



# LUND UNIVERSITY

## Modellering av betongkonstruktioner skadade av alkalikiselreaktioner

Hassanzadeh, Manouchehr; Åhs, Magnus

2017

*Document Version:*  
Manuskriptversion före sakkunniggranskning

[Link to publication](#)

*Citation for published version (APA):*  
Hassanzadeh, M., & Åhs, M. (2017). *Modellering av betongkonstruktioner skadade av alkalikiselreaktioner*. (TVBM; Nr. 7221). Lund University.

*Total number of authors:*  
2

### General rights

Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:  
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: <https://creativecommons.org/licenses/>

### Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117  
221 00 Lund  
+46 46-222 00 00

# Modellering av betong- konstruktioner skadade av alkalikiselreaktioner

Manouchehr Hassanzadeh

Magnus Åhs

ISRN LUTVDG/TVBM—17/7221-SE(1-sista numrerade sidan)  
ISSN 0348-7911 TVBM

Lunds tekniska högskola  
Avd. Byggnadsmaterial  
Box 118  
221 00 Lund

[www.byggnadsmaterial.lth.se](http://www.byggnadsmaterial.lth.se)

## Förord

En betongkonstruktion som skadas av alkalikiselreaktioner spricker, förlorar sin hållfasthet, och blir utsatt för andra typer av nedbrytningsprocesser som frostangrepp och urlakning. Syftet med denna sammanställning är att vägleda och sprida kunskap om olika materialmodeller som kan användas för analys av utveckling av skador som orsakas av alkalikiselreaktioner i betongkonstruktioner. Kunskapen kan användas för tillstånds- och livslängdsbedömning av skadade betongkonstruktioner samt för val av reparationsmetod.

Projektet har genomförts med anslag från Richertska Stiftelsen. Projektet har utförts av Manouchehr Hassanzadeh, verksam på Sweco Energuide och adjungerad professor vid avdelningen för Byggnads-material vid Lunds Tekniska Högskola samt Magnus Åhs, verksam vid avdelningen för Byggnads-material vid Lunds Tekniska Högskola.

Manouchehr Hassanzadeh, Sweco Energuide



## Sammanfattning

Alkalikiselreaktioner är en kemisk reaktion mellan ballastens alkalilösliga mineraler och cementets alkali. Resultatet blir en så kallad alkalikiselsyragele som i fuktig miljö tar upp vatten under svällning. Betongen expanderar och spricker p.g.a. av svällningen. Sprickbildningen sänker betongens hållfasthet, styvhet och täthet som i sin tur sänker konstruktionens bärförmåga och dess förmåga att motstå andra typer av angrepp. Ur en materialvetenskaplig synvinkel har alkalikiselreaktioner studerats i flera år vilken har lett till att man har identifierat de reaktiva mineralerna, man kan beskriva reaktionsprocessen och dess konsekvenser, man har identifierat olika gränsvärden kravställning som kan garantera framställning av betongblandningar som leder till säkra konstruktioner med hänsyn till nedbrytning orsakad av alkalikiselreaktioner. Rapporten visar att en modell som kan beskriva reaktionskinetiken hos alkalikiselreaktioner är en viktig parameter för modellering av nedbrytningsprocess orsakad av alkalikiselreaktioner. De i litteraturen tillgängliga modellerna för reaktionskinetik visar den här parameterns tillämpbarhet för beskrivning av utveckling av expansion (töjningar) och förändringar av materialegenskaperna som funktion av tid. Vidare, visar de internationella resultaten att nedbrytningsprocessen kan bäst beskrivas med hjälp av icke linjära beräkningsmodeller. Modellerna kan simulera spricktillväxt orsakad av alkalikiselreaktioner samt kan förklara en del fenomen som har observerats i praktiken. I de i verkligheten skadade konstruktionerna varierar sprickmönstren inom en och samma konstruktion. Man har vetat att typ och nivå av belastning avgör sprickmönstren i en betongkonstruktion. Man har lyckats bevisa detta genom experiment och tillämpning av icke linjära materialmodeller. Genom olika exempel från litteratur och resultat från detta arbete visar denna rapport att spänningstillstånd och randvillkor har stor inverkan på sprickbildning i en konstruktion som skadas av alkalikiselreaktioner.



# Innehåll

1	Introduktion.....	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte och målsättning .....	1
1.3	Projektets genomförande och begränsningar .....	1
2	Expansion och nedbrytning av betong orsakad av AKR .....	3
2.1	Allmänt.....	3
2.2	Alkalikiselreaktioner .....	3
2.3	Alkaliinnehåll .....	4
2.4	Reaktiv ballast .....	4
2.5	Betongens beteende under dragbelastning .....	5
2.6	Expansion och sprickbildning .....	8
2.7	Alkalikiselreaktioner som funktion av tiden .....	12
2.8	Inverkan av temperatur och relativ fuktighet.....	13
2.9	Inverkan AKR på materialegenskaper.....	14
3	Konstitutiv materialmodell.....	17
3.1	Allmänt.....	17
3.2	Mekaniskt konstitutivt samband för betong utsatt för alkalikiselreaktioner .....	17
3.2.1	Antaganden .....	18
3.2.2	Konstitutivt samband.....	18
3.2.3	Sprickmodell.....	18
3.2.4	Reaktionskinetik och expansion orsakad av alkalikiselreaktioner.....	21
3.2.5	3D-tillämpning av modellen .....	21
3.2.6	Beräkningsresultat och jämförelse med provningar.....	23
3.3	Fysikaliskt konstitutivt samband för betong utsatt för alkalikiselreaktioner.....	26
3.3.1	Temperaturmodell.....	26
3.3.2	Fukttransportmodell.....	26
4	Beräkningsmodell.....	27
4.1	Inledning .....	27
4.2	Deformationer.....	28
4.2.1	Temperaturbetingad deformation.....	28
4.2.2	Fuktbetingad deformation .....	28
4.2.3	Alkalikiselreaktioner.....	28
4.3	Samband mellan spänningar och töjningar .....	30
4.4	Geometri.....	30



4.5	Elementindelning .....	31
4.6	Initial- och Randvillkor .....	31
4.7	Materialparametrar .....	33
5	Resultat.....	35
5.1	Temperaturfält .....	35
5.2	RF-fält.....	37
5.3	AKR-fält .....	38
5.4	Temperaturrelser .....	39
5.5	Fuktrörelser .....	40
5.6	Resultande deformation och spänningar på grund av fukt, temperatur och alkaliskreaktioner .....	42
6	Sammanfattande diskussion.....	47
7	Referenser .....	49

# 1 Introduktion

## 1.1 Bakgrund

Alkalireaktiv ballast i betong kan ge upphov till en inre expansion på grund av den expansiva reaktionsprodukt (expansive gel) som bildas. Den expansion som orsakas av alkaliskreaktioner (AKR) sker på grund av att volymen hos den gel som bildas är större än de ursprungliga reaktanternas sammanlagda volym, samt att gelens volym ökar genom fuktupptagning. Denna inre expansion ger upphov till tryckspänning i betongens porer och inom ballastkorn, vilket gör att betongens skelett utsätts för dragspänningar. Betongen spricker om dess draghållfasthet överskrids och betongkonstruktionens beständighet försämras. Genom att utveckla en matematisk modell för detta fenomen är det möjligt att göra uppskattningar av återstående livslängd och studera effekterna av olika reparationsåtgärder.

Att fullständigt modellera alkaliskreaktioners påverkan på en betongdamm är en stor utmaning. Många olika fysikaliska fenomen som påverkar dessa reaktioner måste beskrivas för att ge en realistisk bild av ett angrepp orsakat av AKR. En modell måste bland annat inkludera temperatur- och fuktförhållanden eftersom reaktivitet hos ballast påverkas av båda dessa parametrar. Vidare påverkas AKR av spänningstillståndet i materialet. Om det uppstår tryckspänning i ett plan så kommer expansionen att istället att ske längs ett plan som är vinkelrätt mot det planet. Om dessutom sprickor uppstår så kommer expansionen av reaktionsprodukterna att ske i dessa. En fullt utvecklad konstitutiv modell bör inkludera såväl linjär- såväl som icke linjärelastiska beräkningar och ta hänsyn till sprickpropagering och brottmekanik.

## 1.2 Syfte och målsättning

Projektets syfte var att sammanställa existerande kunskaper och materialmodeller som kan genom datorberäkningar beskriva spricktillväxt i betongkonstruktioner orsakad av AKR. De sammanställda kunskaperna och modellerna kan på sikt användas för tillstånds- och livslängdsbedömning av AKR skadade konstruktioner, samt minska behovet av tid och resurskrävande provningar som i många fall ger missvisande information om konstruktionens bärförmåga.

## 1.3 Projektets genomförande och begränsningar

Detta projekt avsåg att sammanställa:

- 1) kunskaper om mekanismer som leder till expansion i betong orsakad av AKR, med och utan påverkan av yttre belastning,
- 2) kunskaper om förändringar i materialets mekaniska egenskaper orsakade av AKR, med och utan påverkan av yttre belastning,
- 3) existerande materialmodeller för numerisk modellering av spricktillväxt i betongkonstruktioner utsatta för AKR samt
- 4) föreslå en materialmodell och genomföra en tillämpningsberäkning för ett förenklat fall, t.ex. en dammkonstruktion.

Samtliga ovanstående punkter har behandlats inom ramen av projektet. Arbetet har, dock, begränsats med hänsyn till de resurser som har varit i vårt förfogande. Följande begränsningar har gjorts:

- 1) Samtliga punkter i den ovanstående listan har behandlats översiktligt och från en ingenjörsmässig synvinkel.
- 2) De materialvetenskapliga frågeställningarna såväl som forskningsfronten har inte behandlats.

- 3) Fokus har snarare varit på materialets expansion och dess kontinuum mekaniska konsekvenser än orsakerna till materialets expansion.
- 4) Fokus har snarare varit på modelleringsprocesserna och deras innehåll och parametrar än skillnaden mellan olika modeller och deras för- och nackdelar.
- 5) En enkel modell har tillämpats för att visa avancerade analysers fördelar.

## 2 Expansion och nedbrytning av betong orsakad av AKR

### 2.1 Allmänt

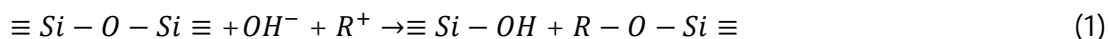
AKR är en skademekanism som leder till sprickbildning i betongkonstruktioner. De skador som uppkommer kan grovt indelas i två kategorier: 1) lokal skada, 2) global skada. Den lokala skadan orsakas av expansion av reaktionsprodukterna som försämrar betongens mekaniska och fysikaliska egenskaper och leder så småningom till lokala sprickor. Den lokala sprickbildningen påverkas av det lokala spänningstillståndet. Sprickbildningens riktning påverkas av spänningsnivån. Hög tryckspänning i en viss riktning förhindrar expansionen i spänningens riktning. Betongens expansion leder till att spännings- och töjningsgradienter bildas i konstruktionen, som medför att konstruktionen spricker och globala sprickor bildas. Spänningstillståndet och den globala sprickbildningen påverkas även av utformning och typ av armering (slak- och spännarmering) och upplagsförhållandena. På samma sätt som i fallet för förhindrade termiska och fuktrörelser påverkas sprickgeometrin av förhindrade AKR-expansioner och expansionsgradienter.

Kapitel 2 beskriver kortfattat AKR inklusive de mekanismer som orsakar expansionen samt de parametrar som påverkar expansionen. Kapitlet introducerar begreppet AKR och utgör en inledning för kapitel 3. I kapitel 2 beskrivs enbart lokala effekter och bortses från globala effekterna. I detta kapitel betraktas den fria expansionen hos en representativ provkropp vars minsta kant är minst 3 gånger större än den största inneslutna partikeln.

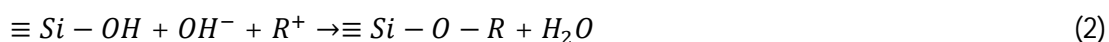
Området AKR är ganska komplext och relativt outforskat. Det finns många obesvarade frågor och frågor som för närvarande sysselsätter många forskare. Detta kapitel berör inte de frågeställningar som utgör forskningsfronten utan håller presentationen på en allmän nivå.

### 2.2 Alkalikiselreaktioner

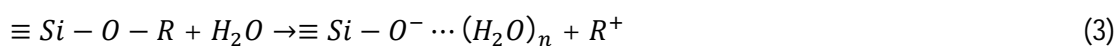
Enligt (Dyer, 2014) attackerar siloxanbindningar på ytan av mineraler som innehåller kiseldioxid av hydroxid joner vid höga pH-värden. Reaktionen som beskrivs i (Dyer, 2014) är enligt nedan:



där R är natrium eller kalium. Reaktionen fortsätter på följande sätt:

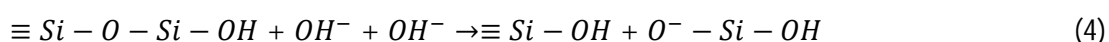


Reaktionen omvandlar kiseldioxidnätverket till ett öppet gel liknande nätverk som är mottagligt för vattenmolekyler. Gelen binder vatten.



Gelen expanderar när den absorberar vatten. Expansionen som kan bli betydligt styrs av gelens förmåga att absorbera vatten och den tillgängliga vattenmängden.

Det bör noteras att attacken fortsätter tills gelens yttre lager bryts ner och går i lösning.



Det silikat som går i lösning reagerar med kalciumjoner och bildar CSH gel. Reaktionerna liknar de puzzolan reaktionerna som sker i bindemedel som innehåller puzzolaner.

Reaktionerna kan även ske inuti ett ballastkorn. Vatten samt alkali- och hydroxidjoner kan diffundera från cementpastan till insidan av ett ballastkorn och ackumuleras där det reaktiva mineralen befinner sig. Enligt denna mekanism sker reaktionerna (1)- (3) enligt ovan, men med den skillnaden att sili- katjonerna har svårare att ta sig ut från reaktionsstället och gå i lösning. De kan bli instängda på grund av den produkt som bildas genom reaktionen mellan kalcium och AKR gel. Följaktligen, kan re- aktion 4 enligt ovan förhindra AKR gelen att gå i lösning och ta sig ut. Detta medför att gelen expan- derar inuti ballasten och spräcker ballasten.

### 2.3 Alkaliinnehåll

AKR uppstår när det alkali som finns i betongen reagerar med ballastens reaktiva kiseldioxid. Reakt- ionen styrs av det rådande pH-värdet i betongens porer. Enligt resultat från Min och Mingshu i (Dyer, 2014) sätter reaktionerna igång när pH överstiger 12. Betongens expansion orsakad av AKR ökar med ökad pH och ökningen blir accelererande när pH närmar sig värdet 13. Betongens pH styrs av dess alkaliinnehåll och de höga pH-värdena styrs av betongens innehåll av natrium och kalium. Alkaliinne- hållet i cement och i betong uttrycks normalt genom ekvivalent natriumoxidinnehåll (% av cement- vikt och  $\text{kg/m}^3$  betong). Ekvivalent natriumoxid beräknas enligt nedan:

$$(Na_2O)_{eq} = Na_2O + 0,658K_2O \quad (5)$$

där  $Na_2O$  är mängd natriumoxid [kg/kg, eller %] i cement eller mängd natriumoxid i betong [ $\text{kg/m}^3$ ], och  $K_2O$  är motsvarande för kaliumoxid, (Dyer, 2014).

Alkaliinnehållet kan även anges som ekvivalent natriuminnehåll:

$$Na_{eq} = Na + 0,588K \quad (6)$$

För betong skall det totala alkaliinnehållet bestämmas, d.v.s. summan av den alkalimängd som härrör från cementet och ballasten.

Betongens expansion p.g.a. av AKR ökar med ökat alkaliinnehåll. Det finns, dock, gränsvärde för alka- liinnehåll under vilket risken för expansion på grund av AKR minskas nämnvärt, t.ex.  $3 \text{ kg/m}^3$   $(Na_2O)_{eq}$  är ett gränsvärde som anges för betong. Motsvarande gränsvärde för alkaliinnehåll i ce- ment är 0,6 %.

Det bör, dock, noteras att betongens alkaliinnehåll styrs av bindemedelstyp och mängd bindemedel som blandas i betongen. Vidare, bör noteras att kvoten mellan reaktive kiseldioxid och alkaliinnehåll är också en styrande parameter. Betongens expansion ökar med ökat värde på kvoten mellan reaktiv kiseldioxid. Ökningen fortsätter, dock, till ett vist värde på kvoten och avtar därefter. Enligt resultat från D. W. Hobbs i (Dyer, 2014) ligger den pessimala kvoten någonstans mellan 4 och 8.

### 2.4 Reaktiv ballast

Ballast som innehåller reaktiva mineraler kan reagera med alkali och expandera. I (Rombén, 1994) presenteras olika typer av reaktiva ballast och mineraler. Det bör noteras att typ och placering av det reaktiva mineralen i ballastpartikeln är viktig och påverkar reaktionerna och betongens expansion, se avsnitt 2.2. I betong som innehåller flinta - en opalhaltig bergart som förekommer i Skåne – sker re- aktionerna i gränsskiktet mellan ballast och cementpasta. I andra fall är det reaktiva mineralet inbädd- dat i ballastkornet och omgivet av mer eller mindre täta mineraler. De reaktiva mineralernas kristall- form och placering i ballastkornet påverkar deras reaktivitet och reaktionshastighet. (Trägårdeh, 2014) indelar i Sverige förekommande ballasterna i tre huvudgrupper:

- A) Snabbt reaktiva bergarter: opal flinta, lågmetamorfa sedimentära bergarter typ gråvacka och opal sandsten. Skåne och inslag längs fjällkedjan.
- B) Medelreaktiva bergarter: mycket finkorniga (flintlika) metavulkaniter, finkorniga myloniter som inte har omkristalliserats, deformerade kvartsiter, sandstenar/sparagmiter, gråvackor och finkorniga kvartsrika metasediment. Fjällkedjan samt inslag i Bergslagen och söder om Bergslagen.
- C) Långsamt reaktiva bergarter: porfyrier och andra finkorniga metavulkaniter, finkorniga graniter, finkorniga kvartsiter, fin-medelkorniga metasediment. Kataklasiter längs östvästliga förkastningszoner i mellersta

Enligt (Dunant & Scrivener, 2012) orsakar långsamt reaktiva ballast mikrosprickor i både ballast och cementpasta. I betongkonstruktioner initieras all spricktillväxt orsakad av AKR med mikrosprickbildning. Mikrosprickbildningen sker

- i. enbart i cementpastan för betong med snabbt reaktiva ballast,
- ii. i både ballast och cementpasta för betong med långsamt reaktiva ballast.

Betong med medelreaktiva ballast utgör mellanläge mellan de ovannämnda fallen. Sett från en kontinuummekanisk modelleringssynvinkel föreligger, dock, ingen skillnad mellan de olika ballasttyperna. Skillnaderna påverkar reaktionshastigheten och materialegenskaperna, d.v.s. modellens parametrar och inte modellernas uppbyggnad.

Ballastens storlek och form inverkar på betongens expansion. Enligt (Dyer, 2014) föreligger ett pessimism för ballastens partikelstorlek under respektive över vilken avtar betongens expansion. Den pessimala ballaststorleken varierar ibland inom vida storleksintervall och är beroende av ballasttyp.

## 2.5 Betongens beteende under dragbelastning

Betongmaterialets kompletta arbetskurva vid endimensionell dragbelastning visas schematiskt i Figur 1. Där  $\sigma$  (N/m<sup>2</sup>) är dragspänning,  $f_t$  (N/m<sup>2</sup>) är draghållfasthet,  $\delta$  (m) är deformation mätt över sträckan  $h$  (m).  $G_F$  (Nm/m<sup>2</sup> eller N/m) är materialets brottenergi. Dragbrott i betong föregås av en progressiv mikrosprickbildning och formering av en brottzon. Brottzonens specifika egenskap är att zonen bärförmåga minskar med ökad deformation: den uppvisar ett så kallat "mjuknande" beteende. Brottzonens egenskaper beskrivs genom spännings-deformationskurva  $\sigma - w$  kurva, Figur 1b. Som framgår av figuren är  $\sigma - w$  kurvan differensen mellan nedåtgående delen av arbetskurvan ( $C_1$ ) och avlastningskurvan ( $C_2$ ).  $G_F$  är ytan under  $\sigma - w$  kurvan.  $w$  (m) är deformationen inom brottzonen och är den "fiktiva sprickans" vidd. Benämningen "fiktiv spricka" kommer från den "fiktiva sprickmodellen" som utvecklades av (Hillerborg, Modeer, & Peterson, 1976). Anledningen att sprickan benämns fiktiv är att den överför spänning trots att sprickan är synlig. Som framgår av figuren avtar spänningen med ökad  $w$ : betongen mjuknar.  $w_c$  (m) är kritisk spricklängd. Vid  $w = w_c$  bildas en verklig spricka. Vid  $w \geq w_c$  överför sprickan inga spänningar och provkroppen separeras i två bitar.

Typiska värden för  $w_c$  varierar mellan 0,15 mm och 0,25 mm. Brottenergin varierar mellan 80 N/m och 140 N/m. Betongens endimensionella draghållfasthet varierar mellan 1 MPa och 4 MPa.

Kurva  $C_1$ - $C_2$ :s utseende är viktig, Figur 1b. Den inledande delen är brant och sedan övergår den till en betydlig flackare del. I den branta delen beter sig materialet sprött och är instabilt. I den flacka delen beter sig materialet duktilt och mera stabilt. Övergången från den branta till den flacka delen sker vid  $\sigma \approx f_t/3$ ;  $w \approx 2w_c/9$ , (Pettersson, 1981). För en normal betong kan övergången ske vid  $\sigma \approx 1$  MPa och  $w \approx 0,05$  mm. Det bör noteras att sprickor är synliga för ögat vid sprickvidder mellan

0,02 mm och 0,05 mm, beroende på ytans råhet. Arbetskurvans form har stor inverkan på materialets beteende vid miljöbelastningar och nedbrytningsprocesser. Till exempel vid expansion orsakad av AKR avtar materialets lokala draghållfasthet relativt snabbt i början av expansionen (i den branta delen). Därefter avtar bärförmågan (i den flacka delen) långsammare vid ökad expansion. I den flacka delen är en spricka tillräcklig öppen och materialet har fortfarande en viss kohesion för att trycka ut den expanderande gelen ut ur sprickan.

En homogen stav av betong som utsätts för AKR förutses där de brottzoner (brottplan) som bildas är vinkelräta mot stavens längdaxel samt att flera brottplan med ett visst C-C avstånd kan bildas längs med staven. Stavens töjning (expansion) kan approximativt bestämmas genom att addera respektive brottplans sprickvidder. Figur 2 visar stavens töjning/expansion (%) som funktion av sprickornas C-C avstånd, för sprickvidderna 0,050 mm respektive 0,100 mm. Som framgår av figuren kan provstaven fortfarande behålla en del av sin draghållfasthet trots att den har expanderat långt över sin gränstöjning vid dragbelastning som är ca 0,015 %. Exemplet visar att de stora expansioner som är långt över materialets draggränstöjning som observeras kan bero på att flera brottplan bildas.

Brottzonen har en begränsad utsträckning i dragspänningens riktning och är oberoende av mätsträckans längd  $h$ . Därför kan man inte definiera en spännings-töjningskurva som inkluderar en brottzon. En komplett spännings-töjningskurva som även inkluderar en brottzon blir alltid beroende av mätsträckans längd. Under förutsättningen av att betongen är linjärelastisk upp till spänningen  $\sigma = f_t$  kan betongens totala töjning anges enligt nedan:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_\mu} \quad \text{för} \quad \varepsilon \leq \varepsilon_{el} = \frac{f_t}{E_\mu} \quad (7)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma(w)}{E_\mu} + \frac{w}{h} = \varepsilon_e(w) + \varepsilon_{cr} \quad \text{för} \quad \varepsilon > \varepsilon_{el} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{w}{h}$$

där

$\sigma$  = spänning [N/m<sup>2</sup>]

$f_t$  = materialets draghållfasthet [N/m<sup>2</sup>]

$\delta$  = total deformation inom mätsträckan  $h$  [m]

$\varepsilon$  = total töjning [m/m]

$\varepsilon$  = total töjning [m/m]

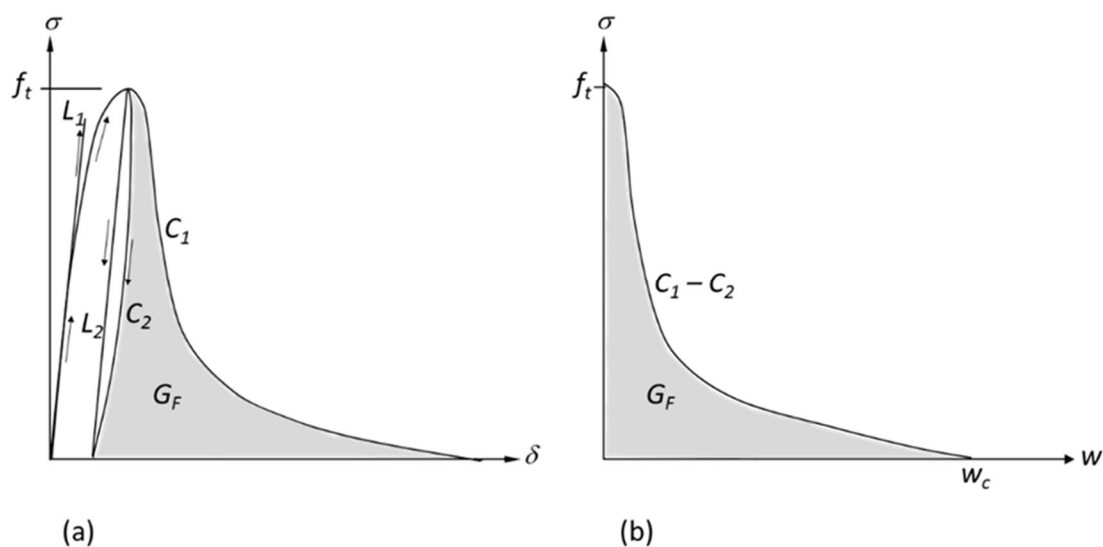
$\varepsilon_e$  = elastisk töjning [m/m]

$\varepsilon_{cr}$  = tilläggs töjning efter uppsprickning [m/m]

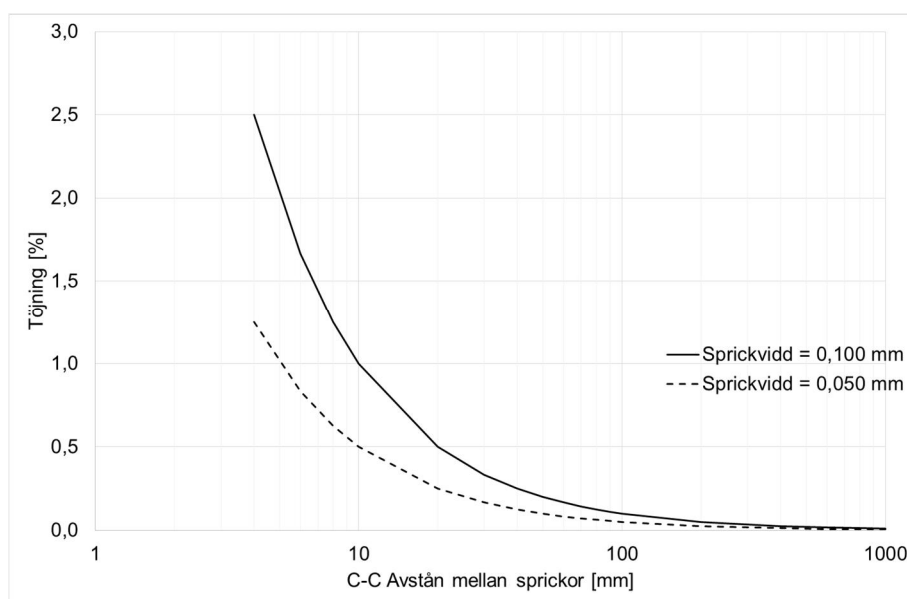
$E_\mu$  = det oskadade materialets elasticitetsmodul [N/m<sup>2</sup>]

$\sigma(w)$  = avlastningsspänning som funktion av  $w$ , enligt Figur 1a, kurva C<sub>2</sub>/L<sub>2</sub> [N/m<sup>2</sup>]

$\varepsilon_{el}(w)$  = elastisk avlastningstöjning som funktion av  $w$ , enligt Figur 1a, kurva C<sub>2</sub>/L<sub>2</sub>, [m/m]



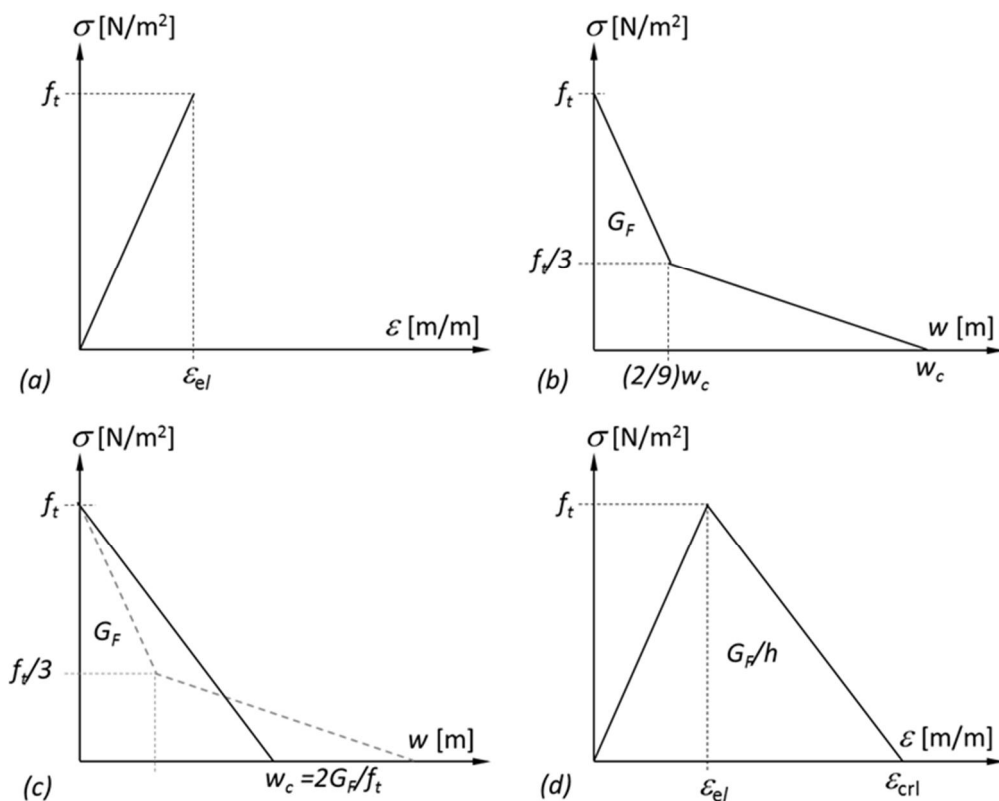
Figur 1 Arbetskurva för betong vid endimensionell dragbelastning, (Björnström, Ekström, & Hassanzadeh, 2006).



Figur 2 Töjning som funktion av sprickornas C-C avstånd.

Vid beräkningar förenklas (approximeras) spännings-deformationssambanden genom linjära samband, Figur 3. Figur 3a visar det linjärelastiska spännings-töjningssambandet. Detta samband tillämpas för belastning och avlastning av material som befinner sig utanför en brottzon. Figur 3b visar spänningsdeformationssambandet för en brottzon. Det bilinjära sambandet togs fram genom anpassning av en bilinjär funktion till provningsresultat från olika betongsammansättningar, (Pettersson, 1981). Figur 3c visar en linjär variant av sambandet. Som framgår av figuren är ytan under båda sambanden lika med  $G_F$  (brottenergi). Figur 3d visar den kompletta linjära spännings-töjningssambandet, vilket är sammansatt av Figur 3a och Figur 3c. Det bör noteras att ytan under det sammansatta sambandet är  $\frac{G_F}{h}$ .





Figur 3 Förenklade samband mellan spänning, töjning och deformation vid beräkningar. (a) Linjärelastiskt spänningstöjningssamband, (b) bilinjärt spänningsdeformationssamband för brottzon, (c) Linjärt spänningsdeformationssamband för brottzon, (d) komplett linjärt spänningstöjningssamband.

## 2.6 Expansion och sprickbildning

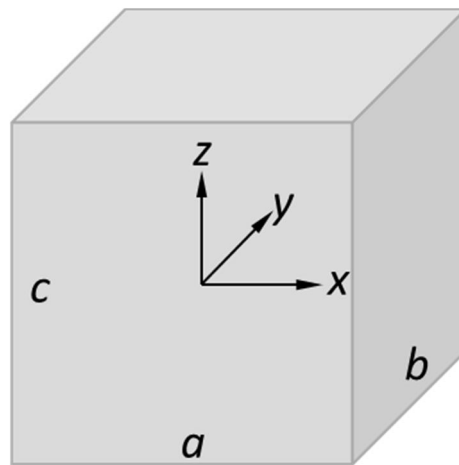
Betongens expansion styrs av AKR gelens expansion. Som framgick ovan kan reaktionsprodukterna uppkomma på ytan av ett ballastkorn eller inuti ett ballastkorn. Figur 4 visar en liten provkropp utsatt för ett AKR-angrepp. Provkroppen antas innehålla reaktiva ballastkorn som är jämfördelade i provkroppen och att reaktionsvillkoren är uppfyllda i alla delar av provkroppen. Vidare antas att provkroppen är fri att expandera i alla riktningar.

I början sker AKR samtidigt i samtliga reaktiva ballastkorn. På grund av att reaktionsprodukterna är jämfördelade och provkroppen är tillräcklig liten så att töjningsgradienter och tvång inte förekommer – detta är en konsekvens av ovan beskrivna antagandena – expanderar provkroppen allsidigt. Reaktionerna leder till gelbildning och expansion av provkroppen. Lokala expansionsceller utövar allsidigt tryck i betongens porer och medför att betongen expanderar. I samband med expansionen utsätts betongskelettet för dragspänningar och töjningar. Expansionen fortsätter tills betongens gränstöjning uppnås och betongen spricker. Mikrosprickbildningen initieras före gränstöjningen men snabbt ökar i antal och storlek när gränstöjningen överskrids. I vissa fall fyller gelen mikrosprickorna helt eller delvis. Processen styrs, dock, av ballast- och mineraltypen. I de fall där gelen går i lösning och bildar CSH gel, enligt reaktion (4) i avsnitt 2.2, förstärks mikrosprickan något och återfår en del av den förlorade hållfastheten.

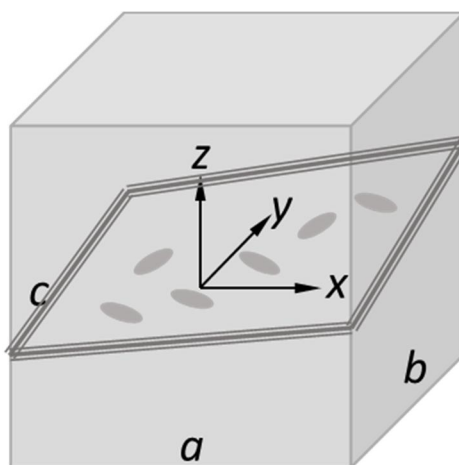
Figur 5 Visar provkroppen i Figur 4. Figuren visar växande reaktionsceller och mikrosprickor. Reaktionscellerna och mikrosprickorna växer tills de bildar ett sammanhängande sprickplan som delar

provkroppen i två delar. Vid en enaxiell dragprovning krävs en sprickvidd av storleksordningen 0,15 mm till 0,25 mm att separera en provkropp i två delar. Om processen sker långsamt det tar tid innan provkroppen spricker helt och separeras i två delar. Enligt avsnitt 2.5 kan betong överföra dragspänningar även om sprickor syns på betongens yta. Om mikrosprickorna fylls med reaktionsprodukter som hinner bilda CSH-gel förstärks den skadade betongen något. Den bildade CSH-gelen medför viss kohesion och bidrar till hållfastheten.

Man bör dock skilja mellan expansion orsakad av olika typer av bergarter, se avsnitt 2.4. När reaktionerna sker inuti ett ballastkorn är det svårare för gelen att omvandlas till en CSH-gel och trycket kan bli relativt högt inne i ballasten eftersom gelen inte kan ta sig till cementpastans porer och reducera trycket. Däremot när reaktionerna sker utanför ballastkornet fyller AKR gelen en del av cementpastans porer vilket kan medföra viss avlastning.



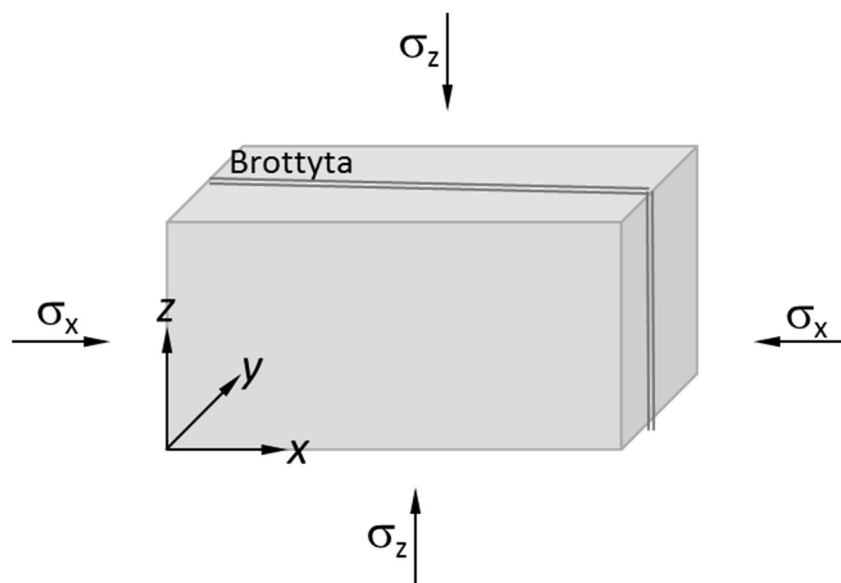
Figur 4 Liten provkropp utsatt för AKR angrepp.



Figur 5 En provkropp med sprickbildning orsakad av AKR.

Spänningar som verkar inom det område där reaktionerna pågår påverkar både expansionen och sprickbildningen. Spänningar påverkar inte de kemiska reaktionerna utan den påverkar expansionsriktningen. (Dunant & Scrivener, 2012) utförde provningar med betong cylindrar (diameter = 160 och längd = 335 mm). Provkropparna innehöll långsamreaktiv ballast. Provkropparna utsattes för accelererad AKR provning vid både belastat och icke belastat tillstånd. Provkropparna var belastade i axiell riktning med spänningarna 0 MPa (fri expansion), 5 MPa, 10 MPa och 15 MPa. Referensprovkroppar (utan AKR angrepp) var samtidigt belastade för att bestämma krypningseffekterna. Resultaten visade att vid spänningar mellan 5 MPa och 10 MPa hämmas den axiella expansionen. Den uppnådda axiella expansionen vid 5 MPa var en bråkdel av den fria expansionen. Vidare visar resultaten att den axiella expansionen avstannar helt vid spänningar mellan 10 och 15 MPa. Enligt samma undersökning ökar den laterala expansionen med ökad axiell spänning. Volymökningen är störst hos den obelastade (fri expansion) provkroppen, medan den är minst hos provkroppen belastad med 5 MPa och ökar med ökad spänning. Enligt (Dunant & Scrivener, 2012) påverkar belastningen expansionskinetiken.

Figur 6 visar en provkropp som är utsatt för AKR. Om Provkroppen belastas med tryckspänningarna  $\sigma_x > 5 \text{ MPa}$  och  $\sigma_z > 5 \text{ MPa}$  sker expansionen i y-riktning och brottytan bildas vinkelrätt mot y-axeln. Om provkroppen belastas enbart i en riktning är det möjligt att två sprickplan bildas eller ett sprickplan som är vinklat mot både x-axeln och y-axeln.

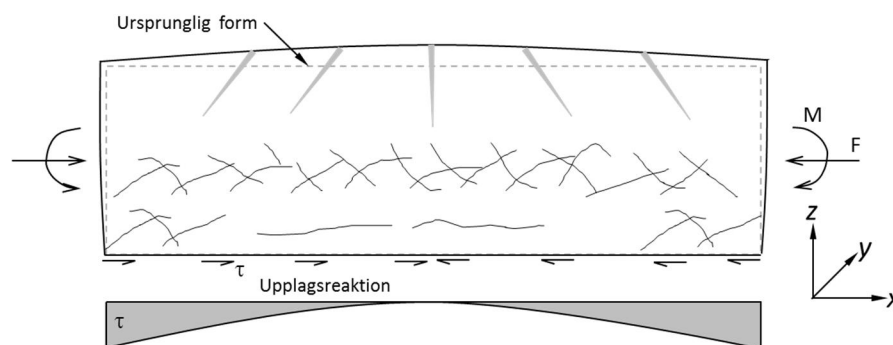


Figur 6 Inverkan av spänning på AKR expansion och sprickbildning

I en konstruktion uppkommer inhomogenitet av olika slag, vilket i kombination med randvillkoren kan leda till varierande sprickmönster. Figur 7 visar en homogen betongvägg som är upplagd på ett berg, vilket medför att väggens rörelser i x- respektive y-riktning är förhindrade. Betongväggen antas vara homogen och saknar armering eller är lätt armerad med jämnfördelad armeringseffekt. Ingen temperatur- eller fuktgradient antas förekomma. AKR leder till att betongen expanderar och mikrosprickor bildas. Vid upplaget förhindras väggens expansion vilket leder till att tryckspänningar uppstår i nedre delen av väggen. Väggs övre kant är relativt fri att expandera. Skillnaden mellan spänningstillstånden i nedre respektive övre del påverkar mikro- och makrosprickbildningen. Sprickor uppträder tidigare i övre kanten jämfört med nedre kanten. Utöver spänningar som orsakas av AKR uppkommer spänningar på grund av tvång. Upplaget förhindrar nedre kantens rörelser, vilket medför

att "skjuvspänningar" ( $\tau$ , MPa) uppkommer mellan betongväggen och upplaget.  $M$  [Nm] respektive  $F$  [N] är resulterande moment respektive axialkraft som orsakas av  $\tau$ . Som framgår av figuren medför momentet dragspänningar i väggens överkant. Dragspänningarna orsakar sprickor som tränger in i konstruktionen från ytan. De grova sprickor – sprickvidden kan bli flera millimeter – som observeras på konstruktionernas ytor orsakas bl.a. av denna mekanism. Sprickorna utvidgas ytterligare p.g.a. termiska effekter, uttorkningskrypning och frostangrepp, se Figur 40.

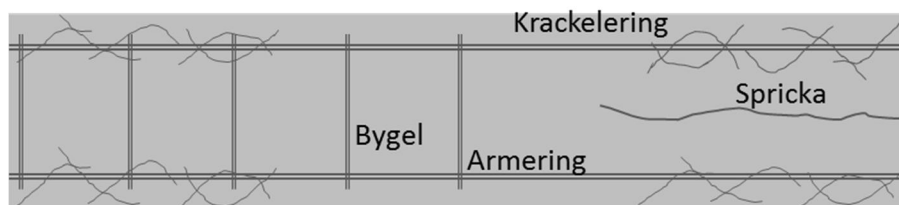
Det bör noteras att det p.g.a. upplaget uppkomna tvånget kan orsakas även av andra konstruktiva utformningar. Osymmetrisk armering, t.ex. mer armering vid nedre kant, kan förorsaka att nedre delen deformeras mindre än övre kanten.



Figur 7 Inverkan av upplag på sprickbildning i en homogen betongvägg.

Figur 8 visar ett betongelement med längsgående slakarmering och byglar. Vid höga armeringsandelar inhiberas expansionen, speciellt om konstruktionen är en pelare. Axiell expansion motverkas av armering och den tryckspänning som pelaren är utsatt för och den laterala expansionen motverkas av byglarna. Som framgick ovan är volymexpansionen vid belastning mindre än det fallet där betongen är fri att expandera. Resultatet blir krackeleringar på konstruktionens yta, medan de inre delarna blir mindre utsatta.

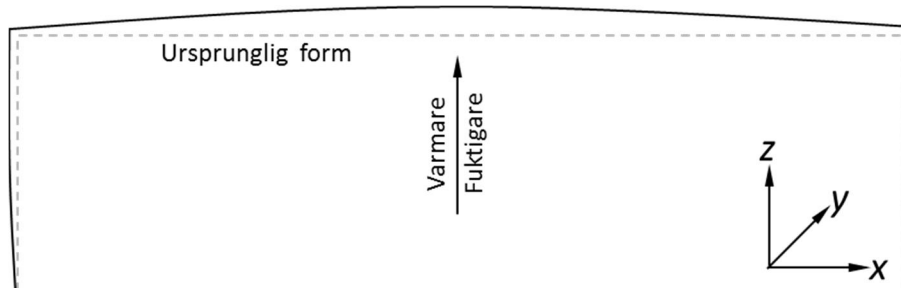
AKR skadan kan bli större om armeringsandelen är låg och konstruktionselementet saknar byglar. Som framgår av den högra delen av konstruktionselementet i Figur 8 kan sprickor som är parallella med armeringen uppkomma, se Figur 41. Detta fenomen förekommer hos AKR-skadade förspända brobanor.



Figur 8 Inverkan av armering på sprickbildning i en armerad betongbalk.

Både temperatur- och fuktgradienter kan ha stor inverkan på sprickbildningen. Inverkan består av två delar. Första delen orsakas av att reaktionshastigheten ökar med både temperatur och fuktighet. Den delen som är varmare och fuktigare expanderar snabbare. Detta medför att den del som expanderar långsammare försöker hålla emot (inhibera) den del som expanderar snabbare. Detta medför tvång

som resulterar till ett fall liknande det fall som illustreras av Figur 7. Den andra delen är inverkan av temperatur- och fuktgradient som kan i ogynnsamma fall adderas till AKR-expansionen. Figur 9 visar inverkan av fukt- och temperaturgradient på expansion av betongelementet, vilka kan adderas till AKR-expansionen.



Figur 9 Inverkan av temperatur- och fuktgradient på deformationer orsakade av AKR i en konstruktion.

## 2.7 Alkaliselreaktioner som funktion av tiden

Expansion av betong orsakad av AKR som funktion av tiden kan uttryckas enligt nedan, (Saouma, 2014):

$$\xi(t, T) = \frac{\varepsilon_{AKR}(t, T)}{\varepsilon_{AKR\infty}} = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{(t - \tau_l(T))}{\tau_c(T)}}} \quad (9)$$

där

$t$  = tid [dygn]

$T$  = temperatur [°Kelvin]

$\varepsilon_{AKR}$  = aktuell AKR expansion [m/m]

$\varepsilon_{AKR\infty}$  = AKR expansion efter lång tid [m/m]

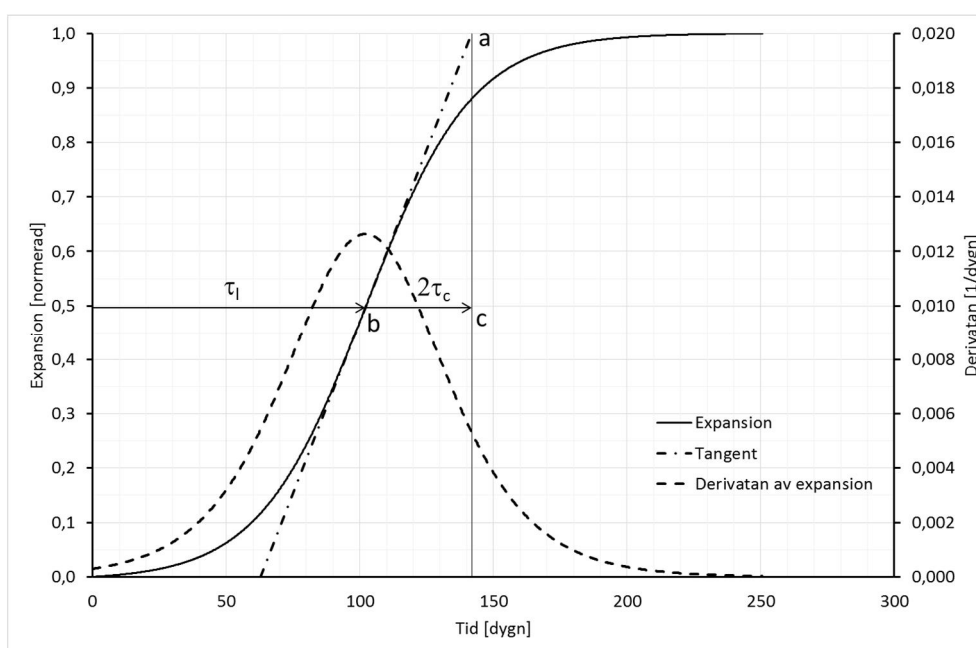
$\tau_l$  = latent tid [dygn]

$\tau_c$  = Karakteristisk tid [dygn]

$\xi(t, T)$  är reaktionskinetik, som i detta fall är enbart en funktion av tid och temperatur. Reaktionskinetiken är även beroende av andra faktorer, bl.a. betongens fuktighet.  $\varepsilon_{AKR\infty}$  är betongens expansion efter lång tid, d.v.s. AKR expansionens slutvärde. Den är oberoende av temperaturen. Temperaturen inverkar genom parametrarna  $\tau_l$  och  $\tau_c$ , som är en funktion av temperaturen, se nedan. Ekvation (9) är ett empiriskt samband som har anpassats till många försök som presenteras i (Larive, 1998). Figur 10 visar funktionen beräknad för  $\tau_l = 102,1$  (dygn) och  $\tau_c = 19,9$  (dygn) för en provkropp enligt (Larive, 1998). Figuren visar normaliserad expansion ( $\varepsilon_{AKR}/\varepsilon_{AKR\infty}$ ) som funktion av tiden. Figuren visar också derivatan av den normaliserade expansionen.  $\tau_l$  är den tidpunkt vid vilken derivatan uppnår sitt maxvärde. Denna punkt på expansionskurvan är inflexionspunkten. Vid denna punkt är reaktionshastigheten störst och därefter avtar hastigheten, d.v.s. att expansionens tidsderivata minskar. Tiden fram till denna tidpunkt kallas för latent tid ( $\tau_l$ ). Från denna punkt ritas en tangent till kurvan. Där denna tangent skär axeln  $\varepsilon_{AKR}/\varepsilon_{AKR\infty} = 1$  är punkt (a). Tiden mellan punkt (b) och (c) är  $2 \times$  karakteristisk tid ( $2\tau_c$ ). Latent tid, karakteristisk tid och AKR expansion efter lång tid tas fram genom att anpassa kurvan till försöksresultat. Larive har utfört många experiment och presenterar i (Larive, 1998) data för olika betongsammansättningar.

Som framgår av Figur 10 består expansionskurvan av tre faser. Första faser är initieringsfas där reaktionerna sätter igång, som gradvis går över till accelerationsfasen. I accelerationsfasen ökar expansionen relativt snabbt. Vid den tredje fasen avtar expansionshastigheten för att senare avstanna helt. När den accelerationsfasen sätter igång skulle det kunna vara då skadorna syns. Då är det förmodligen för sent att vidta några åtgärder för att förhindra skadan.

Det signifikanta med det beteende som visas är att expansionen inom accelerationsfasen sker relativt snabbt och inga andra långtidseffekter såsom krympning, krypning och relaxation kan ha någon nämnvärd effekt på processen. Vidare, kan man notera att dämpande effekter som uttorkning hinner inte påverka processen under denna fas. Det är viktigt att notera att när man tar prover för att bestämma kvarvarande expansion bör man ha klart för sig varifrån provkropparna tas och i vilken fas provkroppens expansion är. Expansionsfaserna påverkar även val av reparationsåtgärder.



Figur 10 Normaliserad expansion av betong som funktion av tiden.

## 2.8 Inverkan av temperatur och relativ fuktighet

AKR är som många andra kemiska reaktioner beroende av temperatur ( $T$ ). Ökad temperatur medför ökad reaktionshastighet. Temperaturen effekt på betongens expansion – såsom beskrivs av Ekvation (9) – beaktas genom latent och karakteristisk tid. Temperaturen inverkan på de nämnda parametrarna beskrivs av följande ekvationer:

$$\tau_l(T) = \tau_l(T_0) \cdot e^{\left(u_l \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right)} \quad (10)$$

$$\tau_c(T) = \tau_c(T_0) \cdot e^{\left(u_c \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right)} \quad (11)$$

där

$T$  = aktuell temperatur [°Kelvin]

- $T_0$  = referenstemperatur [°Kelvin]  
 $U_l$  = aktiveringsenergi för att trigga  $\tau_l$  [°Kelvin]  
 $U_c$  = aktiveringsenergi för att trigga  $\tau_c$  [°Kelvin]

Ekvationerna (10) och (11) är baserade på Arrhenius lag för inverkan av temperatur på reaktionshastighet. I (Larive, 1998) anges följande värden för  $U_l$  och  $U_c$ :

$$U_l = 9400 \pm 500 \quad (12)$$

$$U_c = 5400 \pm 500$$

Andra utvärderingar av dessa parametrar har ägt rum, men det finns ingen publikation som visar detta, se nedan citat ur (Saouma, 2014), sid. 48.

*"To the best of the authors' knowledge, the only other tests for these values were performed by Scrivener(2005), who obtained values within 20% of Larive's, while dependency on the types of aggregates and alkali content of the cement has not been investigated."*

När den accelererade effekten sätts igång det skulle kunna vara då skadorna syns. Då är det förmodligen sent att vidta några åtgärder för att förhindra skadan.

Fukt har stor inverkan på AKR. Vid relativ fuktighet (RF) lägre än 80 % är reaktionshastigheten låg eller avstannar helt. Vid RF högre än 80 % ökar AKR med RF, (Saouma, 2014). RH påverkar reaktionskinetiken, d.v.s. både latent och karakteristisk tid i Ekvation (9) påverkas av RF. I (Saouma, 2014) anges formler för beräkning av latent och karakteristisk tid som funktion av RF.

## 2.9 Inverkan AKR på materialegenskaper

AKR bryter ner betongen och skapar mikro- och makrosprickor, vilka naturligtvis påverkar materialets mekaniska och fysikaliska egenskaper. Det finns inte tillräcklig data om AKR:s inverkan på betongens mekaniska och fysikaliska egenskaper. I (Saouma, 2014) anges följande samband för betongens elasticitetsmodul och draghållfasthet:

$$E(t, T) = E_0 [1 - (1 - \beta_E) \xi(t, T)] \quad (13)$$

$$f_t(t, T) = f_{t,0} [1 - (1 - \beta_f) \xi(t, T)] \quad (14)$$

där

- $E$  = aktuell elasticitetsmodul [N/m<sup>2</sup>]  
 $E_0$  = ursprunglig elasticitetsmodul [N/m<sup>2</sup>]  
 $\beta_E$  = kvarvarande kvot av elasticitetsmodul efter lång tid [N/m<sup>2</sup>]  
 $f_t$  = aktuell draghållfasthet [N/m<sup>2</sup>]  
 $f_{t,0}$  = ursprunglig draghållfasthet [N/m<sup>2</sup>]  
 $\beta_f$  = kvarvarande kvot av draghållfasthet efter lång tid [N/m<sup>2</sup>]

I (Saouma, 2014) anges inga värden för  $\beta_E$  och  $\beta_f$ , utan presenteras ett exempel med  $\beta_E = \beta_f = 0,70$ . Inget samband för beräkning av betongens tryckhållfasthet anges, utan man anser att betongens tryckhållfasthet inte påverkas av AKR. I (Somerville, 2001) anges kvarvarande andel av tryck- och draghållfasthet samt elasticitetsmodul för betong som har skadats av AKR, se Tabell 1. Som framgår

av tabellen påverkas även tryckhållfastheten. I brist på giltiga materialdata kan värdena i Tabell 1 användas. Man bör nog vara försiktig med användningen av tabellens värde speciellt de som överstiger 2,5 mm/m. För att modellera tryckbrott kan ett samband liknande Ekvation (14) användas.

Tabell 1 Nedre gräns av kvarvarande mekaniska egenskaper hos AKR-skadad betong i % av betongens egenskaper vid 28 dygns ålder, (Somerville, 2001).

	Kvarvarande hållfasthet och elasticitetsmodul i % av opåverkat material vid olika fria expansioner.				
	0,5 mm/m	1,0 mm/m	2,5 mm/m	5,0 mm/m	10,0 mm/m
Tryckhållfasthet (kub)	100	85	80	75	70
enaxiell tryckhållfasthet	95	80	60	60	-
Draghållfasthet (bestämd genom spräckning)	85	75	55	40	-
Elasticitetsmodul	100	70	50	35	30



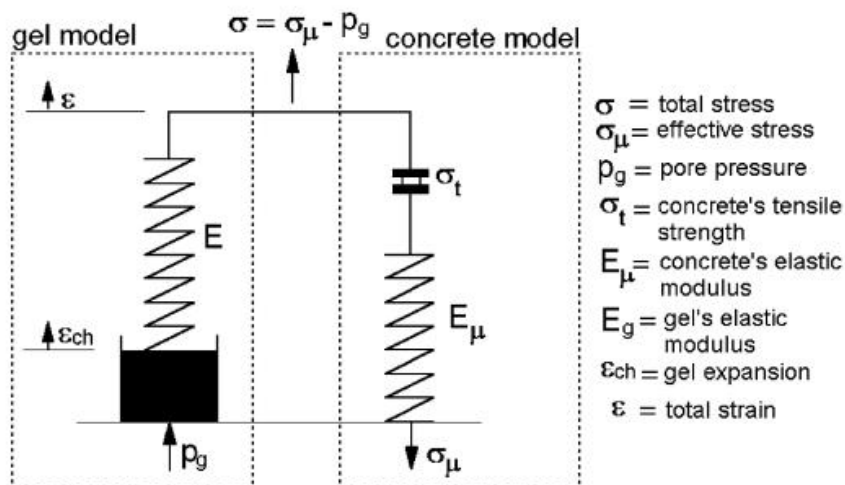


### 3 Konstitutiv materialmodell

#### 3.1 Allmänt

Figur 11 visar en endimensionell modell för expansivt beteende hos betong, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004). Modellen består av två delar varav den högra delen är betongmodellen och den vänstra delen är gelmodellen. Betongmodellen karakteriseras av elasticitetsmodul ( $E_\mu$ , N/m<sup>2</sup>) och draghållfasthet ( $\sigma_t$ , N/m<sup>2</sup>). Betongen utsätts för en effektiv spänning ( $\sigma_\mu$ , N/m<sup>2</sup>). Den effektiva spänningen är resultatanten av samtliga spänningar som betongen utsätts för, den inkluderar effekterna av extern belastning samt eventuella spänningar orsakade av upplag, armering, förhindrade termiska och fuktrörelser. Betongmaterialet antas att bete sig linjärelastiskt upp till spänningar som motsvarar materialets draghållfasthet. Därefter mjuknar materialet och dess elasticitetsmodul avtar med ökad töjning, se avsnitt 3.2.

Gelmodellen karakteriseras av gelens expansion ( $\epsilon_{ch}$ , m/m), gelens elasticitetsmodul ( $E_g$ , N/m<sup>2</sup>) och geltryck i porerna ( $P_g$ , N/m<sup>2</sup>). Enligt denna modell expanderar gelen ( $\epsilon_{ch}$ ) och medför att ett geltryck ( $P_g$ ) bildas i porerna. Gelen komprimeras elastiskt på grund av trycket. Portryck uppstår när gelens expansion överstiger den totala expansionen  $\epsilon$  (m/m). Den totala expansionen inkluderar effekterna av portryck, gelens kompression, extern belastning och töjningar orsakade av temperatur och fukt.



Figur 11 Endimensionell modell för expansivt beteende hos betong, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).

Den modell som presenteras i Figur 11 kan göras enklare genom att anta att betongen är ett linjärelastiskt material, (Ulm, Coussy, & Larive, 1999). Man kan även komplettera modellen med långtidseffekter som krypning och krympning, kapillärt tryck, plastiska effekter, mm, (Grimal, Sellier, Multon, Le Pape, & Bourdarot, 2010). Den modell som har använts i denna rapport antar att betong är ett linjärelastiskt material. I avsnitt 3.2 presenteras, dock, modellen enligt (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004) för att visa hur man kan ta hänsyn till icke linjära materialegenskaper.

#### 3.2 Mekaniskt konstitutivt samband för betong utsatt för alkaliskreaktioner

I detta avsnitt presenteras ett mekaniskt konstitutivt samband enligt (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004). Sambandet presenteras kortfattat. Den intresserade läsaren hänvisas till den ovan nämnda

referensen för inhämtning av detaljerad beskrivning av sambandet. Avsnittets målsättning är att lyfta upp några detaljer när det gäller framställning av mekaniska konstitutiva samband för betong utsatt för AKR.

### 3.2.1 Antaganden

Följande huvudantaganden gäller:

1. Spänning och gelbildning p.g.a. AKR är okopplade fenomen.
2. Anisotropi uppkommer enbart p.g.a. av sprickbildning och inte p.g.a. AKR. Fri expansion p.g.a. av AKR sker isotropisk.
3. Utveckling av gelens expansion beskrivs av reaktionskinetik, enligt Ekvation (9)

### 3.2.2 Konstitutivt samband

Enligt modellen i Figur 11 beräknas geltrycket i betongens porer enligt nedan:

$$P_g = E_g (\varepsilon_{ch} - \varepsilon) \quad (15)$$

Jämvikten hos det system som visas i Figur 11 beskrivs av följande ekvation:

$$\sigma = \sigma_\mu - P_g \quad (16)$$

Materialets totala töjning anges av följande ekvation:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{cr} \quad (17)$$

där

$\varepsilon$  = total töjning [m/m]

$\varepsilon_e$  = elastisk töjning [m/m]

$\varepsilon_{cr}$  = tilläggs töjning efter uppsprickning [m/m]

### 3.2.3 Sprickmodell

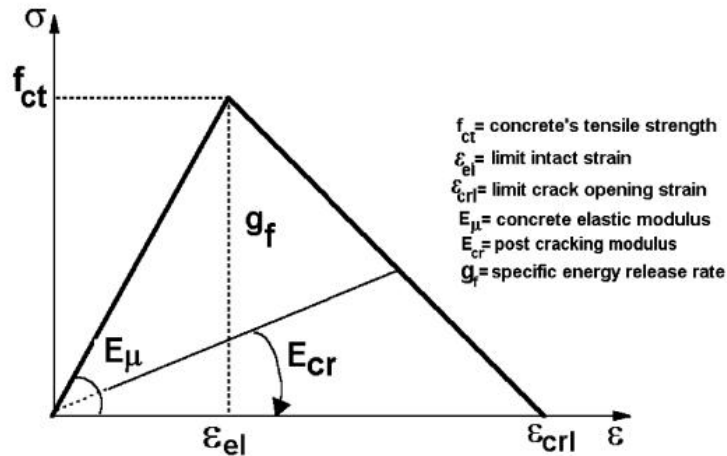
#### 3.2.3.1 Crack band modellen

Sprickmodellen är en modifierad "*crack band model (CBM)*", som utvecklades av Bazant (Bazant & Oh, 1983). Modellen är baserad på "*smearred crack model*" med fixerad sprickorientering, "*fixed crack approach*". CBM:s grunder beskrivs kortfattat nedan.

CBM är baserad på materialets kompletta arbetskurva, se avsnitt 2.5. I CBM definieras en "*crack band*" som motsvarar parametern  $h$  i Ekvation (8). Figur 12 visar en komplett spänningstöjningskurva för betong. Det bör noteras att den materialmodell som visas i Figur 12 har materialets beteende vid belastning approximerats med linjära samband, se avsnitt 2.5. I figuren är:

$$\varepsilon_{crl} = \frac{w_c}{h}$$

$$g_f = \frac{G_F}{h}$$



Figur 12 En dimensionell spänning-töjningssamband, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).

Ett linjärelastiskt och isotropt materials konstitutiva samband i ett kartesiskt koordinatsystem  $(x,y,z)$  är enligt Hookes lag:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & D_{xy} & D_{xz} & 0 & 0 & 0 \\ D_{xy} & D_y & D_{yz} & 0 & 0 & 0 \\ D_{xz} & D_{yz} & D_{zz} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{zx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (18)$$

där

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  är normalspänningar i  $x$ -,  $y$ - och  $z$ -riktningar och  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$  är motsvarande töjningar.

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  är skjuvspänningar på  $xy$ -,  $yz$ - och  $zx$ -plan och  $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$  är motsvarande deformationer.

$$D_x = D_y = D_z = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} E_{\mu} \quad (19)$$

$$D_{xy} = D_{yz} = D_{xz} = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E_{\mu} \quad (20)$$

$$G_{xy} = G_{yz} = G_{zx} = \frac{(1-2\nu)}{2(1+\nu)(1-2\nu)} E_{\mu} \quad (21)$$

där är  $\nu$  tvärkontraktionstalet.

Ekvation (18) gäller för osprucket tillstånd. När betongens draghållfasthet överskrids initieras en brottzon inom vilken materialet mjuknar och all tilläggsdeformation uppkommer inom brottzonen. Materialet utanför zonen avlastas och töjningarna avtar. Fenomenet är lokalt vilket leder till lokal anisotropi. Sambandet mellan spänningar och töjningar i det lokala koordinatsystemet  $(n,s,t)$  kan skrivas enligt nedan:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_s \\ \sigma_t \\ \tau_{ns} \\ \tau_{st} \\ \tau_{tn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_n & D_{ns} & D_{nt} & 0 & 0 & 0 \\ D_{ns} & D_s & D_{st} & 0 & 0 & 0 \\ D_{nt} & D_{st} & D_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{ns} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{st} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{tn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{ns} \\ \gamma_{st} \\ \gamma_{tn} \end{bmatrix} \quad (22)$$

Styvhetsmatrisen i Ekvation (22) består av 9 oberoende parametrar som är funktioner av  $E_\mu$  och  $\nu$ . När materialet är oskadat är styvhetsmatrisen i Ekvation (22) identisk med styvhetsmatrisen i Ekvation (18). När en spricka uppstår uppkommer lokalt ett sprickplan. Under förutsättningen av att sprickplanet är parallellt med  $st$ -planet ökar sprickvidden i  $n$ -riktningen. Ekvation (22) omvandlas till nedanstående ekvation:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_s \\ \sigma_t \\ \tau_{ns} \\ \tau_{st} \\ \tau_{tn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{n,cr} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_s & D_{st} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_{st} & D_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{ns,cr} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{st} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{tn,cr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{ns} \\ \gamma_{st} \\ \gamma_{tn} \end{bmatrix} \quad (23)$$

$$D_{n,cr} = E_{cr}(\varepsilon_n) \quad (24)$$

$$D_{xy} = D_{xz} = 0 \quad (25)$$

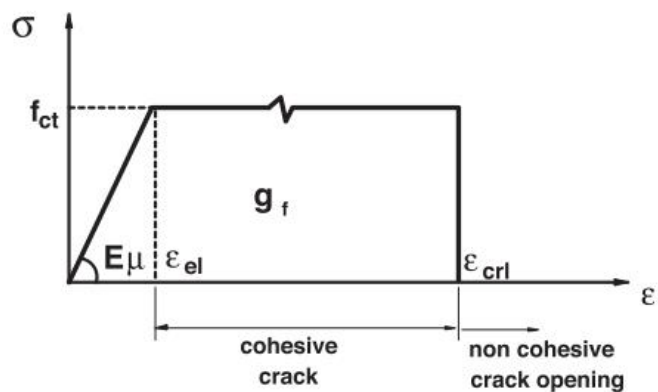
$$G_{ns,cr} = G_{tn,cr} = \frac{(1-2\nu)}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \beta E_\mu \quad (26)$$

där är  $E_{cr}(\varepsilon_n)$  brottzonens styvhet som funktion av brottzonens töjning i  $n$ -riktningen, Figur 12, och  $\beta(\varepsilon_n)$  är skjuvmotståndsfaktor som funktion av brottzonens töjning i  $n$ -riktningen.  $\beta(\varepsilon_n)$  varierar mellan 1 (för  $\varepsilon_n = \varepsilon_{el}$ ) och 0 (för  $\varepsilon_n = \varepsilon_{crl}$ ).

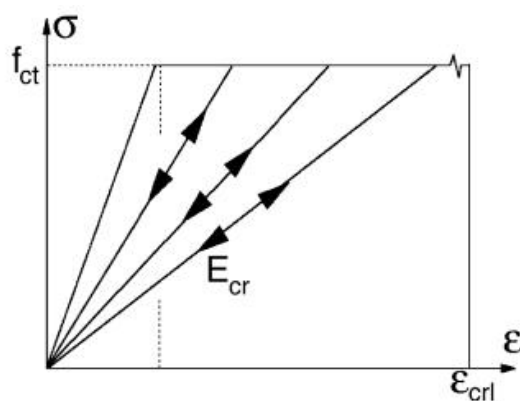
### 3.2.3.2 Modifierad crack band modell

I (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004) förutsätts att betong som skadas av AKR beter sig linjärelastiskt upp till  $\sigma = f_t$  eller  $\varepsilon = \varepsilon_{el}$ . Därefter, beter sig betongen duktilt fram till  $\varepsilon = \varepsilon_{crl}$ , Figur 13. Vid  $\varepsilon = \varepsilon_{crl}$  uppnås betongens brotttöjning och betongen inte kan längre överföra någon dragspänning.

Den materialmodell som visas i Figur 13 är inte en elastisk idealplastisk materialmodell, eftersom materialet inte får permanent plastisk deformation vid avlastning, se Figur 14.



Figur 13 En dimensionell spänningstöjnings samband för betong skadad av AKR, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).



Figur 14 Belastning och avlastning av brottzon, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).

### 3.2.4 Reaktionskinetik och expansion orsakad av alkaliselreaktioner

Reaktionskinetiken beskrivs i avsnitt 2.7. Reaktionshastigheten eller töjningens ökningshastighet ( $\dot{\epsilon}_{AKR}$ , m/(m·s)) orsakad av AKR bestäms genom att derivera Ekvation (9) med avseende på tid.

$$\dot{\epsilon}_{AKR} = \frac{\epsilon_{AKR\infty}}{\tau_c} \frac{\left( \frac{T}{e^{\frac{T}{\tau_c} + e} - \frac{-T + \tau_l}{\tau_c}} \right)}{\left( 1 + e^{\frac{-T + \tau_l}{\tau_c}} \right)^2} \quad (27)$$

Volymökningens hastighet blir enligt nedan:

$$\dot{\epsilon}_{AKR}^V = 3 \cdot \dot{\epsilon}_{AKR} \quad (28)$$

### 3.2.5 3D-tillämpning av modellen

Modellen tillämpas för 3D expansion av betong orsakad av AKR. Två koordinatsystem beaktas: det ena är det globala systemet (x,y,z) och det andra systemet är det lokala som sammanfaller med de lokala huvudspänningsriktningarna (1,2,3). Vid varje steg av beräkning skall följande jämviktsekvation gälla:

$$[\sigma] = [\sigma_\mu] - [P_g] \quad (28)$$

$$[P_g] = B \begin{bmatrix} 3\varepsilon_{AKR} - \varepsilon_v & 0 & 0 \\ 0 & 3\varepsilon_{AKR} - \varepsilon_v & 0 \\ 0 & 0 & 3\varepsilon_{AKR} - \varepsilon_v \end{bmatrix} \quad (29)$$

där  $B$  är gelens bulkmodul:

$$B = \frac{E_g}{3(1-2\nu_g)} \quad (30)$$

där  $\nu_g$  är gelens tvärkontraktionstal, och volymstöjningen  $\varepsilon_v$  är spår (trace) av töjningstensorn:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (31)$$

Beräkningen utförs stegvis genom följande ekvationssystem:

$$[\dot{\sigma}_\mu] = [D][\dot{\varepsilon}] \quad (32)$$

där  $[D]$  är en elastisk styvhetsmatris definierad enligt Ekvation (33).  $[D]$  förblir elastisk så länge  $\sigma_I < f_t$  följaktligen  $\varepsilon_I < \varepsilon_{el}$ , Figur 13.  $\sigma_I$  respektive  $\varepsilon_I$  är huvudspänningar respektive huvudtöjningar samt  $I = 1, 2, 3$ .

$$[D] = d \begin{bmatrix} 1 & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & \nu & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (33)$$

$$d = \frac{E_\mu(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (34)$$

När  $\varepsilon_I > \varepsilon_{el}$  bildas en spricka. På grund av att betongens expansion sker i tre dimensioner kan enligt modellen lokalt i ett element bildas tre sprickplan: ett sprickplan vinkelrätt mot varje huvudspänningsriktning. När elementet spricker utförs den stegvisa beräkningen för det spruckna elementet enligt Ekvation (35).

$$[\dot{\sigma}_I] = [D_{cr}][\dot{\varepsilon}_I] \quad I = 1, 2, 3 \quad (35)$$

$[D_{cr}]$  för ett, två och tre sprickplan i ett element ges av Ekvation (36), (37) och (38).

$$[D_{cr}] = \begin{bmatrix} E_{cr} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & d & \frac{\nu}{1-\nu}d & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu}d & d & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}d & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (36)$$

$$[D_{cr}] = \begin{bmatrix} E_{cr} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_{cr} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E_{\mu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (37)$$

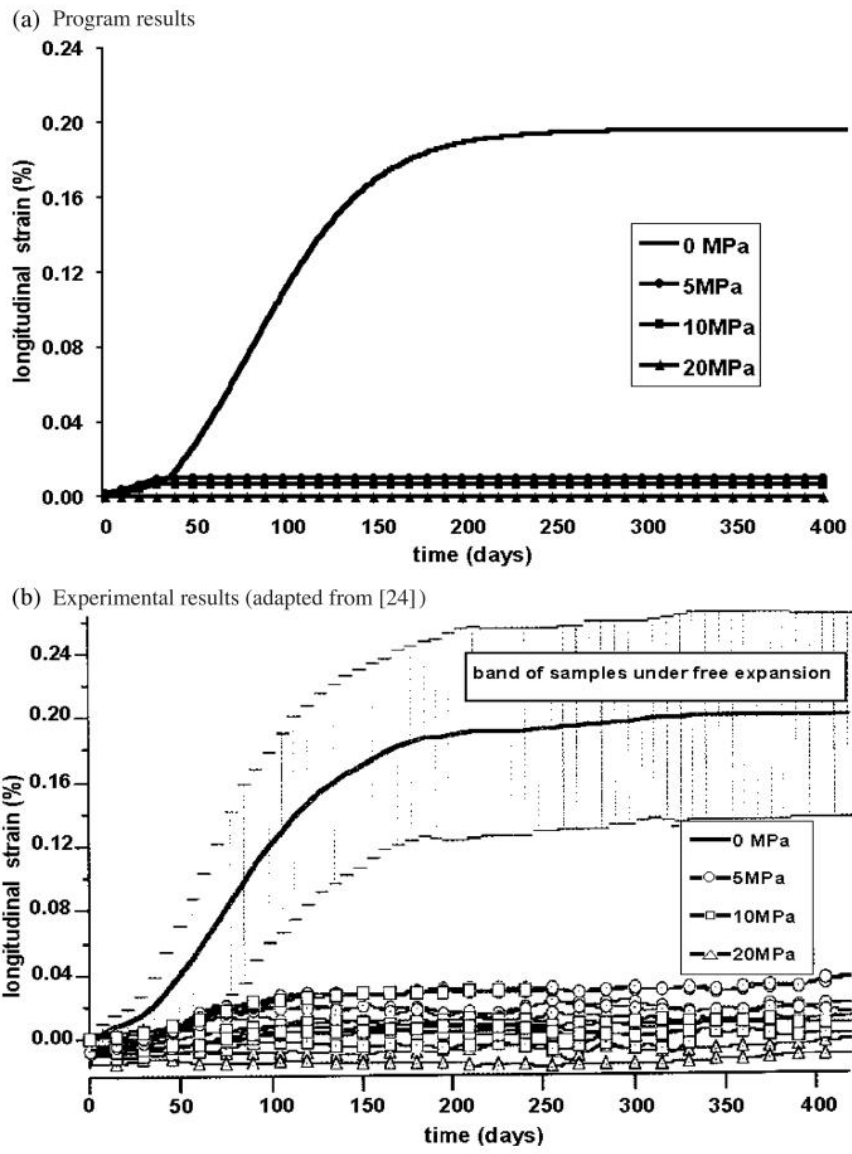
$$[D_{cr}] = \begin{bmatrix} E_{cr} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_{cr} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E_{cr} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (38)$$

### 3.2.6 Beräkningsresultat och jämförelse med provningar

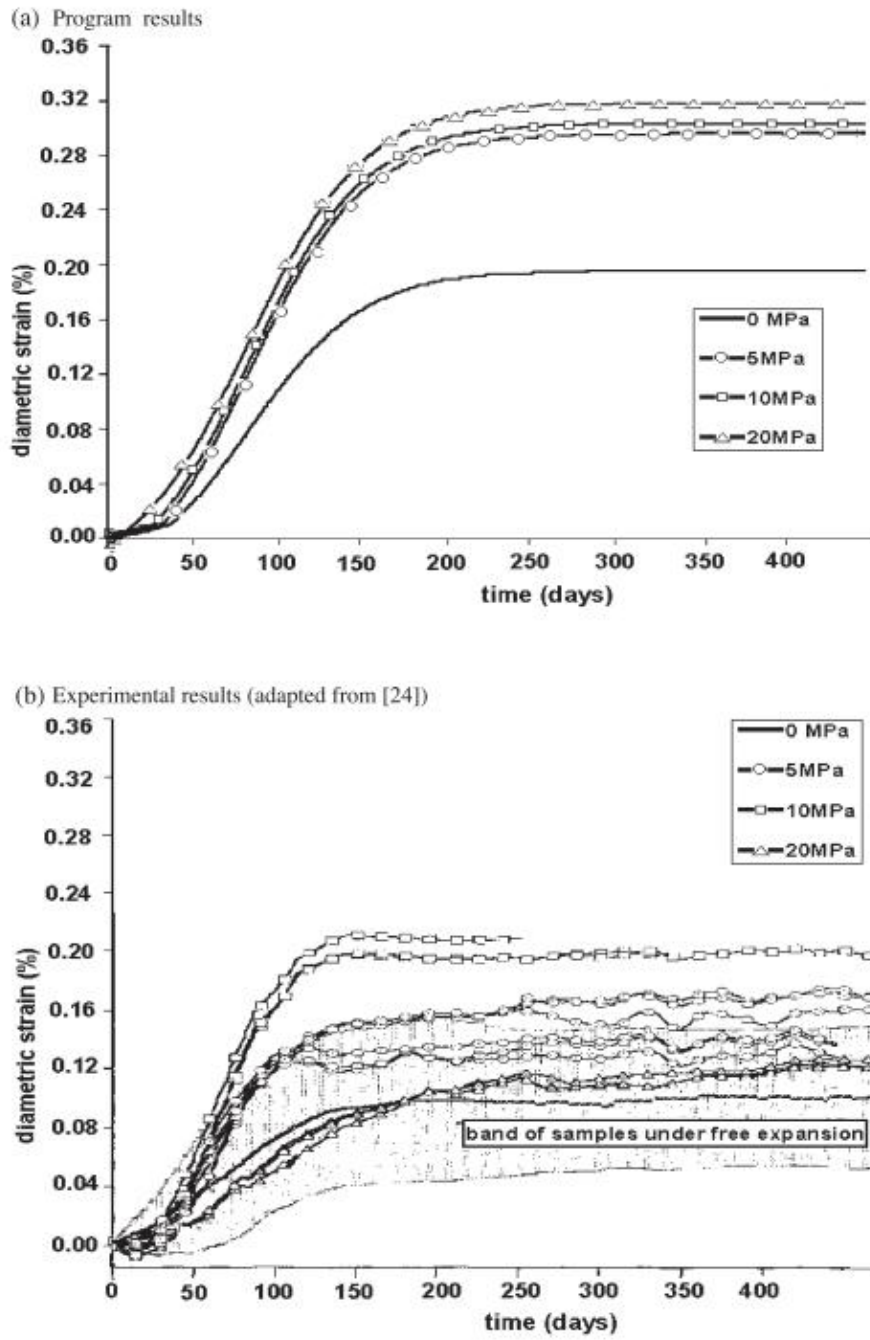
Figur 15 och Figur 16 visar resultaten av beräkningar som har utförts med hjälp av modellen, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004). Beräkningarna simulerar provningar som är utförda med cylindrar. Fyra olika randvillkor har gällt för cylindrarna: fri expansion, axiell belastning med 5, 10 och 20 MPa. Resultaten har jämförts med Larivs provningar (Larive, 1998). Som framgår av Figur 15a förhindras den axiella expansionen vid tryck påkänningar som överstiger 5 MPa. I Figur 15b jämförs beräkningsresultatet för den axiella expansionen med provningsresultat. Som framgår av figuren hamnar beräkningsresultatet för den fria expansionen mellan provningsresultaten för de obelastade provkropparna. Den axiellt belastade provkropparna expanderar men mycket mindre än de obelastade provkropparna.

När det gäller den beräknade radiella expansionerna är den obelastade provkroppens expansion mindre än de belastade provkropparnas radiella expansion, Figur 16a. Beräkningsresultaten bekräftas till en viss utsträckning av de experimentella resultaten, Figur 16b.





Figur 15 Axiell expansion som funktion av tid, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).



Figur 16 Radiell expansion som funktion av tid, (Farage, Alves, & Fairbarin, 2004).

### 3.3 Fysikaliskt konstitutivt samband för betong utsatt för alkaliskelreaktioner

AKR påverkas av både temperatur och betongens fuktighet, se avsnitt 2.8. Därför skall både temperatur- och fuktfördelning inom grova betongkonstruktioner bestämmas. Det är möjligt att stora variationer av temperatur och fukt förekommer som kan leda till olika reaktionshastigheter inom samma konstruktion. Nedan beskrivs de modeller som tillämpas för temperatur- och fuktberäkning.

#### 3.3.1 Temperaturmodell

I modellen beskrivs temperaturförändringar enligt värmeledningsekvationen (Persson & Böiers, 1992) som i sin generella form i två dimensioner kan anges enligt Ekvation (39),

$$\frac{\partial T}{\partial t} - c \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (39)$$

där  $T$ , representerar temperaturen, och  $c$  en positiv konstant. Ekvation (39) kan också skrivas som Ekvation (40),

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right) \cdot \left( k \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right) \cdot T \right) + q \quad (40)$$

där  $\rho$ , representerar densiteten [ $2350 \text{ kg/m}^3$ ],  $C_p$ , specifika värmekapaciteten [ $880 \text{ J/kgK}$ ],  $T$ , temperaturen [K],  $k$ , värmekonduktiviteten [ $1,7 \text{ W/mK}$ ] och  $q$ , eventuell (areell) värmekälla. En sådan värmekälla kan motsvara värmeutveckling av den exotermiska kemiska reaktionen mellan cement och vatten. Ekvation (40) kan också skrivas som Ekvation (41).

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla(k\nabla T) + q \quad (41)$$

I utförda beräkningar har värmeutvecklingen från cementreaktioner satts till noll (0). Om värmeutveckling från dessa reaktioner skulle inkluderas i modellen skulle det påverka spänningsfältet i konstruktionen. Dessutom kan värmeöverföring i form av strålning också tas med i beräkningen, men detta har inte inkluderats i den presenterade modellen.

#### 3.3.2 Fukttransportmodell

Fukttransporten definieras analogt med värmeledningsekvationen, eller diffusionsekvationen som den också kallas, där relativa fuktigheten,  $\varphi$ , är den drivande potentialen, se Ekvation (42).

$$\frac{\partial W_e}{\partial t} = \frac{\partial W_e}{\partial \varphi} \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \nabla(\delta_\varphi \nabla \varphi) + q_1 \quad (42)$$

där  $W_e$ , motsvaras av fukthalten ( $\text{kg/m}^3$ ),  $t$  motsvarar tiden i sekunder,  $\varphi$  motsvarar relativ fuktighet (-),  $\delta_\varphi$  fuktberoende fukttransportkoefficient med relativ fuktighet som drivande potential,  $q_1$ , kan representera en uttorkning på grund av de kemiska reaktionerna mellan cement och vatten, en s.k. självuttorkning. I det beräknade fallet har denna antagits vara 0.

Uttorkningen i en betongdamm tar väldigt lång tid eftersom fukttransportkoefficienten är liten. Detta innebär att konstruktionen i princip inte torkar mer än självuttorkningen utom i ytsskiktet, som är ungefär 0,2 m i tjocklek. Temperaturen har heller inte så stor betydelse i dessa sammanhang vilket innebär att fuktigheten under vintertid och sommartid är i princip samma.

## 4 Beräkningsmodell

### 4.1 Inledning

I det här projektet har en förenklad modell av alkaliselreaktioner, AKR, tillämpats på en gravitationsdamm av betong. Värmeledning och fukttransport är båda definierade med diffusionsekvationen och AKR är formulerad som en expansion/töjning. Den totala töjning beror främst av reaktiviteten hos ballasten men också och av fuktillståndet, temperaturen och spänningstillståndet vilka alla är inkluderade i modellen. Relevanta antaganden har gjorts för omgivande klimat såsom temperatur och relativ fuktighet samt betongens temperatur- och fuktegenskaper. Betongens egenskaper har antagits som tidsmässigt konstanta, homogena och isotropa. Betongen antas vara ett linjärelastiskt material.

Konstruktionens deformationer på grund av yttre och inre påverkan omfattas också av modellen, däribland svällning, krympning, temperaturberoende expansion och kontraktion, och expansion av AKR. Dammen har antagits som fast inspänd i undergrunden. Här bortses från vattentrycket eller annan typ av yttre mekanisk belastning och egenvikt.

Spänningar och töjningar har beräknats genom linjärelastisk materialmodell enligt Ekvation (18). Inga icke linjära beteenden såsom spricktillväxt har beaktas. Följaktligen är töjningar orsakad av olika fenomen kan adderas: töjningar orsakad av temperatur- och fuktighetsförändringar samt AKR adderas. Gelen orsakad av AKR antas vara en inkompressibel massa som ger upphov till omedelbar expansion av betong. Gelen antas vara jämfördelad i betongen och ger inte upphov till anisotropi.

Solstrålning samt strålning från konstruktion till omgivning har exkluderats från modellen. Spänning orsakad av egentygnd är låg, i detta fall har en dammhöjd av 15 meter antagits, vilket motsvarar en tryckspänning i botten av 0,3 MPa. Därför har egentygnden hos konstruktionen inte inkluderats i modellen. Inverkan av armering har försumrats. Om armering inkluderas påverkar denna till exempel töjningsriktningen och riktning på sprickbildning.

Modellens förmåga att efterlikna den mekaniska responsen hos en konstruktion har analyserats etappvis. Påverkan av temperatur, fukt och AKR expansion, har först studerats var och en för sig. Sedan har samtliga faktorer inkluderats i en analys för att visa den mekaniska responsen när samtliga storheter har inkluderats.

Modellen har applicerats i COMSOL Multiphysics 5.2a för att simulera expansion orsakad av AKR i en betongdamm i nordiskt klimat under en tidsperiod av 25 års tid. Modellen har färdigställts av avdelning Byggnadsmaterial i samarbete med SWECO.

## 4.2 Deformationer

Töjningar och deformationer har i den här framställningen delats upp som temperaturbetingad, fukt-betingad och AKR-betingad töjning. Den totala deformationen erhålls genom addition av dessa tre töjningar.

### 4.2.1 Temperaturbetingad deformation

Ett material som utsätts för en temperaturförändring kommer att expandera (utvidga sig) eller kontrahera (dra ihop sig). Om vi betraktar detta ur ett endimensionellt perspektiv så är längdförändringen beroende av temperaturförändringen och längdutvidgningskoefficienten,  $\alpha$ . Längdutvidgningskoefficienten är en materialegenskap. I den presenterade modellen har längdförändringen,  $\Delta L$ , beräknats enligt Ekvation (43).

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (43)$$

där  $L$  motsvarar den ursprungliga längden och  $\Delta T$  temperaturförändringen. Ekvationen kan också skrivas, Ekvation (44)

$$\frac{\Delta L}{L} = \epsilon_T = \alpha \cdot \Delta T \quad (44)$$

där  $\epsilon_T$  motsvaras av den temperaturberoende töjningen.

### 4.2.2 Fukt-betingad deformation

När ett material torkar krymper det och när det tar upp fukt sväller det. Om en konstruktion har olika fuktighet i tvärsnittet så uppstår spänningar beroende på att en del av materialet vill krympa/svälla och en del av materialet håller emot dessa. Dimensionsförändringarna på grund av fuktighetsvariationer,  $\epsilon_W$ , är beräknade enligt Ekvation (45).

$$\epsilon_W = \left( \frac{W_{e0} - W_{e,akt}}{W_{e,100\%} - W_{e\infty}} \right) \cdot \epsilon_\infty \quad (45)$$

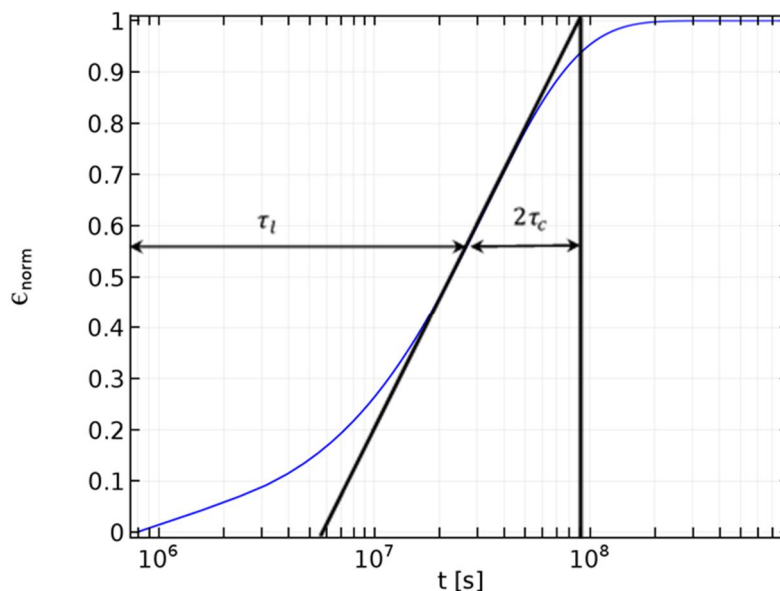
där  $W_{e0}$ , motsvarar initiell fukthalt vid tiden 0,  $W_{e,akt}$ , aktuell fukthalt,  $W_{e,100\%}$ , fukthalt vid 100 % RF, och  $W_{e\infty}$ , fukthalt efter lång tid, och  $\epsilon_\infty$ , motsvarar krympning efter lång tid som är antagen till 0,5 ‰.

### 4.2.3 Alkalikiselreaktioner

Alkalikiselreaktionerna, AKR, är modellerade efter Larives framställning som utförde många experiment med betong innehållande alkalikiselreaktiv ballast (Larive, 1998). Larive föreslog en semianalytisk modell som styr betongexpansionen av den kemiska reaktionen, dvs töjningen. Den semianalytiska modellen kalibrerades mot experiment för att bestämma två parametrar; den latent tiden och den karakteristiska tiden för en normaliserad expansion, där den maximala expansionen sätts till 1. I Larives fall var den maximala volymetriska expansionen mellan 1,68 - 2,3 ‰. En annan typ av ballast eller betongsammansättning kan ge en större expansion och om modellen ska användas för att modellera AKR i ett sådant material bör en kalibrering/validering av modellen utföras. I Larives fall kan expansionen,  $\epsilon_{AKR}(t, T)$ , beskrivas enligt Ekvation (46),

$$\varepsilon_{AKR}(t, T) = \frac{1 - e^{-\frac{t/(3600 \cdot 24)}{\tau_c(T)}}}{1 + e^{-\frac{t/(3600 \cdot 24) - \tau_l(T)}{\tau_c(T)}}} \varepsilon_{AKR\infty} \quad (46)$$

där  $\tau_c$  och  $\tau_l$ , representerar den karakteristiska respektive den latent tiden,  $t$ , representerar tiden i sekunder och  $T$ , temperaturen i Kelvin. I Figur 17 ses ett exempel på en normaliserad expansion som funktion av tiden i sekunder vid en ekvivalent temperatur av 27 °C.



Figur 17 Normaliserad expansion av AKR vid temperaturen 27 °C.

I Figur 17 ses också hur den latent,  $\tau_l$ , och den karakteristiska tiden,  $\tau_c$ , är definierade, se avsnitt 2.7. AKR är som många kemiska reaktioner beroende av temperaturen. Detta tas också hänsyn till i modellen, se avsnitt 2.8 samt Ekvation (10), (11) och (12).

När den accelererade effekten sätts igång det skulle kunna vara då skadorna syns. Då är det förmodligen för sent att vidta några åtgärder för att förhindra skadan.

Den volymetriska expansionen är modellerad som en "initial strain" i COMSOL Multiphysics. Där expansionen är definierad som en ODE, Ordinary Differential Equation för hela domänen, Geometrin. Härvid har ett antagande om att expansionen är likformig och homogen i hela domänen, gjorts i denna framställning. Detta behöver inte vara "sant", olika delar kan vara gjutna med olika betongkvaliteter och betong av olika ålder i en betongdamm. Naturligtvis kan dessa betongkvaliteter innehålla olika reaktiv ballast vilket också bör tas i beaktande.

Den volymetriska expansionen kan sedan behöva viktas beroende på aktuellt spänningsförhållande. Viktningen av expansionen beror på att AKR inhiberas, hämmas, vid hög tryckspänning. Det finns olika uppgifter i litteraturen var gränsen går för att inhibera AKR men är i storleksordningen av 8 MPa till 10 MPa. Om spänningen i båda riktningar är lägre än gränsvärdet så viktas den volymetriska expansionen upp i två lika stora delar för en 2D geometri. Om däremot tryckspänningen är högre än 8 MPa i en riktning så kommer all expansion att ske vinkelrätt mot den tryckspänningen. I den presenterade modellen har en sådan viktning inte skett. Det finns ingen färdig modul i COMSOL för att lösa

ett sådant beteende. Det är dock möjligt att programmera egna funktioner för detta, men det är ett relativt omfattande arbete som inte ryms i det här projektet.

Alkalikiselreaktionen upphör då allt reaktivt material har reagerat. Det har modellerats som en faktor,  $\beta$ , som minskar ju mer AKR som har skett enligt ett godtyckligt antagande, enligt Ekvation (47).

$$\beta = \left( \frac{\epsilon_{AKR\infty} - \epsilon_{AKR,akt}}{\epsilon_{AKR\infty}} \right)^{0,3} \quad (47)$$

där  $\epsilon_{AKR\infty}$  representerar maximal expansion av AKR,  $\epsilon_{AKR,akt}$  representerar den aktuella expansionen av AKR. Detta antagande innebär att reaktionen går relativt sett snabbare i början när det finns mycket reaktivt material tillgängligt och långsammare när det reaktiva ämnet börjar ta slut och tillgängligheten börjar avta.

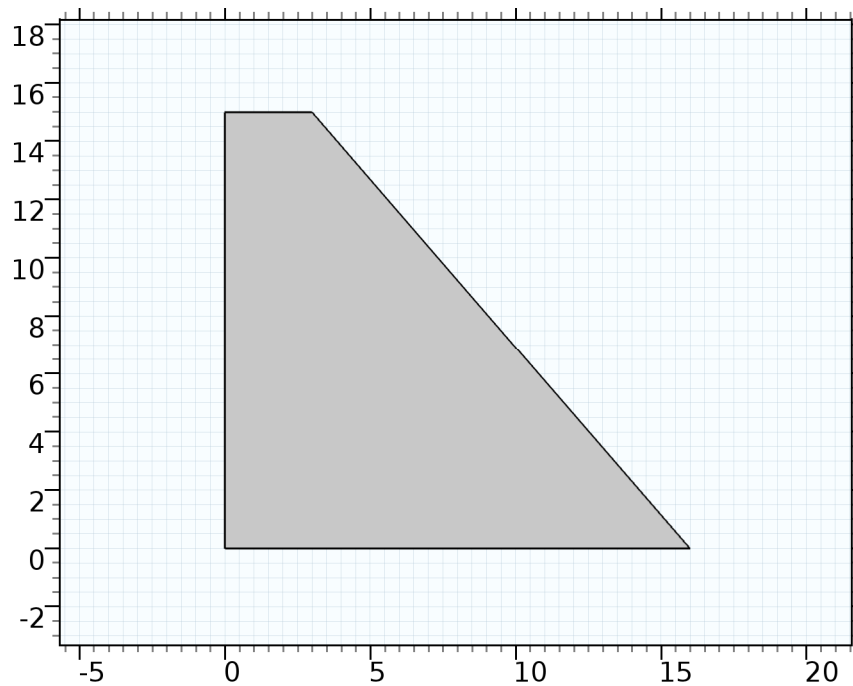
### 4.3 Samband mellan spänningar och töjningar

Spänningar i ett material kan uppstå av flera olika orsaker, till exempel om det utsätts för en kraft utifrån. Dessutom kan spänningar uppstå om ett material värms upp eller kyls av på ytan på grund av att materialet ändrar volym. Om temperaturen i ett material inte är lika överallt kommer det att finnas delar av materialet som vill expandera/kontrahera och andra som håller tillbaka expansionen/kontraktionen. Vidare kan dessa volymförändringar ske på annat sätt till exempel genom att ett poröst hygroskopiskt material som betong utsätts för uttorkning på ytan. Då torkar betongen ut och krymper på ytan. Ytterligare ett exempel på spänningar uppstå på grund av AKR. AKR innebär en volymökning, en expansion, som är beroende av temperatur- och fuktförhållanden. Dessa tillbaka-hållna dimensionsförändringar kommer att generera spänningar i materialet.

Dessa spänningar beror, i temperaturfallet, på temperaturskillnader dels inom konstruktionen och dels mellan konstruktionen och angränsade konstruktioner och upplag samt längdutvidgningskoefficienten,  $\alpha$  och elasticitetsmodulen hos materialet. Vid beräkningarna har linjärelastisk materialmodell antagits och sambandet mellan spänningar och töjningar har definierats enligt Hookes lag Ekvation (18).

### 4.4 Geometri

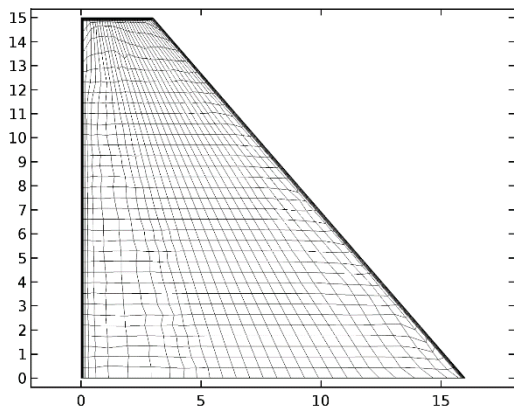
AKR-modellen har tillämpats på en förenklad geometri i två dimensioner. Avsikten är att beskriva modellens uppbyggnad och demonstrera modellens möjlighet att beskriva en konstruktions beteende när den utsätts för AKR. Genom att tillämpa modellen på en förenklad geometri så minskas beräkningstiden och det i viss mån är lättare att upptäcka bristfälliga antaganden i en modell. Geometrin är utformad som en avsågad rätvinklig triangel där krönet är 15 meter över basen som är 16 meter lång, se Figur 18.



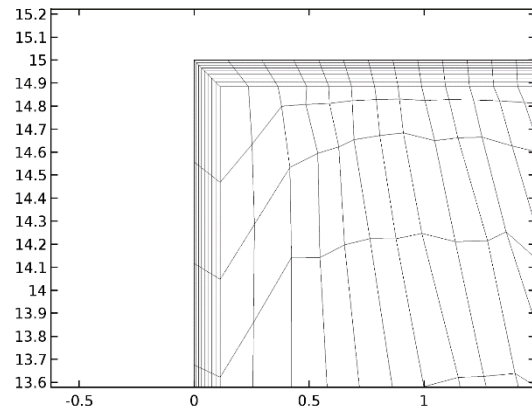
Figur 18 Geometri som den förenklade modellen för AKR har tillämpats på.

#### 4.5 Elementindelning

Geometrin, som har formen av en avhuggen triangel, har indelats i 1720 fyrhörniga element med en maximal elementsida av 0,6 m, se Figur 19. Längs ränderna har elementindelningen förtätats för att fånga variationer längs randen se Figur 20.



Figur 19 Elementindelning för den förenklade geometrin.



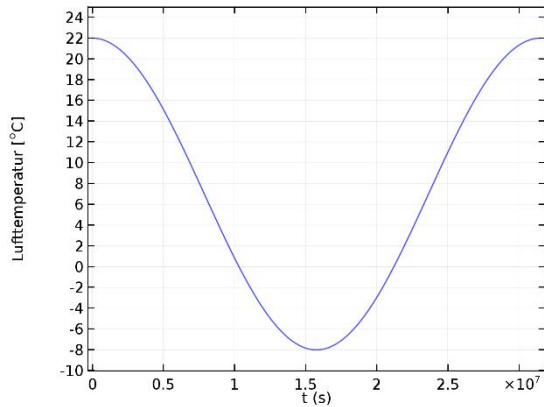
Figur 20 Detalj av det vänstra hörnet på krönet av den förenklade geometrin för att visa förtätningen längs med ränderna.

#### 4.6 Inital- och Randvillkor

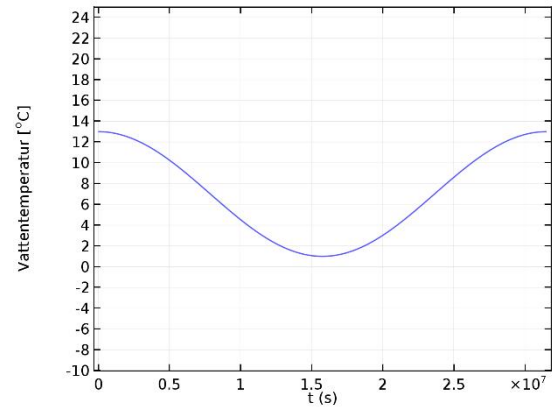
Initialvillkoren är 9 °C och 95 % RF för hela geometrin. Antagandet 95 % bygger på att en viss självut-torkning antas ha skett i betongkonstruktionen.



Randvillkoren för luft och vatten är antagna som ett konvektivt värme flöde där temperaturen för omgivande luft och vatten är antagna att följa en sinusformad variation över året, se Figur 21 respektive Figur 22.



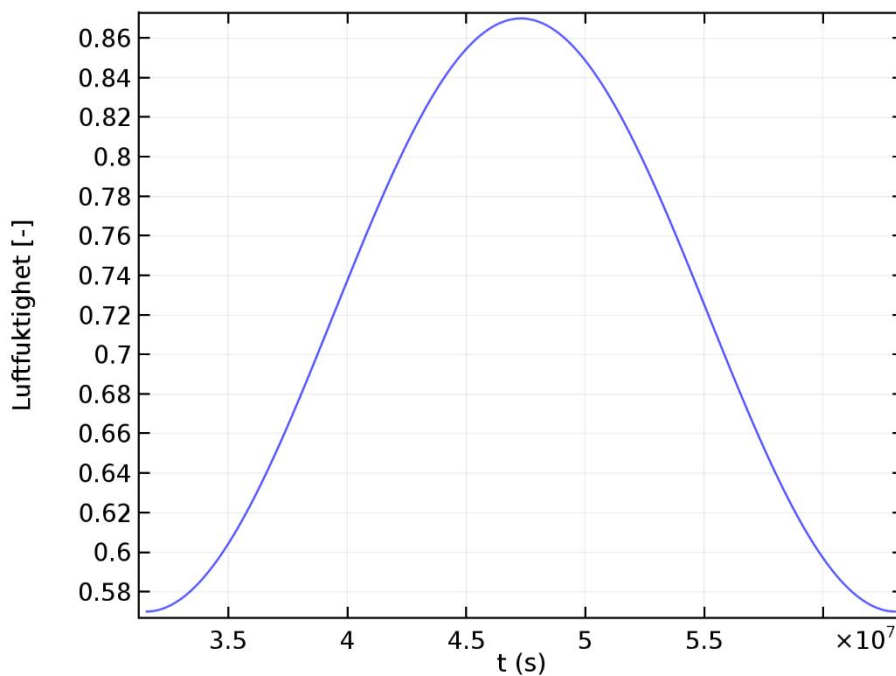
Figur 21 Antagen lufttemperaturcykel under ett års tid



Figur 22 Antagen vattentemperaturcykel under ett års tid

Värmeövergångsmotståndet är antaget till  $25,35 \text{ W/m}^2\text{K}$  för randen mellan luft och betong och  $100 \text{ W/m}^2\text{K}$  för randen mellan vatten och betong. Temperaturen i undergrunden är angiven som en temperatur på randen och är  $9 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Randvillkoret för beräkningen av fukt är satt till en sinusformad variation över året mellan 57 % RF till 87 % RF för den delen som vetter mot luft, se Figur 23.



Figur 23 Antagen luftfuktighetscykel under ett års tid där den lägsta fuktigheten uppträder under sommaren och den högsta under vintern.

Randvillkoret är satt som ett övergångsmotstånd som är analogt med det som är använt för övergångsmotståndet för luft enligt Lewis relation, se Ekvation (48), (Lewis, 1962).

$$k_v = \frac{h}{\rho_{air} \cdot C_{p(air)}} \quad (48)$$

där  $k_v$ , är fuktövergångsmotståndet,  $h$ , är värmeövergångsmotståndet,  $\rho_{air}$ , är densiteten för luft och  $C_{p(air)}$ , är värmekapaciteten för luft.

Relativ fuktighet i randen mellan betong och vatten är antagen till 100 % RF och att kapillär insugning försummas.

Randvillkor för den solidmekaniska delen är fri rörlighet för de två ränderna som vetter mot luft och vatten och fast inspänd i botten.

#### 4.7 Materialparametrar

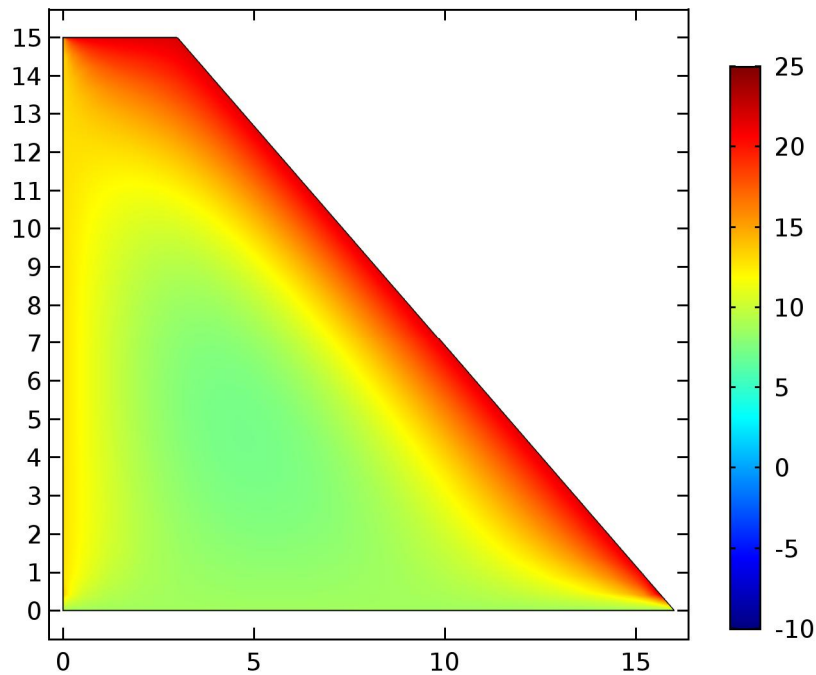
Elasticitetsmodulen är konstant och oberoende av spänningen i materialet, 25 GPa. Tvärkontraktionskoefficienten är konstant 0,2, och densiteten är 2350 kg/m<sup>3</sup>.



## 5 Resultat

### 5.1 Temperaturfält

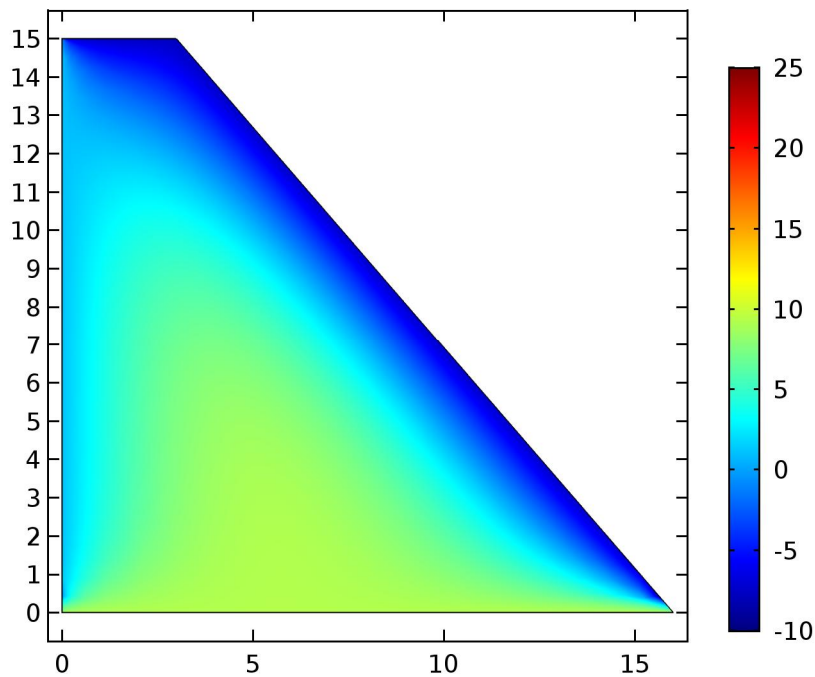
I Figur 24 visas temperaturfördelningen i en idealiserad betongdamm efter 360 dagar och kan tänkas representera en tidpunkt sommartid då det är som varmast.



Figur 24 Temperaturfältet sommartid. Temperaturen i kärnan av dammen är cirka 8 °C medan temperaturen på randen som vetter mot vatten är ungefär 10 °C och luft är cirka 20 °C.

Huvuddelen av betongdammen har en temperatur av cirka 8 °C. Medan ytan som vetter mot luft är cirka 20 °C. Omgivningen som består av luft, vatten och berg, påverkar temperaturen i dammen på olika sätt då värmeövergångstalet är olika och randvillkoren för värmeflödet dessutom skiljer sig åt.

I Figur 25 visas temperaturen i tvärsnittet av en betongdamm under vintertid 540 dagar efter simuleringsstart. Den tidpunkten representerar det fall då det är som kallast under en vintersäsong.



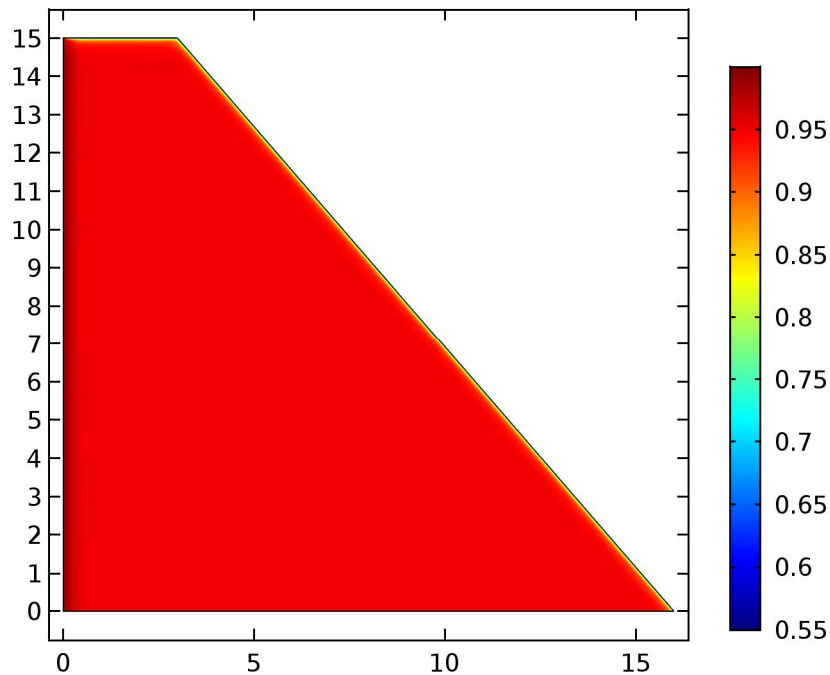
Figur 25 Temperaturfält vintertid. Temperaturen i kärnan av dammen är cirka 8 °C medan temperaturen på randen som vetter mot vatten är 1 °C och luft är -10 °C.

Betongdammen har i kärnan, även i vinterfallet, en temperatur av cirka 8 °C. Ytan som vetter mot luft är cirka -10 °C. Även i det här fallet så påverkas temperaturen av omgivningen i olika hög grad då värmeövergångtalet är olika och randvillkoren skiljer sig åt. Det är tydligt att omgivningens temperatur påverkar konstruktionens temperatur cirka 2-3 m från randen se Figur 24 och Figur 25.

Den tvådimensionella geometrin som här är använd bygger på antagandet att utsträckningen vinkelrätt mot planet är väldigt mycket större än utsträckningen i planet. Värmeflödet vinkelrätt mot planet är därmed försumbar. Det innebär att beräkningen kan antas motsvara en gravitationsdamm av betong. Temperaturfördelningen för en lamelldamm med slanka lamellpelare påverkas av värme- flöde vinkelrät mot planet vilket resulterar i ett annat temperaturfält.

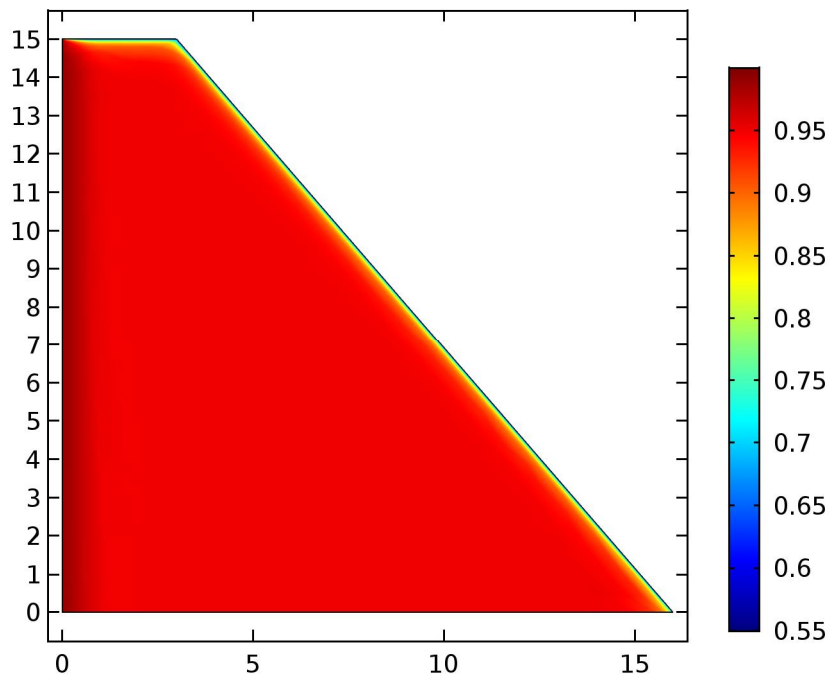
## 5.2 RF-fält

I Figur 26 visas fuktigheten i betongdammen efter 1820 dagar och det är tydligt att endast randen påverkas av omgivningens fuktighet. Inuti dammen är det fortfarande 95 % RF.



Figur 26 Relativ fuktighet i tvärsnittet av en betongdamm efter 5 års tid. Den röda färgen motsvarar värdet 1 vilket innebär 100 % RF.

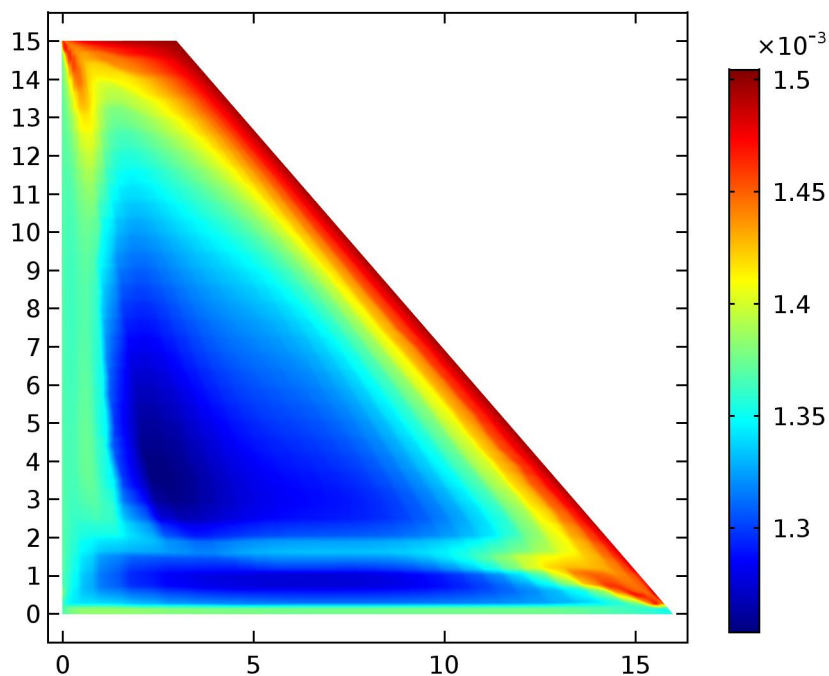
I Figur 27 visas fuktigheten efter 25 års tid och även här ses att endast betongen i närheten av randen påverkas av omgivningens fuktighet. Det är fortfarande 95 % RF i nästan hela betongvolymen. Att geometrin är tvådimensionell har i det här avseendet inte lika stor betydelse som i temperaturberäkningen. Det beror på att den uttorkningsprocessen avgörande del sker med genom diffusion, ångtransport, vilket är en väldigt långsam process. När en betongkonstruktion är tjock, cirka 2 m, så sker i princip inte någon uttorkning i centrum, utan all uttorkning sker genom självuttorkning på grund av cementreaktionerna med blandningsvattnet.



Figur 27 Relativ fuktighet i tvärsnittet av en betongdamm efter 25 års tid. Den röda färgen motsvarar värdet 1 vilket innebär 100 % RF.

### 5.3 AKR-fält

I Figur 28 visas den volymstöjningen på grund av AKR efter 5 år.

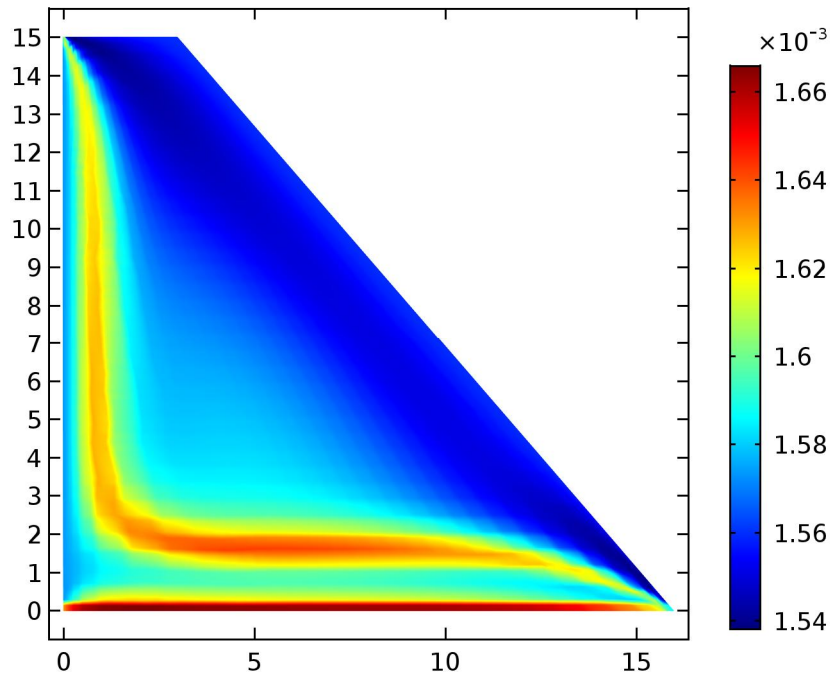


Figur 28 Volymstöjning på grund av AKR efter 5 år, observera färgskalan.

Töjningen p.g.a. av AKR är störst i ytan av konstruktionen som vetter mot luften och det beror främst på att temperaturen är högre där än inne i kärnan av konstruktionen. Fuktigheten varierar och är i

genomsnitt lägre på ytan än inne i kärnan men den högre temperaturen gör att reaktionen ändå är blir större i ytan.

I Figur 29 visas den volymstöjningen efter 25 år och då har i princip den maximala töjningen skett i hela konstruktionen.

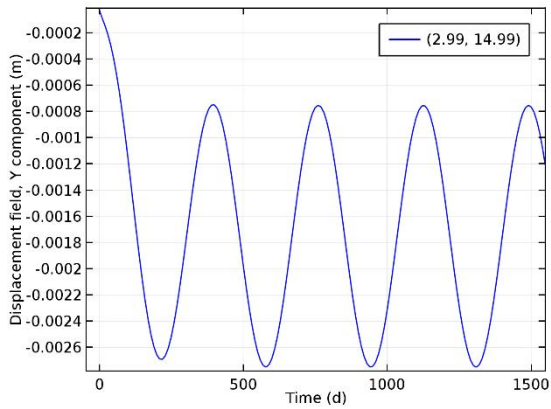


Figur 29 Volymstöjning på grund av AKR efter 25 år, observera färgskalan.

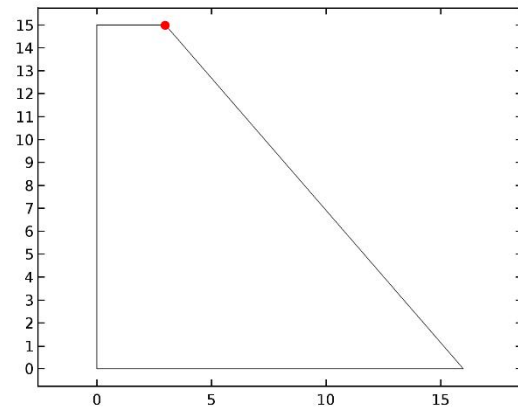
#### 5.4 Temperaturrelser

Den maximala rörelsen för temperaturrelser i konstruktionen bör ske i den högra delen av geometrin 15 meter över den fasta inspänningen. Den temperaturpåverkade rörelsen i y-led visas i Figur 30 för en punkt som ligger 1 cm in i konstruktionen i det övre högra hörnet, 15 meter över den fasta inspänningen se Figur 31.





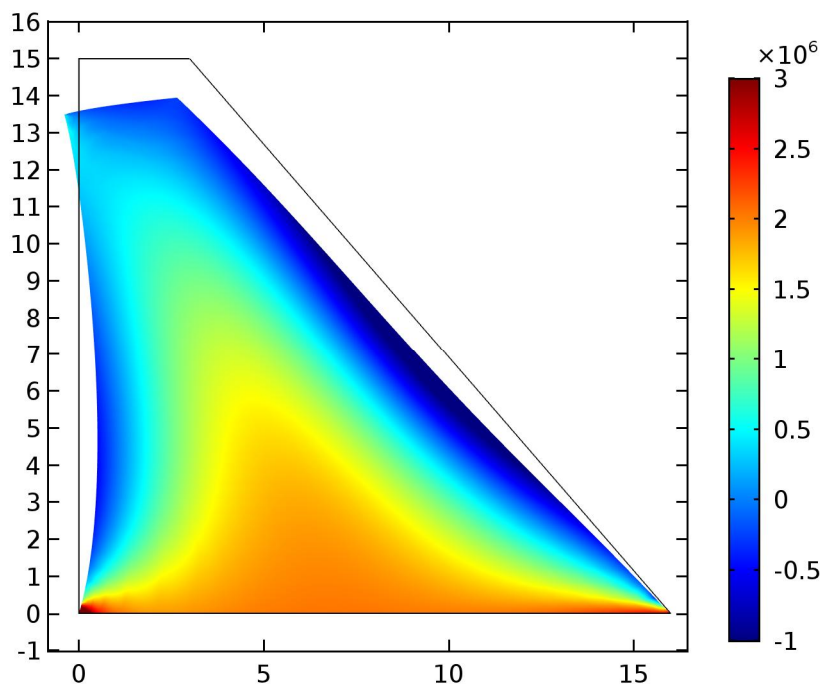
Figur 30 Rörelse i y-led i den punkten med avseende på temperaturväxlingar.



Figur 31 Den röda punkten anger positionen för den beräknade maximala rörelsen på grund av temperaturväxlingar.

Den maximala rörelsen är cirka -1,9 mm på 15 m vilket motsvarar en kontraktion av 0,13 mm/m. En överslagsmässig beräkning visar att detta motsvarar en temperaturskillnad på 13 °C om längdutvidningskoefficienten,  $\alpha$ , är  $1e-5$ . Temperaturen i samma punkt varierar cirka 30 °C men detta sker bara i ytan, konstruktionens temperatur ändras relativt nere mot berggrunden. Längdutvidningen bedöms vara av rimlig storleksordning.

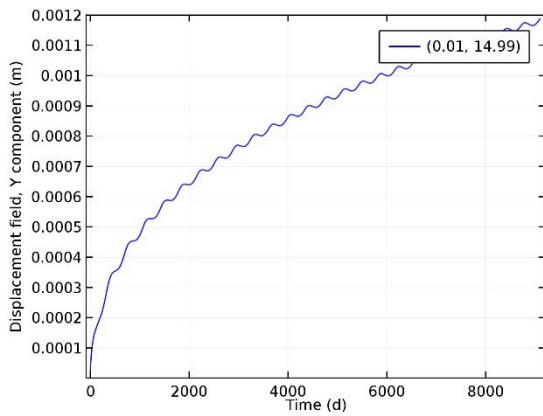
Figur 32 visar deformationen på grund av temperaturen för sommarfallet.



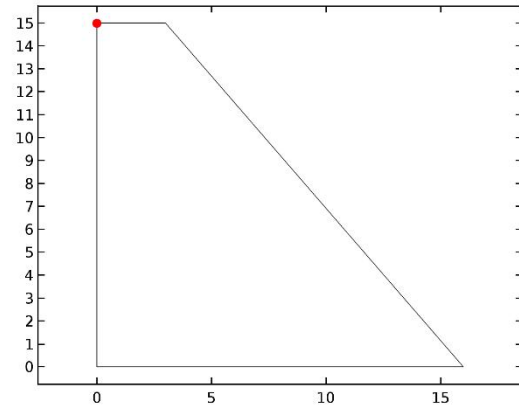
Figur 32 Deformation på grund av temperaturskillnader, sommarfallet.

## 5.5 Fuktrörelser

En relativt väldefinierad rörelse i y-led på grund av fuktighet bör återfinnas i det vänstra övre hörnet 15 meter över den fasta inspänningen. Rörelsen i y-led visas i Figur 33 för en punkt som ligger 1 cm in i konstruktionen i det övre vänstra hörnet, 15 meter över den fasta inspänningen



Figur 33 Rörelse i y-led i den punkten med avseende på fukthaltsförändringar



Figur 34 Den röda punkten anger positionen för den beräknade maximala rörelsen på grund av fukthaltsförändringar.

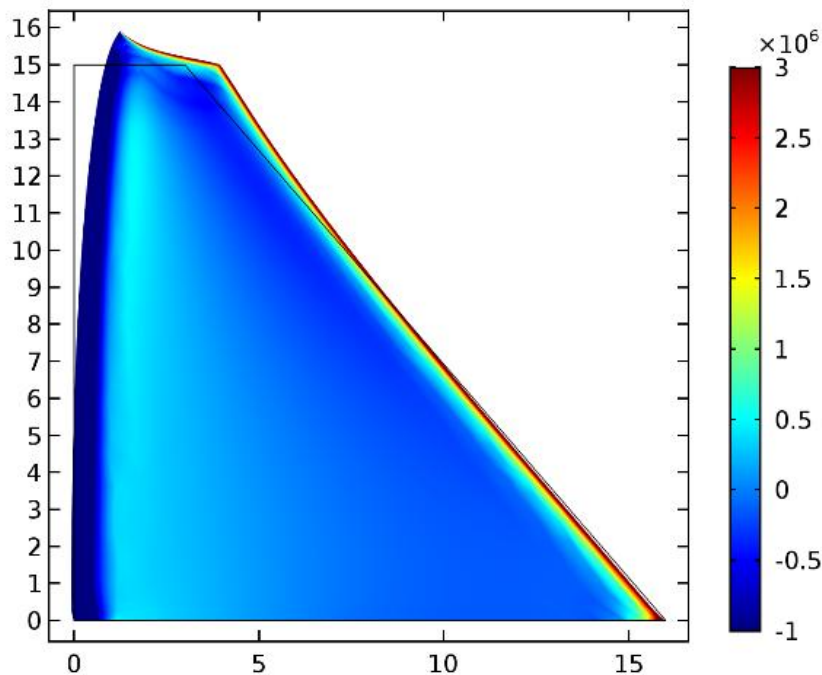
Den maximala rörelsen är cirka 1,2 mm på 15 meter vilket motsvarar en kontraktion på grund av fukthaltsförändring,  $\epsilon_w$ , av 0,08 mm/m. En överslagsmässig beräkning för detta kan utföras med Ekvation (45).

$$8 \cdot 10^{-5} = \left( \frac{110 - W_{e,akt}}{150 - 64} \right) \cdot 5 \cdot 10^{-4}$$

$$W_{e,akt} = 124 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

En fukthalt av 124 [kg/m<sup>3</sup>] motsvarar en fuktighet av 97,5 % i medel om maximal krympning från ursprungsläget är 5 ‰. Fuktigheten stiger från ursprungliga 95 % när uppströmssidan av betongdammen exponeras för vatten, så att materialet expanderar är rimligt. Längdutvidgningen bedöms vara av rimlig storleksordning.

I Figur 35 visas de principiella deformationer som sker vid en uttorkning (krympning) av ytan som vetter mot luft och en uppfuktning (svällning) av ytan som vetter mot vatten.

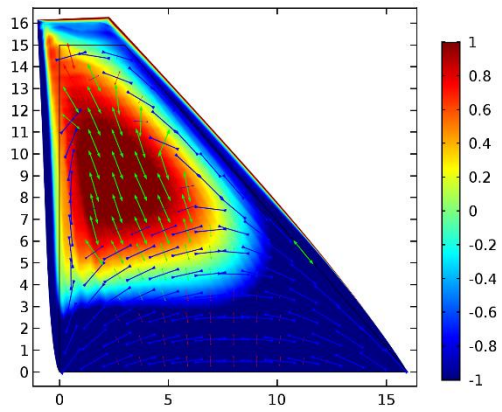


Figur 35 Deformationer enbart påverkade av fuktskillnader efter 25 års tid

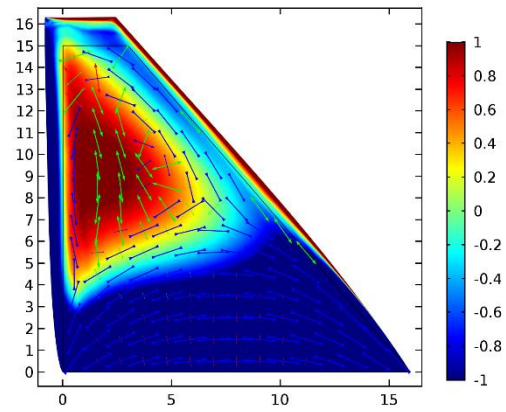
## 5.6 Resultande deformation och spänningar på grund av fukt, temperatur och alkaliselreaktioner

Spänningar och deformationer som uppstår på grund av AKR, temperatur och fukt visas i Figur 36 - Figur 39. Det bör noteras att spänningarna inte inkluderar spänningar som orsakas av AKR-expansionen. AKR:s fria expansion betraktas här som spänningslös expansion, d.v.s. dragspänningar på grund av gelens tryck är inte inkluderade. Beräkningarna har utförts på samma sätt som för termiska rörelser med spänningslös expansion och spänningar uppstår om expansionen förhindras. Anledningen är att beräkningarna har utförts med linjärelastisk modell. Om spänningarna på grund av gelens tryck hade inkluderats hade de resulterande spänningarna blivit orimligt stora. För att utföra noggrannare beräkningar bör icke-linjära beräkningsmodeller tillämpas.

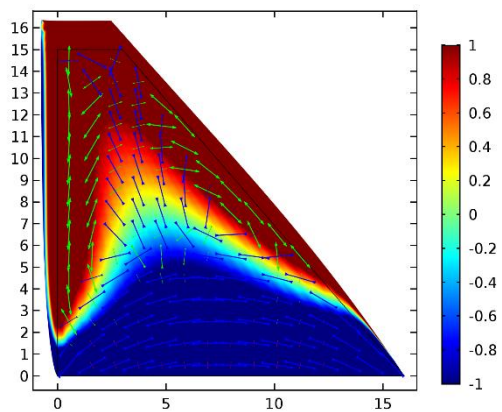
Som framgår av resultaten råder stor skillnad mellan spänningsfälten i konstruktionen. Nedre delen av konstruktionen är tryckt medan den övre delen är dragen. Så som beskrevs i avsnitt 2.6 leder detta till skillnader i sprickbildning i konstruktionen. I den nedre delen av konstruktionen är den största huvudspänningen tryckspänning som har en riktning parallell med upplaget. Den minsta huvudspänningen är dragspänning som är riktad vinkelrätt mot upplaget. I ett verkligt fall adderas dragspänningen till den dragspänning som orsakas av AKR, vilken leder till att sprickor parallella med upplaget bildas. Under vinterförhållanden uppstår dragspänningar i övre delar av konstruktionen som leder till att sprickor utvecklas vid konstruktionens kanter som växer inåt i konstruktionen Figur 38, Figur 39 och Figur 40.



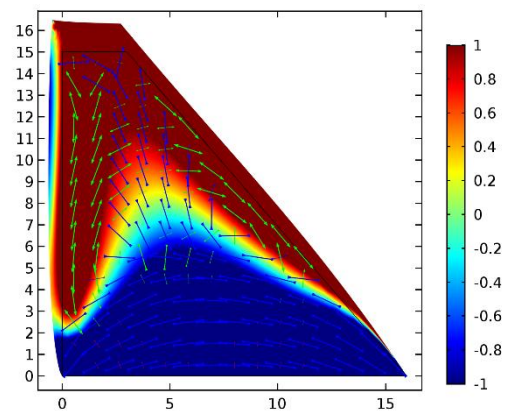
Figur 36 Spänningar och deformationer av både temperatur, fukt och AKR efter 5 år, sommartid. Pilarna i figuren visar huvudspänningar.



Figur 37 Spänningar och deformationer av både temperatur, fukt och AKR efter 25 år, sommartid. Pilarna i figuren visar huvudspänningar.



Figur 38 Spänningar och deformationer av både temperatur, fukt och AKR efter 4 år, vintertid. Pilarna i figuren visar huvudspänningar.



Figur 39 Spänningar och deformationer av både temperatur, fukt och AKR efter 24 år, vintertid. Pilarna i figuren visar huvudspänningar.





*Figur 40 AKR-skadad konstruktion med varierande sprickfält.*



*Figur 41 AKR-skadad konstruktion med sprickplan som löper parallellt med huvudarmeringar.*



## 6 Sammanfattande diskussion

Denna rapport redovisar det principiella tillvägagångssättet att beräkna utveckling av skador i en konstruktion som är orsakade av AKR. Beräkningsprocessen inkluderar kortfattat följande delprocesser: bestämning av reaktionskinetik, bestämning av materialegenskaper som funktion av reaktionskinetik, formulering av icke linjärt konstitutivt samband samt implementering av det konstitutiva sambandet i finita elementmetod (FEM) följt av beräkningar som beaktar övriga mekaniska och fysikaliska belastningar. Denna metodik ger information om den "verkliga" skadeprocessen och möjliggör särskiljandet av befintliga sprickor med hänsyn till deras huvudorsak. Sprickvidd och dess utveckling är avgörande när det gäller tillstånds- och livslängdsbedömning av betongkonstruktioner samt val av reparationsmetod. Den beräkningsprocess som redovisas i denna rapport befinner sig vid den internationella forskningsfronten. På internationell nivå finns olika modeller med varierande grad av komplexitet, men följer i princip samma process som ovan.

Den internationella forskningen är just nu mycket intensiv både inom material- och modelleringsfronten. Trots att denna rapport inte har grävt upp forskningsdetaljerna har rapporten ändå upptäckt områden som behöver mer uppmärksamhet. Bland dessa områden kan noggrannare beskrivning av reaktionsprocessen och utveckling av reaktionsprodukterna nämnas. Beskrivning av sprickornas utveckling och deras egenskaper som funktion av tiden. Reaktionskinetikens beroende av betongsammansättning bör utredas. Utan reaktionskinetik är det svårt att modellera AKR-utveckling i en konstruktion.

Denna rapport visar att icke linjär modellering av spricktillväxt i betong har stor potential när det gäller att återspegla de sprickmönster som observeras i praktiken. Dessutom, har icke linjära modeller möjlighet att beskriva inverkan av det rådande spänningstillståndet på spricktillväxt orsakat av AKR. Modellerna kan förklara orsakerna till varierande sprickmönster inom en och samma konstruktion. Bättre noggrannhet uppnås om beräkningarna inkluderar även effekterna av rand- och initialvillkor samt mekaniska och fysikaliska belastningarna.

Rapporten förklarar varför betong kan töjas flera gånger mer än dess gränstöjning utan att brista helt. Den förklaring som ges i denna rapport baseras på bildandet av flera parallella mikrosprickplan som är vinkelräta mot huvudtöjningsriktningen. Förklaringen är en hypotes utan experimentell verifiering. På grund av att töjningen (expansionen) och dess inverkan på betongens mekaniska och fysikaliska egenskaper är viktiga för modellering av AKR-utveckling i betongkonstruktioner bör hypotesen verifieras eller en annan förklaring tas fram. Det är också viktigt att utreda vad som händer med gelen mekaniska och fysikaliska egenskaper inne i en spricka. Det är viktigt att besvara frågan: blir gelen hård med tiden och bidrar till hållfastheten eller den förblir mjuk och expansiv.





## 7 Referenser

- Bazant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *ACI Materials Journal*, 16(93), 155-177.
- Björnström, J., Ekström, T., & Hassanzadeh, M. (2006). *Spruckna betongdammar - Översikt och beräkningsmetoder*. Elforsk. Hämtat från <https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/19369/spruckna-betongdammar-elforskrapport-2006-29.pdf>
- Dunant, C. F., & Scrivener, K. L. (2012). Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete. *Cement and Concrete Research*(42), 567-576.
- Dyer, T. (2014). *Concrete Durability*. CRC Press, Tylor & Francis Group.
- Farage, M., Alves, J., & Fairbarin, E. (2004). Macroscopic model of concrete subjected to alkali-aggregate reaction. *Cement and Concrete Research*(34), 495-505.
- Grimal, E., Sellier, A., Multon, S., Le Pape, Y., & Bourdarot, E. (2010). Concrete modelling for expertise of structures affected by alkali aggregate reaction. *Cement and Concrete Research*(40), 502-507.
- Hillerborg, A., Modeer, M., & Peterson, P. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, ss. 773-782.
- Larive, C. (1997). *Apport combiné s de l'alkali-re´action et des ses effets mécaniques*. Marne-la-Valle´e, France: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Larive, C. (1998). *Apports Combinés de l'Experimentation et de la Modélisation à la Comprehension del'Alkali-Réaction et de ses Effets Mécaniques*. Thèse de Doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, France: .
- Lewis, W. (1962). The evaporation of a liquid into a gas. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 5(1-2), 109-112.
- Persson, B., & Böiers, L.-C. (1992). *Analys i flera variabler*. Studentlitteratur.
- Petersson, P. (1981). *Crack growth and development of fracture zones in concrete and similar materials*. Lund University, Building Materials. Lund, Sweden: Lund University.
- Rombén, L. (1994). Kemiskt angrepp. i *Betonghandbok - Material* (ss. 809 - 847). Stockholm: Svensk Byggtjänst.
- Saouma, V. E. (2014). *Numerical Modeling of AAR*. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK.
- Somerville, G. (2001). *CONTECVET - A validated users manual för assessing the residual service life of concrete structures*. UK: BCA British Cement Association.
- Trägårdeh, J. (2014). AS-Problematik i Sverige och arbete på CBI Betonginstitute. *CBI nytt*, 3 - 4.
- Ulm, F. J., Coussy, O., & Larive, C. (1999). Thermo-chemo-mechanics of ASR expansion in concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(3), 233-242.