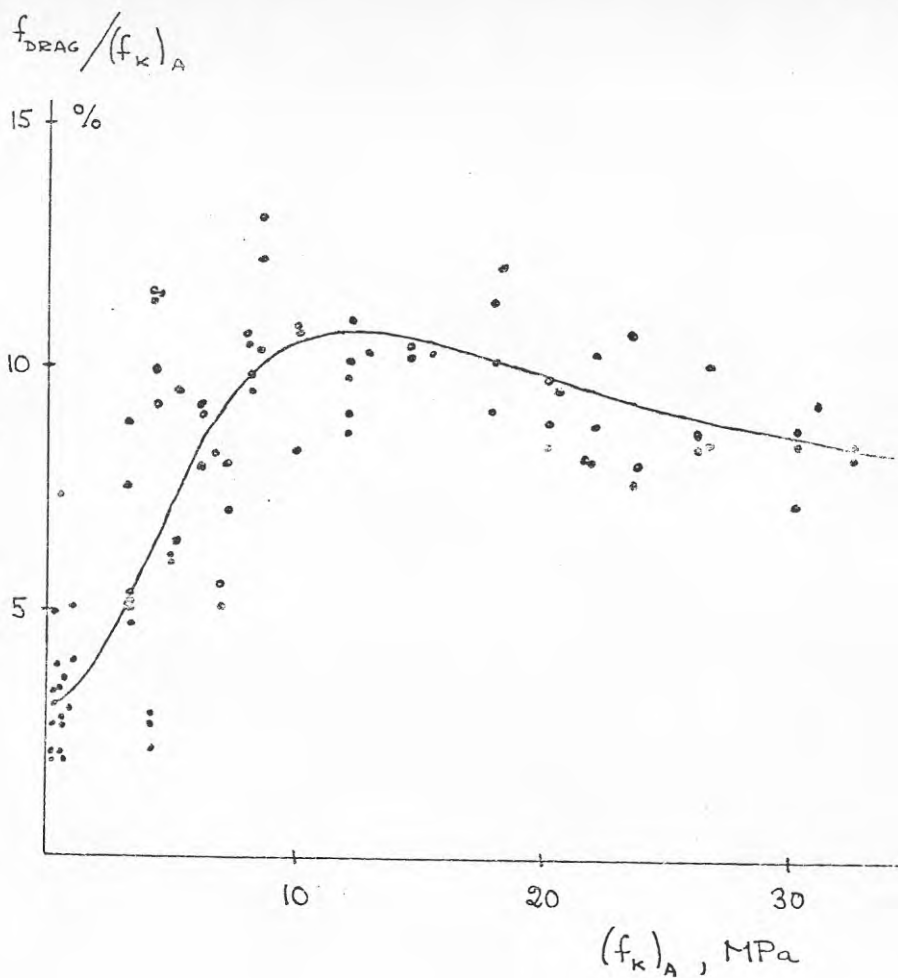


FIG 2.12 Förhållandet mellan centrisk draghållfasthet och uppnådd tryckhållfasthet,  $f_{\text{drag}} / (f_K)_A$ , som funktion av uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

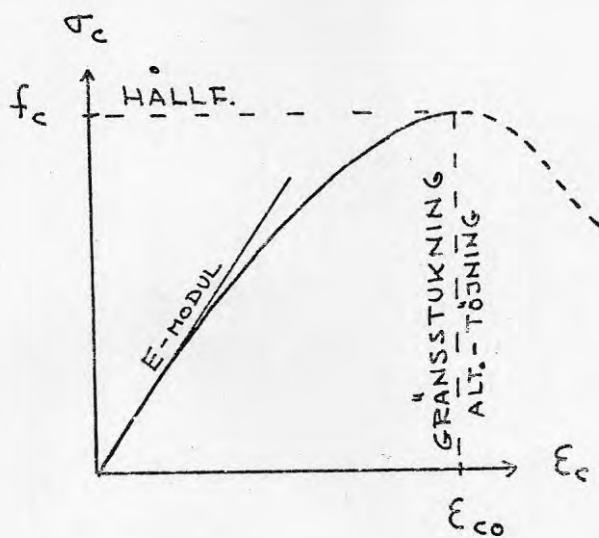
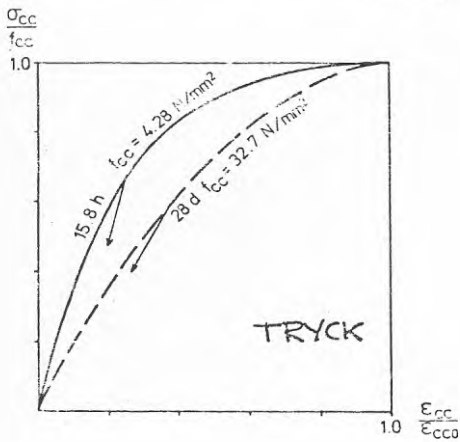
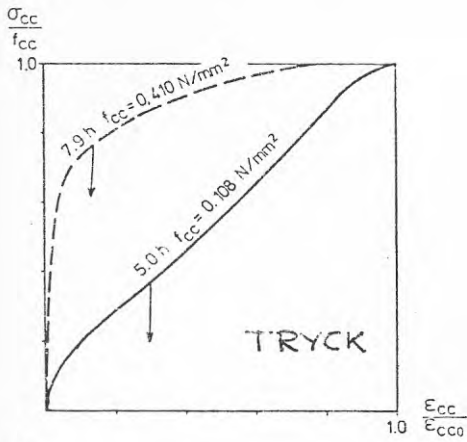


FIG 2.13 Hållfasthet, gränsstukning alt gränstöjning och E-modul.

a)



b)

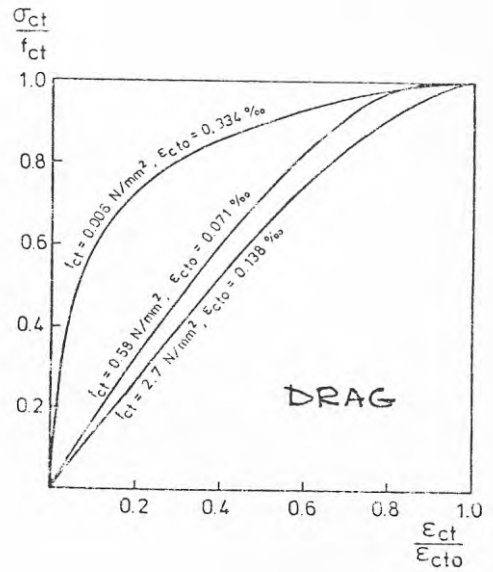


FIG 2.14 Arbetskurvans utseende vid olika åldrar.

a) tryckbelastning

b) dragbelastning

 $\sigma_{cc}'$ ,  $\sigma_{ct}$  =

spänning

 $f_{cc}'$ ,  $f_{ct}$  =

hållfasthet

 $\epsilon_{cc0}'$ ,  $\epsilon_{ct0}$  =

gränstuckning alt

gränstøjning

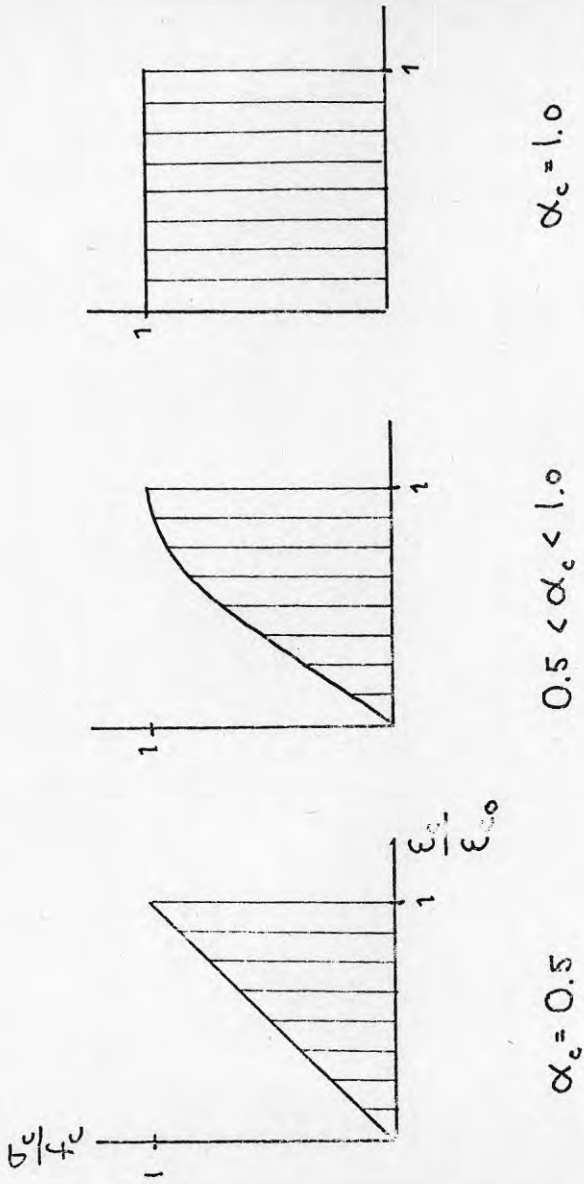


FIG 2.15 Fyllnadsgrad

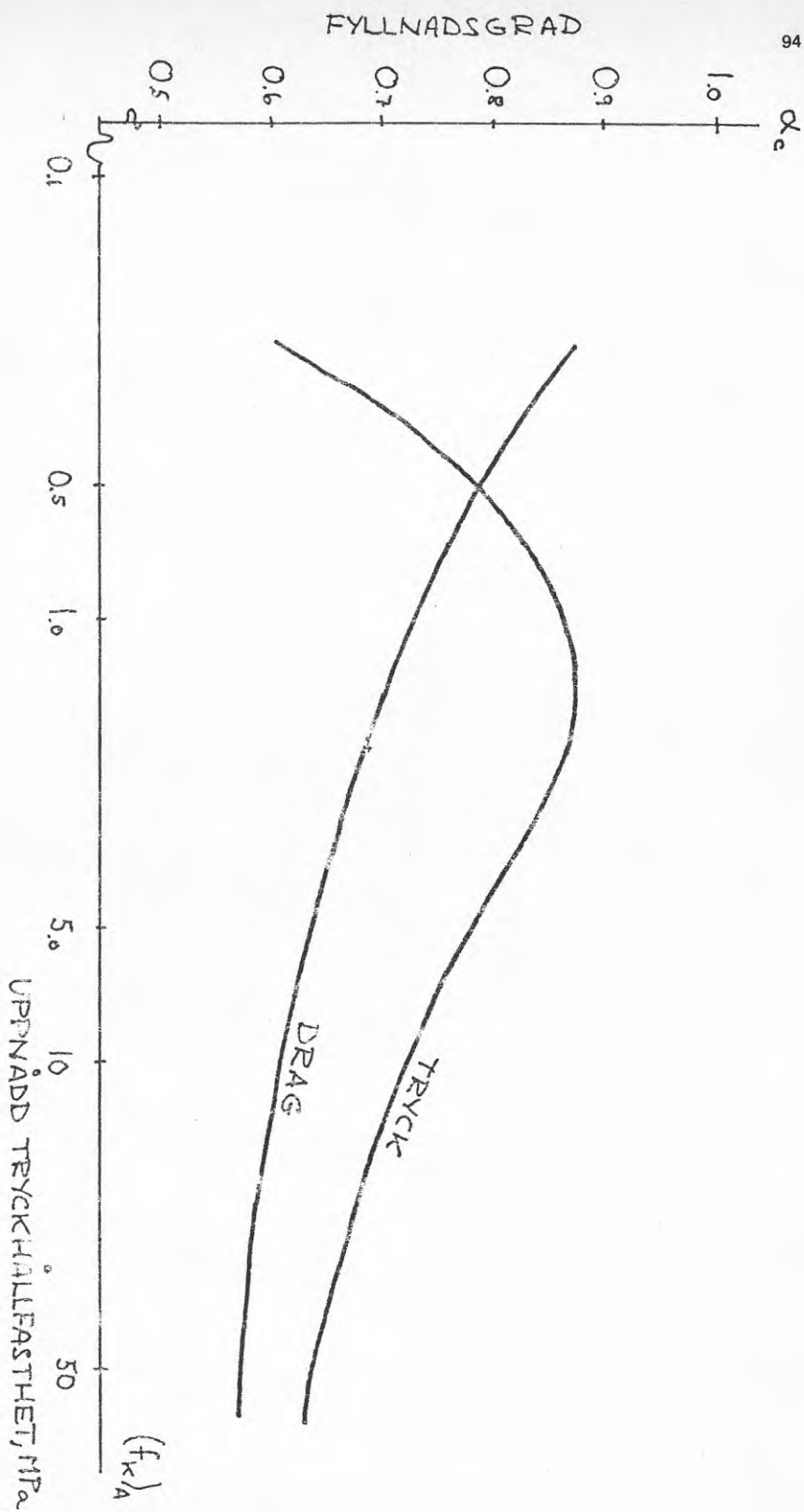


FIG 2.16 Samband mellan fyllnadsgrad,  $\alpha_c$ , vid tryck- resp dragbelastning och uppnådd tryckhållfasthet, ( $f_{k,A}$ ).



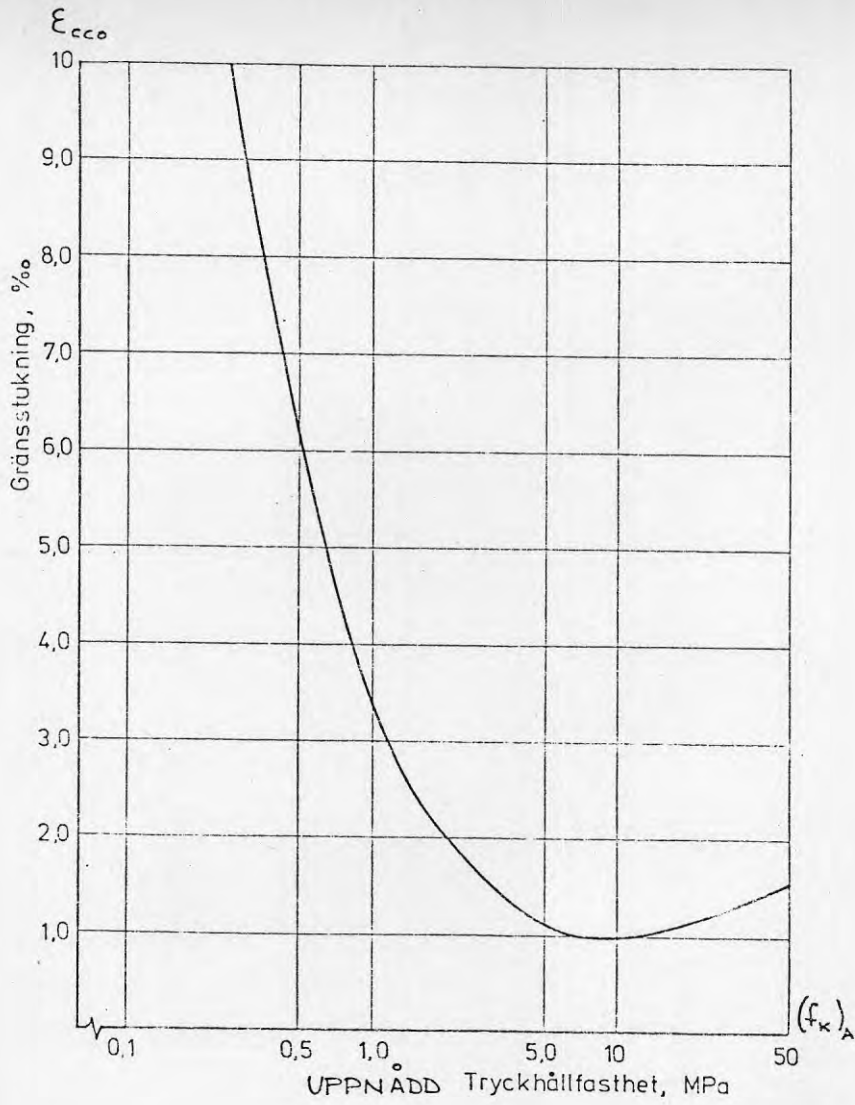


FIG 2.17 Samband mellan gränsstukning,  $\epsilon_{cco}$  och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

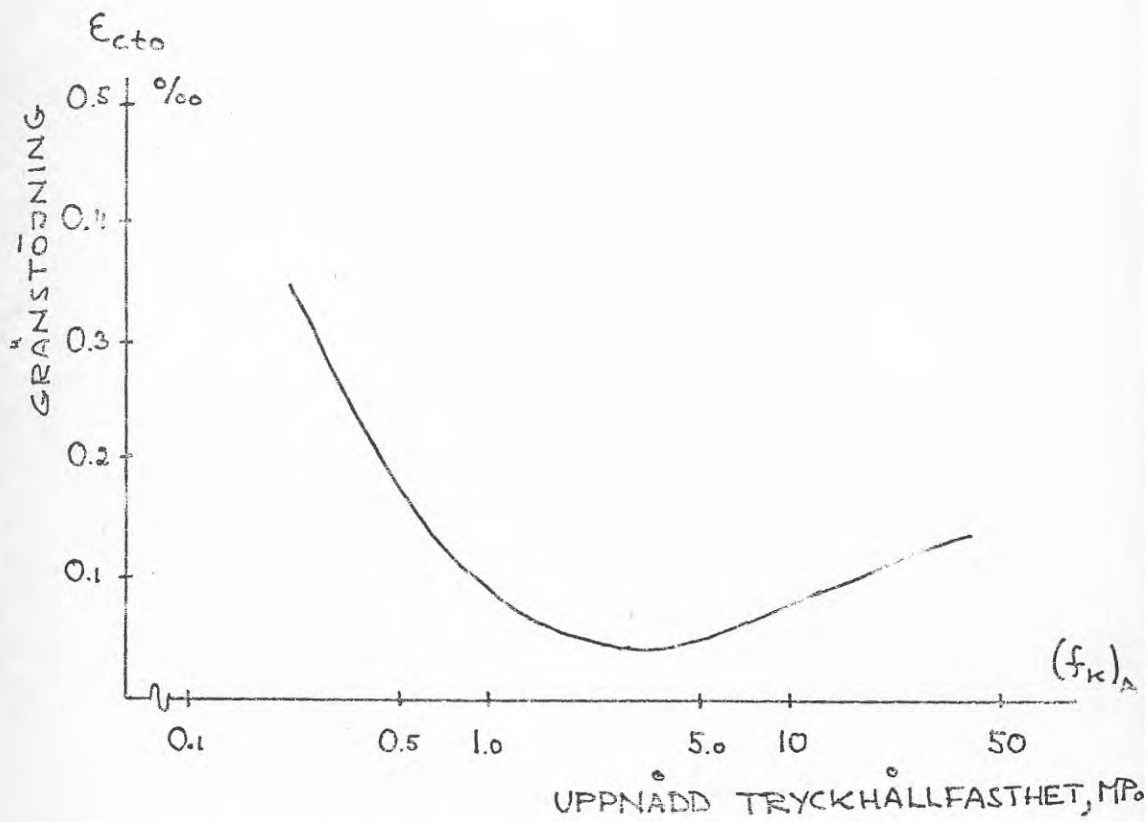


FIG 2.18 Samband mellan gränstøjning,  $\epsilon_{cto}$ , och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ .

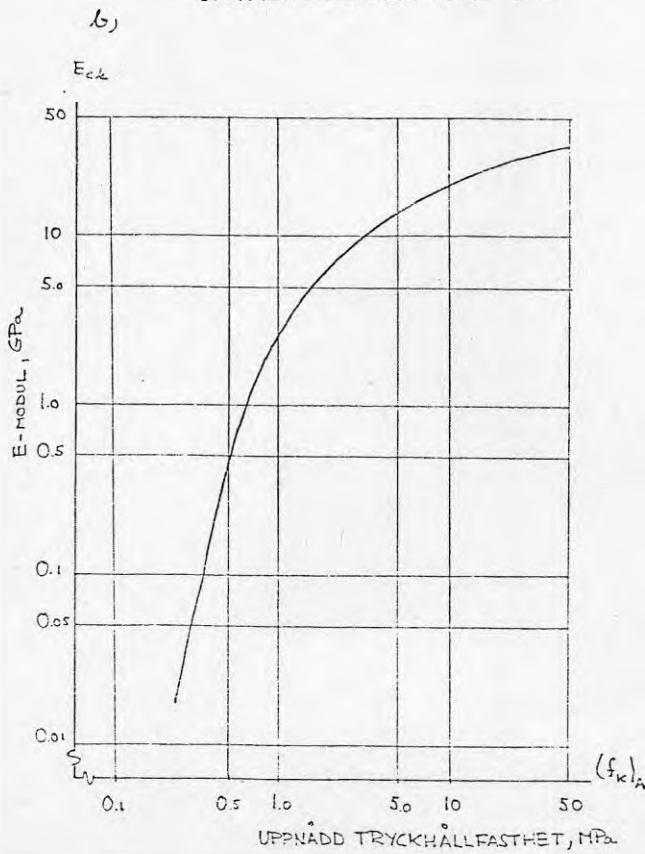
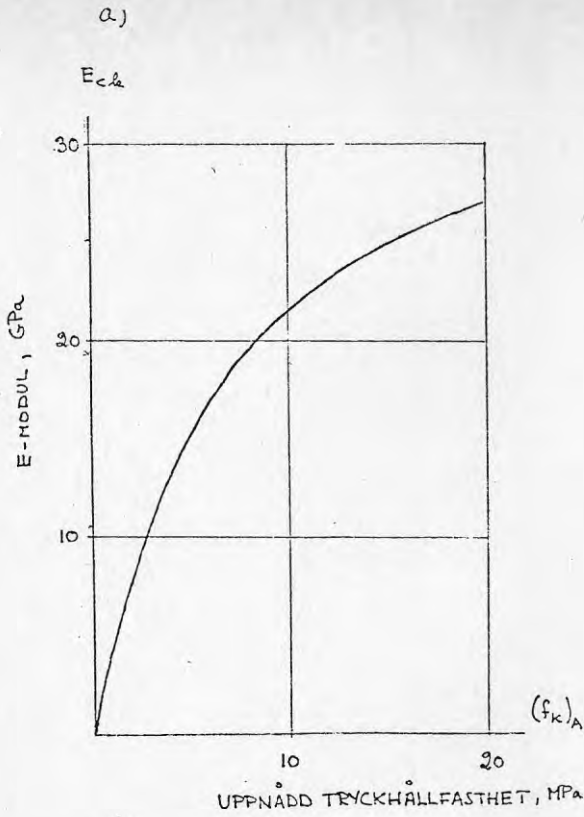


FIG 2.19 Samband mellan E-modul och uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_k)_A$ .

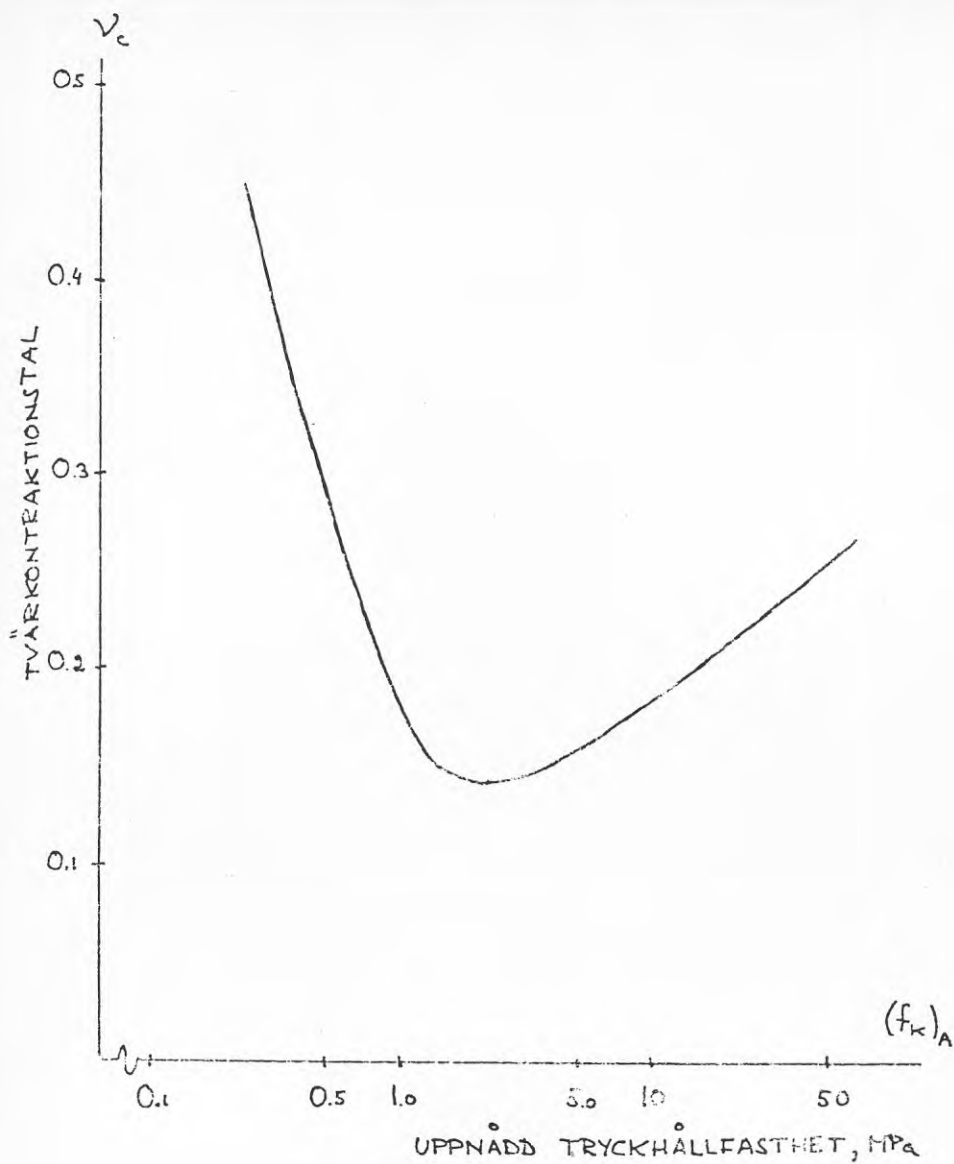


FIG 2.20 Samband mellan tvärkontraktionstal,  $v_c$ , och uppnädd tryckhållfasthet,  $(f_k)_A$ .

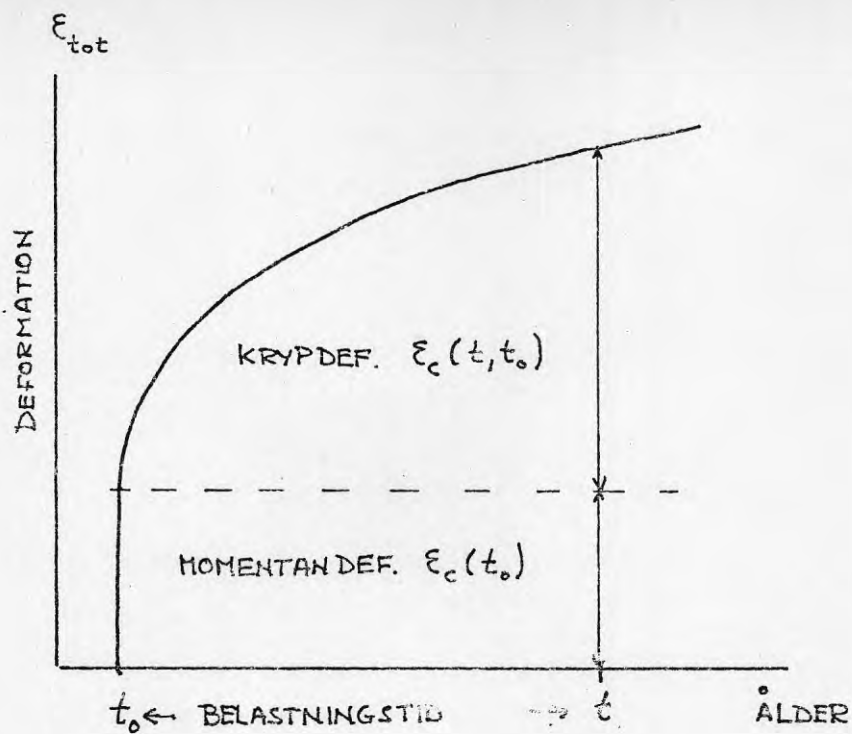


FIG 2.21 Momentandeformation och krypdeformation.

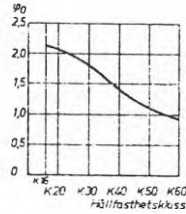


FIG 2.22 Kryptalets grundvärde  $\phi_0$  som funktion av betongens hållfasthetsklass,  $f_K$ .

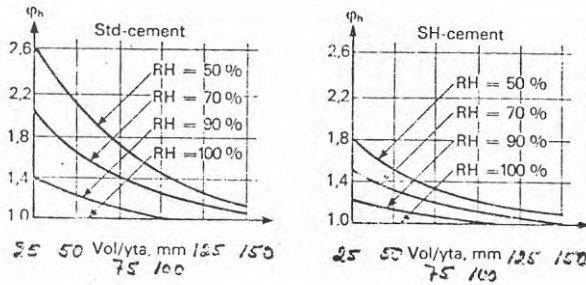


FIG 2.23 Koefficienter  $\phi_h$  som funktion av konstruktionens volym-ytförhållande vid olika värden på omgivningens relativa fuktighet, RH.



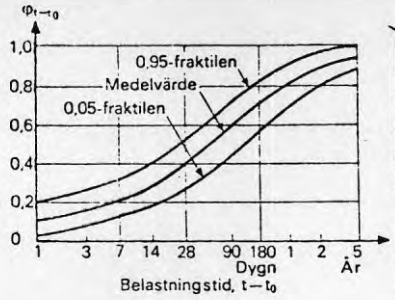


FIG 2.24 Koefficienten  $\varphi_{t-t_0}$  som funktion av belastningstiden,  $t-t_0$ .

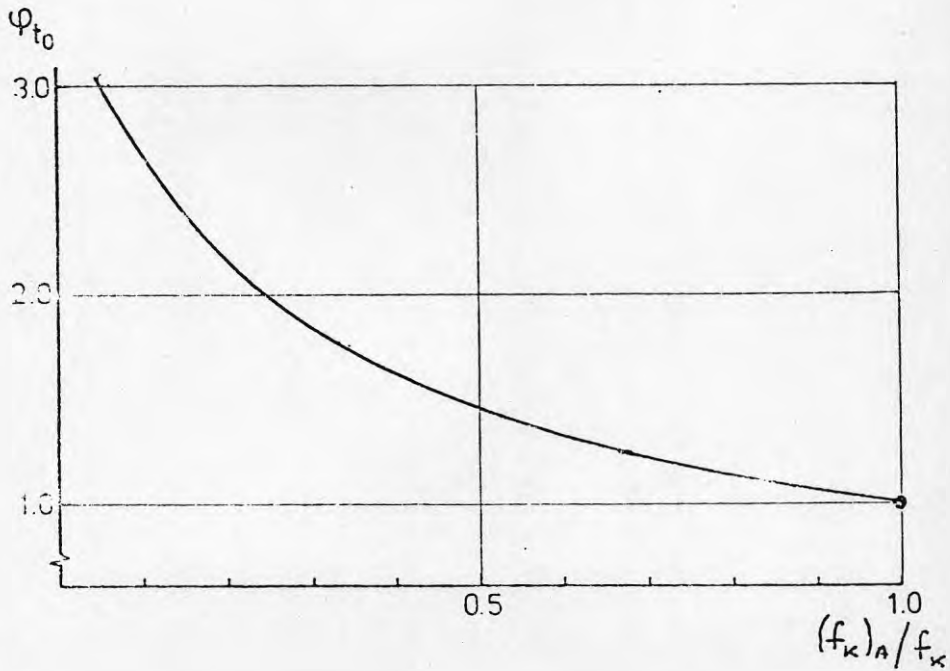


FIG 2.25 Koefficienten  $\varphi_{t_0}$  som funktion av uppnådd hållfasthet,  $(f_K)_A$ , och relaterad till hållfasthetsklassen,  $f_K$ .

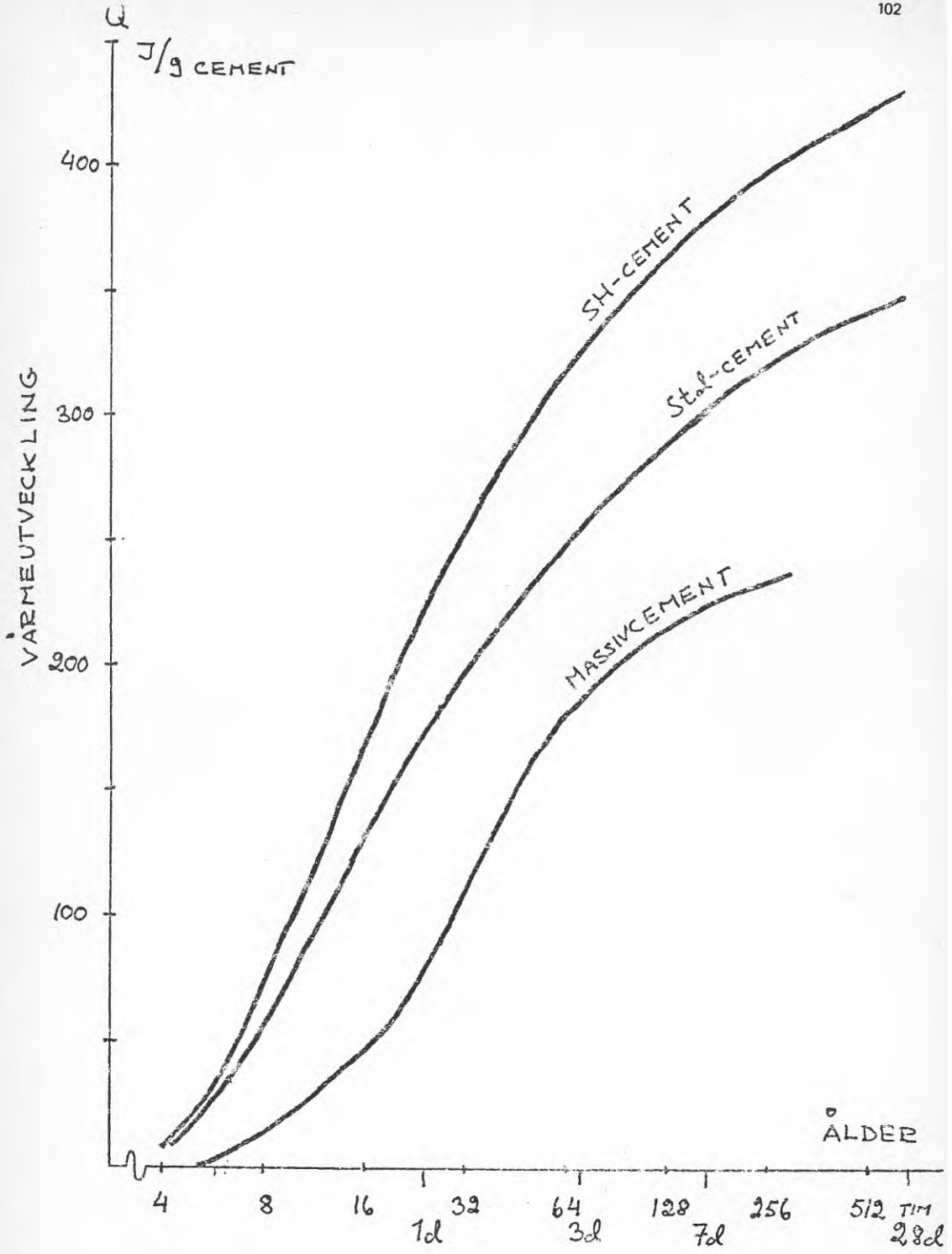
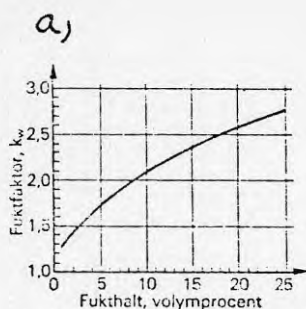
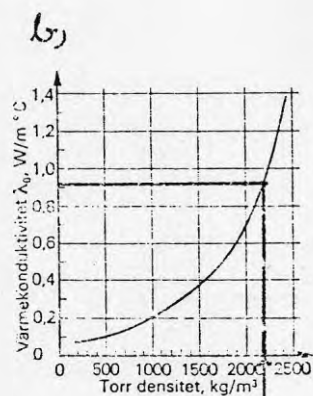


FIG 2.26 Värmeutveckling hos olika cementtyper.



$$\lambda_c = k_w \cdot \lambda_0$$

$k_w$  = FAKTOR, SOM  
BEROR AV  
BETONGENS FUKT-  
INNEHÅLL, FIG a)



$\lambda_0$  = KONDUKTIVITET  
FÖR UGNSTORRT  
MATERIAL, FIG b)

NORMAL BETONG

FIG 2.27 Värmeledningsförmåga som funktion av torr-  
densitet och fukthalt. Loudon /1968/.

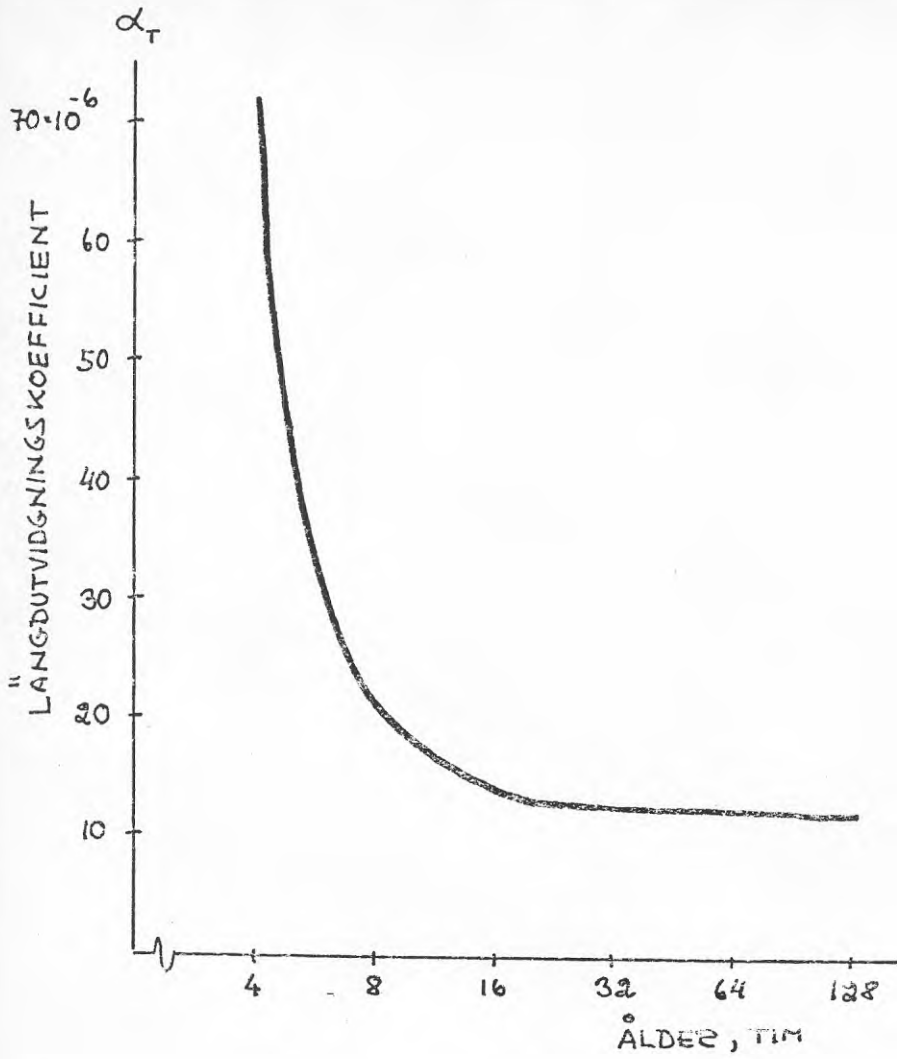


FIG 2.28 Längdutvidgningskoefficienten i tidig ålder.

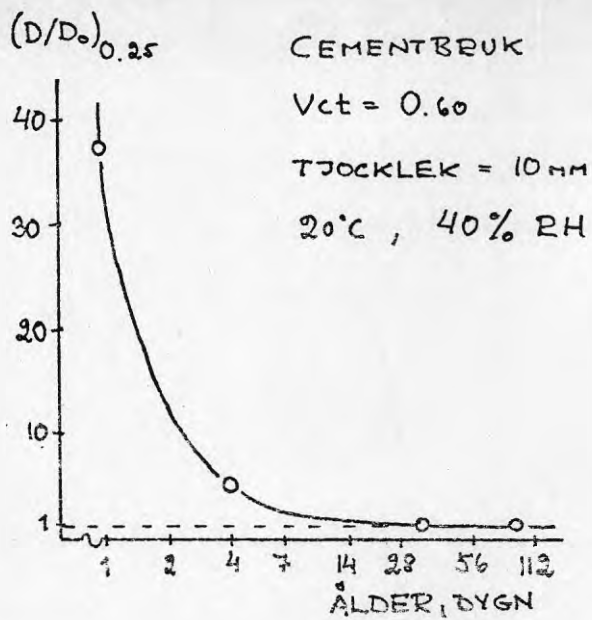


FIG 2.29 Uttorkningskoefficientens åldersberoende. Nilsson /1977/.

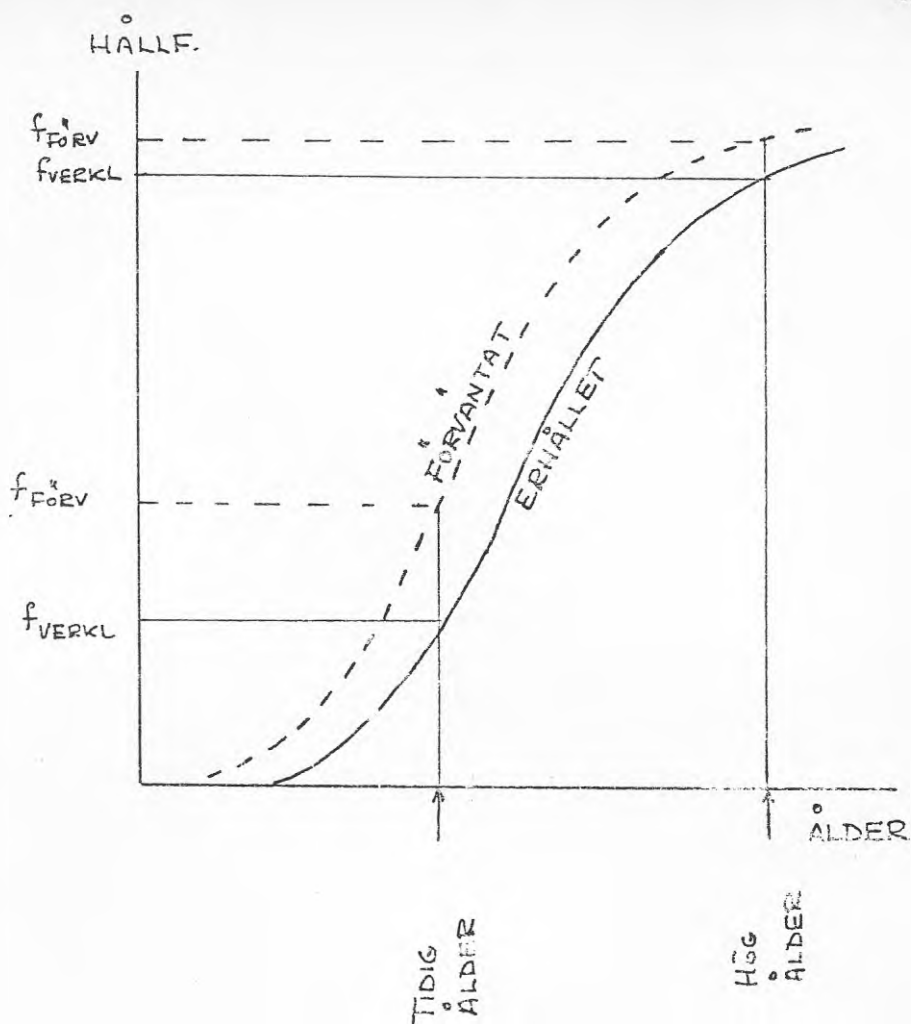


FIG 2.30 Schematisk beskrivning av effekten av avvikelse mellan förväntat och erhållet hållfasthetsförlopp.



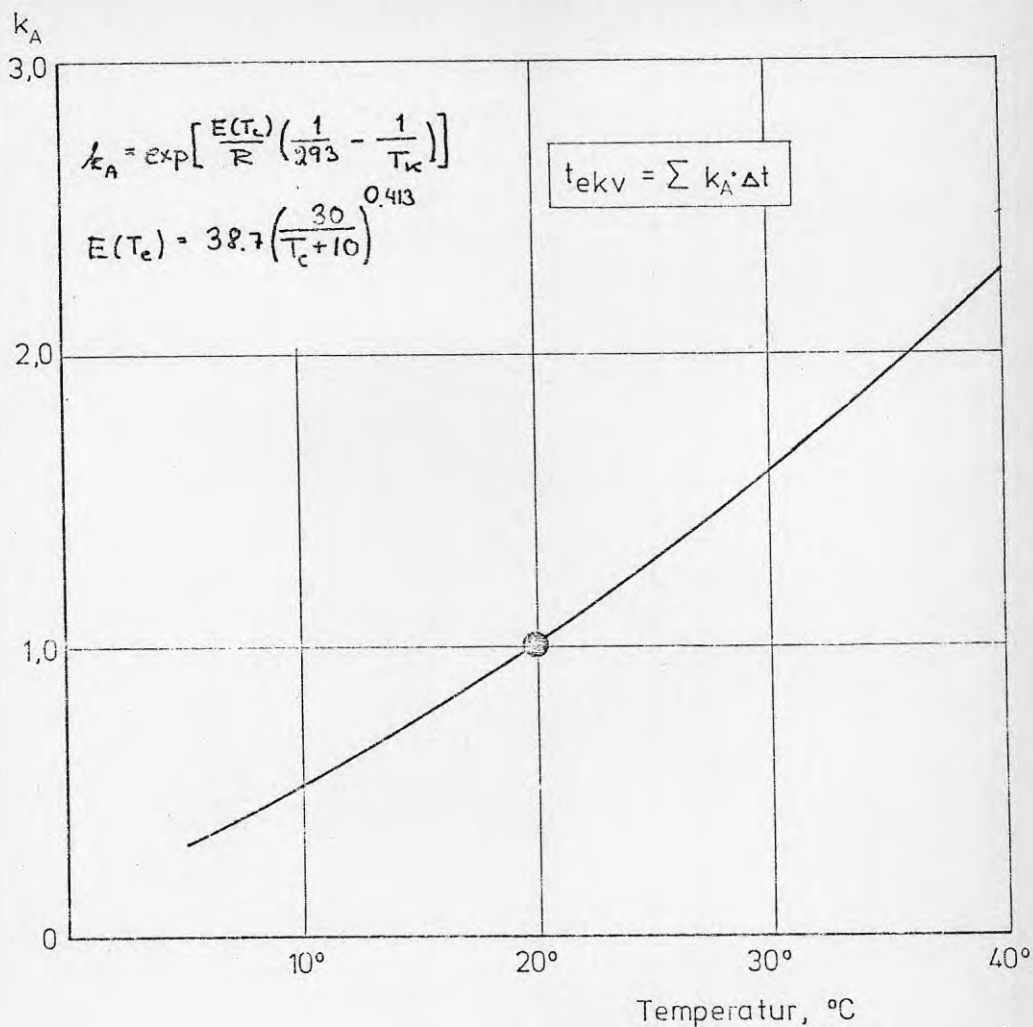


FIG 2.21 Faktorn  $k_A$  som funktion av betongtemperaturen.

$T_C$  = betongtemperatur, °C

$T_K$  = betongtemperatur, °K

$E$  = aktiveringsenergi, kJ/mol

$R$  = allmänna gaskonstanter

=  $8,314 \cdot 10^{-3}$  mol/kJ.

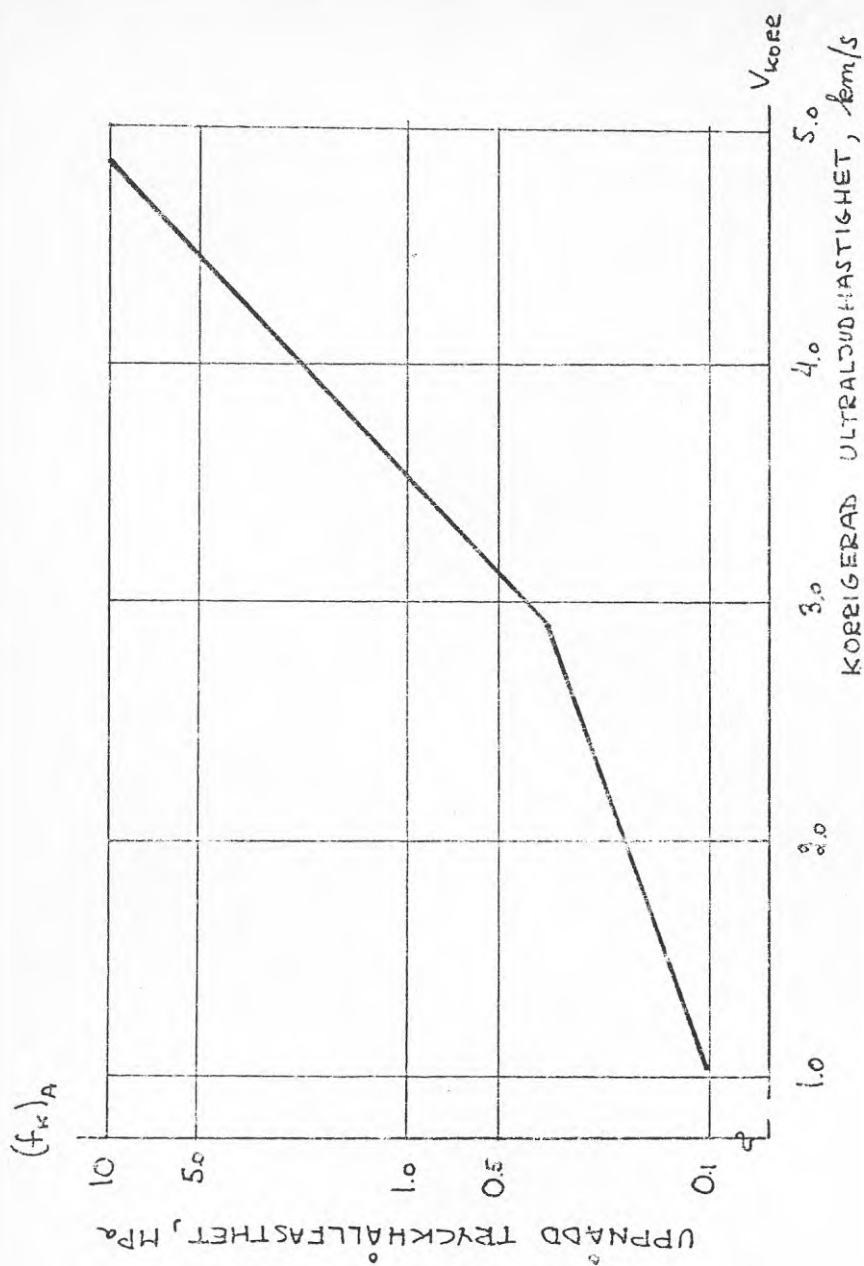


FIG 2.32 Samband mellan uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_K)_A$ , och ultraljudhastighet korrigerad för lufthalt och maximal stenstorlek,  $v_{korr}$ .

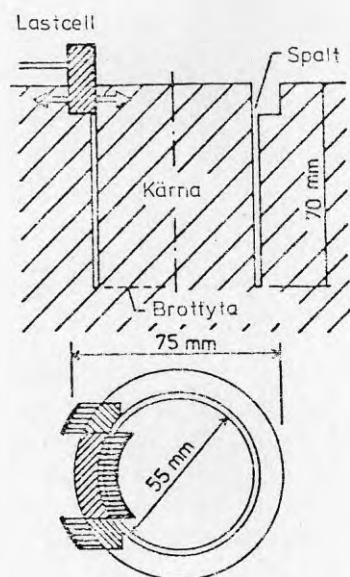


FIG 2.33 TNS-prov.

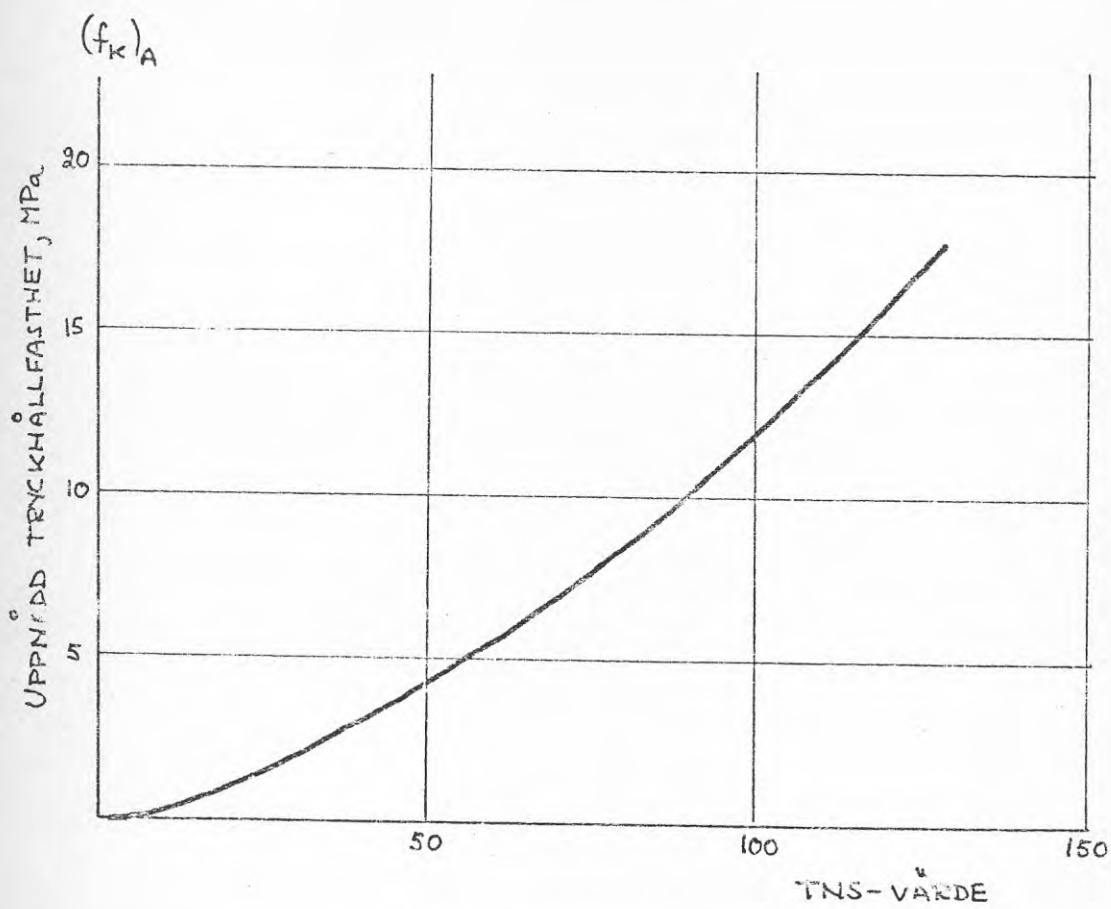
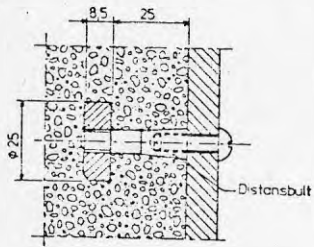


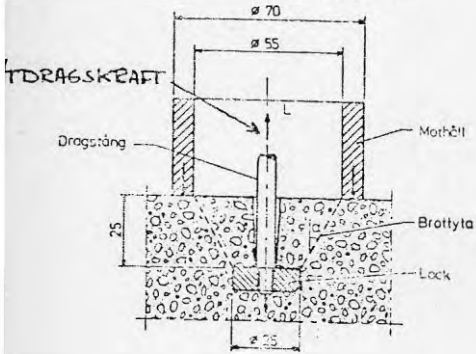
FIG 2.34 Samband mellan uppnådd tryckhållfasthet,  $(f_k)_A$ , och TNS-värde.

a)

Placering i form



Uppställning vid provning



b)

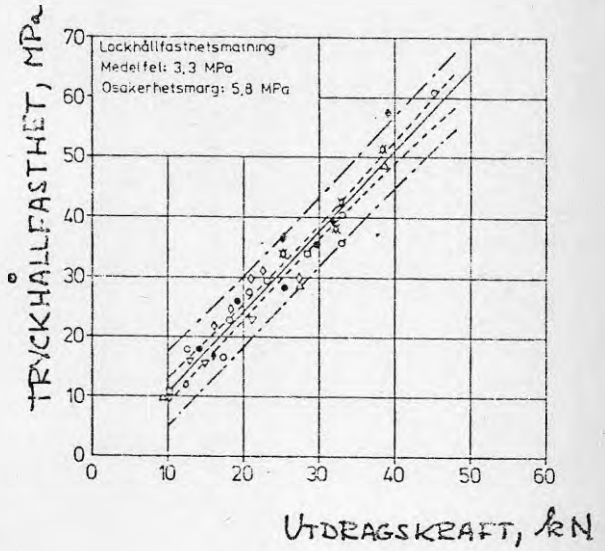


FIG 2.35 LOK-prov.

- a) mätuppställning
- b) samband mellan tryckhållfasthet och utdragskraft. Bellander /1977/.

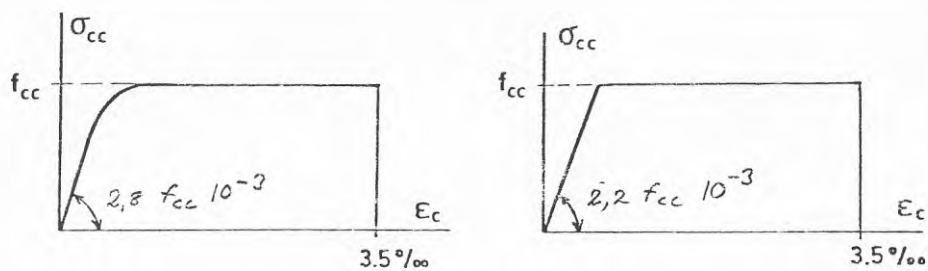


FIG 3.2a Rekommenderade arbetskurvor för  $(f_R)_A \leq 16$  MPa.

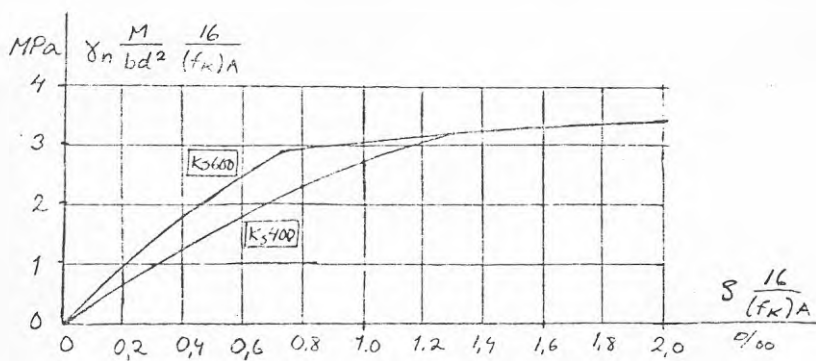


FIG 3.2b Diagram för kontroll av momentkapacitet vid  $(f_R)_A \leq 16$  MPa.

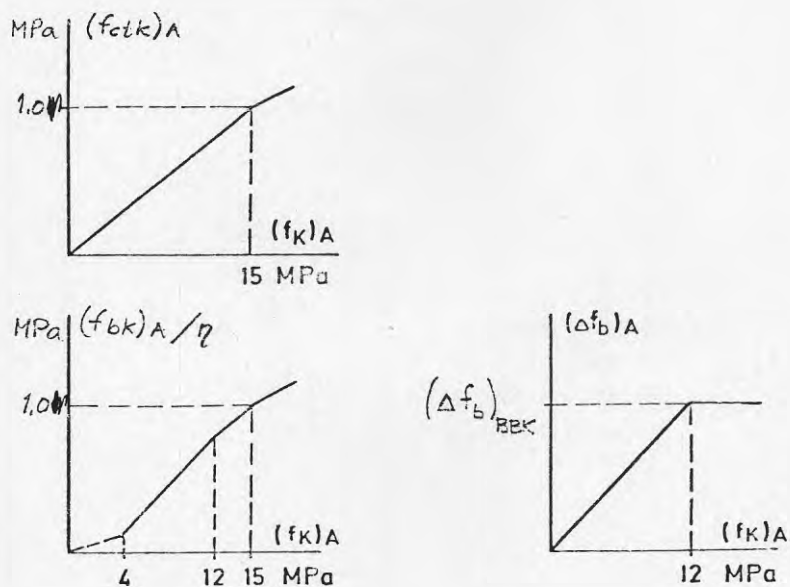


FIG 3.1 Rekommenderade värden för karakteristisk draghållfasthet respektive vidhäftningshållfasthet som funktioner av uppnådd tryckhållfasthet.



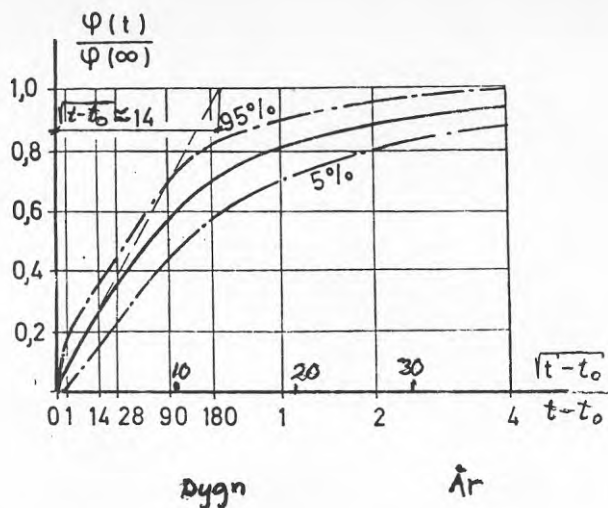


FIG 3.3 Krypningens beroende av  $\sqrt{t-t_0}$  där  $t-t_0$  är belastningstiden. Spridningen framgår av de inlagda 5- och 95-procentsfraktilerna

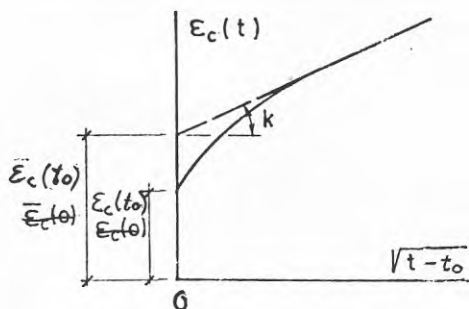


FIG 3.4 Betongens krypdeformation i inledningsskedet.  $\epsilon_c(t_0)$  är betongens momentana deformation.

$\epsilon_c(t) = \bar{\epsilon}_c(t_0) + k\sqrt{t-t_0}$  är ekvationen för den räta linje som sammanfaller med kryptkurvans rätlinjiga avsnitt

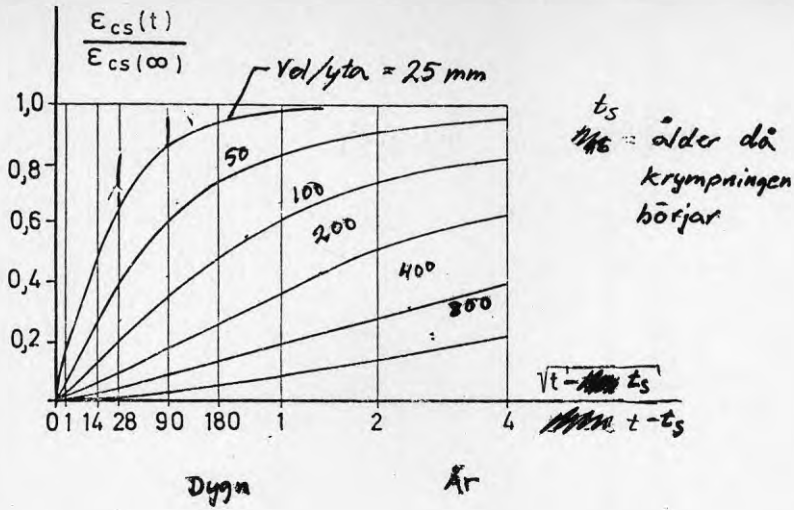


FIG 3.5 Krympningens tidsberoende enligt Betonghandbok Konstruktion /1980/ med avseende på variablerna  $\sqrt{t-t_s}$  och förhållandet volym/yta, mm.

Tidpunkten  $t_s$  bör vid tidig pålastning kunna sättas =  $t_0$ .

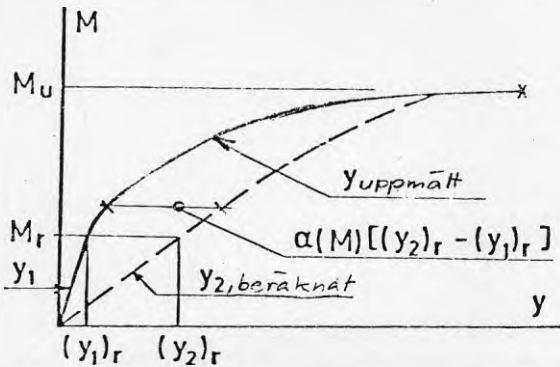


FIG 3.6 Typiskt utseende hos ett moment-nedböjningsdiagram vid belastning av en fritt upplagd armerad betongbalk

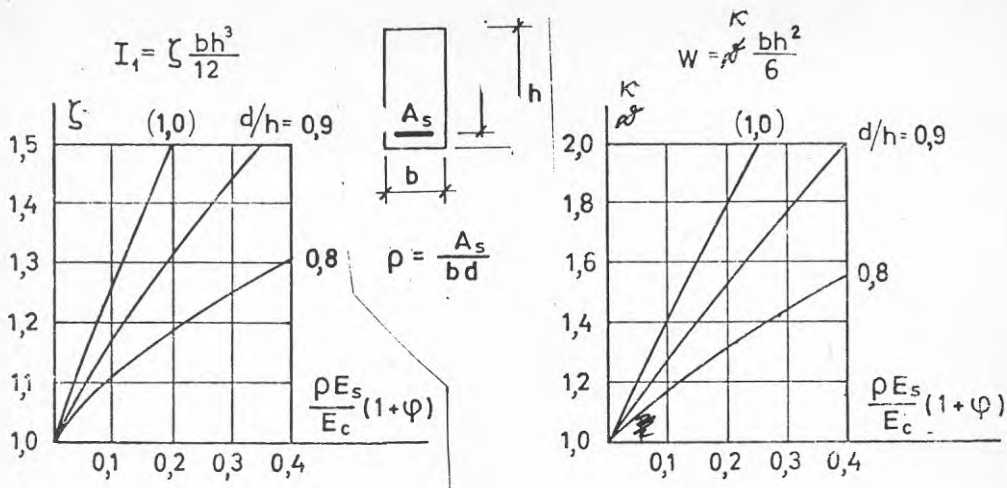


FIG 3.7 Diagram för bestämning av den ospruckna sektionens tröghets- respektive motståndsmoment

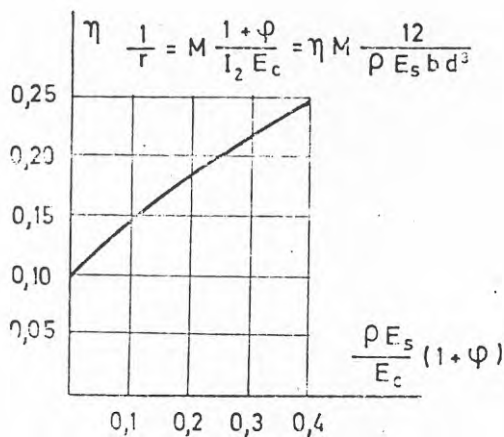


FIG 3.8 Diagram för bestämning av kröknigen vid sprucken sektion

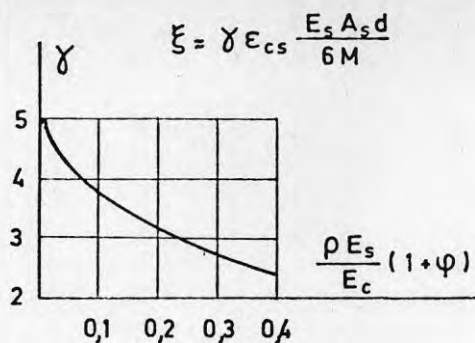


FIG 3.9 Diagram för bestämning av tillskottet i krökning på grund av krympning ställd i relation till den krökning som beräknas för sprucken sektion utan hänsyn till krympning (jfr Betonghandbok Konstruktion).

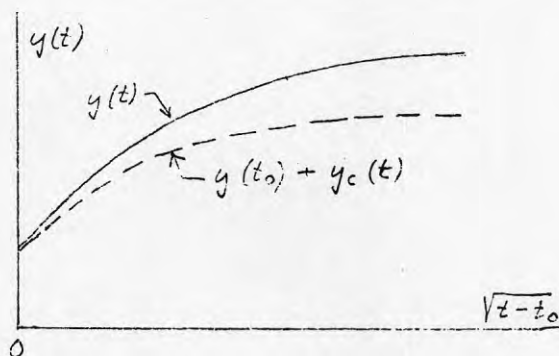


FIG 3.10 Typisk form hos nedböjningsförloppet med avseende på variabeln  $\sqrt{t-t_0}$ . Beträffande beteckningarna se formel (3.10)

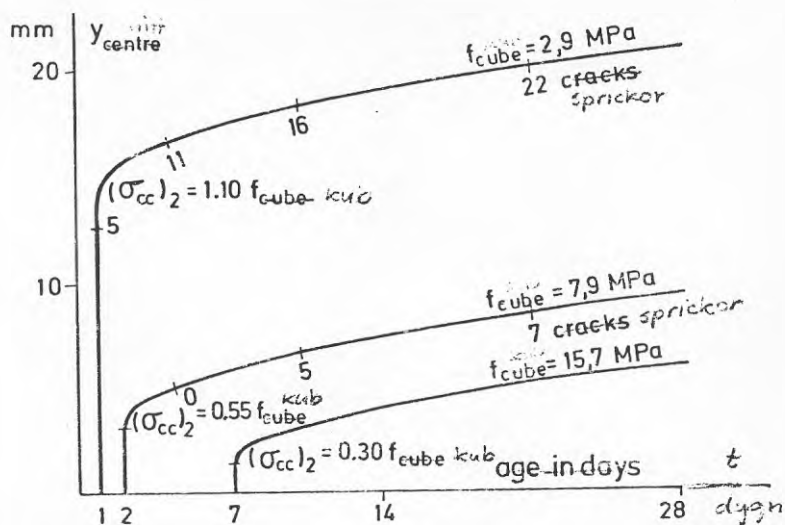


FIG 3.11 Uppmätta förlopp för mittnedböjningen hos tre plattor som avformats efter 1, 2 respektive 7 dygn. Som tidsvariabel har använts betongens ålder. I anslutning till varje kurva har angetts den momentana nedböjningen, antalet synliga sprickor och maximal tryckpåkänning beräknad under antagande av sprucken sektion.

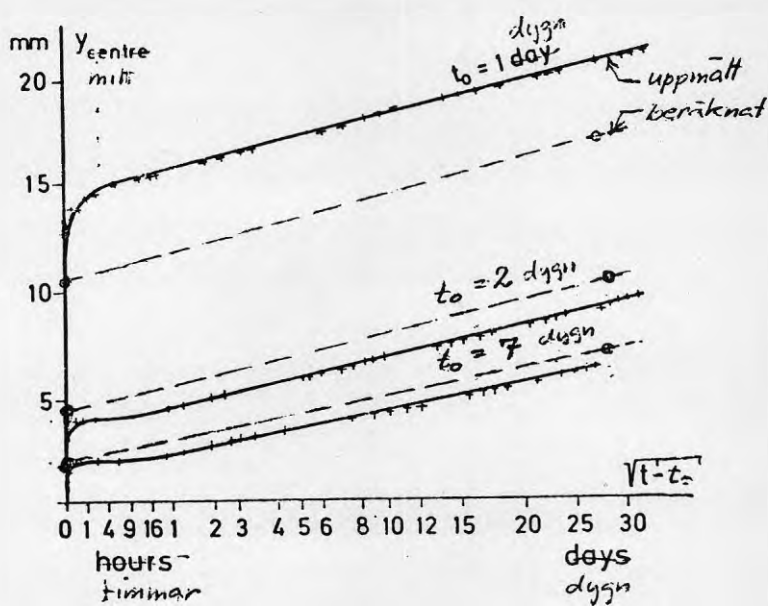


FIG 3.12 Samma förlopp som i FIG 3.11 fast uppritade med avseende på variabeln  $\sqrt{t-t_0}$ . Värdet beräknade enligt formlerna (3.11) och (3.12) är markerade med små cirklar

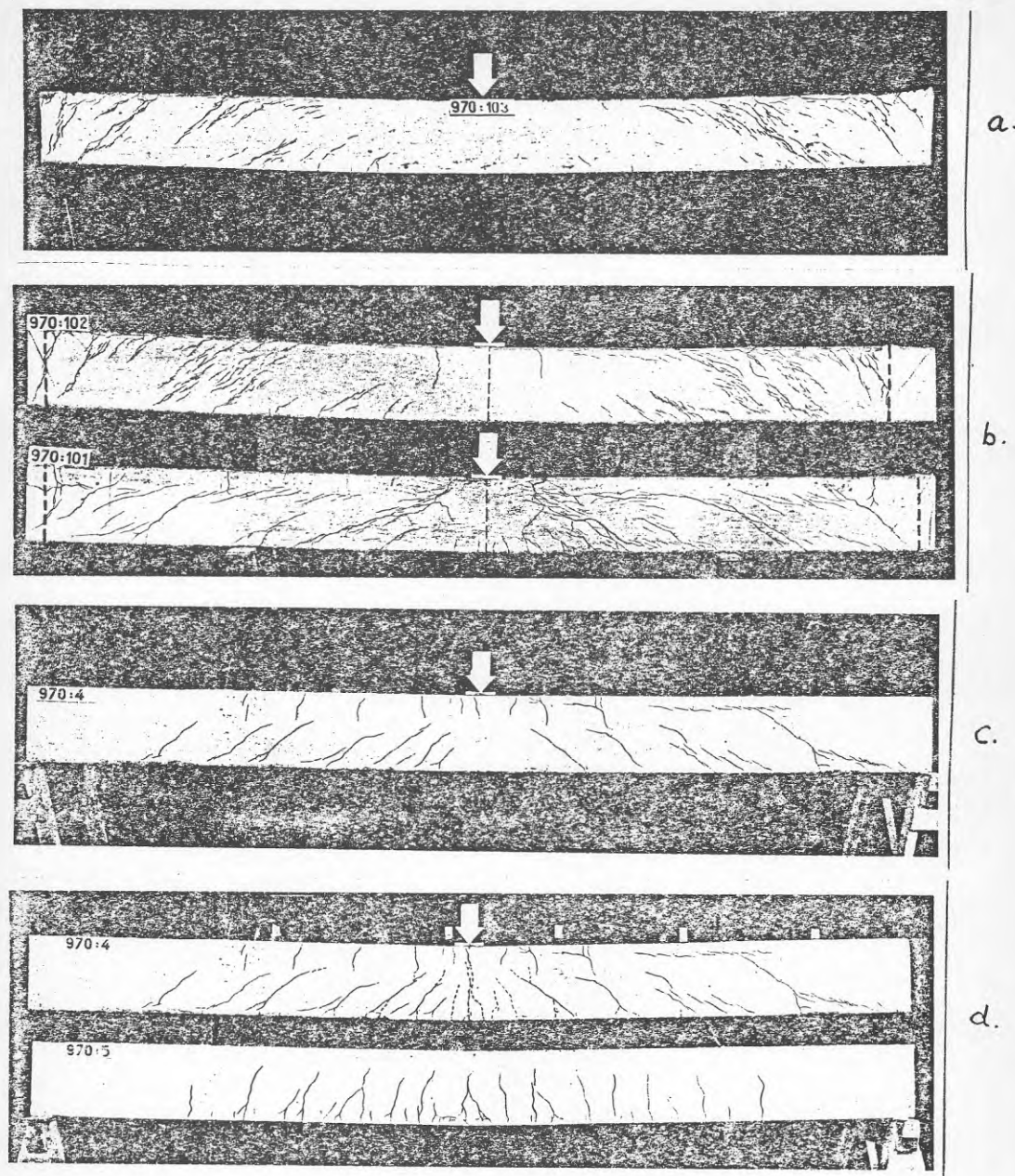


FIG 3.13 a Balk som vid åldern 4,5 h getts en mitt-  
punktsdeformation av 30 mm  
b Dito vid åldern 6 h (överst) respektive  
8 h  
c Dito vid åldern 12 h  
d Samma balk som i c samt därunder en  
likadan samtidigt gjuten balk, båda  
belastade till brott vid ca 3 månaders  
ålder



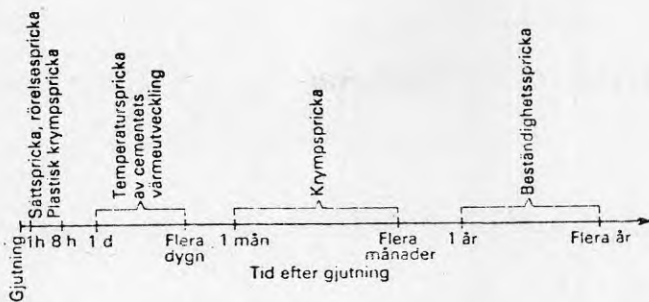


FIG 4.1 Ungefärliga tidpunkter då olika typer av sprickor uppträder. Betonghandbok Material /1980/

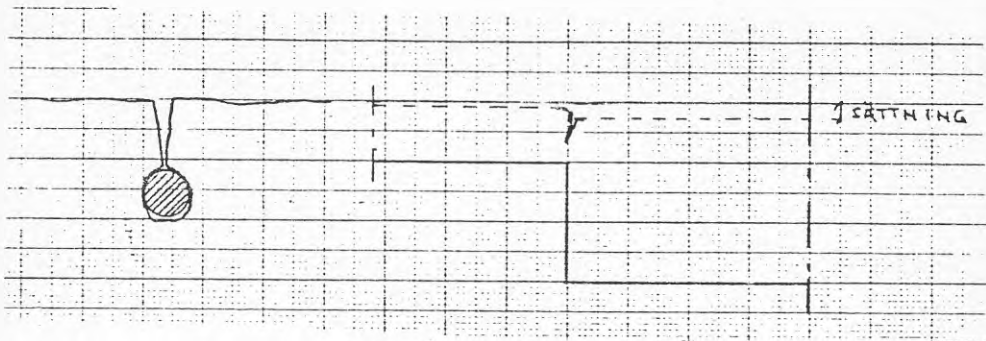


FIG 4.2 Olika typer av sättsprickor. Över överkantsarmering och vid varierande sektionshöjd

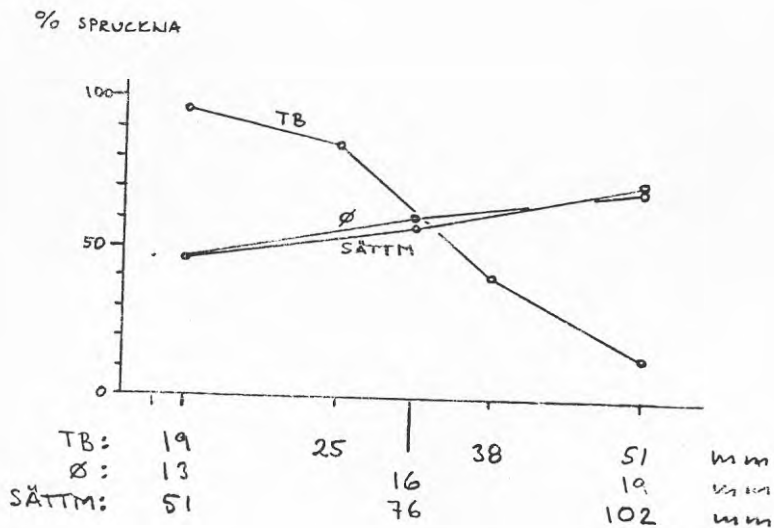
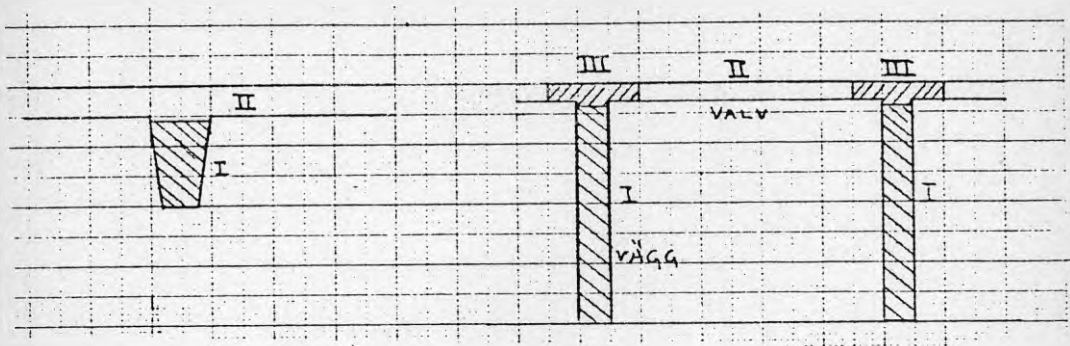


FIG 4.3 Andel betongplattor (tjocklek 300 mm) som uppvisar sättsprickor. Inverkan från täckande betongskikt (TB), armeringsdimension ( $\emptyset$ ) och sättmått (SÄTTM). Dakhil et al /1975/



Valv typ ribbdäck

Vägg - Valv konstruktion

FIG 4.4 Lämplig gjutordning då risk för sättsprickor föreligger. Gjutordning anges av siffrorna i betongsektionerna

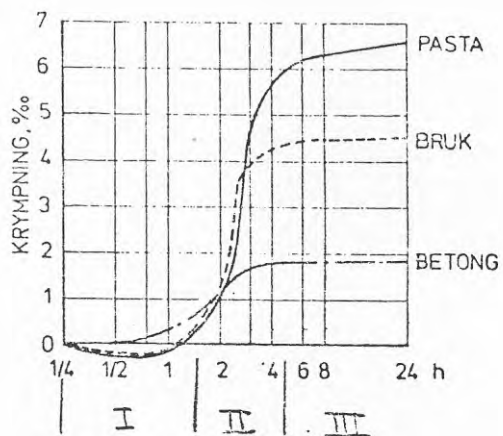


FIG 4.5 Den plastiska krympspänningens olika stadier.  
Vironnaud /1960/.

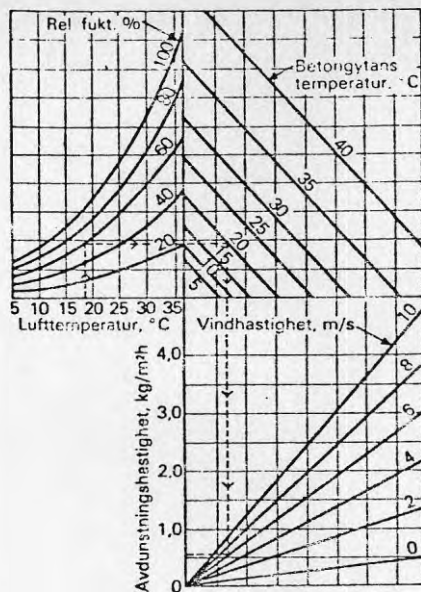


FIG 4.6 Diagram för uppskattning av uttorkningshastighet från en horisontell fuktig betongyta. PCA /1966/

minskning av antalet torksprickor  
per  $m^2$  vid tidig härdning

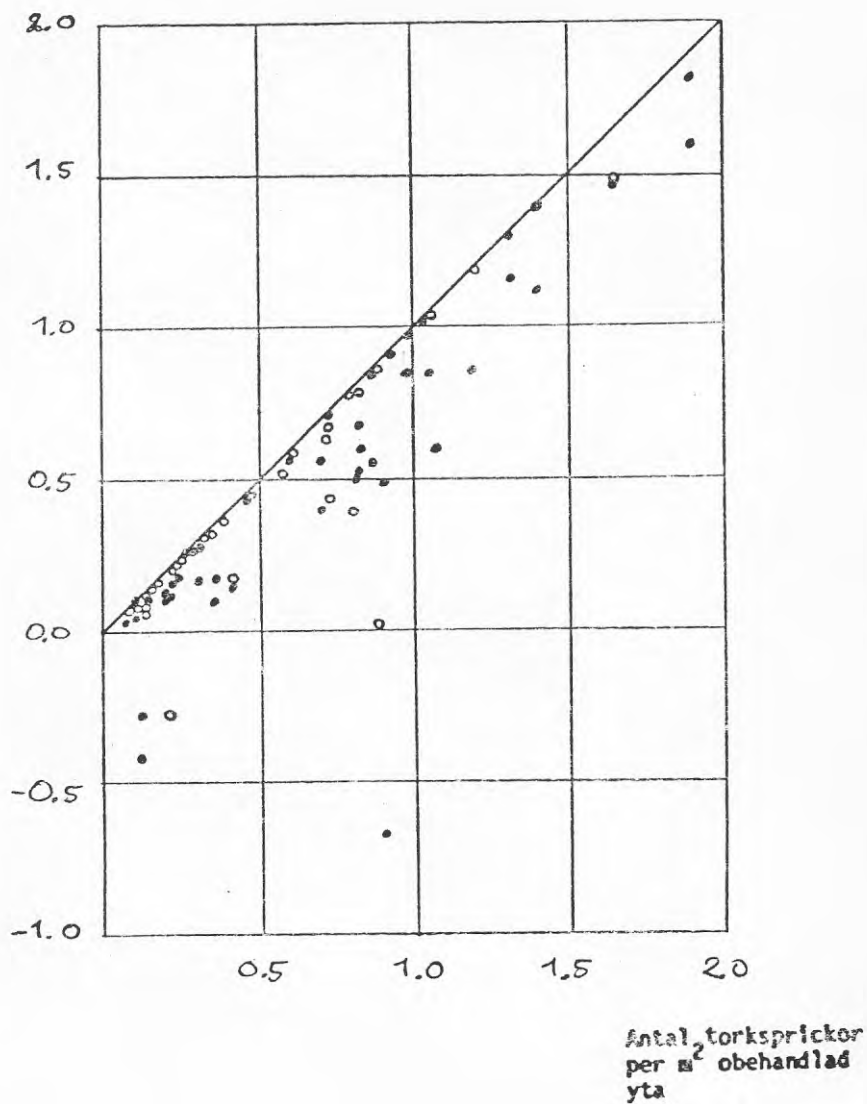


FIG 4.7 Minskning av andelen torksprickor vid vatten- och membranhärdning. Ofyllda symboler = membranhärdning. Fyllda symboler = vattenhärdning. Hellström, Ysberg /1972/

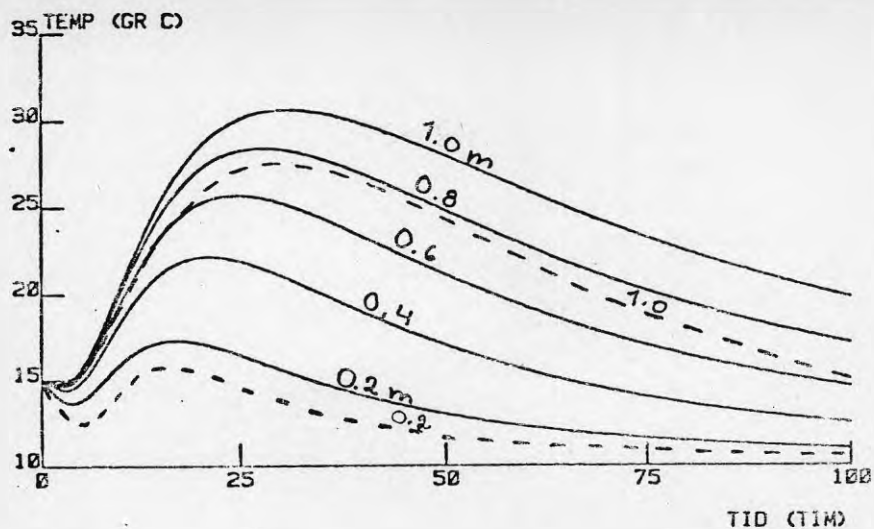


FIG 4.8 Temperaturförlopp i skivor med varierande tjocklek. Streckade linjer beräknade enligt metod i Betonghandbok Material /1980/, p 332



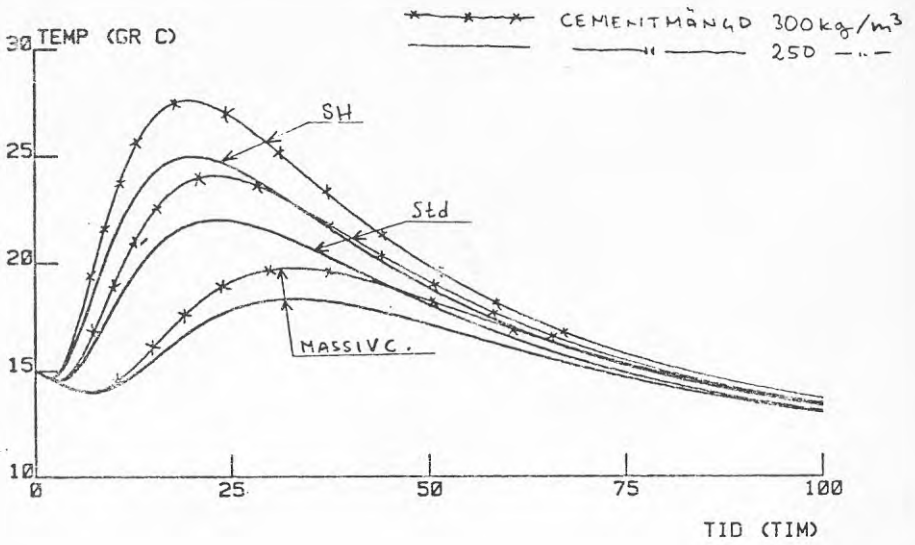


FIG 4.9 Cementmängdens och cementtypens betydelse för temperaturförloppet i en 50 cm tjock skiva

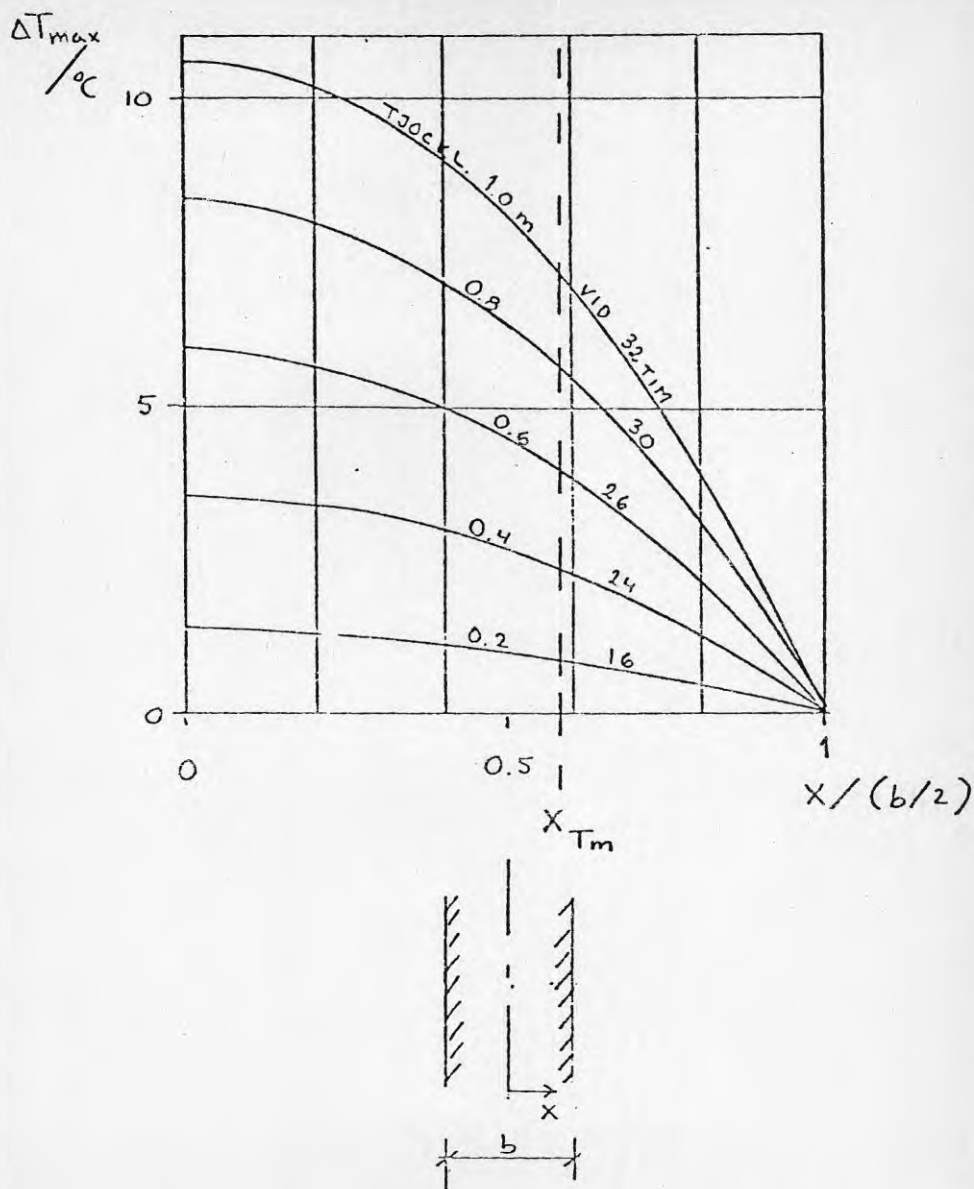


FIG 4.10 Beräknade temperaturprofiler i väggskivor med varierande tjocklek, då temperaturskillnaden,  $\Delta T$ , mellan väggmitt och ytan är störst. Detta inträffar vid på kurvan angiven tidpunkt.

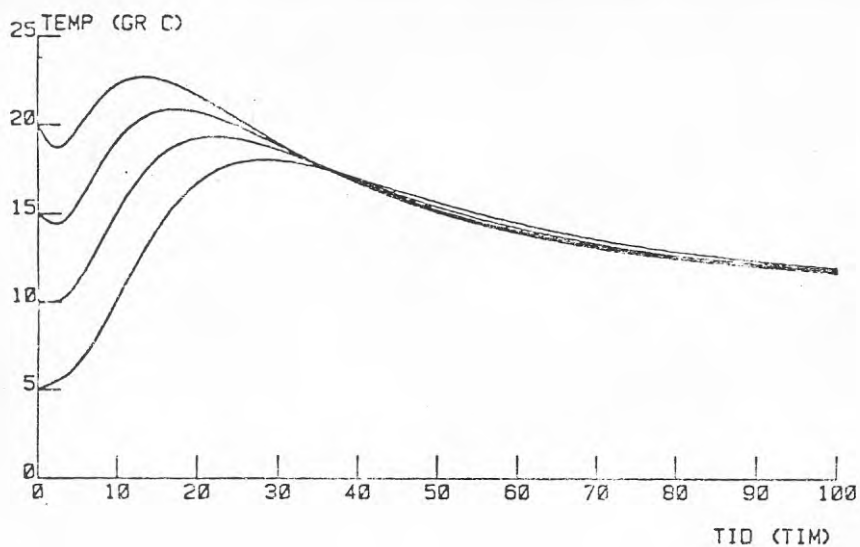


FIG 4.11 Temperaturförlopp i en betongskiva vid varierande gjuttemperatur. Väggtjocklek 50 cm. Omgivningstemperatur 10°C

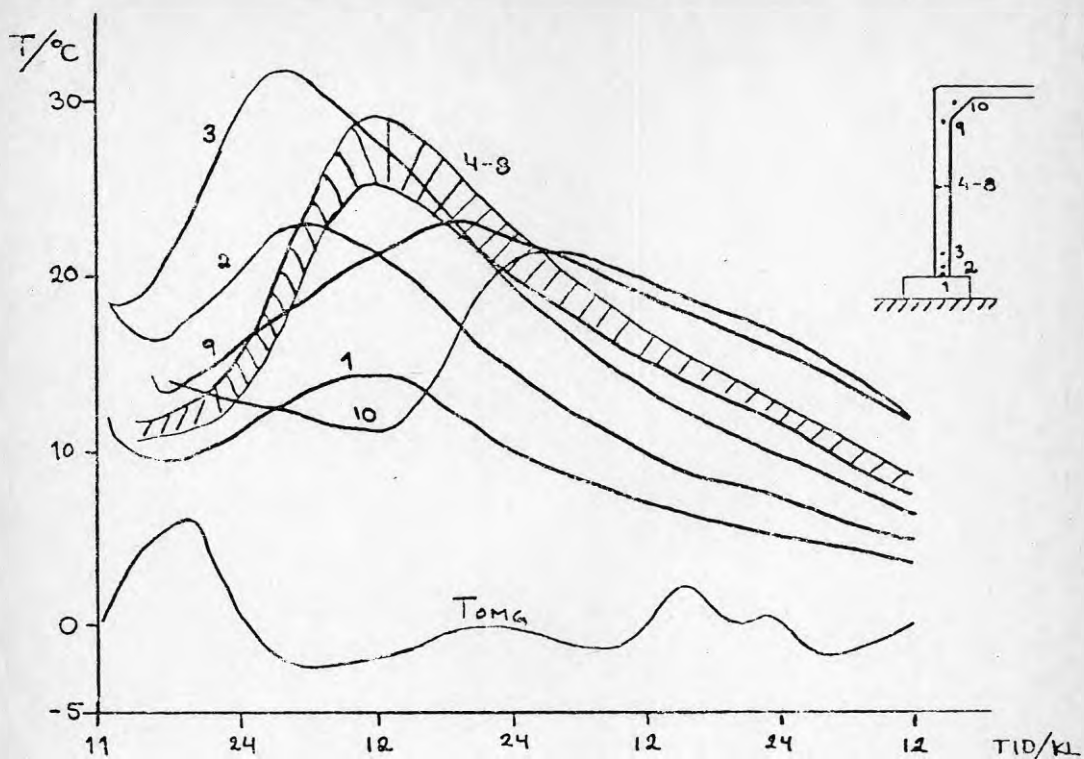


FIG 4.12 Uppmätta temperaturförlopp i olika delar av en väggvalvkonstruktion gjuten på en grundplatta av betong

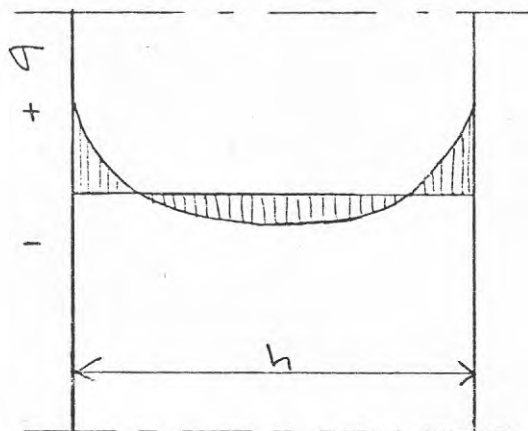


FIG 4.13 Påkänningsfördelning efter avsvälning i en betongvägg med tjockleken  $h$

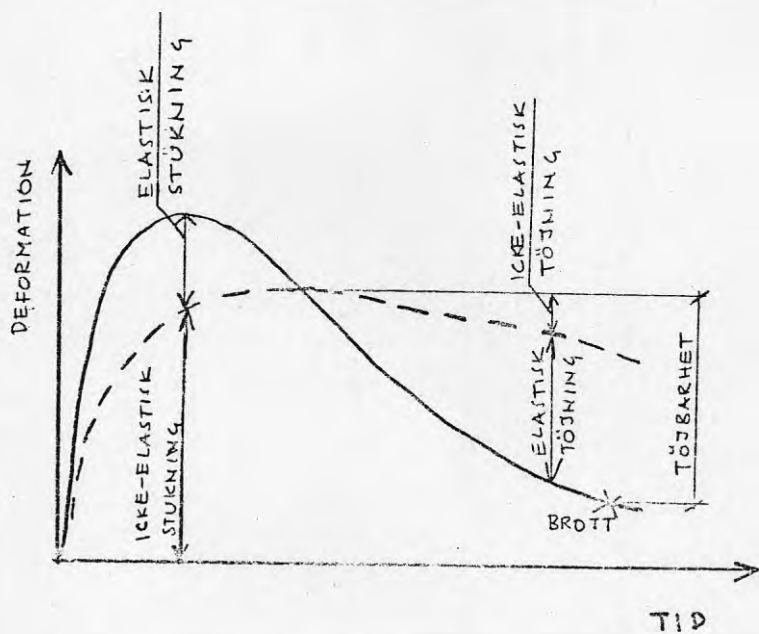


FIG 4.14 Principskiss över hur tvångspåkänningar från värmeutvecklingen uppkommer. Löfquist /1946/.

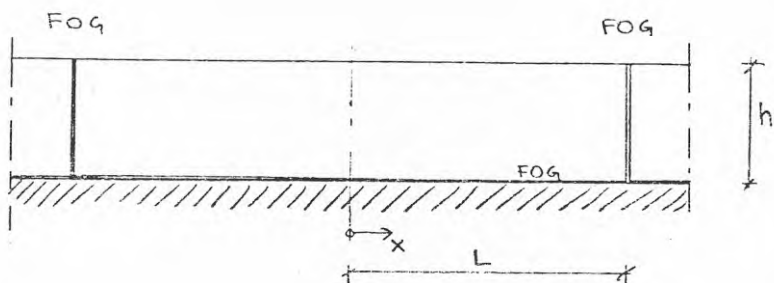


FIG 4.15 Vegg gjuten mot ett underlag. I väggen uppkommer tvångsinverkan både från fogarna vid väggens ändar och från fogen mot underlaget.



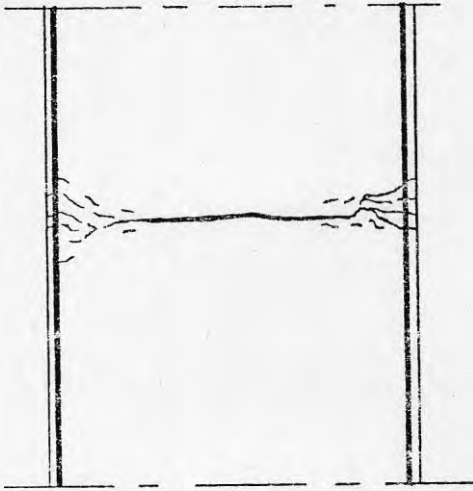


FIG 4.16 Sprickbilden vid en ytarmerad vägg som har en genomgående spricka. Sprickan fördelas vid armeringen om denna är tillräckligt stark så att den förmår spräcka betongen

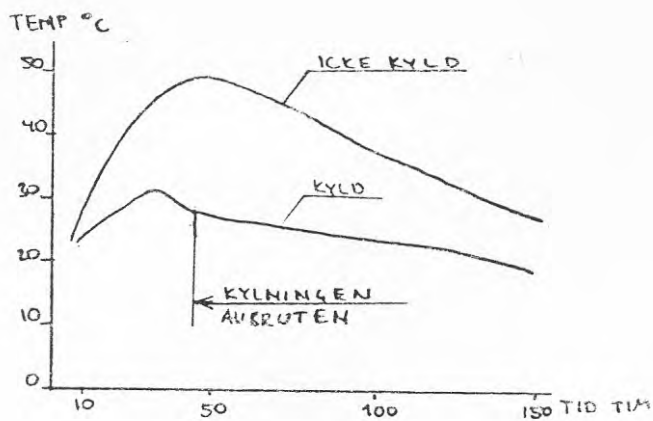


FIG 4.17 Exempel på temperaturförlopp i kyld och okyld betong. Betongens dimensioner är 27,5x5,5x0,8 m. Bernander /1973/

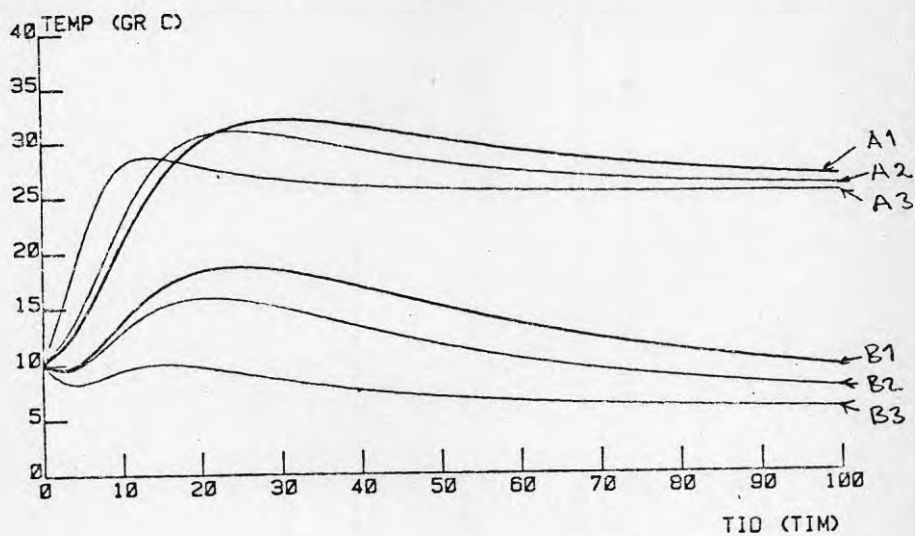


FIG 4.19 Temperaturförlopp vid varierande omgivningstemperatur och vägg tjocklek.

A:  $T_{\text{omg}} = 25^{\circ}\text{C}$ ,      B:  $T_{\text{omg}} = 5^{\circ}\text{C}$

- 1: 70 cm vägg tjocklek
- 2: 50 "-
- 3: 20 "-

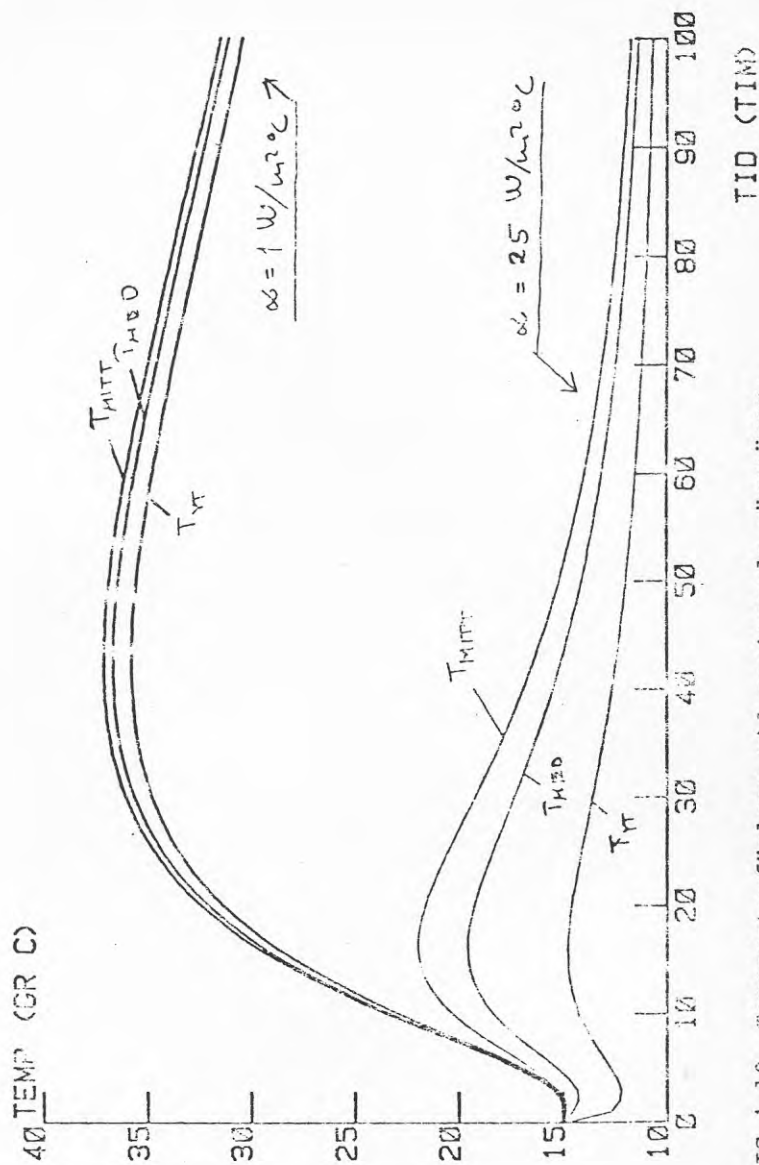


FIG 4.19 Temperaturförlopp vid varierande värmeövergångstal. Väggtjocklek 50 cm.

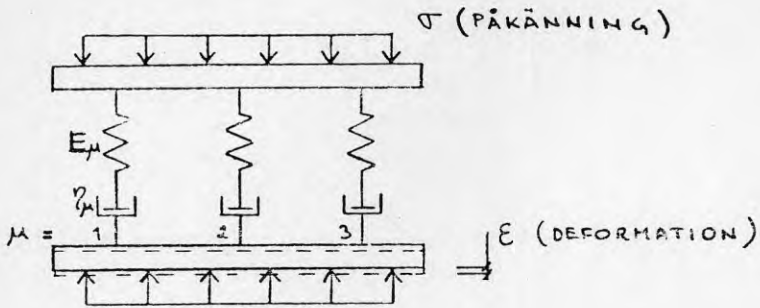


FIG 4.20 Beskrivning av ekv (4.4). I figuren finns 3 parallellkopplade Maxwellelement med olika  $E_\mu$  och  $\eta_\mu$ . Spänningen  $\sigma$  är lagd över hela elementkedjan och alla element får samma deformation,  $\epsilon$

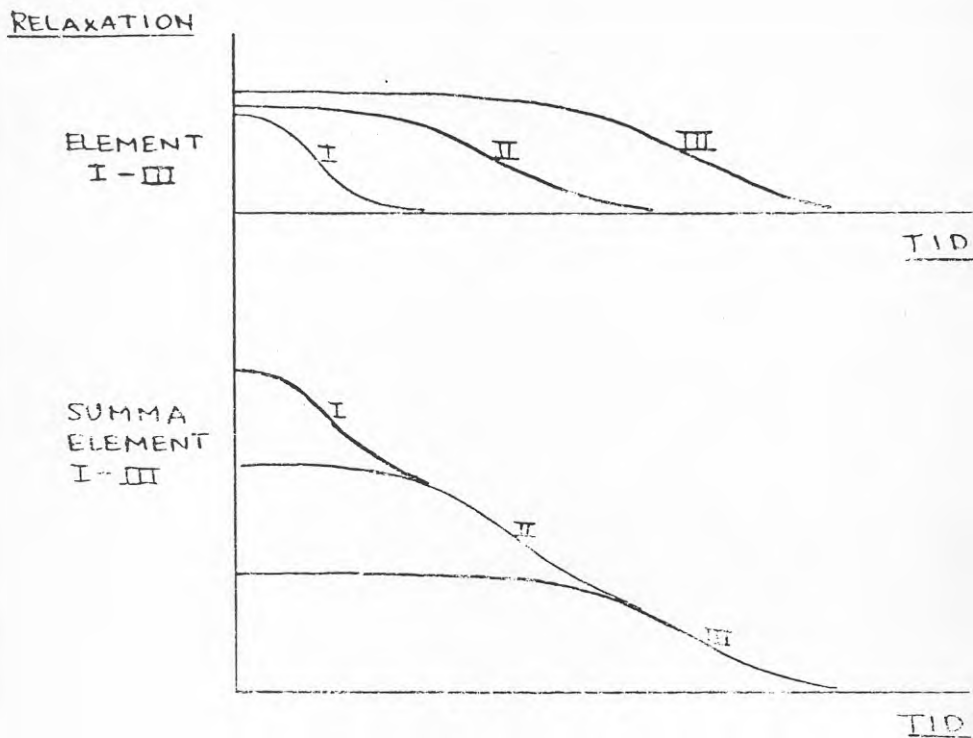


FIG 4.21 Principskiss över hur de olika elementen i beräkningsmodellen relaxerar.

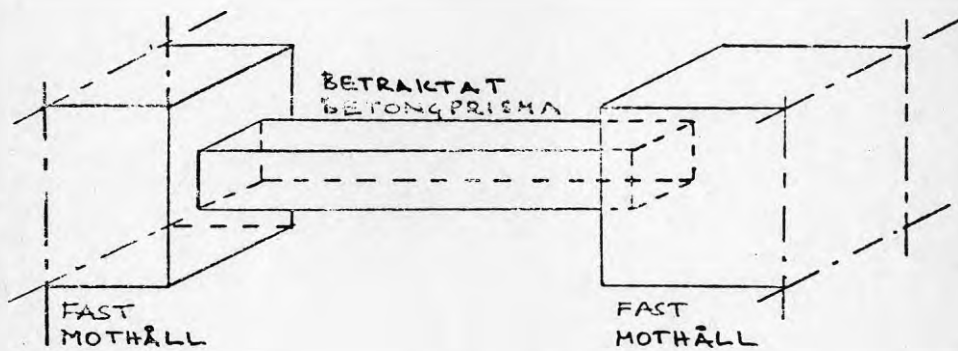


FIG 4.22 Principbild beskrivande typ av konstruktion som behandlas matematiskt.

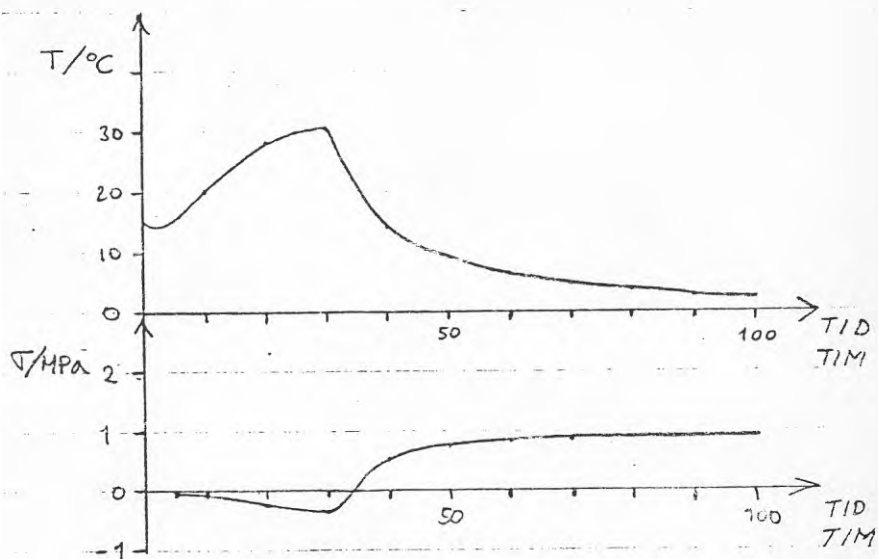


FIG 4.23 Beräknade temperatur- och påkänningsförlopp i en fasthållen, 50 cm tjock vägg. Väggen har förutsatts isolerad vid gjutningen och helt bar efter avformningen som sker 30 timmar efter gjutningen. Omgivande temperatur är  $0^\circ\text{C}$ .



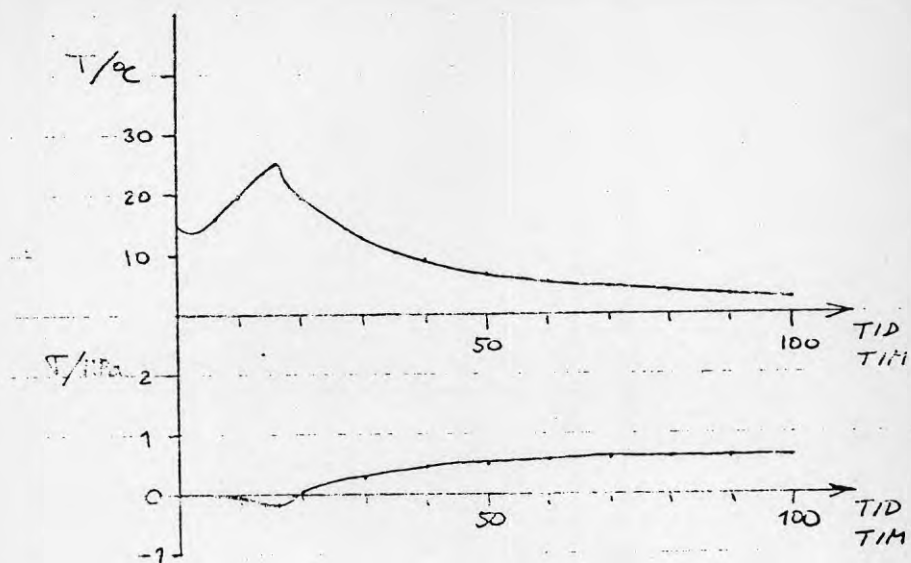


FIG 4.24 Beräknade temperatur- och påkänningsförlopp för samma vägg som i FIG 4.23, men som avformas redan efter 16 timmar efter gjutning.

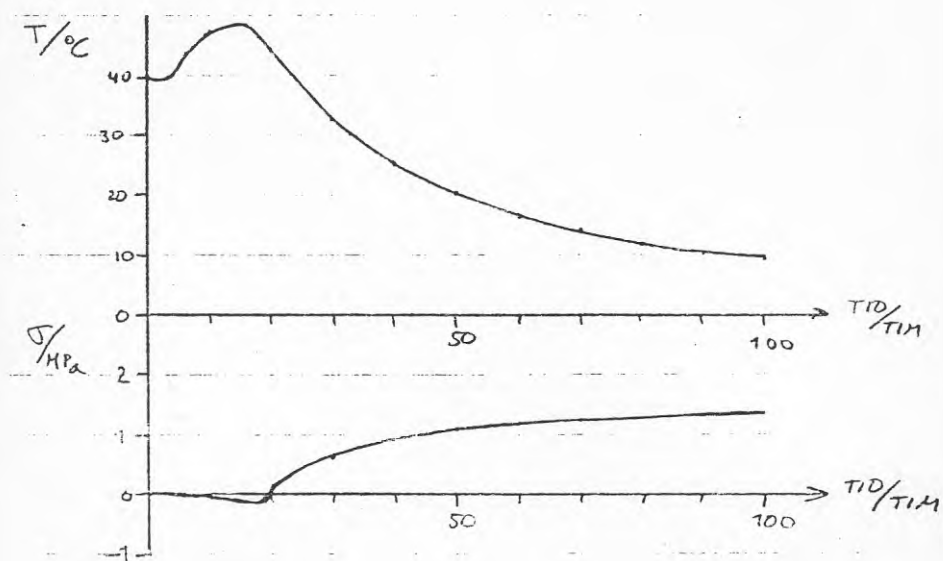


FIG 4.25 Beräknade temperatur- och påkänningsförlopp för en vägg som är gjuten med betong, uppvärmd till  $40^\circ\text{C}$  vid gjuttillfället. Formen är isolerad vid gjutningen och betongytan täckt med presenning efter avformning. Avformningstid 18 timmar.

## LITTERATUR

Arbetskyddsstyrelsens anvisningar nr 32. Bygganvisningar, Stockholm 1972.

Bellander, U, 1977: Hållfasthet i färdig konstruktion. Del 3. Oförstörande metoder. Laboratorie- och fältförsök. Cement- och Betonginstitutet, Fo 3:77.

Bernander, S, 1973: Kylning av hårdnande betong med kylslingor. Nordisk Betong (1973):2.

Betonghandbok Konstruktion, Arbetsutförande, Material, 1980. Svensk Byggtjänst.

BKF-Centralen, 1979: SSB-Forundersögelse, Rapport R:094.

Byfors, J, 1980: Plain concrete of early ages. Cement- och Betonginstitutet, Fo 3:80.

Buö, F O, 1973: Sprickbildning i betongväggar till följd av cementets hydratationsvärmeutveckling. Nordisk Betong (1973):2.

CUR, 1977: Scheurforming in jong beton, Rapport nr 88.

Dakhil, Cady, Carrier, 1975: Cracking of fresh concrete as related to reinforcement. ACI Journal August 1975.

Harrison, T A, 1975: Mechanical damage to concrete by early removal of formwork. Technical Report 42.505. Cement and Concrete Association, London 1975.

Hellström, Ysberg, 1972: Plastisk krympning - sammanställning av fältundersökning. Cement- och Betonginstitutet, Uppdragsfunktionen, Rapport 7256.

Holmberg, Lindgren, 1972: Cracks in concrete walls. Svenska Byggforskningsrådet. Dokument D7:1972.

Johansen, R, 1977: En praktisk prövningsmetode for in-situ bestemmelse av byggeverksfasthet. Nordisk Betong (1977):4.

Larsson, P, 1967: Formrivningstider för väggar och bjälklag gjutna enligt Riksbyggsmetoden. Handlingar nr 15, Svenska Riksbyggen, Stockholm.

Losberg, A, 1980: Betongbalkars långtidsdeformation - Några kommentarer med anledning av anvisningar i BBK och Betonghandboken. Nordisk Betong 5-6:1980.

Loudon, A G, 1968: U-values in the 1970 Guide. Journal of the Institution of Heating and Ventilation Engineers, 39(1968):Sept.

Löfquist, B, 1946: Temperatureffekter i hårdnande betong. Kungl Vattenfallsstyrelsen. Tekniskt meddelande nr 22, Stockholm 1946.

Nilsson, L O, 1977: Fuktpproblem vid betonggolv. Lunds Tekniska Högskola. Avd för Byggnadsmateriallära, Rapport TVBN-3002.

PCA, 1966: Curing of concrete. Concrete Information, Sheet IS 14.02 T, Portland Cement Association.

Samuelsson, P, 1982: Byggplatsens behov av korttidshållfasthet hos betong. Byggforskningen 1982, Stockholm.

Sköld, T, 1982: Lastberoende sprickbildning i betongkonstruktioner. Institutionen för Brobyggnad, KTH. Institutionsrapport under utarbetande.

Vironnoud, L, 1960: Le premier age du beton. Annales l'Institute Technique du Batinment et des Travaux Publics, Nr 154, Okt. 1960.

Wilson, R, 1979: Beräkningsmetod avseende momentbelastade rektulära balkar med ospänd armering. Betongbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola. Publikation 79:3.

Wilson, R, 1982: Reinforced concrete at early ages. Betongbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola. Publikation 82:1.















**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag  
800890-4 från Statens råd för byggnadsforskning  
till Cement och betonginstitutet, Stockholm.**

**R56: 1984**

**ISBN 91-540-4136-8**

**Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

**Art.nr: 6704056**

**Abonnemangsgrupp:  
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:  
Svensk Byggtjänst, Box 7853  
103 99 Stockholm**

**Cirkapris: 45 kr exkl moms**