

INVERKAN AV ASR PÅ BETONGENS BÄRFÖRMÅGA

RAPPORT 2016:256



Inverkan av ASR på betongens bärförmåga

En litteraturstudie

ALI FARHANG

ISBN 978-91-7673-256-4 | © 2016 ENERGIFORSK

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

Förord

Alkalisilikareaktion (ASR) är en kemisk reaktion som medför att spänningar uppstår i betongen då den bildade silikatgelen expanderar. Reaktionen kräver tillräcklig hög alkalihalt, reaktiv ballast samt vatten i betongen. På grund av de ASR-inducerade spänningarna är det av intresse att få kunskap om hur reaktionen påverkar betongkonstruktionens bärförmåga. I rapporten görs en litteraturstudie av nationella och internationella publikationer vad gäller inverkan av ASR på materialegenskaper och bärförmåga.

Uppdraget har utförts av Ali Fahrang, senior konsult på Ramböll och har ingått i Energiforsk Betongtekniskt program vattenkraft. Programmets uppdragsgivare är Fortum, Jämtkraft, Jönköping Energi, Karlstad Energi, Skellefteå Kraft, Sollefteåforsens AB, Statkraft, Sydkraft Hydropower och Vattenfall.

Sammanfattning

Alkalisilikareaktioner (ASR) skador observeras ofta hos äldre betongkonstruktioner såsom broar och betongdammar byggda mellan 1930-talet och 1990-talet då kunskapen om ASR-skadan inte var fullt utvecklade.

ASR är en kemisk reaktion som medför att spänningar uppstår i betongen då den nyskapade silikatgelen expanderar. Reaktionen kräver tillräcklig hög alkalihalt, reaktiv ballast samt vatten i betongen. På grund av de ASR-inducerade spänningarna är det av intresse att få kunskap i hur reaktionen påverkar betongkonstruktionens bärförmåga. Med bärförmågan menas i denna rapport böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansningskapacitet och förankringskapacitet i brottgränstillstånd. Vidare är av stort intresse att studera inverkan av ASR på temperaturrelaterade sprickor orsakade av monolitverkan hos massiva oarmerade eller lättarmerade betongkonstruktioner.

I denna rapport fokuseras på att studera ASR-skadans inverkan på både betongens material- och hållfasthetsegenskaper, se kapitel 3, samt betongtvärsnittets bärförmåga vid bärighetsutredning i brottgränstillstånd med hänsyn till nämnda typer av brott, se kapitel 4. Vidare har även lamelldammars verkningssätt i bruksgränstillstånd under normal förekommande laster studerats med hjälp av finita element metoden med antagande av både linjär elastisk och icke-linjär materialegenskap, se kapitel 6. Syftet med modellering var att visa om det råder risk för sprickbildning och spricktillväxt på grund av normalt förekommande temperaturlaster i lamelldammar. Därefter resoneras om en eventuell ASR-skada kan ha betydelse på sprickbildning och spricktillväxt för lamelldammar och därmed ökad risk för en försämrad stabilitet och täthet under konstruktionens livslängd.

För att besvara frågeställningarna har författaren utfört en litteraturinventering samt initierat två examensarbeten på Kungliga Tekniska Högskolan KTH (*ASR:s inverkan på betongkonstruktioners bärförmåga*) och Uppsala universitet (*Inverkan av ASR på lamelldammars bärförmåga*).

Litteraturstudien visar att ASR har en varierande inverkan på betongens hållfastheter och elasticitetsmodul. Generellt resulterar ASR i en reduktion av hållfastheter och elasticitetsmodul beroende på grad av ASR expansion.

I kapitel 5 återges att tvärsnittets bärförmåga med hänsyn till böjande moment inte påverkas nämnvärt för underarmerade tvärsnitt. Detta beror på att eventuell reduktionen av tryckhållfasthet på grund av ASR inte påverkar böjmomentkapaciteten nämnvärt. Med klass 1 armering enligt CONVETEC manual (slutna byglar runt ett dubbelarmerade tvärsnitt) kan tvärkraftskapaciteten vara oförändrad på grund av förspänningskrafter. Dock armeringsanordningen i de kritiska tvärsnitten ofta saknar tillräcklig med byglar som skapar förutsättningar för en styv omslutningseffekt i dammar. Vidare har konstaterats att tvärsnittets tvärkraftskapacitet kan vid hög grad av expansion (större än 6 mm/m) reduceras med 20%.

Vidare har konstaterats att genomstansningsbrott inte är relevant för lamelldammar och därmed beaktas inte normalt vid dimensionering eller bärighetsberäkningar.

Det stora problemet med ASR kan relateras till förankringskapaciteten. Här har man konstaterat att ASR kan minska vidhåftningshållfastheten signifikant om tvärgående armering saknas och täckande betongskikt är för tunt. Reduktion upptill 60 % av

förankringskapacitet kan uppkomma vid expansioner upp till 6 mm/m. Denna reduktion kan ha stor inverkan på bergförankringarnas verkningssätt och även betongens förankringsförmåga till böjarmering.

Risk för spjälkning av täckande betongskikt på grund av spricksystem parallell med böjarmering måste undersökas i ASR-skadade dammar genom att studera borrhärdar i planslip. Spjälkning av betong parallell med längsgående armering kan generellt minska böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansningskapacitet och inte minst förankringskapacitet.

Vidare har experimentella studier i laboratoriemiljö med armerade provkroppar utsatta för påskyndad ASR visar att reduktionen av bärförmåga beror i regel på hur armeringen anordnas i betongen. Betong med lågt armeringsinnehåll utan byglar resulterar inte i en märkbar omslutningseffekt vid ASR expansion och därmed kan en viss reduktion av bärförmågan förväntas. I sådana fall reduceras bärförmågan i en bärighetsberäkning genom en reduktion av betongens hållfastheter. Däremot provkroppar med högt armeringsinnehåll och tätt placerade byglar visar en marginell reduktion av bärförmåga på grund av omslutningseffekter av armering.

I finita element analys av lamelldammars verkningssätt under normalt förekommande laster, har inverkan av temperaturrelaterade tvångslaster på sprickor studerats. Med hjälp av en linjär materialmodell i FE-verktyget LUSAS visas områden med höga dragspänningar. Med hjälp av en icke-linjär materialmodell i LUSAS visas områden med sprickor som även jämförs med verklig sprickkartering. Betongen i både modellerna betraktas som frisk betong. Sedan föreslås att ASR inverkan kan modelleras med hjälp av en icke-linjär materialmodell i ett FE-verktyg genom modifiering av materialegenskaper såsom betongens hållfastheter, elasticitetsmodul, brottenergi samt krypegenskap. En sådan modellering har inte gjorts i denna rapport.

Slutsatsen från FE analysen är att lamelldammar kan utveckla horisontella och vertikala sprickor i både frontplatta och kontrefor på grund av tvångslaster orsakat av temperatur. Risken för uppkomsten av stora sprickor samt eventuell spricktillväxt hos befintligt spricksystem under konstruktionens livslängd kan öka markant om betongen drabbas av ASR skador. Denna risk är betydelsefull om lamelldammen är lättarmerade och därmed ingen omslutningseffekt kan erhållas vid ASR expansion och följaktligen bör denna risk beaktas vid kontroll av stabilitet, läckage och tvärsnittsbrott.

I närvaro av ASR skador och på grund av omfattande mikro- och makrospricksystem i betongen kan uppsprickning hos lamelldammar vara mer omfattande än uppsprickning enbart på grund av monolitverkan. Dessutom sker spricktillväxten i en mycket snabbare takt. En kombination av ASR och monolitverkan kan resultera i en omfattande sprickbildning med grova sprickor som kan på sikt påverka stabiliteten hos lamelldammar med lågt armeringsinnehåll

Summary

ASR damage often observed in older concrete structures such as bridges and concrete dams built between the 1930s and 1990s, when the knowledge of ASR damage was not fully developed.

Alkali-silica reaction (ASR) is a chemical reaction which causes internal stresses in the concrete when the formed Alkali-silica gel expands. The Alkali-silica reaction requires sufficient amount of alkali, reactive aggregates and water in the concrete. Due to important of ASR - induced stresses and cracks for concrete, it is of great interest to update the existing knowledge regarding the effect of reaction to load-carrying capacity of the concrete structure such as flexural bending capacity, shear capacity, punching capacity and reinforcement anchorage capacity. Further the behaviour of buttress dam section with massive unreinforced or lightly reinforced concrete structures is studied under conventional loads, specially thermal load, for further understanding of possible effect of ASR on cracking and crack propagation.

In this report, the author focused on studying the ASR damage impact on some of the concrete material and strength properties see chapter 3, and load carrying capacity assessment of reinforced concrete section at ultimate limit state with regard to flexural bending capacity, shear capacity, punching capacity and reinforcement anchorage capacity, see Chapter 4. Furthermore, the behaviour of concrete buttress dam subjected to normally occurring loads at serviceability limit state studied using FE tools assuming both linear elastic and nonlinear material properties, see Chapter 6.

The purpose of the modelling is to show if there is a risk for cracking and crack growth due to thermal loads in buttress dam and if it is possible that ASR damage may be significant in cracking and crack growth for buttress dam and thus the risk of a deterioration of stability and tightness during the life of the concrete buttress dam.

To answer the questions, the author has performed a literature survey and initiated two degree projects at Royal Institute of Technology KTH (*ASR Impact on the Bearing Capacity of Concrete Structures*) and Uppsala University (*Influence of ASR on the load carrying capacity of buttress dams*).

The literature shows that the ASR damage has a varying effect on the concrete's strengths and modulus of elasticity. In general, ASR damage results in a reduction of the concrete strength and elastic modulus, which in its turn depends on the degree of ASR expansion.

Chapter 5 describes that bending-moment capacity is not significantly affected for the reinforced cross-section. A reduction in compressive strength due to ASR does not affect the bending-moment capacity for under reinforced sections.

With the Class 1 reinforcement according CONVECTEC manual (with stiff stirrups around the double-reinforced cross section) remains shear capacity unchanged due to the confinement effect of the reinforcement. However, the reinforcement in the critical cross sections often lack sufficient amount of stirrups that creates a rigid confinement. Furthermore, it is noted that the shear capacity can be reduced by 20% at a high level of expansion greater than 6 mm / m.

The punching failure is usually not relevant for buttress dams and thus not normally considered in design or load-carrying capacity calculations.

The major problem with ASR can be related to lowered anchorage capacity. It has been established that ASR can reduce significantly the anchorage capacity due to lack of transverse reinforcement and thin concrete cover. A reduction up to 60% of anchorage capacity can be obtained when ASR expanding up to 6 mm/m. This reduction may have a major impact on rock anchorage and the reinforcement anchorage capacity.

Risk of spalling of concrete cover due to the fracture system parallel to reinforcement must be examined in the ASR-damaged dams by studying the drilled cores. Fracture of concrete parallel to concrete surfaces may reduce all type of load-carrying capacities in ultimate limit state.

Furthermore, experimental studies in the laboratory with the reinforced specimens exposed to accelerated ASR shows that the reduction of the load carrying capacities depend on the placement and the amount of the reinforcement provided in the concrete. Concrete with low reinforcement content without shear reinforcements (stirrups) will not result in a confinement effect due to ASR expansion and consequently a reduction of the carrying capacity is expected. In such cases a reduction of the sectional capacities are obtained by reducing the concrete strength. However, test on concrete specimens with high reinforcement content with proper shear reinforcements (stirrups) shows a marginal reduction of the sectional capacities due to the effects of reinforcement confinement and induced compressive stresses.

The behaviour of buttress dam under action of normally occurring loads was studied by use of finite element. The study shows that the effect of constraint loads caused by thermal actions is significant for concrete cracking. Using a linear material model in the FE tool LUSAS, the areas with high tensile stresses identifies and by using a non-linear material model, the areas with major cracks can be identified and the crack pattern is that also compared to real cracks. The concrete in both models are regarded as non-damaged concrete.

In the report suggested that the ASR impact can be modelled by using a non-linear material model in the FE tool and by modifying the material properties such as concrete strengths, elastic modulus, fracture energy and concrete creep property. Such a model has not been shown in this report.

The conclusion from the FE analysis is that the buttress dam can develop horizontal and vertical cracks in both the front plate and the downstream support column due to seasonal thermal loads. Considering this behaviour, the risk for development of large cracks and growth of existing cracks during the service life of the dam, may increase significantly if the concrete is also affected by ASR damage. This risk is highly significant if buttress dam is reinforced in a way that no confinement effect can be developed due to ASR expansion and the risk should be considered when checking the stability, leakage and failure of concrete section for the buttress dam.

In the presence of ASR damage and because of extensive micro and macro crack system in the concrete, fracturing of buttress dam will be more extensive than cracking only due to restraint forces caused by interaction between plate and column. In addition, crack growth occurs at a much faster pace. A combination of ASR and interaction between plate and column can result in extensive coarse cracks that can ultimately affect the stability of buttress dams with low reinforcement content.

Innehåll

1	Inledning	11
1.1	Bakgrund	11
1.2	Syfte och mål	13
2	ALKALISILIKAREAKTION (ASR)	14
2.1	Allmänt om ASR	14
2.2	Testmetoder för identifiering av ASR	19
2.3	Petrografisk analys enligt RILEM	20
2.4	Mikrostrukturanalys i svepelektronmikroskop (SEM)	21
2.5	Expansionstester enligt RILEM	21
2.6	Mätning av In-situ ASR expansion	22
2.7	Inverkan av armering på inre tvång och in-situ expansion	23
3	Inverkan av ASR på materialegenskaper	25
3.1	Allmänt	25
3.2	Tryckhållfasthet	25
3.3	Draghållfasthet	29
3.4	Elasticitetsmodul	30
3.5	Uppskattning av betongens hållfasthet	32
4	Inverkan av ASR på bärförmåga	35
4.1	Allmänt	35
4.2	Böjmomentkapacitet	35
4.3	Tvärkraftskapacitet	37
4.4	Genomstansningskapacitet	39
4.5	Förankringskapacitet mellan betong och armering	42
5	Invekan av ASR på Lamelldammars bärförmåga	46
5.1	Allmänt om lamelldammar	46
5.2	Dimensionering av lamelldammar	47
5.3	Anpassning och vägledning enligt RIDAS	47
5.4	Dimensionering av en monolit	49
5.5	Inverkan av ASR på lamelldammens bärförmåga	50
6	Lamelldammars verkningssätt	54
6.1	Sprickbildning under tvångslaster av temperatur	54
6.2	Lamelldammens response vid belastningar	55
6.3	FE-modell, materialegenskaper, randvillkor och laster	55
6.1	Resultat från linjär elastisk spänningsanalys (studie 1)	61
6.2	Resultat från linjär elastisk spänningsanalys (studie 2)	61
6.3	Resultat från Icke-linjär spänningsanalys (enbart studie 2)	67
6.4	Inverkan av ASR på sprickbildning och spricktillväxt	72
7	Diskussion och slutsatser	74
8	Referenser	77

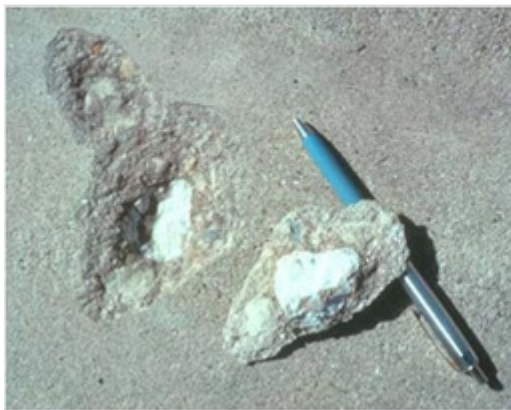
1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Ett ökande antal betongbroar och betongdammar världen över är skadade på grund av tidigare bristande kunskap om skademekanismen Alkalisilikareaktion (ASR) som berör en av de viktigaste beståndsdelarna i betong nämligen ballasten. Skadan uppstår på grund av användning av olämplig typ av ballast så kallade "reaktiv ballast" i betongen. I fortsättningen i denna rapport används förkortningen ASR i stället för ordet Alkalisilikareaktion.

Karaktäristiskt för en alkalisilikareaktion är att synliga tecken på ytan av en konstruktion uppkommer väldigt sent i reaktionens förlopp. Enligt B. Godart, M. de Rooij, och J. G. M. Wood, Reds, "Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures" [1], när väl synliga skador uppstår kan de utgöras ofta av följande:

- Förskjutning, deformation och andra tecken på rörelser hos konstruktionen
- Den karaktäristiska sprickbildningen. Sprickorna bildar ett nätverksmönster (på engelska kallat map-cracking) med eller utan synlig gel. Gelen i sprickor har en brunt färg.
- Längsgående sprickor vilka är parallella med den mest begränsade riktningen.
- "Pop-outs" som bildas när reaktionen befinner sig under ytan och på vissa ställen får bitar av betong att sprängas ut
- Avskalning av betong från ytan
- Missfärgningar



Figur 1:1: exempel på "pop-out" [16]



Figur 1:2: karaktäristiskt sprickmönster av ASR [9]

ASR skador ofta observeras hos äldre betongkonstruktioner såsom broar och betongdammar byggda mellan 1930-talet och 1990-talet då kunskapen om ASR var inte fullt utvecklade. Vidare har rapporten fokuserat på att studera ASR-skadans inverkan på betongdammars bärförmåga genom en litteraturstudie.

ASR är en kemisk reaktion i betong mellan reaktiva typer av ballast, vatten och alkali från t.ex. cement eller vägsalt. Reaktionen framkallar en expansion i betongen, och om de interna dragspänningarna från expansionen överstiger cementpastans draghållfasthet, kommer sprickor uppstå i betongen så kallade ASR-skada.

För att ASR reaktion och därmed ASR-skadan skall vara signifikant för reduktion av bärförmåga i brottgränstillstånd krävs tillräcklig hög alkalihalt, tillräcklig hög mängd av reaktiv ballast samt tillräcklig vatten (hög relativ fuktighet) i betongen och reaktionen leder till bildandet av en silikatgel som expanderar och således expanderar även betongen.

En av de stora utmaningarna är ofta att utreda graden av expansion orsakad av ASR i betongkonstruktioner. En expansion på grund av ASR i en betongdamm kan bland annat leda till problem med öppning och stängning av luckor och även till sprickbildning som kan ge upphov till inre frostangrepp, urlakning av cementpasta och läckage i bruksgränstillstånd.

Utifrån ett brottperspektiv medför ASR relaterade expansion och spänningar i betongkonstruktionen. Spänningar uppstår i betongen då den bildade silikatgelen expanderar. Utöver de inre spänningar som orsakats av gelets expansion, ytterligare spänningar eller omfördelning av spänningar kan uppstå på grund av inre tvång t.ex. om expansionen inte är jämnfördelad samt om betongen är armerad. Yttre tvång, som orsakas av upplag och angränsande konstruktioner, kan förändra spänningsnivån (höja eller minska) och omfördela spänningarna och expansionsriktningen. Spänningar resulterar i makro- och mikrospricksystem inne i betongstrukturen och påverkar konstruktionens styvhet och bärförmåga. På grund av de ASR-inducerade spänningarna är det av intresse att få kunskap om hur ASR påverkar betongkonstruktionens bärförmågor i form av böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, förankringskapacitet samt genomstansningskapacitet.

En av de stora utmaningarna i en bärighetsutredning är ofta att utvärdera graden av försämringen orsakad av ASR på både betongkonstruktioners bärförmåga och beständighet. Försämringen ökar med växande ASR expansion men även andra förutsättningar som armeringens innehåll och utformning, typ av brott och graden av yttretvång påverkar också reduktion av bärförmågan.

Världen över har många allvarliga skador på betongbroar och betongdammar på grund av ASR rapporterats under senaste 30 åren. Dessutom förväntas det att ett stort antal befintliga och för närvarande väl fungerande betongbroar och betongdammar har risken för att utveckla skador till följd av ASR under rätta omständigheter. Till exempel har Danska vägverket uppskattat att ca 600 danska broar har risken att utveckla ASR skador inom en snar framtid.

Idag finns det ungefär 50 000 höga dammar i världen vilka definieras av att de är minst 15 m höga mellan dammkrön och lägsta grundläggningsnivå enligt *"Dammsäkerhet, Handbok för egenkontroll och tillsyn"* [2]. Av dessa höga dammar finns lite mer än 39 000 i International Commission on Large Dams, ICOLD, databas över höga dammar [3]. I Sverige finns ungefär 10000 dammar där lite mer än 200 räknas som höga dammar [2]. Av dessa 200 dammar är ungefär 50 stycken byggda i betong och fördelningen avseende dammtyp för dessa betongdammar är: lamelldammar utgör ca 62%, gravitationsdamm ca 27 % och valvdammar ca 11 % enligt U. Wiberg, H. Eriksson, och Å. Engström, *"Betongdammar"* [4]. Världen över ökar antalet betongdammar vilka är påverkade av alkalisilikareaktion (ASR).

För att besluta om framtida bruk och livslängd för bro- och dammkonstruktion med ASR skador måste en tillförlitlig utvärdering av restbärförmåga av konstruktionen göras. Emellertid saknas fortfarande tillräcklig kunskap om hur ASR påverkar betongkonstruktioners bärförmåga och styvhet, men under senaste 20 åren har experimentella studier utförts i syfte att kunna svara på frågan.

Många gånger vid bärighetsutvärdering av ASR-skadade betongkonstruktioner kan de teorier och modeller för kapacitetsberäkningar som föreskrivs i de nationella standarder och koder inte användas. De har främst utvecklats som konservativt verktyg för dimensionering av nya betongkonstruktioner och inte avsedda för bedömning av skadade betongkonstruktioner. Som en följd av detta görs i många situationer grova uppskattningar på restbärförmåga som inte kan verifieras på ett korrekt sätt eller väljs ofta på säkra sidan att riva skadad betongkonstruktion och bygga en ny betongkonstruktion i stället.

1.2 SYFTE OCH MÅL

Syftet med denna rapport är att genom en fördjupad litteraturstudie identifiera forsknings- och kunskapsfronten om inverkan av ASR på betongkonstruktionernas bärförmåga med fokus på vattenkraftskonstruktioner där både risk för ASR skador och antalet ASR drabbade betongdammar är stora.

För att besvara frågeställningen har därför en omfattande litteraturinventering utförts. Utöver litteraturinventeringen har två examensarbeten initierat av undertecknad på både KTH och Uppsala universitet.

Målet med litteraturstudien är uppdelade i två delar:

1. Generellt om ASR och dess påverkan på betong som konstruktionsmaterial och på armerad betong som bärande konstruktion.
2. Specifikt utvärdera inverkan av ASR på dimensioneringsförutsättningarna gällande betongdammars bärförmåga för relevanta typer av brott. Här studeras lamelldammar och inverkan av ASR i brottgränstillstånd enligt RIDAS.

I rapporten har följande frågeställningar undersökts.

1. Genom en litteraturstudie identifiera metoder för utvärdering av inverkan av ASR på betongmaterialets hållfasthetsparametrar
2. Genom en litteraturstudie identifiera metoder för utvärdering av graden av ASR skador hos befintliga betongkonstruktioner samt metoder för prognosering av framtida utveckling av ASR.
3. Genom en litteraturstudie inventera och utvärdera resultatet av experimentell internationell forskning om inverkan av ASR på betongkonstruktioners bärförmåga gällande momentkapacitet, tvärkraftskapacitet, förankringskapacitet, stansningskapacitet mm
4. Att identifiera inverkan av ASR på lamelldammars bärförmågor med hänsyn till olika typer av brott i brottgränstillstånd.
5. Att studera verkningssättet hos lamelldammar under förekommande laster med hänsyn till sprickbildning och spricktillväxt.

2 ALKALISILIKAREAKTION (ASR)

2.1 ALLMÄNT OM ASR

Enligt B. Godart, M. de Rooij, och J. G. M. Wood, *Reds*, [1] är en alkalisilikareaktion (ASR) i betong är den vanligaste formen i gruppen alkaliballastreaktioner (på engelska alkali-aggregate-reaction AAR). Gruppen alkaliballastreaktioner består av alkalikarbonatreaktion (på engelska alkali-carbonatereaction, ACR) och alkalisilikareaktion (ASR).

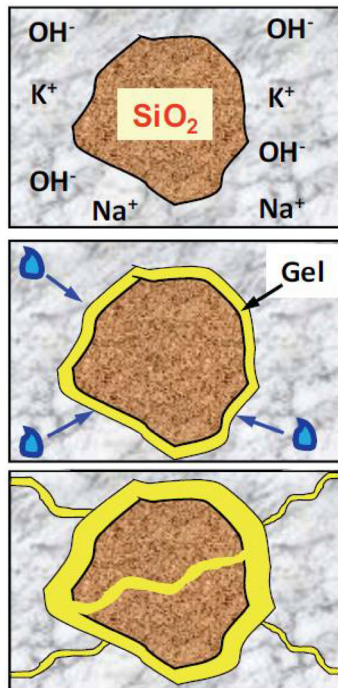
En alkalisilikareaktion (ASR) kan beskrivas som en skadlig kemisk reaktion. Reaktionen uppkommer i kontakten mellan alkalier från cementen och en reaktiv ballast vilken bildar en alkalisilikagel. Enligt *"ASR Field Identification Handbook"* [5], för att ASR ska uppkomma behöver tre komponenter finnas tillgängliga samtidigt i betongen, d.v.s.;

- fukt (en relativ fuktighet om minst 80 %)
- reaktiv ballast
- tillräckligt hög alkalihalt i cementen

Reaktionen utvecklar sig på så sätt att alkalihydroxider (Na, K & OH) från cementen och instabila kiseldioxider (SiO_2) i den reaktiva ballasten kommer i kontakt med varandra och reagerar. Denna reaktion bildar en alkalisilikagel runt men även inuti ballastkornet. När så gelen utsätts för fukt expanderar den och trycket ökar i det omkringsliggande materialet. Detta tryck skapar krafter som orsakar inre spänningar. Dessa spänningar leder i sin tur till att små sprickor bildas runt ballasten. Vid tillräckligt högt tryck spräcks materialet helt, en så kallad mikrospricka [5]. Detta förlopp upprepas resulterande i fler mikrosprickor och mer gel som sväller. Till slut kan inte konstruktionen hålla tillbaka reaktionen och tillhörande expansion vilket leder till att den spricker även på ytan, så kallad makrospricka. Enligt W. E. Touma [6] påskyndas utvecklingen av ASR när sprickbildning väl har tagit sig till ytan av konstruktionen på grund av att mer fukt kan ta sig in i konstruktionen. I [6] *"Alkali-silica reaction in Portland cement concrete: testing methods and mitigation alternatives"* har W. E. Touma påvisat hur ASR processen utvecklas i högre takt när makrosprickor introduceras på ytan av undersökta betongkonstruktioner.

Parametrar som påverkar reaktionen och dess förlopp är fukthalten, pH-värdet i porlösningen och temperaturen i och omkring konstruktionen enligt R. Charlwood, K. Scrivener [7]. Vikten av fukt och temperatur i omkring betondammar har studerats av R. Charlwood, K. Scrivener, och I. Sims, i rapporten *"Recent developments in the management of chemical expansion of concrete in dams and hydro projects-Part 1: Existing structures"* [7]. Generellt är fukttillgången hög för betongdammar vilket gör att vid närvaro av reaktiv ballast processen kommer igång under åldrandeprocessen av betongdammkonstruktioner.

B. Lagerblad och J. Trägårdh, [8] har studerat inverkan av typ av reaktiv ballast och kornstorlek i rapporten *"Alkalisilikareaktioner i svensk betong"* för svenska ballasttakter. Formen på ballastkornen kan påverka reaktionshastigheten. Även kornstorleken hos ballasten påverkar reaktionshastigheten. Ju mindre kornen är desto större specifik yta har de som kan utsättas för alkalier vilket ger en snabbare reaktion [8].



Figur 2.1: Utvecklingen av ASR [10]

Som har nämnts kan en expansion av ASR ge upphov till makrosprickor. Dessa sprickor leder till att andra typer av skador kan uppstå i konstruktionen. De vanligaste samverkansseffekterna av en alkalisilikareaktion är armeringskorrosion och frostsprängning samt urlakning av cementpasta speciellt för dammar. Armeringskorrosion uppstår genom att sprickbildningen på grund av ASR banar väg för fukt, syre och även för kloridjoner (Cl^-). Är dessa sprickor djupa så att de ger tillträde till armeringen kommer denna att börja korrodera enligt "ASR Field Identification Handbook" [5].

Uppstår korrosion kan det leda till att den lastupptagande delen av armeringen får en mindre diameter än den friska armeringen. Detta leder i sin tur till en sämre hållfasthet och även en sämre vidhäftning mellan stålet och betongen enligt "REHABCON Manual" [9]. Rosten som bildas runt armeringen genererar även ett inre tryck på grund av att den tar upp mer plats än den friska armeringen. Detta tryck kan senare leda till att det täckande betongskiktet spjälkas loss vilket i sin tur ger fritt tillträde för de ämnen som orsakar korrosion, se *Betonghandbok - Material, utgåva 2* [10].

Frostsprängning uppstår genom effekten av att vatten som fryser expanderar. Detta ger att vatten som samlats i sprickor från expansionen av ASR kommer att expandera ännu mer av den sprängningseffekt som det expanderande frysande vattnet leder till [5]. Att de redan existerande sprickorna blir större leder i sin tur till att ännu mer vatten kan ta sig in i konstruktionen. Detta snabbar på alkalisilikareaktionen, korrosionen av armeringen och till ännu mer frostsprängning. Även cementpastan kan uppnå en hög vattenmättnadsgrad som vid frysning leder till skador i cementpastan.

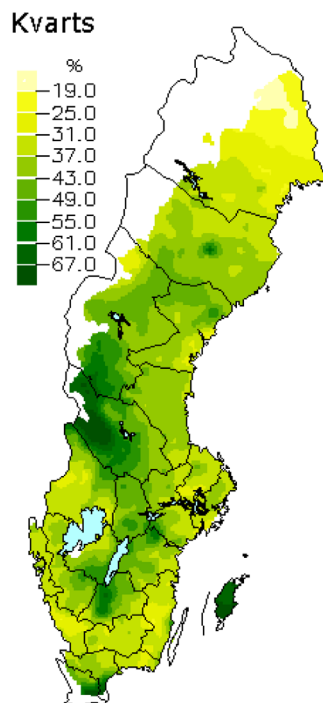
Reaktiva ballast kan med hänsyn till reaktionshastighet delas in i tre grupper: låg-, mellan-, och snabbreaktiva ballastgrupper. Nivåerna av reaktivitet ger en indikation på hur snabbt reaktionen påbörjas och ge upphov till synliga tecken på ASR. Det är

vanligast med låg- och mellanreaktiv ballast i Sverige. Följaktligen tar det lång tid innan en expansion av ASR i konstruktioner såsom dammar upptäcks enligt M. Kalinowski, I. Fossenstrand, och J. Trägårdh, [11].

De skadligaste reaktiva ballast i Sverige är flintorna i Skåne som är snabbreaktiva. Sådan ballast i en olämplig betong kan ge upphov till allvarliga skador inom 10 år. Längre norrut finns olika typer av finkorniga och deformerade bergarter som är långsamt reaktiva. För låg- och mellanreaktiv ballast tar det mer än 15-20 år innan ASR skador i en konstruktion uppkommer. Tidsskillnaden mellan snabbreaktiv och långsamreaktiv ballast beror bland annat på instabil och lättlöslig silikan är.

Ett mineral som endast består av reaktionsingrediensen kiseldioxid (SiO_2) är kvarts. Kvarts är även det vanligaste mineralet i berggrunden, se [12], och således finns det i så gott som all ballast enligt B. Lagerblad och J. Trägårdh [8]. Figur 2.2 visar en karta över Sverige och halterna av kvarts. Denna visar även inom vilka områden av landet det kan finnas en större risk för ASR-skador i konstruktioner där berggrunden använts som ballast i betongen.

På grund av att långsamreaktiv ballast kan förekomma i nästan all ballasttyper i Sverige, är det viktigt att göra undersökningar av den tilltänkta ballasten innan den används. Rekommenderat är att minst utföra en petrografisk analys. Exempel på vanliga bergarter som visat sig vara reaktiva, och därmed bör undvikas, är hälleflintor, mylonit och porfyryr enligt "Betonghandbok - Material, utgåva 2" [10]. I Sverige föreskrivs en högsta tillåtna halt av reaktiv ballast till 15 % vid nybyggnad av dammar som en säkerhetsåtgärd för att undvika ASR [8].



Figur 2.2: Halten av kvarts i den svenska berggrunden [12]

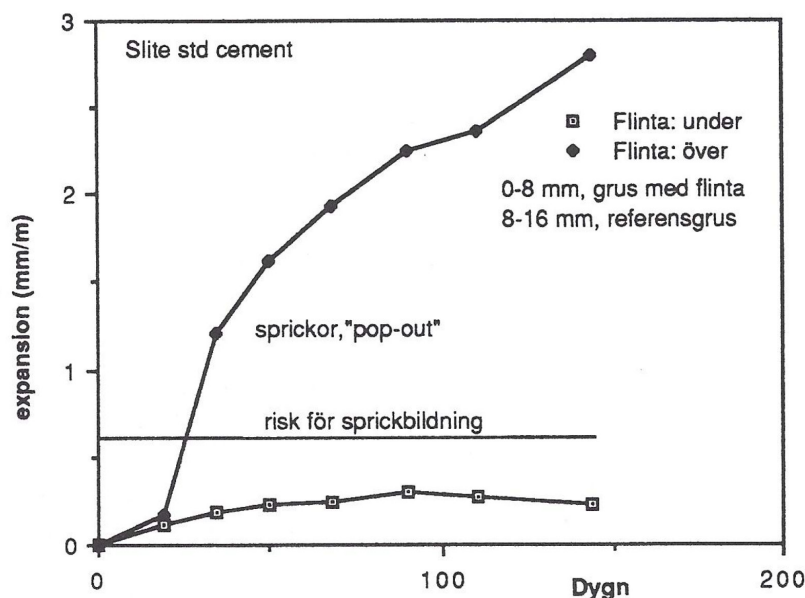
För att reducera risken för en expansion av ASR i konstruktioner som dammar är det viktigt att använda en cement med låg alkalihalt. Alkalierna består av kaliumjoner (K^+)

och natriumjoner (Na^+) vilka är naturligt förekommande i cement. Att en cement har en låg alkalihalt innebär att det har en ekvivalent halt av Na_2O på maximalt 0,6 % av cementvikt enligt nedanstående ekvation, se [10].

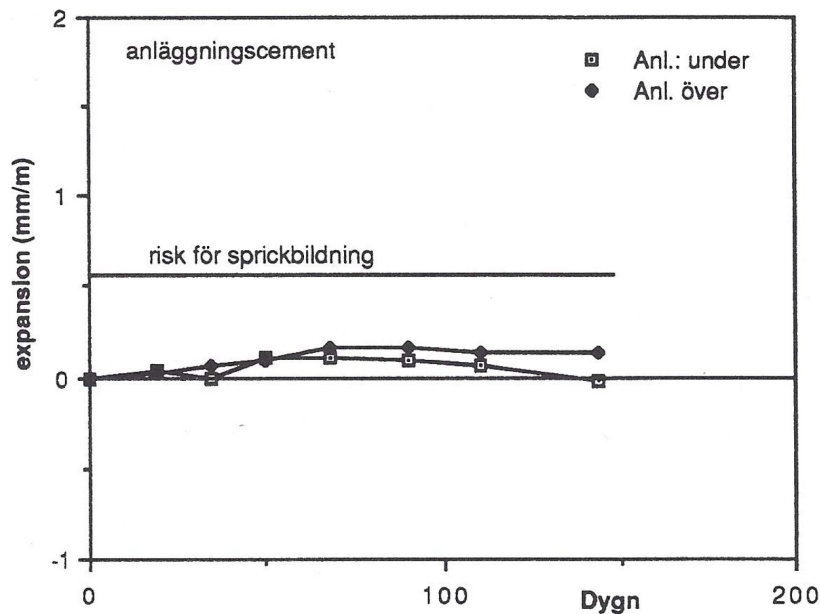
$$\% \text{ ekv. Na}_2\text{O} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \% \text{K}_2\text{O}$$

Anläggningscement uppfyller detta krav och det är även denna cementsort som föreskrivs i Sverige för betongdammar [10]. Däremot har en Slite standardcement omkring 1,2 % av cementvikten Na_2O . Skillnaden i alkalihalter i betong på grund av olika cementtyper kan vara avgörande för ASR. Ett exempel på cementtypens inverkan på ASR expansion visas nedan genom provningsresultat av accelererade tester med Flintaförande ballast från Skåne. Ballasten togs ut i ballasttåkten i både under respektive över grundvattenyta för att undersöka graden av reaktivitet hos ballasten. För ballasten under grundvattenyta har ASR reaktionen redan till större del skett medan ballasten över grundvattenyta är väldigt reaktivt när kommer i kontakt med fukt.

Figur 2.3 visar ASR expansion hos betongprover med Slite standardcement i betongen samt flintaförande grus från Skåne. Provkroppar har gjorts med ballast från både över och under grundvattenytan och resultatet av provningen visar på en markant skillnad i expansion [8]. Provkroppar med uttagen reaktiv ballast över grundvattenyta har ca 3 mm/m i expansion efter ca 150 dygn. Däremot visar provkroppar med uttagen reaktiv ballast (flinta) under grundvattenyta visar ca 0,4 mm/m expansion efter 150 dygn. Figur 2.4 visar att låga halter av alkalier i betong med anläggningscement begränsar ASR utvecklingen och därmed expansionen för både provkroppar med Flintaförande ballast från över och under grundvattenytan.

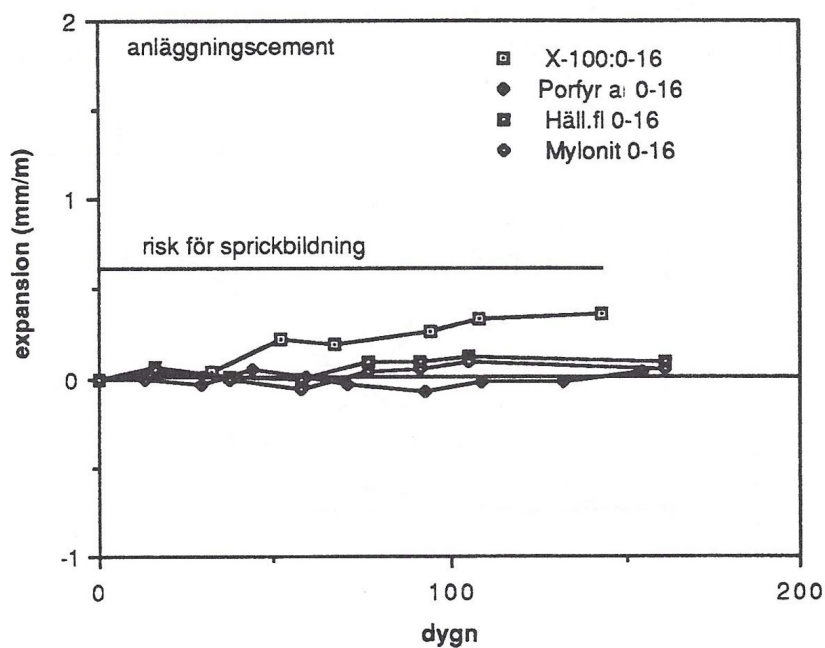


Figur 2.3: Expansion med flintaförande grus från en täkt i Skåne med Slite standardcement i betongen. Provkroppar har både reaktiv ballast från både över och under grundvattenytan och resultatet visar på en markant skillnad i expansion [8].



Figur 2.4: Diagram som visar hur anläggningcement dämpar reaktiviteten hos grusmaterialet med flintaförande grus [8].

Figur 2.5 visar på en låg expansion med anläggningcement och de reaktiva bergarterna mylonit, hälleflinta och porfyr. Låga halter av alkalier i betong med anläggningcement begränsar ASR utvecklingen och därmed expansionen till max 0,3 mm/m efter 150 dygn.



Figur 2.5: En låg expansion med anläggningcement och de reaktiva bergarter mylonit, hälleflinta och porfyr [8].

En låg halt av alkalier i cementen ger en långsammare reaktion och mycket forskning har lagts ner på att komma fram till det högsta tillåtna värdet för alkalihalten i cementen, vilket är den ekvivalenta halten av Na_2O på maximalt 0,6 % av cementvikt. Cementen är en källa till alkalier och alkalier kan infinna sig även i ballastmineraler samt från omgivande miljö i form av lösalter. Därför anges ofta i litteraturen den totala alkalihalten i betong uttryckt som kg/m^3 . Den totala alkalihalten i betong, uttryckt som kg/m^3 , har begränsats till 3 kg/m^3 . För slankare konstruktioner, så som lamelldammar, kan ett högsta värde på 3 kg/m^3 fungera. Detta på grund av att en slank konstruktion ger en möjlighet till att alkalier kan lakas ur. Dock har långtidsstudier kunnat visa att detta värde egentligen kanske borde vara så lite som $1,5 \text{ kg/m}^3$ eller till och med lägre. Anledningen till att ett lägre värde kan vara nödvändigt är att det i långtidsstudier upptäckts att det kan finnas fler mineraler i ballasten som kan avge alkalier än vad man tidigare trott. Det är även så att gelen som ASR ger upphov till binder alkalier. När gelen kommer i kontakt med cementen ändras den till kalciumsilikahydrat, C-S-H. Under denna process kan det vara så att alkalier frisätts och att det på så sätt uppstår en återvinning av alkalier enligt R. Charlwood, K. Scrivener, och I. Sims [7].

Enligt J. Lindgård, Ö. Andıç-Çakır, I. Fernandes, T. F. Rønning, och M. D.A. Thomas, "Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing" [13], har användning av tillsatsmaterial såsom flygaska och silikastoft i betong en hämmande effekt på ASR reaktion. Tillsatsmaterial fungerar på så sätt att de binder alkalier från porlösningen. På så sätt minskas alkalihalten i betongen och risken för ASR minskas. Vanliga tillsatsmaterial som används internationellt i byggande av dammkonstruktioner är flygaska och silikastoft. Resultat av inverkan av tillsatsmedel som silikastoft presenterades i "International Commission on Large Dams" i paris år 1991 med rubriken "Alkali-aggregate reaction in concrete dams - Review and Recommendations" [14].

Flygaska bildas när kol förbränns i värmekraftverk. Den består av fina partiklar som filteras från rökgaserna innan de släpps ut i luften. Silikastoft är en biprodukt från stålindustrin vid tillverkning av ferrokisel och kiselmetall. I processen bildas rök vilken innehåller små partiklar vilka samlas i filter och detta kallas för silikastoft, se "Betonghandbok - Material, utgåva 2" [10].

2.2 TESTMETODER FÖR IDENTIFIERING AV ASR

Testmetoder, riktlinjer och rekommendationer i syfte att förebygga att alkaliballastreaktioner uppstår i betongkonstruktioner har tagits fram av Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages, RILEM (på engelska International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures).

Sims och P. Nixon, återger rekommendationerna för testmetoden i en användarevägledning enligt "RILEM Recommended Test Method AAR-0: Detection of Alkali-Reactivity Potential in Concrete", se [15]. Genom testmetoderna finns det möjlighet att ta reda på vilka bergarter ballasten innehåller, om ballasten är reaktiv och i så fall på vilken nivå. Det går även att fastställa om en alkalisilikareaktion pågår och till vilken grad reaktionen orsakat mikrosprickor. Det finns även tester där expansionen av ASR accelereras för att på så sätt uppskatta hur mycket mer en konstruktion kommer att expandera [15].

Enligt B. Godart, M. de Rooij, och J. G. M. Wood, *Reds* [1], inleds de allra flesta av testmetoderna inleds med att borrkärnor tas från konstruktionen med en diamantborr. Enligt *British Cement Association (BCA), CONTECVET-manual*, [16], bör dessa tas från områden som är skadade och från referensområden som inte är skadade. Om möjligt bör områden med armering undvikas. Borrkärnorna har en längd om minst 300 mm. Diametern bör vara minst 2,5-3 gånger storleken på den största ballasten och om möjligt 75-100 mm. Detta på grund av att det är lättare att utföra tester och få ett rättvisande resultat från större borrkärnor enligt [1]. För att undvika skador och andra reaktioner när proverna är tagna bör de sveps ordentligt, exempelvis med plastfolie. Viktigt är att sedan påbörja testerna så snart som möjligt efter provtagningen. Borrkärnorna kan torka ut och även expandera av att begränsningen som den omslutande konstruktionen utgjort har tagits bort.

Enligt *CONTECVET-manual* [16] är de vanligaste testmetoderna som används när det kommer till dammkonstruktioner petrografisk analys i planslip och i tunnslip, mikrostrukturanalys i svepelektronmikroskop och expansionstester av betongprismor.

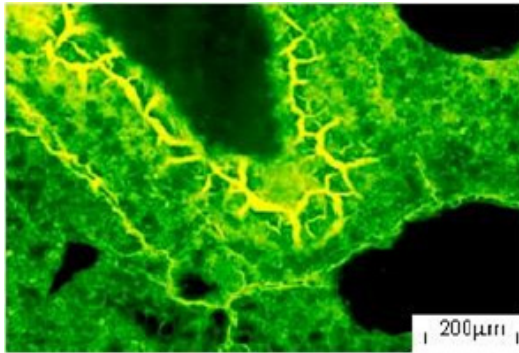
2.3 PETROGRAFISK ANALYS ENLIGT RILEM

RILEMs testmetod AAR-1 är en petrografisk analys och analysen görs på planslip och tunnslip. Enligt I. Sims och P. Nixon, "*RILEM recommended test method AAR-1: detection of potential alkali-reactivity of aggregates—petrographic method*" [17], används denna analys för att ge svar på vilka bergarter och mineraler som ballasten innehåller. Den kan visa om gel från ASR finns och utbredningen av mikrosprickor. Analysen kan även ge information om den använda cementen.

Enligt "*Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures*" [1], skapas en planslip på så sätt att en tunn skiva tas i längsgående riktning från en borrkärna. Den impregneras sedan med fluorescerande epoxy och slipas så att den blir helt slät.

En tunnslip skapas genom att en tunn skiva från en borrkärna impregneras med epoxy, se *Mikroskopi av betong og betongtilslag* [18].

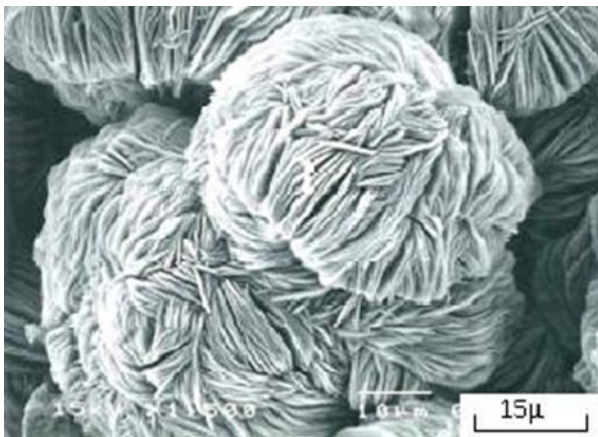
Enligt "*How to make a thin section*" [19], limmas Skivan fast på en glasskiva för att sedan poleras. Den poleras till 20-25 µm tjocklek varpå ännu en tunn glasskiva limmas fast ovanpå. En tunnslip kan även skapas genom att ballast tas från konstruktionen och fördelas i bitar om max 4 mm. De impregneras sedan med epoxy, limmas fast på en glasskiva och polerats till tillräcklig tjocklek. Analysen av proverna görs sedan med lupp, stereomikroskop eller polarisationsmikroskop. Under analysen brukar antalet av varje mineraltyp räknas. Ballasten klassificeras sedan i klass I till III, där det inom varje klass finns undergrupper. Klass II-S innebär att risken för reaktiviteten hos ballasten är osäker. Klass III-S innebär att det är mycket troligt att ballasten är reaktiv, se [17].



Figur 2.6: Petrografisk analys av tunnslip under UV-ljus [1]

2.4 MIKROSTRUKTURANALYS I SVEPELEKTRONMIKROSKOP (SEM)

Enligt I. Sims och P. Nixon "RILEM recommended test method AAR-1: detection of potential alkali-reactivity of aggregates—petrographic method" [17], är undersökning av prover av tunnslip under svepelektronmikroskop (SEM) ett mycket bra sätt att hitta en eventuell alkalisilikareaktion. Mikroskopet skannar provet med hjälp av en elektronstråle. Strålen reflekteras sedan tillbaka och omvandlas till elektriska signaler. Dessa elektriska signaler är olika beroende på vilket atomnummer det scannade materialet innehåller. De elektriska signalerna omvandlas sedan till en bild i olika grå toner materialet.



Figur 2.7: ASR-gel i SEM [1]

2.5 EXPANSIONSTESTER ENLIGT RILEM

Expansionstester används för att avgöra hur pass reaktiv ballasten är. RILEMs testmetod AAR-2 är speciellt bra för att upptäcka långsamt reaktiv ballast. Testmetod AAR-2 utförs antingen på borrkärnor från den befintliga konstruktionen eller på gjutna stavar av betongbruk. Gjutna stavar ska ha samma sammansättning som betongen i konstruktionen. Proverna placeras sedan i en lösning av natriumhydroxid, NaOH, i 80°C under 14 dagar. Under dessa 2 veckor görs mätningar av längdändringar kontinuerligt, se "Recommendations, A - TC 106-2 - Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - The ultra-accelerated mortar-bar test" [20].

Enligt "B-TC 106-3-Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - Method for aggregate combinations using concrete prisms" [21], tas i testmetod AAR-3 betongprismor från konstruktionen eller gjuts med samma sammansättning som betongen i konstruktionen. Proverna förvaras sedan inlindade i bomull i en fuktig miljö och 38°C värme. I denna testmetod förvaras proverna under ett år och längdmätningar görs kontinuerligt under tiden.

Enligt "The EU "PARTNER" Project — European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates: Final results and recommendations" [22], tas proverna i testmetod AAR-4.1 fram på samma sätt som i testmetod AAR-3. Dessa förvaras sedan i en miljö med 100 % RH och 60°C värme. Proverna förvaras under 20 veckor och längdmätningar görs kontinuerligt.

För att ett prov inte ska anses innehålla reaktiv ballast i testmetod AAR-2 ska inte expansionen vara större än 0,10 %. För testmetod AAR-3 ska expansionen inte överstiga 0,05 %. För testmetod AAR-4 ska expansionen inte vara större än 0,03 % efter 15 veckors provningstid [22].

[23] I. Sims, P. Nixon, B. Godart, och R. Charlwood, "Recent developments in the management of chemical expansion of concrete in dams and hydro projects-Part 2: RILEM proposals for prevention of AAR in new dams" föreslår hårdare kriterier för dessa expansionsgränser. I dessa förslag har konstruktioner som är gjorda för att stå länge, så som dammar, varit i åtanke. Dock är detta ännu inte antaget.

2.6 MÄTNING AV IN-SITU ASR EXPANSION

En fri expansion skiljer sig från in-situ expansionen i betong på så sätt att vid fri expansion inget inre tvång (hög armeringsinnehåll) eller yttre tvång (fastlåsningar) hindrar ASR expansion från att äga rum.

För att mäta expansionen in-situ hos befintliga betongdammar i nuvarande tillstånd bör annorlunda tillvägagångssätt användas. Det är sedan tidigare känt att betongens egenskaper, t.ex. expansion påverkas av olika faktorer [1]. Dessa faktorer inverkan på betongen behöver fastställas för att få en djupare förståelse för hur betongens bärighetsförmåga påverkas. Expansionen kan bland annat bestämmas genom att direkt på plats mäta ASR-skadans förorsakade expansion. I vissa fall kan information från likvärdig betong i samma miljöbetingelser användas. En fackmannamässig bedömning bör därtill göras angående huruvida expansionen är fri eller begränsad.

Genom att beakta sprickor kan den in-situ expansionen uppskattas. Metoden bygger på att direkt på plats mäta sprickbredd och vinklar i den riktning som betongens egenskaper krävs. I undersökningen bör mätningarna göras på minst fem olika platser inom mer än en meters gräns och minst 250 mm mellan varje mätpunkt. Enligt Clark, L. A. och A. E. K. Jones, "The effect of restrained expansion on the assessment of structures with ASR" [24], ger uppskattningen ett mer pålitligt resultat genom att beakta sprickans vinkel i förhållande till de fall då enbart sprickans bredd mäts. Den genomsnittliga expansionen i betongkonstruktionen kan då beräknas genom följande:

$$\varepsilon_{ave} = \Sigma \varepsilon_i / n \quad (I)$$

$$\varepsilon_i = (\alpha \Sigma w \cdot \sin \theta) / L + \beta \quad (II)$$

där:

θ = vinkel mellan referenslinjen (riktningen för expansionen) och sprickan

α = konstant mellan 1 och 1.5

β = konstant mellan 500 och 1500

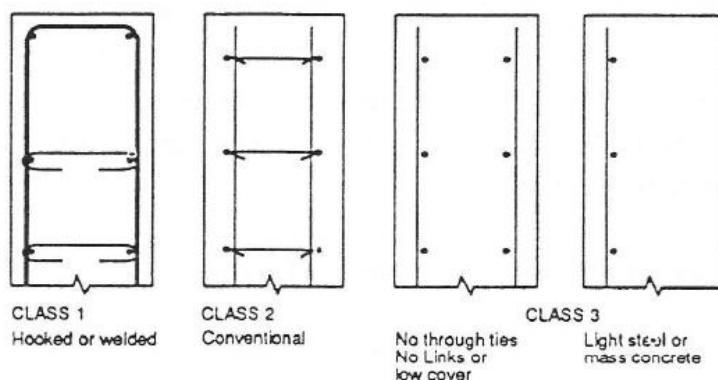
Den nuvarande expansionen kan uppskattas i de fall då åldern för de synliga sprickorna är kända. Den uppskattade expansionen skall därefter korrigeras med hänsyn till de klimatförhållanden som råder. Detta genom att utnyttja beteendet i likvärdig betong, se CONTECVET-manual [16].

2.7 INVERKAN AV ARMERING PÅ INRE TVÅNG OCH IN-SITU EXPANSION

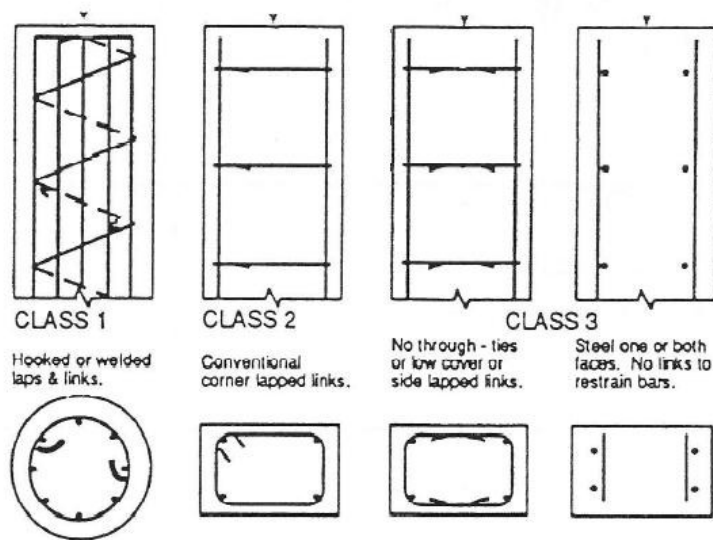
När betongen expanderar på grund av ASR leder detta till att dragspänningar uppstår i armeringen. Då en armerad konstruktion alltid vill hålla jämvikt leder dessa dragspänningar till tryckspänningar i den omgivande betongen. Detta tillsammans ger en förspänningseffekt. Förspänningseffekten har den positiva inverkan att den hämmar och kan minska den fortgående expansionen på grund av ASR.

I beräkningar bör dock endast 50 % av denna förspänningseffekt tillgodoräknas på grund av att spänningarna inte är konstanta över hela armeringslängden. Det är även osäkert hur länge som denna förspänningseffekt håller i sig.[16]

För att få ut så mycket som möjligt av fördelarna med förspänningseffekten är utformningen av armeringen viktig. Den optimala armeringen är när det finns längsgående armering i båda riktningar och tvärkraftsarmering i form av byglar. Det är även viktigt att armeringen är väl förankrad. Utgående från detta kan armeringsdetaljeringen i en konstruktion klassificera från klass 1 till 3. Klass 1 innehåller armering som beskrivet ovan. Klass 3 är den minst armerade konstruktionen. Klass 3 är följaktligen även den utformning av armering som rekommenderas minst med hänsyn till expansion på grund av ASR enligt CONTECVET-manual [16].



Figur 2.8: Klassindelning av armering i plattor och väggar [16]



Figur 2.9: Klassindelning av armering i pelare [16]

3 Inverkan av ASR på materialegenskaper

3.1 ALLMÄNT

Ett förekommande tillvägagångssätt att beakta inverkan av ASR på betongtvärsnittets bärförmåga vid bärlighetsberäkning av ASR-skadade betongbroar i brottgränstillstånd har varit reduktion av betongens hållfastheter och materialegenskaper som funktion av nuvarande eller förväntade framtida ASR expansion. De reducerade värdena används som indata i bärlighetsberäkning.

I denna rapport menas med materialegenskaper i första hand betongens tryck- och draghållfastheter samt elasticitetsmodul. Inverkan av ASR på betongens krypegenskaper har inte studerats i denna litteraturstudie men reduktion av elasticitetsmodul kan vara vägledande även för betongens krypegenskaper.

Ovanstående tillvägagångssätt är en konservativ metod att beräkna restbärlighet i synerhet om de nominella hållfasthetsparametrar (28 dygnsvärdena) reduceras som materialparametrar för ASR-skadad betong i en bärlighetsberäkning. En av anledningarna att ovanstående tillvägagångssättet betraktas som en konservativ metod är betongens naturliga hållfasthetstillväxt inte beaktas under konstruktionens livslängd. En annan anledning till konservatismen är armeringens omslutningseffekter i form av förspänningskrafter inte beaktas i ovanstående tillvägagångssättet. Armeringens utformning kan skapa gynnsamma omslutningseffekter om armeringens utformning möjliggör detta, se avsnitt 2.7.

Eftersom ASR kan påverka betonghållfastheten samtidigt som hållfastheter kan växa med tiden, krävs både analyser av borrhärdor och andra typer av fältstudier, samt en ingenjörsmässig bedömning för att fastställa reduktionen av materialparametrar. Hänsyn skall tas till möjlig spjälkning samt omfattande spricksystem i kritiska zoner med stora tvärkrafter och vidhäftningsspänningar[25].

Litteraturstudier visar att betongens hållfasthetsegenskaper påverkas i olika omfattningar av ASR-skadan. Reaktionen påverkar cylindertryckhållfastheten mer än kubtryckhållfastheten. Således bör cylindertryckhållfastheten användas vid dimensionering.

Många studier i litteraturinventeringen är gjorda för att analysera vilken inverkan ASR har på betongens rena hållfasthetsvärden och elasticitetsmodul. I alla studier i litteraturinventeringen har provningar så gott som alltid gjorts på oarmerade cylindrar och kuber i laboratorium. Det har visats i de flesta studier att ASR skadan resulterar i en reduktion av betongens hållfastheter. Reduktionen växer med växande expansion i betongen. Den högsta expansionsgraden i laboratorieprovningar är 10 mm/m men vid bara 0,5 mm/m expansion kan mindre reduktioner av materialhållfastheter observeras.

I följande delavsnitt redovisas reduktion av tryckhållfasthet, draghållfasthet och elasticitetsmodul som viktigaste indata/parametrar för dimensionering av kritiska tvärsnitt.

3.2 TRYCKHÅLLFASTHET

Den enaxliga tryckhållfastheten hos betong påverkad av ASR har undersökts i många studier. Resultat av de flesta prover har visat på en reduktion av betongens

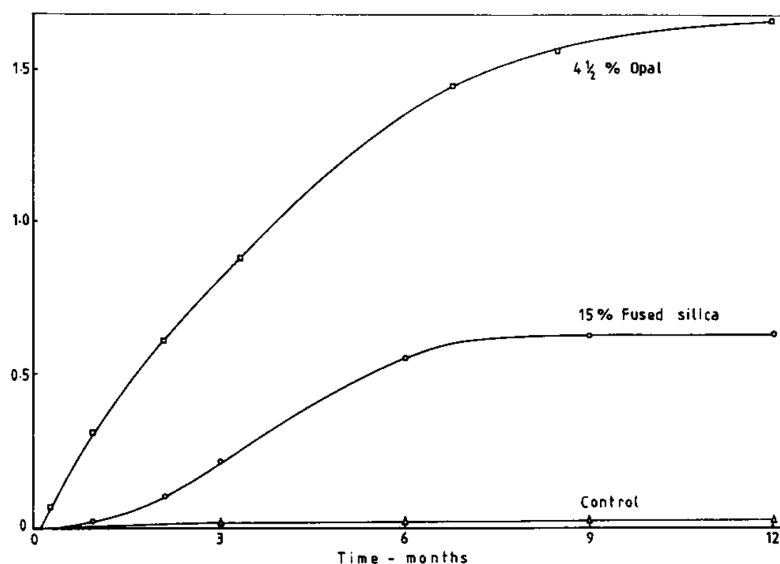
tryckhållfasthet vid en ASR expansion medan några tester visar motsatt resultat i form av en ökning av betongens hållfasthet.

Tidigare resultat av ASR provningar utfört av *Clark L.A.* [42] och *Ono K* [43] visar att tryckhållfasthet minskar när den mekaniska skadan på grund av ASR ökar. Reduktionen tenderar till cirka 40 % vid stora expansioner. *Clark* betonar att tryckhållfasthetsmätning som utförs med cylindrar av betong är känsligare för ASR och ger lägre tryckhållfasthet än tryckhållfasthetsmätning som utförs med kuber. Även *Swamy* [44] anger att tryckhållfasthet inte är en bra indikator för att upptäcka och följa utvecklingen av ASR. Trots det används ofta betongens tryckhållfasthet som indikator av ASR på grund av enkelheten i mätningen.

Swamy tryckhållfasthetsprovade tre betongblandningar d.v.s. kontroll betong, betong med 4,5% Opal, betong med 15 % Silica under ett år. Resultatet visar reduktion av tryckhållfasthet för både betongblandning med Opal och Silica efter 1 år.

Tabell 3.1: Inverkan av ASR expansionen på tryckhållfasthet av betong, *Swamy* [44]

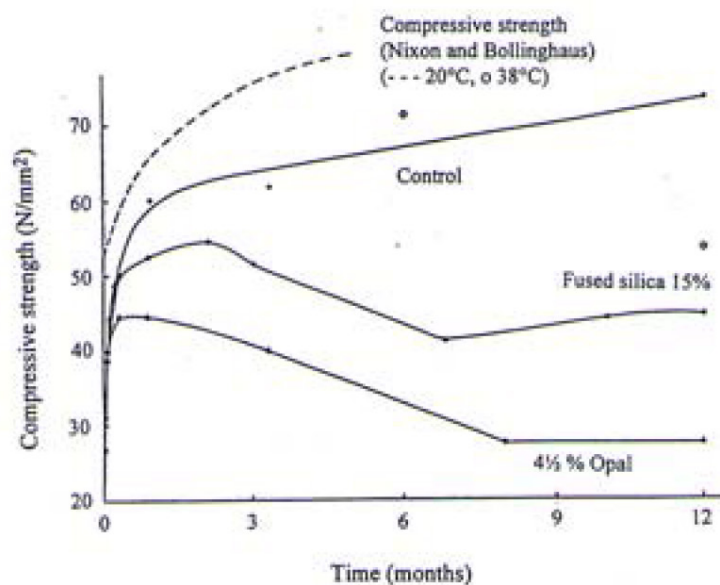
Test	Mix	Age in days			
		10	28	100	365
Average Expansion (%)	Control	0.001	0.003	0.017	0.021
	4 ^{1/2} % Opal,	0.097	0.316	0.883	1.644
	15 % Fused Silica	0.005	0.023	0.259	0.623
Average Compressive Strength (N/mm²)	Control	--	60.1	61.9	73.5
	4 ^{1/2} % Opal,	--	44.5	39.9	27.5
	15 % Fused Silica	50.2	52.5	50.5	44.5



Figur 3.1: ASR expansion under ett år, *Swamy* [44]

Tabell 3.2: Inverkan av ASR expansionen på tryckhållfasthet av betong, Swamy [44]

Expansion, percent	4½ percent opal		15 percent fused silica	
	Age, days	Loss, percent	Age, days	Loss, percent
0.05	6	9	40	12
0.10	8	11	60	11
0.20	17	20	87	15
0.40	36	27	140	30
0.60	60	30	200	40
1.00	117	38	—	—
1.60	270	62	—	—



Figur 3.2: Inverkan av ASR på tryckhållfasthet enligt Swamy [44]

Den exakta tryckhållfastheten hos betong påverkad av ASR har undersökts i många studier. De flesta tester har i resultaten visat på en minskning av tryckhållfastheten vid en expansion av ASR medan några tester inte har gett samma resultat. Vad som dock har varit genomgående i dessa studier är att en reduktion av tryckhållfastheten har uppstått när högreaktiv ballast har använts i betongen. Däremot när låg- och mellanreaktiv ballast använts har tryckhållfastheten hållits mer på en och samma nivå, eller ökat. I [26] har *I. Yurtdas, D. Chen, D. W. Hu, och J. F. Shao* visat en sammanställning av resultaten av tryckhållfastheten av flera studier gjorda på betongprover. Betonger med högreaktiv ballast (HR) ofta visar en reduktion av tryckhållfasthet men betonger med normalreaktiv ballast (NR) och lågreaktiv ballast (R) ofta visar varierande resultat med både tillväxt och reduktion av tryckhållfasthet.

Tabell 3.3 visar en sammanställning av resultat utfört av olika forskare. Expansionen av ASR har i dessa studier accelererats i laboratorium och bland annat har tryckhållfastheten provats, [26].

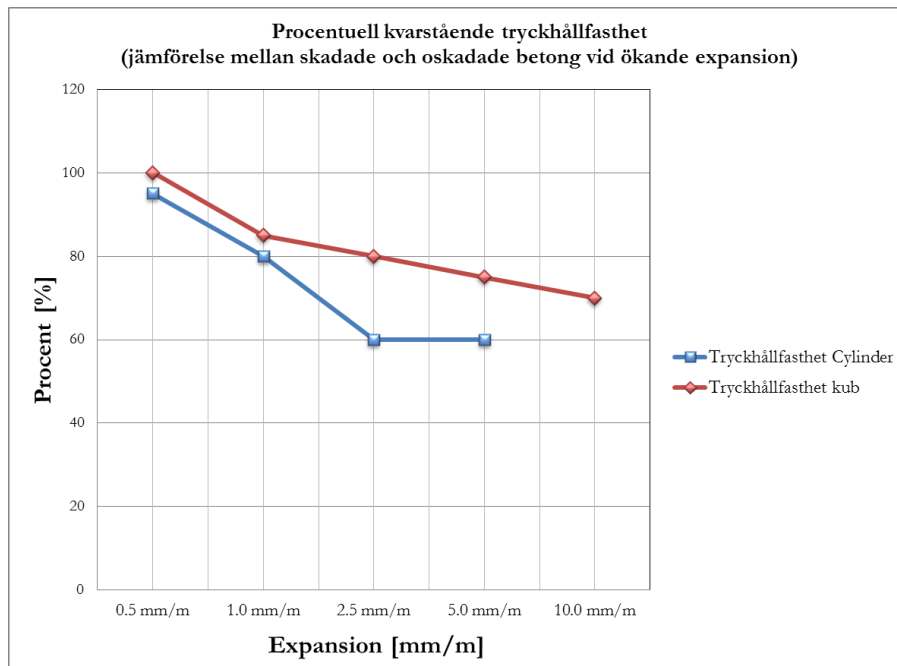
Tabell 3.3: Sammanställning av tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för utförda provningar, för hela tabellen se [26]. (HR) högreaktiv ballast, (NR) normalreaktiv ballast och (R) lågreaktiv ballast.

Reference	Material	Variation of mechanical properties at the end of conditioning period [%]: decrease (-), increase (+)	
		f_c	E
Ahmed et al. [25]	NR concrete	40	16
	R concrete	13	-67
	HR concrete	-35	-92
Clayton [19]	R concrete	11 (cubes)	-
		-30 (tall prisms)	-
Giaccio et al [9]	NR concrete	66 ^a	6
	R(1) concrete	40 ^b	-18
	R(2) concrete	5 ^a	-59
	HR concrete	9 ^c	-10
Marzouk and Langdon [5]	R concrete	21	61
		2	-31
	HR concrete	13	-26
Monette et al. [22]	HR concrete	54	-68
	NR concrete	12 ^d	-11
Pleau et al. [17]	HR concrete	-33 ^d	-64
	NR concrete	69	8
Larive [16]	R concrete	71	-22
	NR concrete	23	-2
Multon [24]	R concrete	11	-6
		77 ^e	9
		22 ^f	-24

Betongens hållfasthetsegenskaper påverkas i olika omfattningar av ASR-skadan. Reaktionen påverkar cylindertryckhållfastheten mer än kubtryckhållfastheten. Således bör cylindertryckhållfastheten användas vid dimensionering, se [16]. I CONTECVET-manual [16] "A Validated User's Manual for assessing the residual service life of concrete structures: Manual for assessing concrete structures affected by ASR", publicerad av British Cement Association (BCA), redovisas reduktioner för betongens hållfasthetsvärde.

Som visas i tabell 3.5 kan 60 % av den enaxliga tryckhållfastheten återstå vid en expansion på 5 mm/m. För tryckhållfastheten hos kuber kan 70 % återstå vid en expansion på 10 mm/m.

I CONVECTEC-manualen rekommenderas en reduktion med ökade expansion för betongens tryckhållfasthet på säkra sidan [16]. Således kan dessa procentuella värden vara försiktigt tilltagna vilket man bör ta hänsyn till i en beräkning, se [27]. Med antagande av ett linjärt samband kan rekommenderade värde på reduktion av hållfastheter i [16] redovisade i diagramform.



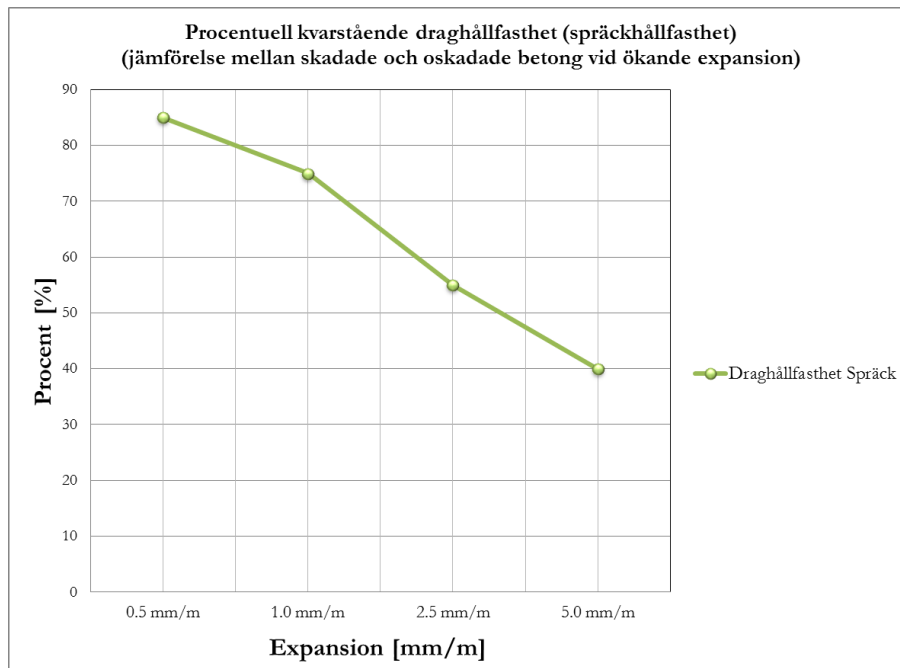
Figur 3.3: Tryckhållfasthet i förhållande till fri expansion. [16]

3.3 DRAGHÅLLFASTHET

Olika värden erhålls på draghållfastheten hos ASR påverkad betong beroende på den metod som används enligt Jones A. E. K. och Clark L. A. "The effects of ASR on the properties of concrete and the implications for assessment. *Engineering Structures*" [28]. Draghållfastheten som erhållits ur spräckprovning hos cylinder kroppar motsvarade 85, 75, 55 och 40 % av hållfastheten för betong efter 28 dagar för expansioner på 0.5, 1, 2.5 och 5 mm/m. Draghållfastheten reduceras innan större expansioner uppstår, vilket förklaras av att mikrosprickorna har en stor inverkan på den reducerade draghållfastheten enligt Jones A. E. K. och Clark L. A. "The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete" [29].

Även den enaxliga draghållfastheten har undersökts i många studier. Laboratorierover visar på att draghållfastheten påverkas mycket negativt av en expansion av ASR. Det har även visats av I. Yurtdas, D. Chen, D. W. Hu, och J. F. Shao, "Influence of alkali silica reaction (ASR) on mechanical properties of mortar" [30], att denna negativa effekt uppstår oavsett vilken nivå av reaktivitet ballasten har.

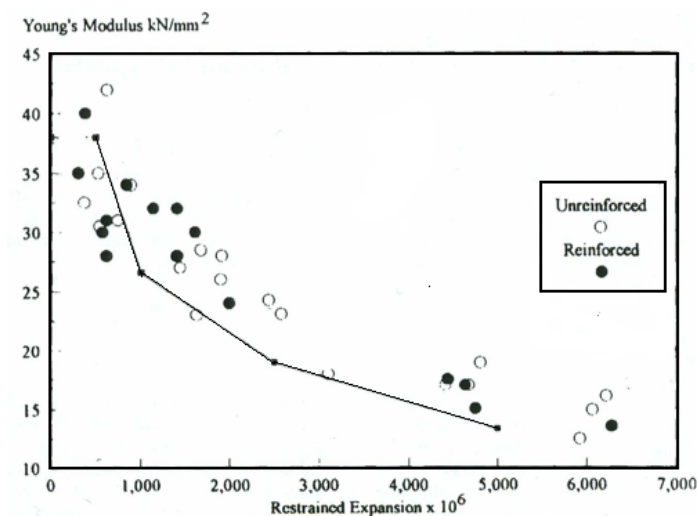
I tabell 3.3 kan ses att den enaxliga draghållfastheten kan minska med 60 % för en expansion på 5 mm/m. Med antagande av ett linjärt samband kan rekommenderade värde på reduktion av hållfastheter i [30] redovisade i diagramform.



Figur 3.4: Draghållfasthet i förhållande till fri expansion. [30] och [16]

3.4 ELASTICITETSMODUL

Elasticitetsmodulen minskar i samband med ökad expansion, se figur 3.3, som beskriver att vid expansioner mindre än 0.5 mm/m är elasticitetsmodulen knappt oförändrad. Dock minskar elasticitetsmodulen avsevärt vid större expansioner än 0.5 mm/m. Det visar sig att det är mängden mikrosprickor i betongen som påverkar materialets elasticitetsmodul. Medan expansioner ger en indikation på att mikrosprickor förekommer, kan mikrosprickor emellertid förekomma utan att betydande expansioner har skett enligt Jones A. E. K. och Clark L. A., "The effects of ASR on the properties of concrete and the implications for assessment" [28].



Figur 3.5: Förhållande mellan elasticitetsmodul och expansion i betong, med ett referensvärde (28 dygnsvärde) på 38 GPa [28]. (Bilderna är modifierad för förtydligat resultat)

Även elasticitetsmodulen är känslig för expansion av ASR. I princip alla studier som gjorts har visat på en klar minskning. Även i detta fall har resultaten visat på en minskning oavsett vilken nivå av reaktivitet av ballasten.

I [30] har *I. Yurtdas, D. Chen, D. W. Hu, och J. F. Shao* visat en sammanställning av resultaten av elasticitetsmodulen och tryckhållfastheten utfört av olika forskare, se tabell 3.4.

Tabell 3.4: Sammanställning av tryckhållfasthet och elasticitetsmodul för utförda provningar, för hela tabellen se [30].

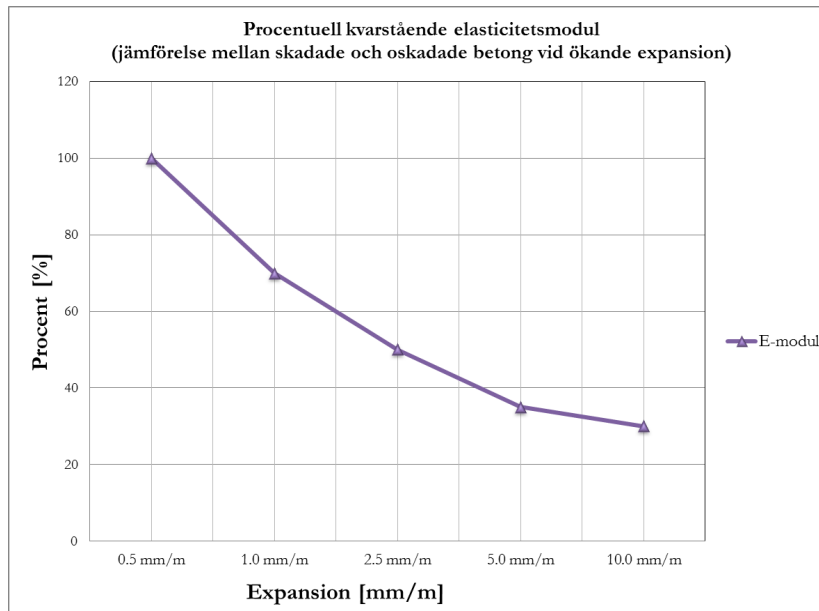
Reference	Material	Maturation period	Conditioning period for ASR development	Variation of mechanical properties at the end of conditioning period [%]: decrease (-), increase (+)
Ahmed et al. [25]	NR concrete	28 days in water at 20 °C	12 months in water at 38 °C	f_c 40
	R concrete			E 16
Clayton [19]	HR concrete		4 months in water at 38 °C	13
	R concrete	28 days in water at 20 °C		-67 -35 11 (cubes) -30 (tall prisms) 66 ^a 40 ^b -18 -59 -10 61 -31 -26 - -68 -11 -64 -33 ^d 69 71 -22 -2 11 -6 9 -24
Giaccio et al [9]	NR concrete	28 days, samples covered with cotton sheet then placed in plastic bags (including 5 ml of water) which are stored at 38 °C	Identical to the maturation mode, uniaxial test when axial expansion between 0.11 and 0.18%	
	R(1) concrete			
Marzouk and Langdon [5]	R(2) concrete		28 days in de-ionised water at ambient temperature	
	HR concrete			
Monette et al. [22]	HR concrete	28 days at 20 °C and 100% RH	3 months in de-ionised water at 80 °C	9 ^c
	NR concrete	7 days in moist curing at 23 °C		21
Larive [16]	HR concrete	15 days at 23 °C, samples covered with plastic and aluminium sheets	3 months in de-ionised water at 80 °C	2
	NR concrete	28 days at 20 °C, samples covered with aluminium sheets		13
Multon [24]	HR concrete		3 months in NaOH solution at 80 °C	-26
	NR concrete			54
Multon [24]	HR concrete		About 2 years at 38 °C and 100% RH	12 ^d
	NR concrete			11
Multon [24]	HR concrete		About 22-23 months at 38 °C and RH > 95%	8
	NR concrete			71
Multon [24]	HR concrete		2 years at 38 °C and 30% RH, samples covered with aluminium sheets	-22
	NR concrete			-2
Multon [24]	HR concrete		2 years, samples placed in water at 38 °C	11
	NR concrete			-6
Multon [24]	HR concrete		2 years, samples placed in water at 38 °C	9
	NR concrete			-24

^{a,b,c} Obtained at 250 days, 485 days and 120 days respectively.

^d Obtained with regard to 28 day compressive strength.

^{e,f} Obtained on NR concrete and R concrete respectively.

Med antagande av ett linjärt samband kan rekommenderade värde på reduktion av hållfastheter i [30] och [16] redovisade i diagramform.



Figur 3.6: Elasticitetsmodul i förhållande till fri expansion. [30] och [16]

3.5 UPPSKATTNING AV BETONGENS HÅLLFASTHET

Ur hållfasthetssynpunkt har ASR expansion och därmed mängden av mikrosprickor en betydlig inverkan på reduktionens storlek. Litteraturstudien visar att tryckhållfasthet för ASR påverkade provkroppar i laboratoriemiljö efter en period av ASR expansion har en ganska varierande förändring beträffande tryckhållfasthet, vilket delvis beror på grad av reaktivitet hos ballasten. I CONTECVET-manualen rekommenderas en reduktion med ökade expansion på säkra sidan, [16] [30]. Således kan dessa procentuella värden vara försiktigt tilltagna vilket man bör ta hänsyn till i en beräkning.[16].

Vid jämförelse av tryck- och draghållfasthet visar det sig att tryckhållfastheten reduceras mindre än draghållfastheten vid samma nivå av expansion. En reduktion på 25 % av tryckhållfastheten har observerats när synliga sprickor har uppkommit. Om denna reduktion är relaterad till cylindertryckhållfasthet eller kubtryckhållfasthet kan dock inte fastställas. Andra studier visar att cylindertryckhållfastheten reduceras till 60 % vid en expansion på 5 mm/m. Vid samma nivå av fri expansion har draghållfastheten minskat till 40 %. Största reduktionen har emellertid fåtts i elasticitetsmodulen, som vid liknande fri expansion som ovan nämnda d.v.s. 5 mm/m visar en återstående värde motsvarande 35 % av elasticitetsmodul hos frisk betong. Som synes har elasticitetsmodulen minskat i så gott som alla tester. Största reduktion av elasticitetsmodulen med 70 % inträffat för en fri expansion på 10 mm/m.

I både den inledande och den fördjupade undersökningen kan en bärlighetsberäkning vara nödvändiga att utföra. Dessa görs med beaktande av konstruktionens bärförmåga där hänsyn tas till bärförmågan hos den ASR-skadade betongen. För att i beräkningarna ta hänsyn till den inverkan ASR har på hållfastheten kan tabell 3.3 användas [16] [30].

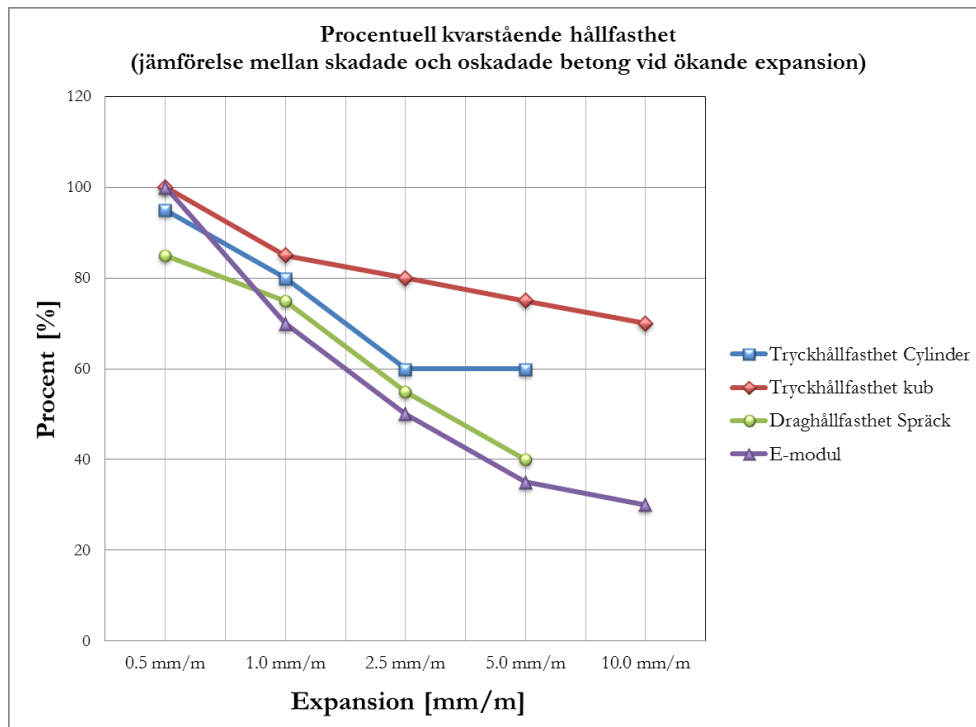
En reduktion av de nominella hållfasthetsvärdena vid byggnation av konstruktionen ger ofta ett konservativt resultat. Betongens hållfasthet och hållfasthetsreduktion bör baseras på utborrade borrhärdar i både friska och ASR-skadade områden. En jämförelse av provade hållfastheter mellan dessa två områden ger en vägledning beträffande reduktionens storlek. Reduktion av betonghållfastheter i regel bör baseras på provningsresultat hos borrhärdar tagna från oskadad betong.[16].

Tabell 3.5: Nedre gränsvärden för resterande bärförmåga hos betong påverkad av ASR baserad på 28 dygnshållfasthetsvärde [30] och [16]

	Procentuell hållfasthet jämfört med opåverkad betong för olika nivåer av fri expansion				
Typ av hållfasthet	0,5 mm/m	1,0 mm/m	2,5 mm/m	5,0 mm/m	10,0 mm/m
Tryckhållfasthet, kub	100	85	80	75	70
Enaxlig tryckhållfasthet, cylinder	95	80	60	60	-
Draghållfasthet (relevant för halveringsmetoden och vrid-dragtest)	85	75	55	40	-
Elasticitets modul	100	70	50	35	30

Tabellen är baserad på fri expansion hos betong och tar alltså inte hänsyn till den begränsande effekten som armeringen ger.

Ovanstående tabell kan även redovisas i diagram form med antagande av ett linjärt samband mellan redovisade värde i tabellen ovan.



Figur 3.7: Reduktion av hållfasthetsvärde och E-modul i förhållande till fri expansion. [16]

4 Inverkan av ASR på bärförmåga

4.1 ALLMÄNT

Det har fastställts i så gott som alla studier att ASR resulterar i två huvudeffekter. Förutom en reduktion av hållfasthet, uppstår även en förspänningseffekt på grund av den orsakade expansionen. En kombination av de två resulterade effekterna bör beaktas vid bestämning av betongens bärförmåga, se NG K. E. och Clark L. A. [32].

I denna litteraturstudie har fokus varit på att studera normal förekommande typer av brott hos betongbroar och lamelldammar av betong. Vid bärighetsberäkning av betongkonstruktioner är ofta nödvändigt att beräkna olika kapaciteter för armerade betongens tvärsnitt. De viktigaste kapacitetsberäkningar är böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansning och förankringsskapacitet.

4.2 BÖJMOMENTKAPACITET

ASR medför både en gynnsam och en ogynnsam effekt på böjmomentkapacitet. För att bestämma böjmomentkapacitet i en betongkonstruktion behöver följande faktorer beaktas [29]:

- Begränsning av ASR-orsakad förspänning

För att bedöma ASR-påverkad betong behöver det beaktas att spänningsfördelningen längs armering inte är konstant. Därför bör enbart 50 % av den ASR föranledda förspänningen utnyttjas, vid bärighetsutredningar.

- Spjälkning av betongyta

I ASR drabbade områden med tryckarmering finns risk för avspjälkning av det täckande betongskiktet på grund av följande:

- Vid tryckspänningar klarar inte täckande betongytan av att hindra de längsgående armeringsstängerna från att knäckas ut.
- Täckande betong är inte styv nog att motstå tryckspänningarna och kan knäckas ut.

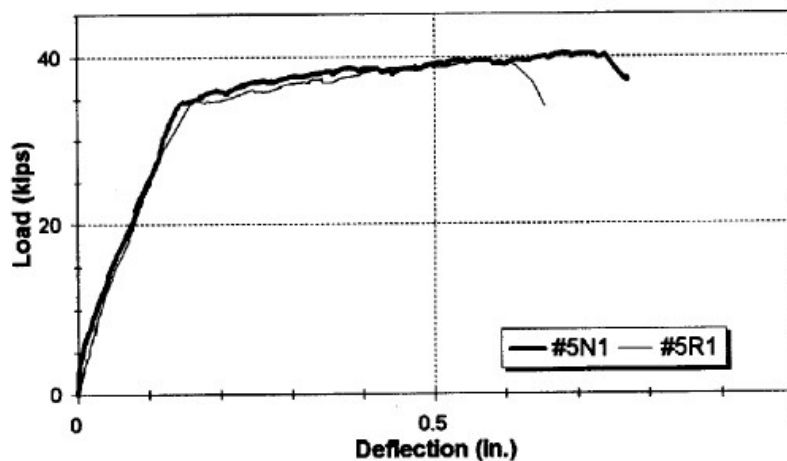
Vid expansioner mindre än 6 mm/m uppges AKR inte ha någon större effekt på böjmomentkapaciteten i enkelarmerad betong. Däremot har en reduktion av böjmomentkapaciteten med 25 % uppmäts för expansioner större än 6 mm/m enligt Clayton N., Currie R. J., Moss R. M. "The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams" [35].

Att AKR inte har en större inverkan på böjkapaciteten kan förklaras av att betongen är enkelarmerad, vilket medför att en reduktion i betonghållfastheten ger en liten försämring av böjmomentkapaciteten enligt Fan S. och Hanson J.M. "Effect of Alkali Silica Reaction Expansion and Cracking on Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams" [31].

Undersökningen gjord av Fan och Hanson [31] visar också att böjmomentkapaciteten för en sprucken reaktiv betongbalk med enkelarmering inte reducerades betydligt jämfört med en opåverkad balk. ASR-expansioner och spricksystem reducerar inte böjmomentkapaciteten hos balkarna, även om större reduktion av betonghållfastheten hos cylindrar erhöles. Enligt undersökningen tycks ASR ha en mer skadlig effekt på de

mekaniska egenskaperna (hållfastheten) hos cylindrarna än på böjmomentkapaciteten hos enkelarmerade betongbalkar. *Fan och Hanson* [31] menar således att en frisk armerad betongbalk respektive ASR-skadad armerad betongbalk har ungefär lika böjmomentkapacitet (se figur 4.1) förutsatt att konstruktionerna är enkel- och underarmerade och att större expansioner än 6 mm/m inte har uppstått. Detta gäller när tvärsnittets böjbrott beror i första hand på armeringsmängd och armeringens flyttegenskaper och inte på betongens tryckhållfasthet (underarmerat tvärsnitt).

En studie utfördes av *NG K. E. och Clark L. A* [26], i laboratorium på armerade balkar av storleken 150x250x1500 mm. De flesta balkar var gjutna med reaktiv ballast och några med ej reaktiv ballast som referensobjekt. Balkarna förvarades på ett sådant sätt att reaktionen av ASR var accelererad under ett år och därefter utfördes experiment med hänsyn till böjmomentkapaciteten. Resultaten från experiment visade att böjmomentkapaciteten hos de balkar där expansion av ASR hade uppstått minskade marginellt jämfört med motsvarande resultat från referensbalkarna. Detta trots den sprickbildning som uppstått och att den oarmerade betongens hållfasthet hade minskat. Att böjmomentkapaciteten inte minskade nämnvärt i ASR påverkade balkar kan förklaras av att balkarna var underarmerade d.v.s. böjmomentbrottet sker genom en plasticering av armeringsjärn och reduktionen av betongens tryckhållfasthet inte påverkar bärförmågan i samma utsträckning som överarmerade balkar. Experimentet visade att en minskning i betongmaterialets oarmerade hållfasthet inte har så stor inverkan på böjmomentkapacitet under experimentets specifika förutsättningar. Det upptäcktes även att skadorna av ASR i huvudsak påverkade ytan på balkarna vilket även det kan ha varit bidragande orsak till att böjmomentkapaciteten minskade obetydligt [31].



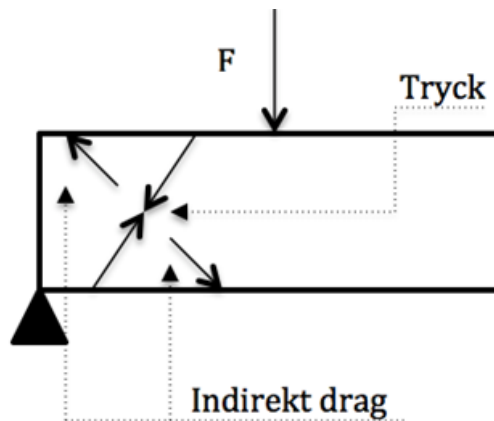
Figur 4.1: figuren visar ett av testresultat för balk utan ASR (#5N1) och balk med ASR (#5R1) [31]

Även vid en genomgång av flera andra studier är slutsatsen att ASR inte påverkar momentkapacitet i någon större utsträckning. Dock gäller detta under förutsättningen att den fria expansionen inte blir större än 6 mm/m. Blir expansionen större än 6 mm/m kan böjmomentkapaciteten reduceras med upp till 25 %, [16].

Beräkningar av böjmomentkapacitet i en konstruktion påverkad av ASR bör baseras på det värde som fås för den exakta tryckhållfastheten. Värdet ska vara från tester av borrkärnor eller gjutna cylindrar. Dessutom kan 50 % av förspänningseffekten av ASR tillgodoräknas.

4.3 TVÄRKRAFTSKAPACITET

Chana P. S. "Recomended method for assessing structural performance of concrete affected by ASR" [32] har arbetat fram en metod för bedömning av effekterna i konstruktioner utan byglar. Chana påstår att eftersom brott involverar både skjuvning av betongen och krossning längs lutande ytor bör en minskning av bärighet på grund av AKR vara någonstans mellan minskningen av cylindertryckhållfasthet och den indirekta draghållfastheten. Det har emellertid visat sig, att bärförmågan är mer relaterad till den indirekta draghållfastheten gentemot cylindertryckhållfastheten, se figur 4.2.



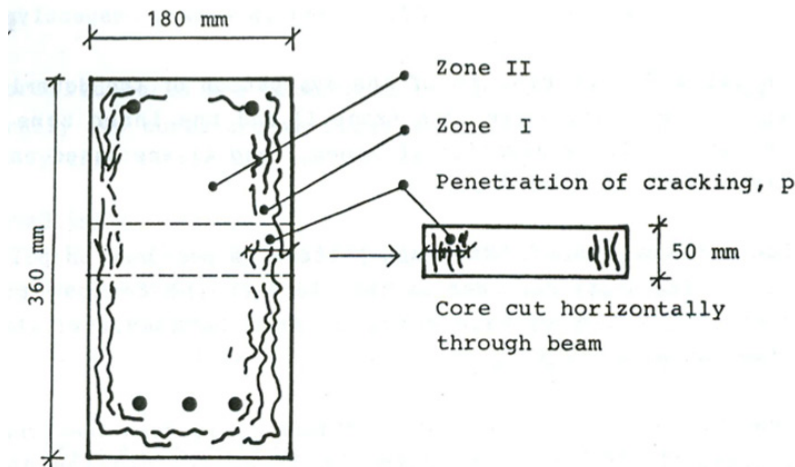
Figur 4.2: Indirekt drag- och tryckspänning som uppstår i samband med tvärkrafter.

I Danmark har det uppstått en hel del problem med ASR i konstruktioner, främst broar. I en studie utförd av Bach F, Nielsen M. P, Thorsen T och Bjerrum J. [37] undersöktes experimentellt armerade balkarnas tvärkraftskapacitet i laboratorium. Balkarna var dubbelarmerade med dimension 4300x180x360 mm. Betongen i några balkar innehöll reaktiv ballast och i några referensbalkar ej reaktiv ballast. Expansionen av ASR accelererades för balkarna med reaktiv ballast och provningsresultatet visade att tvärkraftskapacitet inte minskade, även för de balkar som hade påverkats extremt av ASR. [37]

I den djupare analys utförd av Bach m.fl. [37] där laborationstester utförts på tvärkraftskapaciteten, visar det sig att ASR inte leder till någon försämring alls av bärförmågan. Laboratorieproven förvarades i olika miljöer under olika perioder för att var och en skulle kunna utveckla ett oförutsägbart spricksystem orsakat av skadan. Därtill tilldelades vissa av proverna en termisk chock för att utveckla temperatursprickor vid ytan och därmed förvärra den förmodade försämringen.

Med analyser av borrhärdor från testobjekten kom Bach m.fl. [37] fram till resultatet att ett spricksystem utvecklades parallellt längs med ytan och som arbetade sig inåt, vilket gav ett skadat område (zone I) och ett jämförelsevis oskadat område (zone II), se figur 4.3. Följande observationer kunde göras:

- Sprickbredden varierade från 1.0 - 3.0 mm
- Sprickor upptäcktes parallellt med- och längs med kanterna
- De mindre sprickorna trängde endast genom betongytan medan större sprickor gick djupare och sannolikt igenom balken



Figur 4.3: Zon I visar det skadade området av ASR expansion, medan Zon II visar det mer eller mindre oskadade området [37].

De slutsatser som dragits av *Bach m.fl.* [37] poängterar att ASR inte har reducerat bärhäftskapaciteten för skjuvning och att två hypoteser behöver undersökas:

- Den högre duktilitet som fås av spricksystemet, ger en bättre spänningsfördelning i skjuvningsområdet.
- ASR expansioner gör att betongen får en förspänningseffekt, vilket i sin tur ökar skjuvningskapaciteten.

Ett test av tvärkraftskapacitet har även gjorts på förspända I-balkar. Några balkar göts med byglar och några utan byglar i armeringen. Resultaten från experiment utförda av *Bach F, Nielsen M. P, Thorsen T och Bjerrum J.* [37] visar att medelvärdet av tvärkraftskapaciteten för både balkar med och utan byglar hade minskat med 20 % när sprickor först började bildas. Med fortsatt expansion av betongen återfick balkar med byglar sin kapacitet på grund av förspänningseffekten beskriven i avsnitt 2.7. När expansionen fortsatte i balkarna utan byglar uppstod det inte någon mer förändring i tvärkraftskapacitet.

Tabell 4.1: Resultat av tvärkraftskapacitet av stora förspända balkar [37]

	Large section beams with shear reinforcement					
	Pre-reaction		First crack		End of expansion	
	Reactive	Control	Reactive	Control	Reactive	Control
Flexural capacity	125 kNm	130 kNm	140 kNm	140 kNm	140 kNm	145 kNm
Prestress level	85%	85%	75%	80%	75%	80%
Shear capacity	145 kN	145 kN	120 kN	170 kN	170 kN	155 kN
	145 kN	125 kN	135 kN	160 kN	170 kN	165 kN
	130 kN	150 kN	135 kN	175 kN	185 kN	200 kN
	155 kN	140 kN	140 kN	175 kN	170 kN	190 kN
Mean	145 kN	140 kN	130 kN	170 kN	175 kN	180 kN

Både Cope R. J. och Slade L. "The shear capacity of reinforced concrete members subjected to alkalisilica reaction" [33] och Clayton N, Currie R. J. och Moss R.M. "The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams" [34], visar att i tvärkraftsarmerad betong med byglar, sprickor orsakade av ASR inte har en skadlig inverkan på tvärkraftskapaciteten. Däremot i balkar utan byglar reduceras tvärkraftskapaciteten med 15-25 % för slät armering och 20-30 % för räfflad armering.

Analys av tvärkraftbelastade provkroppar har gjorts av Clayton m.fl. [35] på tre förspända balkar där tre olika tillstånd undersöktes:

- Förreaktion
- Första sprickan
- Slutetexpansion

Clayton N, Currie R. J. och Moss R.M. [35] visar att den genomsnittliga tvärkraftskapaciteten hos tvärarmerade och icke- tvärarmerade förspända balkar sjunker med ca 20 % i förhållande till de delar som är opåverkade när första sprickan uppstår. Balkar med tvärarmering begränsar den vertikala expansionen och återfår därför den erforderliga tvärkraftskapaciteten då expansionen har fullbordats i och med att en förspänningseffekt fås. Eftersom tidigare studier redan har fastställt att draghållfastheten påverkas mer än tryckhållfastheten, verkar det rimligt att utifrån testerna förvänta sig en reducerad tvärkraftskapacitet då första sprickan uppstår.

Då första sprickan uppstod, reducerades tvärkraftskapacitet på grund av den reducerade hållfastheten i betongen. Detta utan att kunna utnyttja förspänningseffekten som ASR orsakar. Däremot när ASR-expansionen fortgick, ledde balkens vertikala expansion till att förspänna balken och följaktligen medföra att tvärkraftskapaciteten förbättrades.

Bedömning av tvärkraftskapaciteten hos armerade betongbalkar kan göras genom att betrakta det som förspänt och inkludera förspänningseffekten orsakad av ASR enligt Clark L. A. "Critical review of the structural implications of the alkali-silica-reaction" [36] Clark L. A. menar att den föreslagna metoden för tvärkraftskapaciteten, ger en rimlig lägsta gräns för att utreda tvärkraftskapaciteten. Dock verkar det finnas tecken som tyder på att dessa utredningar blir mindre säkra i de fall då expansionen ökar. Tillsammans med partiella säkerhetsfaktorer, tillgodoräkning av 50 % av ASR-inducerad förspänning, samt cylindertryckhållfastheten i betong kan metoden ge goda marginaler vid dimensionering [36].

Vid en genomgång av flera studier har det kommit fram till att ASR generellt sett inte ger någon större effekt på tvärkraftskapacitet för armerade balkar med byglar när betongen väl har börjat spricka. Men om det inte finns några byglar kan tvärkraftskapaciteten reduceras med mellan 15 och 25 % för slät armering och 20-30 % för räfflad armering. Om tvärkraftskapaciteten ska tas fram i en beräkning bör även här den exakta tryckhållfastheten från testade borrhärdar eller cylindrar användas. Även i detta fall bör endast 50 % av förspänningseffekten tillgodoräknas, enligt beskrivning i avsnitt 2.7 [16].

4.4 GENOMSTANSNINGSKAPACITET

Ett möjligt brott som kan inträffa i plattor är genomstansning, där en pelare stansar igenom en platta, se West G. "Alkali-aggregate reaction in concrete roads and bridges" [38]. Genomstansningskapacitet för ASR påverkade betongelement har ifrågasatts av NG K.

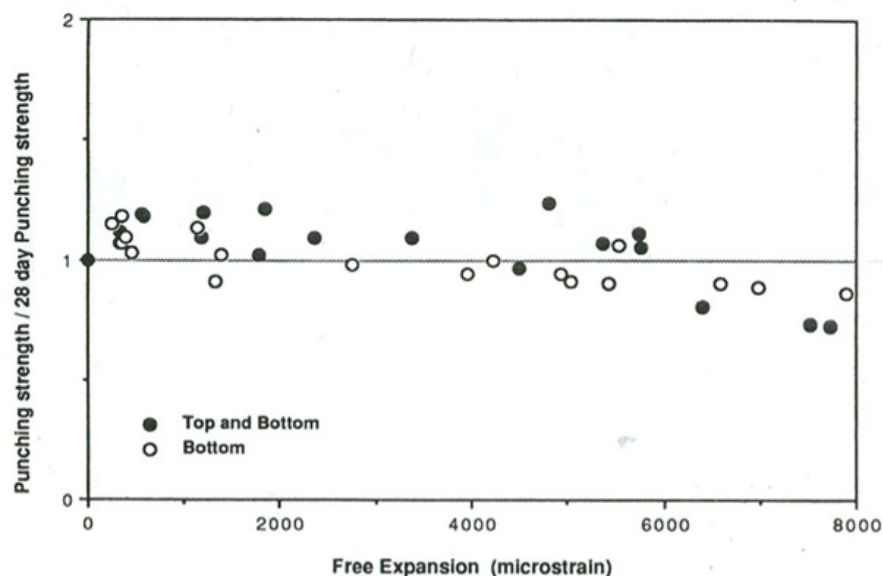
E. och Clark L. A. [26] [39] och därefter har experimentella tester utförts för att analysera ASR-skadans inverkan. Dessa tester utfördes på 84 armerade betongplattor med påskyndad ASR-acceleration. Armering bestod av Ø6 i rutnät.

Nedan beskrivs testerna av *NG K. E. och Clark L. A.* [26] överskådligt. Samtliga prover förvarades i 28 dygn efter gjutning, för att därefter placeras i en vattenbehållare med en temperatur på 38°C. När den genomsnittliga fria expansionen för cylindrarna och dess sammangjutna platta nådde förbestämda värden, undersöktes genomstansningskapaciteten.

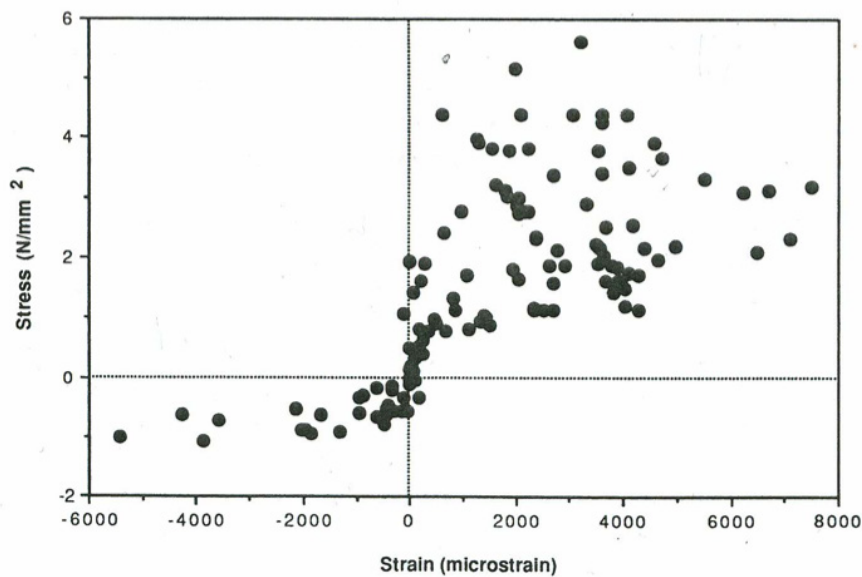
Den reaktiva betongblandningen bestod av vanlig Portland cement med natriumoxid innehållandes ca 0.86 % alkali och reaktiv *Thames Valley ballast*. Betongen hade ett *vct*-på 0.48 och en alkalimängd som varierade från 7-9 kg/m³.

Enligt testresultatet påvisades ASR-sprickor på både ytorna för plattor med armering i både överkant och underkant. Dock uppstod ASR-spricksystem endast i överkant för plattor med underkantsarmering. Figur 4.4 beskriver förhållandet mellan genomstansningskapaciteten hos en ASR påverkad platta med räfflad armering och en genomstansningskapacitet för jämlig ASR-opåverkad platta. Ur figuren, förtydligas att genomstansningskapacitet först ökar med ökad expansion upp till 1 mm/m, vilket kan förklaras med att gynnsamma spänningar uppstår i samband med expansionen. Därefter sker en knappt märkbar reduktion till dess att fria expansionen överstiger 6 mm/m varpå en mer påtaglig reduktion av genomstansningskapacitet fås. Anledningen till detta kan vara att det vid en stor fri expansion även uppstår en risk för spjälkning längs med det täckande betongskiktet. Om spjälkning av täckande betongskikt uppstår och det inte finns några byglar kan detta leda till att ett genomstansningsbrott lättare inträffar.[16]

Reduktion visar sig vara mindre i plattor med armering i endast underkant i förhållande till plattor med armering i både över- och underkant. Detta beror enligt *NG K. E. och Clark L. A* [26] på att spjälkning uppstår vid högre expansioner eftersom armeringen hindrar expansionen från att äga rum. Förhållandet mellan ASR-orsakad förspänning och spänningsorsakad töjning visas i figur 4.5.



Figur 4.4: Expansioners effekt på genomstansning [26]. 1000 microstrain = 1 mm/m.



Figur 4.5: Spänning i förhållande till töjning i underkantsarmerad platta skadad av ASR [26].

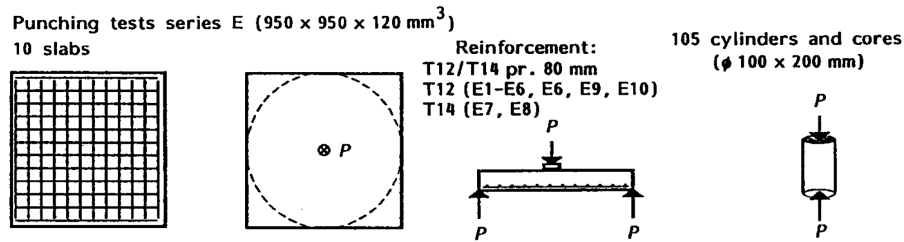
NG K. E. och Clark L. A [26] har i sina slutsatser kommit fram till att:

- Det i allmänhet inte sker någon reduktion av genomstansningskapaciteten på grund av sprickbildning eller ASR expansion.
- Det kan emellertid ske spjälkning i plattor där betong uppvisar fria expansioner som överstiger 6 mm/m. Om inga byglar är närvarande, kan spjälkningen leda till en minskning av tolerans för genomstansning.
- Genomstansningskapaciteten för förspända ASR-skadade plattor kan beräknas, förutsatt att reducerad betonghållfasthet beaktas och att ASR-försäkrad förspänning tillgodoräknas.

Att ASR-spricksystemet inte inverkar märkbart på genomstansningskapaciteten tycks enligt West G [31] bero på att den förspänningseffekt som fås av ASR motverkar den skadliga effekten av reducerad tryck- och draghållfasthet, så att ingen reduktion av genomstansningskapaciteten fås. Vidare påvisas att en ökad expansion medför en högre duktilitet i betong, vilket tillåter större expansioner i betongen innan sprickor uppstår.

I CONTECVET-manual [16] anges på liknande sätt att när ASR minskar både tryck- och draghållfasthet, verkar det rimligt att det sker en minskning av betongens tolerans för genomstansning.

Bach F, Nielsen M. P, Thorsen T och Bjerrum J. [37] undersökte ASR påverkade plattor med hänsyn till genomstansningskapacitet på uppdrag av Vejdirektoratet (The Road Directorate of Denmark). Experimentet för genomstansningskapacitetet bestod av 10 stycken plattor med dimension 950x950x120 mm och sammanlagt 105 sylindrar och borrkärnor har provats i samband med experimentet. Figuren nedan visar geometri och provanordningen med belastning i form av punktlast i mitten av kvadratiska plattor.



Figur 4.6: Provplattor, geometrier, armering, last och principen om utförande av experiment visas i figuren. Alla dimensioner är i millimeters.

Portlandcement med en Na_2O ekvivalenter, av ungefärligt 0,8 % har använts i betongblandningen. Efter avformning var provkropparna oskyddade vid utomhusexponering för cirka 4 veckor. Efter härdningen av provkroppar (Utom referensprover) lagrades provkropparna i en mättad NaCl lösning vid 50 °C. Alla prover testades i en våt kondition. Referensproverna E1 och E5 lagrades i laboriemiljö. Dessa prover är nedsänkta i vatten 3 till 4 veckor före provning.

Tabell 4.2 listar resultaten för betonghållfastheter $f_{c,cyl}$ och $f_{c,core}$ (uttagna borrkärna) samt brottlaster (P_u). Tabellen visar också förhållanden P_u/P_{01} och P_u/P_{02} där P_u är uppmätt genomstansningskapacitet och P_{01} är den genomstansningskapaciteten beräknad på grundval av $f_{c,cyl}$ och $f_{c,core}$ (uttagna borrkärna). P_{01} representera den teoretiska genomstansningskapaciteten motsvarande oskadad platta och för P_{02} representera den teoretiska genomstansningskapaciteten motsvarande ASR-skadad platta. Beräkningen av teoretiska värden bygger på plasticitetsteori.

Även Bach F. med flera [37] kommer till slutsatsen att genomstansningskapaciteten för plattor på samma sätt som tvärkraftskapaciteten hos balkar utan tvärkraftsarmering reduceras obetydligt av allvarlig ASR-skada.

Tabell 4.2: Resultat av genomstansningsprovning Bach F, med flera [37]

Series	Slab no.	Compressive strength (MPa)		Punching failure load			Deflection ($P = 200 \text{ kN}$) (mm)
		$f_{c,cyl}$	$f_{c,core}$	P_u (kN)	P_u/P_{01}	P_u/P_{02}	
E	E1	47.3	41.7	240	0.91	0.86	1.8
	E5	47.3	36.6	249	0.94	0.95	1.9
	E3	45.0		73	0.28		
	E4	45.0		200	0.78		7.6
	E2	45.6	24.0	283	1.09	1.33	1.8
	E6	45.6	20.1	246	0.95	1.27	2.9
	E7	53.2	21.0	262	0.93	1.32	3.5
	E8	53.2	16.8	241	0.85	1.36	2.3
	E9	50.6	22.0	262	0.96	1.29	2.7
	E10	50.6	17.1	208	0.77	1.17	3.1

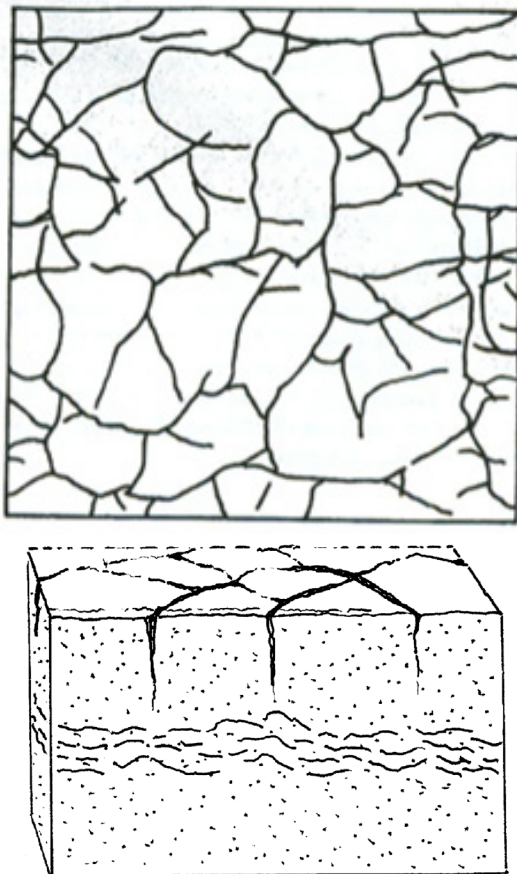
För att ta fram risken för genomstansning i beräkningar bör dessa baseras på den exakta tryckhållfastheten från borrkärnor eller cylindrar. Även i detta fall bör endast 50 % av förspänningseffekten tillgodoräknas, så som beskrivet i avsnitt 2.7 [16].

4.5 FÖRANKRINGSKAPACITET MELLAN BETONG OCH ARMERING

Det yttre utseendet av sprickmönstret i betong med ASR beror till stor del på hur spänningarna i betongen fördelas. Spänningarna berörs av armeringsmängd, struktur, placering av armering [4]. Generellt orsakar ASR, sprickor i överkanten om betongplattan har underkantsarmering. Dessa sprickor uppstår vinkelrätt mot ytan och

har ett osymmetriskt mönster (se figur 4.7). I plattor med över- och underkantsarmering sker sprickor på båda sidorna av plattan [10].

Figuren nedan visar en skiss över sprickbildning hos plattans överkant samt i plattans tvärsektion hos betongplatta med ASR. Expansion på grund av ASR genererar dragspänningar nära ytan, vilket leder till uppkomsten av fina sprickor i betongplatta. Eftersom det minsta tvånget sker i en riktning vinkelrätt mot ytan, sprickorna tenderar att ställa sig parallell till ytan. Sprickorna sträcker sig sällan djupare än armeringsnivån för betong som är armerad. Den avspänning som sker i betongytan tillåter vidare sprickbildning parallell med ytan att ske. Med ett överskott av alkalier och tillräckliga mängder av reaktiv ballast kan dessa parallella sprickor teoretiskt fortsätta ske längs hela betongtjockleken. Resultat av undersökningar visar att i oarmerad betong uppkommer dessa typer av sprickor inte djupare än 300-400 mm[4].



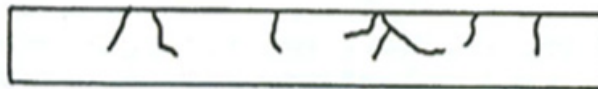
Figur 4.7: Karakteristiska sprickmönster som sprickor på yta och parallella sprickor i plattor med över- och underkantsarmering, [33].

Utvidgning i den korta leden förorsakar långa sprickbildningar parallellt (figur 4.8) med betongelementets långa riktning [4]. Dessa sprickor uppstår i plattor med armering i över- och underkant och kan resultera i att betongen spjälkas.



Figur 4.8: Karakteristiska sprickmönster som parallella sprickor i plattor med över- och underkantsarmering, [33].

För plattor med endast underkantsarmering sker sprickbildningen vertikalt från överkanten som sedan har en tendens att utveckla sig till en horisontell sprickbildning (figur 4.9)



Figur 4.9: Karakteristiska sprickmönster i plattor med endast underkantsarmering [33].

Både vertikala sprickor och parallella sprickor påverkar betongens vidhäftningskapacitet och därmed betongens förankringskapacitet. Om sprickor parallella med ytan sammanfaller med armeringen är risken för spjälkning av hela täckande betongskikt och förlust av förankringskapacitet är stort. Många studier har utförts i syfte att kartlägga ASR inverkan på förankringskapacitet. Nedan följer några av dessa studier.

Chana P. S. [32] [33] har låtit utföra experiment på släta och räfflade stålstänger i ASR-utsatt betong och påvisat att fria expansioner upp till 4 mm/m inte har någon påverkan på förankringskapacitet förutsatt att de längsgående stängerna är kompletterade med byglar eller om täckande betongskiktet uppgår till minst fyra gånger armeringsdiametern, 4ϕ .

Chana P. S. [33] hävdar att ASR inte har någon skadlig verkan på förankringskapacitet för slät armering med byglar oavsett om armering finns i över- och/eller underkant. För räfflad armering utan byglar eller med lite täckande betongskikt kan dock en reduktion av förankringskapacitet fås. Laboratorieprovningar visar en reduktion på 40 % av förankringskapacitet i betong med räfflad armering utan byglar eller med 1.5ϕ täckande betongskikt. Chana P. S. [33] understryker att ovanstående analys endast gäller under förutsättningen att expansionsnivån är mellan 1.5 – 4 mm/m.

Spänningar uppstår mellan betong och armering då armeringen motverkar den expansion i betong som föranleds av ASR. Vid spjälkning separeras täckande betongskikt från armering och medför att vidhäftningen upphör och därmed även spänningar längs armeringen. Dock behöver inte detta vara ett problem, förutsatt att armeringen har en tillräcklig förankringslängd enligt *British Cement Association* [16].

Gällande vidhäftning har tester visat att det vid en fri expansion på grund av ASR på upp till 4 mm/m är vidhäftningsförmågan oförändrad. Detta gäller dock under förutsättningen att armeringen har ett tillräckligt täckande betongskikt. Ett tillräckligt täckande betongskikt är om 4 ggr armeringens diameter, eller att den längsgående armeringen är infattad med byglar. Skulle inga byglar finnas eller att det täckande betongskiktet är mindre än 4 ggr armeringens diameter har en reduktion på upp till 50 % av vidhäftningshållfastheten setts. En beräkning av vidhäftningshållfastheten bör

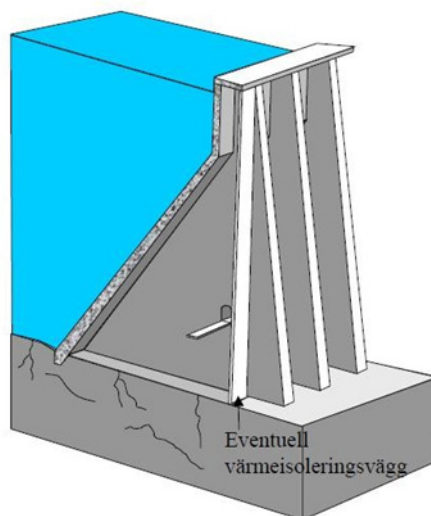
baseras på den enaxlig tryckhållfasthet från ASR-skadade borrkärnor eller cylindrar. Den kan även baseras på den direkta draghållfastheten från tester.[16]

5 Invekan av ASR på Lamelldammars bärförmåga

5.1 ALLMÄNT OM LAMELDDAMMAR

Lamelldammar är en form av pelardamm. Den består av en vattenbärande vertikal, eller lutande, frontplatta som stöds av en betongpelare, även kallad kontrefor. Varje frontplatta med tillhörande kontrefor kallas för en monolit och har vanligen bredden 6-10 m. Monoliterna är inte fastgjutna i varandra utan är skilda i kanten på frontplattorna av rörelsefogar. Enligt "RIDAS, Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, Avsnitt 7.3: Tillämpningsvägledning Betongdammar" [40], bör lamelldammar grundläggas på berg och som en extra säkerhetsåtgärd installeras då så gott som alltid förankringsjärn. Förankringsjärnen består av grov armering som förankrar monoliten mot berg och den utformas antingen som slak- eller förspänd armering [40]. Ifall frontplattan i en lamelldamm är relativt tunn bör den värmeisoleras på nedströmssidan, detta för att minska risken för frostsador enligt A. Ansell, J. Björnström, T. Ekström, M. Hassanzadeh, och M. Unosson, "Spricktillväxt i lamelldamm" [41].

Lamelldammar stabiliseras av sin egetyngd men även av den vertikalt verkande vattentyngden på den lutande frontplattan. Detta gör att ju större lutning som väljs till frontplattan desto större stabiliserande effekt fås av vattentyngden. En större stabiliserande effekt ger även att mindre material behövs i konstruktionen. Lamelldammar har generellt sett en mindre risk för sprickbildning då rörelser i konstruktionen kan kontrolleras med hjälp av fogar. Tack vare att lamelldammar har en liten basyta fås inte en så stor inverkan av upptrycket. De är även lätta att inspektera vilket ger en större möjlighet att upptäcka förändringar och skador i ett tidigt skede. De laster som verkar på en lamelldamm är ofta egetyngd av betong och jord, jordtryck, vattentryck (både vertikal och horisontella trycket inklusive upptrycket) och istryck men det kan även uppstå tvångslaster inuti konstruktionen på grund av temperaturvariationer och fuktrelaterade krympning och svällning i betong. Andra laster som kan tillkomma är vågkrafter och överströmningslast. Beroende på vilken funktion dammen ska ha kan även tyngder från luckor och trafiklaster tillkomma enligt U. Wiberg, H. Eriksson, och Å. Engström, "Betongdammar" [4].



Figur 5.1: Principfigur av en lamelldamm [41]

5.2 DIMENSIONERING AV LAMELLDAMMAR

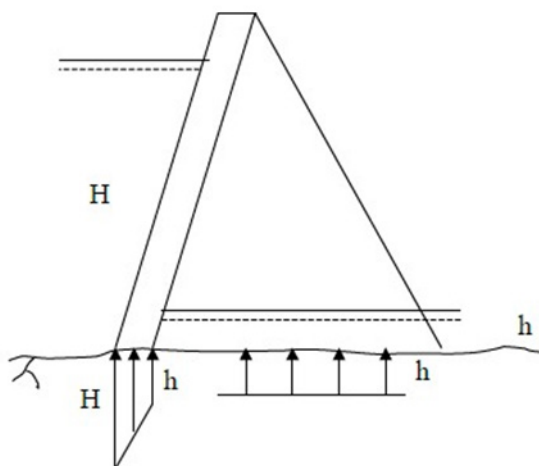
Dammar dimensioneras i Sverige enligt RIDAS, "kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet". RIDAS är en tillämpningsvägledning vid nybyggnad av dammar men även för kontroll och ombyggnad av redan existerande dammar. RIDAS har sin utgångspunkt i BKR, Boverkets konstruktionsregler, och BBK, Boverkets handbok om betongkonstruktioner. Men RIDAS innehåller även anpassningar för de krav som ställs på dammar som konstruktion [40]. Dock är det Eurocode (vidare i rapporten kallat EC) som är dimensioneringsnormen för betongkonstruktioner idag och där RIDAS hänvisar till BKR och BBK bör det likvärdiga beräkningssättet angett i EC användas.

I detta delavsnitt återges de viktigaste vägledningarna för dimensionering av betongdammar enligt Ridass samt verkningssättet hos lamelldammar under verkande laster.

5.3 ANPASSNING OCH VÄGLEDNING ENLIGT RIDAS

RIDAS innehåller de anpassningarna som behövs i syfte att dimensionera dammar som bärande konstruktion. När en dimensioneringsberäkning ska utföras på en damm anges att egentygnd av armerad betong vid nybyggnad ska antas vara $23,0 \text{ kN/m}^3$. Detta gäller under förutsättning att man inte fått ett annat värde vid provning av materialet. Vidare anges att för vattentryck ska hänsyn tas till vatten på både uppströms- och nedströmssidan. Detta vattentryck ska antas på det mest ogynnsamma sättet beroende på vilka kombinationer av vattenstånd som kan uppstå. Exempel på olika vattentryck att ta hänsyn till är nivåer för normala och onormala driftförhållanden och den sämsta kombinationen av lucköppning [40].

För beräkning av upptryck anges det för lamelldammar att upptrycket för frontskivan ska antas vara linjärt avtagande. Upptryck på en stödjande pelare vilken är mindre än 2 m bred räknas endast om ett vattentryck finns nedströms. Är den stödjande pelaren tjockare än 2 m ska hänsyn tas till vattentryck uppströms och nedströms för beräkningen av upptrycket [40].



Figur 5.2: Verkande upptryck på lamelldamm [40]

Beroende på var i Sverige en damm uppförs anges det att istrycket sätts till 50-200 kN per meter. Tjockleken på isen är även den beroende på geografiskt läge på dammen och den ska antas till mellan 0,6 och 1 m. Vid beräkning ska angreppspunkten för islasten antas till 1/3 av istjockleken räknat från överkant. För istrycket ska även hänsyn tas till att det kan uppkomma en osymmetrisk belastning. På grund av lokala förhållandena kan dock det verkliga istrycket vara både större och mindre än dessa angivna värden [40].

Vid uppförandet av lamelldammar kan det vara nödvändigt att motfylla med sten och/eller jord i ytterkanterna. I förekommande fall ska då vilojordtryck förutsättas mot dammen. Värden på tunghet och jordtryckskoefficienter ska tas från undersökningar av materialet eller från tabell i RIDAS. Är utformningen sådan att det kan uppkomma en överlast på fyllningsmaterialet vilken inte är stabiliserande ska hänsyn tas till denna. Det anges vidare att om trafiklaster kan förekomma ska dessa medräknas om de inte är gynnsamma [40].

Tvångskrafter är vanliga i betongkonstruktioner så som krypning, krympning och tvångskrafter av varierande temperaturer och RIDAS anger att hänsyn ska tas till dessa [40].

Vid analys och vid dimensionering anger RIDAS att alla möjliga laster och kombinationer av laster som kan uppstå i och omkring dammen ska tas till hänsyn. För en tvärsnittsanalys innebär detta att ta hänsyn till bruk- och brottgränstillstånd men även brottgränstillstånd för olyckslast [40].

För dimensionering av ett tvärsnitt ska anpassningar enligt RIDAS göras och i övrigt hänvisas till sedvanlig dimensionering enligt BBK, men idag ska som tidigare nämnts EC användas. För tvärsnittsdimensionering anges det att för betong och armering ska säkerhetsklass 3 användas.

Lastfall och kombinationer ska användas enligt RIDAS och det ska användas utan lastkoefficienter. I stället ska alla snittkrafter, så som normalkraft, moment och tvärkraft, multipliceras med en hydraulisk faktor, γ_h . Anledningen som ges till att använda denna hydrauliska faktor är för att få en enhetlig hantering av laster och lastfall mellan stabilitetsberäkning och tvärsnittsdimensionering [40].

Betongdammar ska där det är möjligt grundläggas på berg. De ska även alltid utformas med fogar i form av rörelsefogar eller gjutfogar. Då dessa fogar ska vara täta ska de utföras med fogband [40].

Vid byggande av dammar är det viktigt att betongen blir så tät som möjligt. RIDAS anger bland annat att dammar ska utföras i exponeringsklass XC4 och XF3 med en betonghållfasthet om minst C25/30 i utförandeklass I. Betongen ska ha ett v_{ctekv} av max 0,55 och vattentätheten på betongen ska vara enligt BBK, vilket idag blir enligt EC. RIDAS anger att armeringen i en dammkonstruktion ska uppfylla de krav som är ställda i BBK, idag EC [40].

Lamelldammar är en förhållandevis slank konstruktion. På grund av att de ska hålla för så stora tryck anger RIDAS att konstruktioner vilka kan utsättas för ett ensidigt vattentryck bör ha en tvärsnittstjocklek om minst 300 mm. Det anges vidare att det täckande betongskiktet på vattensidan bör vara minst 50 mm och 40 mm på luftsidan. Dock kan det för vissa konstruktionsdelar behövas ett större täckande betongskikt och så även om spännarmering använts. Sprickbredden bör för en konstruktion som belastas med ett ensidigt vattentryck enligt RIDAS inte överstiga $w_k = 0,20$ mm. De

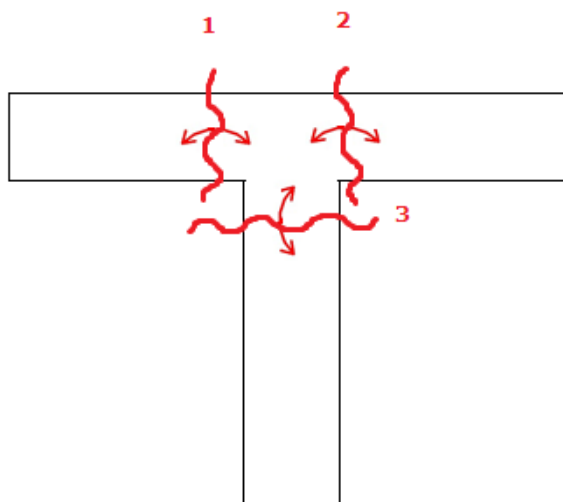
anger även att då en så liten sprickbredd kan resultera i en orimligt hög armeringsmängd kan sprickvidd w_k motsvarande 0,30 mm vara tillåtet att använda i vissa fall. Hos ytor som vetter mot luft anges det att sprickbredden inte bör överstiga $w_k = 0,30$ mm [40].

Det ska även alltid utföras en stabilitetskontroll för dammkonstruktioner. De stabilitetsvillkor som ska kontrolleras är stjälpning, glidning och hållfastheten hos grunden och betongen och detta ska göras för vanligt-, exceptionellt- och olyckslastfall [40].

5.4 DIMENSIONERING AV EN MONOLIT

En monolit är ur dimensioneringssynpunkt utan beaktande av tvångslaster av temperatur och krympning en ganska enkel konstruktion. Vid dimensionering av kritiska snitt kan monoliten ses som plattstrimla eller stödmur med bredden en meter för verkande laster såsom egentyngd, jordtryck, vattentryck och istryck. Varje halva av frontplattan tillsammans med lamellen verkar monolitiskt, det vill säga som en enda konstruktionsdel. Detta gör att frontplattan kan ses som två konsolbalkar fast inspända i pelaren. Varje konsol (frontplattan) dimensioneras för böjande moment och tvärkraft i kritiska snitt i infästningen mot kontreforen.

Dock vid närvaro av tvångskrafter på grund av temperaturväxlingar är samspillet mer komplext och därmed konstruktionen bör modelleras i ett finit element verktyg. Den komplexa spänningsbilden bildas på grund av de tvångslaster som bildas mellan frontplatta och kontrefor samt tvångslaster mellan berg och nedre kanten hos kontrefor och frontplatta. I fall finns det en bergförankrad bottenplatta under monoliten uppkommer tvångslaster mellan bottenplatta och monoliten i dess randvillkor. Tvångslaster bildas när temperaturrörelse förhindras på grund av det existerande tvånget och därmed bildas ganska stora drag och tryckspänningar mellan olika konstruktionsdelar. En komplett analys av temperaturlaster visas i nästa kapitel.



Figur 5.3: Principfigur för kritiska snitt i en monolit av lamelldamm

Som för alla betongkonstruktioner görs tvärsnittsdimensioneringen i kritiska tvärsnitt av en damm i både bruksgräns- och brottgränstillstånd. I brottgränstillstånd görs även

en stabilitetsanalys av monoliter med varierande geometriska förutsättningar. Stabilitetsberäkningar och tvärsnittsdimensionering skall utföras för alla monoliter i brottgränstillstånd. Dimensionering skall även utföras i brottgränstillstånd för olyckslaster.

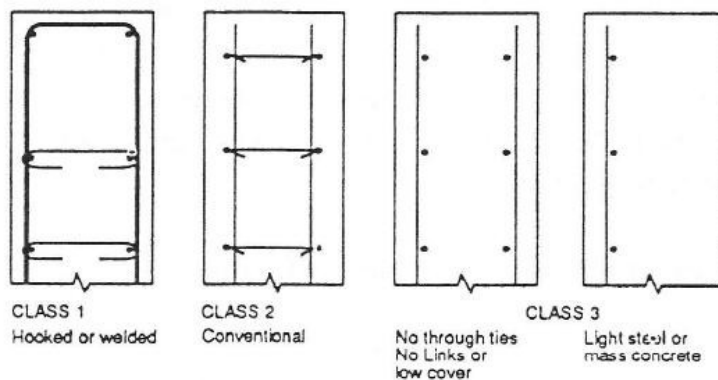
I brottgränstillstånd görs dimensionering bland annat för materialbrott. Dimensionering i brottgränstillstånd med hänsyn till behovet av erforderlig tvärsnittsdimension och armering görs för förekommande typer av brott.

I bruksgränstillstånd görs dimensionering bland annat för eventuella deformationer, sprickbildning och sprickbredder samt spänningar.

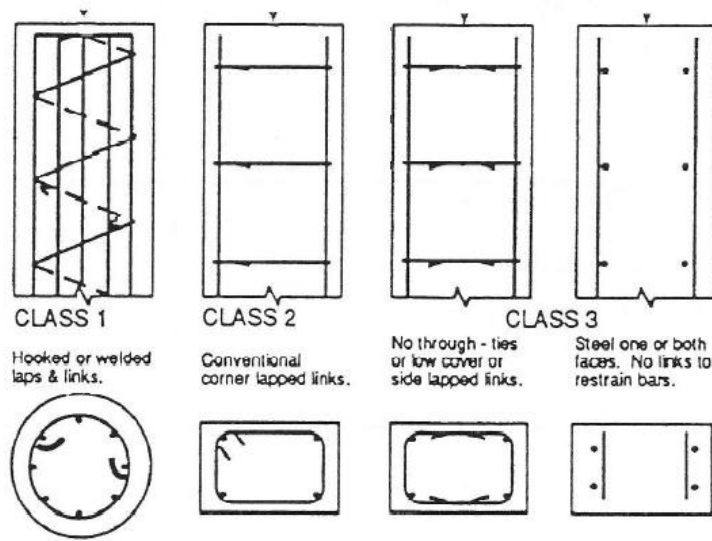
5.5 INVERKAN AV ASR PÅ LAMELLDAMMENS BÄRFÖRMÅGA

Böjmomentkapacitet

För böjmomentkapaciteten har det visat sig att den inte påverkas i större utsträckning vid låg till måttlig expansion av ASR, det vill säga en expansion lägre än 6 mm/m. Dock är det viktigt att konstruktionen är underarmerad för att detta resultat ska uppnås. Så som dimensioneringar görs idag är alla nyare konstruktioner underarmerade. Detta gör att böjhållfastheten hos en nyare lamelldamm inte bör påverkas i någon större utsträckning under ovan angivna förutsättningar.



Figur 5.4: Klassindelning av armering i plattor och väggar [16]



Figur 5.5: Klassindelning av armering i pelare [16]

Äldre konstruktioner är dock ofta inte lika ordentligt armerade som nyare och där kan det finnas en risk att böjmomentkapaciteten påverkas även vid låg till måttlig expansion. I äldre lamelldammar sattes det inte in byglar i samma utsträckning och därmed armeringsanordning av klass 3 kan förutsättas enligt CONTECVET-manual [16]. Detta medför att förspänningskraften på grund av en styv omslutning av ASR expanderade betong kan inte tillgodoräknas vid beräkning av böjmomentkapaciteten.

Den stora risken inträffar när ASR skador orsakar spjälkning av täckande betongskikt i fall det inte finns med några byglar som håller ihop den längsgående böjarmeringen. Därmed ökar risken att dragkraften i dragarmeringen inte kan överföras och böjmomentkapaciteten kan reduceras kraftigt. Risk för spjälkningszoner parallell med armering i betongytan måste noggrann utredas genom inspektioner och provningar av borrkärnor för ASR-skadade lamelldammar.

För tryckta kontreforer kan denna spjälkning även medföra risk för att armeringen blir överksam. Vid spjälkning av täckande betongskikt kan längsgående armeringen buckla ut på grund av att det inte finns någon betong som kan hålla armering vid höga tryckspänningar i tvärsnittet.

Tvärkraftskapacitet

De experimentella studier som utfördes på balkar och plattor visar att även tvärkraftskapaciteten kan minska med ca 20-30% vid initieringsfasen av ASR skador, men med ökande ASR expansion tvärkraftskapaciteten inte minskar nämnvärt så länge konstruktionen är utförd med tvärkraftsbyglar enligt klass 1 i CONVECTEC-manualen med en styv omslutningseffekt. Att detta blir resultatet beror möjligen på att ASR ger en förspänningseffekt p.g.a. betongens expansion, vilket gör att tvärkraftskapaciteten kan öka vid ökad expansion upp till 6 mm/m. Ingen påtaglig omslutningseffekt uppnås om armeringen anordnas enligt klass 3 enligt CONVECTEC-manualen. För lamelldammar utan påtaglig omslutningseffekt reduceras tvärkraftskapaciteten uppskattningsvis 20-30%.

Förankringskapacitet

Vidhäftningskapacitet och därmed förankringskapacitet påverkas inte signifikant av ARS skador om det finns tillräcklig med byglar eller armering i längsgående armeringens tvärriktning. Den förspännings som uppstår p.g.a. betongens expansion höjer längsgående armeringens förankringskapacitet.

För nya lamelldammar ska inte detta vara något problem då minimiarmering i form av byglar ska finnas i betongen och byglarna skall utformas helst enligt klass 1 i CONVECTEC-manualen. Byglar ska även vara utförda med ett tillräckligt tjockt täckande betongskikt. Detta på grund av att en lamelldamm idag enligt RIDAS ska ha ett täckande betongskikt på minst 40 mm d.v.s. större än 1,5 ϕ .

Hos äldre lamelldammar är inte alltid byglar insatta i betongen och det är osäkert om det täckande betongskiktet är tillräckligt tjockt. Därför kan det finnas en risk för att vidhäftningshållfastheten och följaktligen förankringskapaciteten inte är tillräcklig i äldre lamelldammar på grund av ASR i betongen. Vid beräkning av förankringskapacitet för äldre lamelldammar utan verksam bygelarmering bör en reduktion upp till 60 % vid ASR expansion av 6 mm/m antas på säkra sidan enligt [16].

ASR i betong kan resultera i avspjälkning av betongskikt parallella med konstruktionens yta. Som nämndes i avsnitt 4.5 kan avspjälkning av ytskikt parallellt med armeringens plan påverka överföring av dragkraft mellan huvudarmering och betong på ett signifikant och samtidigt negativt sätt. Risken för uppkomsten av avspjälkning bör utredas genom inspektioner, bomknackning och laboratorieprover (planslip) på utborrade kärnor.

Genomstansningskapacitet

Det är sällan en Genomstansningsbrott inträffar hos lamelldammar på grund av konstruktionsdelarnas geometri. Genomstansnings inträffar vid koncentrerade laster placerade över och/eller under en plattkonstruktion. Därmed inverkan av ASR på genomstansningskapacitet är ofta inte relevant för en lamellmonolit.

Summering

I kapitel 5 återges att tvärsnittets bärförmåga med hänsyn till böjande moment inte påverkas nämnvärt för underarmerade tvärsnitt. Detta beror på att eventuell reduktionen av tryckhållfasthet på grund av ASR inte påverkar böjmomentkapaciteten nämnvärt. Med klass 1 armering enligt CONVECTEC manual (slutna byglar runt ett dubbelarmerade tvärsnitt) kan tvärkraftskapaciteten vara oförändrad på grund av förspänningskrafter. Dock armeringsanordningen i de kritiska tvärsnitten ofta saknar tillräcklig med byglar som skapar förutsättningar för en styv omslutningseffekt i dammar. Vidare har konstaterats att tvärsnittets tvärkraftskapacitet kan vid hög grad av expansion (större än 6 mm/m) reduceras med 20%.

Vidare har konstaterats att genomstansningsbrott inte är relevant för lamelldammar och därmed beaktas inte normalt vid dimensionering eller bärighetsberäkningar.

Det stora problemet med ASR kan relateras till förankringskapaciteten. Här har man konstaterat att ASR kan minska vidhäftningshållfastheten signifikant om tvärgående armering saknas och täckande betongskikt är för tunt. Reduktion upptill 60% av förankringskapacitet kan uppkomma vid expansioner upp till 6 mm/m. Denna reduktion kan ha stor inverkan på bergförankringarnas verkningssätt och även betongens förankringsförmåga till böjarmering.

Risk för spjälkning av täckande betongskikt på grund av uppsprickning parallellt med böjarmeringen måste undersökas i ASR-skadade dammar genom att studera borrhärnor i planslip. Spjälkning av betong parallell med längsgående armering kan generellt minska böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansningskapacitet och inte minst förankringskapacitet.

6 Lamelldammars verkningsätt

6.1 SPRICKBILDNING UNDER TVÅNGSLASTER AV TEMPERATUR

Lamelldammar består av flera monoliter med mellanliggande vattentät dilatationsfog. En monolit hos en lamelldam dimensioneras för att erhålla stabilitet med de säkerhetsfaktorer som anges i Ridas [6] samt att tillräckliga kapaciteter erhålls i kritiska tvärsnitt i brottgränstillstånd. Inverkan av ASR på tvärsnittsdimensionering har diskuterat i avsnitt 5.

Många lamelldammar utan känd ASR-skada har drabbats i Sverige av sprickbildning i frontplatta och kontrefor på grund av verkande laster och särskilt har temperaturlaster haft stor betydelse för uppkomsten av dessa sprickor. Både horisontella och vertikala sprickor har observerats i kontrefor och frontplatta i en monolit. Dessa sprickor kan förklaras ofta av de temperaturlaster som skapas på grund av extrema temperaturgradienter och temperaturdifferenser som uppträder i omgivande randvillkor hos lamelldammar. Sprickor uppkommer som resultat av både inre och yttre tvångslaster av temperatur under lamelldammens livslängd. En ASR-skada i en lamelldamm kan påskynda sprickbildningen samt underlätta spricktillväxten under konstruktionens livslängd och slutligen påverka stabiliteten genom en förändrad geometri (inre instabilitet).

I detta avsnitt läggs fokus på att studera spänningstillståndet på grund av verkande laster och dess betydelse för sprickbildning och inre stabilitet hos lamelldammar under bruk. Detta kan studeras utifrån två aspekter enligt nedan:

1. Inverkan av ASR på sprickbildning under verkande laster
2. Inverkan av ASR på stabilitet

För att utreda eventuella inverkan av ASR på sprickbildning bör risken för sprickbildning och spricktillväxt under verkande laster studeras generellt i bruksgränstillstånd. Därmed är det viktigt att studera lamelldammens verkningsätt och uppkomna huvuddragsspänningar under olika belastningsförutsättningar.

För att studera verkningsättet har en vald lamelldamm med tillhörande geometrier modellerats i ett FE verktyg (Lusas). I denna studie har ett antal viktiga lasttyper bland annat last av egentyngd och vattentryck samt extrema temperaturlaster under sommar- och vintersäsong studerats:

Huvuddragsspänningar har studerats för följande två fall:

- Studie 1: laster av egentyngd och vattentryck
- Studie 2: laster i studie 1 samt laster av temperaturväxlingar under sommar samt vinterförhållande

De redovisade linjärelastiska spänningarna visar områden med risk för sprickbildning. Syftet med linjärelastiska analysen är att identifiera områden med risk för sprickbildning, och sedan jämföra resultatet med utförd sprickkartering. Därefter visas en icke-linjär analys med teoretiskt spricksystem i detta exempel vilket jämförs med karterade sprickor.

I den icke-linjära analysen tas inte hänsyn till inverkan på ASR-skada på betongens hållfastheter och brottenergin. Icke linjära modellen kan modifieras för att kunna studera inverkan av ASR på sprickbildning och spricktillväxt genom att i modellen reducera parametrar för materialhållfastheter och brottenergin. En sådan analys har inte utfört i denna rapport.

I slutet av detta avsnitt diskuteras eventuell inverkan av ASR på sprickbildningen och spricktillväxten och därmed risken för att en låg inre stabilitet uppnås genom sprickor.

6.2 LAMELLDAMMENS RESPONSE VID BELASTNINGAR

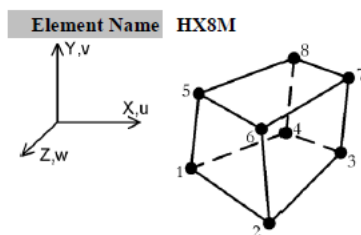
En lamelldammsmonolit består av en frontplatta och en pelare (även kallad konterfor) och monoliten belastas ofta med egentygnd, jordtryck, istryck, vattentryck inklusive uppliftnkrafter och tvångslaster av temperatur och krympning.

I följande avsnitt har monolitens respons och verkningsätt hos en lamelldamm med vald geometri studerats under ett urval av viktiga laster för att skapa en bättre förståelse hos läsaren. I nedanstående fallstudie illustreras en monolit hos en lamelldamm där frontplattans tjocklek är 2 meter och kontreforens tjocklek är 3 meter. Konsolen hos frontplatta är ganska kort d.v.s. ca 2,5 meter på varje sida och frontplattans höjd är ca 14 meter. Lamelldammar belastas både vertikalt och horisontellt med egentygnd av betong och vattentryck uppströms dammen.

6.3 FE-MODELL, MATERIALEGENSKAPER, RANDVILLKOR OCH LASTER

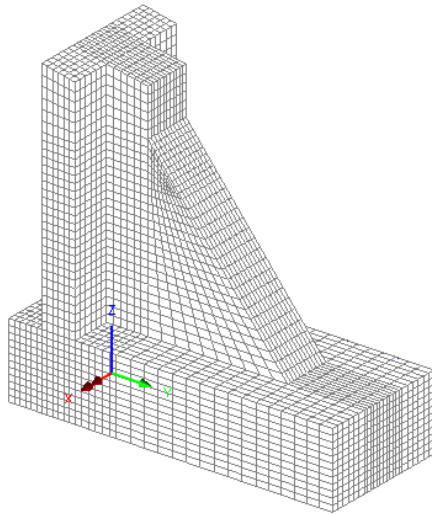
För att kontrollera spänningstillståndet för monoliten med hänsyn till temperaturdifferensen mellan konstruktionsdelarna har en finita element-modell i LUSAS upprättats.

Modellen är elementindeldad med tredimensionella solida element. 3D elementen är tetraedriska, pentagonala och hexagonala. Valet för modellen som använts för att få kvadratiske element (se figur nedan) är hexagonala (HX8M) 8-nodselement.



Figur 6.1: Vald solid element

Hänsyn har tagits till att elementen är nära kvadratiske. Modellen är meshad med totalt 19 044 volymelement som visas i figur 6.2.



Figur 6.2: Modell med hexagonala mesh-element.

Betongen antas ha samma kvalitet i hela monoliten. Betongkvalitet C25/30 med följande egenskaper:

- Karakteristisk tryckhållfasthet, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Elasticitetsmodul, $E_c = 31 \text{ GPa}$
- Utvidningskoefficient, $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ m/(m} \cdot ^\circ\text{C)}$
- Densitet, $\rho = 23 \text{ kN/m}^3$
- Värmekonduktivitet, $\lambda = 1,7 \text{ W/(m K)}$
- Värmekapacitet, $c = 1000 \text{ J/(kg K)}$

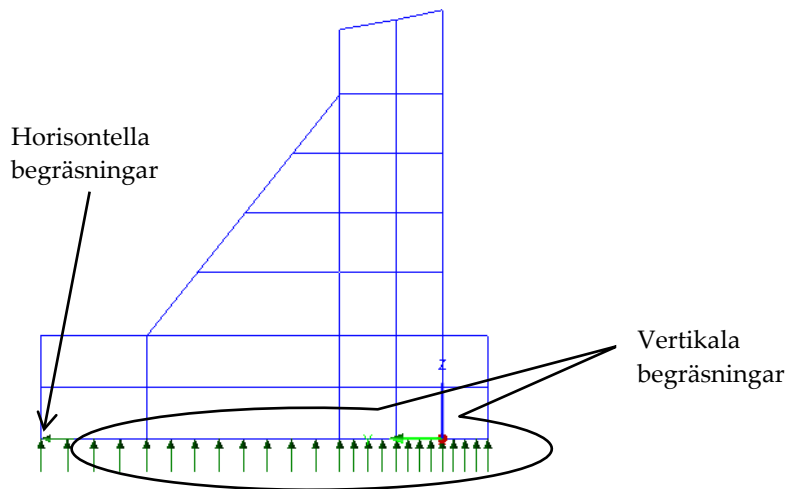
Termiska randvillkor:

I LUSAS hålls randvillkoren fria under den termiska analysen. Detta medför en konstant värmeväxling mellan betongen och omgivande luft. Modellen är i kontakt med vatten på uppströmssidan samt är botten i kontakt med berget som medför att de får temperaturer som motsvarar konstant 4°C . Nedströms ytor är kontakt med luft som förändras genom termisk analys. Värmeöverföringskoefficient (k):

- för vatten = $650 \text{ W/(K} \cdot \text{m}^2)$
- för luft = $500 \text{ W/(K} \cdot \text{m}^2)$

Strukturella randvillkor

Bergförankring har antagits vid grundläggning av monolitkroppen. Styvheten hos dessa bergförankringar är försummade i modelleringen. Modellen är således endast tilldelad vertikala begränsningar mot berget. För att modellera med vattentryck är endast ena änden av bottenplattan fast inspänd. Se figur nedan:

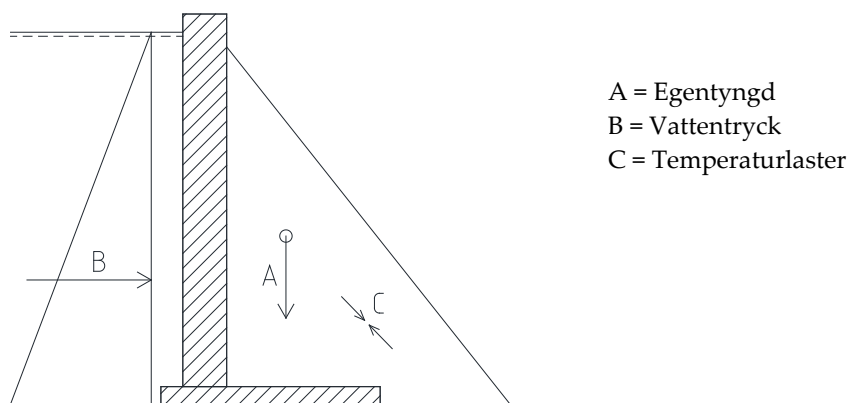


Figur 6.3: Modell med hexagonala mesh-element.

Laster:

Modellen analyseras med följande laster:

- egentyngd
- vattentryck mot dammen
- temperaturlaster



Figur 6.4: Laster mot konstruktionen som LUSAS-modellen tar hänsyn till.

Egentyngd:

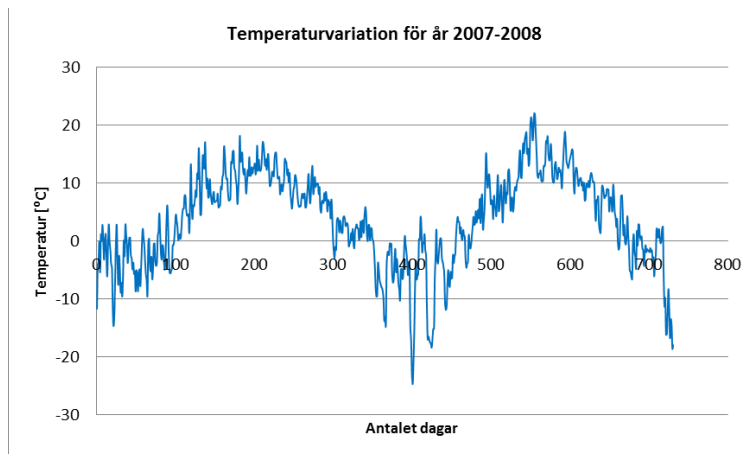
Egentyngden modelleras i LUSAS som "Gravity load" med densitet för materialet på 23 kN/m

Vattentryck:

Vattentrycket antas till dämpningsgränsen.

Temperaturlaster:

Data för temperaturen erhålls från SMHI och uppkomna betongparametrar analyseras för två år i LUSAS, se Figur nedan för temperaturvariationer. Randvillkoren för vart temperaturlasterna angriper förklaras i detta avsnitt.



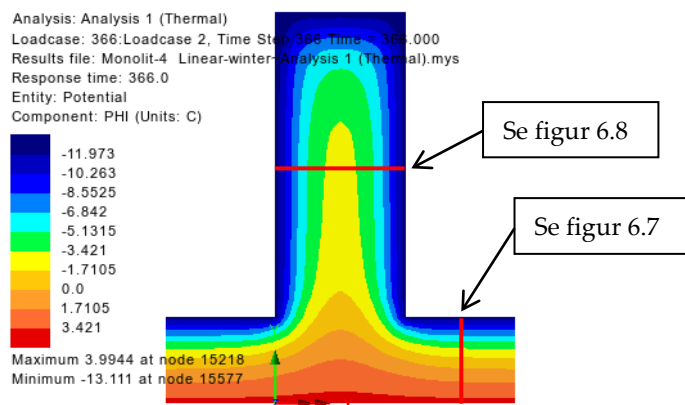
Figur 6.5: Utomhustemperaturvariation för år 2007-2008 hämtat från SMHI öppna databas för Dalarnas län.

Vid temperaturanalysen antas en initialtemperatur i konstruktion på 10°C. Under ett år antas temperaturen i betongen stabiliseras av utomhustemperaturen innan spänningarna i konstruktionen analyseras andra året. Temperaturen i berggrunden samt i vattnet antas konstant till 4°C.

Vintersäsong:

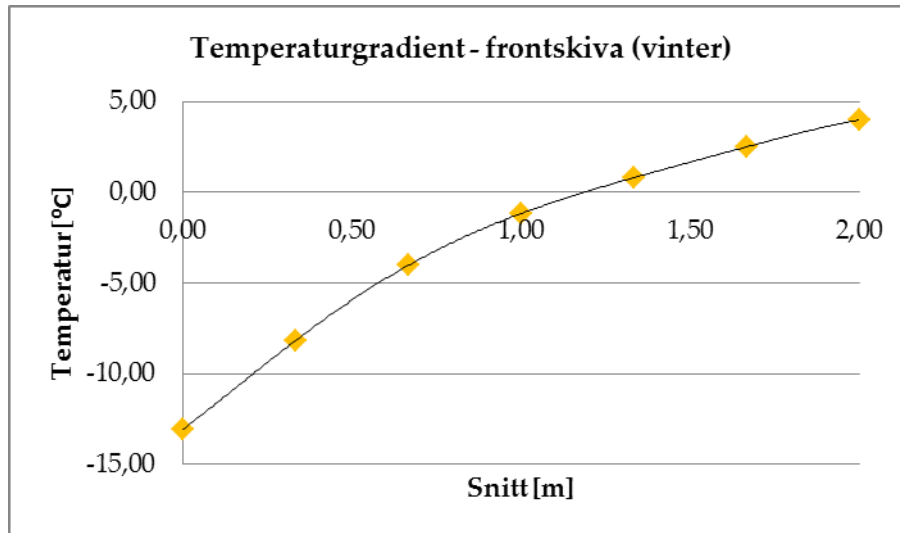
Under vintersäsongen varierar temperaturen likt figur 6.6.

Se figur 6.7 och 6.8 för temperaturvariationen i frontskiva respektive kontreför för extrem vintertemperatur.

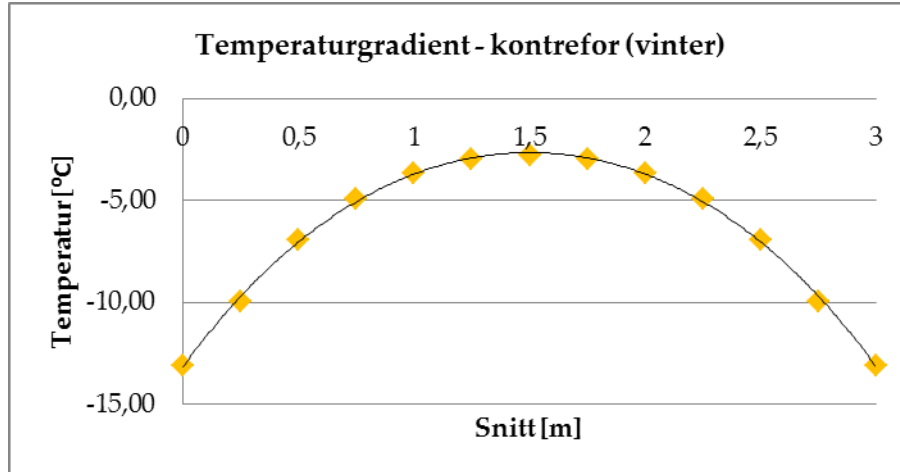


Figur 6.6: Temperaturvariation i monolit vid utomhustemperatur -13,1°C under vintersäsong.

Under vintersäsongen erhålls en temperaturgradient som varierar från 4°C på uppströmssida av frontskiva till -13,1°C på nedströmssida, se figur 6.7. Samtidigt varierar temperaturen från -2,8°C i mitten av kontreforen till -13,1°C på ytan av kontreforen, se figur 6.8.



Figur 6.7: Temperaturvariation i frontskiva med utomhustemperatur -13,1°C.

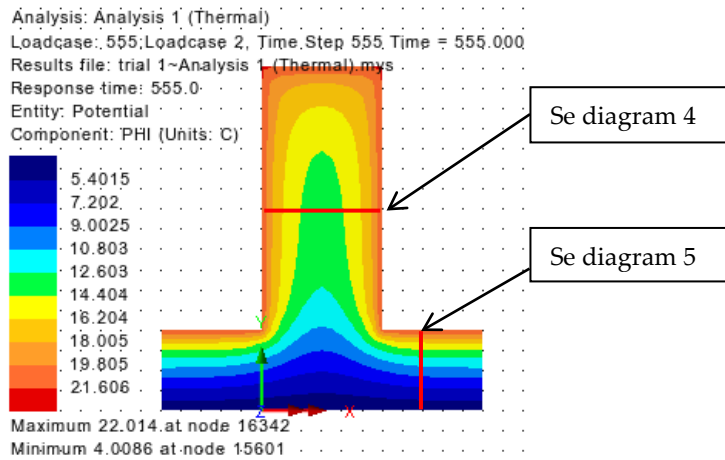


Figur 6.8: Temperaturvariation i kontrefor med utomhustemperatur -13,1°C.

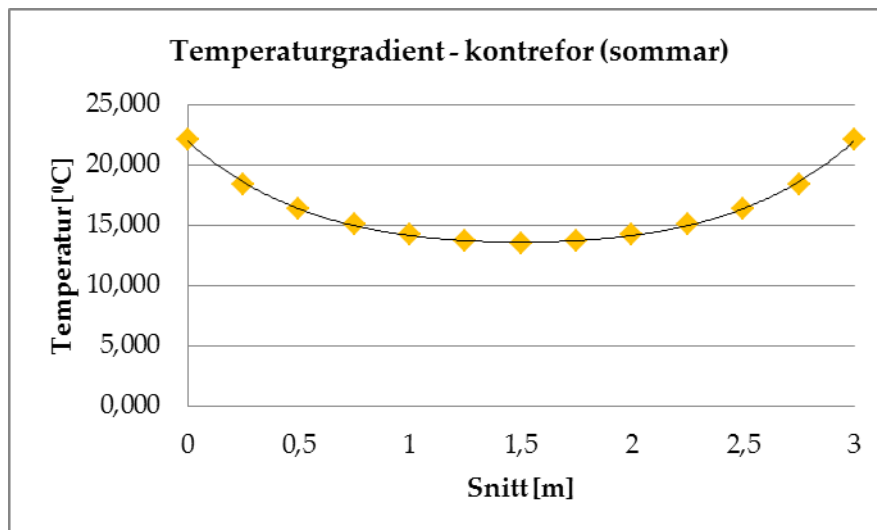
Sommarsäsong:

Under sommarsäsongen varierar temperaturen likt figur 6.9. Se figur 6.10 och 6.11 för temperaturvariationen i kontrefor respektive frontskiva för extrem sommartemperatur.

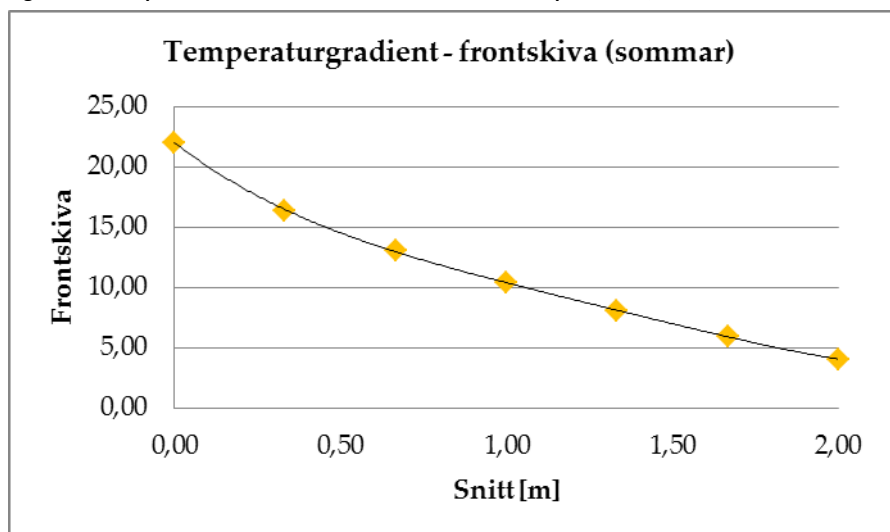
Under sommarsäsongen erhålls en temperaturgradient som varierar från 4°C på uppströmssida av frontskiva till 23,3°C på nedströmssida, se figur 6.11. Samtidigt som temperaturen varierar från 13,4°C i mitten av kontreforen till 23,3°C på ytan av kontreforen, se figur 6.10.



Figur 6.9: Temperaturvariation i monolit 4 vid utomhustemperatur 23,3°C under sommarsäsong.



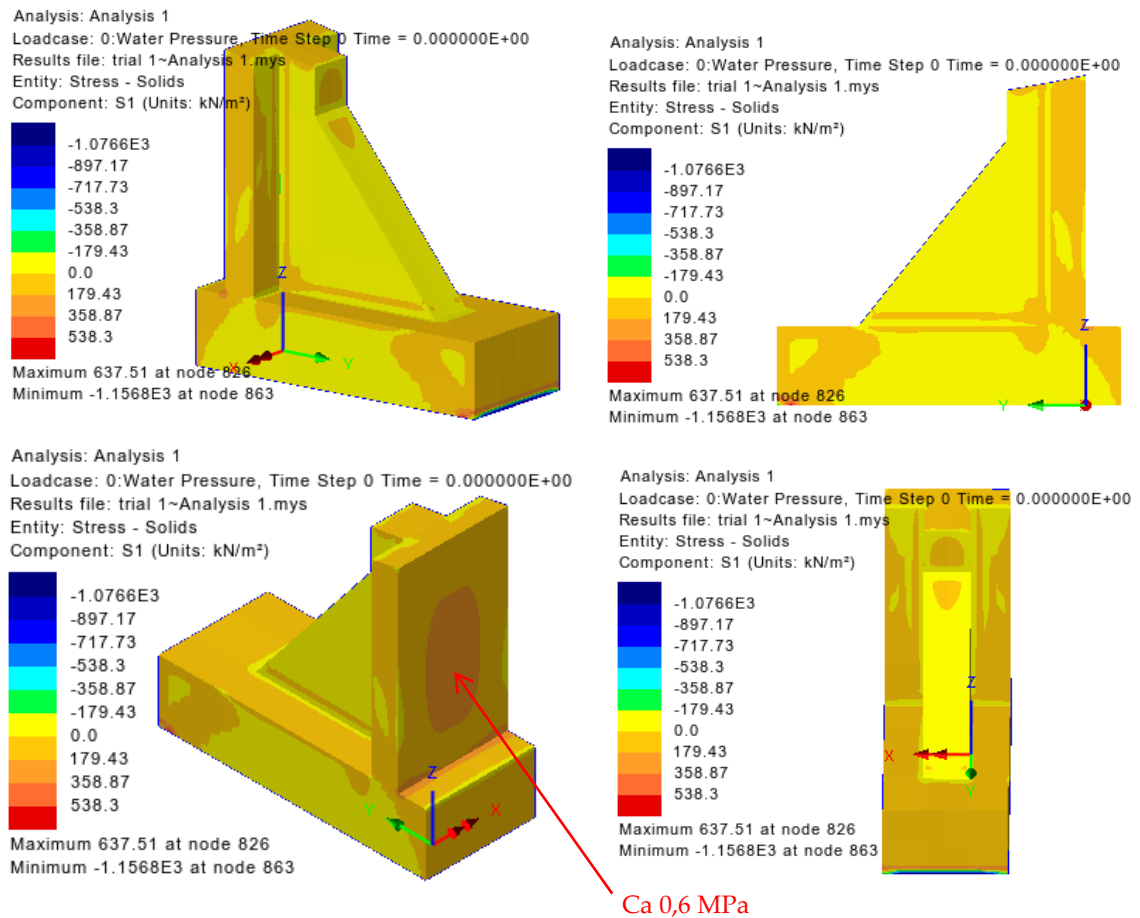
Figur 6.10: Temperaturvariation i kontrefor med utomhustemperatur 23,1°C.



Figur 6.11: Temperaturvariation i frontskiva med utomhustemperatur 23,1°C.

6.1 RESULTAT FRÅN LINJÄR ELASTISK SPÄNNINGSANALYS (STUDIE 1)

Med hjälp av LUSAS linjärelastiska spänningsmodell har spänningarna för monoliten analyserats med hänsyn av egentyngd och vattenlast. Resultatet visar att de största dragspänningarna uppstår i frontskivans uppströmssida, se figur 6.12. Uppstående dragspänningar överskrider inte betongens draghållfasthet då maximala draghållfastheten orsakat av yttre laster är ca 0,6 MPa.



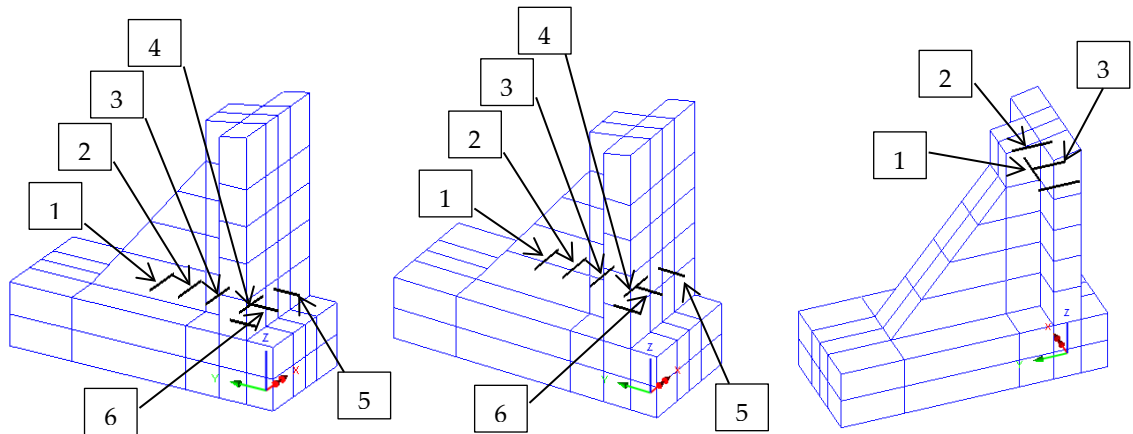
Figur 6.12: Huvudspänningar i monolit vid belastning av egentyngd och vattenlast.

6.2 RESULTAT FRÅN LINJÄR ELASTISK SPÄNNINGSANALYS (STUDIE 2)

I andra studien analyseras spänningar från första studien plus temperaturspänningar för två års temperaturvariationer i utomhusluften. Temperaturvariationen sker från 4°C på uppströmssida av frontskiva till -13,1°C vintersäsong respektive 23,3°C sommarsäsong på nedströmssida. Samtidigt varierar temperaturen från -2,8°C i mitten av kontreforen till -13,1°C på ytan av kontreforen under vintersäsong. Under sommaren varierar temperaturen från 13,4°C i mitten av kontreforen till 23,3°C på ytan av kontreforen.

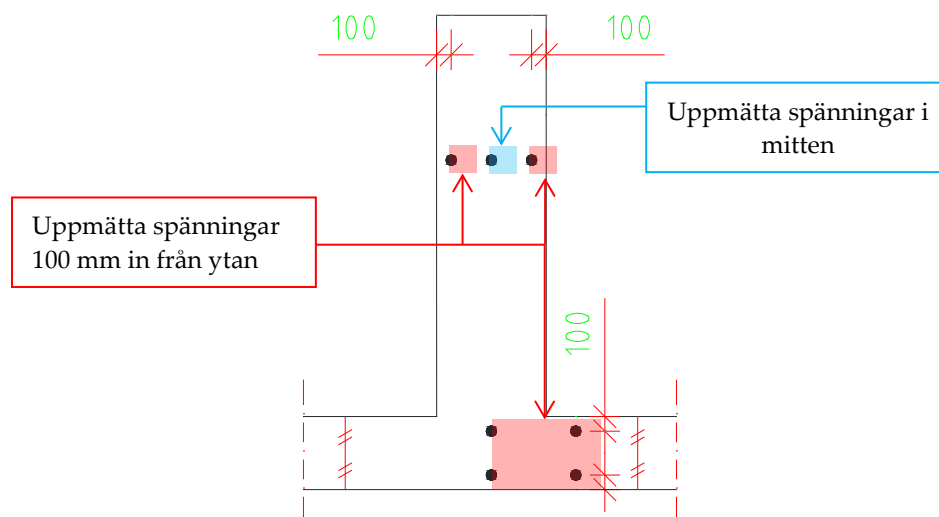
Sektioner har upprättats i syfte att studera spänningsvariationen tvärs kontrefor och frontskiva i monoliten vid tre nivåer där sprickor har påträffats enligt utförd sprickkartering. Sektionerna är tagna vid anslutning mellan kontrefor och

betongundergjutning samt 1,5 m och 10 m upp från undergjutningen, se figur 6.13. Sektionen 10 m upp i konstruktionen representerar anslutningen mellan kontreforens vertikala och lutande del. Sektionerna numreras för varje sektionsplan enligt figur 6.14.



Figur 6.13: Sektioner vid undergjutning, 1,5 m från undergjutning och 10 m från undergjutning

Spänningarna 0-100 mm in från ytan av konstruktionen kan ge upphov till ytsprickor och spänningarna efter 100 mm kan ge upphov till genomgående sprickor. Ytsprickor har ingen direkt inverkan på stabiliteten och därmed dammsäkerheten. Spänningsresultatet från sektionerna sammanfattas i tabell 6.1 - 6.4. Spänningarna som redovisas är 100 mm in från ytan av kontrefor och frontskiva samt i mitten av kontreforen.

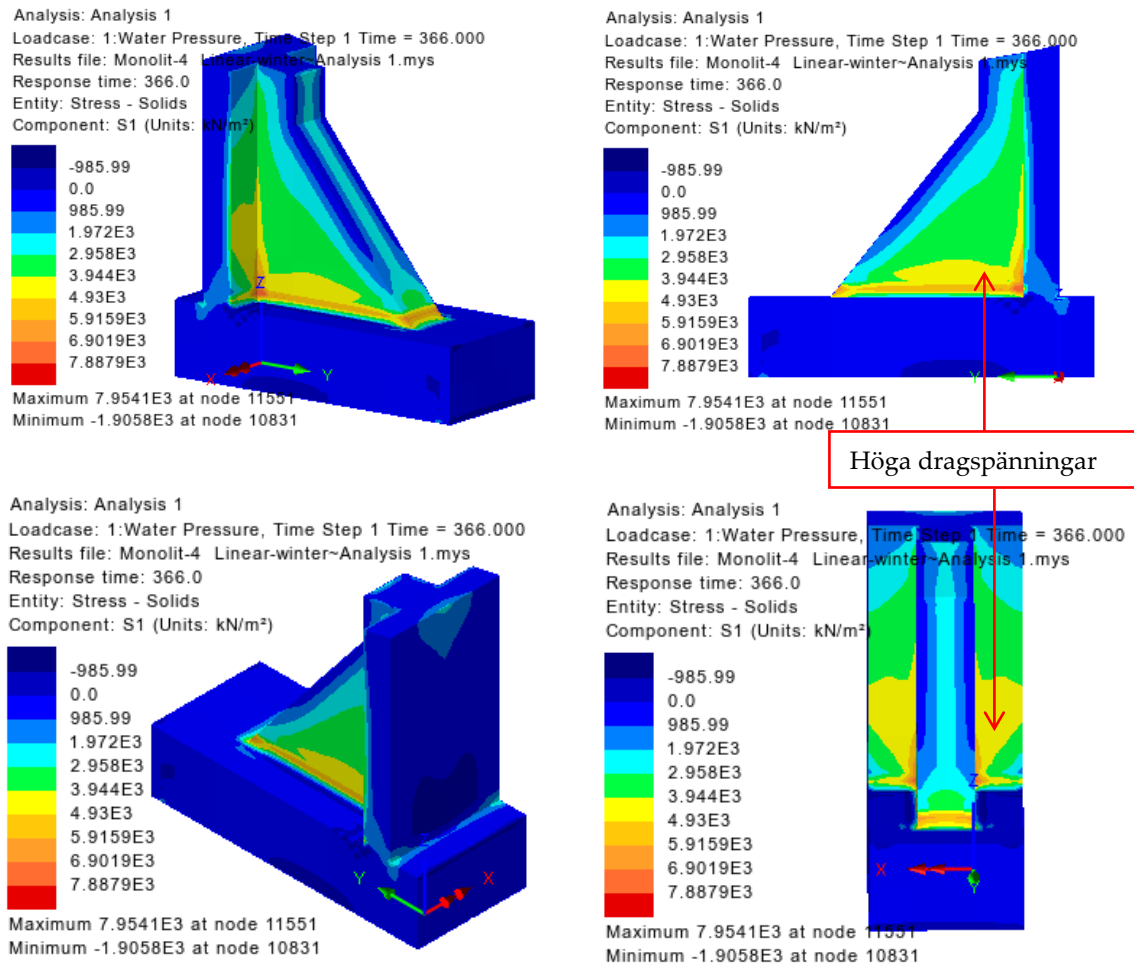


Figur 6.14: Illustration av vart spänningarna uppmätts i sammanfattade tabeller.

Samtliga diagram över spänningarna för studie 2 under sommar- och vintersäsongen presenteras nedan.

Resultat för spänningar orsakade av vintersäsong:

Enligt den linjärelastiska spänningsanalysen från LUSAS under vintersäsongen för studerad monolit kan konstateras höga dragspänningar i kontrefor och nedströmssidan av frontskiva. Se figur 6.15 samt tabell 6.1 - 6.4 för resultat av spänningsvariation i kontrefor och frontskiva vintertid.



Figur 6.15: Huvudspänning i monolit 4 vid belastning av egentygnd, vattenlast och vintertemperatur.

Från sektioner i kontrefor och frontskiva kan konstateras höga dragspänningar vid ytorna mot utomhusluften under vintersäsongen. Dragspänningarna är större än betongens draghållfasthet (1,8 MPa) som ger upphov till sprickbildning. Se tabell 6.1 - 6.2 för resultat för spänningarna i kontrefor och frontskiva.

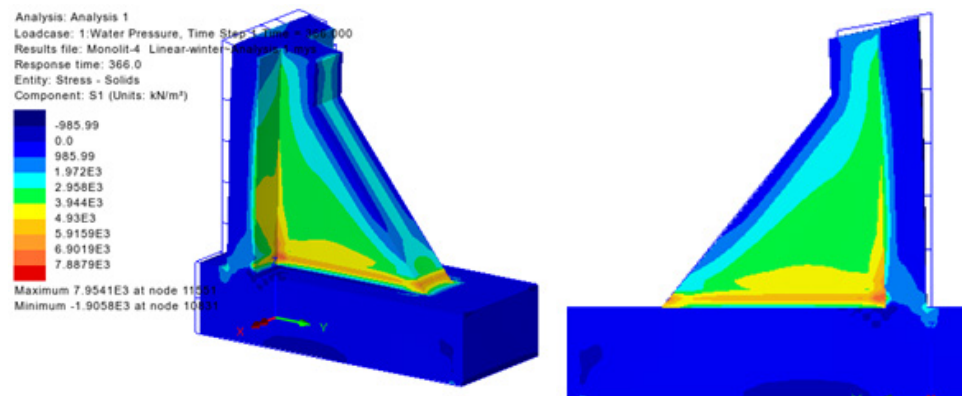
Tabell 6.1: Sektioner i kontreför för studie 2 (vintersäsong). Negativ spänning innebär tryckspänning.

Höjd från betongundergjutning	Linjediagram	Spänning i ytan (100 mm in)	Spänning i mitten
0 m	1	4,3 MPa	-0,2 MPa
0 m	2	4,3 MPa	-0,22 MPa
0 m	3	4,4 MPa	-0,1 MPa
0 m	4	5,9 MPa	0,4 MPa
1,5 m	1	3,2 MPa	-0,2 MPa
1,5 m	2	3,2 MPa	-0,15 MPa
1,5 m	3	3,3 MPa	-0,2 MPa
1,5 m	4	4,4 MPa	0,4 MPa
10 m	1	2,8 MPa	-0,4 MPa

Tabell 6.2: Sektioner i frontskiva för studie 2 (vintersäsong). Negativ spänning innebär tryckspänning.

Höjd från betongundergjutning	Linjediagram	Spänning i nedströmsytan (100 mm in)	Spänning i uppströmsytan (100 mm in)
0 m	5	3,85 MPa	0,2 MPa
0 m	6	0,44 MPa	-0,26 MPa
1,5 m	5	3,5 MPa	0 MPa
1,5 m	6	0,4 MPa	-0,28 MPa
10 m	2	2,4 MPa	-0,4 MPa
10 m	3	-0,4 MPa	0,8 MPa

Se figur 6.16 för hur den studerade monoliten deformeras vid belastning av egentygnd, vattentryck och vintertemperatur. Belastning som redovisas är överdriven, men ger en illustration av riktning av deformationen.

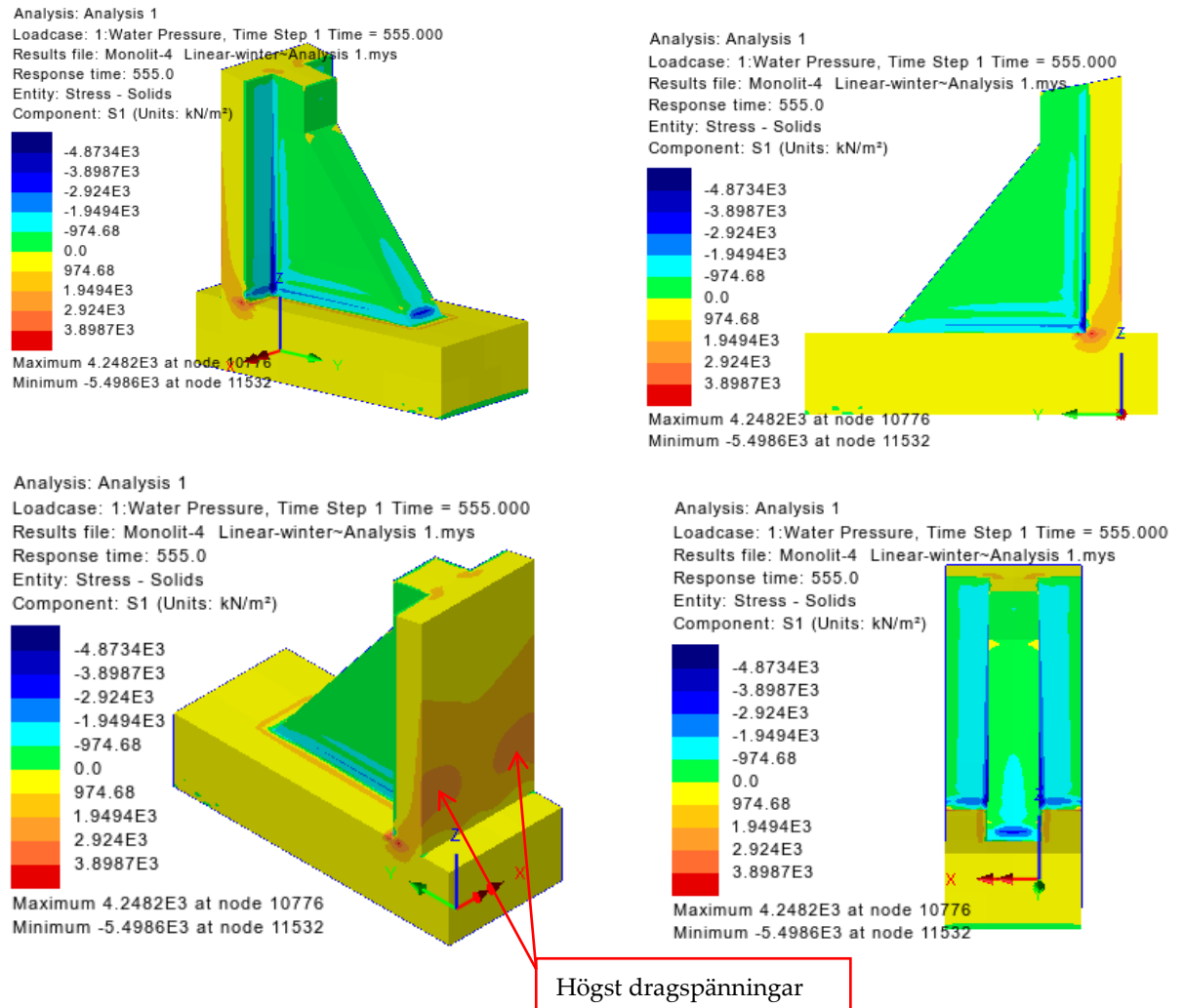


Figur 6.16: Deformation av monolit 4 vid belastning av egentygnd, vattentryck och vintertemperatur.

Resultat för spänningar orsakade av sommarsäsong:

Under sommarsäsongen konstaterades höga dragspänningar på nedströmssidan av frontskivan för monoliten, se figur 6.17. Spänningarna som redovisas ger upphov till sprickbildning då dragspänningarna överskrider betongens draghållfasthet. I kontreforen och frontskivan uppstår inga höga dragspänningar som överstiger

betongens draghållfasthet. Se figur 6.17 samt tabell 6.3 - 6.4 för resultat av spänningsvariation i konstruktionen sommartid.



Figur 6.17: Huvudspänning i monolit vid belastning av egentynngd, vattenlast och sommarterperatur.

Från sektioner i kontrefor och frontskiva kan konstateras tryckspänningar vid ytorna mot utomhusluften under sommarsäsongen. Låga dragspänningar uppstår i mitten av kontreforen som ej bidrar till sprickbildning. Höga dragspänningar uppstår mot uppströmssidan av frontskivan. Se tabell 6.3 – 6.4 för resultat för spänningarna i kontrefor och frontskiva.

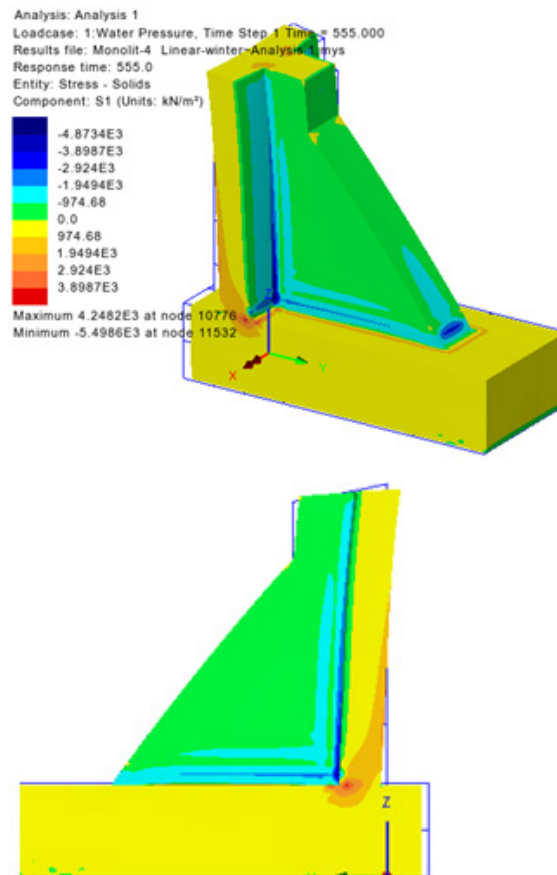
Tabell 6.3: Sektioner i kontrefor för studie 2 (sommarsäsong). Negativ spänning innebär tryckspänning.

Höjd från betongundergjutning	Linjediagram	Spänning i ytan (100 mm in)	Spänning i mitten
0 m	1	-0,8 MPa	1,45 MPa
0 m	2	-0,8 MPa	1,2 MPa
0 m	3	-0,8 MPa	0,7 MPa
0 m	4	-3,8 MPa	-0,5 MPa
1,5 m	1	-0,4 MPa	1,2 MPa
1,5 m	2	-0,4 MPa	0,9 MPa
1,5 m	3	-0,5 MPa	0,4 MPa
1,5 m	4	-3,1 MPa	0,2 MPa
10 m	1	-1,0 MPa	0,6 MPa

Tabell 6.4: Sektioner i frontskiva för studie 2 (sommarsäsong). Negativ spänning innebär tryckspänning.

Höjd från betongundergjutning	Linjediagram	Spänning i nedströmsytan (100 mm in)	Spänning i uppströmsytan (100 mm in)
0 m	5	-1,5 MPa	0,7 MPa
0 m	6	0,3 MPa	0,87 MPa
1,5 m	5	-1,0 MPa	1,8 MPa
1,5 m	6	0,2 MPa	1,5 MPa
10 m	2	-0,6 MPa	0,5 MPa
10 m	3	0,62 MPa	0,32 MPa

Se figur 6.18 för hur monolit 4 deformeras vid belastning av egentyngd, vattentryck och sommartemperatur. Belastning som redovisas är överdriven, men ger en illustration av riktning av deformationen.



Figur 6.18: Deformation av monolit vid belastning av egentvngd, vattentryck och sommartemperatur.

6.3 RESULTAT FRÅN ICKE-LINJÄR SPÄNNINGSANALYS (ENBART STUDIE 2)

Randvillkor och material är i den icke-linjära spänningsanalysen ansatta på ett förenklat sätt, varför resultaten ska uppfattas som approximativa. Syftet med modellen och resultatfigurerna nedan är att visa på att betongen spricker ungefär i de områden som överensstämmer med den linjärelastiska spänningsanalysen och skadekarteringen. Den icke-linjära spänningsanalysen utförs enligt Newton-Raphsons metod som vanligtvis används för enklare konvergens.

Icke-linjära analyser är beräkningsmässigt krävande och står vanligtvis inför flera komplikationer. Beräkningarna i LUSAS utförs under två års temperaturvariation vilket innebär tidskrävande beräkning. Eftersom spänningsvariationerna är symmetriska från betongelementens centrum till kanten har halva monoliten studerats i modellen för att minska beräkningstiden. Geometrin visas i figur 19 nedan. Komplikationer som uppstår beror av det faktum att analysen är en interaktiv process där styvheten förändras under beräkningsgången då betongen spricker. För att beräkningen skall konvergera krävs att jämvikt mellan last och förskjutningskurva uppnås för varje inkrement. I LUSAS är det möjligt att studera sprickkonturen med "Plastic strain – solid" för att se maximal sprickvidd.

De sprickor som uppstår enligt LUSAS kommer att öka med säsongstopparna som uppstår varje år. Resultatet visar på att sprickor uppstår i monoliten under vinterperioden och reduceras under sommarperioden. Det bör poängteras att sprickor

har utvecklats under fler års förändringar av säsongstemperatur. Flera års temperaturvariation behöva studeras för att uppnå sprickvidder som kunnat uppmätas i skadekarteringen. Den icke-linjära analysen kan påvisa uppkomsten av vissa stora sprickorna som konstaterats i skadekarteringen.

Mesh egenskaper:

Egenskaperna för meshen är samma som för den linjärelastiska spänningsanalysen. Se hur mesh-egenskaperna i avsnitt 6.3.

Materialegenskaper:

För att definiera ett icke-linjärt material i modelleringsprogrammet LUSAS tilldelas materialet "Smooth multi crack (model 102)" i Lusas Manualen. Detta är en plastisk skademodell där skador går från kriteriet huvudspänningar och sedan utvecklas till grov kontakt. Skadan är förknippad med både spänning och krossning av betongen. Därför är de plastiska materialegenskaperna definierade för betongen för att fånga dessa effekter. En enkel approximerad kurva i modellen definierar brottenergi per ytenhet, som beror av brottzonens deformationer (töjningar) vilket anpassas till elementlängd. Betongens plastiska egenskaper som antagits för modellen är:

- Enaxlig tryckhållfasthet för betong = 25 MPa
- Enaxlig draghållfasthet för betong = 2 MPa
- Brottenergi per ytenhet = 0,13 kJ/m²
- Belastning på toppen enaxlig kompression = 0,0022
- Fleraxlig till enaxlig spänningsrotation = 1,15

Randvillkor:

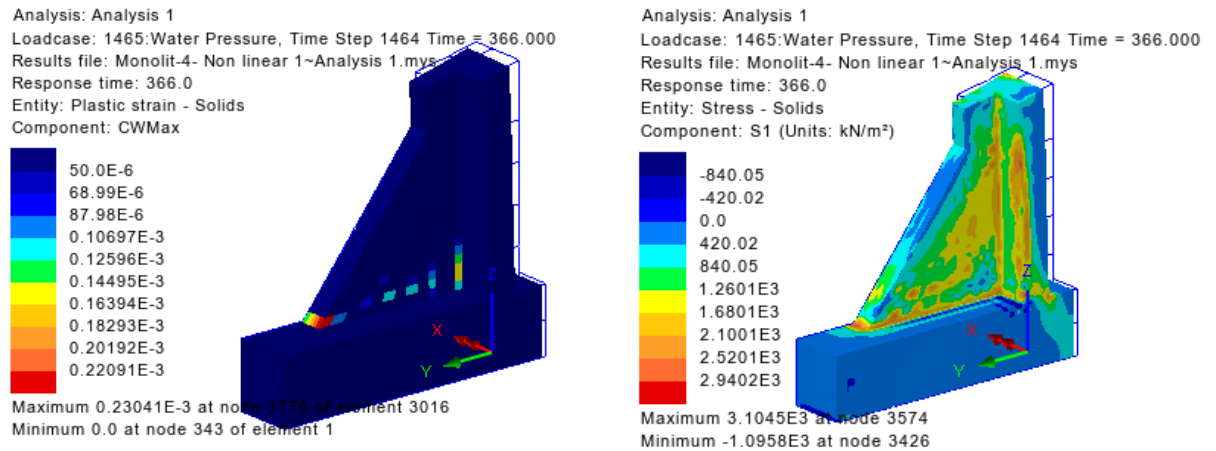
Randvillkoren är samma för den linjärelastiska spänningsanalysen, se avsnitt 6.3. Begränsningar tilldelas vinkelrät mot symmetriplanet, d.v.s. i x-riktning. Den tilldelade symmetrin visas nedan.

Resultatet av spänningar orsakat av yttre laster (egentyngd och vattentryck) för den icke-linjära analysen är lika stora som resultatet för den linjärelastiska spänningsanalysen. Dragspänningarna uppmäts i den icke-linjära analysen till ca 0,6 MPa och är därmed inte högre än betongens draghållfasthet.

Resultat av spänningar och sprickkontur orsakade av yttre laster och vintertemperatur:

Yttre laster kombineras med temperaturvariationer över två år. Likt för den linjärelastiska spänningsanalysen studeras spänningarna i den icke-linjära analysen under den frekvent förekommande utomhustemperaturen vintertid på -13,1°C. I den icke-linjära analysen har även sprickkonturen analyserats vid utomhustemperaturen på -23°C vilket anses som extremast förekommande fallet.

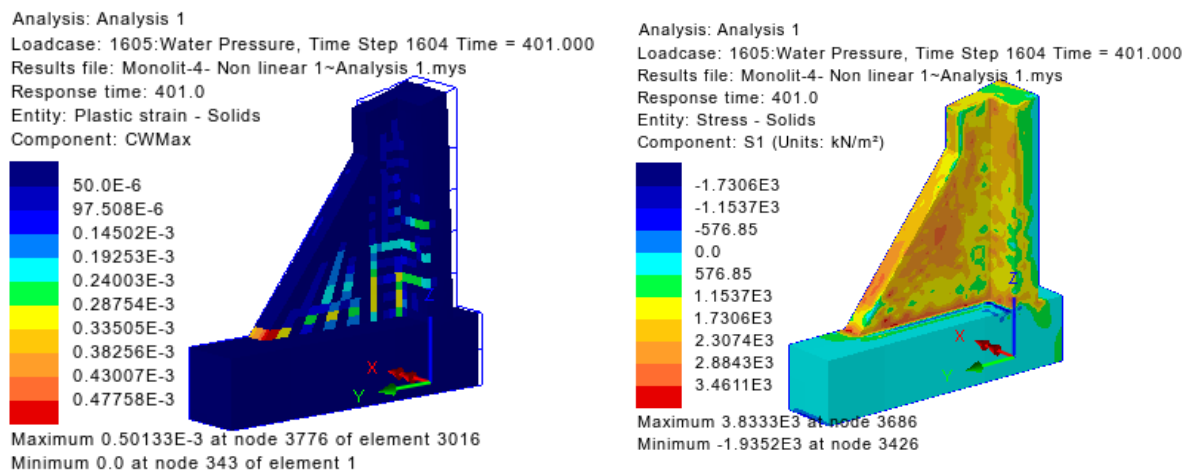
Mönstret av sprickbildningen liknar den sprickbildning som konstaterats vid sprickarteringen.



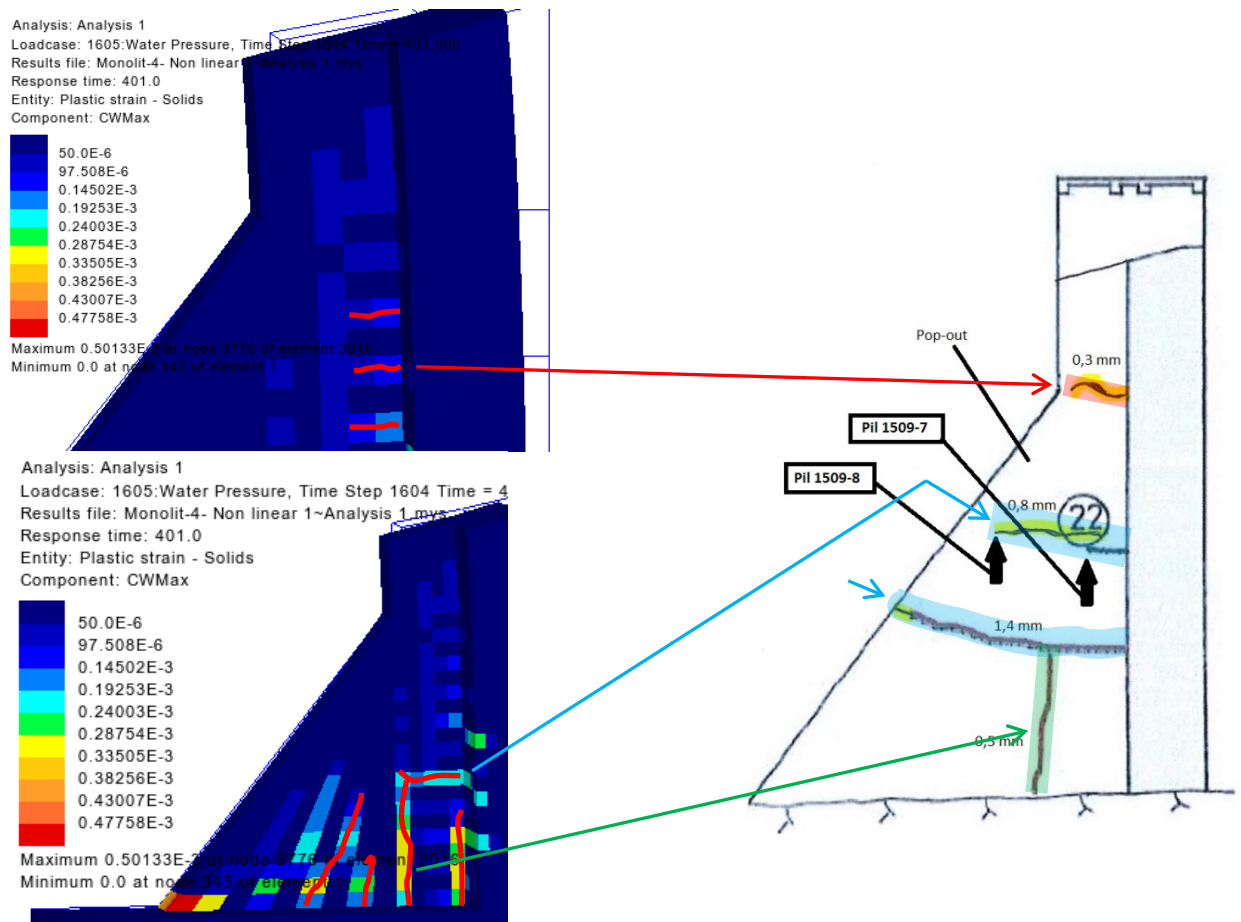
Figur 6.19: Sprickkontur och huvudspänning vid vintersäsongen -13,1°C.

Då temperaturen når -13,1°C under början av det andra studerade året blir sprickkonturen och spänningarna likt figur 6.19. Resultatet ger inga stora sprickvidder (ca >0,16 mm).

Resultatet för huvudspänningar och sprickkonturen vid den lägst observerade temperaturen, -23°C som uppstår andra året, visas i figur 6.20 - 6.22 nedan. Vid utomhustemperaturen -23°C uppstår fler sprickor med större sprickvidder jämfört med utomhustemperatur -13,1°C.



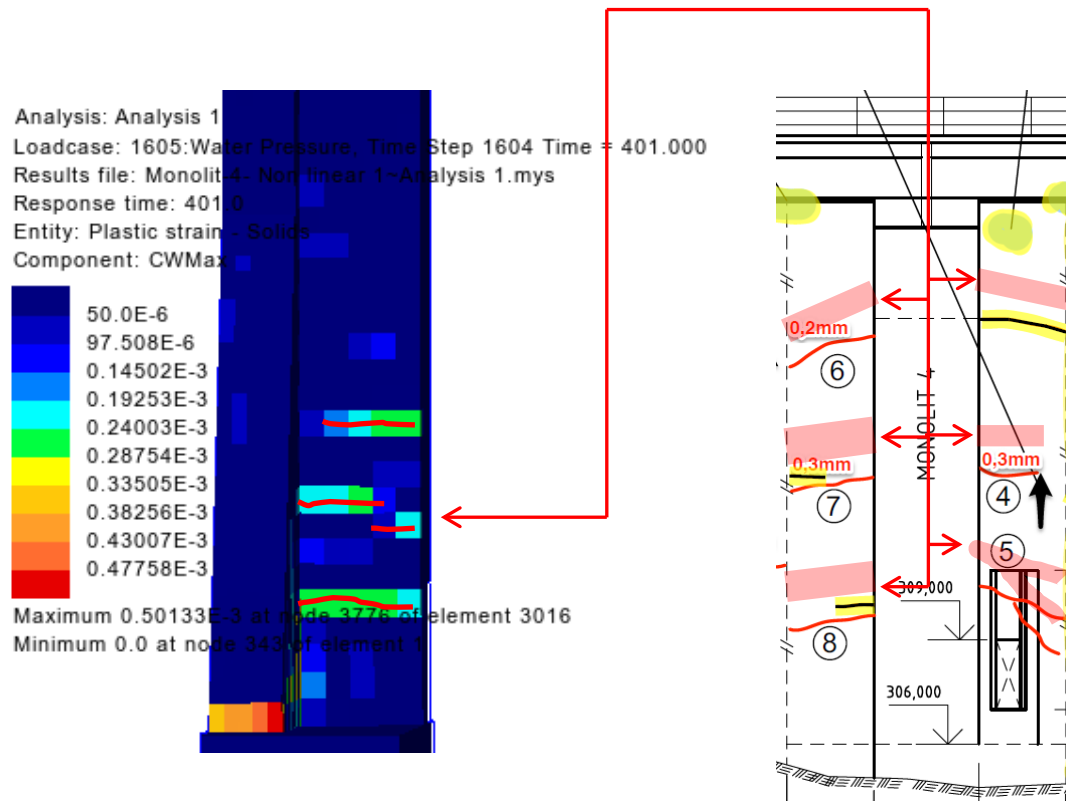
Figur 6.20: Sprickkontur och huvudspänning vid vintersäsong -23°C.



Figur 6.21: Sprickbildning i kontrefor vid -23°C jämfört med sprickor i monolit.

Resultatet från sprickkarteringen för kontrefor i monolit jämförs med resultatet från den icke-linjära analysen. Sprickbildningen från den icke-linjära analysen överensstämmer med sprickbildningen som konstaterats vid sprickkarteringen. Uppmätta sprickvidder i skadekarteringen är större än beräknade sprickvidder vilket beror på att endast två säsongsvariationer av temperatur har studeras i den icke-linjära analysen.

Utifrån resultat från den icke-linjära spänningsanalysen i figur 6.21 ovan uppstår det vertikala sprickor som är cirka 0,3 mm vid botten av kontreforen. Horisontella sprickor på cirka 0,25 mm återfinns strax under mitten av kontreforen. Högre upp i kontreforen uppstår dragspänningar som ger upphov till horisontella sprickor. Dessa påvisar dock en liten sprickvidd på ca 0,1 mm.



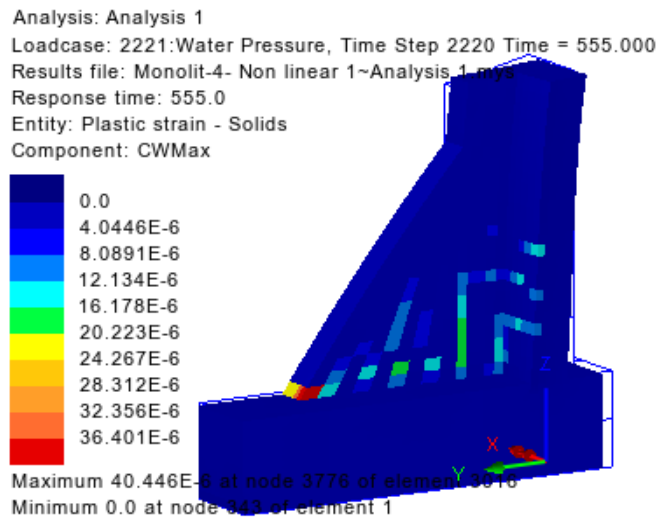
Figur 6.22: Sprickbildning i frontskiva vid -23°C.

Resultatet från den icke-linjära spänningsanalysen överensstämmer med mönstret från sprickbildningen som konstaterats vid sprickkarteringen (se figur 6.22). Resultatet från den icke-linjära spänningsanalysen i figur 6.22 visar horisontell sprickbildning i nedströmssidan av frontskivan. Sprickorna är fler vid botten av frontskivans anslutning med kontreforen och avtar med höjden. Maximala sprickvidden på frontskivan är ca 0,24 mm.

Resultat av spänningar och sprickkontur orsakade av yttre laster och sommartemperatur:

Yttre laster kombineras med temperaturvariationer över två år. Sprickkonturer och huvudspänningar presenteras för utomhustemperatur 23°C. Resultatet av icke-linjära spänningsanalysen sommartid i figur 6.23 visar tryckspänningar i monoliten som stänger sprickorna under sommaren.

Sprickor som redovisas i figur 6.23 har uppstått under vintersäsongen p.g.a. höga dragspänningar och som nu minskar i sprickvidd orsakat av tryckspänningar under sommartemperaturen. Maximal uppmätt sprickvidd är 0,04 mm vid en temperatur på 23°C i utomhusluften. Det bör observeras att maximal sprickvidd sommartid kommer öka med antalet säsongerperioder som analyseras i LUSAS.



Figur 6.23: Sprickbildning vid sommarsäsong +23°C.

Sammanfattning av resultat från icke-linjära spänningsanalysen

Resultatet från den icke-linjära spänningsanalysen orsakade av egentygnd och vattenlast ger likt den linjärelastiska spänningsanalysen låga dragspänningar under betongens tillåtna draghållfasthet.

Vid belastning av egentygnd, vattenlast och två års temperaturvariation i utomhusluften uppstår högst dragspänningar och sprickvidder vintertid. Utifrån dragspänningarna i monoliten redovisar modelleringsprogrammet LUSAS sprickkonturen med sprickvidder därtill. Mönstret av sprickbildningen från LUSAS överensstämmer med den sprickbildning som konstaterats vid sprickkarteringen.

Vintertid med utomhustemperatur på -23°C uppstår vertikala och horisontella sprickor i monoliten. Vid anslutning mellan kontrefor och betongundergjutning uppstår vertikala sprickor med sprickvidder som ej överstiger 0,3 mm. Horisontella sprickor uppstår på kontrefor och frontskiva med sprickvidder som ej överstiger 0,25 mm respektive 0,24 mm.

Sommartid uppstår inte dragspänningar högre än betongens draghållfasthet och bidrar därmed ej till ökad sprickbildning.

6.4 INVERKAN AV ASR PÅ SPRICKBILDNING OCH SPRICKTILLVÄXT

Den linjära elastiska analysen visade område med höga huvuddragspänningar under temperaturlaster av vintersäsongen. Den icke linjära analysen har visat att den friska betongen spricker i de områdena med höga spänningar. Sprickbildningen och sprickkartering stämde väl.

I närvaro av ASR skador och på grund av omfattande mikro- och makrospricksystem i betongen kan uppsprickning vara mer omfattande och spricktillväxten sker i en mycket snabbare takt. En mer omfattande sprickbildning med grova sprickor och en snabb spricktillväxt kan på sikt påverka stabiliteten om armeringen i sprickor korroderas bort med tiden samt den ursprungliga geometrin för kontreforen delas upp på grund av

både vertikala och horisontella sprickor. Även risken för otäthet och läckage igenom sprickor i frontplattan ökar.

Här skall beaktas även armeringsinnehåll och anordning av armering i fall lamelldammen är armerade enligt klass 1 i [16], dock i de befintliga lamelldammarna är armeringsinnehållet är ganska lågt samt anordningen av armering är enligt klass 3 i [16] d.v.s. ingen omslutningseffekt och förspänning kan tillgodoräknas i betongen.

ASR inverkan kan även beaktas i den icke linjära modellen genom reducerade hållfasthetsparameter och brottenergin. En sådan modellering har inte genomfört i denna rapport.

7 Disskusion och slusatser

Denna rapport har i fokus att studera inverkan av ASR på betongtvärsnittets bärförmåga vid bärighetsberäkning i brottgränstillstånd. För att få kunskap i hur ASR påverkar betongens materialegenskaper samt betongkonstruktionens bärförmåga i form av böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansningskapacitet och förankringskapacitet har en litteraturstudie utförts.

Många av de viktigaste slutsatserna i litteraturstudien bygger på experimentella resultat med varierande förutsättningar. Detta medför en variation i de uppmätta eller observerade resultaten. Emellertid finns det en tydlig trend beträffande inverkan av ASR på betongens materialegenskaper såsom hållfastheter och elasticitetsmodul samt betongtvärsnittets bärförmåga i form av böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, genomstansningskapacitet och förankringskapacitet.

De viktigaste slutsatserna och trenderna beträffande inverkan av ASR på betongens materialegenskaper redovisas nedan:

- Vid jämförelse av tryck- och draghållfasthet för betong med samma grad av ASR expansion reduceras tryckhållfastheten mindre än draghållfastheten.
- En reduktion på 25 % av tryckhållfastheten har observerats när synliga sprickor har uppkommit på grund av ASR.
- Flera studier visar att cylindertryckhållfastheten för ASR påverkad betong vid en expansion på 5 mm/m kan reduceras till 60 % av motsvarande värde hos frisk betong.
- Vid samma nivå av fri expansion, d.v.s. 5 mm/m, har draghållfastheten för ASR påverkad betong minskat till 40 % av motsvarande värde hos frisk betong.
- Vid en ASR expansion motsvarande 5 mm/m minskar elasticitetsmodulen hos ASR påverkad betong till 35 % av elasticitetsmodul hos frisk betong.

De viktigaste slutsatserna och trenderna beträffande inverkan av ASR på konstruktionernas bärförmåga redovisas generellt för betongtvärsnittet och specifik för lamelldammar:

- Enligt de i litteratursammanställningen redovisade laboratorieförsöken påverkas inte betongtvärsnittets böjmomentkapacitet i någon större utsträckning vid låg till måttlig expansion av ASR, d.v.s. en expansion som är lägre än 6 mm/m, förutsatt att konstruktionen är underarmerad.
- De äldre konstruktionerna har ofta inte lika höga armeringsandelar som de nya, vilken kan medföra att böjmomentkapaciteten påverkas även vid låg till måttlig expansion. I äldre lamelldammar placerades inte byglar i samma utsträckning som idag och därmed armeringsanordning av klass 3 kan förutsättas enligt CONTECVET-manual [16]. Detta medför att förspänningskraften på grund av en styv omslutning av ASR expanderade betong inte kan tillgodoräknas vid beräkning av böjmomentkapaciteten.
- Den stora risken inträffar när ASR skador orsakar spjälkning av täckande betongskikt ifall det inte finns byglar som håller ihop den längsgående böjarmeringen. Därmed ökar risken att dragkraften i dragarmeringen inte kan överföras och böjmomentkapaciteten kan reduceras kraftigt. Risk för spjälkningszoner parallell med armering i betongytor måste noggrannt utredas genom inspektioner och provningar av borrhärlor för ASR-skadade lamelldammar.

- För tryckta kontreforer kan denna spjälkning även medföra risk för att armeringen blir överksam. Vid spjälkning av täckande betongskikt kan längsgående armeringen buckla ut på grund av att det inte finns någon betong som kan hålla armering vid höga tryckspänningar i tvärsnittet.
- Vidare har konstaterats att tvärsnittets tvärkraftskapacitet vid hög grad av expansion (större än 6 mm/m) kan reduceras med 20%.
- För klass 1 armering, enligt Contecvet manualen, med slutna byglar runt ett dubbelarmerade tvärsnitt kan tvärkraftskapaciteten vara oförändrad på grund av armeringens omslutningseffekt och förspänningskrafter. Dock i äldre lamelldammar saknar armeringsanordningen i de kritiska tvärsnitten ofta tillräckligt med byglar som skapar förutsättningar för en styv omslutningseffekt i dammar.
- I allmänhet sker inte någon reduktion av genomstansningskapaciteten på grund av sprickbildning eller ASR expansion.
- Det kan emellertid ske spjälkning i plattor där betong uppvisar fria expansioner som överstiger 6 mm/m. Om inga byglar är närvarande, kan spjälkningen leda till en minskning av tolerans för genomstansning.
- Vidare har konstaterats att genomstansningsbrott inte är relevant för lamelldammar och därmed inte beaktas normalt vid dimensionering eller bärighetsberäkningar.
- Det stora problemet med ASR-skada kan relateras till förankringskapaciteten. Här har man konstaterat att ASR kan minska vidhäftningshållfastheten signifikant. Reduktion upp till 60% av förankringskapacitet kan uppkomma vid expansioner upp till 6 mm/m.
- Vidhäftningskapacitet och därmed förankringskapacitet påverkas inte signifikant av ASR skador om det finns tillräcklig med byglar eller tvärarmering i tvärriktning som omsluter längsgående armeringen och därmed höjer förankringskapaciteten.
- Risk för spjälkning av täckande betongskikt på grund av spricksystem parallell med böjarmering måste undersökas i ASR-skadade dammar genom en studie av borrhärnor i planslip.

Sammanfattningsvis visar många experimentella studier i laboratoriemiljö med armerade provkroppar utsatta för påskyndad ASR att reduktionen av bärförmågan i brottgränstillstånd beror i regel på hur armeringen anordnas i betongen. Betong med lågt armeringsinnehåll utan byglar resulterar inte i en omslutningseffekt vid ASR expansionen och därmed kan en reduktion av bärförmågan förväntas. I sådana fall reduceras bärförmågan i en bärighetsberäkning genom en reduktion av betongens hållfastheter. Däremot provkroppar med högt armeringsinnehåll och tätt placerade byglar visar en marginell reduktion av bärförmågor på grund av omslutningseffekter av armering.

I finita element analysen av lamelldammaras verkningsätt under normalt förekommande laster, har inverkan av temperaturrelaterade tvångslaster på uppkomsten av sprickor studerats.

De viktigaste slutsatserna beträffande verkningsättet hos en lamelldamm samt ett resonemang om möjlig inverkan av ASR på sprickbildning och spricktillväxt redovisas nedan:

- Med hjälp av en linjär materialmodell i FE-verktyget LUSAS, tillämpad på icke AKR skadad betong, visades att områden med höga dragspänningar kan uppstå på grund av säsongmässiga variationer av luftens temperatur. Temperaturlaster

under vintersäsong är signifikanta för sprickbildning i både frontplatta och kontrefor.

- Med hjälp av en icke-linjär materialmodell i LUSAS, tillämpad på icke ASR skadad betong, visas att områden med sprickor kan uppstå på grund av säsongmässiga variationer av temperatur. Temperaturlaster under vintersäsong är signifikanta för sprickbildning i både frontplatta och kontrefor.
- Slutsatsen från FE-analysen är att lamelldammar kan utveckla horisontella och vertikala sprickor i både frontplatta och kontrefor på grund av tvångslaster orsakade av temperatur.
- Det råder en god överenskomst mellan modellens prediktering av spricktillkomst och verklig sprickkartering. Sprickkarteringen gäller för en lamelldamm utan ASR skador.
- Risken för uppkomsten av stora sprickor samt eventuell spricktillväxt hos befintligt spricksystem under konstruktionens livslängd kan öka markant om betongen drabbas av ASR skador. Risken för sprickbildning ökar med minskad armeringsandel. Konsekvenserna kan vara alvarliga för lamelldammar med lågt armeringsinnehåll. Följaktligen bör risken för ASR orsakade sprickbildning och dess konsekvenser beaktas vid kontroll av stabilitet, läckage och tvärsnittsbrott.
- Slutligen föreslås i denna rapport att ASR inverkan kan modelleras med hjälp av en icke-linjär materialmodell i ett lämpligt FE-verktyg genom modifiering av materialegenskaper såsom betongens hållfastheter, elasticitetsmodul, brottenergi samt krypegenskap. En sådan modellering har inte gjorts i denna rapport.

8 Referenser

- [1] B. Godart, M. de Rooij, och J. G. M. Wood, Reds, "Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures", vol 12. Dordrecht: Springer Netherlands, 2013.
- [2] Svenska Kraftnät, "Dammsäkerhet, Handbok för egenkontroll och tillsyn", 2013. [Online]. Tillgänglig vid: <http://www.svk.se/PageFiles/59154/Dammsakerhet-Handbok-webb.pdf>. [Åtkomstdatum: 15-maj-2014].
- [3] "General Synthesis". [Online]. Tillgänglig vid: http://www.icoldcigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp. [Åtkomstdatum: 15-maj-2014].
- [4] U. Wiberg, H. Eriksson, och Å. Engström, "Betongdammar". KTH, Svensk Energi, 2010.
- [5] "ASR Field Identification Handbook". [Online]. Tillgänglig vid: <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/concrete/asr/pubs/hif12022.pdf>. [Åtkomstdatum: 24-mar-2014].
- [6] W. E. Touma, "Alkali-silica reaction in Portland cement concrete: testing methods and mitigation alternatives", Doktorsavhandling, University of Texas, Austin, 2000.
- [7] R. Charlwood, K. Scrivener, och I. Sims, "Recent developments in the management of chemical expansion of concrete in dams and hydro projects-Part 1: Existing structures", presenterad vid Hydro 2012, Bilbao, Spain, 2012.
- [8] B. Lagerblad och J. Trägårdh, "Alkalisilikareaktioner i svensk betong", Cement och Betong Institutet, Stockholm, CBI-rapport 4:92, 1992.
- [9] "REHABCON Manual, Strategy for maintenance and rehabilitation in concrete structures", EC DG ENTR-C-2 Innovation and SME Programme IPS-2000-0063". [Online]. Tillgänglig vid: http://www.cbi.se/objfiles/1/MANUALmaindocum_1522366004.pdf. [Åtkomstdatum: 23-mar-2014].
- [10] "Betonghandbok - Material, utgåva 2". Stockholm: AB Svensk, Byggtjänst, 1994.
- [11] M. Kalinowski, I. Fossenstrand, och J. Trägårdh, "Risker för alkalisilikareaktion i dammar av betong med lågalkaliska cement och ballast från fjällbergarter - Undersökning av fyra dammar", Elforsk, 13:55
- [12] "Kvarts -MarkInfo". [Online]. Tillgänglig vid: <http://www-markinfo.slu.se/sve/mark/mineral/kvar1.html>. [Åtkomstdatum: 24-apr-2014].
- [13] J. Lindgård, Ö. Andiç-Çakır, I. Fernandes, T. F. Rønning, och M. D. A. Thomas, "Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing", Cem. Concr. Res., vol 42, num 2, ss 223-243, feb 2012.
- [14] "Alkali-aggregate reaction in concrete dams - Review and recommendations". Paris: International Commission on Large Dams, 1991.

- [15] I. Sims och P. Nixon, "RILEM Recommended Test Method AAR-0: Detection of Alkali-Reactivity Potential in Concrete—Outline guide to the use of RILEM methods in assessments of aggregates for potential alkali-reactivity", *Mater. Struct.*, vol 36, num 7, ss 472–479, 2003.
- [16] British Cement Association (BCA), CONTECVET, "A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures - Manual for assessing concrete structures affected by ASR". BCA, UK.
- [17] I. Sims och P. Nixon, "RILEM recommended test method AAR-1: detection of potential alkali-reactivity of aggregates—petrographic method", *Mater. Struct.*, vol 36, num 7, ss 480–496, 2003.
- [18] "Mikroskopi av betong og betongtilslag". [Online]. Tillgänglig vid: http://www.sintef.no/upload/Teknologi_og_samfunn/Betong/Laboratoriepr%C3%B8ving/Mikroskopi.pdf. [Åtkomstdatum: 15-maj-2014].
- [19] "How to make a thin section". [Online]. Tillgänglig vid: <http://geology.wvu.edu/dept/faculty/hirschd/other/thinsections/>. [Åtkomstdatum: 15-maj-2014].
- [20] "Recommendations, A - TC 106-2 - Detection of potential alkali- reactivity of aggregates - The ultra-accelerated mortar-bar test", *Mater. Struct.*, vol 33, num 5, ss 283–289, jun 2000.
- [21] "B-TC 106-3-Detection of potential alkali-reactivity of aggregates-Method for aggregate combinations using concrete prisms", *Mater. Struct.*, vol 33, num 5, ss 290–293, jun 2000.
- [22] J. Lindgård, P. J. Nixon, I. Borchers, B. Schouenborg, B. J. Wigum, M. Haugen, och U. Åkesson, "The EU "PARTNER" Project —European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates: Final results and recommendations", *Cem. Concr. Res.*, vol 40, num 4, ss 611–635, apr 2010.
- [23] I. Sims, P. Nixon, B. Godart, och R. Charlwood, "Recent developments in the management of chemical expansion of concrete in dams and hydro projects-Part 2: RILEM proposals for prevention of AAR in new dams", presenterad vid Hydro 2012, Bilbao, Spain, 2012.
- [24] Clark, L. A. och A. E. K. Jones (1996). "The effect of restrained expansion on the assessment of structures with ASR". TRL Report 161, Transport Research Laboratory, Crowthorne, UK. (1996)
- [25] Dr Woodward R. J, Dr Cullington D. W. och Dr Daly A. F. m.fl. Deliverable D14 Final Report. BRIME Contract no: RO-97-SC.2220. TRL, UK. (2001)
- [26] NG K. E. och Clark L. A. "Prediction of the punching shear strengths of reinforced concrete slabs with ASR: Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete", The Concrete Society, Crowthorne, UK (1992)
- [27] Institution of Structural Engineers. Structural effects of alkali-silica reaction: Technical guidance on the appraisal of existing structures (2nd edition). London, UK: I Struct E. (1992)

- [28] Jones A. E. K. och Clark L. A. "The effects of ASR on the properties of concrete and the implications for assessment. Engineering Structures". Vol 20 No 9, pp. 785-791. (1998)
- [29] Jones A. E. K. och Clark L. A. "The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete", Britttish Cement Association, Magazine of Concrete Research. V. 48 No. 174. Crowthorne, UK. (1996)
- [30] I. Yurtdas, D. Chen, D. W. Hu, och J. F. Shao, "Influence of alkali silica reaction (ASR) on mechanical properties of mortar", Constr. Build. Mater., vol 47, ss 165–174, okt 2013.
- [31] Fan S. och Hanson J.M. "Effect of Alkali Silica Reaction Expansion and Cracking on Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams". American Concrete Institute. ACI Structural Journal, V. 95 No. 5, (1998)
- [32] Chana P. S. "Recomended method for assessing structural performance of concrete affected by ASR". Deliverable prepared for BRITE/EURAM Project 4062. Britttish Cement Association, Crowthorne, UK. (1994)
- [33] Chana P. S. och Korobokis G. A. "The structural performance on reinforced concrete affected by alkali-silica reaction". Phase II. Transport Research Laboratory (TRL) Contractor Report 311. TRL. Crowthorne, UK. (1992)
- [34] Cope R. J. och Slade L. "The shear capacity of reinforced concrete members subjected to alkali-silica reaction". Structural Engineering Review No 2. (1990)
- [35] Clayton N, Currie R. J. och Moss R.M. "The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams". The Structural Engineer. Vol 68, No 15. Institution of Structural Engineers, London, UK. (1990)
- [36] Clark L. A. "Critical review of the structural implications of the alkali-silica reaction": Transport Research Laboratory (TRL), Contractor Report 141. TRL, Crowthorne, UK. (1989)
- [37] Bach F, Nielsen M. P, Thorsen T och Bjerrum J. "Re-evaluation of concrete structures. Reliability and load carrying capacity. The shear strength of concrete beams subjected to alkali-silica reactions". International symposium. Proceedings: Ed. S. Rostam og M.W. Bræstrup, Dansk Beton Institut/Danish Concrete Institute. Technical University of Denmark. (1988)
- [38] West G. "Alkali-aggregate reaction in concrete roads and bridges". Thomas Telford LTD, London, UK. (1996)
- [39] NG K. E. och Clark L. A: "Punching tests on slabs with alkali-silica reaction". The Structural Engineer Vol 70, No 14. Institution of Structural Engineers, London, UK. (1992)
- [40] RIDAS, Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, Avsnitt 7.3: Tillämpningsvägledning Betongdammar", Svensk Energi, 2011.
- [41] A. Ansell, J. Björnström, T. Ekström, M. Hassanzadeh, och M. Unosson, "Spricktillväxt i lamelldamm. Tillämpning av icke-linjära modeller-Del 1", Elforsk, 2008.

- [42] Clark L.A. "Structural aspects of alkali-silica reaction." Structural engineering review 2: pp 121-125., 1990.
- [43] Ono K. "Strength and stiffness of alkali silica reaction concrete and concrete members". structural engineering review 2: pp121-125, 1990.
- [44] Swamy R.N "Testing for alkali-silica reaction in concrete." the alkali silica reaction in concrete" R N Swamy , Blackie, Van Nostrand Reinhold: pp54-95., 1992.

INVERKAN AV ASR PÅ BETONGENS BÄRFÖRMÅGA

Alkalisilikareaktion ASR är en kemisk reaktion som medför att spänningar uppstår i betongen då den silikatgel som bildas expanderar. Reaktionen kräver en tillräcklig hög alkalihalt, en reaktiv ballast och att det finns vatten i betongen.

På grund av de spänningar som orsakas av ASR är det av intresse att veta hur reaktionen påverkar betongkonstruktionens bärförmåga. Resultaten är därför intressanta i den här litteraturstudien av nationella och internationella publikationer vad gäller inverkan av ASR på materialegenskaper och bärförmåga.

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