

INVENTERING AV SPRICKTYPER I VATTENKRAFTENS BETONGKONSTRUKTIONER

RAPPORT 2016:257



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



Inventering av spricktyper i vattenkraftens betongkonstruktioner

MANOUCHEHR HASSANZADEH

MARIE WESTBERG WILDE

ISBN 978-91-7673-257-1 | © 2016 ENERGIFORSK

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Sprickor förekommer i vattenkraftens betongkonstruktioner, och det är viktigt att veta vilka mekanismer som orsakar skadorna för att kunna reparera och förebygga. Syftet med denna sammanställning är att vägleda och sprida kunskap om olika spricktyper. De sprickor som visas i rapporten äventyrar inte dammsäkerheten.

Projektet har genomförts inom Energiforsk Betongtekniskt program vattenkraft. Sammanställningen har gjorts av Manouchehr Hassanzadeh, verksam på Sweco och adjungerad professor vid avdelningen för byggnadsmaterial vid Lunds Tekniska Högskola samt Marie Westberg Wilde, verksam vid ÅF och affilierad fakultet i jord- och bergmekanik vid Kungliga Tekniska Högskolan.

Intressenterna i Energiforsk Betongtekniskt program vattenkraft är Fortum Sverige AB, Jämtkraft AB, Jönköping Energi AB, Karlstads Energi AB, Skellefteå Kraft AB, Sollefteåforsens AB, Statkraft Sverige AB, Sydkraft Hydropower AB, Umeå Energi AB, Vattenfall AB Vattenkraft och Vattenfall Indalsälven AB.

Monika Adsten, Energiforsk

Sammanfattning

Med hjälp av rapporter och bilder som vattenkraftsföretagen tillhandahöll valdes en population av 38 dammar. Denna population valdes utifrån storlek, typ och lokalisering i landet. Resultatet har sammanställts i denna rapport, som beskriver sprickornas uppkomst, ger en uppfattning om de olika förekommande spricktyperna samt kortfattad beskrivning av bakomliggande mekanismer som kan ha förorsakat sprickorna och eventuella konsekvenser. De enligt översiktlig bedömning frekventa spricktyperna har sammanställts och presenterats i en hypotetisk dammkonstruktion. Rapporten kan ses som ett underlag vid besiktning och tillståndsbedömning av dammarnas betongkonstruktioner.

Rapporten visar att en stor andel av de sprickor som observeras i dammkonstruktionerna orsakas av förhindrade termiska rörelser. Även skador orsakade av alkalikiselreaktioner och inre frostangrepp förekommer i en del av konstruktionerna. Erosion av betongyta vid vattenlinjen förekommer i många dammkonstruktioner. Korrosionsangrepp är sällsynta i dammkonstruktionerna. Vidare förekommer ytsprickor orsakade av plastisk krympning, plastisk sättning och separation av bruk i kontakt med gjutform, m.m. I äldre konstruktioner har ytsprickorna utvidgats med åren och underlättat nedbrytning orsakad av andra mekanismer som urlakning och frost.

Utifrån detta arbete föreslås att arbetet kompletteras med liknande data från dammar i andra älvar samt betongkonstruktioner i jorrdammar, noggrannare beskrivning av de olika mekanismernas verkningssätt, noggrannare beskrivning av kombinationen av olika samtidigt verkande mekanismer t.ex. kombinationen av mekaniska och fysikaliska belastningar, samt teoretisk modellering som ökar förståelsen av de olika mekanismernas verkningssätt.

Summary

By means of reports and photos provided by Swedish hydro power companies, 38 dams were selected for visual inspections. The selection considered the size, type and the geographical location of the dams. The report compiles the results, defines the crack formations, provides examples of crack types and describes briefly the underlying mechanisms that may have caused the cracks. The report, based on the results of the overall inspections, identifies the most frequent crack types, and present the results by demonstrating them on the hypothetical dam structures. One may consider the report as a basis for the inspection and condition assessment of concrete dams.

The report shows that a large proportion of the cracks observed in the dam constructions are caused by the restrained thermal displacements. Damages caused by the alkali silica reactions and internal frost attack occur as well. Erosion of the concrete surface at the water line is present in many dams. Corrosion damages are rare in hydro power structures. Furthermore, there are surface cracks caused by the plastic shrinkage and plastic settlement. In the old structures, the surface cracks have widened over the years and facilitated the degradation caused by other mechanisms such as leaching and frost.

Based on this study further work is suggested to gather similar data from dams in other rivers, and concrete structures within earth dams. Furthermore, it is suggested that one should complete the report with the accurate description of the observed damages and the mode of the action of different damaging mechanisms, accurate description of the synergism of the different mechanisms, for instance combination of mechanical and physical loads, and theoretical modelling to increase the understanding of the various mechanisms' modes of action.

Innehåll

1	Inledning	10
1.1	Bakgrund	10
1.2	Syfte och målsättning	10
1.3	Projektets genomförande och begränsningar	10
1.4	rapportens upplägg	11
1.5	Enheter och beteckningar	12
2	Sprickor	14
2.1	Spricktyper	14
2.2	definition av spricka	21
2.2.1	Fall 1 Attraktionskrafter mellan två plana ytor	23
2.2.2	Fall 2 Tryckspänning som verkar tvärs över en spricka	23
2.2.3	Fall 3 Ojämn sprickplan	24
2.3	Sprickbildning orsakad av mekaniska fenomen	26
2.3.1	Verkningssätt	26
2.3.2	Sprick- eller brottkriterium	27
2.3.3	Dragbrott och spricktillväxt hos betong under påverkan av enaxiell dragspänning	28
2.3.4	Sprickbildning i en betongkonstruktion	30
2.3.5	Inverkan och betydelse av sprickor	33
3	Sprickbildning orsakad av fysikaliska fenomen	35
3.1	Förhindrade termiska rörelser	35
3.2	Förhindrade rörelser orsakade av uppfuktning och uttorkning	37
3.3	Inre expansion	39
3.3.1	Allmänt	39
3.3.2	Inre frostangrepp	39
3.4	Kombinationen av mekaniska och fysikaliska fenomen	42
4	Sprickbildning orsakad av kemiska fenomen	47
4.1	Allmänt	47
4.2	Urlakning	47
4.3	Sulfatangrepp	48
4.4	Ballastreaktioner	50
4.5	Armeringskorrosion	52
5	Synergi mellan olika fenomen	54
5.1	Inre effekter	54
5.2	Yttre effekter	56
6	Sammanställning av sprickor med hänsyn till deras placering i en konstruktion	58
6.1	Placering i en hypotetisk dammkonstruktion	58
6.2	Övriga konstruktionsdelar	66
6.2.1	Upplag	66

	6.2.2	Intag och kraftverk	67
7		Slutsatser	68
8		Förslag till fortsatt arbete	69
9		Referenser	70

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Sprickbildning i betongkonstruktioner tillhör inte ovanligheterna. Sällan påträffas betongkonstruktioner som är sprickfria. Därför ägnas det i de flesta handböcker minst ett kapitel åt sprickproblematiken. Anledningarna till sprickbildning samt de bakomliggande fysikaliska och kemiska fenomen som leder till sprickbildning är välkända. Idag finns både metodik och provningsmetoder för att härleda orsakerna till sprickbildning hos en betongkonstruktion. Däremot är det svårare att bedöma sprickornas tillstånd, förändring över tiden samt deras inverkan på konstruktionen. Som exempel kan nämnas sprickbildning orsakad av alkaliselreaktioner, AKR. Det är relativt lätt att avgöra om sprickbildningen är orsakad av AKR eller inte, men det är betydligt svårare att bestämma dess tillstånd, förändring över tiden samt dess inverkan på konstruktionen. För att göra bedömningarna krävs avancerade provningar och beräkningar.

Det förekommer olika typer av sprickor i vattenkraftskonstruktioner. De mekanismer som orsakar sprickbildning i vattenkraftskonstruktioner är desamma som i övriga typer av anläggningar, d.v.s. mekanismerna är kända och kan identifieras. Det som saknas inom vattenkraftsområdet är en sammanställning av de förekommande spricktyperna, d.v.s. i vilken typ av konstruktioner eller konstruktionsdelar de förekommer, sprickornas lokalisering, frekvens, orsak och konsekvens.

1.2 SYFTE OCH MÅLSÄTTNING

Syftet med projektet är att sammanställa de sprickor som finns med hänsyn till konstruktion och lokalisering, typ, orsak, och diskutera sprickornas potentiella påverkan på konstruktionen. Målet är att på sikt underlätta utredning av skadeorsak och tillståndsbedömning, tillämpning av beräkningsmodeller, verifiering av beräkningsmodeller, anpassning av beräkningsmodeller för skadeutredningar, verifiering och optimering av reparationsmetoder genom teoretiska metoder med mera.

1.3 PROJEKTETS GENOMFÖRANDE OCH BEGRÄNSNINGAR

Med hjälp av rapporter och bilder som vattenkraftsföretagen tillhandahöll valdes en population av dammar, totalt 38 stycken, som inspekterades okulärt. Denna population valdes utifrån storlek, typ och geografisk lokalisering. Resultatet har sammanställts i denna rapport, som ger en uppfattning om de olika förekommande spricktyperna samt kortfattad beskrivning av bakomliggande mekanismer som kan ha förorsakat sprickorna och eventuella konsekvenser. De enligt översiktlig bedömning frekventa spricktyperna har sammanställts och presenterats i en hypotetisk dammkonstruktion.

Det bör dock noteras att projektets syfte inte har varit att tillståndsbedöma konstruktionerna, att fastställa de mekanismer som har förorsakat sprickorna samt bedöma konstruktionernas bärförmåga, stabilitet och livslängd. Vidare bör noteras att urvalet av konstruktionerna har baserats på de rapporter och bilder som har funnits till förfogande vilket eventuellt ha haft en begränsande inverkan på identifiering och sammanställning av förekommande spricktyper.

De besökta anläggningarna återbesöktes inte, vilket medför att observationerna är översiktliga och bygger på fotografier som togs vid besöken och tidigare erfarenheter. Av denna anledning är det svårt att med säkerhet ange bakomliggande mekanismerna

för de observerade sprickorna. Läsaren bör därför vara uppmärksam på att det material som presenteras i denna rapport inte är lämpligt för tillståndsbedömning av de anläggningar som fotografierna föreställer, och inte heller för fastställandet av de mekanismer som har orsakat skadorna.

Studiebesöken organiserades och leddes av:

Martin Hansson	Statkraft
Marcus Hautakoski	Vattenreglering
Stefan Norberg	Fortum
Erik Nordström	Vattenfall
Emma Sundelin	Skellefteå kraft

1.4 RAPPORTENS UPPLÄGG

Rapporten består av 4 huvudkapitel som definierar spricktyp, presenterar mekanismer som orsakar denna spricktyp, visar exempel på sprickor som förekommer på dammkonstruktioner samt visar lokalisering av spricktypen på dammkonstruktionerna.

I kapitel 2 definieras begreppet spricka. Spricka är enligt definitionen en gräns mellan två delar av ett material och/eller en konstruktion vilken inte överför några dragspänningar. En spricka kan, dock, överföra både skjuv- och tryckspänningar. Rapporten baseras på det faktum att dragsprickor uppkommer när materialets draghållfasthet överskrids, vilket kan ske p.g.a. mekaniska, fysikaliska eller kemiska orsaker. I kapitel 2 beskrivs de mekaniska fenomenens verkningssätt medan kapitel 3 och 4 ägnas åt de fysikaliska och kemiska mekanismerna. Kapitel 5 behandlar synergieffekter, d.v.s. samverkan mellan de olika kemiska och fysikaliska effekterna.

Kapitel 6 presenterar några delar av en hypotetisk dammkonstruktion och pekar ut placeringen för de mest frekvent observerade spricktyperna. Kapitlet visar bilder på de förekommande spricktyperna och anger de bakomliggande orsakerna. I samband med studiebesöken togs många bilder som visar sprickbildning på dammkonstruktioner. Några representativa bilder presenteras i denna rapport.

1.5 ENHETER OCH BETECKNINGAR

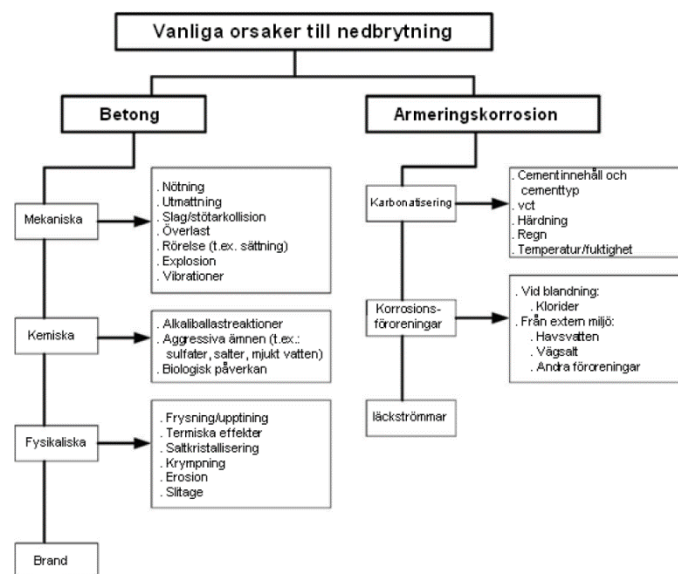
Storhet	Enhet	Beteckning
Grundenheter (SI enheter)		
Längd	[m] meter	L
Massa	[kg] kilogram	m
Tid	[s] sekund	t
Elektrisk ström	[A] ampere	I
Termodynamisk temperatur	[K] Kelvin	ϑ_K
<i>Enheter i celsiustemperaturskalan 1°C är lika med 1 K. De båda skalorna skiljer sig bara i valet av nollpunkt, så att $0^\circ\text{C} = 273,15\text{ K}$</i>		
Temperatur (Celsius)	$[\text{C}]$ grad Celsius	ϑ
Substansmängd	[mol] mol	N
Härledda enheter		
Plan vinkel	[rad] radian (m/m)	φ_{rad}
Yta	$[\text{m}^2]$	A
Volym	$[\text{m}^3]$	V
Densitet	$[\text{kg}/\text{m}^3]$	ρ
Dynamisk viskositet	$[\text{Ns}/\text{m}^2]$	η
Strömning (genomströmning)	$[\text{m}^3/\text{s}]$	q
Genomströmningsdjup	[m]	d_g
Genomströmningslängd	[m]	l_g
Hastighet	$[\text{m}/\text{s}]$	v
Acceleration	$[\text{m}/\text{s}^2]$	a
Tyngdacceleration	$[\text{m}/\text{s}^2]$	g
Kraft	[N] newton	F
Mekanisk spänning	[Pa]	σ
Skjuvspänning	[Pa]	τ
Draghållfasthet	[Pa]	f_t
Betongens draghållfasthet	[Pa]	f_{ct}
Tryckhållfasthet	[Pa]	f_c
Betongens draghållfasthet	[Pa]	f_{cc}
Elasticitetsmodul	[Pa]	E
Tryck (vätske- och gastryck)	[Pa]	p
Tryckgradient	[Pa]	ΔP
Brottnenergi	$[\text{Nm}/\text{m}^2]$, $[\text{N}/\text{m}]$	G_F
Karakteristisk längd	[m]	l_{ch}
Förskjutning	[m]	Δl
Töjning	$[\text{m}/\text{m}]$	ε
Förskjutning vinkelrätt mot sprickplan	[m]	δ
Förskjutning parallell med sprickplan	[m]	γ
Sprickvidd	[m]	w

Multipelenheter		
Mikro	10^{-6}	μ
Milli	10^{-3}	m
Kilo	10^3	k
Mega	10^6	M

2 Sprickor

2.1 SPRICKTYPER

De vanligaste orsakerna till nedbrytning presenteras i Figur 2-1. De flesta av orsakerna som anges i figuren leder förr eller senare till sprickbildning. Bortsett från de mekaniska skadeorsakerna – överbelastning, explosioner, kollisioner - och brand, leder de i figuren presenterade orsakerna till successiv nedbrytning av konstruktionen och nedläggning av konstruktionens funktionsduglighet.



Figur 2-1 Vanliga skadeorsaker och fel, [20].

Figur 2-2 visar vanliga spricktyper enligt [13]. Den engelska termen "structural" som syns i figuren och dess antonym "non-structural" är två termer som är svåra att på rättvis sätt översätta till svenska. Termen "structural" berör systemets bärande egenskaper, medan termen "non-structural" berör systemets icke-bärande egenskaper. Även om skador av typen "non-structural" på sikt kan påverka konstruktionens bärande egenskaper så skiljer man mellan "structural" och "non-structural" i sammanhang som tillståndsbedömning och reparation av betongkonstruktioner. I denna rapport översätts termen "structural" till "mekanisk" och termen "non-structural" till "icke mekanisk".

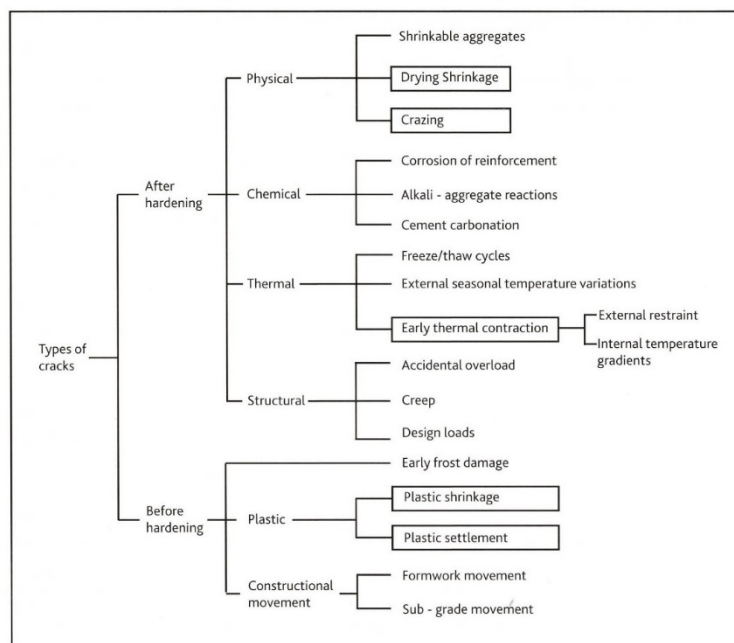
Som framgår av Figur 2-2 indelas spricktyperna först med hänsyn till betongens hårdnande, d.v.s. man skiljer mellan sprickor som har initierats vid det färiska tillståndet efter slutförd gjutning och de sprickor som initieras efter betongens hårdnande. De viktigaste spricktyperna före hårdnandet är

- plastisk krympning: orsakas av att den nygjutna och icke hårdnade betongens yta torkar ut och krymper. Krympningen leder till sprickbildning.
- plastisk sättning: orsakas av vattenseparation, som orsakar sprickor som ofta uppkommer ovanpå armeringen.

De sprickor som uppstår efter hårdnandet har indelats i Figur 2-2 med hänsyn till skadeorsakernas ursprung:

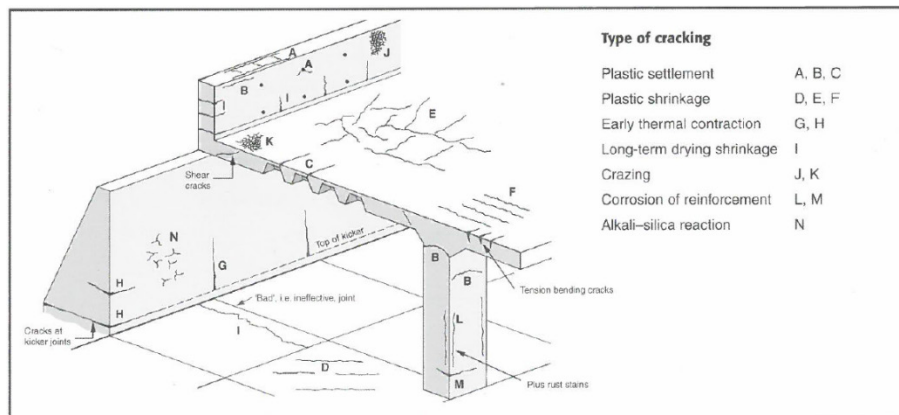
- Fysikalisk
- Kemisk
- Termisk
- Mekanisk

I föreliggande rapport används en i stort sett liknande indelning men den "Termiska" har slagits ihop med "Fysikalisk". Det bör, dock, noteras att den engelska termen "Structural" har översatts till "Mekanisk".



Figur 2-2 Vanliga spricktyper, [13].

Figur 2-3 visar exempel på sprickor och sprickmönster i en hypotetisk betongkonstruktion, [13]. I detta avsnitt visas bilder på några av de sprickmönster som visas i Figur 2-3. I avsnitt 6.1 visas sprickmönster på en hypotetisk dammkonstruktion.



Figur 2-3 Exempel på sprickor och sprickmönster i en hypotetisk betongkonstruktion, [13].

Figur 2-4a visar sprickbildning som har orsakats av plastisk sättning (plastic settlement). Plastisk sättning orsakas av vattenseparation. I samband med vattenseparationen sjunker betongblandningens fasta delar. Armering eller någon annan ingjuten detalj förhindrar sjunkningen som leder till sprickbildning. Ofta följer sprickriktningen armeringens riktning. Sättningsprickorna blir inte djupa och slutar att växa när de når armeringen.

I Figur 2-4b, c och d, har plastisk sättning kombinerats med termisk sprickbildning vid tidig ålder (early thermal contraction) orsakad av tvång från underlaget. En av sättningsprickorna (sprickan med kalkutslag) fortsätter ända ner till upplaget.



a) från [13]



b)



c)



d)

Figur 2-4 Plastisk sättning.

Figur 2-5 visar sprickbildning förmodligen orsakad av plastisk krympning. Utan närmare undersökning och tillgång till konstruktionsritningar är det svårt att säkert avgöra skadeorsaken. Sprickmönstret påminner, dock, om plastisk krympning, som orsakas av vattenseparation.

**Figur 2-5 Plastisk krympning.**

Figur 2-6 visar temperatursprickor vid tidig ålder. Anledningen till sprickbildningen är att betongen värms upp p.g.a. värmeutveckling under cementets hydratation. Den ännu inte hårdnade betongen expanderar och hårdnar medan den är fortfarande varm. Vid avkylning förhindras betongens sammandragning av berget, vilken leder till sprickbildning. Samma typ av sprickbildning kan uppstå om betong gjuts mot en äldre betong, se Figur 2-26 och Figur 3-3.



Figur 2-6 Temperatursprickor vid tidig ålder.

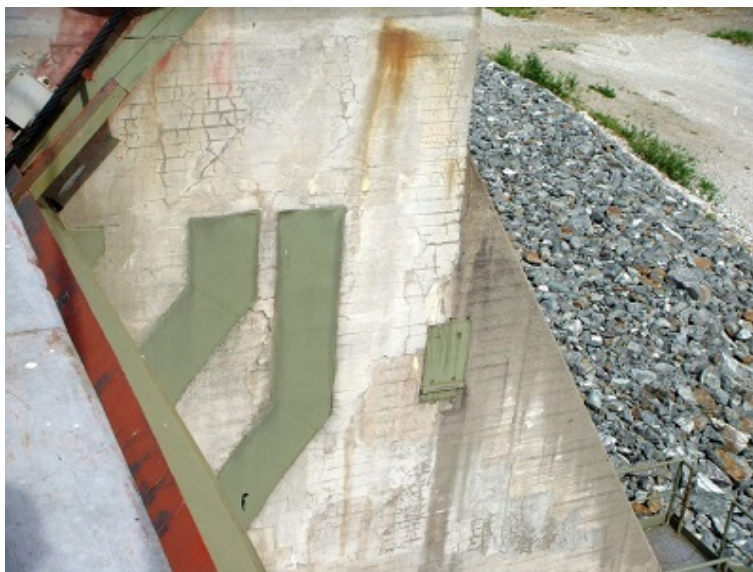
Det är svårt att hitta rena uttorkningskrympsprickor på dammkonstruktioner. Uttorkningskrympsprickor förekommer inne i kraftverken på golv och väggar kring aggregaten, osv. Figur 2-7 visar en yttervägg med kraftiga sprickor på ytan (Crazing). Crazing är den engelska benämningen som här översätts till "Ytsprickor". Ytsprickor orsakas av uttorkningskrympning som är begränsade till skiktet närmast ytan. Den orsakas av en kraftig fuktgradient nära ytan som leder till höga dragspänningar i materialets ytskikt. Fenomenet kan jämföras med snabb avkylning (termochock). Snabb avformning av en varm betong vintertid kan medföra liknande sprickbildning. Materialsammansättningen närmast ytan och formmaterialet har också stor inverkan. Släta och täta formmaterial ökar risken för uppkomst av ytsprickor. I Figur 2-7 syns även vertikala sprickor som kan hänföras till uttorkningskrympning. Figur 2-8 och Figur 2-9 visar ytsprickor på två dammpelare. Den pelare som visas i Figur 2-9 är äldre och har värmeplattor för avisning. Som framgår av figuren utvidgas ytsprickorna med tiden och genom upprepad uppfuktning och uttorkning.



Figur 2-7 Yt-, temperatur och krympsprickor.



Figur 2-8 Ytsprickor i en dammpelare.



Figur 2-9 Ytsprickor på en dammpelare.

Figur 2-10 visar armeringskorrosion i balk mellan frontplatta och klumpkonstruktion. Som framgår av figuren har korrosionen avspjälkat det täckande betongskiktet. Armeringskorrosionen har orsakats av betongens karbonatisering. Det täckande betongskiktet har inte varit tillräckligt tjockt för att skydda armeringen.



Figur 2-10 Armeringskorrosion i balk mellan frontplatta och klumpkonstruktion.

Figur 2-11 visar en dammpelare skadad av AKR (Alkalikiselreaktioner).

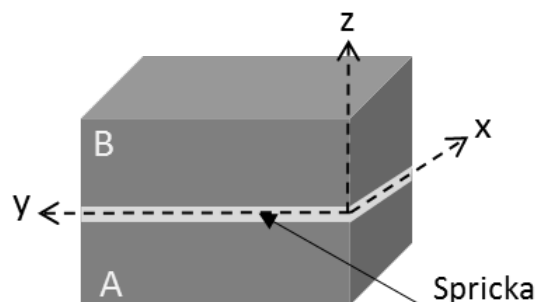


Figur 2-11 AKR skadad dammpelare.

2.2 DEFINITION AV SPRICKA

Strukturen AB, Figur 2-12, är delad i två delar, A och B, av sprickan S. Del A och del B kan säras utan att någon kraft behöver tillföras.

En spricka är alltså ett gränsskikt och/eller mellanrum mellan två strukturer eller mellan två delar av en struktur. Kännetecknande för en spricka är att de delar som omger sprickan kan säras eller förskjutas från varandra utan att någon kraft behöver utövas. Enligt definitionen kan del B röra sig i z-axelns positiva riktning ($z > 0$), se Figur 2-12, utan att någon kraft utövas från del A. Om sprickyterna är plana och friktionsfria kan del B förskjutas i förhållande till del A i xy-planet, förutsatt $z \geq 0$.



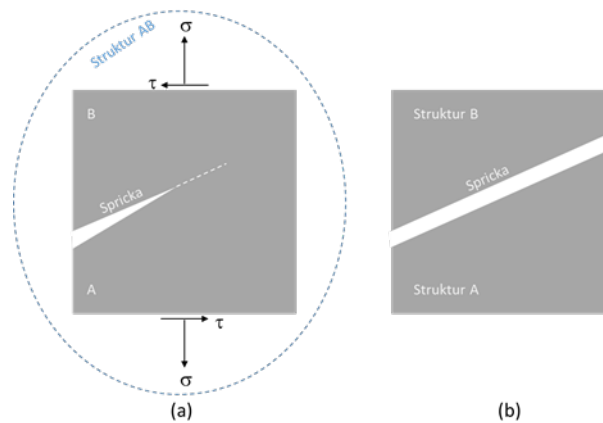
Figur 2-12. Definition av spricka

I nedanstående framställning representerar en struktur en sammanhängande kropp/provkropp. En struktur kan innehålla en spricka men kan fortfarande betraktas som en struktur. Om sprickan skär genom strukturen så att den kan delas i två eller flera delar är strukturen inte längre sammanhängande utan den är delad i två eller flera strukturer.

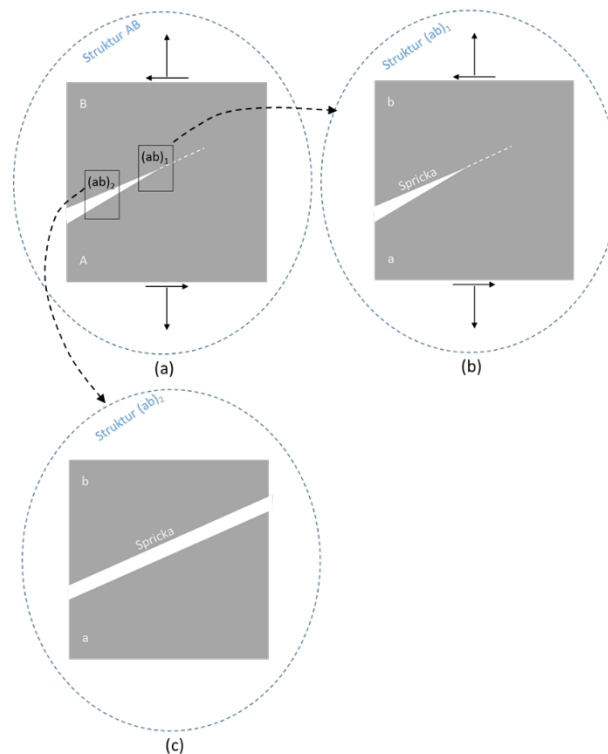
Figur 2-13a visar en spricka i en struktur och en spricka som delar en struktur till två nya strukturer, Figur 2-13b. Strukturen AB i Figur 2-13a kan inte säras i del A och del B, men när sprickan går tvärs genom strukturen AB, Figur 2-13b, kan strukturen säras i del A och del B.

En spricka kan betraktas och dess egenskaper beskrivas med utgångspunkt från olika strukturella nivåer eller skalor. Figur 2-14 visar två delar av sprickan i struktur AB. Delarna kan i sig betraktas som strukturer. Såsom framgår av Figur 2-14 kan den del som ligger nära sprickspetsen betraktas som struktur $(ab)_1$, som består av del a och del b. Liksom del $(ab)_1$ består den del som är markerad som $(ab)_2$ av två delar nämligen del a och del b. Som framgår av Figur 2-13 och Figur 2-14 definieras en spricka i denna rapport oberoende av den strukturella nivån.

Enligt ovanstående definition överförs inga drag- och skjuvspänningar tvärs över en spricka. Det finns dock undantag. Några fall beskrivs i de följande avsnitten.



Figur 2-13 Spricka i en struktur och spricka som delar en struktur i två strukturer.



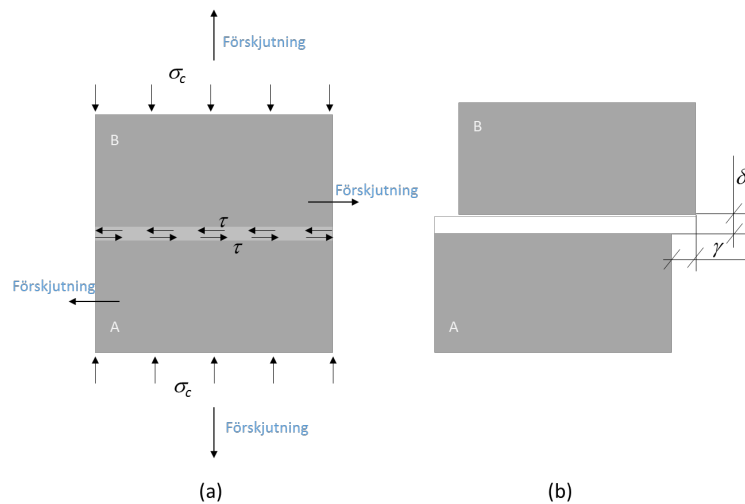
Figur 2-14 Spricka representerad i en lägre strukturnivå.

2.2.1 Fall 1 Attraktionskrafter mellan två plana ytor

Det finns atomära/molekylära attraktionskrafter mellan två absolut jämna och plana ytor som är i kontakt med varandra. Attraktionskraften måste övervinnas innan delarna kan säras från varandra. Anledningen är att på grund av ytornas jämnhet kommer en stor andel av ytornas atomer och molekyler nära varandra och kan därmed attraheras till varandra. Denna effekt kan bortses ifrån i de sammanhang som behandlas i den föreliggande rapporten.

2.2.2 Fall 2 Tryckspänning som verkar tvärs över en spricka

Den spricka som visas i Figur 2-15 kan betraktas som en spricka i en struktur eller som ett gränsskikt mellan två strukturer. Sprickan/gränsskiktet är utsatt för tryckspänningen σ_c . Om delarna A och B skall kunna förskjutas (δ och γ) i förhållande till varandra bör tryckspänningen σ_c och skjuvspänningen τ övervinnas. Skjuvspänningen τ uppkommer på grund av friktion mellan strukturerna. Tryckspänning kan uppstå av olika anledningar, bl.a. laster, spännarmering, tvång m.m.



Figur 2-15 Två strukturer som trycks mot varandra.

2.2.3 Fall 3 Ojämn sprickplan

Figur 2-16 visar sprickor i betong. Som framgår av figuren är sprickornas väg och plan inte raka, jämna och plana. I praktiken är sprickors väg krokig och deras plan ojämna och grova.



Figur 2-16 Sprickor i betong [9]

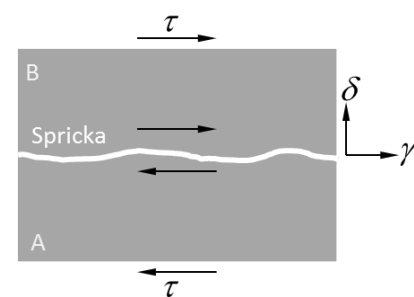
Vänster: Sprickvidd = 0,4 mm

Höger: Sprickvidd = 0,2 mm

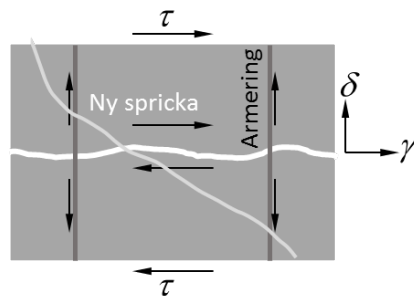
Figur 2-17 visar en schematisk bild av en spricka med ojämna ytor. Om sprickan utsätts för skjuvning, d.v.s. att del A förskjuts parallellt med sprickplanet i förhållande till B ($\frac{d\delta}{dy} = 0$), uppstår skjuvspänningar. Anledningen är att ytorna på ömse sidor av sprickan inte är jämna, vilket förhindrar förskjutningen. Ökad förskjutning leder till ökad skjuvspänning som i sin tur leder till:

- att de ojämnheter som förhindrar förskjutningen brister,
- att nya sprickor uppstår med annan riktning än den betraktade sprickans riktning samt
- att del A förskjuts vinkelrätt mot sprickplanet i förhållande till B, d.v.s. dilaterar.

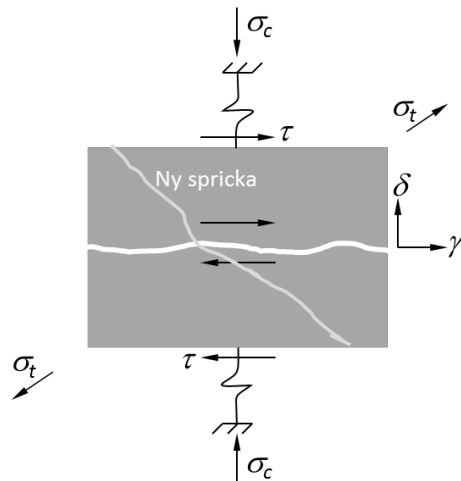
Vilket eller vilka av de ovannämnda fenomenen som uppkommer avgörs av konstruktionens utformning, randvillkor, belastningsfall samt spännings- och töjningstillstånden.



(a) Förskjutning vinkelrätt mot sprickplanet är inte förhindrad.



(c) Förskjutning vinkelrätt mot sprickplanet förhindras av armering. Motståndet styrs av armeringsandelen.



(b) Förskjutning vinkelrätt mot sprickplanet är delvis förhindrad, t.ex. p.g.a. tvång. Motståndet styrs av konstruktionens styvhet.

Figur 2-17 Schematisk bild av en ojämn spricka.

Om den mot sprickplanet vinkelräta förskjutningen förhindras, Figur 2-17b, t.ex. genom tvång, utsätts sprickplanet för tryckspänning, σ_c . Tryckspänningens storlek styrs bl. a. av konstruktionens styvhet och förskjutningens storlek. Det nya spänningstillståndet leder till att dragspänningar, σ_t , uppstår som kan förorsaka nya sprickbildningar.

Förskjutningar vinkelräta mot sprickplanet förhindras t.ex. av armering om sprickan korsas av armering, Figur 2-17c. I detta fall blir sprickplanet utsatt för tryckspänning samtidigt som armeringen blir dragen. I närheten av sprickan ändras spänningstillståndet, som kan leda till att nya sprickor uppkommer.

Sprickor uppkommer när den spänning som verkar på strukturen överstiger dess hållfasthet. Följaktligen är spänningar orsaken till all sprickbildning. Normalt ligger mekaniska och fysikaliska fenomen bakom spänningar i strukturer och material. Med mekaniska fenomen menas påverkan av externa belastningar orsakade av t.ex. egenvikt, vattenlast, vindlast, islast, trafiklast m.m. Med fysikaliska fenomen menas förhindrade fukt- och temperaturrelater, inre tryck orsakade bl.a. av isbildning, gelbildning orsakad av AKR, hydrauliskt tryck, expansion av korrosionsprodukter, fasomvandlingar m.m. AKR är en kemisk process men bara mycket liten del av materialet omvandlas till gel och förstörs. Den resterande delen förblir opåverkad, men det tryck som gelens expansion utövar på materialet är så stor att det leder till sprickbildning och försvagning av materialet. Man kan säga att materialet bryts ner p.g.a. ett fysikaliskt fenomen vilket är ett inre tryck.

Kemiska fenomen förorsakar reaktioner som leder till att nya produkter bildas. De nybildade produkterna kan vara

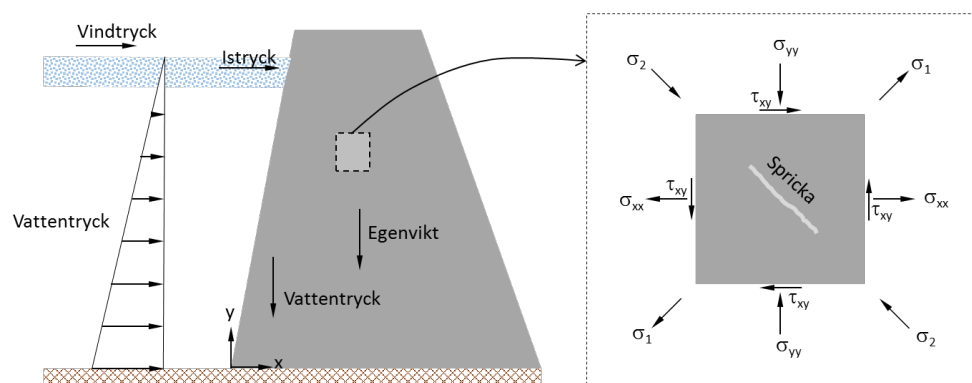
- expansiva som genom expansion förorsakar spänningar i materialet
- lösliga som går i lösning och lämnar strukturen eller materialet, vilket leder till att materialet spricker till följd av försvagning
- svagare än det ursprungliga materialet (tål inte det rådande spänningstillståndet).

Elektrokemiska processer leder till korrosion av armering och radiell expansion av armeringsjärn som medför sprickbildning i betongen.

2.3 SPRICKBILNING ORSAKAD AV MEKANISKA FENOMEN

2.3.1 Verkningsätt

Figur 2-18 visar en dammkonstruktion som är utsatt för vind- och islast, hydrostatiskt vattentryck och egenvikt. Dessa laster betecknas här mekaniska laster. Exempel på andra typer av mekaniska laster är belastning av luckor, maskiner som belastar konstruktionen permanent eller tillfälligt. Det bör noteras att erosion är en mekanisk belastning, men dess verkningsätt skiljer sig från andra mekaniska belastningstyper. Erosion verkar på materialets yta och leder inte till spricktillväxt och tudelning av strukturen, Figur 2-19.



Figur 2-18 Mekaniska fenomenens verkningsätt.



Figur 2-19 Eroderad betongyta

Figur 2-18 (bilden till höger) visar schematiskt effekten av de mekaniska lasterna på ett litet element i konstruktionen. Lasterna påverkar elementet genom spänningar och töjningar. Lasteffekten är tredimensionell men för enkelhets skull bortses här från den tredje dimensionen. Som framgår av figuren är elementet utsatt för spänningar med olika verkningsriktningar. Det komplicerade spänningstillståndet kan omräknas till huvudspänningarna σ_1 och σ_2 . I det tredimensionella spänningstillståndet tillkommer även σ_3 . I det fall som visas i figuren är σ_1 dragspänning medan σ_2 tryckspänning. Det bör noteras att figuren är en schematisk presentation av belastnings- och spänningstillstånden.

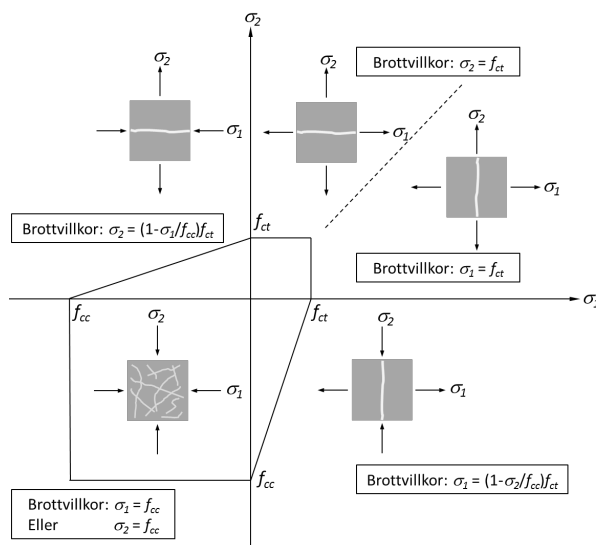
2.3.2 Sprick- eller brottkriterium

Vid tillräckligt höga spänningar spricker elementet. Sprickans riktning blir då vinkelrät mot σ_1 's riktning. Vid de relativt komplicerade spänningstillstånden liksom detta fall är det svårt att ange när sprickan bildas. Vid beräkningar antas normalt ett brottkriterium, t.ex. Trescas brottkriterium som visas i Figur 2-20.

Enligt Trescas kriterium spricker betong om något av villkoren i Tabell 2:1 uppfylls.

σ_1 och σ_2 är huvudspänningar. f_{ct} respektive f_{cc} är betongens drag- respektive tryckhållfasthet.

Fall 3 i Tabell 2:1 är tryckbrott. Beroende på konstruktionens utformning, randvillkor och materialegenskaper kan tryckbrott leda till krossning eller sprickbildning.



Figur 2-20 Trescas brottkriterium för tvådimensionellt spänningstillstånd.

Tabell 2:1 Brottkriterium enligt Tresca.

	Spänningstillstånd	Brottvillkor
1	$\sigma_1 > \sigma_2 > 0$	$\sigma_1 \geq f_{ct}$
	$\sigma_1 > \sigma_2 > 0$	$\sigma_2 \geq f_{ct}$
2	$\sigma_1 < 0$ och $\sigma_2 > 0$	$\sigma_2 \geq (1 - \sigma_1/f_{cc})f_{ct}$
3	$\sigma_1 < \sigma_2 < 0$	$ \sigma_1 \geq f_{cc}$
	$\sigma_1 < \sigma_2 < 0$	$ \sigma_2 \geq f_{cc}$
4	$\sigma_1 > 0$ och $\sigma_2 < 0$	$\sigma_1 \geq (1 - \sigma_2/f_{cc})f_{ct}$

2.3.3 Dragbrott och spricktillväxt hos betong under påverkan av enaxiell dragspänning

Nedan beskrivs kortfattat brottförloppet för betong och liknande material utsatta för dragspänningar.

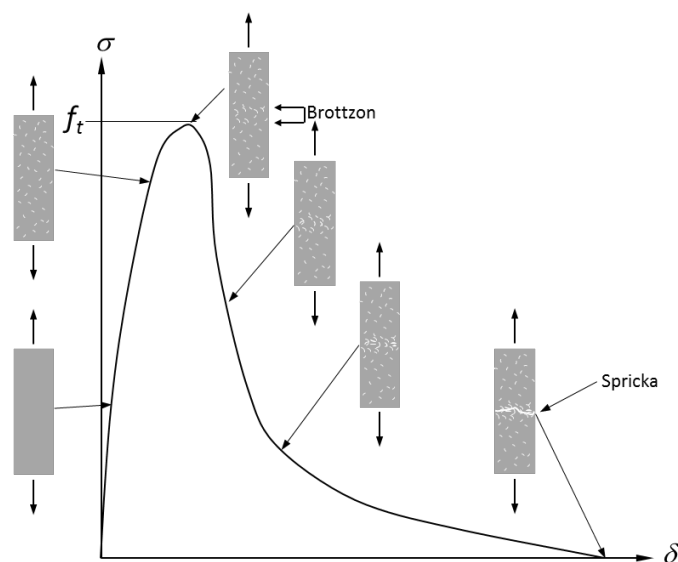
Det slutliga brottet i porösa och spröda material - som betong, bruk, berg, mm - föregås av mikrosprickbildning. Med brott menas att materialet delas i två delar. Mikrosprickor är lokala skador som initieras i de områden där materialet är försvagat och i de områden där spänningskoncentration förekommer, till exempel mellan ballastkorn och cementpasta.

När en provkropp som består av ett sprött material dragbelastas under deformationskontroll, d.v.s. då deformationen ökas successivt, ökar dragspänningen med ökad deformation tills materialets draghållfasthet uppnås, se Figur 2-21. Därefter sjunker dragspänningen tills provkroppen går sönder, d.v.s. delas i två delar. Före maxspänningen, $\sigma_{max} = f_{ct}$, är mikrosprickbildningens omfattning liten och den är fördelad över hela volymen. Vid maxspänning ökar mikrosprickbildning. Mikrosprickbildningen blir också koncentrerad inom ett begränsat område, så kallad brottzon. Härefter sker all

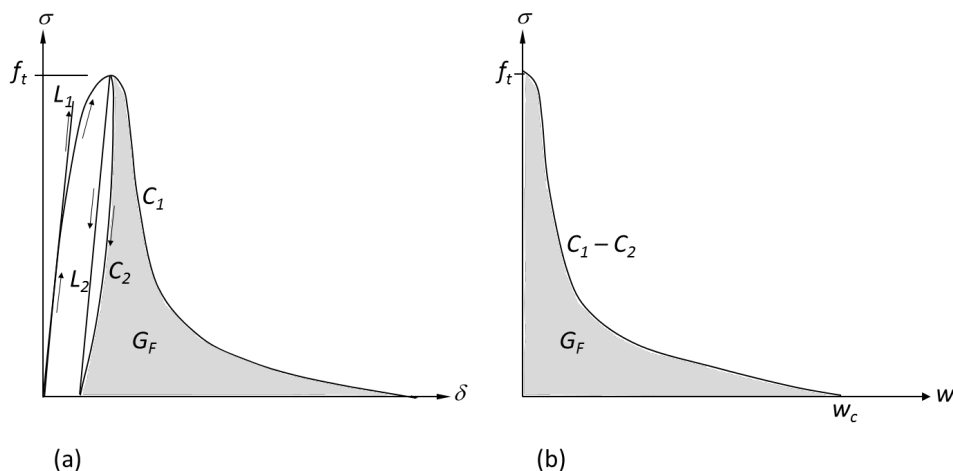
mikrosprickbildning inom brottnonen. Ökade deformationer leder till ökat antal mikrosprickor samt att mikrosprickorna växer ihop, vilket medför att spänningen sjunker och att materialet "mjuknar". Det är brottnonen som så småningom utvecklas till den slutliga och synliga sprickan. Materialet konsumerar energi under mikrosprickbildningen. Ju större energi som materialet konsumerar per deformationsenhet desto segare beter sig materialet. Ett segt material har större möjlighet att omfördela och utjämna spänningskoncentrationer.

Brottnonens egenskaper beskrivs med en spänning – deformationskurva. Denna kurva bestäms genom ett deformationsstyrt dragprov. Resultatet av ett sådant dragprov kan se ut som kurva C_1 i Figur 2-22a. Från kurvan erhålls brottnonens spänning – deformationskurva genom att subtrahera kurva C_2 från kurva C_1 . Resultatet av subtraktionen visas i Figur 2-22b. Denna kurva beskriver brottnonens spänning – deformationskurva, σ - w kurva. Kurva C_2 är provkroppens avlastningskurva vid maxspänning. C_2 bestäms inte i praktiken. Linje L_2 som är parallell med linje L_1 , d.v.s. tangenten till kurva C_1 vid origo, används istället för C_2 .

De sprickor som är synliga i betongkonstruktioner, d.v.s. sprickor som ses utan något hjälpmedel, har en bredd mellan 0,05 och 0,1 mm. w_c , Figur 2-22b, är den sprickbredd vid vilken provkroppen kan delas i två delar, d.v.s. inga spänningar överförs tvärs över sprickan. w_c varierar mellan 0,1 och 0,3 mm. w_c minskar med minskat vattencementtal och minskad partikelstorlek. w_c för betong med tryckhållfasthet över 120 MPa, bestämd med kubiska provkroppar, ligger nära 0,1 mm. w_c hos en svag betong med grov ballast ligger närmare 0,3 mm.



Figur 2-21 Utveckling av mikrosprickor med efterföljande sprickbildning och brott.



Figur 2-22 Bestämning av brottzonens spänning – deformationskurva.

Arean under σ - w kurvan är betongens brottenergi G_F [N/m]. För betong och liknande spröda material definieras materialets karakteristiska längd l_{ch} [m] enligt nedan:

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} \quad (2:1)$$

E [GPa] är materialets elasticitetsmodul och de övriga parametrarna enligt Figur 2-22. l_{ch} är ett mått på materialets seghet ju större l_{ch} desto segare är materialet.

Tabell 2:2 Storleksordningen av l_{ch} för olika material.

	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]
Betong	40	3	25	110	300
Betong	100	5	33	150	200
Cementpasta	50	4	7	20	10
Glas (vanligt glas)	-	30	75	5	0,4

2.3.4 Sprickbildning i en betongkonstruktion

Generellt sett nedsätter sprickbildning konstruktionens bärförmåga och beständighet. Den belastning som före sprickbildningen bars av betongen överförs - via armeringen, i en armerad betongkonstruktion, och/eller via den ospruckna betongen - till ränderna och upplagen. Spricklängden och sprickvidden styrs av mängden armering, armeringens dimension och placering, betongkonstruktionens karakteristiska storlek samt samverkan mellan betongkonstruktionen och ränderna/upplagen.

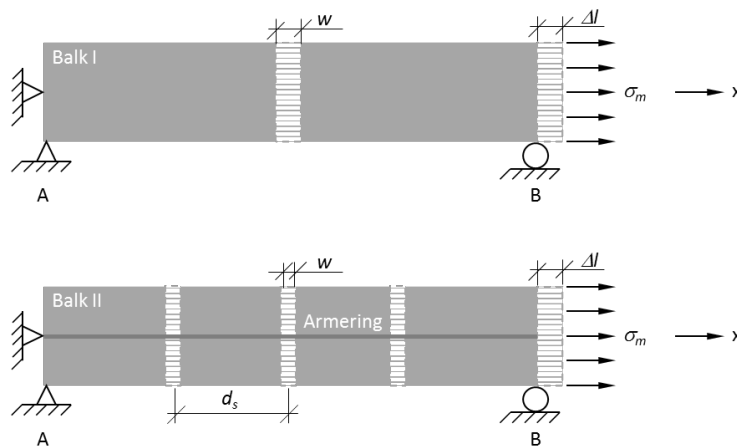
I armerade betongkonstruktioner bromsas spricktillväxten av armering och sprickvidden styrs av den mängd armering som korsar sprickan. Den belastning som före sprickbildningen bars av betongen överförs till armeringen. I oarmerade betongkonstruktioner styrs spricktillväxten enbart av betongmassan (inre spänningssamlagring). Den styrande parametern är d/l_{ch} . Där d är konstruktionens storlek i sprickans tillväxtriktning (vinkelrätt mot huvuddragspänningens riktning) och l_{ch} enligt Ekvation (2:1). Ju

större kvot, desto längre och vidare spricka. Skillnaden mellan armerade och oarmerade betongkonstruktioner är den resulterande sprickvidden och sprickfördelningen.

Figur 2-23 visar två betongbalkar upplagda på upplag A och B. Skillnaden mellan balkarna är att Balk I inte är armerad medan Balk II är armerad. Armeringen består av en eller ett flertal stänger, vilkas resulterande tyngdpunkt sammanfaller med tvärsnittets tyngdpunkt. Balkarnas rörelser i x-riktning är förhindrade vid upplag A. Anta att balkarna utsätts för en successiv ökande förskjutning, Δl , i x-riktning. Vid en given förskjutning uppnås betongens draghållfasthet och balkarna spricker. Den oarmerade balken utvecklar bara en spricka, vars vidd ökar med ökad förskjutning. Vid sprickvidder $w \geq w_c$ är $w = \Delta l$, se "Dragbrott och spricktillväxt hos betong under påverkan av enaxiell dragspänning". Däremot, bildas flera sprickor i den armerade balken. Sprickornas antal, vidd och c-c avstånd, d_s , styrs av bl.a. armeringsandelen, betongens draghållfasthet och elasticitetsmodul samt Δl . Sambandet mellan w och Δl är enligt nedan:

$$\Delta l = n \cdot w + \frac{\sigma_m}{E_m} \cdot l \quad (2:2)$$

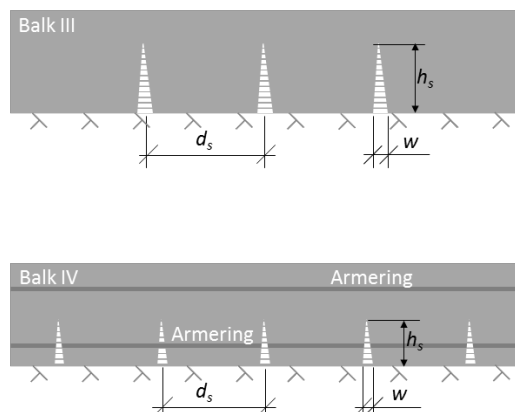
Där är n antal sprickor, σ_m medelspänning i x-riktning som påverkar balkens tvärsnitt, l är den längd över vilken deformationen Δl registreras och E_m är balkens medelstyvhet i x-riktning. E_m är varken betongens eller stålets elasticitetsmodul, utan den är en resulterande styvhet som styrs av betongens respektive stålets elasticitetsmoduler, samverkan mellan betongen och armeringen. Ekvationen förutsätter att armeringen inte har uppnått flytgränsen.



Figur 2-23 Schematisk bild av betongkonstruktioner utsatta för dragning.

Figur 2-24 visar samma balkar som ovan men fastgjutna mot berg. När balken krymper (förkortas) p.g.a. sänkning av temperatur eller uttorkning bildas sprickor. Sprickbildningen beror på att berget motverkar balkens sammandragning. Om balken är oarmerad kan mer än en spricka uppstå. Antalet sprickor beror på balkens dimension, betongens draghållfasthet och elasticitetsmodul samt samverkan mellan berg och betong. Vidare har beskaffenheten hos bergets yta stor inverkan. Bergytans utformning kan utgöra sprickanvisning och tvång, se Figur 2-25.

Antalet sprickor som bildas i en armerad balk är större än antalet sprickor i en oarmerad balk. För ett givet tvång beror sprickornas vidd, höjd och c-c avstånd på armeringens andel, diameter, placering och fördelning samt på betongens hållfasthet och styvhet.



Figur 2-24 Schematisk bild av betongkonstruktioner fastgjutna mot berg.



Ledmur vid utskov utsatt för tvång och sprickanvisning.



Platta vid utskov utsatt för tvång och sprickanvisning.

Figur 2-25 Tvång och sprickanvisning orsakat av underlaget.



Utskovsplatta grundlagd på berg. Grova sprickor som är tecken på stort tvång och sprickanvisning samt otillräcklig armering.



Samma fenomen som bilden till vänster.



Ledmur vid ett utskov. Grova sprickor som är tecken på otillräcklig armering.

Figur 2-26 Sprickbildning orsakat av tvång.

2.3.5 Inverkan och betydelse av sprickor

I [14] redovisas en grundlig genomgång av sprickor i betongkonstruktioner. Alla som arbetar med frågeställningar som berör betongkonstruktioners bärförmåga och beständighet rekommenderas att läsa referensen. I ett avsnitt i referensen, med samma rubrik som detta avsnitt, diskuteras sprickors inverkan på

- bärighet,
- armeringskorrosion,
- speciella egenskaper, såsom vattentäthet, gastäthet, ljudisolering, hygien, samt
- utseende.

Det är utanför denna rapports omfattning att diskutera sprickors inverkan på olika faktorer, men det är värdefullt ändå att kortfattat diskutera sprickors inverkan på läckage och vattengenomströmning.

Följande samband för laminär strömning, q , genom en spalt mellan parallella och glatta väggar ges i [14]

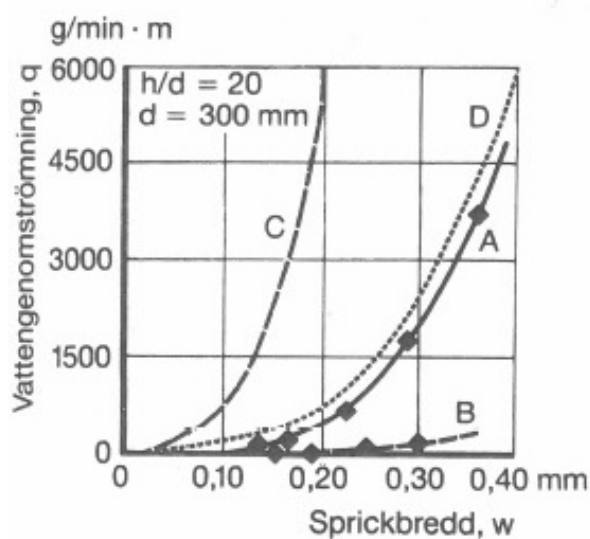
$$q = \frac{\Delta P \cdot l_g \cdot w^3}{12\eta \cdot d_g} \quad (2:3)$$

där

- q = genomströmning, m³/s
- ΔP = tryckgradient, Pa
- η = dynamisk viskositet, Ns/m²
- d_g = genomströmningsdjup, m
- l_g = genomströmningslängd, m
- w = sprickvidd, m

Figur 2-27 visar vattenströmning som funktion av sprickvidd. Kurva C är beräknad enligt Ekvation 2:3, och kurva A visar mätning av genomströmning efter kort tids genomströmning, d.v.s. att resultatet är opåverkat av sprickans självläkning. Som framgår av figuren är överensstämmelsen mellan den beräknade kurvan och den uppmätta kurvan dålig, vilken kan bero på sprickans råhet. Kurva D är beräknad enligt Ekvation 2:3 men med $w/2$ i stället för w i ekvationen, vilket medför att genomströmningen blir 1/8 av genomströmningen i en spricka med glatta väggar. Genom denna anpassning uppnås bättre överenskommelse mellan den beräknade (kurva D) och den uppmätta (kurva A) kurvorna.

Kurva B visar mätningar utförda efter 7 dygns självläkning. Självläkning uppstår då luftens CO_2 reagerar med cementpastans $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (portlandit) i sprickan och bildar CaCO_3 (kalcit), som inte är vattenlöslig och tätande. Som framgår av figuren tätas sprickan, d.v.s. genomströmningen avstannar. I den undersökning som visas i Figur 2-27 tätas sprickan helt om $w \leq 0,3$ mm. Det bör, dock, noteras att tätningen styrs, utöver sprickvidden, av flödet samt av sprickviddens variation med tiden, d.v.s. om sprickan är levande eller ej. Det är svårt att självtäta en levande spricka.



A = Uppmätt efter kort tid
B = Uppmätt efter 7 dygn självtätning
C = Beräknad enligt Ekvation 2:3
D = Beräknad enligt Ekvation 2:3, men med $w/2$

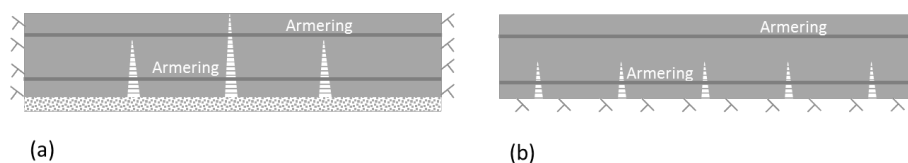
Figur 2-27 Beräknad och uppmätt vattengenomströmning, Trost, Cordes & Ripphausen (1989), hämtat från [14].

Enligt [14] är genomströmningen nära proportionell mot tryckgradienten vid $w \geq 0,3$ mm, vilket tillsammans med sprickviddens inverkan på självtätningen, som beskrivs ovan, är intressant att notera. Enligt avsnitt 2.3.2 varierar w_c (sprickvidd vid vilken betongen kan delas i två bitar utan motstånd) mellan 0,1 mm för högpresterande betong och 0,3 mm för normal betong. Den betong som användes för provningar enligt Figur 2-27 är någon typ av normalbetong. Jämförelsen visar att full genomströmning i en betongspricka uppnås när sprickan är fullutvecklad, d.v.s. när $w > w_c$. Det är svårt att uppnå självtätning om sprickvidden är större än w_c .

3 Sprickbildning orsakad av fysikaliska fenomen

3.1 FÖRHINDRADE TERMISKA RÖRELSE

Betong expanderar vid uppvärmning och kontraherar vid nedkylning. Om rörelserna förhindras kan det leda till sprickbildning. Rörelserna kan förhindras av konstruktionens ränder/upplag. Figur 3-1 visar två armerade betongväggar som är gjutna mot berg. I Figur 3-1a är betongväggens kortsidor gjutna mot berg, medan dess ena långsida vilar på ett underlag som inte förhindrar betongväggens horisontella rörelser. I Figur 3-1b är betongens långsida gjuten mot berg. Om betongväggen kyls ner så kontraherar den. Berget förhindrar väggens rörelser, vilka kan leda till sprickbildning. Sprickorna är genomgående samt deras antal, placering och form styrs av konstruktionens utformning och geometri, betongens och armeringens egenskaper samt vidhäftningen mot berg. Berget utövar "tvång" mot konstruktionen, d.v.s. förhindrar konstruktionens rörelser och deformationer. På grund av att tvånget orsakas av en yttre faktor, i detta fall berget, kallas tvånget för "yttre tvång". Figur 2-25, Figur 2-26 och Figur 3-3 visar några exempel på sprickbildningar orsakade av tvång.



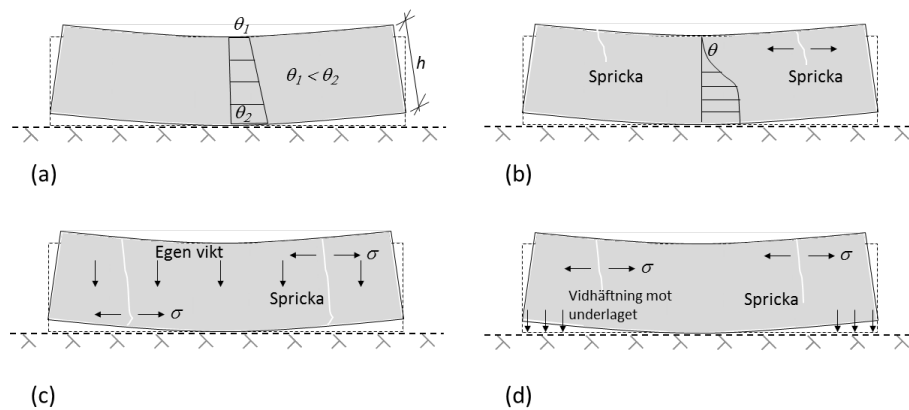
Figur 3-1 Förhindrade rörelser i en betongvägg orsakad av konstruktionens ränder/upplag.

Vid uppvärmning expanderar betongen vilket leder till tryckspänningar i fall a eftersom berget förhindrar expansionen. I fall b förhindrar berget rörelserna i väggens nedre kant. Nedre kanten blir utsatt för tryckspänningar medan övre kanten kan deformeras. I ogynnsamma fall kan denna mekanism leda till sprickbildningar i övre kanten.

Under vissa förhållanden till exempel under pågående nedkylning eller uppvärmning samt om konstruktionen är utsatt för miljöer med olika temperaturer kan temperaturgradient förekomma. Figur 3-2a visar en betongkonstruktion. Som framgår av figuren är temperaturen i konstruktionens övre kant, θ_1 , lägre än temperaturen i konstruktionens nedre kant, θ_2 . Temperaturskillnaden mellan den övre och den nedre kanten medför att konstruktionen deformeras så som visas i figuren. Anledningen är att den övre delen, som har lägre temperatur, blir något kortare än den nedre delen som är varmare.

Om temperaturvariationen är linjär samt om man bortser från egenvikten och vidhäftningen mot underlaget uppkommer inga spänningar i konstruktionen. Om temperaturen varierar icke linjärt så som visas i Figur 3-2b uppkommer spänningar i konstruktionen, så kallat "inre tvång uppstår", d.v.s. att töjningsgradienten är sådan att den fria töjningen förhindras att utvecklas. Spänningarnas storlek och fördelning styrs av konstruktionens geometri och temperaturfördelningen. I det fall som visas i figuren uppkommer dragspänningar i konstruktionens övre del. Anledningen är att den övre delen tenderar att bli kortare men deformationerna förhindras av den nedre delen. Den nedre delen blir utsatt för tryckspänningar.

Om konstruktionen är tung eller fastgjuten mot underlaget förhindras deformationerna - kanterna kan inte fritt lyftas utan förhindras helt eller delvis av vidhäftningen mot underlaget eller egenvikten. Om töjningarna inte är linjärt fördelade uppkommer dessutom inre tvång i det beskrivna fallet. De förhindrade deformationerna kan i sin tur leda till spänningar och sprickbildningar, Figur 3-2c och Figur 3-2d.



Figur 3-2 Deformationer och belastningar orsakade av ojämn temperaturfördelning.

Figur 3-3 visar en dammpelare som är förlängd. Den vidgjutna konstruktionsdelens sammandragning - orsakad av avkylning efter hårdnandet, uttorknings- och autogenkrympning - har förhindrats av den befintliga konstruktionsdelen. Beteendet och mekanismen påminner om pågjutning på berg, se Figur 2-6, Figur 2-25 och Figur 2-26.

Figur 3-4 visar en detaljlösning som har lett till sprickbildning. Spänningskoncentrationen vid triangelns spets har lett till sprickbildning. Sprickorna har initierats från de angränsande konstruktionsdelarna och möts på triangelns bisektris och fortsätter i dess riktning.



Figur 3-3 Spricktillväxt orsakad av tvång från betongunderlag.



Figur 3-4 Spänningskoncentration och spricktillväxt orsakad av detaljlösning.

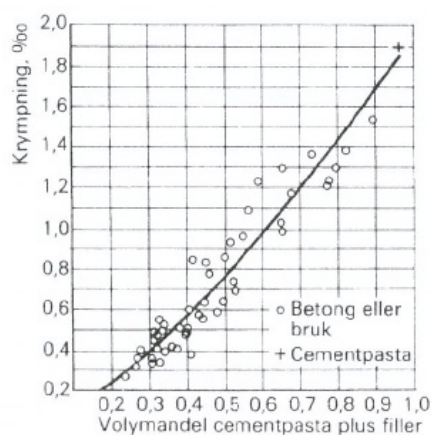
3.2 FÖRHINDRADE RÖRELSE ORSAKADE AV UPPFUKTNING OCH UTTORKNING

Cementpasta som upptar ca 30 % av betongens volym är ett poröst material. Cementpasta definieras här som den del, volym, av hårdnad betong som upptas av det vid gjutningen tillsatta cementet, vattnet och luften. Cementpastan innehåller porer med varierande storlek allt från några hundradels mikrometrar upp till flera hundra mikrometrar. Vatten i betongens porer förekommer i två olika tillstånd nämligen som vätska eller som ånga. Det vatten som finns i betongens porer kan frysa till is.

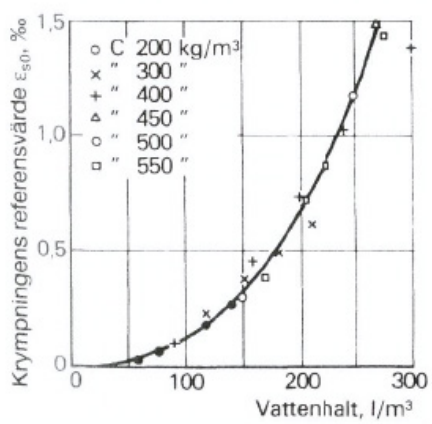
I små porer påverkar vattnet och cementpastan varandra bl.a. genom sina ytspänningar, vilken leder till att kapillära krafter uppstår i porerna. De kapillära krafterna påverkar bl. a. materialets fukttransportegenskaper samt krympning och svällning. De kapillära krafterna avgör även cementpastans fuktinnehåll vid ett jämviktstillstånd i en miljö med konstant temperatur och konstant Relativ Fuktighet (RH). Vid givna förhållanden med avseende på cementpastans porositet samt omgivningens temperatur och RH ökar cementpastans fukthalt med minskad porstorlek. Vidare, ökar andelen vatten i vätskefas med minskad porstorlek vid i övrigt konstanta förhållanden. Porernas storlek påverkar även cementpastans krympningsegenskaper. Krympbenägenheten ökar med minskad porstorlek.

Betongens krympning styrs av cementpastans krympning. Därför ökar betongens krympning med ökad andel cementpasta, Figur 3-5. Betongens slutkrympning vid 50 % RH, som av vissa handböcker och normer betecknas som krympningens referensvärde, styrs av betongens vattenhalt vid det färskas tillståndet, Figur 3-6. Det bör noteras att vid en given vattenhalt har betongens vattencementtal och cementmängd inte någon större inverkan på krympningens referensvärde.

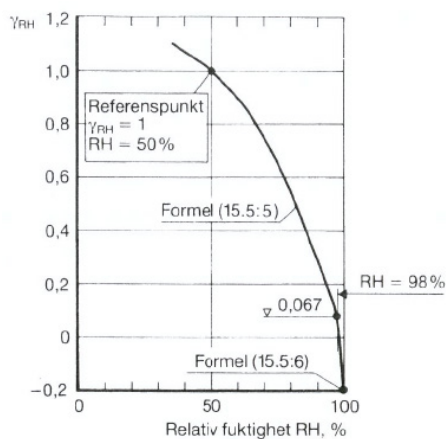
Figur 3-6 visar betongens slutkrympning när den är i jämvikt med 50 % RH. De flesta anläggningar är utsatta för betydligt högre fuktnivåer. Den genomsnittliga årstidsvariationen hos uteluftens RH ligger mellan 70 och 90 % i Sverige. Följaktligen kommer anläggningar som är exponerade för uteluften aldrig i jämvikt med 50 % RH, bortsett från ett tunt ytterskikt som är utsatt direkt för solens strålning. Slutkrympningen vid RH högre än 50 % kan bestämmas genom att multiplicera referenskrympningen med en faktor som bestäms med hjälp av Figur 3-7.



Figur 3-5 Krympningen som funktion av volymandelen cementpasta plus filler, Dutron (1934) ur [12].



Figur 3-6 Krympningens referensvärde som funktion av betongens vattenhalt, Bjuggren (1941) ur [12].



Figur 3-7 Krympningens beroende av omgivningens relativa fuktighet, [12].

De deformationer och spänningar som uppkommer på grund av betongens krympning och svällning kan bestämmas på liknande sätt som deformationerna och spänningarna som uppkommer på grund av temperaturförändringar. Begreppen inre och yttre tvång kan tillämpas även för krympnings- och svällningsfallen. Det bör dock noteras att uttorknings- och uppfuktningsprocesserna är betydligt långsammare än temperaturförändringar, vilket i vissa fall kan medföra ogynnsamma töjningsgradienter. Vidare bör noteras att sambandet mellan fukthalt och krympning inte är linjärt, vilket kan leda till ogynnsamma töjningsgradienter.

3.3 INRE EXPANSION

3.3.1 Allmänt

De fysikaliska fenomen som orsakar inre expansion är frysning av vatten och saltutfällning.

När vatten som finns i betongens porer fryser till is expanderar det. Om det inte finns tillräckligt med utrymme för vattnet att expandera i och/eller om det är stort avstånd mellan utrymmena, luftporer, uppstår inre tryck i porerna. Det inre trycket utsätter cementpastans struktur för stora dragspänningar, vilket leder till att cementpastan, betongen, expanderar. Betongen spricker om spänningarna är tillräcklig höga [4], [5], [6] och [19].

Inre expansion på grund av salter kan uppstå genom att salter ansamlas och kristalliseras i porerna på vissa ställen i materialet, normalt nära ytan, och där utövar de ett kristallisationsstryck så att materialet expanderar och möjligen spjälkas. När ett starkt fuktigt material torkar, vandrar vattnet från inre delar mot ytan och tar med sig vattenlösliga salter mot materialets yta. När vattnet avdunstar kristalliseras det lösta saltet. Om saltet följer med ända ut till materialytan uppstår saltutslag, som är ett estetiskt problem, men i övrigt ofarligt. Om saltet istället utfälls i porerna en bit under materialytan uppstår däremot risk för saltsprängning [1]. Saltsprängning utgör inte något större problem för vattentäta betongtyper.

3.3.2 Inre frostangrepp

Inre expansion orsakad av frost uppstår då betong är i kontakt med vatten under lång tid. Det kan dröja flera decennier innan en betongkonstruktion uppvisar skador orsakade av inre expansion. Processen kan, dock, avsevärt förkortas om konstruktionen är utsatt för AKR, urlakning, samt om konstruktionen är i kontakt med icke fruset vatten i kalla klimat.

Figur 3-8 visar t.ex. betongkonstruktioner i kontakt med vatten. På grund av konstruktionens placering är betongen i kontakt med ofruset vatten vintertid [16], [17], [18]. Värmetransporten från vattnet (som är varmare än luften) via betongen tar med sig fukt i betongen, se avsnitt 5.1. Så småningom uppnås betongens kritiska vattenmättnadsgrad och betongen fryser sönder. Detta fenomen har en yttre effekt som leder till ytskador vid vattenlinjen, se avsnitt 5.2, och en inre effekt som leder till inre sprickbildning som visas i Figur 3-8.

Figur 3-9a visar en schematisk bild av en liten bit cementpasta. Anta att provbiten är liten och kan expandera fritt utan något yttre hinder. Cementpastan består av fasta delar samt porer som förbinds med kanaler/rör. Provbitens kanter antas vara ca 4 gånger den

kritiska avståndsfaktorn, d.v.s. ca 1 mm. Avståndsfaktorn är medelavståndet mellan luftporerna. Den kritiska avståndsfaktorn, ca 0,25 mm, är det största avstånd som porerna får ha för att betongen inte skall skadas vid frysning, [4]. De flesta betonger har en avståndsfaktor som är större än den kritiska. Genom att blanda in luftporbildare i färsk betong tillsätts luftporer i betong. De jämfördelade tillsatta luftporerna minskar avståndsfaktorn och höjer betongens frostbeständighet.



a) Inre frostskada i konstruktionsdel ovanför vattenlinjen. Avskalning av betongens yta under vattenlinjen.



b) Inre frostskada vid intag till kraftverk.



c) Inre frostskada ovanför vattenlinje, ytskador och urlakning under vattenlinje i en ledmur.



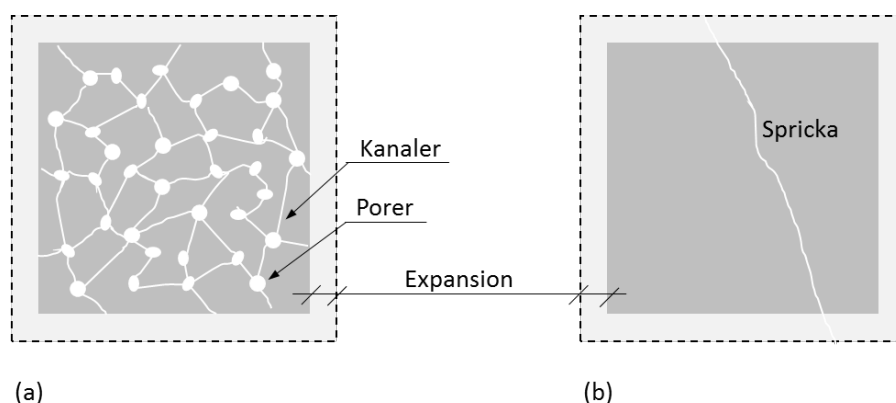
d) Skador som i c) vid intag.

Figur 3-8 Inre frostangrepp.

När vatten fryser expanderar det vilket kräver utrymme. Om porens utrymme inte räcker så trycks det icke frusna vattnet ut från porerna in i kanalerna för att komma till porer med större utrymme. I kanalerna uppstår hydrauliskt tryck och i porerna utövar den expanderande isen tryck mot porväggen. Till följd av det inre trycket expanderar provbiten. Provbiten spricker om expansionen överstiger provbitens brotttöjning eller den spänning som motsvarar gränstöjningen, Figur 3-9b. Provbiten hade inte spruckit om expansionen hade orsakats av temperaturökning eller uppfuktning. Det är viktigt att denna skillnad uppmärksammas. Töjningar orsakade av naturligt normala temperatur- och fuktvariationer är "spänningsfria" så till vida töjningarna inte förhindras. Däremot töjningar orsakade av inre expansion sker under inverkan av spänningar.

För att kunna studera och beräkna inverkan av den inre expansionen behöver man ha tillgång till data som beskriver sambanden mellan temperatur, fukthalt, expansion (töj-

ningar), spänningar m.m. Det är inte säkert att de vanliga spännings- töjningssambanden kan användas. Gränstöjningen samt den motsvarande brottspänningen är inte känd för detta fenomen. Vidare är det inte heller säkert att de töjningar och spänningar som uppkommer kan adderas direkt till de töjningar och spänningar som orsakas av bl.a. yttre laster och andra fysikaliska fenomen. Det behövs forskningsinsatser inom detta område.

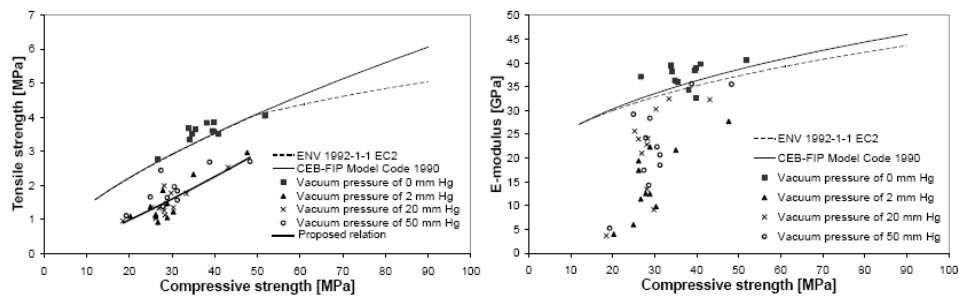


Figur 3-9 Schematisk bild av en bit cementpasta med porer och kanaler som förbinder dem.

Inre expansion orsakad av frostangrepp leder till sprickbildning i betongen. Cementpastan bryts ner fysikaliskt. Då gäller inte de empiriskt bestämda sambanden mellan materialegenskaperna, speciellt då sambandet mellan tryckhållfasthet och draghållfasthet samt E-modul. Tryckhållfasthet är mindre känslig för sprickbildning än draghållfasthet och E-modul. Det bör noteras att denna effekt kan förstärkas med ökad andel cement och fin ballast i betongen.

Figur 3-10 visar sambandet mellan tryckhållfasthet och draghållfasthet samt tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för frostskadad betong [7]. Figuren visar även samband enligt CEB-FIP Model Code 1990 och ENV 1992-1-1 EC2, som gäller för oskadad betong. Som framgår av figuren har frostprovningarna utförts med provkroppar som förbehandlats med olika vakuumtryck. Vakuumtrycket avgör betongens vattenmättnadsgrad. Ju lägre vakuumtryck desto högre vattenmättnadsgrad och större frostskada vid frysning. Figuren visar att vid given tryckhållfasthet är den frostskadade betongens draghållfasthet och elasticitetsmodul betydligt mindre än dito för den icke skadade betongen.

Tabell 3:1 visar frostskadad betongs drag- och tryckhållfasthet, samma betong som balken i Figur 3-13.



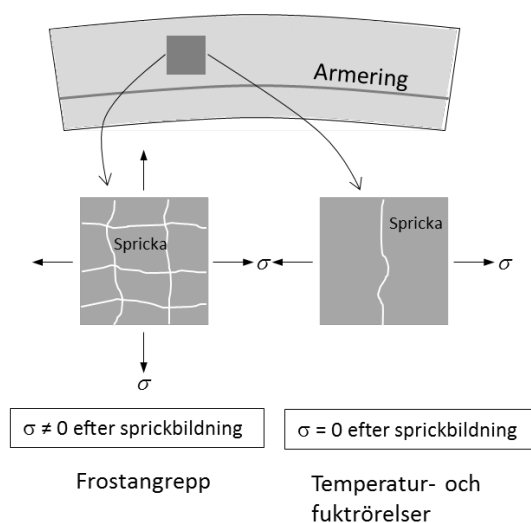
Figur 3-10 Samband mellan tryckhållfasthet och draghållfasthet samt tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för frostsadad betong [7], samband enligt CEB-FIP Model Code 1990 och ENV 1992-1-1 EC2 gäller för oskadad betong.

Tabell 3:1 Frostsadade betongs tryck- och draghållfasthet, samma betong som balken i Figur 3-13, [11].

		Hållfasthet [MPa]
Tryckprov	Borrkärna ($\phi 80 \times 80$)	20,6
	Omräkning till standard cylinderprov (15 % reduktion)	17,5
	28 dygns cylinderhållfasthet	37,6
Spräckprov	Borrkärna ($\phi 80 \times 80$)	1,0
	28 dygns hållfasthet bestämd med cylindrisk provkropp	4,1

3.4 KOMBINATIONEN AV MEKANISKA OCH FYSIKALISKA FENOMEN

Figur 3-11 visar en armerad balk. Anta att betongen expanderar på grund av frostan-grepp. Armeringen motverkar balkens expansion i längdriktningen, d.v.s. utövar ett inre tvång, förutsatt att armeringen betraktas som en beståndsdel i strukturen, vilket resulterar i att balken böjs uppåt. Böjningen hade inträffat om betongen hade expanderat på grund någon annan anledning, t.ex. uppfuktning eller temperaturökning. Skillnaden är, dock, spänningstillstånden och sprickbildningen. I fukt- och temperaturfallen uppkommer enskilda sprickor med, beroende på armeringsmängden, relativt långt inbördes avstånd. Materialet mellan sprickorna är normalt inte skadat. I fallet med frost uppkommer flera sprickor i olika riktningar och materialet mellan sprickorna är skadat. Skillnaden beror på de inre spänningar som uppkommer och den inre expansionen som uppstår på grund av spänningarna.

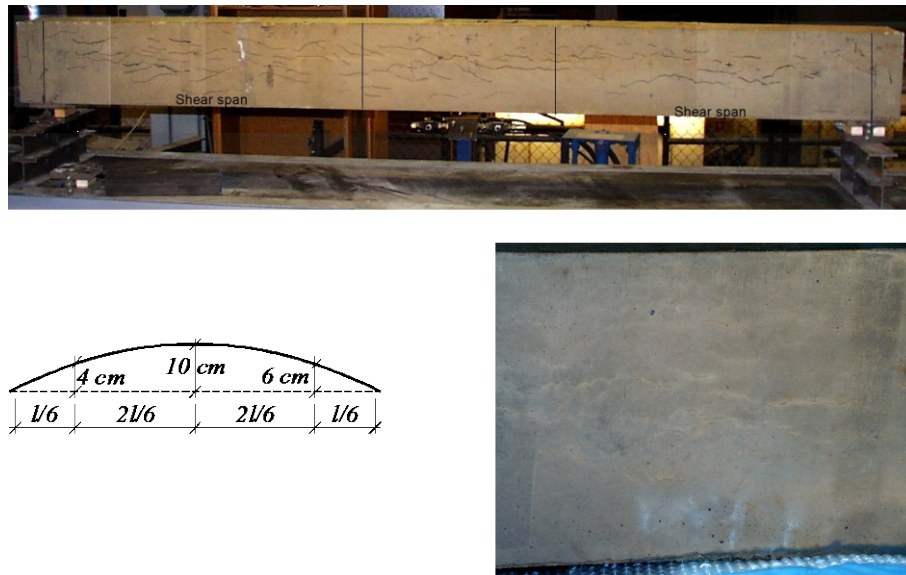


Figur 3-11 Schematisk bild av deformation av en frostsadad armerad balk.

Figur 3-12 och Figur 3-13 visar frotskador i ett betongblock och i en betongbalk. Som framgår av figurerna kan den inre expansion förorsaka många sprickor med olika riktningar. Figur 3-13 visar uppböjning av en balk. I detta fall är uppböjningen 10 cm.



Figur 3-12 Frotskadat oarmerat betongblock, 1×0,4×0,2 m, [MH].



Figur 3-13 Frostskadad armerad betongbalk, 3,2×0,3×0,2 m, [MH].

De linjär-elastiska effekterna av de mekaniska och fysikaliska fenomenen kan kombineras/adderas i form av spänningar och töjningar. Spänningarna och töjningarna beräknas enligt elasticitetsteorin och resultaten läggs ihop. Den totala effekten jämförs sedan med brottkriterierna, se avsnitt 2.3, för att avgöra risken för sprickbildning och brott.

Anta att konstruktionen i Figur 3-14a är utsatt för spänningen σ_m , som har orsakats av en yttre belastning. Spänningen medför att konstruktionen deformeras, förlängs, Δl_m . Vidare anta att konstruktionen förlängs Δl_f på grund av temperaturökning eller uppfuktning. Den totala deformationen och töjningen som uppstår beräknas enligt nedan:

$$\Delta l_t = \Delta l_m + \Delta l_f \quad (3:1)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta l_t}{l} = \frac{\Delta l_m + \Delta l_f}{l} = \varepsilon_m + \varepsilon_f \quad (3:2)$$

där

$\Delta l =$ [m], deformation, indexen t , m och f står för total, mekanisk och fysikalisk

$\varepsilon =$ [m/m], töjning, indexen t , m och f står för total, mekanisk och fysikalisk

På grund av att konstruktionen kan deformeras fritt uppstår ingen spänning p.g.a. av den fysikaliska töjningen. Följaktligen blir den sammanlagda spänningen σ_t lika med σ_m . Den totala spänning som uppstår beräknas enligt nedan:

$$\sigma_t = E \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_f) = E \cdot \varepsilon_m = \sigma_m \quad (3:3)$$

Som framgår av Ekvation 3:3 ger de fria töjningarna inte upphov till spänningar, d.v.s. inget tvång ingen spänning.

Anta att konstruktionen inte kan deformeras fritt, d.v.s. en del av förlängningen som skulle ha inträffat på grund av temperaturökningen förhindras av en vägg så som visas i Figur 3-14b. Det är lätt att inse att den totala deformationen är $\Delta l = L - l$. Den totala töjningen är således

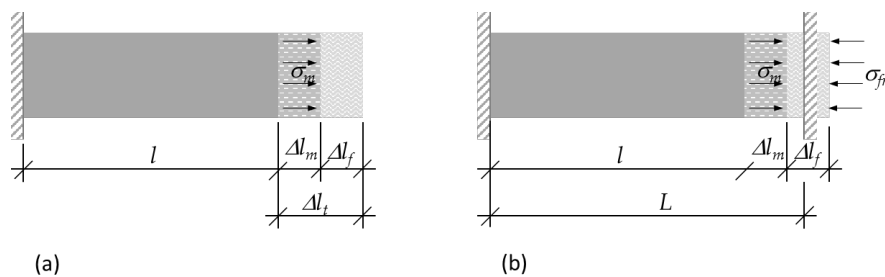
$$\varepsilon_t = \frac{L-l}{l} = \varepsilon_m + \varepsilon_f - \varepsilon_{fr} \quad (3:4)$$

ε_{fr} är den förhindrade delen av den fysikaliska töjningen.

Den totala spänningen beräknas enligt nedan:

$$\sigma_t = E \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon_{fr}) \quad (3:5)$$

Som framgår av Ekvation 3:3 bidrar enbart den förhindrade fysikaliska töjningen till den totala spänningen.



Figur 3-14 Effekten av kombinationen mekaniska och fysikaliska fenomen exklusive inre expansion.

Figur 3-15a visar samma konstruktion som ovan. Konstruktionen är utsatt för mekanisk last och inre expansion. Effekterna av den mekaniska belastningen och inre expansionen kan inte läggas ihop på samma sätt som ovan. Anledningen är att materialets egenskaper kan ändras på grund av de skador som den inre expansionen förorsakar. Nedanstående exempel belyser frågeställningen.

Anta att konstruktionen i Figur 3-15a utsätts för en mekanisk belastning som medför spänningen σ_m , samtidigt som den utsätts för en skada (frost, AKR, etc) som medför inre expansion som motsvarar förlängningen Δl_{ix} respektive töjningen $\varepsilon_{ix} = \Delta l_{ix}/l$. Med antagandet av att σ_{ix} representerar de spänningar som uppstår p.g.a. inre expansion blir den sammanlagda spänningen enligt nedan:

$$\sigma_t = \sigma_m + \sigma_{ix} \quad (3:6)$$

Jämför Ekvation 3:3 med Ekvation 3:6. Skillnaden mellan ekvationerna är att expansionen medför spänningar i det senare fallet. Brott/spricka uppstår om spänningen σ_t överstiger materialets draghållfasthet f_t . Eftersom σ_{ix} inte är känd, kan σ_t inte bestämmas. Det bör noteras att sambandet mellan expansion (orsakad av AKR eller Frost) och spänningar orsakade av expansionen inte är känd. Även f_t är en funktion av expansionen. Den totala töjningen är summan av töjningen orsakad av den mekaniska spänningen och töjningen orsakad av expansionen

$$\varepsilon_t = \varepsilon_m + \varepsilon_{ix} = \frac{\sigma_m}{E_{\parallel}} + \varepsilon_{ix} \quad (3:7)$$

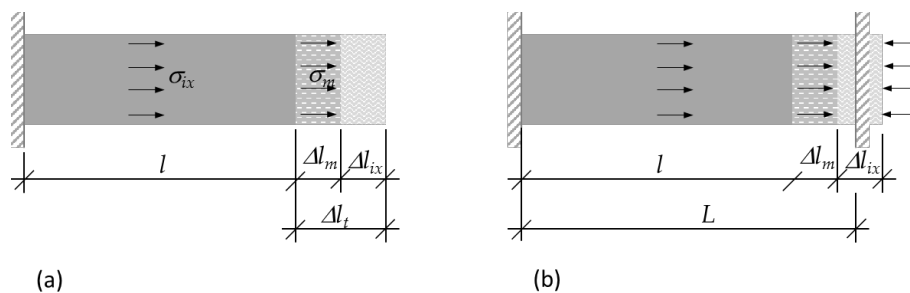
I Ekvation 3:7 representerar $E_{\parallel}$ materialets styvhet i spänningens riktning, som i sin tur är beroende av expansionen, d.v.s. skadeutvecklingen.

Den totala töjningen för det fall som visas i Figur 3-15b kan beräknas på motsvarande sätt som i Ekvation 3:4.

$$\varepsilon_t = \frac{L-l}{l} \quad (3:8)$$

Till skillnad från Ekvation 4 är bidragen från de olika komponenterna inte är lätta att bestämma. Därför är det svårt att bedöma det rådande spänningstillståndet i konstruktionen. Det som visas i figuren är det enklaste belastningsfallet, men det är ändå svårt att behandla. Det krävs icke-linjära beräkningar för att kunna bestämma spänningstillståndet i det fall som visas i Figur 3-15b. Dessutom saknas kunskap om materialegenskaperna.

För närvarande är det svårt att utföra beräkningar som inkluderar effekterna av inre expansion. I praktiken utförs beräkningarna genom grova approximationer. Följande metodik kan nämnas som ett exempel. Spänningar och töjningar beräknar man på samma sätt som när man beräknar spänningar och töjningar orsakade av expansion som sker på grund av temperaturhöjning. Sedan jämför man spänningarna och töjningarna med materialets hållfasthet och gränstöjning, för att bedöma sprickrisken. Ibland reducerar man även materialets mekaniska egenskaper, om man har tillgång till ett samband mellan materialets egenskaper och expansion, som t.ex. Tabell 4:1.



Figur 3-15 Effekt av kombinationen av mekaniska fenomen och inre expansion.

4 Sprickbildning orsakad av kemiska fenomen

4.1 ALLMÄNT

Kemiska fenomenets verkningssätt kan indelas i följande grupper:

1. Processer som lakar ur cementpastans komponenter vilka försvagar materialet genom att reducera dess hållfasthet. Försvagningen kan underlätta andra fenomenets sprickbildande inverkan.
2. Processer som medför att nya expansiva reaktionsprodukter uppstår i cementpastan, t.ex. sulfatangrepp. Denna process leder till inre expansion samt förändring av materialets egenskaper. Processen verkar i princip på samma sätt som den inre expansion som orsakas av fysikaliska fenomen.
3. Processer som kemiskt inte påverkar cementpastan men kan medföra inre expansion. AKR är en sådan process. Cementpastan och huvuddelen av ballasten berörs inte av reaktionerna men inre spänningar leder till sprickbildning som i vissa fall kan bli omfattande med komplicerade sprickmönster och krackelering.

4.2 URLAKNING

Nedbrytning av betong orsakad av urlakning uppkommer då vatten löser cementpastans beståndsdelar som portlandit (CH), $\text{Ca}(\text{OH})_2$, kalciumsilikathydrat, CSH, och kalciumkarbonat, CaCO_3 , [15] och [8]. Bland komponenterna är portlanditen mest löslig och kalciumkarbonaten minst löslig i vatten. Enligt [8] kan betong urlakas på fem olika sätt:

1. Enbart urlakning av betongens yta
2. Urlakning av betongens yta i kombination med mekanisk erosion
3. Homogen urlakning genom hela konstruktionen
4. Semihomogen urlakning genom hela konstruktionen
5. Urlakning genom sprickor och defekta områden

Urlakning kräver rent mjukt vatten - naturligt förekommande i fjällkedjan och inom processindustrin (avjoniserat vatten) - för att kalciumhydroxiden skall lösas upp.

Urlakningen ökar med minskad temperatur. Låg grad av vattentäthet, sprickor eller porös betong ökar risken och hastigheten för urlakning. För betong med god kvalitet, framför allt med hög vattentätheten, tar urlakning lång tid trots tillgång till mjukt rent vatten.

Urlakning och liknande processer kan indirekt leda till sprickbildning genom en urholkningsprocess som medför att svaghetszoner med reducerad hållfasthet bildas i konstruktionen, vilka spricker på grund av andra mekaniska och fysikaliska processer. Urlakning kan utvidga existerande sprickor samt leda till spricktillväxt.



a) Jämn urlakning i kombination med frostangrepp vid vattenlinjen, se även avsnitt Figur 5-2.



b) Urlakning genom sprickor är vanlig i gamla konstruktioner, där betongen komprimerades genom stampning eller otillräcklig vibrering.



c) Urlakning genom en spricka, som troligen uppkommit p.g.a. förhindrade termiska rörelser.

Figur 4-1 Konstruktioner utsatta för urlakning.

4.3 SULFATANGREPP

Sulfatangrepp kan ge skador på betongkonstruktioner då vattenlösliga sulfater härrörande från natrium-, kalium-, ammonium- och magnesiumsulfat tränger in i betongen och reagerar med cementets CH och trikalciumaluminat, C_3A . Den första reaktionen leder till att gips bildas medan den andra leder till ettringitbildning. Båda reaktionsprodukterna är svällande och kan ge upphov till sprickbildning. Gipsbildningen medför att cementpastan förlorar sin kohesion och dess hållfasthet minskar. Etringitbildningen medför att betongen sprängs på grund av inre spänningar orsakad av svällningen. Etringitens inverkan kan jämföras med inre frostangrepp som är ett fysikaliskt angrepp. Etringitbildning är det vanligast förekommande sulfatangreppet [4], [19] och [15].

Etringit kan även bildas utan att externa medier behöver tränga in i betongen, så kallad inre sulfatangrepp, vilket händer om betongen uppnår höga temperaturer under hårdnandet. Ett exempel är värmebehandling, ånghärdning, för att betongen snabbare skall uppnå den hållfasthet som krävs för avformning. Ett annat exempel är värmeutveckling orsakad av cementreaktionerna vilken kan leda till temperaturer över 70°C . I båda fallen finns stor risk för ettringitbildning som uppträder efter lång tid, så kallad försenad ettringitbildning.

Sulfatangrepp kan även verka från ytan speciellt när det externa mediet har svårt att tränga in i betongen, t.ex. om betongen är tät och/eller är vattenmättad samt om betongen har karbonatiserats. Ytliga sulfatangrepp i kombination med erosion är särskilt allvarligt då sulfatangreppet ger en mjuknande yta som lätt eroderar varvid ytangreppet kan framskrida in i betongen. Sulfatangreppets verkan på betong styrs av bl.a. cementets innehåll av C_3A . För att cementet skall vara sulfatresistent bör dess viktandel av C_3A begränsas till 3,5 %. Skador från ytangrepp med sulfater beror på sulfattyp, sulfathalt och mängden aluminat. T.ex. om betong kommer i kontakt med vatten som innehåller sulfat är vattnet ofarligt, om sulfatkonzentrationen understiger 0,5 % i vattenlösningen. Vid högre koncentrationer bör sulfatresistent cement användas. Anläggningscement som används i Sverige är ett sulfatresistent cement. Utförligare beskrivning av sulfatangrepp finns i [15].

Sulfatangreppets mekaniska verkningssätt vad det gäller att förorsaka sprickor i konstruktioner är jämförbart med frostangreppets mekaniska verkningssätt och kan behandlas på samma sätt vid mekaniska analyser och beräkningar.

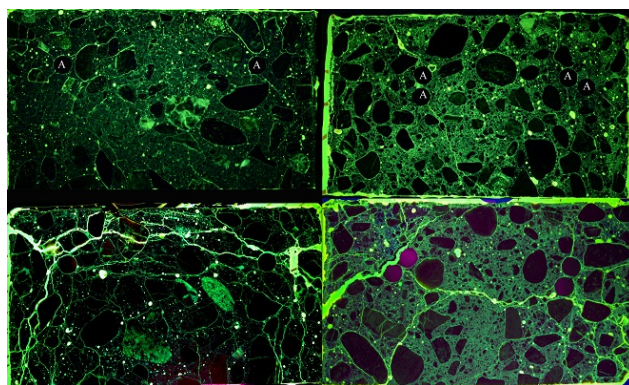


Karakteristisk nedbrytning av en betongbropylon i Pimpama River, sydöstra Queensland, orsakad av svavelsyran från sura sulfatjordar [21].



Sprickbildning på betongfundament orsakad av expansivt sulfatangrepp [22].

Figur 4-2 Konstruktion skadad av sulfatangrepp.



Figur 4-3 Planslipad betong skadad p.g.a. sulfatangrepp [10].

4.4 BALLASTREAKTIONER

Alkali- och sulfatballastreaktioner är ballastreaktioner som förekommer i betong framförallt när betongen innehåller ballastsorter som är känsliga för angrepp från alkalier, kaliumhydroxid (KOH) och natriumhydroxid (NaOH), sulfater eller innehåller lösliga sulfater [15]. Nedan beskrivs enbart angrepp orsakade av alkaliballastreaktionen., för de övriga ballastreaktionerna hänvisas till [15].

Alkalikiselsyrareaktionen, eller AKR, är en kemisk reaktion mellan alkalilöslig kisel-syra och cementets alkali. Resultatet blir en så kallad alkalikiselsyragele som i fuktig miljö tar upp stora mängder vatten under svällning. I vissa fall är gelen tillräckligt lättflytande för att kunna trängas undan mot hålrum i betongen och mot betongytorna. Ofta förorsakar den emellertid omfattande uppsprickning av hela betongvolymen. I andra fall sker enbart lokala kraterformiga utsprängningar, s.k. pop-outs, i betongytan [4], [19]. För vissa ballasttyper sker AKR inne i ballasten vilken leder till att ballasten spricker på grund av inre expansion.

De ballasttyper som innehåller glasig (amorf) kiselsyra skall inte användas vid tillverkning av betong eftersom dessa ballasttyper reagerar med betongens alkali och expanderar och medför sprickbildning i betongen. Dessa ballasttyper som innehåller den reaktiva kiselsyran är bland annat opal, flinta och ryolit. För att AKR skall uppstå krävs hög alkalihalt, fuktig miljö samt reaktiv ballast. Uppkomsten av AKR behöver inte nödvändigtvis leda till betongskador. För att betongen skall skadas till följd av AKR, krävs en viss kombination av reaktiv ballast, ballaststorlek och mängd alkali. Dessutom bör betongen vara fuktig. Skador orsakad av AKR uppträder inom 10 år, men ibland kan det dröja upp till 15-20 år innan skadorna blir synliga. Förseningen kan bero på att ballasten innehåller långsamreaktiv kiselsyra.

I Sverige förekommer reaktiv ballast lokalt i Skåne och i den svenska fjällkedjan. På senare år har skador med långsamreaktiv ballast upptäckts i Sverige, dvs. AKR-skada där skadan tagit 20 år för att utvecklas.



Figur 4-4 Järnvägsbro utsatt för AKR. Konstruktionen är en järnvägsbro. Brobalken som är spännarmerad i längdriktning har ett U-format tvärsnitt. Som framgår av figuren har sprickorna utvidgats vinkelrätt mot balkens längdriktning, d.v.s. spännarmeringen motverkar sprickutvidgning i spännarmeringens riktning.



AKR skador i damm-/bropelare. Skadeutvecklingen är mest markant i de fuktutsatta områdena.



AKR skadat utskov. Sprickutvecklingen är mer markant i fuktutsatta områden.



På sikt uppkommer, om den inte redan har initierats, synergi med frostangrepp, se vidare avsnitt 5.



Typiskt sprickmönster vid AKR angrepp.

Figur 4-5 AKR i dammkonstruktioner.

De kemiska processer som förorsakar AKR skadar inte cementpastan. De skador som uppkommer beror på att det gel som bildas inne i ballasten eller mellan ballast och cementpasta expanderar. Expansionen utövar ett tryck inne i ballasten eller mot både ballast och cementpasta som så småningom spränger ballasten och cementpastan. Till skillnad mot inre expansion orsakad av frostangrepp utövas inte det inre trycket inifrån cementpastans porer. Därför får cementpastan mindre skada under AKR angrepp jämfört med frostangrepp. Tabell 4:1 visar förändring av materialegenskaper hos betong utsatt för AKR angrepp [2].

Tabell 4:1 Betong utsatt för AKR angrepp, förändring av materialegenskaperna [2].

Egenskaper	Expansion [mm/m]				
	0,5	1,0	2,5	5,0	10,0
Tryckhållfasthet (kub)	100	85	80	75	70
Tryckhållfasthet (cyl.)	95	80	60	60	-
Draghållfasthet	85	75	55	40	-
E-modul	100	70	50	35	30

4.5 ARMERINGSKORROSION

Armeringskorrosion är i själva verket en kemisk process inom vilken järn reagerar med hydroxidjoner för att bilda järnoxid. På grund av att processen drivs av elektrisk potentialskillnad mellan olika delar, d.v.s. att jonerna kommer fram till reaktionsställena genom elektriska krafter, anses processen vara en elektrokemisk process. De skador som uppstår i betong är sprickbildning i, samt spjälning av det täckande betongskiktet som orsakas av den korroderade armeringens expansion. Ett korroderat skikt på ett par tiodelars mm räcker för att spjälka 30 mm täckande betongskikt.



Skadad bropelare orsakad av kloridinitierad armeringskorrosion



Armeringskorrosion orsakad av injekteringsmedel innehållande klorider, i en sprialkonstruktion i ett vattenkraftverk.



Armeringskorrosion orsakad av betongens karbonatisering Reparation av betongkonstruktioner, Nils Davant, CBI.

Figur 4-6 Sprickbildning orsakad av armeringskorrosion.

5 Synergi mellan olika fenomen

5.1 INRE EFFEKTER

Ofta beskrivs nedbrytningsprocesserna med utgångspunkt från en enskild och dominerande mekanisms verkningssätt. I verkligheten kan en mekanisms skador förvärras av en annan samtidigt verkande mekanisms inverkan, d.v.s. synergieffekter uppstår. Till exempel kan AKR angrepp skapa förutsättningar för frostangrepp. Mekaniska eller fysikaliska processer kan leda till sprickbildningar som underlättar urlakning av betongkonstruktioner. Synergieffekter är ett komplicerat ämne inom området tillståndsbedömning av betongkonstruktioner. Det är svårt att göra en allmängiltig sammanställning av ämnet. Därför utelämnas detta ämne i de flesta handböcker som behandlar tillståndsbedömning av betongkonstruktioner. Även i denna rapport utelämnas synergieffekterna. Det är ändå belysande att betrakta Tabell 5:1 som visar exempel på synergieffekter orsakade av några samtidigt verkande nedbrytningsmekanismer.

Tabell 5:1 Exempel på synergieffekter orsakade av samtidigt verkande nedbrytningsmekanismer [3].

Kombination av mekanismer	Möjliga effekter
Avskalning orsakad av frost och korrosion	Detta kan leda till successiv minskning av det täckande betongskiktet som kan öka risken för armeringskorrosion.
Alkalikiselreaktioner (AKR) och antingen frost eller korrosion	Expansion orsakad av AKR kan medföra sprickbildning som kan fyllas med vatten. Frysning kan leda till mekanisk skada i materialet. Vidare kan sprickbildningen underlätta inträngning av klorider som kan öka risken för armeringskorrosion. Det bör dock noteras att i vissa fall kan den gel som bildas fylla porerna och medföra en ökad täthet i cementmatrisen.
Urlakning och frost	Urlakning kan medföra att vattenhalten ökar i betongen som ökar risken för frostsador.
Urlakning och korrosion	Urlakning av kalk från täcksiktet ökar hastigheten hos karbonatiseringsprocessen samt ökar kloriddiffusiviteten och minskar kloridtröskelvärdet.



Betong skadad av AKR (inledande mekanism), frost och urlakning.



Betong skadad av AKR (inledande mekanism) och frost. AKR underlättar för utveckling av inre frostangrepp.



Betong skadad av AKR (inledande mekanism), frost och urlakning. Urlakningsprodukterna är eventuellt bortspolade.



Inre frostska som har öppnat konstruktionen för urlakning. De av frostangreppet orsakade sprickorna urlakas i första hand.



Urlakningsprocessen är sannolikt mest intensiv strax under vattenlinjen.

Figur 5-1 Exempel på synergieffekter.

5.2 YTTRE EFFEKTER

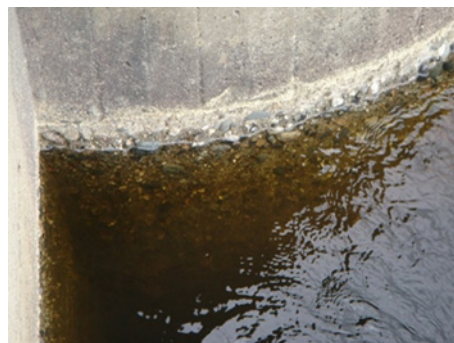
Ytangrepp vid vattenlinjen, enligt Figur 5-2, är inte ovanlig på svenska dammar. Även om angreppen inte leder till sprickbildning är de intressanta ur ett underhållsperspektiv. Skadorna vid vattenlinjen är resultaten av synergieffekter med minst två inblandade mekanismer: urlakning och frost [16], [17], [18]. Erosion kan också vara delaktig. Fenomenet kan jämföras med saltfrostangrepp. Salt sänker vattnets frystemperatur och förser betong med icke fruset vatten under frysning och upptining. Samma typ av förlopp uppstår vid dammkonstruktioner, där den kalla betongen (betong med minusgrader) är i kontakt med ofruset vatten. Vid relativt kalla lufttemperaturer fryser betongens yta även om vattnet inte är fruset. Is bildas på betongens yta även några decimetrar under vattenytan. De luftporerna som finns nära betongytan fylls med vatten och fryser sönder. På det sättet eroderas skikt efter skikt av betongen vid vattenlinjen. I mycket kalla områden kan skadeutvecklingen uppgå till 1 mm/år.

Urlakning accelererar förloppet. Älvtvatten har lågt kalciuminnehåll, vilket medför att betongens kalcium - först och främst från betongens kalciumhydroxid - vandrar utåt som ersätts av vatten. Urlakningen gör ytskiktet porösare och svagare, samt öppnar dess porstruktur och underlättar för vatten att fylla upp porerna.

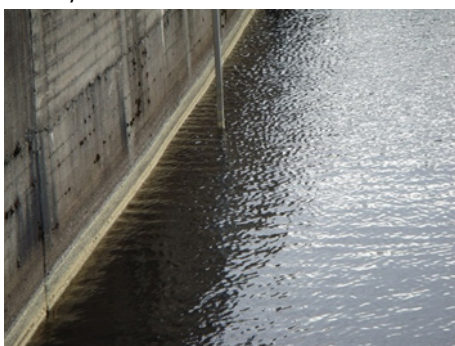
Erosion orsakad av vattenflöde samt skrapning (t.ex. friktion mellan is och ytan) kan accelerera förloppet genom att avlägsna svaga skikt och lösa ballastkorn, som snabbar på urlakningsprocessen.



Isbildning på betongens yta under en kall vinter. Vattnet är inte fruset men det finns is på betongens yta både under och över vattenytan.



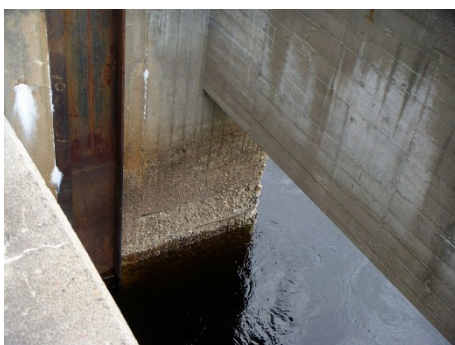
Betong skadad vid vattenlinjen, trolig mekanism är en kombination av urlakning (skiktvis ca tiondedels mm) och frost.



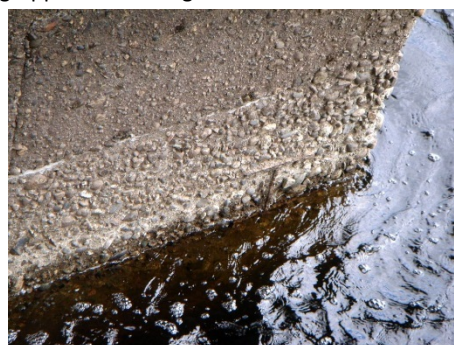
Urlakningsprodukter på betongens yta vid vattenlinjen.



De urlakningsprodukter och skador som syns i bilden är tecken på synergi mellan frostan-grepp och urlakning.



Skadeutvecklingen beror på betongtypen, klimatet och reglering av vattennivån.



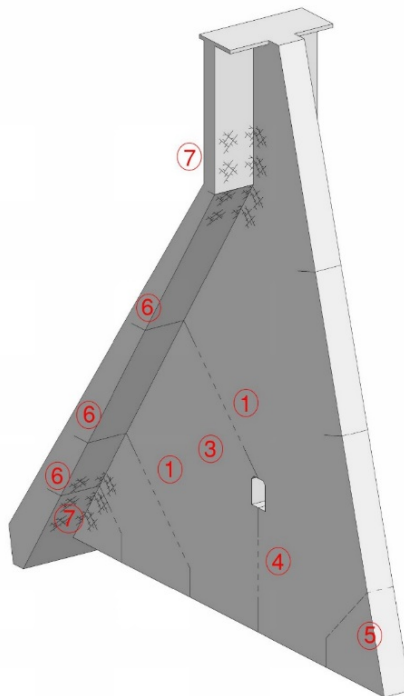
Figur 5-2 Ytangrepp på betong vid vattenlinjen.

6 Sammanställning av sprickor med hänsyn till deras placering i en konstruktion

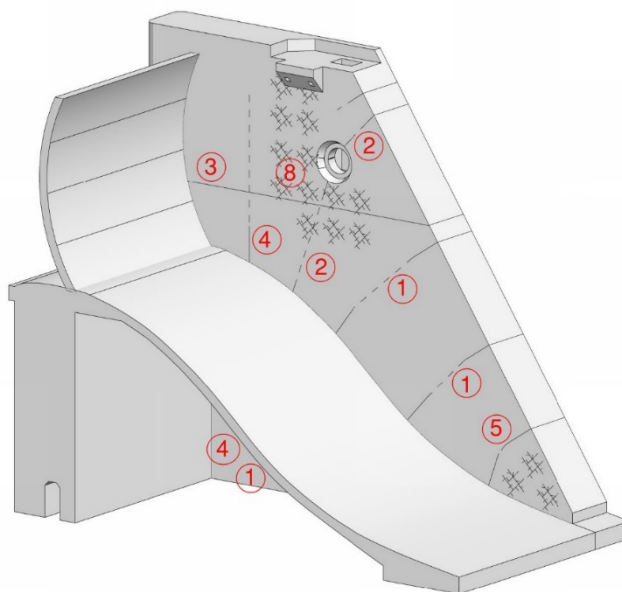
6.1 PLACERING I EN HYPOTETISK DAMMKONSTRUKTION

I denna sammanställning har hänsyn tagits enbart till dammpelare, skibord och till dessa anslutande konstruktionsdelar.

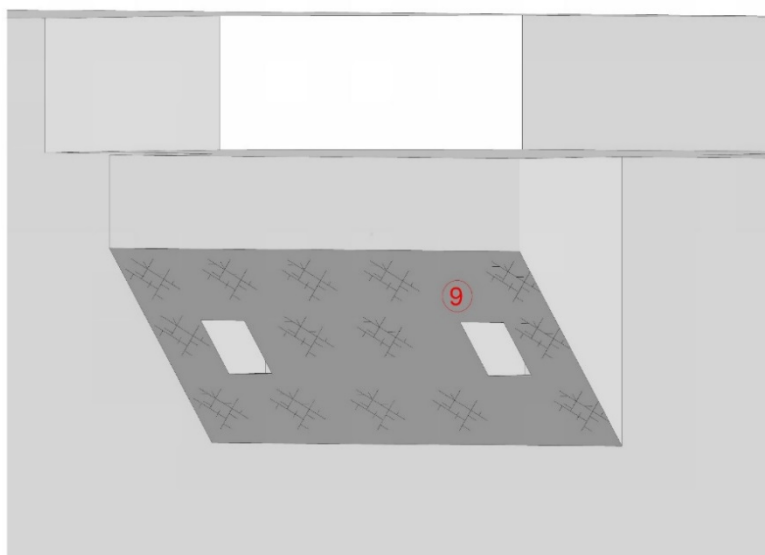
1	Sneda sprickor i pelaren	Figur 6-4, Figur 6-5
2	Sprickor kring lucklager	Figur 6-6
3	Horisontella sprickor i pelaren	Figur 6-7
4	Vertikala sprickor i pelaren	Figur 6-8
5	Sneda sprickor i pelarens nedströmskant	Figur 6-9
6	Horisontella sprickor i frontplattan	Figur 6-10, Figur 6-5
7	Frostskador och islinser i frontplattan	Figur 6-11
8	Frostskador/AKR kring lucklager	Figur 6-12
9	Frostskador/AKR i kuggstångsbockar	
	Övriga konstruktionsdelar	Figur 6-13, Figur 6-14



Figur 6-1 Sprickor i en hypotetisk betongkonstruktion – I.



Figur 6-2 Sprickor i en hypotetisk betongkonstruktion – II.



Figur 6-3 Sprickor i en hypotetisk betongkonstruktion – III.



Spricktyp 1 – Sprickan har orsakats av temperaturgradient.



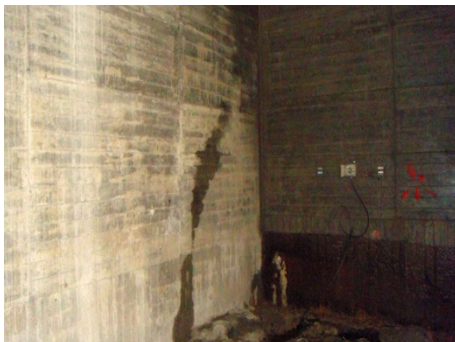
Spricktyp 1 - Sprickan har orsakats av temperaturgradient.



Spricktyp 1 - Sprickan har orsakats av temperaturgradient.



Spricktyp 1 - Sprickan har orsakats av temperaturgradient.



Spricktyp 1 - Sprickan har orsakats av att underlaget förhindrat rörelser som uppkommit p.g.a. temperaturvariationer.



Spricktyp 1 - Sprickan har orsakats av att underlaget förhindrat rörelser som uppkommit p.g.a. temperaturvariationer.

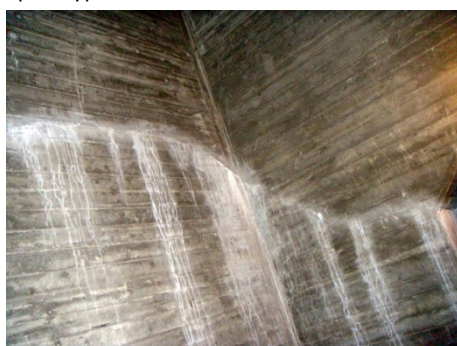
Figur 6-4 Spricktyp 1. Samtliga är orsakade av termiskt tvång.



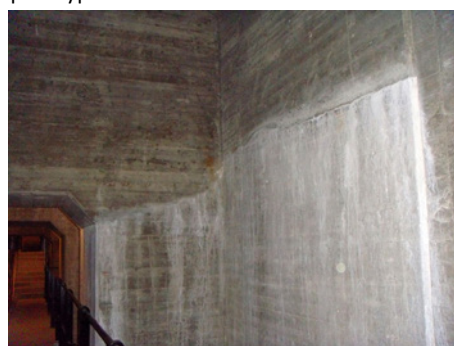
Spricktyp 1 och 6



Spricktyp 1 och 6



Spricktyp 1 och 6



Spricktyp 1 och 6

Figur 6-5 Spricktyp 1 och 6. Sprickorna har orsakats av temperaturgradient och tvång mellan platta och pelare.



Spricktyp 2



Spricktyp 2



Spricktyp 2

Figur 6-6 Spricktyp 2. Sprickorna har orsakats av spänningskoncentration som har uppstått p.g.a. temperaturgradient i konstruktionen.



Spricktyp 3



Spricktyp 3

Figur 6-7 Spricktyp 3. Sprickorna har orsakats av temperaturgradient och tvång mellan platta och pelare.



Spricktyp 4



Spricktyp 4



Spricktyp 4



Spricktyp 4

Figur 6-8 Spricktyp 4. Sprickorna har orsakats av att underlaget har förhindrat konstruktionens kontraktion.



Spricktyp 5 - Sprickorna har orsakats av temperaturgradient samt tvång från underlaget.



Spricktyp 5 – Sprickorna har orsakats av temperaturgradient.

Figur 6-9 Spricktyp 5.



Spricktyp 6

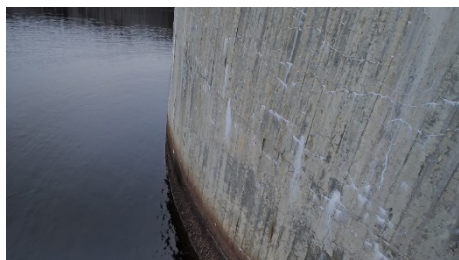


Spricktyp 6



Spricktyp 6

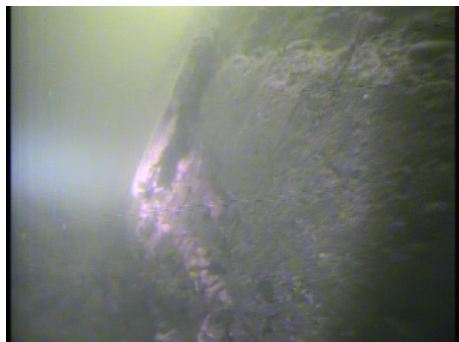
Figur 6-10 Spricktyp 6 – Sprickorna har orsakats av att plattornas kontraktion förhindrats av pelarna.



Spricktyp 7



Spricktyp 7



Spricktyp 7 – Uppströmssidan på en front-platta.



Spricktyp 7

Figur 6-11 Spricktyp 7. Sprickbildning orsakad av inre frostskada.



Spricktyp 8 – AKR- och frostsador



Spricktyp 8 – AKR- och frostsador



spricktyp 8 - Frostsador

Figur 6-12 Spricktyp 8.

6.2 ÖVRIGA KONSTRUKTIONSDELAR

6.2.1 Upplag



Frostskador i kombination med spänningskoncentration orsakad av sektionsförändringar.



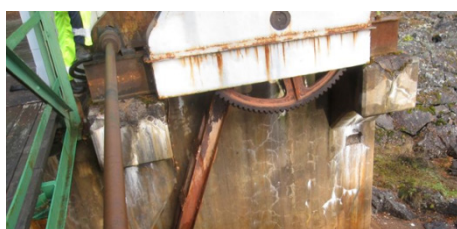
Skador orsakade av förhindrade temperaturrörlser, temperaturgradient samt spänningskoncentration orsakad av sektionsförändringar.



Skador orsakade av förhindrade temperaturrörlser, temperaturgradient samt spänningskoncentration orsakad av sektionsförändringar.



Skador orsakade av spänningskoncentration orsakad av sektionsförändringar samt tvång orsakadt av upplagskonstruktionen.



Frostskador med initierande av plastisk krympning.



Sprickbildning orsakad av förhindrad krympning av upplagsbetongen.

Figur 6-13 Upplag

6.2.2 Intag och kraftverk



Sprickor initierade av plastisk krympning som har medfört frostangrepp på betong.



Sprickbildning som har uppstått mellan gjutpallarna. Anledningen är troligen termisk kontraktion av gjutpallarna.



Sprickbildning av okänd anledning i en kraftstation.



Sprickbildning p.g.a. sättning i en kraftstation



Sprickbildning p.g.a. sättning i en kraftstation

Figur 6-14 Intag och kraftverk

7 Slutsatser

Rapporten definierar spricktyper, presenterar mekanismer som orsakar olika typer av sprickor, visar exempel på sprickor som förekommer på dammkonstruktioner samt lokalisering av olika typer av sprickor på dammkonstruktioner. Spricka är enligt denna rapport en gräns mellan två delar av ett material och/eller en konstruktion där inga dragspänningar kan överföras. En spricka kan, dock, överföra både skjuv- och tryckspänningar.

Dragsprickor uppkommer när materialets draghållfasthet överskrids, vilket kan ske p.g.a. mekaniska, fysikaliska eller kemiska fenomen. De mekaniska fenomenen orsakas av yttre belastningar och egenvikt medan de fysikaliska uppkommer på grund av förhindrade temperatur- och fuktrörelser. I de konstruktionsdelar där ett linjärelastiskt spänningstillstånd råder kan de spänningar som orsakar mekaniska och fysikaliska fenomen adderas, superponeras. Möjlighet till superposition begränsas eller upphör dock, när materialet plasticeras eller undergår sprickbildning.

När materialet utsätts för inre expansion orsakad av kemiska reaktioner eller frostangrepp upphör möjligheten till superposition helt, speciellt när materialet är utsatt för tvång. Det är svårt att relatera töjningar orsakade av inre expansion till spänningar i materialet. Därför är det svårt att utnyttja superpositionsprincipen. Utan denna möjlighet är det svårt att bestämma materialets spänningstillstånd och använda brottkriterier för att avgöra om materialets/konstruktionens bärförmåga har överskridits.

En stor andel av de sprickor som uppstår i dammkonstruktioner orsakas av förhindrade termiska rörelser. De grundläggande anledningarna kan grovt indelas i två grupper: 1) sprickor som uppkommer när underlaget, berg eller äldre betongkonstruktion, förhindrar avkylningsrörelser av ung betong; 2) sprickor som orsakas av temperaturgradient i konstruktionen, orsakad av omgivningens temperaturväxlingar.

AKR och inre frostangrepp förekommer i en del av konstruktionerna. AKR förekommer i de konstruktioner där betongen innehåller reaktiv ballast. Skadorna har noterats i enstaka konstruktioner. Inre frostangrepp förekommer också ofta i kombination med AKR. Som en enskild orsak förekommer inre frostangrepp i gamla konstruktioner, företrädesvis ovanför vattenlinjen.

Erosion vid vattenlinjen förekommer i många dammkonstruktioner. Den mekanism som orsakar skadan är en kombination av urlakning och frostangrepp. Det mjuka älvvattnet urlakar ett tunt skikt på betongen. Urlakningen försvagar det tunna skiktet, ökar dess vattenmättnadsgrad och gör det mottagligt för frostangrepp. Vintertid fryser det kalla ytskiktet som är i kontakt med ofruset älvvatten sönder.

Korrosionsangrepp är sällsynta i dammkonstruktionerna. Korrosionsskador förekommer i några ställen men de har orsakats p.g.a. konstruktionsfel eller för tunt täckande betongskikt.

Det finns olika typer av ytsprickor orsakade av plastisk krympning, plastisk sättning och separation av bruk i kontakt med gjutform, m.m. I äldre konstruktioner har ytsprickorna utvidgats med åren och underlättat nedbrytning orsakad av andra mekanismer som urlakning och frost.

Det förekommer även sprickbildning orsakad av sättning av konstruktionen.

8 Förslag till fortsatt arbete

Det arbete som presenteras i denna rapport representerar inte samtliga betongdammar i Sverige. Undersökningen presenterar några spricktyper som har noterats på 38 dammar. Det är inte säkert att de besökta dammarna representerar hela populationen av svenska dammar. Vidare, har orsakerna till de olika sprickbildningar som rapporten har förslagit inte verifierats. Rapporten beskriver i stora drag de olika mekanismernas verkningssätt. Verkningssätten har dock inte verifierats. Kombinationen av mekaniska och fysikaliska fenomen påverkar konstruktionen på ett komplext sätt, medan denna rapport har presenterat fenomenen på ett översiktligt sätt.

Framtida arbete skulle kunna innehålla följande:

- Komplettering av den föreliggande undersökningen med liknande data från dammar i andra älvar samt betongkonstruktioner i jorrdammar.
- Noggrannare beskrivning av de olika mekanismernas verkningssätt.
- Noggrannare beskrivning av kombinationen av olika mekanismer t.ex. kombinationen av mekaniska och fysikaliska belastningar.
- Verifiering av föreslagna verkningssätt och nedbrytningsmekanismer som har orsakat skadorna.
- Teoretisk modellering som ökar förståelsen av de olika mekanismernas verkningssätt.

De förväntade resultaten kan belysa de vanligaste skadetyperna samt deras bakomliggande skadeorsaker. Detta underlättar olika aktörers arbete (anläggningsägare, besiktningsmän, konstruktörer, m.m.) på bl.a. följande sätt:

- Resultaten belyser de vanliga skadefallen och skadeorsaken, för vilka standardmetoder för tillståndsbedömning, övervakning och reparationsmetoder kan utarbetas.
- Resultaten underlättar att avgöra om den observerade skadan är en vanlig typ av skada eller någon typ av skada som drabbar enbart en specifik typ av anläggning.
- Resultaten underlättar kommunikationen mellan aktörerna samt spridning av information och kunskap.
- Resultaten kommer på sikt att påverka konstruktionernas utformning, dimensionering och byggande.

9 Referenser

- [1] Burström, P.-G., 2006, Byggnadsmaterial – Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper, Studentlitteratur, ISBN 978-91-44-02738-8.
- [2] CONTECVET, *A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing concrete structures affected by ASR*, EC Innovation Programme IN30902I, BCA, CBI, GEOCISA.
- [3] CONTECVET, *A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing concrete structures affected by frost*, EC Innovation Programme IN30902I, BCA, CBI, GEOCISA.
- [4] Fagerlund, G., 1990, *Betongkonstruktioners Beständighet – En översikt*, upplaga 2 1990, Cementa AB.
- [5] Fagerlund, G., 1994, *Betongkonstruktioners beständighet och livslängd*, Kap. 20 Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, utgåva 2 1994.
- [6] Fagerlund, G., 1994, *Frostbeständighet*, Kap. 21 Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, utgåva 2 1994.
- [7] Fagerlund, G., Janz, M., Johannesson, B., 1994, *Effect of frost damage on the bond between reinforcement and concrete*, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Report TVBM-9016, Lund 1994.
- [8] Fagerlund, G., 2000, *Leaching of concrete, The leaching process. Extrapolation of deterioration. Effect on the structural stability*, Report TVBM-3091, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
- [9] Fagerlund, G., Hassanzadeh, M., 2010, *Self-healing of cracks in concrete long-term exposed to different types of water – Results after 1 year exposure*, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, will be published.
- [10] Flansbjer, M., Lindqvist, J. E., Zandi, K., Johansson, G., Löfgren, M., 2013, *The impact of sulphate attack on concrete piles: a multi-method approach*, RTM-0425_2013, IABSE.
- [11] Hassanzadeh, M., Fagerlund G., 2006, *Residual strength of the frost-damaged reinforced concrete beams*, III European Conference on Computational Mechanics, Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, C.A. Mota Soares et.al. (eds.), Lisbon, Portugal, 5–8 June 2006.
- [12] Jonasson, J.-E., 1994, *Krympning*, Kap. 15 Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, utgåva 2, 1994.
- [13] *Non-structural cracks in concrete*, A concrete Society Report, Technical Report No. 22 – Fourth Edition, CCIP-048, December 2010.
- [14] Petersons, N., 1994, *Sprickor*, Kap. 19 Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, utgåva 2 1994.
- [15] Rombén, L., 1994, *Kemiskt angrepp*, Kap. 23 Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, utgåva 2 1994.

- [16] Rosenqvist, M., Fridh K., Hassanzadeh M., 2012, *Macroscopic Ice Lens Growth: Observations on Swedish Concrete Dams*, Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR), Cape Town, South Africa, 2012, p.658-664.
- [17] Rosenqvist, M., 2013, *Moisture conditions and frost resistance of concrete in hydraulic structures*, Rep. TVBM-3173, Lund University, 2013.
- [18] Rosenqvist, M., Oxfall M., Fridh K., Hassanzadeh M., 2015, *A test method to assess the frost resistance of concrete at the waterline of hydraulic structures*, Mater. Struct. 48 (2015) 2403-2415.
- [19] Svenska Betongföreningen, 2007, *Vägledning för livslängddimensionering av betongkonstruktioner*, Betongrapport nr 12.2007.
- [20] Svensk Standard, SS-EN 1405-9:2008, *Betongkonstruktioner – Produkter och system för skydd och reparation – Del 9: Allmänna principer för val av produkter och system*.
- [21] zCoasts, Australian Online Coastal Information, http://www.ozcoasts.gov.au/indicators/econ_cons_acid_sulfate_soils.jsp.
- [22] c3S, Inc, <http://www.c3sinc.com/node/13325>.

INVENTERING AV SPRICKTYPER I VATTENKRAFTENS BETONG- KONSTRUKTIONER

Forskning visar att en stor andel av de sprickor som uppstår i dammkonstruktionerna orsakas av förhindrade termiska rörelser. Skador orsakade av alkalikiselreaktioner och inre frostangrepp förekommer också i en del av konstruktionerna. Erosion av betongytan vid vattenlinjen förekommer i många dammkonstruktioner. Korrosionsangrepp är sällsynta i dammkonstruktionerna.

Den här rapporten beskrivs sprickornas uppkomst, kategoriserar sprickorna och ger en kortfattad beskrivning av de bakomliggande mekanismerna till sprickor i dammkonstruktioner. Eventuella konsekvenser av den uppkomna sprickan beskrivs också. Rapporten är därför lämplig som underlag vid besiktning och tillståndsbedömning av dammarnas betongkonstruktioner.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se



Energiforsk